



UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE
FACOLTA' DI INGEGNERIA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E ARCHITETTURA

Corso di Laurea magistrale in Ingegneria Civile

***Valutazione della sicurezza dei ponti esistenti: verifiche approfondite
degli impalcati in c.a.p. a cavi post-tesi***

*Safety assessment of existing bridges: in deep verifications of post-tensioned
pre-stressed concrete decks*

Relatore:

Dott. Ing. Laura Ragni

Correlatore:

Dott. Ing. Sandro Carbonari

Candidato:

Anna Brunetti

Anno Accademico 2020/2021

Indice

INTRODUZIONE.....	1
1 NUOVE LINEE GUIDA DEI PONTI ESISTENTI.....	4
1.1 NORMATIVA IN MATERIA.....	4
1.1.1 Norme Tecniche delle Costruzioni 2018 e il tema della conoscenza.....	4
1.1.2 Le Linee Guida dei Ponti esistenti.....	6
1.1.2.1 Livello 4 delle Linee Guida, la verifica accurata.....	11
2 CASO STUDIO.....	1
2.1 DESCRIZIONE DEL CASO STUDIO	1
2.2 METODO DI CALCOLO DA PROGETTO ESISTENTE.....	3
2.3 VALUTAZIONE DI SICUREZZA DEL CASO STUDIO	8
2.3.1 Normativa di riferimento.....	8
2.3.2 Livello di conoscenza del manufatto.....	8
2.3.3 Materiali, valori caratteristici.....	9
2.3.3.1 Valori di progetto.....	11
2.3.4 Analisi dei carichi.....	13
2.3.4.1 Carichi Permanenti.....	13
2.3.4.2 Azione della precompressione.....	14
2.3.4.2.1 <i>Calcolo della tensione del cavo risultante nelle sezioni oggetto di studio</i>	<i>16</i>
2.3.4.3 Carichi da traffico.....	17
2.3.4.3.1 <i>Completo Adeguamento ed Operatività, carichi da traffico da NTC.</i>	<i>17</i>
2.3.4.3.2 <i>Transitabilità (2), schemi di traffico da Codice della Strada, Linee Guida</i>	<i>20</i>
2.3.4.3.3 <i>Transitabilità (2), schemi da traffico da Codice della Strada, Istruzioni Operative</i>	<i>21</i>
2.3.5 Modello di calcolo	22
2.3.5.1 Assegnazione dei carichi.....	25
2.3.6 Combinazione delle azioni.....	26
2.3.6.1 Livello di Completo Adeguamento	26
2.3.6.2 Livello di Operatività	27
2.3.6.3 Livello di Transitabilità (2), secondo Linee Guida	28
2.3.6.4 Livello di Transitabilità (2), secondo Istruzioni Operative	28
2.3.7 Completa Adeguatezza.....	30
2.3.7.1 Verifica della trave.....	30
2.3.7.1.1 <i>Verifica a flessione agli SLU</i>	<i>30</i>
2.3.7.1.2 <i>Verifica a taglio agli SLU</i>	<i>35</i>
2.3.7.2 Verifica trasverso.....	54
2.3.7.2.1 <i>Verifica a flessione agli SLU</i>	<i>54</i>
2.3.7.2.2 <i>Verifica a taglio agli SLU</i>	<i>58</i>
2.3.7.3 Verifica soletta	62
2.3.7.3.1 <i>Modellazione Soletta</i>	<i>62</i>
2.3.7.3.2 <i>Analisi dei carichi</i>	<i>64</i>
2.3.7.3.3 <i>Sollecitazioni</i>	<i>69</i>
2.3.7.3.4 <i>Verifica a flessione</i>	<i>70</i>



2.3.7.3.5	<i>Verifica a taglio</i>	73
2.3.7.3.6	<i>Verifica a punzonamento</i>	75
2.3.8	Operatività	78
2.3.8.1	Verifica a flessione.....	79
2.3.8.2	Verifica a taglio agli SLU.....	82
2.3.9	Transitabilità (2) secondo Linee Guida.....	89
2.3.9.1	Verifiche a taglio agli SLU	89
2.3.9.1.1	<i>Transitabilità Livello 1</i>	89
2.3.9.1.2	<i>Transitabilità Livello 2</i>	96
2.3.9.1.3	<i>Transitabilità Livello 3</i>	102
2.3.10	Transitabilità (2) secondo Istruzioni Operative	109
2.3.10.1	Verifiche a taglio agli SLU.....	109
2.3.10.1.1	<i>Transitabilità Livello 1</i>	109
2.3.10.1.2	<i>Transitabilità Livello 2</i>	116
3	STUDIO APPROFONDITO DEI CAVI DI PRECOMPRESSIONE.....	123
3.1	GEOMETRIA DEI CAVI	123
3.2	CADUTE DI TENSIONE	125
3.3	CONFRONTO CADUTE DI TENSIONE	133
4	SENSIBILITÀ DEI PRINCIPALI FATTORI DELLE STRUTTURE ESISTENTI IN C.A.P. SULLA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA .	137
4.1	TIRO DEL CAVO DI PRECOMPRESSIONE.....	138
4.2	RESISTENZA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO	144
4.2.1	Calcestruzzo trave.....	144
4.2.2	Calcestruzzo soletta	148
	CONCLUSIONE.....	151
	BIBLIOGRAFIA.....	154



Introduzione

Nell'Aprile del 2020 l'assemblea generale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici approva le *"Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti"*, redatte dalla commissione istituita nel 2019, con l'obiettivo di definire ed unificare le modalità di classificazione, valutazione della sicurezza e monitoraggio dei ponti esistenti. Il documento prodotto è la risposta necessaria ai tragici eventi che da anni si avvicendano nel nostro territorio e che sono culminati con il drammatico crollo del Ponte sul Polcevera del 2018.

Il patrimonio di opere viarie italiano è molto vasto e vario a causa della conformazione geografica ed orografica del territorio: la presenza di catene montuose che attraversano trasversalmente e longitudinalmente il Paese, nonché la fitta rete di corsi d'acqua che si snoda lungo tutto il territorio nazionale, fanno sì che la rete stradale italiana sia una delle più complesse al mondo, e che necessita, per quanto detto, di un gran numero di opere infrastrutturali quali gallerie, ponti e viadotti.

Focalizzando l'attenzione su questi ultimi manufatti, alla luce degli eventi ricordati, essi rappresentano ad oggi una delle maggiori preoccupazioni per il mondo dell'ingegneria civile, soprattutto a causa della vetustà di queste opere giunte quasi al termine della loro vita utile.

Fase di sviluppo fondamentale per la rete stradale nazionale furono i trent'anni che seguirono il secondo conflitto mondiale. Se in una prima fase ci si dovette dedicare alla ricostruzione post-bellica, successivamente, in uno dei periodi più prolifici per il nostro Paese, nel pieno del boom economico, la rete infrastrutturale ebbe un importante potenziamento tanto che negli anni '60 l'Italia poteva vantare una rete viaria da fare invidia anche ai paesi più sviluppati.

Quindi, la maggior parte delle opere infrastrutturali che oggi consentono la mobilità sul nostro territorio, è in realtà stata realizzata prima degli anni '70. Da uno studio condotto da Marco Petrangeli et al., risulta che ben l'80 % dei ponti italiani è stato costruito entro il secondo dopoguerra, risultato in linea con i dati a livello europeo da cui risulta che il 75% dei ponti europei esistenti hanno più di 50 anni e circa il 35 % addirittura più di 100 anni.

Il patrimonio di opere viarie italiano, così come quello europeo, sta di fatti invecchiando e ciò rappresenta, già di per sé, una valida motivazione per avere un occhio di riguardo per tali manufatti. Ma a questo fattore se ne affiancano altri, ugualmente importanti, che hanno contribuito all'insorgere di criticità nel nostro sistema infrastrutturale.

La progettazione di tali opere è stata condotta rispettando norme superate, basate su domande di traffico diverse, nonché seguendo metodi che, alla luce della conoscenza attuale, risultano non del tutto corretti, determinando carenze progettuali che oggi accomunano i ponti realizzati in quegli anni. All'epoca, inoltre, si ignorava del tutto l'adozione di criteri antisismici.

Bisogna inoltre ammettere la presenza di carenze anche a livello esecutivo, dettate talvolta dalla scarsa esperienza di fronte a nuove tecniche costruttive, quale ad esempio il cemento armato

precompresso. Errore diffuso nella realizzazione di opere in c.a.p. riguardava l'iniezione delle guaine, operazione ritenuta di scarsa utilità, tanto da eseguirla il più delle volte senza la cura necessaria, o che talvolta veniva del tutto omessa.

A tutto ciò si aggiunge una differente cultura progettuale, poco sensibile a tematiche che oggi risultano basilari per la progettazione.

Fino agli anni '70 la progettazione si basava unicamente sul concetto di resistenza, che si pensava potesse da sola garantire la stabilità dell'opera per un tempo illimitato, ignorando totalmente le criticità che di certo sarebbero insorte col tempo. Solo alla fine degli anni '70 si colse l'importanza di un altro principio di cui tener conto, la durabilità, in altre parole la capacità di una struttura di mantenere le prestazioni iniziali per un determinato periodo di tempo. Inizia quindi a delinearsi un concetto che è alla base della progettazione attuale, quello di vita utile dell'opera, definita come il tempo nel quale è garantita la durabilità purché sia assicurata manutenzione ordinaria.

Il concetto di durabilità è quindi un concetto che ingloba in sé tematiche sulle quali all'epoca non veniva posto l'accento, come appunto quella della manutenzione. La durabilità diventa quindi solo recentemente la parola d'ordine da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche e soprattutto nelle fasi successive di realizzazione e manutenzione. O almeno in teoria.

Tutt'oggi, infatti, la manutenzione rappresenta un tasto dolente nella gestione dei ponti. Seppur col tempo si è preso consapevolezza degli effetti nocivi e deleteri del degrado sulle strutture, poco è stato fatto ed investito, andando ad aggravare ulteriormente le condizioni di salute dei nostri ponti. Si stima che per recuperare anni di insufficiente manutenzione si dovrebbe disporre di ingenti risorse economiche, la cui somma ammonterebbe a circa 20mld di euro. È di certo una stima grossolana ma che aiuta a comprendere le dimensioni del problema.

Altra problematica che si aggiunge a quelle già elencate è quella della scarsa conoscenza delle opere presenti sul territorio. Ad oggi non è disponibile un'anagrafe nazionale delle opere esistenti, che possa annoverare per ciascuna di essa lo stato, la storia, gli interventi o le ispezioni già eseguite. Se da un lato questo dato può suggerire la poca attenzione che finora si è dedicata al problema, dall'altro si evidenzia la difficoltà del compito, a causa della frammentazione della gestione delle opere stesse, la quale è affidata in parte ad Anas Spa, in parte agli enti locali, quali Comuni, Province e Regioni, e in parte ai concessionari stradali e autostradali. Conseguenza diretta è la limitata conoscenza che si ha, e che viene del tutto a mancare per alcuni manufatti di cui non si conosce neppure l'ente gestore.

Tutto ciò senza tralasciare la vulnerabilità dell'Italia, uno dei Paesi a maggior rischio sismico e idrogeologico.

La problematica dei ponti esistenti, nonché quello della conoscenza ad essa legata, costituiscono il tema centrale del presente elaborato.

Di seguito si andrà ad analizzare nel dettaglio il testo delle Linee Guida, e sulla base delle prescrizioni stabilite dalle stesse e dalle comunicanti Norme Tecniche, si andrà a valutare la sicurezza

di un ponte esistente, progettato nel 1970. La struttura portante dell'opera è costituita da travi in calcestruzzo armato precompresso, con sistema di precompressione a cavi post-tesi, e da soletta e traversi in calcestruzzo armato.

L'anno di progettazione del manufatto nonché la tecnologia costruttiva adottata, fanno sì che il caso studio rappresenti ad oggi una delle categorie di ponti maggiormente attenzionata, a causa delle problematiche precedentemente esposte. A ciò si aggiungono le criticità derivanti dalla presenza del sistema di precompressione, che si può affermare rappresenti, in alcuni casi, una vera e propria incognita. Attualmente non si dispone infatti di strumenti di indagini in grado di misurare il valore di tensione effettivamente agente sul cavo. Inoltre, per poter conoscere la sezione reale dei cavi è necessario procedere con indagini distruttive. Tutto ciò fa sì che il sistema di precompressione, su cui si fa largo affidamento nella valutazione della capacità portante di tali opere, non sia in realtà una certezza assoluta.

Tale argomentazione ribadisce l'importanza della conoscenza nella valutazione delle strutture esistenti. In quest'ottica, nella seconda parte della tesi, si andrà a valutare l'influenza che hanno i principali parametri delle opere in c.a.p. sull'esito delle verifiche. I fattori presi in considerazione nella trattazione sono il tiro del cavo e la resistenza del calcestruzzo, i quali possono rappresentare entrambi fonte di incertezza.

1 Nuove Linee Guida dei Ponti esistenti

1.1 Normativa in materia

È nel contesto appena descritto che prendono forma le recenti Linee Guida, con l'obiettivo di fornire uno strumento unico e valido su tutto il territorio nazionale per la gestione dei ponti esistenti.

In realtà l'Italia mosse i primi passi in questa direzione già nel lontano 1967, risultando tra i primi Paesi al mondo a legiferare in materia

Anche all'epoca una drammatica tragedia, il crollo del ponte di Ariccia, che causò morti e feriti, richiamò l'attenzione sul controllo e la verifica delle opere esistenti. Venne quindi emanata il 19 luglio dello stesso anno, la Circ. Min. LL. PP. No 6736/61A1 "Controllo delle Condizioni di stabilità delle opere d'arte stradali". Il documento forniva sia indicazioni prettamente operative, definendo ad esempio ispezioni speciali e indagini specifiche da eseguire nel caso l'opera manifestasse le prime avvisaglie di problemi, sia individuava competenze e responsabilità degli enti gestori, ponendo l'accento sull'importanza di ispezioni accurate e periodiche. La circolare stabiliva inoltre la periodicità dei controlli, imponendo l'esecuzione di una ispezione trimestrale da parte di tecnici ed una ispezione annuale da parte di ingegneri. Ad oggi si confermano tra le prescrizioni più restrittive al mondo, e possono essere ritenute ancora valide non esistendo alcun un aggiornamento sulle tempistiche delle ispezioni nelle norme successive.

Seppur consisteva di poche pagine, e le indicazioni fossero ancora alquanto vaghe, la Circolare del 1967 rappresenta tutt'oggi la norma di riferimento per i manuali di manutenzione ed ispezione dei vari gestori stradali in Italia, nonché punto di riferimento anche per le normative di paesi esteri vicini quali Austria e Germania.

Bisogna attendere fino al 1980 per avere un aggiornamento a livello normativo che si occupasse specificamente dei ponti, con la circolare Min. LL. PP. No 220977 "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali". Dopo di questa ne seguirono altre negli anni successivi, fino ad arrivare alla normativa attuale D.M del 17/01/2018 e la Circolare Esplicativa No 35/2019 del 11/02/2019.

1.1.1 Norme Tecniche delle Costruzioni 2018 e il tema della conoscenza

Il tema dei ponti esistenti non viene trattato esplicitamente all'interno delle vigenti NTC 2018, ma viene inglobato all'interno del Capitolo 8 che riguarda tutte le costruzioni esistenti, risultando alquanto carente in merito alla gestione e alla manutenzione dei ponti.

La circolare 2019 riserva il sotto-capitolo C8.8 all'argomento e fornisce indicazioni per la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sui ponti esistenti.

L'approccio metodologico proposto dalla normativa, per la valutazione della sicurezza di tutte le strutture esistenti presuppone alla base la conoscenza dell'opera stessa. Si definisce il concetto, già

introdotto nelle NTC 2008, del Livello di Conoscenza, ovvero il grado di approfondimento in termini di dati ed informazioni acquisiti sull'opera da parte del progettista. La norma distingue tre livelli di conoscenza, di seguito elencati in ordine di approfondimento crescente:

- LC1, livello di conoscenza limitato
- LC2, livello di conoscenza adeguato
- LC3, livello di conoscenza accurato

Tale parametro è alla base della verifica dell'opera, condizionandone non solo il processo ma eventualmente anche l'esito. In funzione del livello di Conoscenza raggiunto, la norma impone infatti sia il metodo di analisi da adottare, nonché i valori di resistenza dei materiali da assumere. In tal senso introduce i Fattori di confidenza, parametri con cui si decurtano le resistenze medie dei materiali, ottenute da indagini. Ad ogni livello di conoscenza corrisponde un determinato valore di fattore di confidenza FC: tanto più la conoscenza dell'opera è approfondita tanto più il coefficiente risulta minore. Tali fattori riduttivi hanno pertanto il ruolo di garantire lo stesso livello di sicurezza a partire da livelli di conoscenza differenti. I valori dei FC correlati a ciascun livello di conoscenza sono specificati nella Circolare Esplicativa 2019 nel capito C8.5.4:

- $FC=1.35$, per un LC1
- $FC=1.20$, per un LC2
- $FC=1.00$, per un LC3

Si può intuire come nel caso in cui ci si affidi ad una conoscenza limitata della struttura esistente, le resistenze dei materiali possano risultare notevolmente ridotte tanto da poter influenzare negativamente l'esito della verifica.

La prima fase del processo di verifica è quindi finalizzata alla caratterizzazione dell'opera e del suo comportamento strutturale. La normativa suggerisce il processo conoscitivo da seguire definendo diversi step:

- **Analisi storico critica:** consiste nel ricostruire la storia del manufatto a partire dal processo realizzativo dello stesso, annoverando le modifiche subite dall'opera nel tempo nonché gli eventuali interventi che hanno interessata la stessa. In questa fase il compito del progettista è quello di reperire tutta la documentazione relativa al manufatto, quali elaborati progettuali o relazioni di eventuali successivi interventi.
- **Rilievo geometrico-strutturale:** rilievo finalizzato alla completa identificazione della geometria esterna della struttura nonché alla definizione dei dettagli costruttivi di tutti gli elementi, che abbiano funzione strutturale o meno. È importante inoltre durante questa fase rilevare dissesti, in atto o stabilizzati, individuando quadri fessurativi o meccanismi di danno e caratterizzare lo stato di conservazione dei materiali. Rilievo visivo è di fondamentale importanza per confermare o meno non solo i dati relativi la geometria della struttura, desunti, ad esempio, da elaborati progettuali, ma anche i dettagli costruttivi, che influenzano significativamente il comportamento della struttura sottoposta ad azione sismica. È quindi necessario organizzare una campagna di indagini in situ volta alla

conoscenza dei dettagli costruttivi, individuandone il numero e la localizzazione. Il quantitativo di indagini da effettuare dipende dal grado di conoscenza che si intende raggiungere. Si distinguono tre livelli di indagini, anche qui con grado di approfondimento crescente: limitate, estese, esaustive. La norma definisce, per ciascun tipo di costruzione, i criteri necessari per raggiungere ciascun livello.

- **Caratterizzazione meccanica dei materiali:** è infine necessario caratterizzare i materiali, avvalendosi anche qui di prove sperimentali atte a validare le informazioni riportate sulla documentazione disponibile. Il numero di prove sui materiali che si decide di eseguire dipende dal livello di conoscenza che si vuole raggiungere. Si distinguono, analogamente a quanto già visto per le indagini sui dettagli costruttivi, tre livelli di prova: prove limitate, estese ed esaustive. Il numero di prove richiesto per raggiungere ciascun livello, e per ciascun tipo di edificio, è definito da normativa; naturalmente tanto più il grado di approfondimento preposto è alto, tanto più il numero di prove aumenta.

Al termine di questa fase si avranno a disposizione tutte le informazioni necessarie per poter definire un modello attendibile che permetta di studiare il manufatto. A seguito dell'analisi è possibile procedere con le verifiche di resistenza richieste per la struttura.

L'applicazione del procedimento previsto da normativa per la valutazione di strutture esistenti, qui brevemente esposto, richiede quindi un impegno non indifferente.

1.1.2 Le Linee Guida dei Ponti esistenti

Alla luce delle considerazioni fatte precedentemente, la valutazione dello stato di salute dei ponti italiani è attualmente una priorità. Tutte le strutture ad oggi in uso sul nostro territorio dovrebbero essere analizzate secondo le attuali disposizioni. Questo ambizioso obiettivo cozza però con le difficoltà che si riscontrerebbero nel conseguirlo: il procedimento da seguire risulta infatti oneroso sia in termini temporali che economici, senza contare che lo si dovrebbe applicare ad un numero di infrastrutture cospicuo. Il numero elevato potrebbe peraltro non garantire l'accuratezza delle verifiche su ogni manufatto

Si è cercato di dare una risposta al problema attraverso la stesura delle Linee Guida. L'impostazione del documento prevede un approccio definito multilivello che consente, via via che le indagini diventano più accurate, di scremare il numero di ponti da studiare. Le strutture in esame vengono quindi vagliate attraverso un sistema che permette la classificazione delle stesse assegnando un ordine di priorità con cui eseguire le analisi più approfondite. Tale informazione viene sintetizzata dalla Classe di Attenzione del manufatto, dato che viene stimato combinando i parametri di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione relativi a differenti tipologie di rischio.

Il beneficio che deriva da un tale approccio è che, seppure, indagini speditive dovranno essere condotte su tutti i ponti presenti sul territorio, le valutazioni più accurate potranno essere limitate ai soli ponti che al termine del processo risulteranno essere maggiormente a rischio.

La prima parte dell'elaborato tratta quindi la classificazione del rischio dei ponti esistenti. Seguono quindi indicazioni utili per la valutazione della sicurezza delle strutture, e nella parte finale viene

trattato il tema riguardante le attività di sorveglianza e monitoraggio da pianificare in funzione della Classe di attenzione di ciascuna opera.

Il processo suggerito dalle Linee Guida è efficacemente sintetizzato dal flusso logico di seguito riportato:

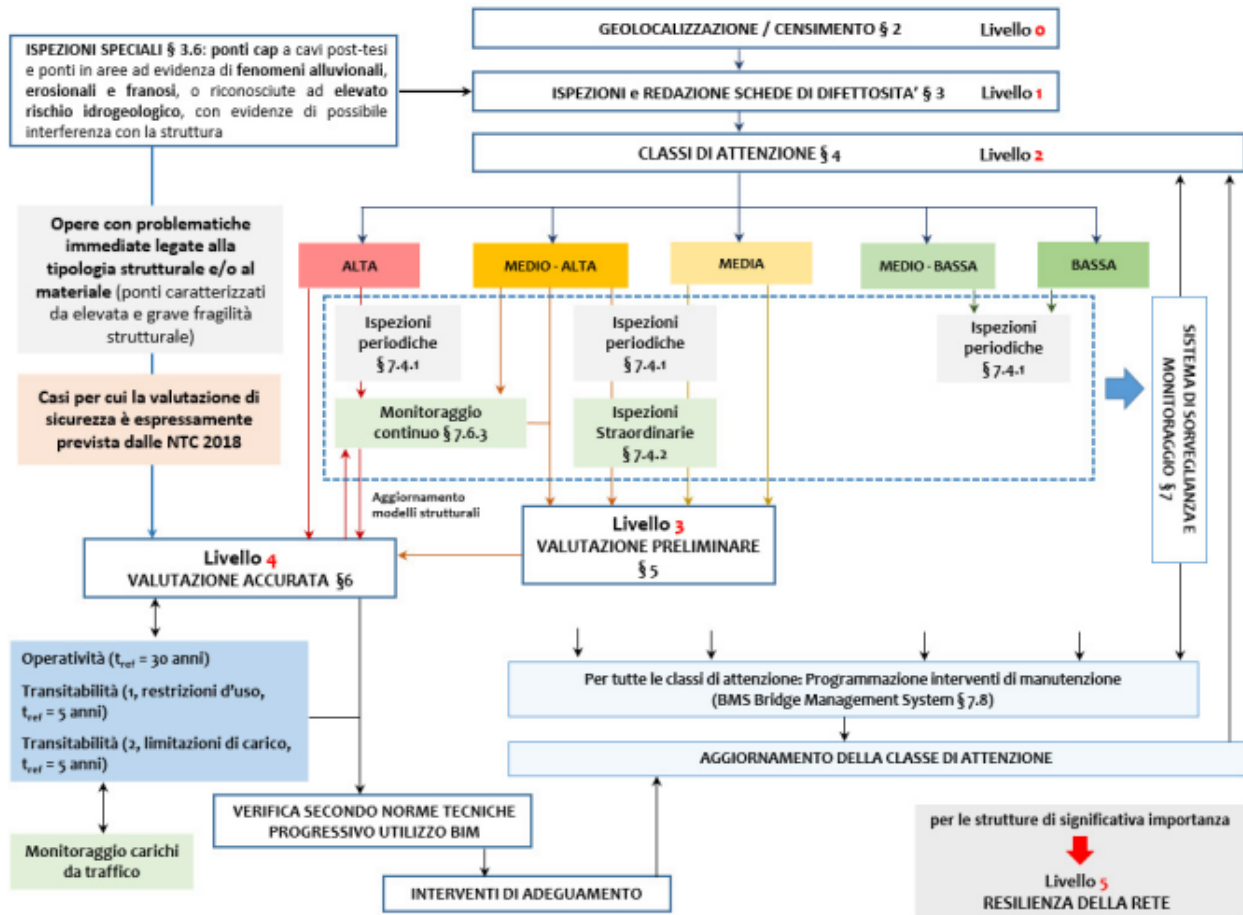


Figura 1.1

L'approccio si compone di 6 differenti livelli, dal Livello 0 al Livello 5, con grado di approfondimento via via maggiore.

- Livello 0, Censimento delle opere: il primo livello richiede il censimento di tutte le opere presenti sul territorio, con lo scopo di individuare il numero di strutture da gestire e fornire le informazioni principali relative a ciascun manufatto, sia di carattere generale (come ad esempio l'ubicazione dello stesso, l'ente gestore, ecc), sia di carattere tecnico, definendo la geometria dell'opera, il sistema strutturale ecc. Tali dati vengono raccolti all'interno delle "Schede di Censimento di Livello 0", che rappresentano il punto di partenza per le successive analisi. Questa prima fase richiede quindi l'acquisizione di dati mediante il reperimento di tutta la documentazione disponibile, sia tecnica (elaborati progettuali) che amministrativa, e non necessita obbligatoriamente di ispezioni visive in situ. Il risultato di questo primo livello è sicuramente la base per la programmazione delle ispezioni visive in

situ, e può rappresentare il punto di partenza per la realizzazione di un catasto nazionale dei ponti.

- **Livello 1, Ispezioni visive e schede di difettosità:** in questa fase sono richieste ispezioni visive su tutte le opere censite, con lo scopo di verificare l'attendibilità dei dati raccolti nella fase di censimento, e di ampliare ulteriormente le informazioni inerenti ciascun manufatto. Durante le ispezioni è necessario eseguire accurato rilievo fotografico, rilievo geometrico delle principali dimensioni dell'opera, e rilievo dei principali fenomeni di degrado presenti. Relativamente a questi ultimi, al termine dei sopralluoghi per ogni ponte verranno redatte le "*Schede di difettosità*", schede in cui si indica il tipo di degrado manifestato dall'opera, la sua gravità attraverso il peso del difetto G , l'estensione dello stesso mediante il coefficiente k_1 , e l'intensità con il coefficiente k_2 . Sono disponibili schede di difettosità diverse per ogni elemento costruttivo del ponte. Oltre alle schede di difettosità è necessario compilare le "*Schede descrittive di ispezione*" con le caratteristiche principali della struttura rilevate durante l'ispezione visiva. Infine, dovranno essere allegate alle schede di difettosità, le Schede "frane ed Idraulica", la cui compilazione è invece assegnata a tecnici esperti, che dovranno individuare, sulla base dell'esame visivo effettuato e della documentazione reperita durante il censimento, i fattori principali necessari alla determinazione della classe di attenzione frane e idraulica.
- **Livello 2, Analisi dei rischi rilevanti e classificazione su scala territoriale:** a valle di tutti i dati raccolti nelle prime fasi si può procedere con la determinazione della Classe di Attenzione, criterio con il quale si definisce l'ordine di priorità con cui sottoporre le opere a valutazioni di sicurezza più approfondite. La Classe di Attenzione complessiva del ponte è il risultato della combinazione delle Classi di Attenzione definite per quattro differenti tipologie di rischio: rischio strutturale e fondazionale, il rischio sismico, rischio di frane e rischio idraulico. La stima di ciascun rischio presuppone alla base la valutazione dei fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, eseguita combinando parametri primari e secondari che vengono determinati grazie alle informazioni ottenute nelle fasi precedenti. Tali parametri sono definiti dalle linee guida e risultano distinti per ciascun tipo di rischio, e per ogni relativo fattore di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione. L'approccio che si segue è definito per "classi ed operatori": si assegnano a ciascun parametro primario dei valori secondo i criteri previsti dal documento, il valore individua una classe tra le 5 possibili (alta, medio-alta, media, medio-bassa, bassa) la quale viene combinata con i valori assunti dai parametri secondari. La combinazione restituisce la classe di ciascun fattore, anche qui compresa tra le 5 possibili (alta, medio-alta, media, medio-bassa, bassa); a questo punto si combinano le classi di ciascun fattore per ottenere la Classe di Attenzione relativa a quella tipologia di rischio. Il flusso logico riportato di seguito sintetizza efficacemente il procedimento per la determinazione della CdA.

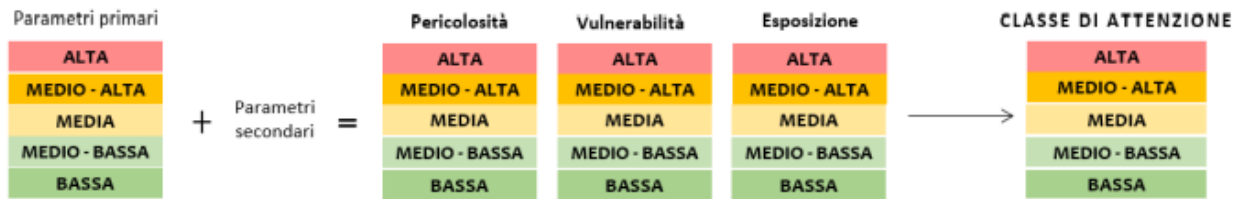


Figura 1.2

Tale procedimento lo si esegue per tutti i tipi di rischio e al termine del processo, combinando tutte le CdA ottenute, si otterrà la CdA complessiva del ponte.

La determinazione della CdA complessiva risulta essere il fulcro centrale di tutta la trattazione: le indagini, le verifiche o le azioni di monitoraggio che dovranno essere eseguite sul ponte dipenderanno strettamente dalla classe definita. In particolare, le LL GG prevedono:

- Per ponti con CdA Alta è necessario procedere repentinamente con valutazioni di sicurezza accurate e con approfondimenti sulle caratteristiche geotecniche e strutturali, laddove necessario. Inoltre, sono previste ispezioni periodiche e, qualora fosse necessario, è opportuno programmare ispezioni periodiche straordinarie o installare sistemi di monitoraggio periodico o continuo
- Per ponti con CdA Medio-Alta è possibile eseguire dapprima valutazioni preliminari di livello 3. Anche per questa classe, ci si avvarrà di ispezioni periodiche ordinarie, e qualora lo si ritenesse opportuno, di ispezioni periodiche straordinarie e/o di attività di monitoraggio continuo o periodico.
in seguito, sulla base dei risultati ottenuti dalla valutazione preliminare dell'opera e dalle attività di monitoraggio ed ispezione, si dovrà valutare se procedere con valutazioni più accurate, riclassificando quindi il ponte con CdA alta.
- Per ponti con CdA Media: il ponte è sottoposto a valutazioni preliminari, e ad ispezioni periodiche ordinarie. Qualora da tali ispezioni si evincessero fenomeni di degrado in rapida evoluzione è bene procedere con ispezioni periodiche straordinarie. Alla luce dei risultati ottenuti, si può quindi valutare la necessità di procedere con l'installazione di sistemi di monitoraggio periodici o continui, e con valutazioni di sicurezza più approfondite.
- Per i ponti con CdA Medio-Bassa: le linee guida prescrivono di eseguire ispezioni periodiche frequenti
- Per i ponti con CdA Bassa: i ponti di questa classe dovranno essere sottoposti a ispezioni periodiche.

Esistono tuttavia categorie di ponti che esulano dalla determinazione della CdA, e per le quali si richiede direttamente l'esecuzione di valutazioni approfondite e di dettaglio. Rientrano in tali categorie:

- le strutture esistenti che richiedono valutazione della sicurezza per i casi elencati dalle Norme Tecniche al Cap 8.3

- opere che a valle dei dati raccolti nelle prime due fasi (Livello 0 e Livello 1), risultano essere caratterizzate da elevata fragilità (non aventi robustezza), tale per cui una variazione minima delle caratteristiche strutturali potrebbe compromettere il comportamento strutturale e provocare crisi di tipo fragile.

Categoria a parte costituiscono i ponti in calcestruzzo armato precompresso a cavi post-tesi e tutte quelle opere ubicate in aree caratterizzate da elevato rischio idrogeologico, e per le quali non è possibile scongiurare tragiche conseguenze in seguito a fenomeni alluvionali, erosionali e franosi.

I ponti in c.a.p. a cavi post tesi rappresentano ad oggi una grande incognita, non avendo a disposizione, attualmente, nessuna tecnica di indagine atta a fornire informazioni dettagliate sulle effettive condizioni di un elemento in cap. tale tecnologia costruttiva trovò ampia applicazione nella seconda metà del secolo scorso, ma, come brevemente accennato, la scarsa esperienza che si aveva del materiale portò ad eseguire con negligenza la fase di iniezioni dei cavi. La conseguenza di tale errore la si riscontra oggi nei gravi problemi di corrosione dei cavi che interessano gran parte delle strutture in cap.

Di fondamentale importanza per tali strutture è quindi la conoscenza dell'armatura di precompressione e del suo stato di conservazione, a causa del ruolo determinante che svolge in termini di capacità portante. Qualora i cavi di precompressione fossero interessati da fenomeni di degrado tali da pregiudicare la loro integrità, la stabilità di tutta la struttura potrebbe essere compromessa. Per tali ragioni la normativa riserva una trattazione specifica a questa categoria di ponti, e dispone di procedere per tali strutture ad *ispezioni speciali*, mirate all'individuazione del tracciato dei cavi e alla localizzazione di eventuali difetti, attraverso l'esecuzione di indagini non distruttive, descritte in dettaglio dalle LL GG. Particolare attenzione deve essere prestata a tutti i ponti in c.a.p. a cavi post tesi la cui costruzione risale agli anni '60-'70, e a tutti quei ponti che mostrano uno stato di degrado avanzato. Una volta eseguite tali ispezioni, alla luce del quadro conoscitivo acquisito, si valuterà se eseguire verifiche di sicurezza più approfondite o se percorrere il normale iter procedurale finalizzato alla determinazione della CdA.

- Livello 3, Valutazione preliminare dell'opera: le valutazioni preliminari mirano a stabilire la qualità e la tipologia dei difetti rilevati al livello 1, ed eventualmente individuarne le cause. In questa fase, inoltre, si stimano le risorse dell'opera in funzione delle norme vigenti all'epoca della progettazione dell'opera rispetto alle normative attualmente vigenti. Per far ciò si valuta il rapporto tra la domanda indotta sui vari elementi che compongono il ponte dai carichi di traffico previsti dalla norma dell'epoca e la domanda ottenuta utilizzando le domande di traffico odierne. Tale rapporto riassume le risorse minime garantite dalle strutture realizzate con diverse normative.
- Livello 4, Verifica Accurata: si esegue una valutazione completa del ponte attraverso verifica dell'intera struttura con le modalità previste dalle NTC18. La verifica dovrà essere condotta nei confronti delle azioni statiche, sismiche, e di tutte le azioni che comprometterebbero la sicurezza idrogeologica. Le Linee Guida riservano un capitolo

specifico all'argomento, definendo tutte le indicazioni utili a svolgere tali verifiche. Alcune indicazioni in merito verranno date nel seguito.

- Livello 5, Verifica della resilienza della rete: si valuta la rilevanza trasportistica, si analizza l'interazione tra la struttura e la rete stradale di appartenenza e le conseguenze di una possibile interruzione dell'esercizio del ponte sul contesto socio-economico.

1.1.2.1 Livello 4 delle Linee Guida, la verifica accurata

La verifica va svolta in ottemperanza a quanto stabilito dalla normativa vigente con cui le presenti linee guida comunicano. Le indicazioni base coincidono infatti con le prescrizioni stabilite nel Capitolo 8 delle NTC18, capitolo riservato alla valutazione della sicurezza delle strutture esistenti in generale. Si fa inoltre riferimento al C8.8 della Circolare esplicativa, capitolo che non ha corrispondenza sulle Norme tecniche e che tratta specificamente il problema dei ponti esistenti, fornendo indicazioni aggiuntive utili alla valutazione di sicurezza di tali opere.

Il capitolo relativo alla verifica accurata si apre quindi richiamando quanto prescritto dalle NTC18, e ponendo l'accento su alcuni fattori essenziali alla base della verifica, sui quali le LL GG lavorano introducendo indicazioni aggiuntive ai fini della verifica. tali fattori sono il *tempo di riferimento tref* per cui si richiede il soddisfacimento della verifica, l'entità delle azioni da traffico da adottare in fase di verifica e l'effettivo stato di degrado del ponte da quantificare nella valutazione della capacità portante della struttura.

La prima fase dell'approccio metodologico per la verifica di un ponte esistente coincide con quella di una qualsiasi struttura esistente. si ripropone quindi il tema cruciale della conoscenza, esponendo il processo conoscitivo suggerito dalla normativa e dalla circolare esplicativa, con l'aggiunta di qualche indicazione specifica per i ponti esistenti, atta a porre l'attenzione sulle principali criticità riscontrabili in tali strutture. Si sottolinea infatti, l'importanza della valutazione dello stato di degrado dei cavi da precompressione nel sistema post-teso e dello stato di conservazione di elementi altamente vulnerabili quali ad esempio le selle Gerber. Si richiamano i noti concetti di livello di conoscenza e fattori di confidenza, già brevemente esposti nel presente elaborato nel capitolo....Data l'importanza di tali manufatti, le LL GG ribadiscono la necessità da parte del tecnico incaricato della verifica, di acquisire un livello di conoscenza accurato (LC3), così da cogliere efficacemente il comportamento della struttura permettendo di valutarne l'effettiva capacità portante.

La fase conoscitiva prevista delle Norme Tecniche non risulta interessata quindi da particolari modifiche, piuttosto viene integrata con nozioni prettamente relative ai ponti. Le novità introdotte dalle LL GG riguardano principalmente la fase successiva, quella di verifica vera a propria.

La verifica è sempre condotta coerentemente con l'approccio agli stati limite ultimi, con l'uso di coefficienti parziali. La valutazione della sicurezza è espressa attraverso il parametro ζ , rapporto tra la domanda sopportabile dalla struttura esistente e la domanda richiesta ad un edificio di nuova costruzione. Le verifiche devono essere condotte sia nei confronti delle azioni sismiche che statiche, in modo tale da determinare due rapporti $\zeta_{V,i}$ e ζ_E , definiti come segue

- $\zeta_{V,i}$, rapporto tra il valore massimo dal sovraccarico verticale variabile dalla parte i-esima della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si adotterebbe nel progetto di una nuova costruzione

- ζ_E , rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si adotterebbe nel progetto di una nuova costruzione

Entrambi questi parametri possono risultare naturalmente minori dell'unità qualora la capacità della struttura non soddisfi le domande minime richieste da normativa. Se la verifica risulta non soddisfatta nei confronti del sovraccarico verticale (e quindi nei confronti della domanda di traffico), è necessario adottare alcuni provvedimenti, quali, ad esempio, limitazione dei carichi consentiti, restrizioni all'uso e/o esecuzione di interventi volti ad aumentare la sicurezza.

Per l'inadeguatezza dell'opera nei confronti delle azioni sismiche le disposizioni sono abbastanza vaghe, gli interventi da eseguire e le modalità di esecuzione degli stessi dovranno essere ponderati considerando la gravità dell'inadeguatezza, le conseguenze che questa comporterebbe in termini di pubblica incolumità, le disponibilità economiche ecc.

Le LL GG danno delle indicazioni più dettagliate in merito alle decisioni da prender nel caso di esito negativo delle verifiche dell'opera. La novità sostanziale introdotta è la definizione di diversi livelli di valutazione della sicurezza, a seconda delle prestazioni garantite dalla struttura. Si definisce:

- **Completo Adeguamento:** ponte esistente per cui la verifica risulta soddisfatta secondo i dettami delle Norme Tecniche. Nella verifica si fa riferimento agli schemi convenzionali di carico mobile descritti dalle Norme Tecniche, § 5.1.3.3.
- **Operatività:** ponte esistente per cui la verifica strutturale non risulta soddisfatta nei confronti delle azioni così come previste da Normativa, ma nei confronti di azioni relative ad un tempo di riferimento t_{ref} ridotto, assunto pari a 30 anni. Il tempo di riferimento è l'arco temporale al termine del quale le verifiche saranno da ripetere e i provvedimenti necessari a garantire il dovuto livello di sicurezza devono essere stati adottati. La verifica viene quindi condotta impiegando gli schemi di carico previsti dalle Norme Tecniche ma con fattori parziali ridotti relativi al t_{ref} assunto.
- **Transitabilità:** ponte esistente non classificabile come ponte adeguato o operativo secondo la normativa attuale, e su cui pertanto occorre agire con interventi atti ad assicurare un livello di sicurezza idoneo. È consentito tuttavia garantire una minima transitabilità del ponte, adottando provvedimenti di limitazione d'uso o di limitazione dei carichi sullo stesso, durante il periodo necessario alla progettazione e alla realizzazione degli interventi. Si adotta quindi un tempo di riferimento t_{ref} pari a 5 anni, e la verifica viene condotta nei confronti delle azioni valutate relativamente a t_{ref} . A seconda delle restrizioni assunte si possono distinguere:
 - **Transitabilità (1) o Transitabilità NTC 12018:** si adottano limitazioni geometriche d'uso, che determinano una nuova configurazione geometrica della struttura, da assumere nella verifica, che verrà condotta con gli schemi di carico dettati dalle Norme Tecniche e con coefficienti parziali relativi al $t_{ref}=5$ anni.
 - **Transitabilità (2) o Transitabilità ai Mezzi Pesanti, Mezzi Intermedi, Mezzi Leggeri e Autoveicoli:** in questo caso si adottano limitazioni di carico, definite in modo coerente con quanto previsto dal Codice della Strada. Si ricerca quindi il massimo peso dei veicoli ammesso sul ponte, tale da garantire adeguato livello di sicurezza della struttura. Ogni categoria di veicolo prevista dal Codice della Strada viene rappresentata attraverso una specifica distribuzione di carico mobile, con la quale verrà eseguita la verifica. La norma precisa che tali schemi vengano estesi a tutte le corsie aperte al traffico e assunte aventi larghezza pari a 3.00 m. Avendo imposto limitazioni sul traffico è inoltre fatto obbligo di controlli adeguati dei veicoli effettivamente transitanti sul manufatto. A seconda del livello di controllo garantito si adottano dei relativi fattori parziali.

	Obiettivi	Carichi da traffico	t_{ref}
COMPLETA ADEGUATEZZA Valutazione del livello di sicurezza secondo le norme attuali (NTC 2018)	Valutazione del livello di sicurezza strutturale, sismico e idraulico (alluvioni e frane) come previsto dalle NTC 2018, con eventuale riduzione fattori parziali carichi permanenti	Schemi convenzionali previsti dalle NTC 2018	Vita nominale (V_N) come da NTC 2018

Se il livello di sicurezza strutturale (statica/geotecnica) è insufficiente rispetto alle NTC

OPERATIVITA'	Valutazione del livello di sicurezza strutturale con t_{ref} ridotto e fattori parziali ridotti	Schemi da NTC 2018, con fattori parziali ridotti	30 anni
TRANSITABILITA' NTC 2018 (Immediata transitabilità 1)	Valutazione del livello di sicurezza strutturale con t_{ref} ulteriormente ridotto imponendo restrizioni all'uso del ponte e fattori parziali ridotti	Schemi da NTC 2018, con restrizioni di uso e fattori parziali ridotti	5 anni
TRANSITABILITA' CdS <ul style="list-style-type: none"> • PESANTE • INTERMEDIA • LEGGERA • AUTOVEICOLI (Immediata transitabilità 2)	Valutazione del livello di sicurezza strutturale con t_{ref} ulteriormente ridotto, imponendo limitazione dei carichi secondo CdS e con relativi fattori parziali ridotti	Schemi da CdS con relativi fattori parziali ridotti	5 anni

2 Caso studio

Le indicazioni proposte dalle Linee Guida e brevemente esposte nel capitolo precedente, sono state applicate al caso studio di seguito descritto. Nell'applicazione pratica ci si è concentrati sulle verifiche statiche dell'opera, e quindi sulla valutazione di sicurezza dell'impalcato nei confronti della domanda di traffico proposta dalle attuali Normative. La valutazione è stata condotta dapprima considerando il Livello di sicurezza di Completo Adeguamento, e in seguito, laddove le verifiche hanno restituito esito negativo, si è proceduto alla valutazione dell'idoneità dell'impalcato nei confronti dell'Operatività e della Transitabilità. Relativamente a quest'ultima, si è supposto che l'impalcato fosse interessato da limitazioni di traffico, pertanto si è considerato il livello di sicurezza definito di Transitabilità 2.

Prima di procedere con l'esposizione delle verifiche, si forniscono alcune informazioni relative all'opera, dedotte dagli elaborati progettuali disponibili.

2.1 Descrizione del caso studio

Il caso studio trattato ha come oggetto un viadotto la cui progettazione risale al 1970. L'opera in esame si compone di un numero di campate pari a 7, di cui quelle di riva aventi lunghezza pari a 31,075 m, mentre quelle centrali di lunghezza pari a 32,15 m, per uno sviluppo longitudinale complessivo di circa 223,00 m. La larghezza trasversale totale dell'impalcato è di 16,00m, e accoglie due carreggiate a senso unico di marcia, separate nella mezzeria da spartitraffico fisso e aventi ciascuna due corsie di transito.

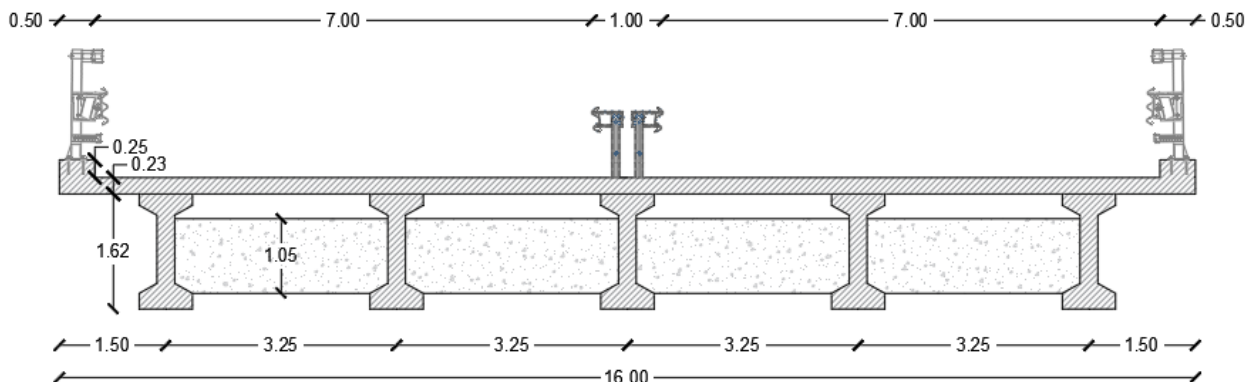


Figura 2.1 Sezione trasversale impalcato

La struttura dell'impalcato è costituita da un graticcio di travi, realizzato con 5 travi in c.a.p., aventi una luce di 30,00 m, collegate tra loro da 5 traversi per ciascuna campata. Le travi costituenti il graticcio sono precomprese, con sistema di precompressione a cavi post-tesi, e prefabbricate a piè d'opera. La sezione della trave è variabile lungo lo sviluppo longitudinale: di base presenta una sezione a doppio T non simmetrica, avente anima di larghezza 25 cm, la quale ringrossa alle estremità della trave e in corrispondenza dei traversi assumendo una geometria rettangolare, di larghezza 75 cm. La transizione della geometria da sezione piena rettangolare a trave a doppio T, avviene in una zona di lunghezza pari a 1,00 m nelle zone di estremità, mentre in corrispondenza dei traversi intermedi in una lunghezza di 0,03 m.

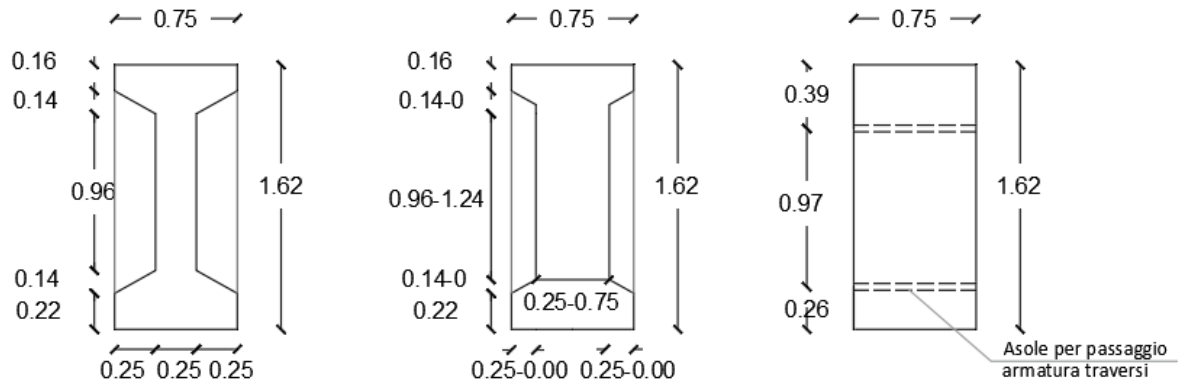


Figura 2.2 Geometria trave, a) sezione a doppio T, b) sezione variabile all'estremità, c) sezione rettangolare

Le travi sono disposte ad un interasse di 3,25 m e sono collegate mediante traversi gettati in opera. Essi sono scollegati dalla soletta, e hanno sezione rettangolare di dimensioni 0,25 m in larghezza e 1,05 m in altezza. Essendo le travi prefabbricate a piè d'opera, mentre i traversi sono gettati in opera, per garantire la continuità degli elementi, sono state previste delle asole nelle travi in modo da poter assicurare il passaggio delle armature dei traversi.

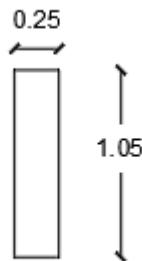


Figura 2.3 Geometria sezione traversi

Completa l'impalcato, la soletta gettata in opera a spessore costante e pari a 23 cm, che collabora con le travi in c.a.p.

L'impalcato è sorretto da pile aventi un interasse pari a 32,15m, costituite da 4 fusti circolari di diametro 1,20m, collegati in testa da pulvino parallelepipedo avente altezza pari a 1,30 m. Sia per le pile che per le spalle sono state realizzate fondazioni indirette costituite da plinti su gruppi di pali trivellati, aventi diametro pari a 1,00 m.

Il sistema di precompressione delle travi è ottenuto mediante 6 cavi post tesi ed iniettati, costituiti da 32 trefoli $\phi 7$. La geometria del tracciato dei cavi si compone di tre diverse curve: nella zona di estremità si ha un tratto rettilineo inclinato, a cui fa seguito un tratto parabolico che termina nella zona centrale della trave con un tratto rettilineo finale a pendenza nulla. Di seguito si riportano i disegni relativi la disposizione dei cavi di precompressione, estrapolati dai disegni contabili disponibili. Si può notare come le estensioni di ciascuna zona e lo sviluppo di ciascun tratto, appena descritti, varino da cavo a cavo, ad eccezione dei cavi 1 e 2 i cui tracciati risultano identici, e sovrapposti lungo la sezione longitudinale.

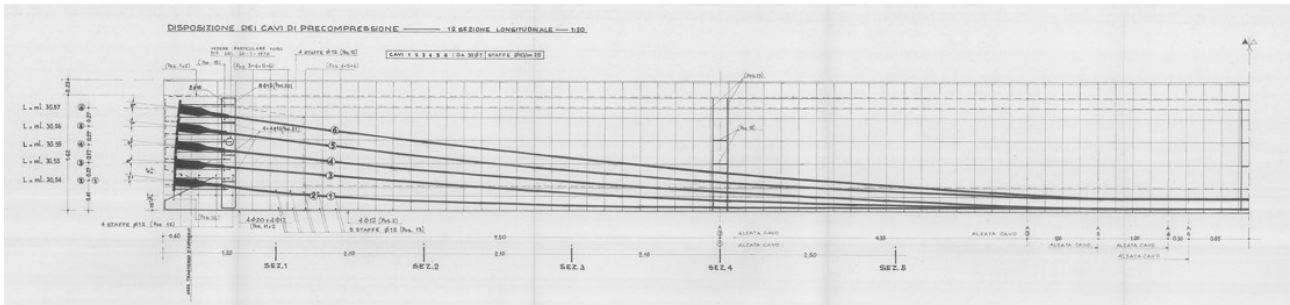


Figura 2.4 Disposizione dei cavi di precompressione, vista longitudinale

Oltre all'armatura di precompressione è stata disposta armatura lenta aggiuntiva lungo tutto lo sviluppo longitudinale. Per quanto riguarda il quantitativo di armatura adottata si rimanda al § 2.2.

2.2 Metodo di calcolo da progetto esistente

Il progetto del manufatto è stato condotto in ottemperanza a quanto prescritto dalle normative dell'epoca. In particolare, i documenti normativi a cui si è fatto riferimento in fase di progettazione sono :

- D.L. n. 2229 del 16 novembre 1939, per quanto concerne la progettazione delle opere in conglomerato cementizio semplice o armato
- Circolare del Cons. Sup. LL. PP. N. 384 del 14.2.1962, per quanto concerne le norme relative i carichi per i ponti stradali
- Circolare del Cons. Sup. LL. PP. n. 1398 del 23.1.1965, per quanto concerne l'impiego delle strutture in c.a.p.

Per quanto riguarda la progettazione delle travi, è stato assunto lo schema statico di trave semplicemente appoggiata, e il dimensionamento strutturale è stato condotto considerando la nervatura di bordo, andando a massimizzare le sollecitazioni della stessa e adottando la medesima soluzione progettuale per tutte le travi del graticcio.

In particolare, nell'analisi dei carichi sono stati considerati tutti i carichi permanenti, strutturali e no, ed il sovraccarico accidentale dovuto al passaggio dei carichi mobili. Poiché il viadotto era adibito al transito sia di veicoli civili che militari, la Circolare del '62 stabiliva che per tale categoria di ponti (Categoria I) venisse adottato quale schema di carico quello militare, che prevedeva la disposizione, nella configurazione più gravosa, di una colonna militare e di una o più colonne civili. Nel caso in esame, la configurazione che è stata adottata, è la seguente:

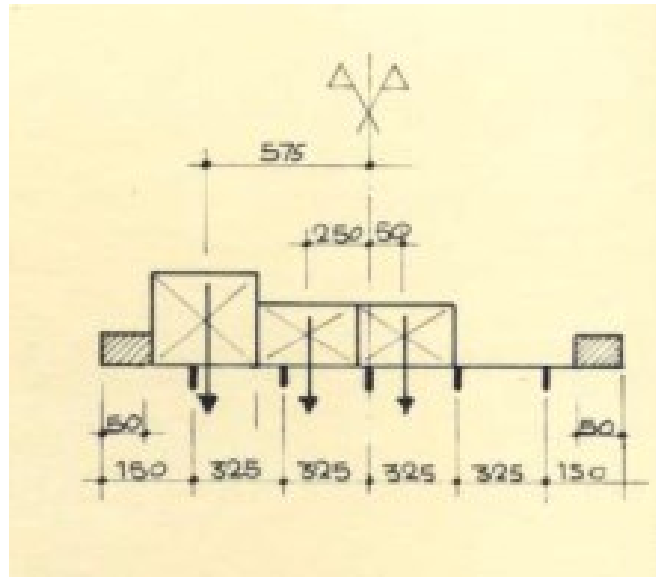
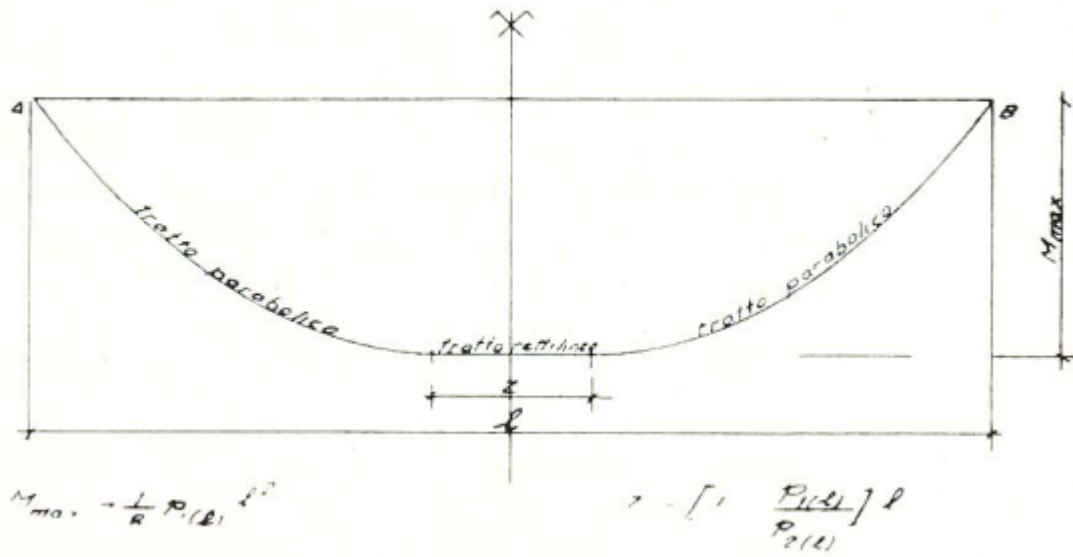


Figura 2.5 Schema di carico adottato in fase di progettazione

Per ciascun tipo di carico la circolare prevede più di uno schema di carico. Nel caso in esame il carico militare è stato rappresentato tramite lo schema V proposto da normativa (o in alternativa dallo schema VI nel caso quest'ultimo risultasse più gravoso), mentre le due colonne di carico civile sono state definite attraverso lo schema di carico I. La disposizione trasversale dei carichi, come si può notare, è finalizzata a massimizzare la risposta sulla trave di riva di sinistra. Per ottenere l'aliquota di ciascun carico agente sulla trave di bordo è stato applicato il metodo di Courbon-Albenga.

Interessante risulta essere il procedimento per il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi mobili, il quale, in assenza delle odierne tecnologie, poteva risultare non di immediata risoluzione. Per sopperire a tale mancanza, ci si avvaleva di metodi alternativi. In particolare, la Circ. '62, per il caso di trave appoggiata, introduceva dei carichi distribuiti equivalenti, il cui effetto in termini di sollecitazioni eguagliava le sollecitazioni massime indotte dai carichi mobili sulla sezione di interesse. Nel documento normativo vengono fornite in forma tabellare sia i carichi flettenti a metro lineare che i carichi taglienti a metro lineare, da cui ricavare banalmente il Momento e il Taglio nella sezione in esame.

a) Momenti flettenti massimi



b) Sforzi di taglio massimi

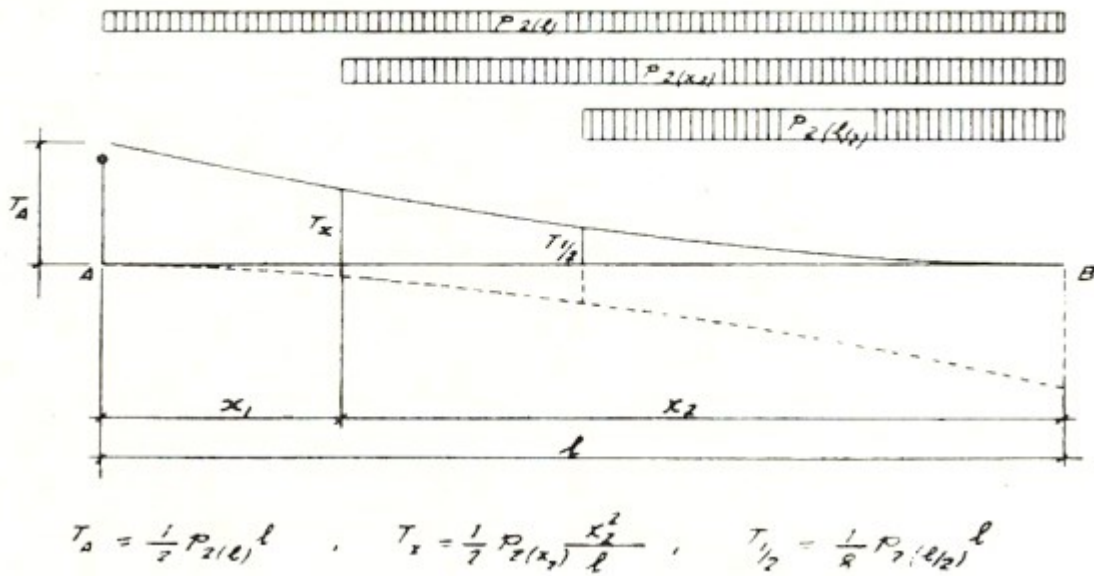


Figura 2.6 Diagrammi dovuti ai carichi mobili col metodo dei carichi ripartiti equivalenti, Circ. Min. del '62

Gli effetti dinamici erano tenuti in conto attraverso il coefficiente ϕ , con cui venivano amplificati i carichi accidentali

$$\phi = 1 + \frac{(100 - L)^2}{100 (250 - L)}$$

Oltre ai carichi esterni, naturalmente, è stato tenuto conto anche degli effetti indotti dalla precompressione. Nella relazione di calcolo viene ommesso il processo di calcolo del sistema di precompressione, bensì viene fornito direttamente il valore di tiro di ciascun cavo ottenuto ponendo nella sezione di mezzeria una tensione finale, al netto di tutte le perdite, sia istantanee

che lente, il valore di 9000 kg/cm^2 . Un approfondimento sul calcolo delle cadute di tensione verrà esposto nel seguito.

Analizzando il metodo di progettazione della trave, essa è stata svolta col metodo delle Tensioni Ammissibili, procedimento di calcolo convenzionale dell'epoca. Tale approccio si basa sull'ipotesi di limitare il comportamento dei materiali, in condizioni di esercizio, al solo campo elastico. Ciò si traduce nel verificare che le tensioni massime agenti su ciascun materiale, prodotte dalle azioni esterne di esercizio, risultino minori delle relative tensioni ammissibili, ricavate dalle tensioni di rottura dei materiali ridotte attraverso dei coefficienti di sicurezza.

Il calcolo prevede quindi necessariamente l'analisi sezionale in fase elastica. Come è noto, in fase di esercizio la ridistribuzione delle tensioni è fortemente influenzata dalle fasi costruttive dell'opera. Nel processo di calcolo è stato quindi necessario tener conto di tale effetto, procedendo con un'analisi per fasi, in cui venivano aggiornate di volta in volta le caratteristiche inerziali della sezione resistente.

Le fasi costruttive dell'opera, ipotizzate in fase di progettazione, vengono scandite nella relazione di calcolo come segue. Si predispone dapprima la realizzazione a piè d'opera delle travi prefabbricate, provviste di 6 fori per il passaggio dei cavi di precompressione. Appena raggiunta una sufficiente stagionatura delle travi, prima della posa in opera, si procede alla tesatura dei primi 4 cavi e alla loro iniezione. Una volta completato il varo delle travi è quindi possibile eseguire il getto dei traversi e della soletta. L'impalcato viene terminato con la tesatura dei restanti due cavi di precompressione e con l'iniezione degli stessi.

Alla luce di ciò, vennero individuate 4 diverse fasi, ciascuna caratterizzata da una diversa sezione resistente. Le fasi sono:

- Fase 1: la sezione resistente coincide con la sezione della sola trave scomputata dei fori dei cavi di precompressione, tale sezione è denominata iniziale; in questa fase agisce il solo peso proprio della trave.
- Fase 2: viene eseguito il getto di traversi e soletta che agiscono in questa fase solo come carichi, la sezione resistente è ancora una volta la sezione iniziale ma con i cavi della 1 fase iniettati; oltre al peso proprio di tutti gli elementi strutturali, agisce la precompressione data dai primi 4 cavi.
- Fase 3: soletta a traversi danno il proprio contributo al comportamento strutturale dell'opera, la sezione resistente è quindi data dalla trave, depurata dai fori relativi ai cavi della seconda fase, con la soletta collaborante; in questa fase si aggiungono tutti gli altri carichi permanenti. I cavi di 2 fase vengono tesati ma non ancora iniettati.
- Fase 4: la sezione finale è costituita dalla trave più la soletta, con cavi della 2 fase iniettati. Si considerano le azioni variabili; il sistema di precompressione comprende tutti i sei cavi.

Nell'ottica del metodo delle Tensioni Ammissibili, la verifica a pressoflessione consiste quindi nel confrontare le tensioni massime di compressione e trazione con i limiti imposti dalla Normativa del '65, che sono rispettivamente:

$$\bar{\sigma}'_b = 0.32 \sigma'_{br}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.05 \sigma'_{br}$$

con

- σ'_{br} , resistenza cubica del conglomerato a 28 giorni di stagionatura
- $\bar{\sigma}'_b$, tensione ammissibile di esercizio del conglomerato a compressione
- $\bar{\sigma}_b$, tensione ammissibile di esercizio del conglomerato a trazione

La valutazione delle tensioni massime agenti sulla sezione è il risultato di un processo che prevede, dapprima, il calcolo delle Caratteristiche di Sollecitazione indotte da ciascun carico nella sezione di interesse, e in seguito la determinazione delle tensioni dovute a ciascun contributo tramite analisi sezionale.

Al termine del calcolo condotto nella sezione di mezzeria, risultando soddisfatti limiti imposti da normativa, è stata assunta dal progettista un'armatura sussidiaria minima pari all'1% della sezione, costituita da 4 ϕ 12, disposta lungo tutta la trave e affiancata nella parte iniziale e terminale da 4 ϕ 20, quest'ultima assunta fuori calcolo.

Nella relazione viene inoltre proposta una seconda versione della verifica a pressoflessione, condotta ponendosi nelle condizioni di rottura della sezione. È stato determinato il momento resistente della sezione, assumendo quale valore di tensione dell'armatura sciolta il carico di snervamento, mentre il cavo di precompressione lo si è ipotizzato sollecitato con la sua tensione a rottura. Il contributo del calcestruzzo viene del tutto trascurato, così come gli effetti della precompressione. La verifica consiste nel valutare il rapporto tra il Momento resistente e il momento sollecitante, e constatare che questo risulti maggiore di un coefficiente di sicurezza di valore pari a 2. Anche con questo metodo la verifica a pressoflessione risulta soddisfatta.

Quest'ultimo metodo di verifica si avvicina maggiormente all'attuale approccio di calcolo agli stati limite ultimi. Anche il fattore di sicurezza adottato, che ingloba in sé tutte le incertezze che oggi consideriamo attraverso l'adozione di coefficienti di sicurezza parziali, non si discosta molto dal valore complessivo fornito da questi ultimi.

Il metodo delle tensioni ammissibili viene riproposto anche per la verifica a taglio. Il calcolo è condotto in fase di esercizio, ed è finalizzato a determinare la tensione principale di trazione, ottenuta tramite combinazione delle tensioni tangenziali e delle tensioni assiali, dovute a ciascun carico in gioco. La sezione più gravosa analizzata è la sezione S1 posta ad una distanza di 1,20 m da testata, e per la quale non risulta necessaria armatura a taglio aggiuntiva, risultando verificato il limite imposto da normativa. L'armatura a taglio che viene disposta è data da staffe ϕ 10/25 cm, in modo tale da rispettare il minimo da normativa di 3 staffe al metro.

Per quanto riguarda il calcolo dei traversi, non si è riusciti a chiarire tutti i punti della prassi seguita. Lo studio prevede l'assimilazione del sistema costituito da soletta, traversi e travi, ad una trave Vierendell, in cui il corrente superiore e il corrente inferiore sono rappresentati rispettivamente dalla soletta e dai traversi, collegati tra loro mediante dei montanti, ipotizzati infinitamente rigidi, coincidenti con le travi. Una volta individuata la configurazione dei carichi più sfavorevole, sia trasversalmente che longitudinalmente, sono state valutate le sollecitazioni agenti sul traverso, nella sezione maggiormente critica, che risulta essere tenso-inflessa. Si è quindi proceduto al dimensionamento delle armature tramite dei semplici equilibri alla rotazione e alla traslazione, che hanno restituito come quantitativo minimo per l'armatura inferiore 4 ϕ 26, mentre per l'armatura superiore risultavano necessari 4 ϕ 20. Nella relazione si dichiara quindi di voler assumere la stessa armatura sia inferiormente che superiormente, e si presume che il quantitativo scelto coincidesse quindi a 4 ϕ 26. Ciononostante, gli elaborati grafici mostrano la disposizione di un'armatura superiore e inferiore pari a 4 ϕ 20. Nella relazione di calcolo viene inoltre omissa il dimensionamento

dell'armatura trasversale, che dai disegni contabili si constata essere pari a $\phi 12/25$ cm, a cui si aggiunge il contributo offerto dai piegati descritti in dettaglio nel § 2.3.7.2.2. Nella documentazione disponibile, non viene riportato nulla in merito alla progettazione della soletta. Nella verifica della stessa si precisa nel dettaglio il quantitativo dedotto dai disegni contabili disponibili.

2.3 Valutazione di sicurezza del caso studio

2.3.1 Normativa di riferimento

La valutazione di sicurezza è stata condotta seguendo le raccomandazioni fornite dai seguenti documenti normativi:

- D.M. 17/01/2018 - Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare n. 7 21/01/2019 - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- UNI EN 1992-1-1 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo, regole generali e regole per gli edifici;
- Linee Guida per la Classificazione e Gestione del Rischio, la Valutazione della Sicurezza ed il Monitoraggio dei Ponti Esistenti, n.88/2019 espresso dall'Assemblea Generale in data 17/04/2020
- 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, vers. 08/11/2021

2.3.2 Livello di conoscenza del manufatto

Come già più volte sottolineato nel presente elaborato, la valutazione di sicurezza di una struttura esistente non può prescindere dal processo conoscitivo, finalizzato alla definizione di un quadro descrittivo quanto più completo e dettagliato possibile del manufatto.

Il caso in esame non esula da tale richiesta, tanto più che, trattandosi di un ponte esistente, richiederebbe un livello di conoscenza accurato (LC3), ottenibile attraverso l'esecuzione di indagini e prove sui materiali esaustive.

Per la presente applicazione, avente comunque finalità didattica, il materiale a disposizione consisteva negli elaborati progettuali dell'epoca (relazione tecnica e disegni contabili), brevemente esposti nel capitolo precedente, e in una relazione tecnica più recente, con relativa documentazione, avente come oggetto la verifica di sicurezza sismica dell'opera condotta nel 2010. Seppur, per la natura della verifica, l'elaborato focalizzi l'attenzione sulla sottostruttura del ponte, si è comunque rivelato utile come strumento di convalida per le informazioni reperite dagli elaborati progettuali, almeno per quanto concerne la geometria dell'opera. Nel report viene infatti dichiarato che, sulla base di indagine visiva, corredata da verifiche a campione, vi è perfetta rispondenza tra le dimensioni reali dell'opera e quanto riportato negli elaborati di contabilità. Per quanto riguarda invece i dettagli costruttivi e i materiali, non si è potuto fare affidamento sui risultati di prove o indagini condotte sull'opera non essendo queste disponibili, e ci si è quindi affidati a quanto riportato nel progetto originario.

Alla luce di quanto esposto si evince che il Livello di Conoscenza è un livello di conoscenza limitato (LC1), il quale, per sopperire alle numerose incertezze, richiede di assumere un fattore di confidenza $FC=1,35$.

2.3.3 Materiali, valori caratteristici

Le informazioni sui materiali, necessarie alla valutazione di sicurezza dell'impalcato, che è stato possibile reperire dal report di progetto sono le seguenti:

- Calcestruzzo per c.a.p. dosato con 400kg/m^3 di cemento tipo 730, $\sigma'_{br} > 450\text{ kg/cm}^2$
- Armatura lenta: acciaio A.L.E., ad alto limite elastico, $\sigma_{as} = 4400\text{ kg/cm}^2$
- Armatura di precompressione: trefoli acciaio armonico, $\sigma_{apr} > 1700\text{ kg/mm}^2$, $E = 210\text{ GPa}$

con

- σ'_{br} , Resistenza cubica del conglomerato a 28 giorni di stagionatura
- σ_{apr} , Tensione di rottura dell'acciaio preteso
- σ_{as} , Tensione di snervamento dell'armatura ordinaria

È evidente che le informazioni deducibili dalla relazione risultano poco dettagliate e incomplete; vengono oltretutto omesse completamente indicazioni relative al calcestruzzo gettato in opera di traversi e solette. Per ovviare a tali lacune, è stato pertanto scelto di affiancare a tali dati, quelli reperiti dalla relazione di un'opera affine a quelle in esame, realizzata negli stessi anni e per la quale è stata condotta una campagna di indagine che ha consentito di definire con precisione le caratteristiche dei materiali. Sulla base di questi risultati è stato quindi possibile presumere dei valori plausibili da assumere ai fini dell'analisi. I valori caratteristici che si è scelto di adottare per ciascun materiale sono i seguenti:

Calcestruzzo trave c.a.p.

- $R_{ck} = 45\text{ N/mm}^2$, resistenza caratteristica cubica a compressione uniassiale desunta dalla relazione di calcolo, assumendo $\sigma'_{br} = 450\text{ kg/cm}^2$.

Nota questo valore è stato possibile calcolare le seguenti proprietà:

- $f_{ck} = 37.35\text{ N/mm}^2$, resistenza caratteristica cilindrica a compressione uniassiale
- $f_{cm} = 45.35\text{ N/mm}^2$, resistenza media cilindrica a compressione
- $f_{ctk} = 2.35\text{ N/mm}^2$, resistenza caratteristica a trazione
- $f_{ctm} = 3.35\text{ N/mm}^2$, resistenza media a trazione
- $E_{cm} = 34.63\text{ GPa}$, modulo di elasticità

Calcestruzzo traversi e soletta gettati in opera.

- $R_{ck} = 40\text{ N/mm}^2$, resistenza caratteristica cubica a compressione uniassiale assunta adottando come riferimento il valore ottenuto da prove su materiali, condotte su un manufatto progettato negli stessi anni dell'opera in esame

Da questo, è stato possibile calcolare i seguenti valori:

- $f_{ck} = 33.2\text{ N/mm}^2$, resistenza caratteristica cilindrica a compressione uniassiale
- $f_{cm} = 41.20\text{ N/mm}^2$, resistenza media cilindrica a compressione

- $f_{ctk} = 2.17 \text{ N/mm}^2$, resistenza caratteristica a trazione
- $f_{ctm} = 3.10 \text{ N/mm}^2$, resistenza media a trazione
- $E_{cm} = 33.64 \text{ GPa}$, modulo di elasticità

Acciaio armatura lenta

Dalla relazione di calcolo si è dedotto che l'acciaio adottato abbia presumibilmente delle caratteristiche riconducibili ad un acciaio di tipo FeB44k, per il quale valgono

- $f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$, tensione caratteristica di snervamento
- $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$, tensione caratteristica di rottura
- $E_s = 210 \text{ GPa}$, modulo elastico

Trefoli di acciaio precompresso

Dalla relazione di calcolo si è potuto dedurre solo il valore di tensione a rottura dei trefoli. Si è quindi fatto riferimento alle prove su materiali disponibili per l'altro manufatto, essendo il valore di tensione a rottura congruo con quello riportato in relazione. Per i cavi di precompressione si è assunto quindi:

- $f_{yk} = 1400 \text{ N/mm}^2$, tensione caratteristica di snervamento
- $f_{tk} = 1700 \text{ N/mm}^2$, tensione caratteristica di rottura
- $E_s = 210 \text{ GPa}$, modulo elastico

Le caratteristiche appena elencate vengono riassunte nelle seguenti tabelle:

Calcestruzzo

		Trave	Soletta e Traversi
R_{ck}	[N/mm ²]	45	40
f_{ck}	[N/mm ²]	37,35	33,20
f_{cm}	[N/mm ²]	45,35	41,20
f_{ctm}	[N/mm ²]	3,35	3,10
f_{ctk}	[N/mm ²]	2,35	2,17
E_{cm}	[GPa]	34,63	33,64

Tabella 2.1 Sintesi dei valori caratteristici del calcestruzzo

Acciaio

		Armatura lenta FeB44k	Trefoli
f_{yk}	[N/mm ²]	430	1400
f_{tk}	[N/mm ²]	540	1700
E_s	[GPa]	210	210

Tabella 2.2 Sintesi dei valori caratteristici dell'acciaio

2.3.3.1 Valori di progetto

Per la valutazione delle resistenze di progetto, le Linee Guida prescrivono che queste vengano calcolate mediante la seguente relazione:

$$f_d = \min \left(\frac{f_m}{FC \gamma_m}; \frac{f_k}{FC} \right)$$

Ossia si assume quale valore di progetto il valor minimo tra il valor medio, diviso per il fattore di confidenza ed il fattore parziale, ed il valore caratteristico, diviso per il fattore di confidenza.

Per il caso in esame si ricorda che il Fattore di Confidenza ammesso è pari ad 1.35, diversamente, per quanto riguarda i fattori parziali per le caratteristiche di resistenza dei materiali, questi variano al variare del livello di sicurezza considerato. Di seguito verrà trattato nel dettaglio ciascun livello di sicurezza esaminato.

Livello di Completo Adeguamento

Per il livello di Completa Adeguatezza i fattori parziali di ciascun materiale risultano essere conformi a quelli dettati dalle Norme Tecniche. È quindi stata applicata la formula proposta dalle Linee Guida assumendo i seguenti valori. Si puntualizza che nel caso specifico dell'acciaio non essendo noto il valor medio di resistenza, il valore di progetto è stato calcolato a partire dal valore caratteristico.

COMPLETO ADEGUAMENTO	
FC, fattore di confidenza	1.35
γ_c , fattore parziale di sicurezza calcestruzzo	1.50
γ_s , fattore parziale di sicurezza acciaio	1.15

Calcestruzzo trave c.a.p.

- $f_{cd} = 22.40 \text{ N/mm}^2$, resistenza a compressione di progetto
- $f_{ctd} = 1.66 \text{ N/mm}^2$, resistenza a trazione di progetto

Calcestruzzo traversi e soletta gettati in opera.

- $f_{cd} = 20.35 \text{ N/mm}^2$ resistenza a compressione di progetto
- $f_{ctd} = 1.53 \text{ N/mm}^2$, resistenza a trazione di progetto

Acciaio armatura lenta

- $f_{yd} = 318.52 \text{ N/mm}^2$, tensione di progetto di snervamento

Trefoli di acciaio precompresso

- $f_{yd} = 1037.04 \text{ N/mm}^2$, tensione di progetto di snervamento

Operatività e Transitabilità

Per quanto concerne invece i livelli di Operatività e Transitabilità le Linee Guida propongono dei valori dei fattori parziali relativi alle caratteristiche dei materiali ridotti rispetto a quelli proposti dalla norma vigente. Tali valori inglobano al loro interno le incertezze relative alla geometria, alla distribuzione statistica delle caratteristiche dei materiali nonché quelle insite nella modellazione.

Materiale	Fattore parziale
Calcestruzzo	$\gamma_c = 1.26$
Acciaio da c.a. e c.a.p.	$\gamma_s = 1.10$
Acciaio da carpenteria	$\gamma_a = 1.05$

Figura 2.7 Fattori parziali di sicurezza per le caratteristiche di resistenza dei materiali in condizioni di Operatività e Transitabilità (Tabella 6.3.7 Linee Guida)

OPERATIVITÀ E TRANSITABILITÀ	
FC, fattore di confidenza	1.35
γ_c , fattore parziale di sicurezza calcestruzzo	1.26
γ_s , fattore parziale di sicurezza acciaio da c.a. e c.a.p.	1.10

Calcestruzzo trave c.a.p.

- $f_{cd} = 26.66 \text{ N/mm}^2$, resistenza a compressione di progetto
- $f_{ctd} = 1.74 \text{ N/mm}^2$, resistenza a trazione di progetto

Calcestruzzo traversi e soletta gettati in opera.

- $f_{cd} = 24.22 \text{ N/mm}^2$ resistenza a compressione di progetto
- $f_{ctd} = 1.61 \text{ N/mm}^2$, resistenza a trazione di progetto

Acciaio armatura lenta

- $f_{yd} = 318.52 \text{ N/mm}^2$, tensione di progetto di snervamento

Trefoli di acciaio precompresso

- $f_{yd} = 1037.04 \text{ N/mm}^2$, tensione di progetto di snervamento

In virtù del fatto che il calcolo delle resistenze di progetto sia dell'armatura sciolta che dei trefoli non dipendono dal fattore parziale di sicurezza, queste risultano identiche ai valori adottati per il caso di Completo Adeguamento.

		Completo Adeguamento	Operatività e Transitabilità
		[N/mm ²]	[N/mm ²]
Calcestruzzo Trave	f_{cd}	22.40	26.66
	f_{ctd}	1.66	1.74
Calcestruzzo Traversi e Soletta	f_{cd}	20.35	24.22
	f_{ctd}	1.53	1.61
Armatatura lenta	f_{yd}	318.52	318.52
Trefoli	f_{yd}	1037.04	1037.04

Tabella 2.3 Sintesi dei valori di progetto per ciascun Livello di Sicurezza

2.3.4 Analisi dei carichi

Una volta analizzata la geometria dell'opera, è stato possibile procedere alla valutazione delle azioni a cui è soggetta la struttura portante. I carichi che sono stati considerati sono :

- G1, carichi permanenti portanti, in cui rientrano i pesi degli elementi strutturali, quali travi, traversi e soletta
- G2, carichi permanenti portati, in cui rientrano i pesi degli elementi non strutturali, quali cordoli, piattaforma stradale, barriere di sicurezza e spartitraffico
- P, azione di precompressione
- Q, carichi variabili, in questo caso si è tenuto conto delle sole azioni verticali da traffico.

2.3.4.1 Carichi Permanenti

Nel caso in esame, l'azione dovuta al peso proprio degli elementi strutturali, trave, traversi e soletta, viene rilevata automaticamente dal software di calcolo, una volta che siano stati definiti, all'interno del modello, la geometria di ciascun elemento ed il materiale di cui è composto, assegnando il relativo peso per unità di volume. In particolare, per tutti e tre gli elementi in calcestruzzo armato è stato assunto $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

Diversamente per quanto riguarda i carichi permanenti portati, G2, questi sono stati considerati all'interno del modello di analisi attraverso dei carichi distribuiti, assegnati manualmente ai frame. È stato quindi svolta, in precedenza, un'analisi dei carichi che quantificasse il contributo dato da ciascun elemento non strutturale. I risultati, di seguito riportati in forma tabellare, fanno riferimento all'intero sviluppo trasversale dell'impalcato.

CARICHI PERMANENTI PORTATI G2					
	L(m)	H(m)	Area(m ²)	Y(kN/m ³)	W(kN/m)
Cordolo, sx	0,50	0,25	0,13	25,00	3,13
Cordolo, dx	0,50	0,25	0,13	25,00	3,13
Barriera di sicurezza, sx	-	-	-	-	1,00
Barriera di sicurezza, dx	-	-	-	-	1,00
Spartitraffico fisso	-	-	-	-	1,00
Pavimentazione stradale	15,00	0,15	2,25	20,00	45,00

2.3.4.2 Azione della precompressione

A differenza delle altre azioni appena descritte, l'azione di precompressione non è stata considerata in fase di modellazione, ma il suo contributo è stato contemplato solo nella fase di verifica vera a propria. Per poter quantificare il beneficio indotto dai cavi di precompressione, si è ricondotto il sistema costituito da 6 cavi, ad un sistema equivalente, composto dal cavo risultante avente sezione pari alla somma delle sezioni dei singoli cavi. Si precisa che nella fase iniziale dello studio, è stato assunto uno sforzo assiale uguale per tutti i cavi e costante lungo lo sviluppo longitudinale. In virtù di ciò, e considerando che i cavi presentano tutti la stessa sezione, il centro di applicazione della risultante è coinciso con il baricentro geometrico degli stessi.

Per la definizione del cavo si è fatto riferimento alle informazioni desunte dai disegni contabili. In particolare, dalla Tav n. 1 relativa alla trave in c.a.p., in cui sono rappresentate le sezioni trasversali della trave, è stato possibile ricavare puntualmente la posizione effettiva di ciascun cavo. In merito, si precisa che non è stato possibile avvalersi di tutte le sezioni presenti, poiché per alcune le quote riportate non risultavano leggibili (vedi sez.4 e sez. 5).

Il tracciato del cavo risultante ottenuto consiste quindi in una spezzata congiungente i punti definiti nelle sezioni a disposizione. Seppur il risultato potrebbe sembrare approssimato, a causa dei pochi dati su cui si è potuto fare affidamento, uno studio più approfondito del problema, che verrà riportato nel seguito, ha potuto constatarne la bontà rivelando una buona compatibilità con la curva effettiva del cavo risultante.

Nelle tabelle Tabella 2.4 e Tabella 2.5 si riportano le quote del cavo risultante calcolate sezione per sezione; per tener conto delle fasi costruttive all'interno dell'analisi, è stato necessario determinare il cavo risultante relativo a due sistemi di precompressione, uno costituito dai soli cavi di prima fase (cavi 1,2,3,4) ed uno relativo alla configurazione finale, comprendente anche i cavi di seconda fase (cavi 5 e 6).

CAVO RISULTANTE 1 FASE

Sezione	Cavi di precompressione					Cavo risultante	
	Progressiva (m)	Cavo 1	Cavo 2	Cavo 3	Cavo 4	A_c (32 ϕ 7)	γ_{cavo}
[Text]	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(cm ²)	(m)
SEZ. 0	0,00	0,41	0,41	0,68	0,95	12,32	0,61
SEZ.1	1,20	0,24	0,24	0,583	0,789		0,46
SEZ.2	3,30	0,15	0,15	0,456	0,571		0,33
SEZ.3	5,40	0,08	0,08	0,285	0,387		0,21
SEZ.4	7,50	-	-	-	-		-
SEZ.5	10,00	-	-	-	-		-
SEZ.6 (Mezzeria)	15,00	0,07	0,07	0,07	0,07		0,07

Tabella 2.4 Definizione del cavo risultante di 1° fase

CAVO RISULTANTE FINALE

Sezione	Cavi di precompressione							Cavo risultante	
	Progressiva(m)	Cavo 1	Cavo 2	Cavo 3	Cavo 4	Cavo 5	Cavo 6	A_f (32 ϕ 7)	γ_{cavo}
[Text]	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(cm ²)	(m)
SEZ. 0	0,00	0,41	0,41	0,68	0,95	1,22	1,49	12,32	0,86
SEZ.1	1,20	0,24	0,24	0,583	0,789	1,022	1,255		0,69
SEZ.2	3,30	0,15	0,15	0,456	0,571	0,723	0,957		0,50
SEZ.3	5,40	0,08	0,08	0,285	0,387	0,51	0,685		0,34
SEZ.4	7,50	-	-	-	-	-	-		-
SEZ.5	10,00	-	-	-	-	-	-		-
SEZ.6	15,00	0,07	0,07	0,07	0,07	0,19	0,19		0,11

Tabella 2.5 Definizione del cavo risultante finale

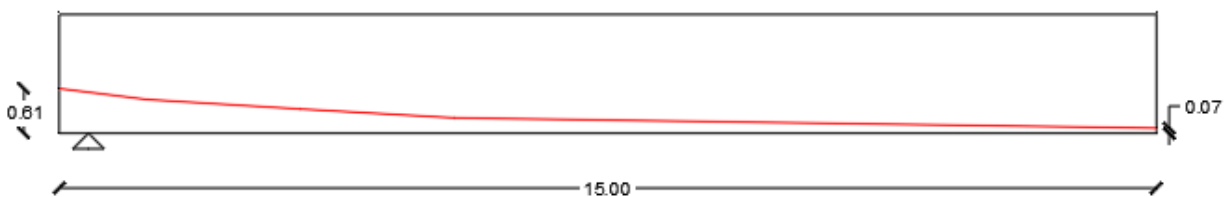
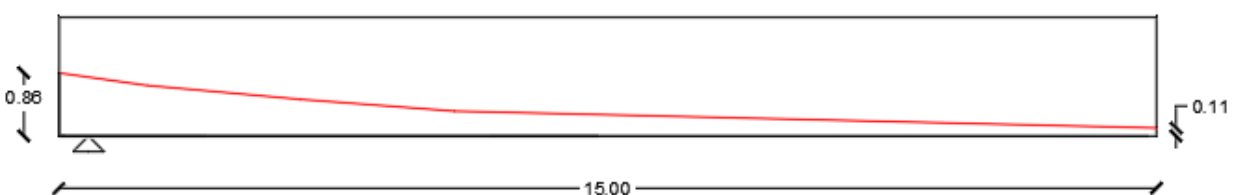
Tracciato Cavo Risultante di 1° fase

Tracciato Cavo Risultante finale


Figura 2.8 Tracciato del cavo risultante

2.3.4.2.1 Calcolo della tensione del cavo risultante nelle sezioni oggetto di studio

Definita la sezione ed il tracciato del cavo risultante, l'ultima incognita necessaria per valutare la forza di precompressione indotta dai cavi è la tensione a cui il cavo lavora.

Nello studio condotto si è considerato lo sforzo di precompressione variabile lungo il cavo per effetto dell'attrito che si sviluppa tra i fili e la parte interna della guaina che contiene il cavo stesso.

Tale dato è stato ricavato a partire dalle tensioni di tiro definite all'interno della relazione di calcolo. In particolare, ritenute attendibili queste ultime, si è assunto come valore di tiro iniziale del cavo risultante il valor medio delle tensioni iniziali di ciascun cavo; da questo, scomputando le cadute di tensione lente, è stato possibile ricavare il valore di tensione finale nella sezione di testata. Il valore di tensione finale agente invece in corrispondenza di ciascuna sezione di interesse, è stato ottenuto sottraendo al valore di tensione finale in testata, le perdite dovute all'attrito. In questa fase le perdite di tensione vengono valutate secondo le formule proposte nella normativa dell'epoca, pertanto, anche la nomenclatura adottata è coerente con quanto riportato nella relazione di calcolo. Inoltre, poiché si è condotta l'analisi facendo riferimento al cavo risultante, si farà sempre riferimento ad un valor di tensione mediato su 6 cavi. Nella trattazione si è indicato:

- $\sigma_{pi, testata}$; tensione iniziale all'estremità del cavo
- $\sigma_{pf, testata}$; tensione finale all'estremità del cavo
- $\sigma_{pf, i-esima}$; tensione finale nella sezione i-esima
- $\Delta\sigma$, cadute di tensione dovute all'attrito, calcolate con la seguente formula:

$$\Delta\sigma = \sigma_{pi} (fd \Delta L + fc \Delta\alpha)$$

In cui

- fd , coefficiente di attrito nei tratti rettilinei, pari a 0.003 m^{-1}
- fc , coefficiente di attrito nei tratti curvilinei, pari a 0.30 rad^{-1}
- $\Delta L = x_s - x_c$, con x_s ascissa della sezione indagata, ed x_c , ascissa dell'estremità del cavo
- $\Delta\alpha = \alpha_s - \alpha_c$, con α_s angolo in corrispondenza della sezione indagata, ed α_c , angolo di uscita del cavo
- $\Delta\sigma_1$, cadute di tensione dovute al rilassamento dell'acciaio, poste pari a
$$\Delta\sigma_1 = 0.07 \sigma_{pi}$$
- $\Delta\sigma_2$, cadute di tensione dovute al ritiro del calcestruzzo, calcolate imponendo una deformazione dello stesso pari a $\varepsilon = 0.00025$, da cui si ricava
$$\Delta\sigma_2 = 525 \text{ kg/cm}^2$$
- $\Delta\sigma_3$, cadute di tensione dovute alla viscosità, calcolata assumendo una deformazione nell'acciaio pari a 2.5 volte la deformazione elastica nel calcestruzzo indotta dai cavi. Essa risulta pari a:
$$\Delta\sigma_3 = 0.0722 \cdot \sigma_{pi}$$
- $\delta_1 = \Delta\sigma/\sigma_{pi}$, coefficiente moltiplicativo della tensione iniziale che restituisce il valore delle perdite di tensione dovute all'attrito
- $\delta_2 = (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3)/\sigma_{pi}$, coefficiente moltiplicativo della tensione iniziale che restituisce il valore delle perdite di tensione dovute al rilassamento e alla viscosità

Sulla base di ciò, si è potuto ricavare il valore della tensione finale in testata, mediante la seguente equazione:

$$\sigma_{pf, testata} = \sigma_{pi, testata} - \sigma_{pi, testata} \cdot \delta_2 - \Delta\sigma_2$$

Il valore di tensione finale nella i-esima sezione è stato quindi ottenuto come segue:

$$\sigma_{pf,i} = \sigma_{pf, testata} - \Delta\sigma_i$$

dove con $\Delta\sigma_i$ si intende il valore delle perdite di tensione dovute all'attrito relative a ciascuna sezione. I risultati ottenuti sono riportati di seguito.

Sezione	x_s	f_d	α_c	α_s	$\Delta\alpha$	f_c	$\sigma_{attrito,i-esima sez.}$	$\sigma_{pf,i-esima sez.}$
[/]	[m]	[m-1]	[°]	[°]	[rad]	[rad-1]	[/]	[N/mm2]
sez.0	0,00	0,003	8,063	8,063	0,0000	0,3	0,00	969,68
sez.1	2,00			5,17	0,0505		25,16	944,52
sez.2	7,3675			1,372	0,1168		67,97	901,71
sez.3	14,8675			1,372	0,1168		94,74	874,94
sez. 4	5,90			1,372	0,1168		62,73	906,94

Tabella 2.6 Valore delle tensioni finali agenti sul cavo nelle sezioni di interesse

In seguito, verrà proposto un confronto con le perdite di tensione calcolate con le formule odierne.

2.3.4.3 Carichi da traffico

Per quanto riguarda i carichi da traffico è necessario fare una premessa. La verifica dell'impalcato, nei confronti delle azioni statiche, è stata condotta attenendosi all'iter procedurale proposto dalle Linee Guida, che, come visto, permettono la valutazione dell'opera considerando tre diversi livelli di sicurezza. Il non soddisfacimento delle verifiche nei confronti dei requisiti minimi richiesti da un determinato livello, sancisce il passaggio a quello successivo, il quale presenta condizioni meno gravose del precedente e pertanto maggiori probabilità che la struttura soddisfi le verifiche.

I requisiti richiesti da ciascun livello cambiano come visto in termini di periodo di riferimento, con cui vengono valutati i relativi fattori parziali di sicurezza, e nel caso del livello di sicurezza di Transitabilità 2, anche in termini di domanda. Per tale motivo, le azioni da traffico non sono univoche per tutti i livelli di sicurezza trattati.

Di seguito si riportano i diversi schemi adottati al variare del livello di sicurezza considerato.

2.3.4.3.1 Completo Adeguamento ed Operatività, carichi da traffico da NTC

Per i livelli di sicurezza di Completo Adeguamento ed Operatività la domanda di traffico viene definita in accordo con quanto stabilito dalle Norme Tecniche.

I carichi dovuti al transito dei veicoli vengono rappresentati mediante schemi di carico disposti su corsie convenzionali. Gli schemi di carico proposti da normativa sono in totale sei, da adottare sia per le verifiche locali che globali dell'opera. Tali schemi vengono combinati tra loro, andando a costituire dei gruppi di azione, da considerare come azione caratteristica al pari degli altri carichi agenti sul ponte. Nel caso in esame, si è considerato il Gruppo di azione 1, ritenuto il più sfavorevole ai fini della verifica globale della struttura.

Per la disposizione del carico è necessario definire le corsie convenzionali, ossia le corsie lungo cui far correre i carichi verticali da traffico, non necessariamente coincidenti con le corsie reali

dell'infrastruttura. La zona carrabile viene quindi suddivisa in corsie convenzionali secondo le indicazioni proposte da Normativa:

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_1 = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

Tabella 2.7 Numero e larghezza delle corsie, Tab. 5.1.1 NTC18

Con

- w, larghezza della superficie carrabile
- n, numero di corsie convenzionali

Il ponte in esame è costituito da due carreggiate separate, per ciascuna delle quali si è proceduto alla definizione delle corsie convenzionali, ottenendo i seguenti risultati:

	Larghezza superficie carrabile (w) [m]	N° di corsie convenzionali	Larghezza corsia convenzionale (m)	Larghezza zona rimanente [m]
C.DX	7,00	2	3	1
C.SX	7,00	2	3	1

Tabella 2.8 Numero e larghezza corsie caso studio

Su ciascuna carreggiata è quindi possibile definire due corsie convenzionali; la numerazione e la disposizione delle stesse va definita in modo da indurre le condizioni di progetto più sfavorevoli. La numerazione indica la misura con cui ciascuna corsia contribuisce a definire la condizione di carico più sfavorevole, in altre parole la Corsia Numero 1 è la corsia che determina l'effetto più sfavorevole, segue quindi la Corsia Numero 2 che dà il secondo effetto più sfavorevole, e così via.

Nel caso di ponte a doppia carreggiata, bisogna tenere a mente un'ulteriore prescrizione della norma, riportata al § 5.1.3.3.2, secondo cui, è possibile definire una sola corsia 1, una sola corsia 2, ecc., che possono appartenere alternativamente ad una delle due parti. Quindi non è possibile considerare la configurazione di carico che prevede la presenza di una corsia di carico n1 su entrambe le carreggiate, seppur questa indurrebbe certamente effetti di gran lunga più sfavorevoli rispetto alla configurazione suggerita dalla norma.

Una volta definite le corsie convenzionali è possibile disporre i carichi. Come già detto, ai fini della verifica si è considerato il gruppo d'azione 1, che prevede l'adozione dello schema di carico 1 sulla superficie carrabile, combinato con lo schema di carico 5 da applicare a marciapiedi e piste ciclabili. Il ponte esaminato non prevede la presenza di marciapiedi o piste ciclabili; pertanto, i carichi agenti sono i soli previsti dallo schema di carico 1.

Lo schema di Carico 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Figura 2.4. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il valore dei carichi concentrati Q_{ik} , e dei carichi distribuiti q_{ik} , differisce per ciascuna corsia, così come indicato nella tabella seguente estratta dalla normativa, §5.1.3.3.5.

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

Figura 2.9 Intensità dei carichi per le diverse corsie

Si ricorda inoltre che le azioni suggerite dalla normativa sono compressive degli effetti dinamici. Nella figura 2.2 è riportato uno schema rappresentativo del modello di carico.

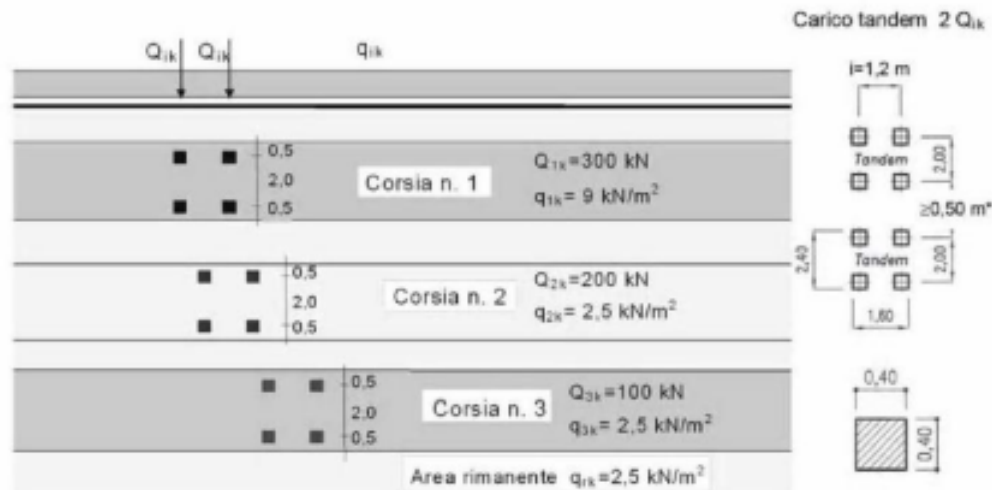


Figura 2.10 Schema di carico I

Per la configurazione dei carichi in direzione trasversale, si è ricercata quella che producesse la condizione di carico più sfavorevole per la trave di bordo di sinistra. A tale scopo, ci si è affidati alle informazioni dedotte dalla linea di influenza del coefficiente di ripartizione trasversale, tracciata nell'ipotesi di traversi infinitamente rigidi e di travi assimilabili ad appoggi cedevoli. Sulla base del risultato ottenuto, si è adottata la seguente disposizione dei carichi:

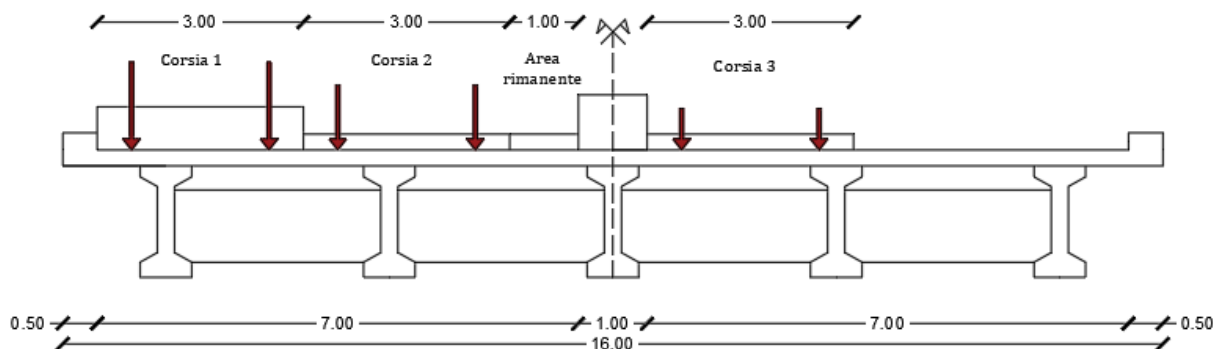


Figura 2.11 Disposizione trasversale dei carichi da traffico, Completo Adeguamento e Operatività

2.3.4.3.2 Transitabilità (2), schemi di traffico da Codice della Strada, Linee Guida

Le limitazioni di carico da traffico sono definite in modo coerente con quanto previsto dal Codice della Strada; il massimo peso dei veicoli transitabili lo si impone facendo riferimento alle categorie definite dal Codice. Si parla pertanto, di Transitabilità ai Mezzi Pesanti, Mezzi Intermedi, Mezzi Leggeri e Autoveicoli. Ciascuna categoria viene rappresentata attraverso una precisa distribuzione di carico mobile, suggerita dalle Linee Guida.

Poiché nel caso in esame ci si è limitati a considerare la sola transitabilità ai mezzi pesanti, di seguito si riporta lo schema di carico proposto dal documento normativo relativo unicamente a questa categoria. tale classe di veicolo è il limite standard imposto dal Codice della strada e lo schema corrisponde ad un autoarticolato a 5 assi da 440 kN, distribuiti su una lunghezza di 11 m.

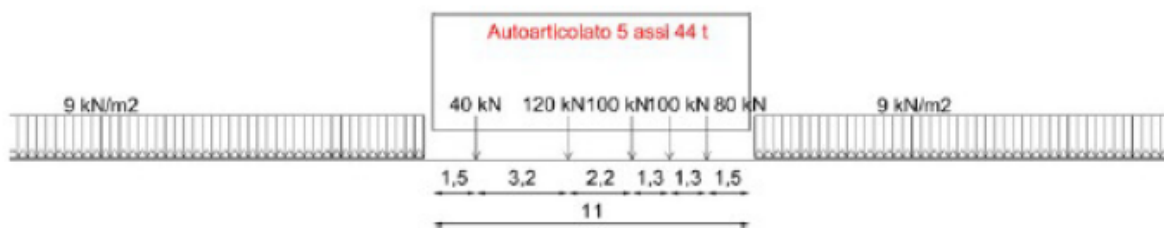


Figura 2.12 Schema di carico "Mezzi Pesanti 44t"

Diversamente da quanto visto nel caso precedente, per la Transitabilità (2) non è necessaria la definizione di corsie convenzionali; le Linee Guida precisano che i carichi da CdS vadano disposti in tutte le corsie aperte al traffico senza alcuna limitazione, ricercando comunque la configurazione che determina la condizione di carico più sfavorevole. La larghezza delle corsie aperte al traffico è assunta pari a 3.00 m, coerentemente con le Norme Tecniche. Non si hanno inoltre restrizione in merito alla presenza di due carreggiate su di un singolo impalcato, la disposizione dei carichi deve essere effettuata lungo entrambe le carreggiate nei due sensi di marcia.

Sempre in virtù della Linea di Influenza dei coefficienti di ripartizione, la configurazione di carico scelta è la seguente:

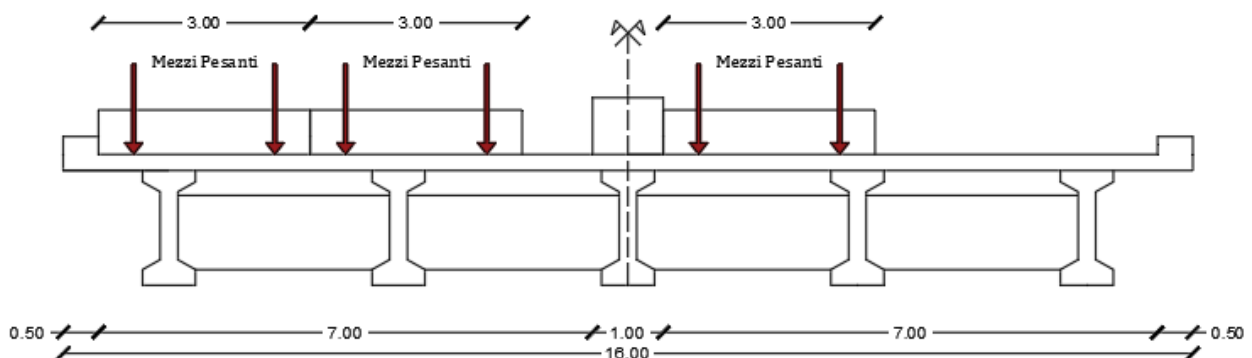


Figura 2.13 Disposizione trasversale dei carichi da traffico, Transitabilità Mezzi pesanti, secondo Linee Guida

I carichi adottati non sono stati amplificati attraverso il coefficiente dinamico Φ , dato che le Linee Guida prevedono l'incremento solo nel caso di verifiche locali, laddove il transito di un singolo

mezzo generi condizioni più gravose della distribuzione di carico rappresentativa della condizione di traffico congestionato.

2.3.4.3.3 *Transitabilità (2), schemi da traffico da Codice della Strada, Istruzioni Operative*

Infine, si è adottata un'ultima configurazione, in ottemperanza a quanto prescritto dalle Istruzioni operative. Come suggerisce il titolo, il documento fornisce indicazioni aggiuntive e di dettaglio per l'applicazione delle Linee Guida.

In particolare, l'Istruzione Operativa 6.3.2.2.1 stabilisce che gli schemi di carico proposti dalle Linee Guida, relativi a ciascun mezzo, siano da considerarsi sostitutivi dello schema di carico 1 previsto nel § 5.1.3.3.5 delle Norme Tecniche. Di interesse è l'indicazione riguardante la distribuzione dei carichi in direzione trasversale, secondo cui i carichi devono essere ridistribuiti come previsto dalle NTC, occupando le corsie convenzionali e adottando un carico di 2.5 kN/m^2 nell'area rimanente. L'amplificazione dei carichi attraverso il coefficiente dinamico è da omettere solo nel caso in cui le corsie risultino completamente occupate dai carichi da CdS, in modo tale da non consentire il movimento veloce dei mezzi.

Infine, nel solo caso di Transitabilità ai mezzi pesanti, coincidente con il caso in esame, è consentita una riduzione del 50% dei carichi della seconda corsia, e del 65% alle corsie successive. Adottando tali coefficienti riduttivi è necessario però applicare il coefficiente dinamico ϕ .

Le modifiche significative riguardano quindi la disposizione dei carichi in direzione trasversale, con il richiamo del concetto di corsie convenzionali, e l'introduzione dei fattori di riduzione da combinare con il fattore di incremento dinamico.

Sulla base di quanto illustrato finora, si è quindi comunque adottato lo schema di carico proposto dalle LL GG rappresentativo dei Mezzi Pesanti, tuttavia con una disposizione trasversale dei carichi differente dalla precedente, seppur di poco, che vede l'aggiunta del carico distribuito nella zona rimanente. Lo schema adottato è il seguente:

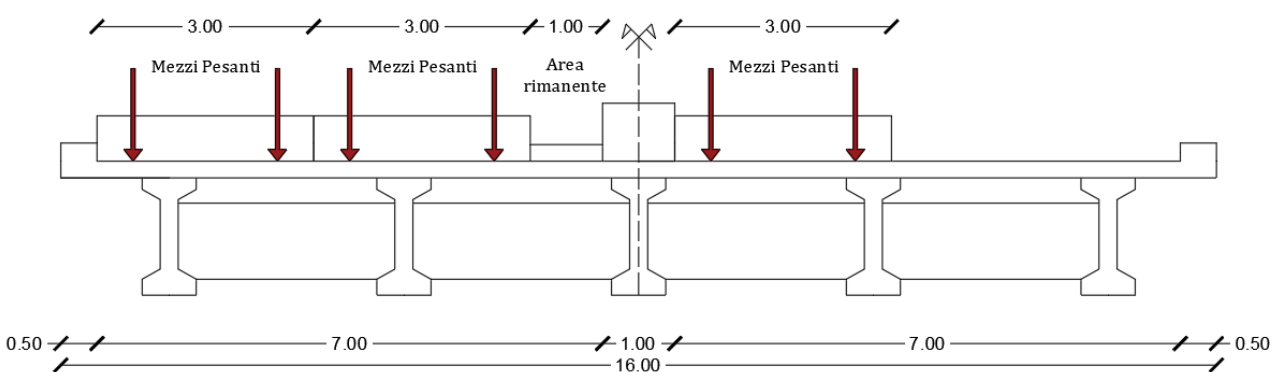


Figura 2.14 Disposizione trasversale dei carichi da traffico, Transitabilità Mezzi Pesanti, secondo Istruzioni Operative

Per quanto riguarda i coefficienti di riduzione ed il coefficiente dinamico, i contributi offerti da tali parametri sono stati inclusi all'interno di un unico coefficiente con cui è stato moltiplicato direttamente il coefficiente di sicurezza, si rimanda al § 2.3.6.4.

Il calcolo di Φ è stato condotto facendo riferimento alla relazione proposta dal D.M. 04 maggio 1990:

$$\Phi = 1.4 - \frac{L - 10}{150}$$

dove L , per travi ad una sola campata, assume il valore della luce di calcolo. per il ponte in esame è stato assunto $L = 30.00 \text{ m}$, con cui si è ottenuto $\Phi = 1.07$.

2.3.5 Modello di calcolo

L'analisi della struttura è stata svolta col supporto del software SAP2000. Lo studio si è concentrato su un'unica campata del ponte, di luce $L=30.00 \text{ m}$. Poiché nelle verifiche è stato necessario tenere conto delle fasi costruttive, nel rispetto di queste ultime sono stati generati due modelli distinti.

Il primo prevede la modellazione della singola trave, ed è finalizzato alla valutazione del suo comportamento prima della solidarizzazione con gli altri elementi strutturali.

La singola trave fa fronte da sola non solo al peso proprio, ma supporta anche il peso della soletta e del traverso prima che questi ultimi abbiano sviluppato caratteristiche di resistenza e rigidità idonee per contribuire al comportamento portante della struttura.

Il secondo modello di calcolo prevede la schematizzazione dell'impalcato attraverso un graticcio di travi, costituito dalle 5 travi longitudinali, collegate tra loro dai traversi. Ciascun elemento strutturale è stato definito mediante elementi frame, a cui sono state assegnate le relative proprietà sezionali. La sezione degli elementi longitudinali vede in questo caso la collaborazione tra la trave e la soletta.

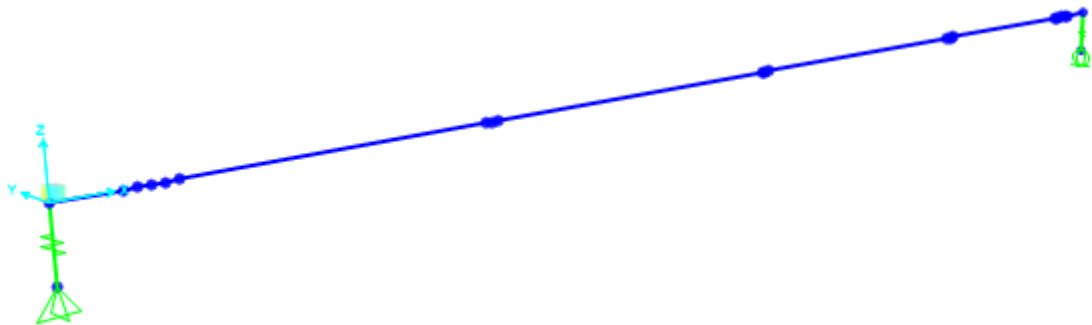


Figura 2.15 Modello trave

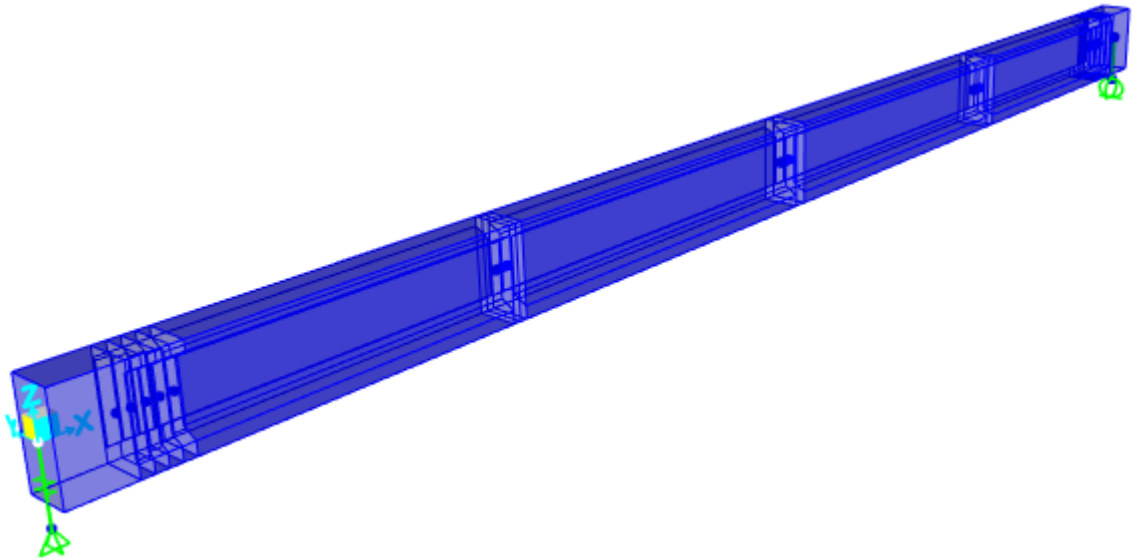


Figura 2.16 Modello trave vista estrusa

Come visto nella descrizione del caso studio, la geometria della trave varia lungo lo sviluppo longitudinale del ponte. Nella modellazione si è cercato di riproporre la geometria dell'opera il più fedelmente possibile assegnando alla trave in corrispondenza dei ringrossi la sezione rettangolare, e altrove la sezione a doppio T. Si è inoltre rappresentato il graduale passaggio tra le due sezioni, discriminando la zona in cui avviene tale variazione, avente sviluppo 1,00m, in 4 segmenti di uguale lunghezza, a ciascuno dei quali è stata assegnata la geometria afferente quella determinata zona. La definizione di tale geometria all'interno del software ha richiesto l'utilizzo del comando Section Design, sia per il modello iniziale che per quello finale.

I traversi sono stati rappresentati attraverso elementi frame che corrono in direzione trasversale, tracciati in corrispondenza del baricentro degli elementi stessi. Essendoci una differenza di quota tra il baricentro della trave e quello dei traversi, il collegamento dei frame è stato realizzato attraverso link rigidi lineari. Tali elementi sono stati adottati anche per congiungere i frame longitudinali, tracciati anche questi al livello dei baricentri delle travi, con i rispettivi appoggi, posizionati all'intradosso delle travi stesse. Al fine di garantire la continuità cinematica nei punti di congiunzione degli elementi, nella definizione delle proprietà dei link è stato necessario impedire gli spostamenti e le rotazioni dell'elemento, descrivendo in questo modo il comportamento di un unico corpo rigido.

Per quanto riguarda la soletta, come detto essa viene inclusa nel modello all'interno della geometria sezionale delle travi. In questo modo il software tiene conto nell'analisi, del peso della stessa e del contributo offerto in termini di rigidità flessionale in direzione longitudinale. Tale modello, tuttavia, trascurerebbe il ruolo svolto dalla soletta nella ripartizione trasversale dei carichi, affidando tale compito solo ai traversi. Per rendere la modellazione più fedele alla realtà, è stato colto questo aspetto rappresentando la soletta con frame trasversali con un interasse di 0.50 m, lungo tutto lo sviluppo longitudinale. a tali elementi è stata assegnata sezione rettangolare di altezza pari all'altezza della soletta, 0.23 m, e di larghezza costante e pari all'interasse. Essendo il peso della soletta già introdotta nel software mediante la definizione della sezione della trave, per evitare che venisse conteggiato nuovamente, a tali elementi sono stati azzerati il peso e la massa. I frame sono stati tracciati alla quota del baricentro della soletta, e collegati con il sistema a graticcio sottostante mediante link rigidi, aventi le stesse caratteristiche dei link sopra definiti.

Non avendo informazioni più approfondite sullo schema di vincolo, si è assunto che l'impalcato fosse semplicemente appoggiato. In particolare, una volta definito l'appoggio fisso, sono stati disposti gli altri vincoli, unilaterali e bilaterali, in modo da consentire dilatazioni termiche evitando l'insorgenza di sollecitazioni interne-

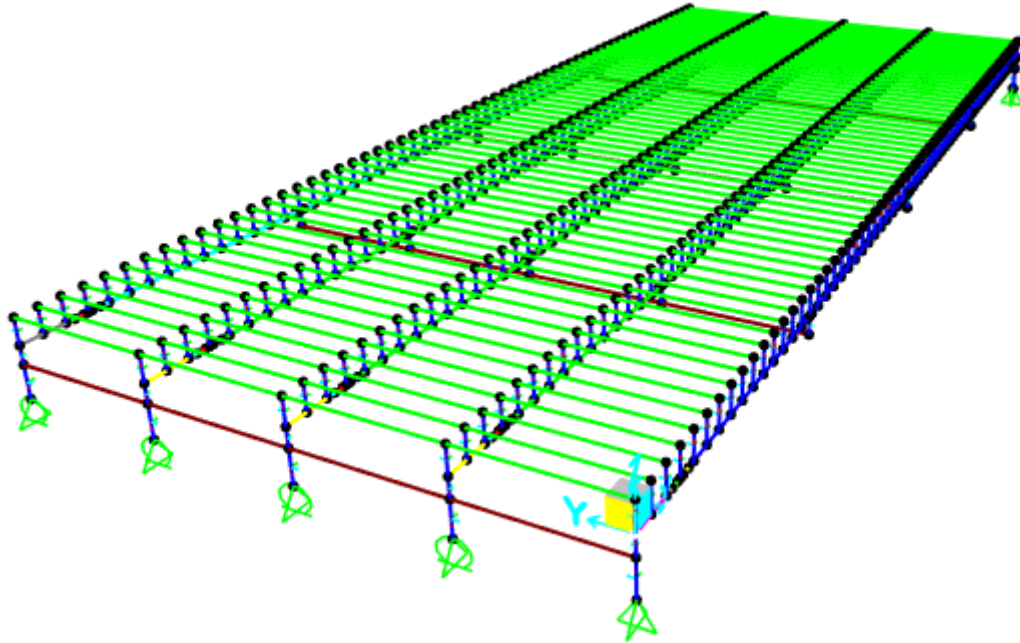


Figura 2.17 Modello Impalcato a graticcio

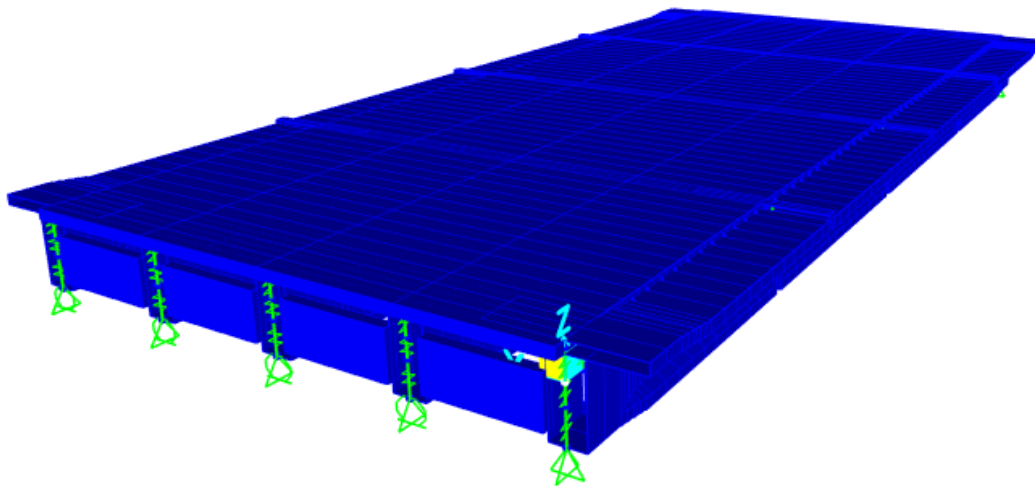


Figura 2.18 Modello Impalcato a graticcio vista estrusa

2.3.5.1 Assegnazione dei carichi

Una volta definiti i modelli è stato possibile procedere all'assegnazione dei carichi.

Per il modello rappresentante la fase iniziale, costituito dalla singola trave, i carichi agenti sono i soli carichi permanenti portanti, in concomitanza con l'azione di precompressione fornita dai primi quattro cavi, che come già detto non viene introdotta nel modello ma viene considerata direttamente nella fase di verifica.

Definite le caratteristiche geometriche della sezione e le proprietà del materiale costituente la trave, il software rileva in autonomia il peso proprio dell'elemento. I carichi indotti dai pesi propri di traversi e soletta sono invece stati inseriti manualmente. Dopo aver valutato l'azione esercitata da tali elementi sulla trave si è proceduto alla definizione della stessa nel software. Di seguito si riporta l'entità del carico dovuta al peso proprio di traversi e soletta; si precisa che, a favore di sicurezza, è stata considerata l'azione dei pesi propri di traversi e soletta agenti su una trave centrale seppure lo studio abbia riguardato la trave di riva.

TRAVERSO				
h	L	s	γ_{cls}	$P_{traverso}$
[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kN]
1,05	2,5	0,25	25	16,41

SOLETTA				
h	L	s	γ_{cls}	$P_{traverso}$
[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m]
0,23	3,25	1,00	25	18,69

Com'è possibile notare dai risultati appena mostrati, le azioni dovute ai traversi sono state trattate come carichi concentrati, applicati in corrispondenza dell'elemento stesso. La soletta invece è stata ricondotta ad un carico di linea attraverso la teoria delle aree di influenza.

Procedimento analogo è stato condotto per i carichi assegnati al modello relativo alla fase finale dell'opera, costituito dal graticcio di travi.

In questo caso sono stati modellati tutti gli elementi strutturali, di conseguenza non è stato necessario definire un carico che riproducesse gli effetti del peso proprio degli elementi.

Per i carichi permanenti portati bisogna distinguere la natura del carico. In particolare, i cordoli, le barriere di sicurezza e lo spartitraffico sono stati trattati come carichi uniformemente distribuiti in direzione longitudinale, agenti lungo tutto lo sviluppo dell'impalcato. Essi sono stati applicati alla trave che, in direzione trasversale, risultava più vicina al punto di applicazione degli stessi, definendo, ove necessario, oltre alla componente verticale distribuita, anche un momento distribuito, frutto dell'eccentricità tra il baricentro della trave e il baricentro dell'elemento non strutturale.

La pavimentazione stradale, invece, essendo un carico di superficie, è stato ricondotta ad un carico lineare secondo la teoria delle aree di influenza: a ciascuna trave è stata quindi assegnata l'aliquota di carico ad essa competente. Per le travi di bordo, su cui insistono i cordoli, il baricentro della pavimentazione presenta un'eccentricità trasversale rispetto al baricentro della trave, si è tenuto conto di ciò mediante la definizione di coppie uniformemente distribuite.

Bisogna precisare che in realtà la definizione di coppie prodotte dal peso degli elementi strutturali e no, risulta superfluo poiché la sezione trasversale dell'impalcato è perfettamente simmetrica; pertanto, la risultante delle coppie è banalmente nulla.

G2	TRAVE 1			TRAVE 2	TRAVE 3			TRAVE 4	TRAVE 5		
	N	e	M	N	N	e	M	N	N	e	M
	[kN/m]	[m]	[kN]	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[kN]	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[kN]
CORDOLI SX	3,13	1,25	3,91	-	-	-	-	-	-	-	-
CORDOLI DX	-	-	-	-	-	-	-	-	3,13	1,25	-3,91
BARRIERE DI SICUREZZA SX	1,00	1,25	1,25	-	-	-	-	-	-	-	-
BARRIERE DI SICUREZZA DX	-	-	-	-	-	-	-	-	1,00	1,25	-1,25
SPARTITRAFFICO	-	-	-	-	1,00	0,00	0,00	-	-	-	-
PAV. STRADALE	9,38	0,04	-0,37	9,75	9,75	0,00	0,00	9,75	9,38	0,04	0,37

Per quanto riguarda i carichi da traffico, essi sono stati inseriti nel modello generato col SAP2000 attraverso il comando apposito, che richiede la definizione delle corsie di carico, dei veicoli e delle classi di veicoli.

2.3.6 Combinazione delle azioni

Per la verifica agli SLU, le azioni appena calcolate sono state combinate secondo la combinazione fondamentale agli SLU

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + (...)$$

in cui i coefficienti di combinazione ψ_{0i} sono riportati nella tabella Tab. 5.1.VI delle Norme Tecniche. Nel caso studio non è stato necessario introdurre tali coefficienti avendo considerato un'unica azione variabile, ossia l'azione da traffico.

I coefficienti parziali di sicurezza invece variano con il livello di sicurezza considerato, in funzione del periodo di riferimento adottato. Il calcolo esplicito dei coefficienti non viene riportato nel documento, ma viene indicato quale riferimento il Bollettino fib 80 "Partial factor methods for existing concrete". Viene inoltre precisato che la calibrazione dei valori che vengono proposti all'interno delle LL GG, è stata eseguita con il metodo *Adjusted Partial Factor Method (APFM)*, basato sull'indice di affidabilità β che viene correlato alla probabilità di collasso nel tempo di riferimento t_{ref} , ed assumendo una classe di conseguenza CC3.

2.3.6.1 Livello di Completo Adeguamento

I valori dei fattori parziali da impiegare per questo livello di sicurezza sono gli stessi definiti nelle Norme tecniche, ad eccezione dei carichi permanenti per i quali le Linee Guida definiscono i seguenti valori, relativi ad una Classe di Conseguenza CC3:

CLASSE DI CONSEQUENZA	(1) CONDIZIONI STANDARD	(2) CON ACCURATO CONTROLLO STATISTICO DI MATERIALI E GEOMETRIA E COV<0,05	(3) COME (2) E CON ABBATTIMENTO INCERTEZZE DI MODELLO (§ 6.3.3.5)
CC3	1.35	1.25	1.20

Figura 2.19 Fattori parziali di sicurezza per i carichi permanenti γ_G (Tabella 6.3.3, Linee Guida)

Per il caso in esame si è assunto per i carichi permanenti, sia portanti che portati, $\gamma_G = 1.35$, valore relativo alle Condizioni Standard non avendo eseguito controlli e indagini accurate sull'opera; per l'azione variabile da traffico si è adottato $\gamma_Q = 1.35$, facendo riferimento alla tabella Tab. 5.1.V delle Norme Tecniche.

COMPLETO ADEGUAMENTO	
γ_{G1}	1.35
γ_{G2}	1.35
γ_q	1.35

Tabella 2.9

2.3.6.2 Livello di Operatività

I coefficienti parziali da adottare per tale livello di sicurezza e per il successivo vengono definiti all'interno delle Linee Guida.

In particolare, per i carichi permanenti i valori da assumere sono riportati nella seguente tabella, valida sia per le condizioni di operatività che di transitabilità.

CLASSE DI CONSEGUENZA	(1) CONDIZIONI STANDARD	(2) CON ACCURATO CONTROLLO STATISTICO DI MATERIALI E GEOMETRIA E COV<0,05	(3) COME (2) E CON ABBATTIMENTO INCERTEZZE DI MODELLO (§ 6.3.3.5)
CC3	1.26	1.16	1.10

Figura 2.20 Fattori parziali di sicurezza per i carichi permanenti γ_G , per verifiche di transitabilità e operatività (Tabella 6.3.2, Linee Guida)

Così come per il livello di Completo Adeguamento, anche qui le Linee Guida permettono di scegliere tra tre diverse condizioni, in funzione del livello di approfondimento conseguito, a cui corrispondono altrettanti valori del coefficiente parziale di sicurezza.

La Tabella 6.3.4 delle Linee Guida fornisce infine il coefficiente parziale da adottare per le azioni variabili da traffico, calcolate sugli schemi di traffico presenti sulle Norme Tecniche.

Classe di conseguenza	Tempo di riferimento tref	Fattori parziali per le azioni variabili da traffico, γ_Q
CC3	5 anni (ponte TRANSITABILE, § 6.1.5.3)	1.20
	30 anni (ponte OPERATIVO, § 6.1.5.2)	1.20

Figura 2.21 Fattori parziali di sicurezza per i carichi variabili da traffico γ_Q , per verifiche di transitabilità e operatività (Tabella 6.3.3, Linee Guida)

OPERATIVITÀ	
γ_{G1}	1.26
γ_{G2}	1.26
γ_q	1.20

2.3.6.3 Livello di Transitabilità (2), secondo Linee Guida

Per i valori dei fattori parziali per i carichi permanenti si rimanda alla Tabella 6.3.2 delle Linee Guida, riproposta nel capitolo precedente in Figura 2.20.

Per quanto riguarda invece la valutazione dei fattori parziali dei carichi da traffico desunti dal Codice della strada, la questione è più complessa in quanto il valore è legato al livello di controllo garantito. Si possono distinguere tre differenti livelli:

- Livello 1, $\gamma_{cds,1} = 1,60$

Il controllo del superamento del carico del peso da parte dei mezzi è effettuato a campione, su base documentale o di pesatura diretta, mediante una pianificazione sistematica nel tempo

- Livello 2, $\gamma_{cds,2} = 1,35$

Il controllo del superamento del carico da parte dei mezzi è effettuato in modo sistematico e continuo nel tempo, su base documentale o di pesatura diretta, con procedure per il blocco dei mezzi in caso di eccesso di carico e invio su altra viabilità

- Livello 3, $\gamma_{cds,3} = 1,10$.

Analogo al Livello 2) ma utilizzando pesatura dei mezzi e blocco garantito degli stessi in caso di eccesso di carico, da parte di proprietario/gestore dei ponti e invio su altra viabilità.

Nella presente trattazione sono stati indagati tutti i livelli sopracitati, partendo dal livello 1, livello più gravoso in termini di carico, fino ad arrivare al livello 3, livello con il quale si riesce a garantire il soddisfacimento di tutte le verifiche.

TRANSITABILITÀ LVL 1, LL GG		TRANSITABILITÀ LVL 2, LL GG		TRANSITABILITÀ LVL 3, LL GG	
γ_{G1}	1.26	γ_{G1}	1.26	γ_{G1}	1.26
γ_{G2}	1.26	γ_{G2}	1.26	γ_{G2}	1.26
γ_Q	1.60	γ_Q	1.35	γ_Q	1.10

2.3.6.4 Livello di Transitabilità (2), secondo Istruzioni Operative

A differenza del caso precedente è stato necessario considerare solo due livelli di controllo affinché il ponte risultasse verificato.

Di base i valori dei coefficienti parziali di sicurezza sono identici al caso precedente. I coefficienti parziali dei carichi permanenti rimangono infatti invariati, e uguali per tutti i livelli:

TRANSITABILITÀ LVL 1-2, ISTRUZIONI OPERATIVE	
γ_{G1}	1.26
γ_{G2}	1.26

Tabella 2.10

Tuttavia, come già menzionato in precedenza, le istruzioni operative, per il caso di Transitabilità dei mezzi pesanti, consentono di applicare dei coefficienti di riduzione pari a 0.5 per la seconda corsia, e 0.35 per le corsie successive, a patto di introdurre anche il coefficiente dinamico. Se ne deduce che ogni corsia di carico avrà il proprio coefficiente parziale di sicurezza.

Le correzioni apportate sulla base di queste prescrizioni hanno condotto alla definizione di tali valori:

TRANSITABILITÀ LVL 1, ISTRUZIONI OPERATIVE					
		Coeff. di riduzione	Φ (Coeff. dinamico)	γ_Q	$\gamma_{Q, \text{finale}}$
CARREGGIATA SX	Corsia mezzo pesante 1	-	1,07	1,6	1,71
	Corsia mezzo pesante 2	0,5	1,07	1,6	0,85
	Area rimanente	-	-	1,6	1,60
CARREGGIATA DX	Corsia mezzo pesante 3	0,35	1,07	1,6	0,60

TRANSITABILITÀ LVL 2, ISTRUZIONI OPERATIVE					
		Coeff. di riduzione	Φ (coeff. dinamico)	γ_Q	$\gamma_{Q, \text{finale}}$
CARREGGIATA SX	Corsia mezzo pesante 1	-	1,07	1,35	1,44
	Corsia mezzo pesante 2	0,5	1,07	1,35	0,72
	Area rimanente	-	-	1,35	1,35
CARREGGIATA DX	Corsia mezzo pesante 3	0,35	1,07	1,35	0,50

Si noti come per l'area rimanente non si sia addotta alcuna correzione, non essendo questa interessata da effetti dinamici, e non rientrando nelle corsie per cui le Istruzioni Operative dispongono il coefficiente di riduzione.

2.3.7 Completa Adeguatezza

Inizialmente, si è valutato se la struttura fosse idonea a garantire il livello di sicurezza di Completa adeguatezza, conducendo le verifiche secondo le vigenti Norme Tecniche. Trattandosi di un'opera esistente si sono condotte le sole verifiche agli Stati Limite Ultimi. di seguito si descrive nel dettaglio il processo svolto e i risultati ottenuti.

2.3.7.1 Verifica della trave

Il primo elemento analizzato è la trave costituente il graticcio. La trave in esame, come più volte ricordato, è la trave di bordo di sinistra. Le verifiche sono state condotte sia a flessione che taglio.

2.3.7.1.1 Verifica a flessione agli SLU

Un elemento in calcestruzzo armato precompresso, dopo la fessurazione, si comporta sostanzialmente come un elemento in c.a. normale, venendo a mancare l'aderenza del cavo e quindi la trasmissione della forza di precompressione. L'armatura di precompressione viene quindi trattata come armatura resistente, al pari dell'armatura ordinaria ma con una resistenza maggiore.

La verifica è stata quindi condotta in ottemperanza a quanto riportato nel § 4.1.2.3.4 delle NTC 2018, avente come oggetto lo Stato Limite Ultimo a flessione delle costruzioni in calcestruzzo armato. Le ipotesi alla base della valutazione della resistenza flessionale sono le seguenti:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo
- deformazione iniziale dell'armatura di precompressione considerata nelle relazioni di congruenza della sezione
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla

La verifica risulta soddisfatta qualora si verifichi:

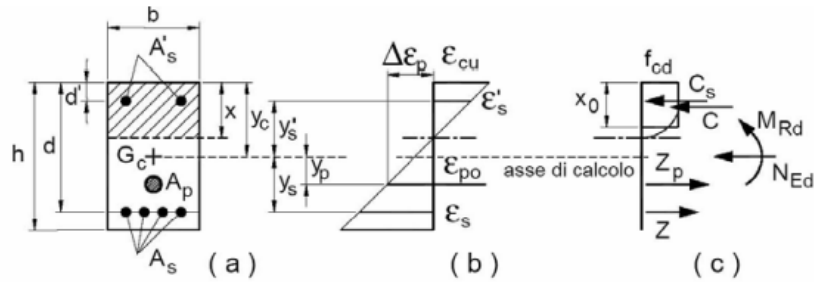
$$M_{rd} (N_{ed}) \geq M_{ed}$$

Con

- M_{rd} , valore di progetto del momento resistente, corrispondente a N_{ed}
- M_{ed} , valore di progetto del momento sollecitante
- N_{ed} , valore di progetto dello sforzo assiale sollecitante

Nel caso in esame, per lo schema statico adottato di trave semplicemente appoggiata, le sezioni analizzate sono soggette alla sola flessione semplice. Per il calcolo della resistenza a flessione si può far riferimento alla figura 2.15, estrapolata dalla normativa, in cui viene descritto il meccanismo resistente di una sezione pressoinflessa giunta a rottura.

Sempre in virtù dello schema statico adottato, la verifica a flessione è stata condotta nella sezione maggiormente sollecitata, ossia la sezione di mezzera della trave, posta ad una distanza di 15.00 m dall'appoggio. Poiché, tuttavia, la sezione considerata corrisponde a quella in cui incorre il traverso e quindi quella in cui la trave possiede sezione rettangolare, per completezza è stata considerata anche la sezione posta a 14.8675 m, prima sezione in corrispondenza della quale la geometria della trave torna ad essere a doppio T, risultando di fatto quella critica.



Figur 2.22

La valutazione del Momento resistente è stata condotta dapprima manualmente, per poi confrontare i risultati con quelli restituiti dal programma VCASLU.

Per la valutazione manuale del Momento resistente è stato dapprima necessario individuare la posizione dell'asse neutro attraverso l'equilibrio alla traslazione orizzontale delle forze. Nel caso in esame il calcolo dell'asse neutro richiede un procedimento iterativo, non essendo costante la larghezza della trave. Si è quindi dapprima ipotizzato per entrambe le sezioni, che l'asse neutro ricadesse all'interno della soletta; tale ipotesi si è infine rivelata quella corretta e non è stato necessario procedere con la reiterazione del procedimento.

Le altre ipotesi di base assunte nel calcolo sono:

- Rottura della sezione lato calcestruzzo
- armatura sciolta e cavo di precompressione giunti a snervamento
- distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo di tipo stress-block,

Sotto tale ipotesi, in assenza di sforzo assiale, l'asse neutro viene restituito dalla seguente formula:

$$y = \frac{A_p f_{pyd} + A_s f_{yd}}{0.8 b f_{cd}}$$

Con

- A_p , area del cavo risultante, coincidente con l'area totale dei trefoli
- A_s , area aratura sciolta
- b , larghezza della soletta nel caso di sezione
- f_{pyd} , tensione di snervamento di progetto dei trefoli
- f_{yd} , tensione di snervamento di progetto dei trefoli
- f_{cd} , resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo

Una volta individuato l'asse neutro, è quindi possibile procedere alla valutazione del Momento resistente imponendo l'equilibrio alla rotazione delle forze. Nel caso in esame si è condotto l'equilibrio rispetto alla risultante a compressione del calcestruzzo, ottenendo la seguente formula:

$$M_{rd} = A_s f_{yd} (d' - 0.4y) + A_p f_{pyd} (d - 0.4y)$$

- d' , altezza utile riferita alle armature lente
- d , altezza utile riferita ai trefoli

Di seguito si riportano i risultati ottenuti.

Sez. 15.00 m, sezione rettangolare

PROPRIETÀ SEZIONE		
b,soletta	(m)	3,125
fc,soletta	(N/mm ²)	20,35
ε_{cu}	‰	3,50
A_p (1 cavo)	(cm ²)	12,32
n° cavi	(n°)	6
f_{pyd}	(N/mm ²)	1037,04
Arm. Inferiore	(n°)	4φ12
Arm. Superiore	(n°)	4φ12
As,inf.	(cm ²)	4,52
As,sup.	(cm ²)	4,52
f_{yd}	(N/mm ²)	318,52
ε_{s,y}	‰	1,52
Es	(GPa)	210,00
copriferro	(m)	0,03

Calcolo Manuale

IPOTESI:	Asse neutro tagliante la soletta Rottura lato calcestruzzo Armatura Superiore e Inferiore snervate Cavo di precompressione snervato
-----------------	--

Verifica a flessione_Mmax				
yan	Mrd+	Med+	Verifica	Med/Mrd (D/C)
(cm)	(kNm)	(kNm)		
15,64	13141,22	14338,18	NO	1,09

Calcolo condotto con VCASLU

Info rottura		Deformazioni	
yan	Tipo rottura	ε _C	ε _{s,inf}
(cm)	[Text]	‰	‰
16,53	lato cls-acciaio snervato	3,5	35,03

Informazioni Cavo				
σ _{pf}	ε _{p0}	ε _{sp} (SLU)	ε _{p,netto}	σ _{sp}
[N/mm ²]	[‰]	[‰]	[‰]	[N/mm ²]
882,6	4,20	37,54	33,34	1037

Verifica a flessione_Mmax			
Mrd+	Med+	Verifica	Med/Mrd
(kNm)	(kNm)		
13630,00	66,59	NO	1,05

Sez. 14,8675 m, sezione a doppio T

PROPRIETÀ SEZIONE		
b,soletta	(m)	3,125
fcsoletta	(N/mm ²)	20,35
ε_{cu}	‰	3,50
A_p (1 cavo)	(cm ²)	12,32
n° cavi	(n°)	6
f_{pyd}	(N/mm ²)	1037,04
Arm. Inferiore	(n°)	4φ12
Arm. Superiore	(n°)	4φ12
As,inf.	(cm ²)	4,52
As,sup.	(cm ²)	4,52
f_{yd}	(N/mm ²)	318,52
ε_{s,y}	‰	1,52
Es	(GPa)	210,00
copriferro	(m)	0,03

Calcolo Manuale

IPOTESI:	Asse neutro tagliante la soletta Rottura lato calcestruzzo Armatura Superiore e Inferiore snervate Cavo di precompressione snervato
-----------------	--

Verifica a flessione_Mmax				
yan	Mrd+	Med+	Verifica	Med/Mrd (D/C)
(cm)	(kNm)	(kNm)		
15,64	13141,22	14338,18	NO	1,09

Calcolo condotto con VCASLU

Info rottura		Deformazioni	
yan	Tipo rottura	ε _C	ε _{s,inf}
(cm)	[Text]	‰	‰
16,25	lato cls-acciaio snervato	3,5	35,69

Informazioni Cavo				
σ _{pf}	ε _{p0}	ε _{sp} (SLU)	ε _{p,netto}	σ _{sp}
[N/mm ²]	[‰]	[‰]	[‰]	[N/mm ²]
874,94	4,17	38,17	34,00	1037

Verifica a flessione_Mmax			
Mrd+	Med+	Verifica	Med/Mrd
(kNm)	(kNm)		
13505,00	14338,18	NO	1,06

Come si evince dalle tabelle riportate, nessuna delle due sezioni risulta verificata a flessione, seppur di poco, presentando dei rapporti Med/Mrd di poco sopra l'unità.

Si può inoltre notare come il Mrd e l'asse neutro calcolati manualmente risultino identici per le due sezioni, seppur ciò non trova riscontro nei risultati forniti dal VCASLU. Tale discrepanza è causata dalla semplificazione che si è assunta nel calcolo manuale, nel considerare i soli contributi forniti dalle armature sciolte superiori e inferiori, trascurando il contributo fornito dalle armature di parete. Nella realtà quest'ultima offre un contributo apprezzabile causando una variazione della posizione dell'asse neutro e di conseguenza del Mrd , come mostra il VCASLU in cui le sezioni sono state rappresentate nella loro completezza.

La ragione del quasi soddisfacimento della verifica è da ricercare nel fatto che, come visto, il calcolo a rottura eseguito in sede di progettazione discosta di poco dal metodo odierno, tanto più che il fattore complessivo globale adottato nella trattazione dell'epoca risulta pressoché simile al prodotto dei coefficienti parziali di sicurezza assunti nella verifica. Di certo questo è un metodo di confronto abbastanza grossolano; tuttavia, aiuta a fornire un'idea del problema. Naturalmente è necessario tenere conto anche della domanda di traffico, che con gli anni è variata, e studi dimostrano come ad oggi risulta più gravosa rispetto alle norme passate.

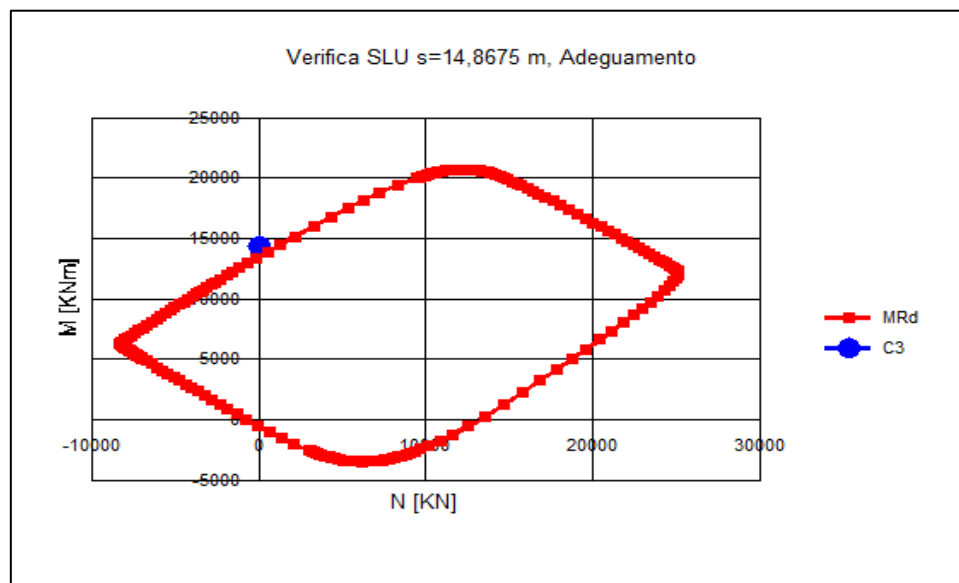
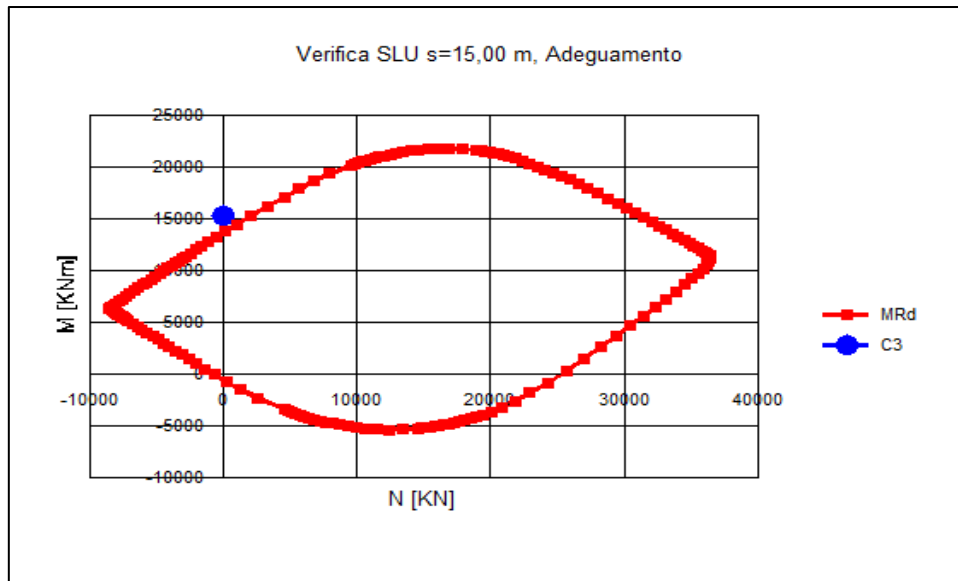


Figura 2.23



2.3.7.1.2 Verifica a taglio agli SLU

Il comportamento a taglio delle travi in c.a.p. è molto simile a quello delle travi in c.a. per la presenza di fessure oblique nelle anime e per le conseguenti modalità di collasso. Tuttavia, sussistono delle differenze sostanziali dovute al beneficio derivante dalla precompressione.

Nel caso in cui si abbia precompressione totale la sezione risulta tutta reagente. Ciò implica che il taglio si ridistribuisce su tutta la sezione in calcestruzzo, secondo l'andamento parabolico individuato dalla formula di Jourawsky in fase n1. La fibra più sollecitata coinciderà con quella baricentrica, la quale sarà sollecitata ad una tensione di compressione non nulla. Ciò si ripercuote sullo stato tensionale dell'elemento infinitesimo. Studiando lo stato tensionale dell'elemento infinitesimo della fibra baricentrica attraverso i cerchi di Mohr, si nota come la presenza dello sforzo di precompressione comporti uno spostamento verso le compressioni del cerchio, consentendo una riduzione sia delle tensioni principali di trazione che della loro inclinazione. Essa risulterà minore dei 45° validi per le sezioni in calcestruzzo armato. Ciò impone di considerare un traliccio resistente di Morsch ad inclinazione variabile, in cui i puntoni saranno disposti con inclinazione $\theta < 45^\circ$.

Altro vantaggio prezioso offerto dal sistema di precompressione lo si ottiene qualora i cavi presentino un'inclinazione rispetto all'asse baricentrico della trave. Si genera l'effetto detto del controtaglio, consistente in una riduzione del taglio sollecitante dovuto ai carichi esterni per effetto della componente verticale della precompressione diretta in direzione contraria a quest'ultimo.

Nella verifica è stato tenuto conto di tale effetto andando a valutare in ogni sezione di interesse il contributo fornito dal cavo:

$$V_{cavo}(s) = P(s) \sin \alpha$$

Dove

- V_{cavo} , effetto del controtaglio nella sezione in esame
- $P(s)$, sforzo assiale di precompressione nella sezione in esame
- $\alpha(s)$, inclinazione del cavo rispetto l'orizzontale, nella sezione d'esame

Come si può notare dall'equazione la forza di precompressione è stata considerata variabile con l'ascissa s , a causa sia dell'azione dovuta all'attrito come visto nel §..., ma anche a causa degli effetti indotti dai carichi esterni, come si vedrà meglio in seguito.

Come previsto dall'EC2 (1992), tenendo conto dell'effetto delle armature di precompressione inclinate, la forza di taglio di progetto è data da:

$$V_{sd} = V_{ed} - V_{pd}$$

Con

- V_{ed} , azione di taglio sollecitante di progetto
- V_{pd} , componente della forza di armatura di precompressione inclinata, parallela a V_{ed}
- V_{sd} , azione di taglio di progetto considerata nella verifica

Avendo contemplato in questo modo il contributo dato dalla precompressione, la verifica a taglio della trave viene condotta con le stesse modalità di una trave in calcestruzzo armato. Le prescrizioni rispettate sono quelle della normativa UNI EN 1992-1-1, ai § 6.2.2 *Members not requiring design shear reinforcement*, e § 6.2.3 *Members requiring design shear reinforcement*, recepite dalla normativa italiana nel § 4.1.2.3.5.

La verifica di resistenza a taglio agli SLU risulta soddisfatta se

$$V_{Rd} \geq V_{sd}$$

Con V_{Rd} , resistenza di progetto a taglio, calcolata come descritto nel seguito.

La norma specifica che per elementi in calcestruzzo armato precompresso, disposti in semplice appoggio, nelle zone non interessate da fessurazioni indotte da azioni flettenti, la resistenza di progetto a taglio può essere calcolata con la seguente formula:

$$V_{Rd} = \frac{J b_w}{S} (f_{ctd}^2 + \alpha_l \sigma_{cp} f_{ctd})^{1/2}$$

Con

- J , momento di inerzia della sezione
- b_w , larghezza della sezione trasversale in corrispondenza dell'asse baricentrico
- S , momento statico della porzione di sezione al di sopra dell'asse baricentrico
- f_{ctd} , resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo
- σ_{cp} , tensione media di compressione, in corrispondenza della fibra baricentrica, indotta sia da azioni di carico assiali che dalla precompressione
- α_l , coefficiente che per cavi di precompressione post-tesi è assunto pari ad 1.

Le NTC2018 ripropongono in merito la medesima espressione, imponendo un valore di $\frac{J}{S} = 0.7$, ed un valore di $\alpha_l = 1$:

$$V_{Rd} = 0.7 b_w d (f_{ctd}^2 + \alpha_l \sigma_{cp} f_{ctd})^{1/2}$$

Dove d rappresenta l'altezza utile della sezione.

Nelle zone non fessurate, il calcolo della resistenza a taglio è stato condotto basandosi sulla schematizzazione della trave mediante il traliccio di Morsch. Nel presente studio, a causa anche

della presenza del cavo di precompressione, si è scelto di adottare il metodo a θ variabile, ossia di assumere un valore dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo variabile e compreso nei limiti imposti da normativa:

$$\cot\theta_1 \leq \cot\theta \leq 2.5$$

Dove θ_1 rappresenta l'angolo di inclinazione della prima fessurazione. Tale angolo nel calcestruzzo armato deve rientrare nel range compreso tra 21.8° e 45° . Nel calcestruzzo armato precompresso, le fessurazioni si manifestano con inclinazioni minori, come si può dedurre dall'analisi tensionale condotta con il cerchio di Mohr. Da questo, tramite delle semplici relazioni geometriche, è possibile definire l'angolo di prima fessurazione mediante la seguente espressione:

$$\cot\theta_1 = \sqrt{1 + \frac{\sigma_c}{f_{ctd}}}$$

dove σ_c , ed f_{ctd} assumono i significati espressi sopra.

L'angolo θ viene determinato imponendo il raggiungimento simultaneo delle resistenze ultime di progetto lato calcestruzzo e lato acciaio, ottenendo la seguente equazione:

$$\sin\theta^2 = \frac{A_{sw} f_{yd}}{s b_w \alpha_c f'_{cd}}$$

Dove

- A_{sw} , area dell'armatura trasversale
- f_{yd} , resistenza di progetto dell'acciaio, relativa allo snervamento
- s , interasse tra due armature trasversali consecutive
- b_w , larghezza minima della sezione
- f'_{cd} , resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima e pari a $0.5 f_{cd}$
- α_c , coefficiente maggiorativo funzione della σ_{cp} , tensione media di compressione della sezione. Nel caso in esame è stato assunto cautelativamente pari all'unità, poiché essendo la sezione parzializzata si è considerata la possibilità che venga meno lo stato di coazione indotto dalla precompressione.

Una volta definito l'angolo caratterizzante il traliccio di Morsch, è possibile valutare la resistenza di progetto a taglio della trave come il minimo tra la resistenza offerta dal calcestruzzo, V_{Rcd} , e la resistenza offerta dalle staffe, V_{Rsd} .

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

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

$$V_{Rsd} = 0.9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (\cot\alpha + \cot\theta) \sin\alpha$$

In cui si è adottata la stessa nomenclatura suddetta, ed inoltre si è indicato con α l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave.

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

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} \frac{(\cot \alpha + \cot \theta)}{(1 + \cot^2 \theta)}$$

Anche qui i termini assumono lo stesso significato già espresso in precedenza.

L'eurocodice stabilisce inoltre che è possibile trascurare il calcolo della resistenza a taglio per tutte le sezioni comprese tra l'appoggio e il punto di intersezione dell'asse baricentrico della trave con la retta condotta a 45° a partire dal bordo interno dell'appoggio.

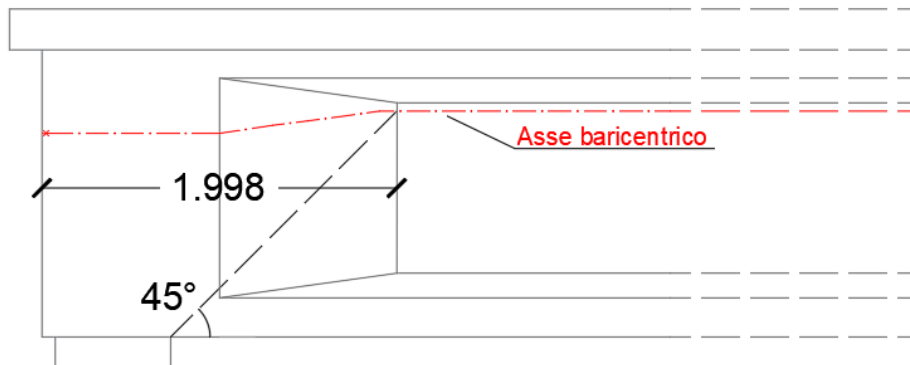


Figura 2.24 Definizioni della porzione di trave in cui non è necessario eseguire la verifica a taglio

Come illustrato in Fig. 2.24, l'intersezione avviene ad una distanza dalla testata di poco inferiore ai 2.00 m. Sulla base di questo risultato, la prima sezione di verifica è quella posta esattamente a 2.00 m dalla testata, coincidente con la prima sezione a fine ringrosso, e quindi presumibilmente la più gravosa.

Alla luce di quanto illustrato finora, per lo svolgimento della verifica a taglio è stato quindi dapprima necessario distinguere le zone fessurate da quelle non fessurate. Per fare ciò si è confrontato il Momento sollecitante esterno con il Momento di fessurazione. Il calcolo di quest'ultimo ha richiesto a monte, un'analisi che tenesse conto delle fasi costruttive dell'opera. Le fasi a cui si è fatto riferimento sono le stesse riportate nel § 2.2. In particolare, si è indicato con Fase costruttiva 2 la fase al termine del getto in opera della soletta e dei traversi, e nella quale l'unico elemento resistente è rappresentato dalla trave, la quale è chiamata a far fronte sia al peso proprio che al peso degli altri elementi strutturali. In questa fase l'azione della precompressione è data dai primi 4 cavi, che sono stati testati e iniettati. La fase 4 invece indica sostanzialmente la fase di esercizio dell'opera, in cui la capacità portante dell'impalcato è affidata alla collaborazione degli elementi strutturali, trave, soletta e traversi, e in cui agiscono tutti gli altri pesi permanenti portati nonché le azioni variabili da traffico. Sono inoltre stati iniettati anche i restanti due cavi, pertanto l'azione di precompressione è offerta da un numero di cavi pari a 6.

Ad ogni step di carico è stato corrisposto un relativo incremento delle tensioni assiali, calcolato mediante la teoria di Navier, valida poiché la trave è in fase nI. È stato quindi necessario definire per ogni sezione in esame, e per ogni fase costruttiva, le relative caratteristiche inerziali. A tale scopo è stato assunto quale valore di coefficiente di omogeneizzazione dell'armatura sciolta $n_{armatura} = 15$, per i cavi di precompressione invece è stato adottato $n_{cavo} = 6$ poiché gli effetti viscosi vengono presi in conto con il loro effettivo evolversi attraverso le perdite di tensione. Infine, poiché il calcestruzzo costituente la soletta ha caratteristiche differenti rispetto al calcestruzzo delle

travi, anche per tale elemento è stato deciso di adottare un coefficiente di omogeneizzazione dato dal rapporto dei Moduli di Young E dei due materiali che ha restituito un valore di $n_{soletta} = 0.97$.

Tale processo è stato eseguito per tutti i carichi permanenti, e ha condotto alla determinazione della tensione assiale indotta da tali carichi al lembo inferiore di ciascuna sezione, ossia la fibra meno compressa in una trave semplicemente appoggiata. Nel calcolo si è tenuto conto naturalmente anche del contributo dato dai cavi di precompressione, sempre nel rispetto delle fasi costruttive sopracitate.

Si precisa inoltre che il coefficiente parziale di sicurezza adottato per le azioni permanenti è stato posto in questa fase pari all'unità, trovandosi l'elemento sostanzialmente in condizioni di esercizio.

Una volta ottenuto il valore di tensione finale in condizioni di esercizio, si è ricavato l'incremento di Momento, ΔM_{cr} , necessario a provocare la fessurazione nella sezione in esame

Tale eventuale incremento può a questo punto essere addotto solo dai carichi variabili da traffico e dall'incremento delle azioni permanenti nelle condizioni limite. Il coefficiente parziale di sicurezza allo SLU per tutti i carichi permanenti è pari ad 1,35, ossia si prevede, in condizioni di rottura, un incremento del 35% dell'entità dei carichi agenti in condizioni di esercizio. L'individuazione delle zone fessurate prevede quindi il confronto del ΔM_{cr} , con i contributi di Momento forniti da queste azioni. In particolare, nel processo svolto, si è ricavato il ΔM_{cr} al netto dei contributi dati dall'incremento dei carichi permanenti, e si è confrontato il risultato ottenuto con il Momento dovuto al transito dei mezzi. Il confronto è stato eseguito graficamente, riportando all'interno di un diagramma l'andamento del Momento di fessurazione e del momento dovuto ai carichi da traffico al variare dell'ascissa s . I grafici ottenuti sono approssimati a delle spezzate, poiché i valori plottati sono quelli relativi alle sole sezioni indagate nella verifica. Il punto di intersezione delle due curve individua la sezione in cui il Momento di fessurazione viene eguagliato dal momento indotto dai carichi esterni, e pertanto coincide con la prima sezione fessurata, la quale discrimina la zona non fessurata, ossia la porzione di trave che precede, dalla zona fessurata, ossia la porzione di trave ad essa successiva.

Ultima puntualizzazione sul procedimento appena descritto riguarda il valore del Momento flettente adottato. Essendo una verifica di Taglio agli SLU si è scelto di assumere quale valore di Momento massimo quello concomitante al Taglio massimo, anziché considerare il Momento massimo agente su ciascuna sezione, prodotto dalla configurazione di carico atta a massimizzare appunto tale sollecitazione. Si è infatti ritenuto fin troppo gravoso e cautelativo un tale approccio, poiché questo presuppone non solo che la trave abbia già sperimentato la condizione di carico che massimizza il momento flettente allo Stato Limite Ultimo, ma che a seguito di questo essa sia in grado di rispondere alla configurazione di carico che massimizza il taglio allo Stato Limite Ultimo.

Distinte la zona fessurata da quella non fessurata è stato possibile procedere alla verifica vera e propria, adottando per ciascuna zona la relativa formula suggerita dalla normativa.

Si è infatti valutato l'effettiva tensione agente sul cavo sommando, in ogni sezione, il contributo tensionale dato dai carichi esterni alla tensione offerta dalla precompressione, valutata al netto di tutte le cadute di tensione. Il calcolo ha quindi richiesto di ripercorrere la storia di carico della trave dovuta alle fasi costruttive dell'opera. In seguito all'individuazione della fase di comportamento della sezione (Fase nI, sezione interamente reagente, o Fase nII, sezione parzializzata) si è proceduto alla valutazione delle tensioni nella fibra del cavo, e successivamente, assunto $n_{cavo} = 6$, alla tensione agente sul cavo.

Le sezioni indagate sono quelle utilizzate per la verifica a taglio. Si noti come per effetto dei carichi esterni l'azione di precompressione si riduce nelle sezioni vicino l'appoggio, le quali non si parzializzano rimanendo in fase nI, a differenza delle sezioni più vicine alla mezzeria in cui si sviluppano tensioni di trazione che vanno ad incrementare l'azione di pretensione del cavo.

Prima di procedere ad illustrare i risultati, è necessario fare alcune considerazioni in merito al traliccio adottato.

Nel caso di trave in calcestruzzo armato, sappiamo che gli sforzi di scorrimento tangenziali agenti in corrispondenza dell'asse neutro, si trasmettono ai ferri longitudinali inferiori attraverso un sistema continuo di bielle compresse e tese. Tale sistema continuo può essere discretizzato con un traliccio di aste compresse e tese che vanno a costituire appunto il traliccio di Morsch. Tale schematizzazione consente di ricondurre la trave fessurata ad una trave reticolare isostatica, in cui il corrente superiore coincide col corrente compresso di calcestruzzo mentre il corrente inferiore rappresenta il contributo a trazione fornito dalle armature longitudinali inferiori. La collaborazione di questi correnti nel meccanismo resistente a taglio è garantita dal sistema costituito da bielle compresse, che schematizzano le aste di parete compresse tra fessure successive, e da aste tese individuabili nell'armatura trasversale della trave.

Una rappresentazione grafica del traliccio viene riproposta nella Fig. 2.25 (immagine estratta da Le basi del dimensionamento nelle costruzioni in cemento armato, Leonhardt e Monning)

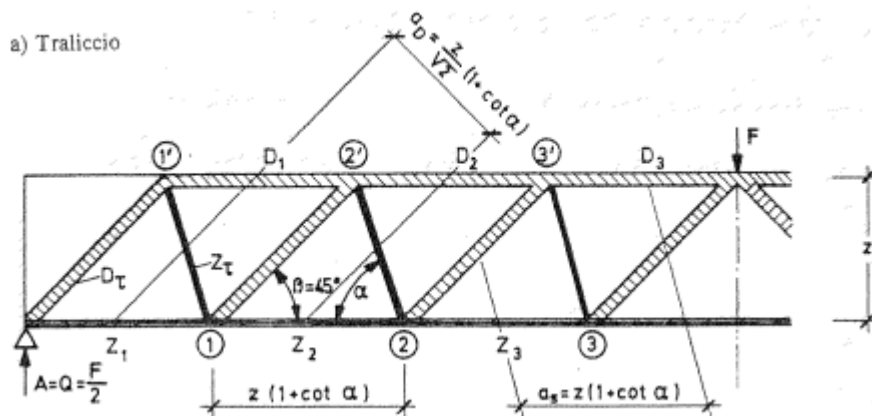


Figura 2.25 Traliccio isostatico di Morsch,

Quello descritto è però il traliccio classico di Morsch, non del tutto adatto al caso in esame. A causa della presenza di cavi di precompressione post-tesi inclinati, il comportamento resistente a taglio subisce chiaramente delle modifiche, risentendo non solo della resistenza ma anche della rigidità offerta dal sistema di precompressione. La valutazione di queste modifiche è tuttavia non così immediata.

La normativa europea UNI EN 1992-2 propone nel § 6.2 dedicato al taglio, un possibile schema di traliccio da adottare in presenza di cavi di precompressione post tesi inclinati, riportato nella Fig. 2.26. La trave reticolare suggerita è ottenuta dalla somma di due tralicci sovrapposti, uno classico che vede la collaborazione tra la parete in calcestruzzo e l'armatura sciolta, e l'altro che invece considera collaborante con le bielle in calcestruzzo il cavo risultante. Il risultato è un traliccio iperstatico, la cui risoluzione richiederebbe la definizione, non senza difficoltà, delle caratteristiche inerziali di ciascuna asta costituente la trave reticolare.

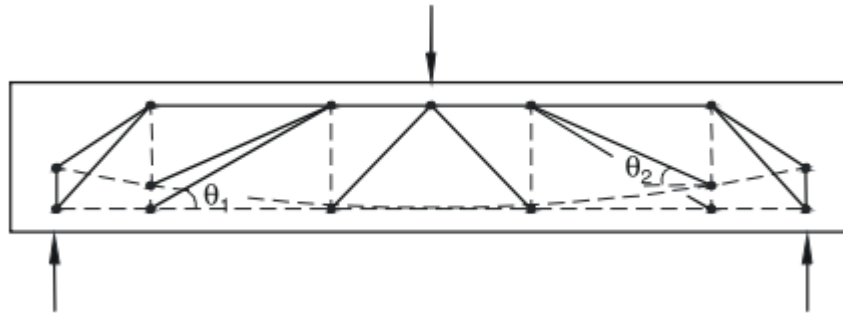


Figura 2.26 Traliccio resistente a taglio sovrapposto- UNI EN 1992-2

La teoria alla base del traliccio suggerito dalla norma europea può essere rintracciata negli approfondimenti eseguiti in merito dall'Ingegnere tedesco Fritz Leonhardt, e riportati nel volume V della sua opera. Nello studio del comportamento portante delle travi precomprese, l'autore si sofferma sull'influenza che i cavi ricurvi hanno sulla capacità portante a taglio. A tal proposito riconosce l'importante contributo che tali elementi apportano al comportamento resistente a taglio della trave, potendo questi assorbire un'aliquota del taglio sollecitante.

L'ingegnere, tuttavia, intuì che la presenza del cavo aveva ripercussioni non solo in termini di resistenza ma anche in termini di rigidità.

La diffusione delle tensioni all'interno della trave risente fortemente della distribuzione delle rigidità apportate da ciascun elemento. Paradossalmente l'autore dimostra che assumere un tracciato del cavo parabolico non sempre rappresenta la soluzione migliore in una trave semplicemente appoggiata. Sperimentalmente provò, infatti, che le sollecitazioni assorbite dalle staffe nella trave semplicemente appoggiata, con cavo parabolico, risultavano maggiori delle sollecitazioni agenti nelle staffe di una trave semplicemente appoggiata ma con cavo rettilineo. La ragione di questa incongruenza è da ricercare nelle condizioni di rigidità che si hanno all'interno della trave.

Nel caso di tracciato rettilineo si instaura sostanzialmente un meccanismo ad arco, in cui la diagonale di compressione va ad insistere sull'appoggio. Nel secondo caso invece, la rigidità del cavo richiama a sé la diagonale compressa che va ad appoggiarsi sull'ancoraggio del cavo piuttosto che sul vincolo d'appoggio. Ne consegue che, in quest'ultimo caso, l'inclinazione del puntone di calcestruzzo sarà minore, e pertanto esso assorbirà un'aliquota della forza di taglio proporzionalmente minore. In definitiva, nonostante lo sconto sul taglio sollecitante offerto dal cavo inclinato, nel caso di tracciato parabolico le staffe risulteranno maggiormente sollecitate dovendo farsi carico di un'aliquota di taglio maggiore.

Influenza della pendenza dei cavi

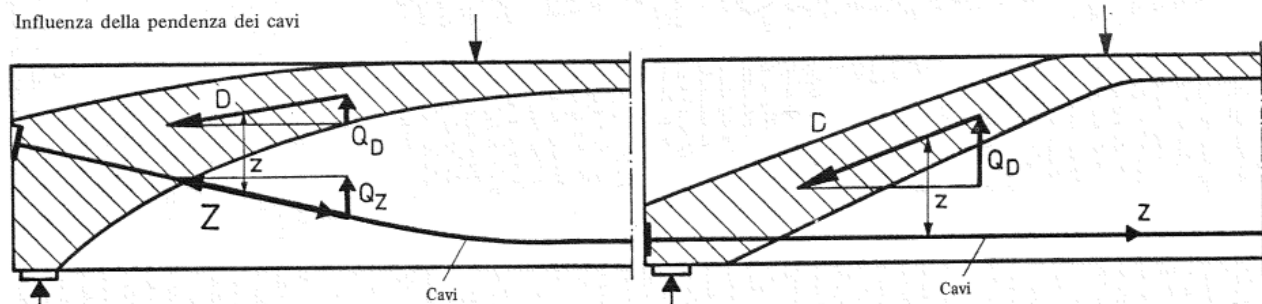


Figura 2.27 Influenza della pendenza dei cavi sulla diagonale compressa

Prove sperimentali hanno tuttavia evidenziato come aumentando la rigidità del corrente teso inferiore, incrementando il quantitativo di armatura longitudinale inferiore, si assiste ad una riduzione delle tensioni che si sviluppano nelle staffe. Si conclude quindi che, nel caso di cavi di precompressione ricurvi, affinché si possa ricondurre la diagonale di compressione all'appoggio, è necessario disporre un quantitativo di armatura ordinaria sufficientemente rigida. Il minimo di tale quantità è stato dedotto tramite prove sperimentali e risulta pari a quello sufficiente ad assorbire il taglio in corrispondenza dell'appoggio. In alternativa l'autore suggerisce di disporre, una parte dei cavi secondo un tracciato rettilineo.

Sotto l'ipotesi di corrente teso sufficientemente rigido, il traliccio proposto dalla normativa europea assume quindi validità. La rigidità dell'armatura ordinaria garantirebbe l'instaurarsi della seconda biella compressa che scende fino all'appoggio.

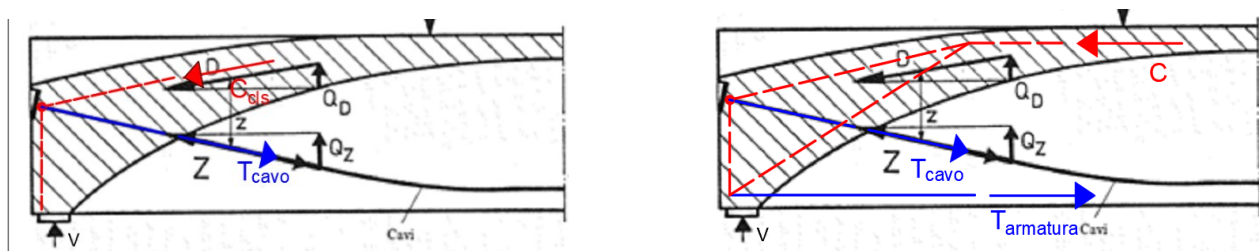


Figura 2.28 Meccanismo di trasmissione delle tensioni al variare della rigidità del corrente inferiore, a destra in assenza di sufficiente armatura inferiore (a), a sinistra con sufficiente armatura inferiore (b)

Nel caso in esame in realtà è stato verificato che l'armatura ordinaria inferiore, disposta in corrispondenza dell'appoggio, non è sufficiente a rispettare tale ipotesi, rendendo di fatti il modello proposto dal documento non consono allo studio della trave. Quindi il trasferimento delle forze di taglio in appoggio presumibilmente segue l'andamento descritto nella Fig.2.28 (a), affidando principalmente al cavo il compito di far fronte alla reazione dell'appoggio. A parte, tuttavia, questa peculiarità si è ritenuto attendibile procedere nella verifica considerando il classico traliccio di Morsch, abbandonando l'idea del traliccio iperstatico.

Ulteriori approfondimenti richiederebbe la verifica del nodo in testata. Ipotizzando il meccanismo definito in Fig. 2.28 (a) e trascurando, per semplicità, il contributo dato dal puntone compresso, assunto orizzontale, l'equilibrio al nodo verticale non risulta soddisfatto. Un tale risultato potrebbe far pensare che la stabilità di tutto l'impalcato sia pregiudicata, entrando però in contrasto con la realtà dei fatti, essendo l'impalcato ancora in grado di svolgere la propria funzione. L'incongruenza è da addurre alla scarsa conoscenza che si ha dell'andamento effettivo delle linee isostatiche, le quali richiederebbero degli studi specifici finalizzati all'individuazione del vero meccanismo resistente. Tale trattazione, tuttavia, non è oggetto del presente elaborato.

Inoltre, in merito all'armatura longitudinale in appoggio la normativa impone che questa oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione, debba assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all'inclinazione delle fessure rispetto all'asse della trave, inclinazione assunta pari a 45° . In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull'appoggio. Tale verifica nel seguito verrà omessa in quanto la sezione d'appoggio non risulta interessata da fessure in nessuna condizione di carico. La prima sezione fessurata è infatti situata sempre ad una distanza importante dalla testata. Inoltre, alla luce di quanto visto in merito al meccanismo di rottura della trave, sarebbe opportuno approfondire se tale verifica sia effettivamente da considerare, poiché essa suppone l'instaurarsi di un traliccio di Morsch classico, cosa che nel caso in esame sembra non accadere.

Dopo questo breve excursus, tornando alla verifica a taglio, si riportano i risultati ottenuti.

Le sezioni verificate a taglio sono quelle poste a 2.00 m dalla testata, la sezione a 7.3675 m e quella di mezzeria considerata a 14.8675 m. Queste ultime due sono le sezioni più prossime alle sezioni in cui si innestano i traversi, rispettivamente a 7.50 m e a 15.00 m, aventi geometria a doppio T e pertanto ritenute maggiormente gravose.

Oltre a queste la verifica è stata condotta per completezza anche nella prima sezione fessurata, la cui ascissa viene definita secondo il procedimento sopra esposto. In tale sezione si assisterà ad un salto del Taglio resistente, dovuto alle diverse formule adottate nel calcolo.

Per quanto riguarda lo studio della fessurazione della trave, le sezioni analizzate sono le medesime in cui è stato valutato il taglio resistente, a cui si aggiungono, con lo scopo di raffittire i diagrammi di ΔM_{cr} e di M_q , la sezione iniziale di ascissa 0.00 m e un'ulteriore sezione posta a 5.90m. La scelta di quest'ultima non è in realtà dovuta a nessuna ragione specifica; era stata inizialmente considerata questa perché in un primo tentativo di individuazione della sezione fessurata, dal confronto grafico essa risultava la prima sezione a raggiungere il Momento di fessurazione, salvo poi, a valle di un'analisi sezionale, riscontrare che in realtà ciò non era corretto. L'errore era dovuto all'approssimazione delle curve, e pertanto si è scelto di raffittire i grafici sfruttando proprio tale sezione.

Definizione Zona Fessurata
Sezione 0 (s=0.00 m)

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE, FASE COSTRUTTIVA 2		
A_{trave}	[m ²]	1,215
A_{cavo}	[m ²]	0,005
$AS_{,sup}$	[m ²]	0,00045
$AS_{,inf}$	[m ²]	0,00045
A_{id}	[m ²]	1,26
y_G	[m]	0,81
J_{trave}	[m ⁴]	0,2658
J_{cavo}	[m ⁴]	0,0002
$J_{arm,sup}$	[m ⁴]	0,0003
$J_{arm,inf}$	[m ⁴]	0,0003
$J_{id,tr+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,2752
$W_{id, tr+cavi+arm}$	[m ³]	0,342
e_{cavo}	[m]	0,195
σ_{pf}	[N/mm ²]	969,68

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4778,58
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-931,82
M_{trave}	[kN·m]	0,00
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	0,00
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,53

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE, FASE COSTRUTTIVA 4		
A_{trave}	[m ²]	1,215
A_{cavo}	[m ²]	0,007
$A_{soletta}$	[m ²]	0,719
$AS_{,sup}$	[m ²]	0,000452
$AS_{,inf}$	[m ²]	0,000452
A_{id}	[m ²]	1,97
y_G	[m]	1,14
J_{trave}	[m ⁴]	0,3971
J_{cavo}	[m ⁴]	0,0006
$J_{soletta}$	[m ⁴]	0,2585
$J_{arm,sup}$	[m ⁴]	0,0001
$J_{arm,inf}$	[m ⁴]	0,0006
$J_{id,tr+sol+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,6614
$W_{id, tr+sol+cavi+arm}$	[m ³]	0,581
e_{cavo}	[m]	0,279
σ_{pf}	[N/mm ²]	969,68

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2389,29
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-666,61
M_{G2}	[kN·m]	0,00
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-2,36

CALCOLO ΔMCR		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,66
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,53
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-2,36
ΔM_{cr}	[kN·m]	6121,70
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	0,00
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	6121,70
$Mq,concom.$	[kN·m]	-628.03
Sezione		Non Fessurata

Sezione 1 (s=2.00 m)

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE, FASE COSTRUTTIVA 2		
A_{trave}	[m ²]	0,665
A_{cavo}	[m ²]	0,005
$A_{S,sup}$	[m ²]	0,00045
$A_{S,inf}$	[m ²]	0,00045
A_{id}	[m ²]	0,71
y_G	[m]	0,77
J_{trave}	[m ⁴]	0,2086
J_{cavo}	[m ⁴]	0,0006
$J_{arm,sup}$	[m ⁴]	0,0003
$J_{arm,inf}$	[m ⁴]	0,0002
$J_{id,tr+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,2207
$W_{id, tr+cavi+arm}$	[m ³]	0,287
e_{cavo}	[m]	0,359
σ_{pf}	[N/mm ²]	944,52

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4654,60
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-1672,40
M_{trave}	[kN·m]	489,48
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	659,61
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-8,40

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE, FASE COSTRUTTIVA 4		
A_{trave}	[m ²]	0,665
A_{cavo}	[m ²]	0,007
$A_{soletta}$	[m ²]	0,718
$A_{S,sup}$	[m ²]	0,000452
$A_{S,inf}$	[m ²]	0,000452
A_{id}	[m ²]	1,42
y_G	[m]	1,25
J_{trave}	[m ⁴]	0,3500
J_{cavo}	[m ⁴]	0,0029
$J_{soletta}$	[m ⁴]	0,1745
$J_{arm,sup}$	[m ⁴]	0,0001
$J_{arm,inf}$	[m ⁴]	0,0007
$J_{id,tr+sol+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,5479
$W_{id, tr+sol+cavi+arm}$	[m ³]	0,440
e_{cavo}	[m]	0,629
σ_{pf}	[N/mm ²]	944,52

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2327,30
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-1463,64
M_{G2}	[kN·m]	283,17
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,32

CALCOLO ΔM{CR}		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,66
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-8,40
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,32
ΔM_{cr}	[kN·m]	6319,80
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	478,41
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	5841,39
$M_{q,concom.}$	[kNm]	1326,64
Sezione	Non Fessurata	

Sezione 2 (s=7.3675 m)

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE, FASE COSTRUTTIVA 2		
A_{trave}	[m ²]	0,665
A_{cavo}	[m ²]	0,005
$A_{S,sup}$	[m ²]	0,00045
$A_{S,inf}$	[m ²]	0,00045
A_{id}	[m ²]	0,71
y_G	[m]	0,76
J_{trave}	[m ⁴]	0,2089
J_{cavo}	[m ⁴]	0,0017
$J_{arm,sup}$	[m ⁴]	0,0003
$J_{arm,inf}$	[m ⁴]	0,0002
$J_{id,tr+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,2271
$W_{id, tr+cavi+arm}$	[m ³]	0,299
e_{cavo}	[m]	0,579
σ_{pf}	[N/mm ²]	901,71

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4443,61
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2572,85
M_{trave}	[kN·m]	1439,54
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	2000,54
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-3,37

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE, FASE COSTRUTTIVA 4		
A_{trave}	[m ²]	0,665
A_{cavo}	[m ²]	0,007
$A_{soletta}$	[m ²]	0,718
$A_{S,sup}$	[m ²]	0,000452
$A_{S,inf}$	[m ²]	0,000452
A_{id}	[m ²]	1,42
y_G	[m]	1,24
J_{trave}	[m ⁴]	0,3438
J_{cavo}	[m ⁴]	0,0066
$J_{soletta}$	[m ⁴]	0,1817
$J_{arm,sup}$	[m ⁴]	0,0001
$J_{arm,inf}$	[m ⁴]	0,0007
$J_{id,tr+sol+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,5705
$W_{id, tr+sol+cavi+arm}$	[m ³]	0,461
e_{cavo}	[m]	0,943
σ_{pf}	[N/mm ²]	901,71

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2221,81
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2096,05
M_{G2}	[kN·m]	846,23
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,27

CALCOLO ΔM_{CR}		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,66
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-3,37
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,27
ΔM_{cr}	[kN·m]	4291,49
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	1432,85
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	2858,64
$M_{q,concom.}$	[kNm]	4601,65
Sezione		Fessurata

Sezione 3 (s=14.8675 m)

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE, FASE COSTRUTTIVA 2		
A_{trave}	[m ²]	0,665
A_{cavo}	[m ²]	0,005
AS_{sup}	[m ²]	0,00045
AS_{inf}	[m ²]	0,00045
A_{id}	[m ²]	0,71
y_G	[m]	0,76
J_{trave}	[m ⁴]	0,2090
J_{cavo}	[m ⁴]	0,0023
$J_{arm,sup}$	[m ⁴]	0,0003
$J_{arm,inf}$	[m ⁴]	0,0002
$J_{id,tr+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,2311
$W_{id, tr+cavi+arm}$	[m ³]	0,306
e_{cavo}	[m]	0,684
σ_{pf}	[N/mm ²]	874,94

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4311,71
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2948,35
M_{trave}	[kN·m]	1937,64
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	2699,62
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-0,57

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE, FASE COSTRUTTIVA 4		
A_{trave}	[m ²]	0,665
A_{cavo}	[m ²]	0,007
$A_{soletta}$	[m ²]	0,718
AS_{sup}	[m ²]	0,000452
AS_{inf}	[m ²]	0,000452
A_{id}	[m ²]	1,42
y_G	[m]	1,23
J_{trave}	[m ⁴]	0,3333
J_{cavo}	[m ⁴]	0,0090
$J_{soletta}$	[m ⁴]	0,1947
$J_{arm,sup}$	[m ⁴]	0,0001
$J_{arm,inf}$	[m ⁴]	0,0006
$J_{id,tr+sol+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,5872
$W_{id, tr+sol+cavi+arm}$	[m ³]	0,477
e_{cavo}	[m]	1,105
σ_{pf}	[N/mm ²]	874,94

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2155,85
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2383,08
M_{G2}	[kN·m]	1141,11
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,12

CALCOLO ΔM_{CR}		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,66
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-0,57
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,12
ΔM_{cr}	[kN·m]	3026,24
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	1930,91
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	1095,33
$M_{q,concom.}$	[kNm]	4836,4
Sezione		Fessurata

Sezione 4 (s=5.90 m)
**PROPRIETÀ DELLA SEZIONE,
 FASE COSTRUTTIVA 2**

A_{trave}	[m ²]	0,665
A_{cavo}	[m ²]	0,005
$A_{S,sup}$	[m ²]	0,00045
$A_{S,inf}$	[m ²]	0,00045
A_{id}	[m ²]	0,71
Y_G	[m]	0,76
J_{trave}	[m ⁴]	0,2088
J_{cavo}	[m ⁴]	0,0015
$J_{arm,sup}$	[m ⁴]	0,0003
$J_{arm,inf}$	[m ⁴]	0,0002
$J_{id,tr+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,2263
$W_{id, tr+cavi+arm}$	[m ³]	0,297
e_{cavo}	[m]	0,558
σ_{pf}	[N/mm ²]	906,94

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2

N_p	[kN]	-4469,42
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2495,28
M_{trave}	[kN·m]	1004,30
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	1380,33
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,68

**PROPRIETÀ DELLA SEZIONE,
 FASE COSTRUTTIVA 4**

A_{trave}	[m ²]	0,665
A_{cavo}	[m ²]	0,007
$A_{soletta}$	[m ²]	0,719
$A_{S,sup}$	[m ²]	0,000452
$A_{S,inf}$	[m ²]	0,000452
A_{id}	[m ²]	1,42
Y_G	[m]	1,24
J_{trave}	[m ⁴]	0,3448
J_{cavo}	[m ⁴]	0,0061
$J_{soletta}$	[m ⁴]	0,1807
$J_{arm,sup}$	[m ⁴]	0,0001
$J_{arm,inf}$	[m ⁴]	0,0007
$J_{id,tr+sol+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,5678
$W_{id, tr+sol+cavi+arm}$	[m ³]	0,459
e_{cavo}	[m]	0,910
σ_{pf}	[N/mm ²]	906,94

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4

N_p	[kN]	-2234,71
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2033,59
M_{G2}	[kN·m]	722,02
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,43

CALCOLO ΔM_{CR}

f_{ctd}	[N/mm ²]	1,66
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,68
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,43
ΔM_{cr}	[kN·m]	5858,56
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	1220,17
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	4638,39
$M_{q,concom.}$	[kNm]	3978,36
Sezione		Non Fessurata

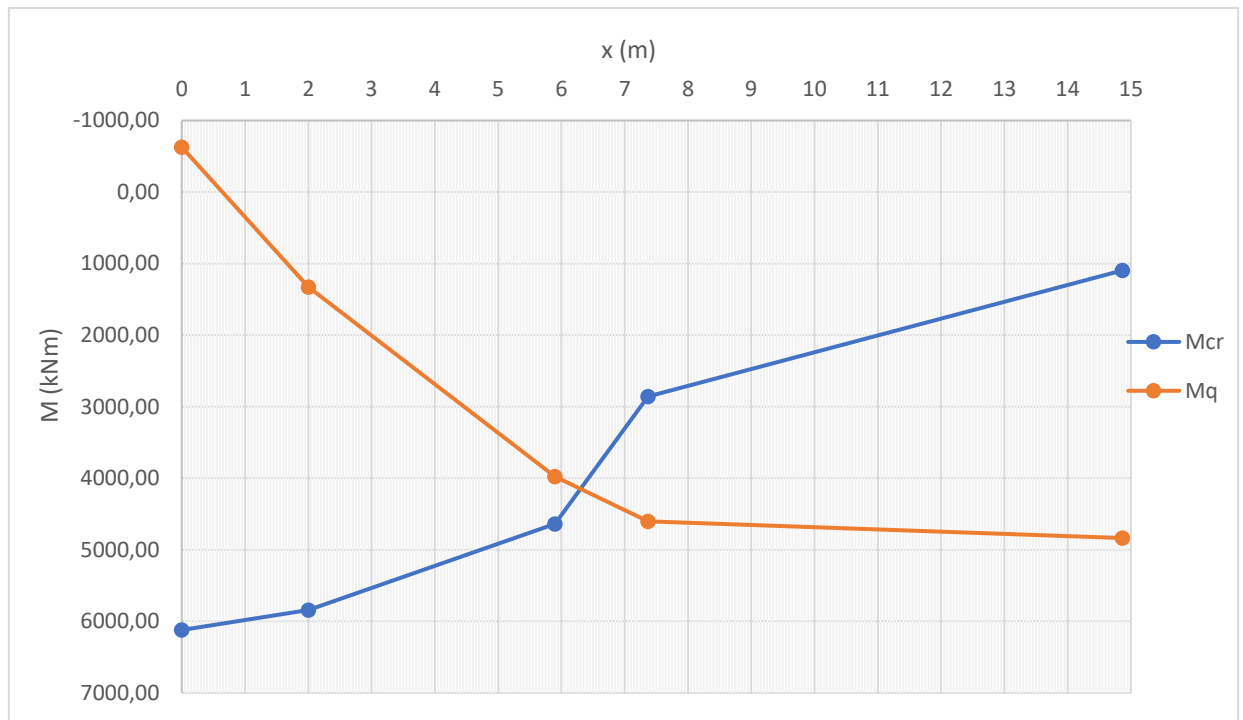


Figura 2.29 Diagramma di Mq-Mcr al variare dell'ascissa

Dal grafico si è individuata la sezione di prima fessurazione nel caso di Completo Adeguamento che risulta posizionata ad una distanza di 6.30 m da testata.

Definizione della tensione a cui lavora il cavo

Mediante il calcolo sezionale si è determinato il valore di tensione finale a cui lavora il cavo, tenendo conto degli effetti indotti dai carichi esterni.

Sezione	$\sigma_{pf,i-esima\ sez.}$	$\sigma_{pf,i-esima\ sez. +carico\ ext}$
[/]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
sez.1 (2.00 m)	944,52	918.91
sez.2 (7.3675 m)	901,71	1037.04
sez.3 (14.8675 m)	874,94	1037.04
sez. 5 (prima fessurata)	905,52	1037.04

Verifica a taglio
SEZIONE 1 (x=2.00 m da testata)

Stato sezione	Formula usata
Non Fessurata	EC2 (6.4)

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE		
b	[cm]	25,00
h_{trave}	[cm]	185,00
c	[cm]	3,00
d	[cm]	182,00

PROPRIETÀ ARMATURA A TAGLIO		
f_{yd}	[N/mm ²]	318,52
A_{sw} (1 ϕ 10)	[cm ²]	0,79
n bracci	[/]	2
$A_{s,tot}$	[cm ²]	1,58
s	[cm]	25

CALCOLO $\Theta_{EFFETTIVO}$		
v	[/]	0,5
f_{cd}	[N/mm ²]	26,66
Θ	(°)	14,23
Θ_1	(°)	22,22
$\Theta_{effettivo}$	(°)	21,80

TAGLIO SOLLECITANTE		
V_{ed}	[kN]	567,28
Stato del cavo	[/]	SNERVATO
V_{cavo}	[kN]	0,00
$V_{ed,netto}$	[kN]	567,28

RESISTENZA A TAGLIO		
$V_{Rd,c}$	[kN]	1882,25
$V_{Rd,s}$	[kN]	824,40
V_{Rd}	[kN]	824,40

VERIFICA A TAGLIO	
$V_{ed,netto}/V_{rd,c}$	0,69
$V_{rd,c} > V_{ed,netto}$	VERIFICA

SEZIONE 5 (x=6,30 m da testata)

Stato sezione	Formula usata
Fessurata	Θ variabile

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE		
b	[cm]	25,00
h_{trave}	[cm]	185,00
c	[cm]	3,00
d	[cm]	182,00

PROPRIETÀ ARMATURA A TAGLIO		
f_{yd}	[N/mm ²]	318,52
A_{sw} (1 ϕ 10)	[cm ²]	0,79
n bracci	[/]	2
$A_{s,tot}$	[cm ²]	1,58
s	[cm]	25

CALCOLO $\Theta_{EFFETTIVO}$		
v	[/]	0,5
f_{cd}	[N/mm ²]	22,40
Θ	(°)	15,55
Θ_1	(°)	21,81
$\Theta_{effettivo}$	(°)	21,80

TAGLIO SOLLECITANTE		
V_{ed}	[kN]	1430,51
Stato del cavo	[/]	SNERVATO
V_{cavo}	[kN]	183,60
$V_{ed,netto}$	[kN]	1246,91

RESISTENZA A TAGLIO		
$V_{Rd,c}$	[kN]	1581,44
$V_{Rd,s}$	[kN]	824,40
V_{Rd}	[kN]	824,40

VERIFICA A TAGLIO	
$V_{ed,netto}/V_{rd,c}$	1,51
$V_{rd,c} > V_{ed,netto}$	NON VERIFICA

SEZIONE 2 ($x=7.3675$ m da testata)

Stato sezione	Formula usata
Fessurata	Θ variabile

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE		
b	[cm]	25,00
h_{trave}	[cm]	185,00
c	[cm]	3,00
d	[cm]	182,00

PROPRIETÀ ARMATURA A TAGLIO		
f_{yd}	[N/mm ²]	318,52
A_{sw} (1 ϕ 10)	[cm ²]	0,79
n bracci	[/]	2
$A_{s,tot}$	[cm ²]	1,58
s	[cm]	25

CALCOLO $\Theta_{EFFETTIVO}$		
v	[/]	0,5
f_{cd}	[N/mm ²]	22,40
Θ	(°)	15,55
Θ_1	(°)	21,81
$\Theta_{effettivo}$	(°)	21,80

TAGLIO SOLLECITANTE		
V_{ed}	[kN]	1410,50
Stato del cavo	[/]	SNERVATO
V_{cavo}	[kN]	183,60
$V_{ed,netto}$	[kN]	1226.90

RESISTENZA A TAGLIO		
$V_{Rd,c}$	[kN]	1581,44
$V_{Rd,s}$	[kN]	824,40
V_{Rd}	[kN]	824,40

VERIFICA A TAGLIO	
$V_{ed,netto}/V_{rd,c}$	1,49
$V_{rd,c} > V_{ed,netto}$	NON VERIFICA

SEZIONE 3 (x=14.8675 m da testata)

Stato sezione	Formula usata
Fessurata	Θ variabile

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE		
b	[cm]	25,00
h_{trave}	[cm]	185,00
c	[cm]	3,00
d	[cm]	182,00

PROPRIETÀ ARMATURA A TAGLIO		
f_{yd}	[N/mm ²]	318,52
A_{sw} (1 ϕ 10)	[cm ²]	0,79
n bracci	[/]	2
$A_{s,tot}$	[cm ²]	1,58
s	[cm]	25

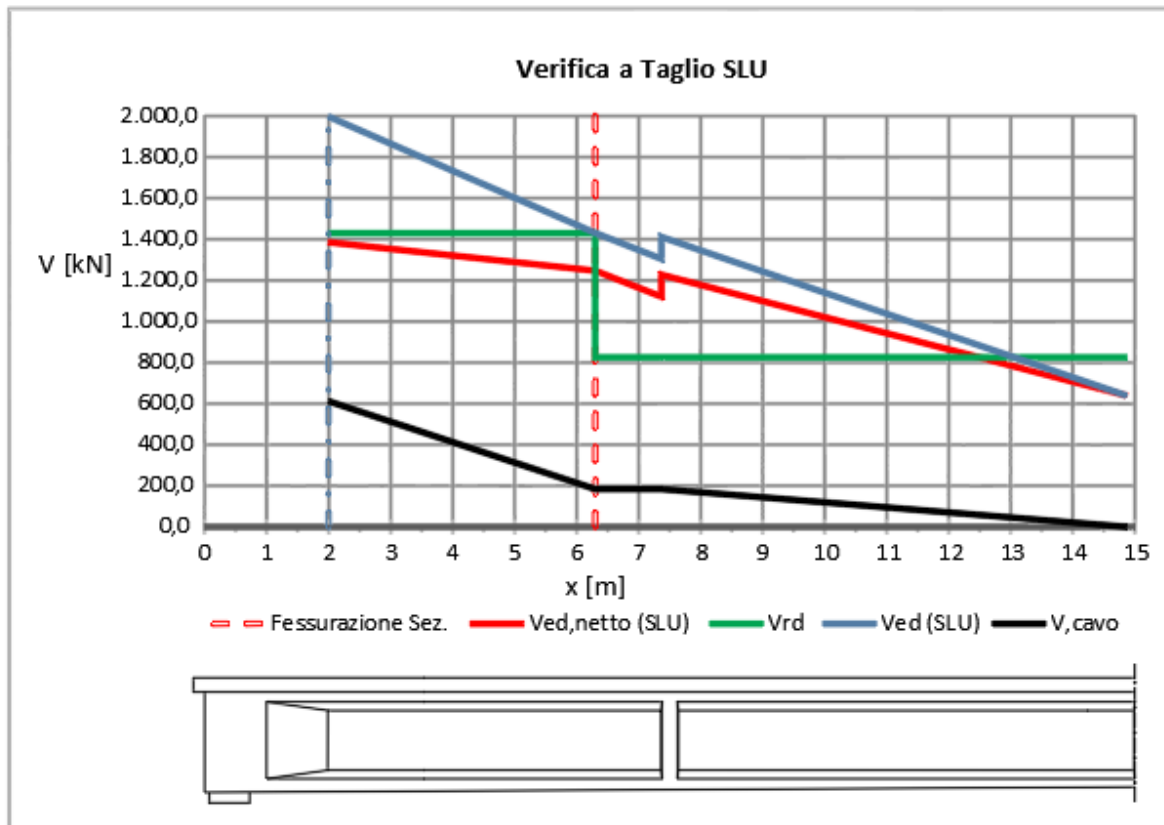
CALCOLO $\Theta_{EFFETTIVO}$		
v	[/]	0,5
f_{cd}	[N/mm ²]	26,66
Θ	(°)	14,23
Θ_1	(°)	22,22
$\Theta_{effettivo}$	(°)	21,80

TAGLIO SOLLECITANTE		
V_{ed}	[kN]	638,92
Stato del cavo	[/]	SNERVATO
V_{cavo}	[kN]	0,00
$V_{ed,netto}$	[kN]	638,92

RESISTENZA A TAGLIO		
$V_{Rd,c}$	[kN]	1882,25
$V_{Rd,s}$	[kN]	824,40
V_{Rd}	[kN]	824,40

VERIFICA A TAGLIO	
$V_{ed,netto}/V_{rd,c}$	0,78
$V_{rd,c} > V_{ed,netto}$	VERIFICA

Per avere un riscontro più immediato, i risultati ottenuti, e riportati in forma tabellare, sono stati rappresentati all'interno di un diagramma al variare dell'ascissa. Nel grafico sono stati plottate tutte le grandezze analizzate al fine di poter condurre la verifica, e i cui andamenti sono commentati di seguito.



Il taglio resistente V_{rd} presenta un andamento circa costante nella zona non fessurata, circa perché esso è proporzionale al momento di Inerzia J_x della sezione che varia lungo l'ascissa, seppur di poco, a causa dell'andamento parabolico del cavo. A 6.30 m si assiste ad una riduzione importante della resistenza, che da questa sezione in poi viene valutata con la formula valida per le zone fessurate. Per quanto riguarda il contributo del cavo va via via riducendosi avvicinandoci alla mezzeria proporzionalmente alla riduzione dell'inclinazione del cavo. Infine, il V_{ed} mostra il classico andamento del taglio per trave semplicemente appoggiata, con graduale riduzione all'avvicinarsi della sezione di mezzeria. In corrispondenza del traverso posto a 7.50 m dalla testata, il taglio sollecitante presenta un salto.

Al di là di tali considerazioni, l'informazione importante che si evince dal grafico è che la trave non risulta verificata nei confronti del taglio sollecitante per buona parte della zona fessurata; il $V_{ed,netto}$ sovrasta il V_{rd} per una lunghezza di circa 6.00 m. Inoltre, nella zona non fessurata seppur la verifica risulta sempre soddisfatta, nella prima sezione di verifica posta a 2.00 m, il margine di sicurezza è molto ridotto riscontrando un rapporto D/C molto vicino all'unità.

2.3.7.2 Verifica traverso

Si è successivamente preceduto alla verifica dei traversi. Le caratteristiche geometriche e il quantitativo di armatura dello stesso sono state descritte nel § 2.2.

2.3.7.2.1 Verifica a flessione agli SLU

La verifica dei traversi a flessione, in analogia a quanto svolto per la trave, è stata condotta in coerenza a quanto riportato nelle NTC 2018, 4.1.2.3.4, confrontando la capacità espressa in termini di resistenza con la corrispondente domanda, secondo la relazione:

$$M_{Rd}(N_{ed}) \geq M_{ed}$$

dove:

- M_{Rd} è il valore di progetto del momento resistente corrispondente a N_{ed} ;
- M_{ed} è il valore di progetto del momento sollecitante;
- N_{ed} è il valore di progetto dello sforzo assiale sollecitante.

Domanda:

La domanda di verifica è stata valutata fissando la medesima disposizione dei carichi mobili definita per la verifica della trave. Si osserva quindi come questa risulti non essere la massima sollecitazione che può agire sull'*i*-esimo traverso ma, ricercare quest'ultima avrebbe condotto a un problema di difficile gestione e, per tale motivo, si è ritenuto lecito introdurre tale approssimazione.

Nel presente lavoro, lo schema statico del traverso può essere assimilato a quello di un'asta vincolata alle estremità per mezzo di incastri cedevoli – la cui rigidezza è funzione del grado di vincolo fornito dalle travi longitudinali su cui il generico elemento incide – soggetta a flessione semplice.

La verifica è stata quindi svolta in riferimento alla sezione più sollecitata del traverso la quale, alla luce di quanto sopra descritto, coincide con quella di estremità dello stesso. In conseguenza alla natura dell'impalcato a graticcio e alla presenza di carichi viaggianti, la sezione di interesse risulta soggetta ad un valore di momento sollecitante positivo e negativo. Al fine quindi di generare la condizione più gravosa di verifica, come domanda di riferimento, sono stati assunti i valori massimi di momento positivo e negativo tra quelli agenti in tutti e venti i traversi che compongono l'impalcato.

Capacità:

La valutazione del momento resistente è stata condotta manualmente e successivamente, al fine di validare i risultati, questi sono stati confrontati con gli output del software VcaSlu. Le ipotesi alla base della valutazione della resistenza flessionale sono:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla.

A queste, per il calcolo manuale si aggiungono:

- rottura lato calcestruzzo;
- armatura sciolta inferiore tesa e snervata;
- distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo di tipo stress-block.

Stabilito ciò, il processo di definizione del momento resistente, è stato condotto a partire dal calcolo dell'asse neutro attraverso l'equilibrio alla traslazione orizzontale delle forze. Nel caso in esame, l'individuazione di quest'ultimo necessita di un processo iterativo conseguente all'incognita dettata dalla presenza dell'armatura superiore la quale, a seconda della posizione dell'asse neutro potrebbe risultare compressa o tesa e con un livello di deformazione eccedente o meno quello di snervamento.

Nota quindi la forza generata dall'armatura sciolta inferiore tesa, supposta snervata ed esprimendo la forza dovuta al calcestruzzo compresso e all'armatura sciolta superiore in funzione della profondità dell'asse neutro; è stato possibile svolgere tramite la funzionalità di "ricerca obiettivo" in excel le iterazioni, facendo variare l'asse neutro fino al raggiungimento dell'equilibrio tra le forze in oggetto. In corrispondenza di quest'ultimo l'armatura superiore si è rivelata compressa. Traducendo quanto detto sotto forma di equazioni:

- forza dovuta all'armatura sciolta inferiore:

$$T_{s,i} = f_{yd} \cdot A_{s,i}$$

dove:

f_{yd} è la forza di snervamento di progetto dell'acciaio;
 $A_{s,i}$ è l'area dell'armatura inferiore.

- forza dovuta al calcestruzzo compresso:

$$C_c = 0.8 \cdot y \cdot b \cdot f_{cd}$$

dove:

y è l'asse neutro incognito;
 b è la larghezza del traverso;
 f_{cd} è la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo.

- forza dovuta all'armatura sciolta superiore:

$$\text{se: } \varepsilon_{cu} \cdot \frac{y-c}{y} < \frac{f_{yd}}{E_s} \quad \rightarrow \quad F_{s,s} = \left(\varepsilon_{cu} \cdot \frac{y-c}{y} \right) \cdot E_s \cdot A_{s,s}$$

$$\text{se: } \varepsilon_{cu} \cdot \frac{y-c}{y} > \frac{f_{yd}}{E_s} \quad \rightarrow \quad F_{s,s} = f_{yd} \cdot A_{s,s}$$

dove:

ε_{cu} è la deformazione ultima del calcestruzzo.
 y è l'asse neutro incognito;

- c è il copriferro;
 f_{yd} è la forza di snervamento di progetto dell'acciaio;
 E_s è il modulo elastico dell'acciaio;
 $A_{s,s}$ è l'area dell'armatura superiore.

Successivamente alla definizione dell'asse neutro, è stato possibile valutare il momento resistente imponendo l'equilibrio alla rotazione delle forze rispetto alla risultante della compressione del calcestruzzo, per mezzo della seguente equazione:

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{s,s} \cdot (0.4 \cdot y - d_{s,s}) + f_{yd} \cdot A_{s,i} \cdot (d_{s,i} - 0.4 \cdot y)$$

dove:

- $d_{s,s}$ è l'altezza utile in riferimento all'armatura superiore;
 $d_{s,i}$ è l'altezza utile in riferimento all'armatura inferiore.

Di seguito vengono mostrati i risultati ottenuti, sia per il calcolo manuale che tramite il software VcaSlu.

Proprietà Traverso			Proprietà Armatura						
b	f_{cd}	ϵ_{cu}	$A_{s,i}$		$A_{s,s}$		f_{yd}	E_s	c
[m]	[N/mm ²]	[‰]	[n.]	[cm ²]	[n.]	[cm ²]	[N/mm ²]	[GPa]	[m]
0,25	20,35	3,5	4 ϕ 20	12,56	4 ϕ 20	12,56	318,52	210,00	0,03

Tabella 2-11 – Proprietà della sezione

Calcolo manuale

C_c	$T_{s,i}$	$F_{s,s}$	$y_{a.n.}$
[kN]	[kN]	[kN]	(m)
164,0109	400,06	236,05	0,040

ϵ_{cu}	$\epsilon_{s,s}$	$\epsilon_{s,i}$	ϵ_{sy}
[‰]	[‰]	[‰]	[‰]
3,50	0,89	85,07	1,52

Verifica a flessione M_{max}				Verifica a flessione M_{min}			
M_{Rd}^+	M_{ed}^+	VER	M_{ed}/M_{Rd}	M_{Rd}^-	M_{ed}^-	VER	M_{ed}/M_{Rd}
[kNm]	[kNm]			[kNm]	[kNm]		
398,33	361,06	OK	0,906	-398,33	-397,67	OK	0,998

Tabella 2-12 – Verifica a flessione con M_{Rd} del calcolo manuale

Calcolo con VCASLU

Y _{a.n.} (cm)	Livelli di deformazione		Tipo rottura [/]	Mrd+, Mrd- [kNm]
	ε _c [‰]	ε _{s,i} [‰]		
4,266	2,95	67,5	lato acciaio-acciaio snervato	398,50

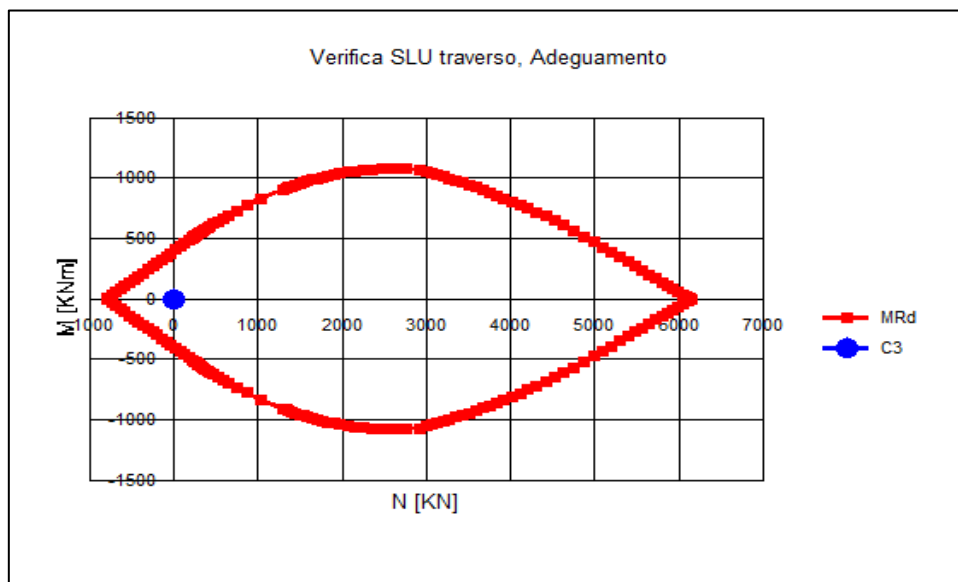
Tabella 2-13 – Calcolo M_{Rd} da VcaSlu

Verifica a flessione M_{max}				Verifica a flessione M_{min}			
M_{Rd}^+ [kNm]	M_{ed}^+ [kNm]	VER	M_{ed}/M_{Rd}	M_{Rd}^- [kNm]	M_{ed}^- [kNm]	VER	M_{ed}/M_{Rd}
398,50	361,06	OK	0,906	-398,50	-397,67	OK	0,998

Tabella 2-14 – Verifica a flessione con M_{Rd} del VcaSlu

Come osservabile dai risultati, la verifica a flessione risulta soddisfatta sia a seguito del calcolo manuale che di VcaSlu anche se, in ambo i casi, il margine di soddisfacimento risulta minimo per il valore negativo della sollecitazione.

La differenza tra le due modalità di verifica è possibile invece riscontrarla nel tipo di rottura che si realizza la quale, per il calcolo manuale è stata imposta lato calcestruzzo mentre da VcaSlu risulta essere lato acciaio. In verità, osservando le informazioni riguardanti i livelli di deformazione risultanti dal calcolo manuale, è possibile anche qui constatare come quello riferito alle armature inferiori risulti superiore al limite di 67.5‰. Ciò comunque non comporta una variazione apprezzabile del momento resistente in conseguenza al fatto che, anche a seguito del calcolo in maniera rigorosa tramite VcaSlu, il calcestruzzo raggiunge un livello di deformazione che si avvicina molto a quello ultimo del 3.5‰.



2.3.7.2.2 Verifica a taglio agli SLU

La verifica a taglio allo SLU dei traversi, essendo questi dotati di specifica armatura a taglio, è stata condotta in accordo a quanto prescritto nelle NTC 2018, 4.1.2.3.5.2 esaminando il rispetto o meno della condizione di verifica:

$$V_{Rd} \geq V_{ed}$$

dove:

V_{ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente;

V_{Rd} è il valore di resistenza a taglio di progetto.

Domanda:

L'azione di taglio considerata nella verifica è stata definita in analogia con le scelte descritte nella verifica a flessione dei traversi. Richiamando brevemente quest'ultime, è stata considerata la medesima disposizione dei carichi mobili adottata per la verifica della trave e, al fine di generare la condizione più gravosa, come taglio sollecitante, è stato assunto il valore massimo tra quelli agenti in tutti e venti i traversi che compongono l'impalcato.

La sollecitazione descritta è stata quindi depurata per tener conto dell'effetto benefico generato dai ferri piegati presenti nei traversi.

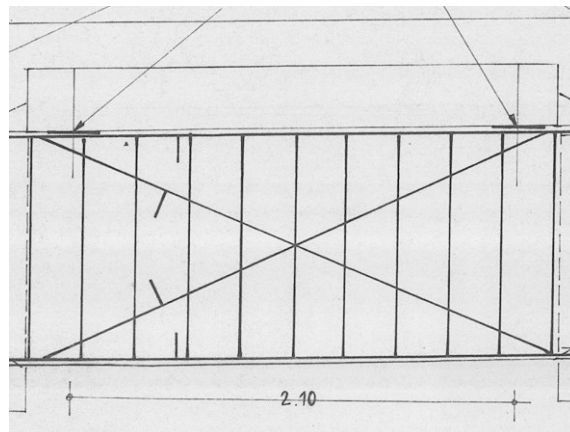


Figura 2.31 Particolare dei piegati dei traversi

Come mostrato in Fig. 2.31, infatti, ogni traverso è dotato di ferri inclinati secondo le due direzioni, in ognuna delle quali risultano $2\Phi 20$. È quindi lecito immaginare una riduzione del taglio sollecitante generato dai carichi esterni per effetto della componente verticale della forza che nasce nei piegati, la quale è diretta in direzione contraria al sopracitato taglio. Nel presente lavoro, a favore di sicurezza, si è computato il contributo fornito dai soli piegati tesi, assumendo quest'ultimi snervati.

Alla luce di quanto descritto, la domanda di verifica risulta:

$$V_{ed,netto} = V_{ed} - V_{ed,piegato}$$

$$V_{ed,piegato} = f_{yd} \cdot A_s \cdot \sin \beta$$

dove:

f_{yd} è la resistenza di progetto dell'acciaio, relativa allo snervamento;

A_s è l'area del piegato;

β è l'angolo di inclinazione del piegato.

Capacità:

La definizione della resistenza a taglio è stata condotta sulla base della schematizzazione mediante il traliccio di Morsch nel quale gli elementi resistenti risultano: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo ed i puntoni d'anima inclinati. Nel presente lavoro, si è scelto di adottare il metodo a θ variabile nel quale, l'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo può variare nel range normativo:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$

La disequazione di cui sopra si traduce in un angolo θ che deve risultare compreso tra 21.8° e 45° . Se $\theta < 21.8^\circ$ significherebbe avere una resistenza della biella di calcestruzzo sovrabbondante e di conseguenza si fissa come angolo di verifica 21.8° ; mentre, se $\theta > 45^\circ$ questo implicherebbe il trovarsi di fronte ad una sezione che subisce la crisi a seguito dello schiacciamento del calcestruzzo.

L'angolo in esame è stato valutato imponendo il contemporaneo raggiungimento delle resistenze ultime di progetto lato acciaio e lato calcestruzzo, dalla cui eguaglianza risulta:

$$\sin \theta^2 = \frac{A_{sw} f_{yd}}{s b_w \alpha_c f'_{cd}}$$

dove:

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;

f_{yd} è la resistenza di progetto dell'acciaio, relativa allo snervamento;

s è il passo delle armature trasversali;

b_w è la larghezza minima della sezione

f'_{cd} è la resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima, pari a $0.5f_{cd}$

α_c è un coefficiente maggiorativo funzione della tensione media di compressione della sezione σ_{cp} . Nel caso in esame è stato assunto pari all'unità.

Dalla conoscenza dell'angolo θ di riferimento, è stato possibile calcolare la resistenza di progetto a taglio del traverso come il minimo della resistenza di progetto offerta dal calcestruzzo V_{Rcd} e la resistenza di progetto offerta dalle staffe V_{Rsd} .

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

dove:

$V_{Rsd} = 0.9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha$; è la resistenza di progetto a "taglio trazione" con riferimento all'armatura trasversale. I vari contributi presentano la stessa nomenclatura

sopra riportata, con l'aggiunta dell'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave α che, nel caso in esame risulta $\alpha = 90^\circ$

$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} \frac{(\cot \alpha + \cot \theta)}{(1 + \cot^2 \theta)}$; è la resistenza di progetto a "taglio compressione" con riferimento al calcestruzzo d'anima. Anche in questo caso, la nomenclatura dei vari termini è la medesima di cui sopra.

Di seguito viene riportato lo svolgimento della verifica con i relativi risultati dai quali ne emerge il soddisfacimento con un ampio margine.

Proprietà del traverso				Proprietà armatura a taglio, staffe					Proprietà armatura a taglio, piegati				
b	h	c	d	f_{yd}	A_{sw} (1 ϕ 12)	n bracci	$A_{sw,tot}$	s	f_{yd}	A_s (1 ϕ 20)	n bracci	$A_{s,tot}$	β
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[MPa]	[cm ²]	[/]	[cm ²]	[cm]	[MPa]	[cm ²]	[/]	[cm ²]	[°]
25	105	3	102	318,52	1,13	2	2,26	25	318,52	3,14	2	6,28	21,60

Taglio sollecitante			Calcolo Θ , effettivo				Verifica a Taglio				
V_{ed}	$V_{ed, piegato}$	$V_{ed, netto}$	v	$f_{cd, trave}$	Θ	$\Theta_{effettivo}$	V_{Rcd}	V_{Rsd}	V_{rd}	D/C	C>D
[kN]	[kN]	[kN]	[/]	[N/mm ²]	(°)	(°)	[kN]	[kN]	[kN]		
311,14	75,60	235,54	0,5	22,4	18,70	21,80	886,30	660,87	660,87	0,36	Verifica

Inoltre, in seguito alla ricostruzione delle fasi costruttive del ponte, quest'ultime descritte nel § 2.2, è stato possibile accertare che i traversi vennero gettati una volta completato il varo delle travi. Di conseguenza, risulta un'interfaccia tra i due getti realizzati in istanti differenti, casistica per la quale l'EC2-2-1, 6.2.5 prescrive la realizzazione di una verifica consistente nell'esaminare il rispetto o meno della seguente disequazione:

$$v_{Rd,i} \geq v_{ed,i}$$

dove:

$v_{ed,i}$ è il valore di sforzo di taglio agente all'interfaccia;

$v_{Rd,i}$ è il valore di resistenza a taglio.

La sollecitazione agente è stata calcolata secondo la seguente equazione:

$$V_{ed} = \frac{\beta \cdot V_{ed}}{d \cdot b_i}$$

dove:

V_{ed} è lo sforzo di taglio agente, assunto pari a quello dovuto ai carichi esterni;

- β è il rapporto tra la forza longitudinale della porzione di calcestruzzo gettato successivamente e la forza longitudinale totale (sia di compressione che trazione). Nel caso in esame è stato assunto pari ad 1, a favore di sicurezza;
- d è l'altezza utile;
- b_i è la larghezza dell'interfaccia tra i due getti.

Il valore di resistenza risulta invece definito come:

$$v_{rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

dove:

- c e μ sono dei coefficienti che dipendono dalla rugosità della superficie d'interfaccia, nel caso in esame sono stati assunti i valori corrispondenti alla classe di rugosità liscia;
- σ_n è la sollecitazione per unità di area causata dalla forza normale esterna che può contemporaneamente agire con il taglio, nulla nel presente lavoro.
- ρ è il rapporto tra le aree A_s/A_i , dove A_s rappresenta l'area dell'armatura che attraversa l'interfaccia assunta nel caso in esame riferendosi alla trave di bordo; A_i rappresenta l'area del nodo;
- α è l'angolo di inclinazione dell'armatura che attraversa l'interfaccia rispetto all'asse verticale della stessa, varia tra $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$;
- v è il fattore di riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo.
- f_{ctd} è la resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo;
- f_{yd} è la resistenza di progetto dell'armatura, riferita allo snervamento;
- f_{cd} è la resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo.

Di seguito viene mostrato il risultato della verifica, ampiamente soddisfatta.

Ved	β	d	b_i	$v_{ed,i}$
[kN]	[/]	[cm]	[cm]	[MPa]
311,14	1,00	102,00	25,00	1,22

c	μ	σ_n	A_s	A_i	ρ	f_{yd}	f_{ctd}	α	v	fcd	$v_{rd,i}$
[/]	[/]	[MPa]	[cm ²]	[cm ²]	[/]	[MPa]	[MPa]	[°]	[/]	[MPa]	[MPa]
0,35	0,6	0	18,84	2625	0,007177143	318,52	1,53	90,00	0,5	20,35	1,91

$v_{ed,i}/v_{rd,i}$	Verifica
0,64	OK

2.3.7.3 Verifica soletta

Si è proceduto infine alla verifica della soletta nei confronti delle azioni flettenti e taglianti.

L'elemento, in calcestruzzo armato, è interamente gettato in opera. Esso poggia su 5 travi, poste ad un'interasse di 3.25m, e presenta degli sbalzi laterali di lunghezza pari a 1.50 m. La sezione trasversale si sviluppa per una larghezza di 16.00 m, e presenta altezza costante e pari a 0.23m. Le armature disposte su 1 m di lunghezza consistono inferiormente di 5 ϕ 16, dritti e continui, che vanno a sovrapporsi nella mezzeria della sezione. A questi si aggiunge nella zona di campata il contributo offerto da 2 ϕ 16, ferri continui ma sagomati in modo tale da costituire armatura inferiore in campata e armatura superiore in corrispondenza delle travi. L'armatura superiore è inoltre costituita da 4 ϕ 12 dritti e continui, sovrapposti anch'essi nella mezzeria della sezione, e di spezzoni di armatura consistenti in 3 ϕ 16, atti a far fronte al Momento negativo che si sviluppa in corrispondenza delle travi. Per quanto riguarda l'armatura a taglio è quasi del tutto assente, è infatti stato disposto 1 cavallotto ϕ 12 ogni metro lineare nelle due direzioni, che può quindi far pensare ad un'armatura minima.

Le verifiche, che sono state condotte con l'approccio agli Stati limite Ultimi, hanno valutato la risposta della soletta nei confronti del Momento flettente e del Taglio che si sviluppano in direzione trasversale. Si è in ultimo eseguita la verifica a punzonamento.

2.3.7.3.1 Modellazione Soletta

Lo studio della soletta ha richiesto la realizzazione di un nuovo modello. A differenza degli elementi precedentemente analizzati, gli effetti determinanti per la verifica della soletta sono quelli locali, dovuti prevalentemente ai carichi mobili, e non quelli globali agenti su tutta la luce dell'impalcato. Pertanto, lo studio delle sollecitazioni è stato eseguito modellando l'elemento sul software di calcolo per una lunghezza limitata e pari a 15.00 m anziché considerando tutto lo sviluppo longitudinale. Inoltre, in virtù di quanto detto, i carichi mobili sono stati trattati come dei carichi statici, posizionati in modo tale da realizzare la configurazione di carico più gravosa.

L'analisi è stata condotta considerando la sola porzione di soletta afferente alla campata centrale. Essa è stata schematizzata come un elemento a piastra poggiante sulle 5 travi in c.a.p., e opportunamente vincolata alle estremità. Il comportamento a piastra è stato colto eseguendo una modellazione con elementi finiti monodimensionali di tipo frame, disposti nelle due direzioni principali X e Y, collegati tra loro in modo da realizzare un graticcio di travi. Per la definizione delle travi del graticcio si è imposto una spaziatura in direzione longitudinale (intendendo con questa la spaziatura delle travi trasversali, e viceversa) pari a 0,60 m per agevolare l'applicazione dei carichi mobili, mentre in direzione trasversale la spaziatura non assume un valore fisso ma dipende dalla geometria della sezione. Il valore si attesta sempre attorno ai 0,50 m in modo da avere una maglia il più omogenea possibile nelle due direzioni. Nello specifico, la sezione trasversale è stata suddivisa in un numero di conci pari a 29, di cui i conci costituenti gli sbalzi aventi larghezza pari a 0.625 m, i conci disposti al di sopra delle travi aventi larghezza 0.50 m, i restanti di larghezza 0.55 m.

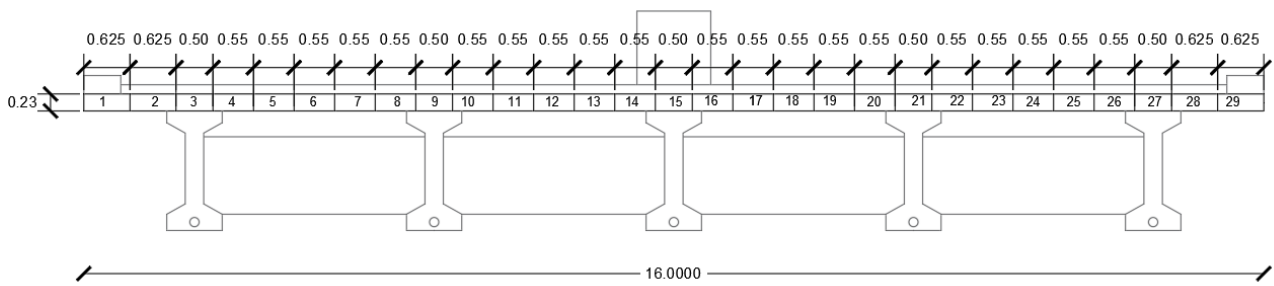


Figura 2.32 Suddivisione in conci soletta

Nel modello di calcolo si è assunto che entrambi le orditure di travi avessero sezione rettangolare. Le travi trasversali presentano lungo tutto lo sviluppo sezione costante caratterizzata da larghezza coincidente con la spaziatura delle stesse, 0,60 m, e altezza pari allo spessore della soletta, che nel caso in esame è di 0,23 m. Per quanto riguarda le travi longitudinali invece, queste hanno esattamente la sezione descritta dai conci in Figura

Definito il graticcio di travi si è completato il modello strutturale assegnando opportuni vincoli. La soletta risulta poggiate sulle travi metalliche che sono state rappresentate con appoggi che vincolano tutte le traslazioni possibili nello spazio. Sono stati, inoltre, inseriti, nelle sezioni trasversali di estremità, dei pattini lungo tutto lo sviluppo trasversale che consentono spostamento verticale simulando quindi la continuità con l'impalcato.

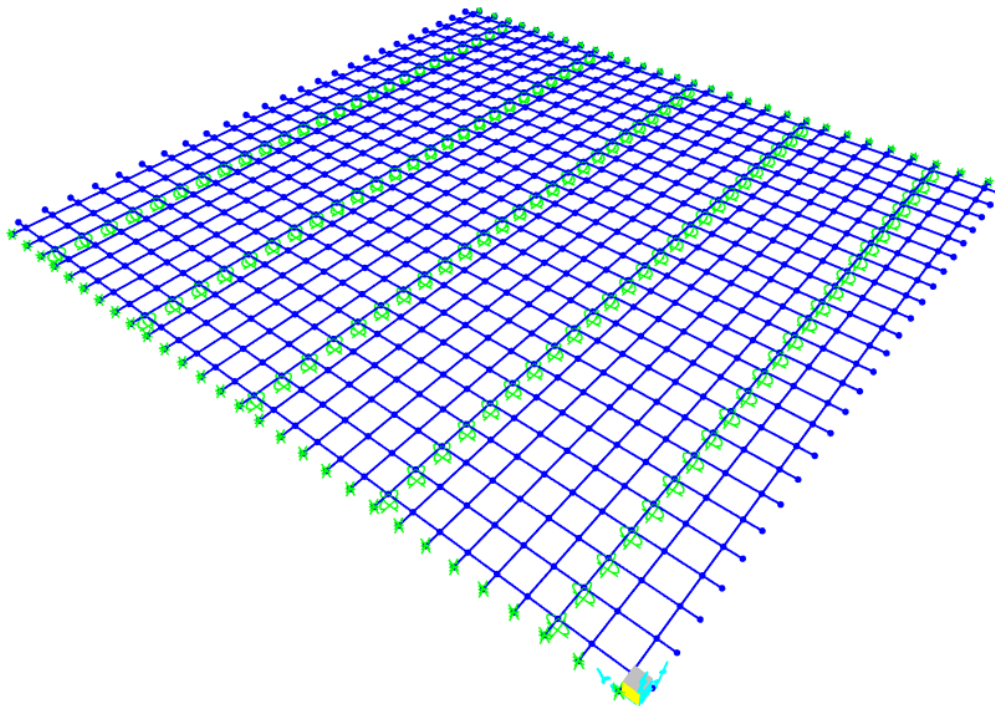


Figura 2.33 Modello soletta

2.3.7.3.2 *Analisi dei carichi*

Analogamente a quanto già visto per il modello dell'impalcato, i carichi presi in considerazione per l'analisi strutturale della soletta sono:

- G1, carichi permanenti portanti, in cui rientra il solo peso della soletta
- G2, carichi permanenti portati, in cui rientrano i pesi propri di tutti i dispositivi che completano l'opera ma che non costituiscono struttura portante, quali cordoli, piattaforma stradale, barriere di sicurezza e spartitraffico
- Q, carichi variabili, in questo caso si è tenuto conto delle sole azioni verticali da traffico considerati ancora una volta secondo lo schema 1.

2.3.7.3.2.1 Carichi permanenti

Il peso proprio strutturale (G1) dipende sostanzialmente dalla geometria dell'opera e viene considerato direttamente dal software di calcolo, attraverso l'assegnazione delle caratteristiche sezionali alle travi longitudinali. Per evitare di conteggiare due volte il peso della soletta è stato necessario annullare il contributo offerto dalle travi trasversali, andandone a modificare i parametri di massa e peso all'interno del software. Il valore del peso per unità di volume adottato per il calcestruzzo armato è pari ancora una volta a 25 kN/m, in conformità con quanto prescritto dalla normativa.

I carichi permanenti portati (G2) sono stati trattati come carichi distribuiti e la loro assegnazione ha richiesto uno studio un po' più di dettaglio in quanto si è dovuto individuare innanzitutto quali travi fossero interessate dai pesi dei singoli dispositivi e, nel caso questi agissero su più conci contemporaneamente, è stato necessario ridistribuire il carico considerando l'azione proporzionale al volume del dispositivo gravante sul cono. Come già visto per la trave, questa operazione ha richiesto la definizione e l'assegnazione sia di carichi verticali distribuiti che di coppie distribuite.

2.3.7.3.2.2 Azioni variabili da traffico: Carichi mobili verticali q1

Ai fini della progettazione l'azione del traffico è stata considerata attraverso i carichi definiti secondo lo schema 1, assunto quindi quale configurazione più sfavorevole. Per la definizione dello schema 1 si richiama quanto già specificato nel § 2.3.4.3.

Nel calcolo strutturale della soletta, diversamente da quanto fatto per l'impalcato, l'analisi condotta è un'analisi statica lineare, in cui anche i carichi mobili dovuti al traffico vengono considerati come azioni statiche senza ricorrere alla teoria delle linee di influenza. Alla luce di ciò l'assegnazione dei carichi variabili è stata eseguita manualmente con lo scopo di realizzare la condizione di carico più sfavorevole. Da un punto di vista longitudinale al fine di conseguire quanto detto, nella zona corrente i carichi sono stati disposti nella zona centrale più deformabile e quindi maggiormente sollecitata. In direzione trasversale è stato necessario ricorrere alla definizione di diverse configurazioni di carico, in modo da ottenere un involucro che includesse le sollecitazioni massime sulle diverse zone di interesse. La disposizione dei carichi è stata eseguita nel rispetto delle prescrizioni stabilite dalle NTC1, già ricordate nel § 2.3.4.3.

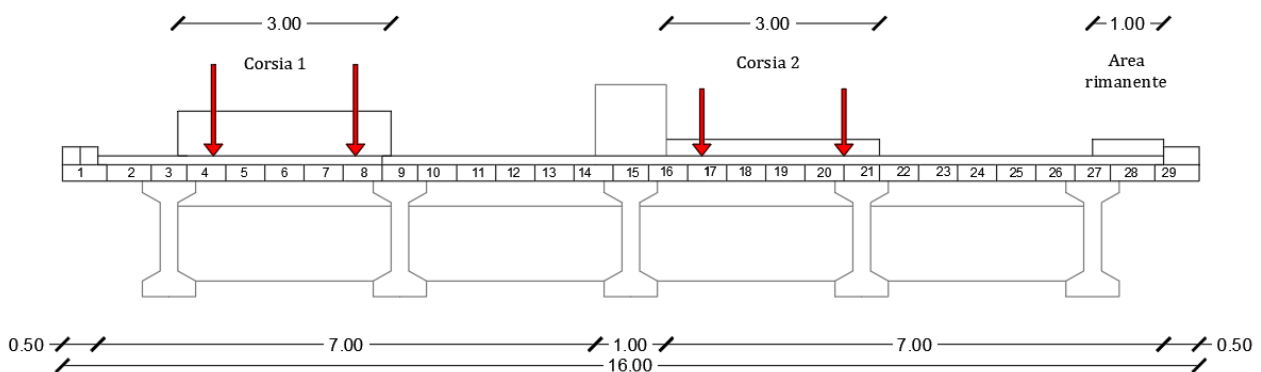
Per la determinazione delle combinazioni di carico ci si è affidati alla teoria delle Linee di Influenza. In totale sono state considerate un numero di configurazioni di carico pari ad 8. In realtà, volendo massimizzare ciascuna campata e ciascun appoggio le combinazioni di carico sarebbero molto maggiori, circa il doppio. Nell'analisi si è, tuttavia, potuto sfruttare la simmetria della sezione

e ci si è concentrati nel massimizzare campate ed appoggi situati nella porzione di sinistra dell'impalcato. Così, ad esempio, la combinazione di carico che massimizza il momento nella prima campata da sinistra, denominata Campata 1, è simmetrica alla configurazione di carico che massimizza il momento nell'ultima campata, Campata 4. Pertanto, a patto di leggere le sollecitazioni sulla porzione di impalcato caricato, sono state omesse tutte le combinazioni di carico simmetriche.

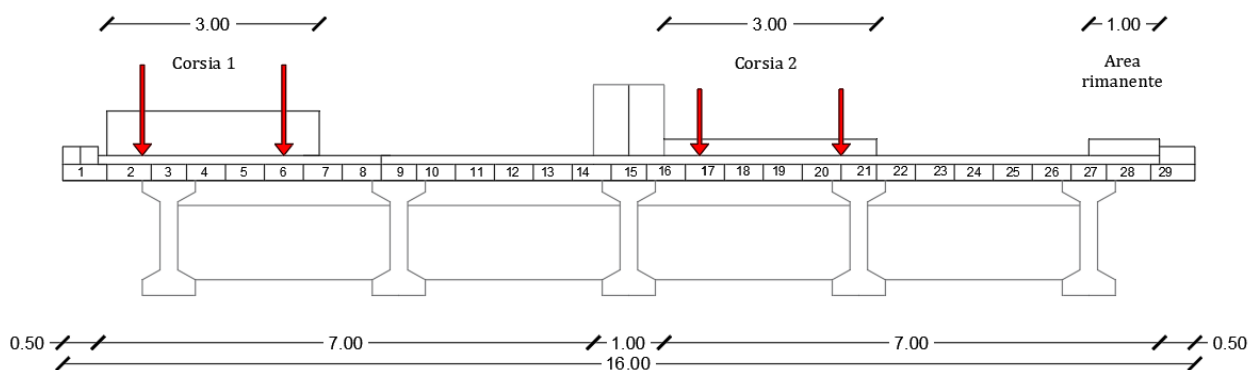
Le 8 configurazioni di carico possono essere raggruppate in 4 combinazioni principali:

- **Combinazione 1:** combinazione atta a massimizzare la Campata 1. Le configurazioni di carico adottate a tale scopo sono 4, le quali di base vedono una distribuzione dei carichi molto simili tra loro ma differiscono tra loro per il decentramento di alcune corsie. Si è infatti ipotizzato che decentrando le corsie di carico, in modo tale da far coincidere un carico concentrato con la mezzeria delle campate, potesse comportare un aggravio delle sollecitazioni. A priori, tuttavia, senza uno studio approfondito delle Linee di Influenza, non è possibile determinare la configurazione più svantaggiosa, quindi sono state proposte diverse soluzioni. Al termine delle analisi, la combinazione denominata COMB. 1c, si rivela la più gravosa in termini di sollecitazioni.

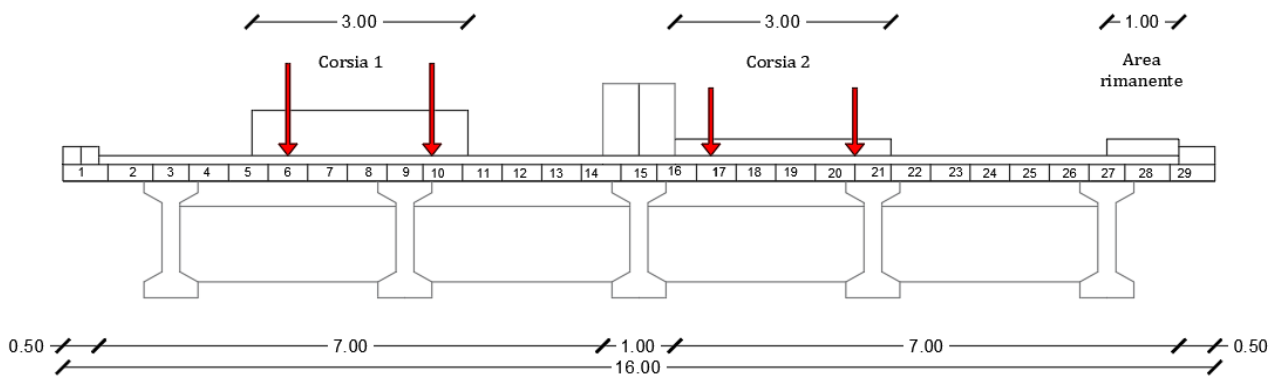
COMB.1a (max C1)



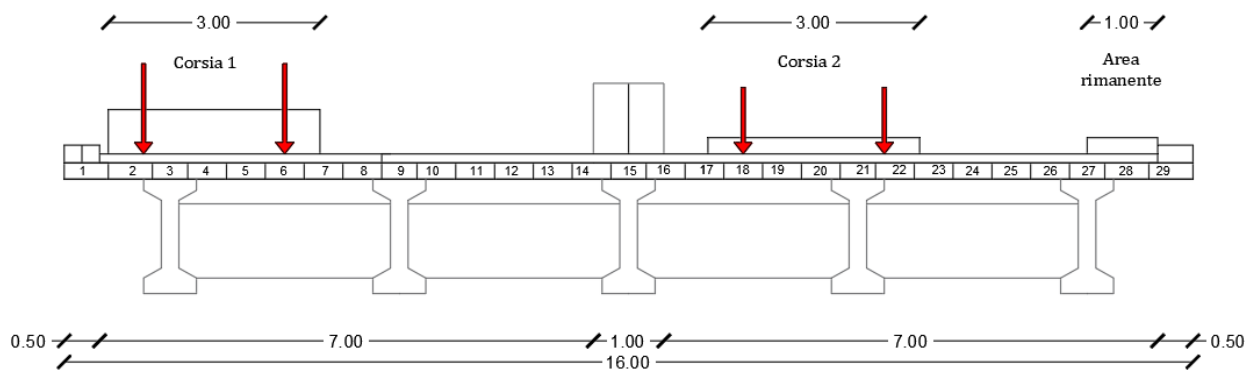
COMB.1b (max C1)



COMB. 1c (max C1)

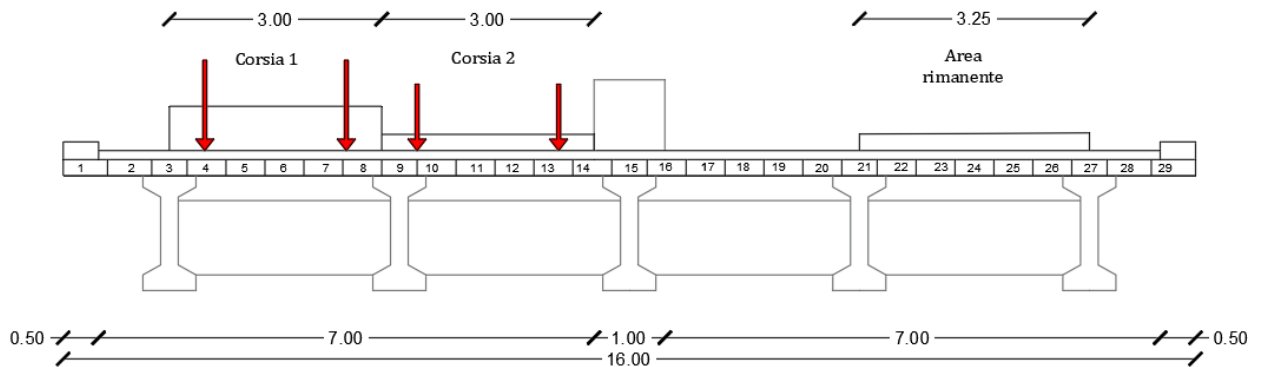


COMB. 1d(max C1)

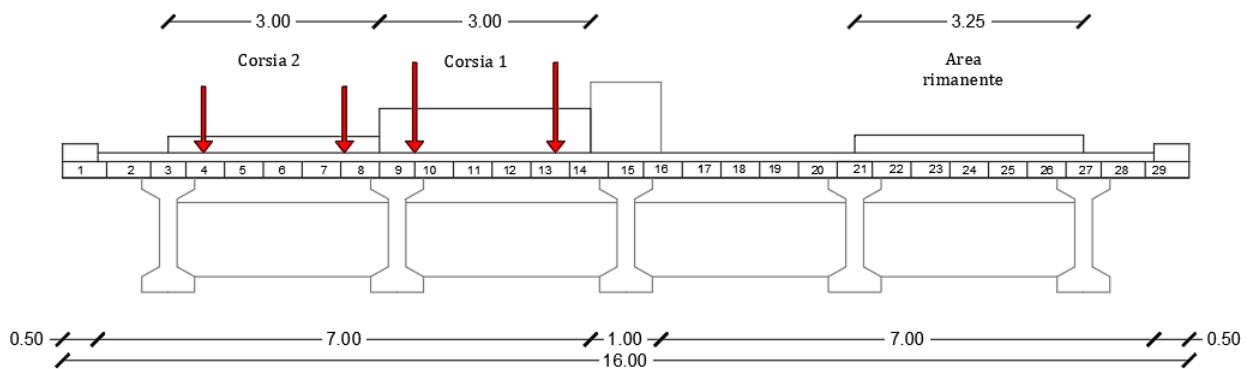


- Combinazione 2, combinazione atta a massimizzare l'appoggio A2. Anche qui sono stati contemplati due soluzioni, in cui sono state semplicemente invertite le corsie di carico.

COMB.2a (max A2)

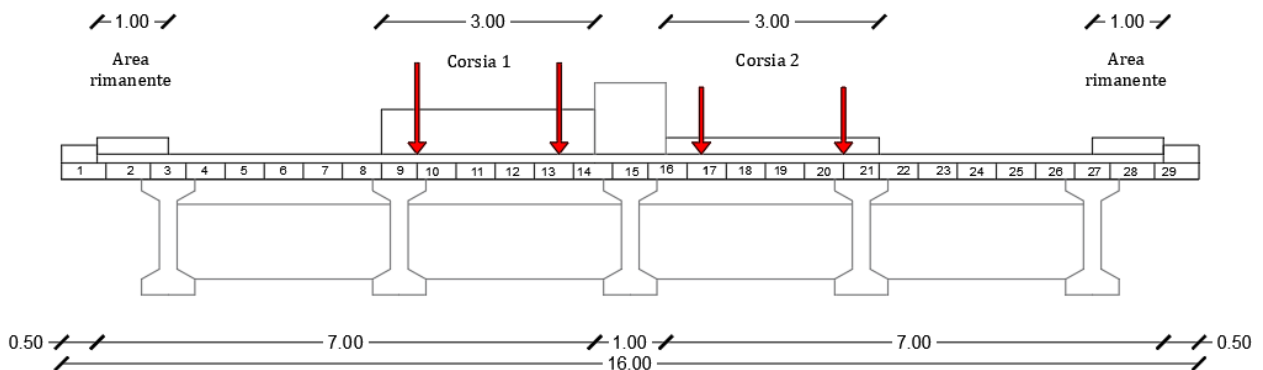


COMB.2b (max A2)

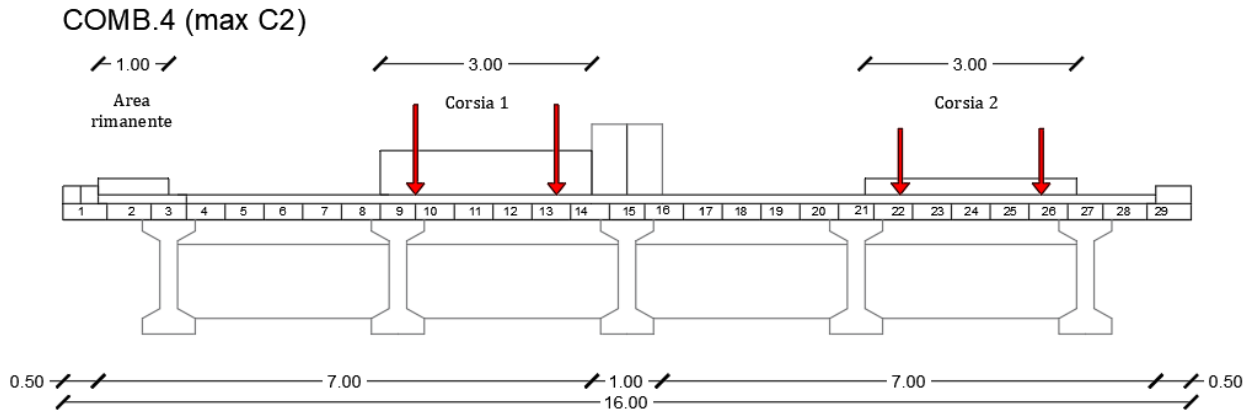


- Combinazione 3, combinazione atta a massimizzare l'appoggio centrale, A3

COMB.3 (max A3)



- Combinazione 4, combinazione atta a massimizzare la campata C2.



Analogamente a quanto già esposto per i carichi permanenti portati (G2), anche per i carichi distribuiti q_{ik} si è condotto uno studio finalizzato ad individuare le aliquote di carico gravanti su ciascuna trave. Il carico distribuito di superficie è stato ricondotto ad un carico lineare moltiplicando il valore fornito da normativa per la larghezza Δl , relativa ad ogni trave, su cui insiste il carico. I carichi concentrati sono invece stati assegnati puntualmente, nella zona centrale della soletta.

Una volta assegnati i carichi nel software di calcolo si è potuto procedere alla definizione delle combinazioni di carico, una per ciascuna configurazione sopra descritta. Per ogni combinazione si è adottata la combinazione di carico allo SLU.

$$1.35 \cdot g1 + 1.35 \cdot g2 + 1.35 q$$

2.3.7.3.3 Sollecitazioni

Mediante il supporto del software SAP2000 una volta lanciata l'analisi è stato ricavato l'involuppo della sollecitazione derivanti dalle combinazioni di carico appena descritte. Com'era possibile prevedere, queste risultano maggiormente intense nelle zone in cui sono concentrati i carichi, ossia nella zona centrale limitatamente alla porzione di sinistra dell'impalcato.

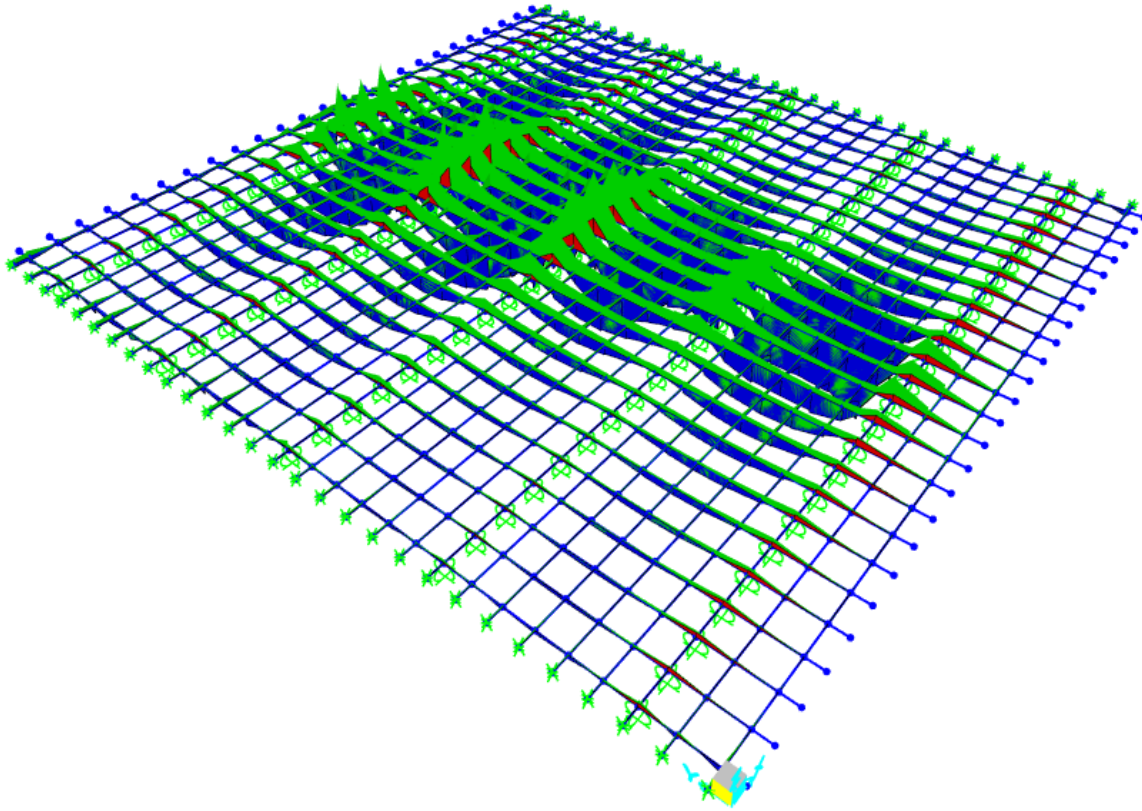


Figura 2.34 Diagramma Momento vista 3d

Per le verifiche sono state considerate le sollecitazioni di maggior entità, in particolare, quelle che interessano un numero di travi pari a 5 poste a cavallo della mezzera. Tali valori sono stati mediati in modo da tener conto della diffusione dei carichi. I valori considerati per questa operazione sono i valori massimi afferenti a ciascuna campata o appoggio, non necessariamente interessanti la medesima sezione nelle diverse travi.

Prima di procedere alla verifica è stata necessaria un'ulteriore correzione. Avendo modellato la soletta come un graticcio di travi aventi un certo passo, le sollecitazioni restituite dal software non sono da considerarsi riferite alle singole travi bensì fanno riferimento ad una larghezza pari al passo delle travi stesse. Poiché la progettazione è rivolta alla determinazione dell'armatura trasversale, le sollecitazioni su cui si è focalizzata l'attenzione sono quelle che interessano le travi trasversali appunto, poste ad interasse pari a 0,60 m l'una dall'altra. Per ottenere il valore riferito ad ogni trave è quindi necessario dividere la sollecitazione restituita dal software per l'interasse pari a 0,60 m.

2.3.7.3.4 Verifica a flessione

Le verifiche di resistenza a flessione sono state condotte considerando elementi a trave in c.a. in zona non sismica, in coerenza con quanto riportato nelle NTC 2018, 4.1.2.3.4. Valgono pertanto, tutte le ipotesi già richiamate nella verifica a flessione della trave.

La verifica della soletta viene eseguita considerando una sezione di larghezza 1,00 m. Essa risulta soddisfatta se:

$$M_{rd} \geq M_{ed}$$

Si sono quindi dapprima definite le sollecitazioni a cui la soletta è sottoposta. Per le motivazioni suddette, si sono valutati i massimi momenti flettenti agenti in corrispondenza delle campate e degli appoggi della porzione di sinistra dell'impalcato. Secondo i criteri sopra esposti, a partire dai valori restituiti dal SAP2000 sono state ottenute le sollecitazioni relative a ciascuna zona di interesse. Di seguito si riportano i valori ottenuti:

FRAME (n°)	Ascissa x (m)	MOMENTI MASSIMI NTC			
		Campata 1 (KN*0,6m)	Appoggio 2 (KN*0,6m)	Campata 2 (KN*0,6m)	Appoggio 3 (KN*0,6m)
1	6,30	28,44	-30,96	27,94	-31,55
2	6,90	47,09	-58,61	51,57	-45,57
3	7,50	40,22	-45,78	40,75	-47,50
4	8,10	47,09	-58,61	51,57	-45,57
5	8,70	28,44	-30,96	27,94	-31,55
M di prog. Mediati (KN*0,6m)		38,26	-44,98	39,95	-40,35
M di prog. Mediati (KN*m)		63,76	-74,97	66,59	-67,25

Ai fini del calcolo, è stato considerato per la verifica nei confronti del Momento Negativo il valore massimo tra i momenti che si instaurano in corrispondenza degli appoggi, e per la verifica nei confronti del Momento positivo il valore massimo tra i momenti che si instaurano in campata.

La valutazione del Momento resistente è stata eseguita sia manualmente, col supporto di un Foglio Excel, sia attraverso il programma VCASLU, con cui è stato poi possibile confrontare i risultati.

Per il calcolo manuale si è seguita la stessa procedura già esposta in precedenza. Attraverso l'equilibrio alla traslazione orizzontale delle forze è stato possibile individuare la posizione dell'asse neutro. Nel caso in esame si è scelto di considerare entrambe le armature, sia superiore che inferiore; pertanto, la determinazione dell'asse ha richiesto un procedimento iterativo, dovendo a monte supporre se lo stato di sollecitazione dell'armatura superiore fosse di trazione o compressione. Una volta noto l'asse neutro, il valore del Momento resistente M_{rd} lo si è potuto calcolare mediante un semplice equilibrio alla rotazione, che nel caso specifico è stato eseguito rispetto la risultante di compressione del calcestruzzo. Di seguito si espongono i risultati a cui si è pervenuti.

Verifica in Campata

PROPRIETÀ SEZIONE		
b,soletta	(m)	1,00
fcdsoletta	(N/mm ²)	20,35
ε_{cu}	‰	3,50
Arm. Inferiore	(n°)	5φ16+2φ16
Arm. Superiore	(n°)	4φ12
As,inf.	(cm ²)	14,07
As,sup.	(cm ²)	4,52
f_{yd}	(N/mm ²)	318,52
ε_{s,y}	‰	1,52
E_s	(GPa)	210,00
copriferro	(m)	0,03

Calcolo Manuale

IPOTESI: Rottura lato calcestruzzo
 Armatura Inferiore snervata

Calcolo dell'asse neutro			
Ccls	T _{arm,inf}	C _{arm,sup}	yan
[kN]	[kN]	[kN]	(cm)
464,89	448,16	-16,73	2,86

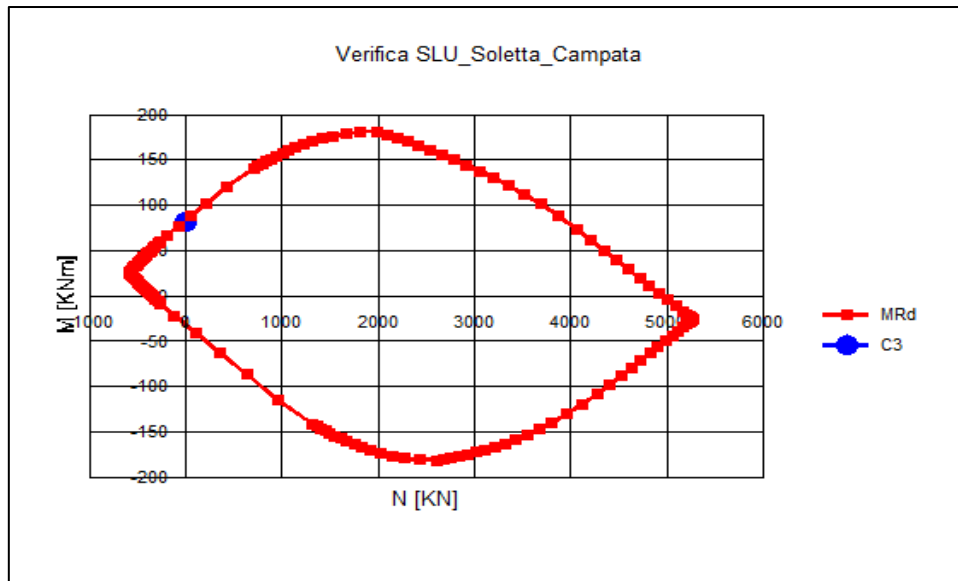
Deformazioni		
ε _C	ε _{s,sup}	ε _{s,inf}
‰	‰	‰
3,5	0,18	21,01

Verifica a flessione_Mmax			
Mrd+	Med+	Verifica	Med/Mrd (D/C)
(kNm)	(kNm)		
84,82	66,59	OK	0,79

Calcolo condotto con VCASLU

Info rottura		Deformazioni	
yan	Tipo rottura	ε _C	ε _{s,inf}
(cm)	[Text]	‰	‰
2,84	lato cls-acciaio snervato	3,5	21,19

Verifica a flessione_Mmax			
Mrd+	Med+	Verifica	Med/Mrd
(kNm)	(kNm)		
84,68	66,59	OK	0,79



Verifica in Appoggio

PROPRIETÀ SEZIONE		
b,soletta	(m)	1,00
fcdsoletta	(N/mm ²)	20,35
ε_{cu}	‰	3,50
Arm. Inferiore	(n°)	5φ16
Arm. Superiore	(n°)	5φ16+4φ12
As,inf.	(cm ²)	10,05
As,sup.	(cm ²)	14,57
f_{yd}	(N/mm ²)	318,52
ε_{s,y}	‰	1,52
E_s	(GPa)	210,00
copriferro	(m)	0,03

Calcolo Manuale

IPOTESI: Rottura lato calcestruzzo
Armatura Inferiore snervata

Calcolo dell'asse neutro			
Ccls	T _{arm,sup}	C _{arm,inf}	γ _{an}
[kN]	[kN]	[kN]	(cm)
478,77	464,08	-14,69	20,06

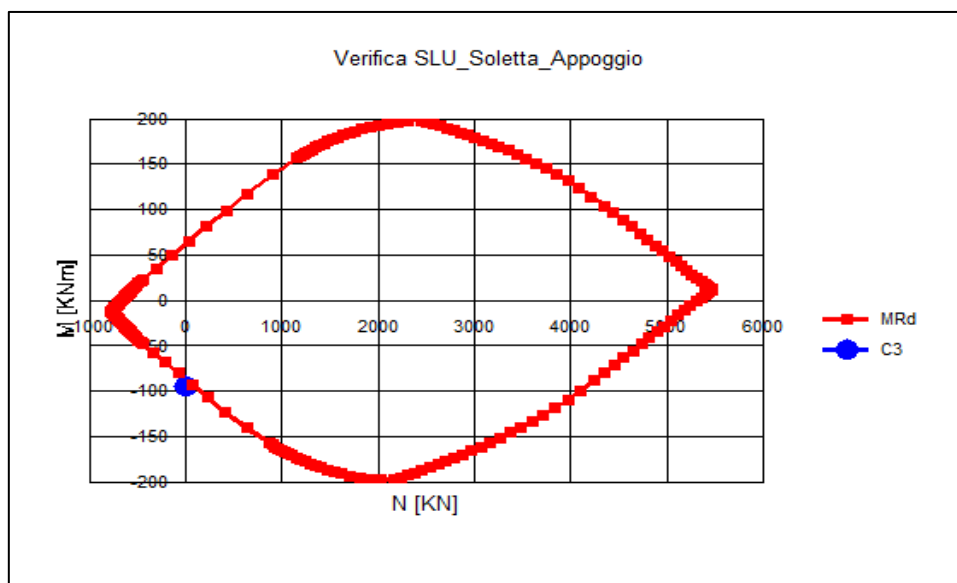
Deformazioni		
ε _c	ε _{s,sup}	ε _{s,inf}
‰	‰	‰
3,5	20,30	0,07

Verifica a flessione_Mmax			
Mrd (kNm)	Med (kNm)	Verifica	Med/Mrd (D/C)
-84,44	-74,97		

Calcolo condotto con VCASLU

Info rottura		Deformazioni	
yan (cm)	Tipo rottura [Text]	εC ‰	εs,inf ‰
20,07	lato cls-acciaio snervato	3,5	21,19

Verifica a flessione_Mmax			
Mrd (kNm)	Med (kNm)	Verifica	Med/Mrd
-87,48	-74,97		



La verifica a flessione è soddisfatta sia in appoggio che in campata. Si osserva inoltre una buona rispondenza tra i valori ottenuti dal calcolo manuale e i valori restituiti dal programma.

2.3.7.3.5 Verifica a taglio

La verifica di resistenza si pone confrontando la capacità con la domanda, secondo la seguente relazione:

$$V_{rd} \geq V_{ed}$$

La valutazione delle sollecitazioni è stata eseguita come spiegato in precedenza. In particolare, a causa dei carichi mobili le travi sono interessate sia da un Taglio positivo che da uno

negativo. pertanto, per definire V_{ed} , sono stati dedotti dal SAP2000 i valori di Taglio sollecitante massimo e minimo che si realizzano in corrispondenza di ciascun appoggio, zona dove la sollecitazione tagliante è massima. Ciò è stato fatto per ciascuna delle 5 travi considerate, e in seguito si sono mediati i valori restituiti dal software, così da ottenere un valore medio di V_{max} e uno di V_{min} per ciascun appoggio. A questo punto ci si è ricondotti dai valori di sollecitazione agenti su 0.60m a valori al metro. Si è ottenuto quindi:

TRAVE	Appoggio 1		Appoggio 2		Appoggio 3		Appoggio 4		Appoggio 5	
	Ved _{min}	Ved _{max}	Ved _{min}	Ved _{max}	Ved _{min}	Ved _{max}	Ved _{min}	Ved _{max}	Ved _{min}	Ved _{max}
1	-48,30	53,32	-60,24	43,84	-55,06	39,55	-23,02	35,43	-34,45	6,63
2	-132,87	117,62	-132,09	131,10	-82,35	61,90	-38,09	86,53	-69,01	13,93
3	-85,46	87,28	-95,44	78,01	-88,46	66,21	-35,43	58,44	-57,16	10,27
4	-132,87	117,62	-132,09	131,10	-82,35	61,90	-38,09	86,53	-69,01	13,93
5	-48,30	53,32	-60,24	43,84	-55,06	39,55	-23,02	35,43	-34,45	6,63
\bar{V} [kN/0.6m]	-89,56	85,83	-96,02	85,58	-72,66	53,82	-31,53	60,47	-52,82	10,28
\bar{V} [kN/m]	-149,27	143,05	-160,03	142,63	-121,09	89,70	-52,55	100,79	-88,03	17,13

Ai fini della verifica il segno della sollecitazione tagliante non è rilevante; quindi, è stato considerato il valore massimo in modulo che per il caso studio risulta pari a $V_{ed} = 160.03$ kN/m.

Per quanto riguarda la resistenza a taglio il calcolo è stato condotto dapprima con la formula proposta dalle NTC 2018, valida per elementi non armati a taglio, con esito negativo, ottenendo un rapporto $D/C = 1.40$

Tale risultato non è tuttavia così inconsueto, le stesse Linee Guida infatti dichiarano come alcune formule proposte dalle Norme Tecniche, come ad esempio quella indicata per la verifica a taglio delle solette in c.a., risultino eccessivamente cautelativa. Viene quindi suggerito di valutare la resistenza a taglio di elementi esistenti in c.a., non armati o debolmente armati a taglio, attraverso la seguente relazione:

$$V_{Rd} = \frac{0.3 \sqrt{f_{ck}} b_w d}{\gamma_c (1 + 0.0022 d)}$$

In cui

- f_{ck} , resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo, in MPa
- b_w , larghezza dell'anima
- d , altezza utile della sezione
- γ_c , coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo

Di seguito i risultati ottenuti:

Proprietà sezione		
bw	[cm]	100,00
d	[cm]	20,00
fck	[N/mm ²]	33,20
γ_c	[/]	1,50

Verifica secondo Linee Guida			
Vrd	Ved,max	Ved/Vrd	Verifica
[kN]	[kN]	[/]	[kN]
160,05	160,03	0,99	OK

La verifica risulta soddisfatta, seppur molto a limite. Tale valore del rapporto domanda su capacità non ha destato eccessiva preoccupazione, poiché si è ritenuto che una modellazione ancora

più accurata e vicina alla realtà, nella quale ad esempio i carichi concentrati Q_k venissero ripartiti trasversalmente

2.3.7.3.6 Verifica a punzonamento

Richiamando le NTC 2018, 4.1.2.3.5.4; le solette piene devono essere verificate nei riguardi del punzonamento allo stato limite ultimo, in corrispondenza di carichi concentrati. Per la verifica, si è dunque fatto riferimento, come indicato dalle NTC, alla EN 1992-1-1, 6.4.

Quest'ultima prescrive che il carico concentrato allo SLU produce (Figura 10.24) lungo il perimetro dell'impronta di carico (u_0) e lungo il perimetro di verifica di base (u_1) una tensione di taglio pari ad:

$$v_{ed,i} = \frac{V_{ed}}{u_i \cdot d}$$

dove:

- V_{ed} , è il carico allo SLU
- u_i , è il perimetro considerato, con $i=0,1$
- d , è lo spessore effettivo della soletta, definito nella EN 1992-1-1, 6.4.2 (6.32) come:

$$d_{eff} = \frac{(d_y + d_z)}{2}$$

Dove d_y e d_z sono gli spessori nelle due direzioni ortogonali

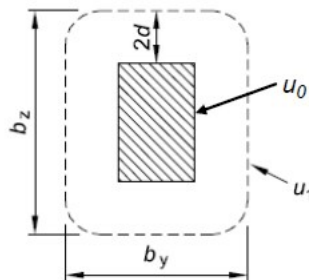


Figura 10.24 – Perimetri di verifica

La verifica a taglio-punzonamento si esplica, come riportato nella EN 1992-1-1, 6.4.3. è necessario controllare innanzitutto che lungo il perimetro dell'area di carico, denominato u_0 , la massima tensione di taglio da punzonamento non ecceda il valore massimo $v_{rd,max}$

$$v_{ed,i} < v_{rd,max}$$

$v_{rd,max}$, è definito nella EN 1992-1-1, 6.4.5 come:

$$v_{rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

dove:

- $v = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right]$ con f_{ck} in Mpa
- f_{cd} è la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo

Inoltre, per elementi privi di armatura a taglio-punzonamento occorre verificare che, nel perimetro di controllo di base denominato u_1 , la tensione di taglio sollecitante non superi il valore di progetto della resistenza a punzonamento senza armatura a taglio:

$$V_{ed,i} < V_{rd,c}$$

con $v_{rd,c}$ definito nella EN 1992-1-1, 6.4.4 come:

$$v_{rd,c} = C_{rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp})$$

dove:

- $C_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ con d in mm
- $\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02$, con ρ_{ly} e ρ_{lz} si indicano i rapporti di armatura nelle direzioni y e z . I valori devono essere calcolati come valori medi tenendo conto di una larghezza della soletta uguale alla larghezza dell'impronta di carico più $3 \cdot d$ per lato
- f_{ck} , resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo
- $\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2}$, con σ_{cy} e σ_{cz} si indicano gli sforzi normali nella soletta in cls nella sezione critica, nelle direzioni y e z .
- $k_1 = 0,1$
- $v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$

Nel caso in cui $v_{ed,i}$ dovesse eccedere $v_{rd,c}$ nella sezione di controllo considerata, occorre calcolare un'opportuna armatura a taglio-punzonamento come definito nella EN 1992-1-1, 6.4.5.

Nel presente lavoro, per giungere alla definizione della tensione di taglio sollecitante (v_{ed}), si è assunto come carico concentrato (V_{ed}), quello di una singola ruota di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, da 200 kN applicato nella mezzeria della sezione trasversale facendo riferimento allo Schema di Carico 2. L'impronta di questo carico si è supposta appoggiata al di sopra della pavimentazione e si è ipotizzata una diffusione del carico ad opera della pavimentazione stessa traslando i lati dell'impronta di carico di $2 \cdot d$.

Essendo che devono essere considerate le condizioni di SLU, si è moltiplicato il suddetto carico per un coefficiente amplificativo pari ad 1,35 ottenendo il $V_{ed}(SLU)$ osservabile nei risultati.

Riguardo allo spessore d , è stato assunto pari all'altezza della soletta..

Di seguito, si riportano il calcolo dei parametri necessari per la realizzazione della verifica, nonché i risultati della stessa.

Parametri		
v	/	0,52032
CRd,c(0)	/	0,12
k	/	2,00
As,long(x)	φ/m	5φ16/ml
	(cm ² /m)	10,05
impronta di interesse (x)	(cm)	1212
dx	(cm)	20
ρl_x	/	0,00503
As,trasv(y)	φ/m	2φ12/ml
	(cm ² /m)	2,26
impronta di interesse (y)	(cm)	1187
dy	(cm)	18,4
ρl_y	/	0,00123
ρl	/	0,00248
k1	/	0,10
σcp	/	0,00

Impronta di carico		
by (u0)	(mm)	350
bz (u0)	(mm)	600,00
u0	(mm)	1900
d	(mm)	192,00
u1	(mm)	4311,52

Verifica u0				Verifica u1			
V _{Ed}	V _{Rd,max}	v _{Ed} /v _{Rd}	Verifica	V _{Ed}	V _{Rd,c}	v _{Ed} /v _{Rd}	Verifica
(N/mm ²)	(N/mm ²)	/		(N/mm ²)	(N/mm ²)	/	
0,74	5,29	0,14	OK	0,33	0,57	0,57	OK

La verifica risulta soddisfatta su entrambi i perimetri.

2.3.8 Operatività

Al termine delle verifiche condotte per il livello di sicurezza di Completo Adeguamento, il quadro che si prospetta è il seguente:

COMPLETO ADEGUAMENTO			
Trave	Flessione	s=14,8675 m	1,06
		s=15,00 m	1,05
	Taglio	s= 2,00 m	0,97
		s= 7,3675 m	1,49
		s=14,8675 m	0,78
1 ^a sez. fessurata	s (m)	6,30 m	
	D/C	1,51	
Traverso	Flessione	Mmax	0,91
		Mmin	0,998
	Taglio	V max	0,360
		All'interfaccia tra i due getti	0,640
Soletta	Flessione	Mmax	0,790
		Mmin	0,890
	Taglio	V max	0,99

Tabella 2.15

Seppur alcune verifiche risultano soddisfatte quasi a limite, i traversi e la soletta non manifestano serie criticità, al contrario della trave.

Quest'ultima, infatti, non rispetta i requisiti minimi imposti dall'attuale normativa sia nei confronti dell'azione flettente che nei confronti del taglio. È proprio il comportamento a taglio che desta maggiore preoccupazione dato che la verifica a flessione restituisce in realtà dei valori di D/C di poco superiori l'unità, a differenza dei rapporti ottenuti nella verifica a taglio in cui l'unità viene abbondantemente superata.

Alla luce di quanto visto, l'impalcato non risulta soddisfare i requisiti richiesti dal livello di sicurezza di Completo Adeguamento. Si è quindi proceduto alla valutazione dello stesso nella condizione di Operatività, limitandosi ad analizzare la trave.

Tutte le verifiche che seguiranno sono state eseguite con gli stessi criteri visti in precedenza per il livello di sicurezza di Completo Adeguamento. Di seguito quindi si riportano solamente i risultati a cui si è pervenuto.

2.3.8.1 Verifica a flessione

Sez. 14,8675 m, sezione a doppio T

PROPRIETÀ SEZIONE		
b,soletta	(m)	3,125
fcdsoletta	(N/mm ²)	24,22
ε_{cu}	‰	3,50
A_p (1 cavo)	(cm ²)	12,32
n° cavi	(n°)	6
f_{pyd}	(N/mm ²)	1037,04
Arm. Inferiore	(n°)	4φ12
Arm. Superiore	(n°)	4φ12
As,inf.	(cm ²)	4,52
As,sup.	(cm ²)	4,52
f_{yd}	(N/mm ²)	318,52
ε_{s,y}	‰	1,52
Es	(GPa)	210,00
copriferro	(m)	0,03

Calcolo Manuale

IPOTESI:	Asse neutro tagliante la soletta Rottura lato calcestruzzo Armatura Superiore e Inferiore snervate Cavo di precompressione snervato
-----------------	--

Verifica a flessione_Mmax				
yan	Mrd+	Med+	Verifica	Med/Mrd (D/C)
(cm)	(kNm)	(kNm)		
13,14	13220,82	13078,12	OK	0,99

Calcolo condotto con VCASLU

Info rottura		Deformazioni	
yan	Tipo rottura	ε _C	ε _{s,inf}
(cm)	[Text]	‰	‰
13,64	lato cls-acciaio snervato	3,5	43,19

Informazioni Cavo				
σ _{pf}	ε _{p0}	ε _{sp} (SLU)	ε _{p,netto}	σ _{sp}
[N/mm ²]	[‰]	[‰]	[‰]	[N/mm ²]
874,94	4,17	45,35	41,18	1037

Verifica a flessione_Mmax			
Mrd+	Med+	Verifica	Med/Mrd
(kNm)	(kNm)		
13595,00	13078,12	OK	0,96

Sez. 15,00 m, sezione a doppio T

PROPRIETÀ SEZIONE		
b,soletta	(m)	3,125
fcsoletta	(N/mm ²)	24,22
ε_{cu}	‰	3,50
A_p (1 cavo)	(cm ²)	12,32
n° cavi	(n°)	6
f_{pyd}	(N/mm ²)	1037,04
Arm. Inferiore	(n°)	4φ12
Arm. Superiore	(n°)	4φ12
As,inf.	(cm ²)	4,52
As,sup.	(cm ²)	4,52
f_{yd}	(N/mm ²)	318,52
ε_{s,y}	‰	1,52
Es	(GPa)	210,00
copriferro	(m)	0,03

Calcolo Manuale

IPOTESI:	Asse neutro tagliante la soletta Rottura lato calcestruzzo Armatura Superiore e Inferiore snervate Cavo di precompressione snervato
-----------------	--

Verifica a flessione_Mmax				
yan	Mrd+	Med+	Verifica	Med/Mrd (D/C)
(cm)	(kNm)	(kNm)		
13,14	13220,82	13078,12	OK	0,99

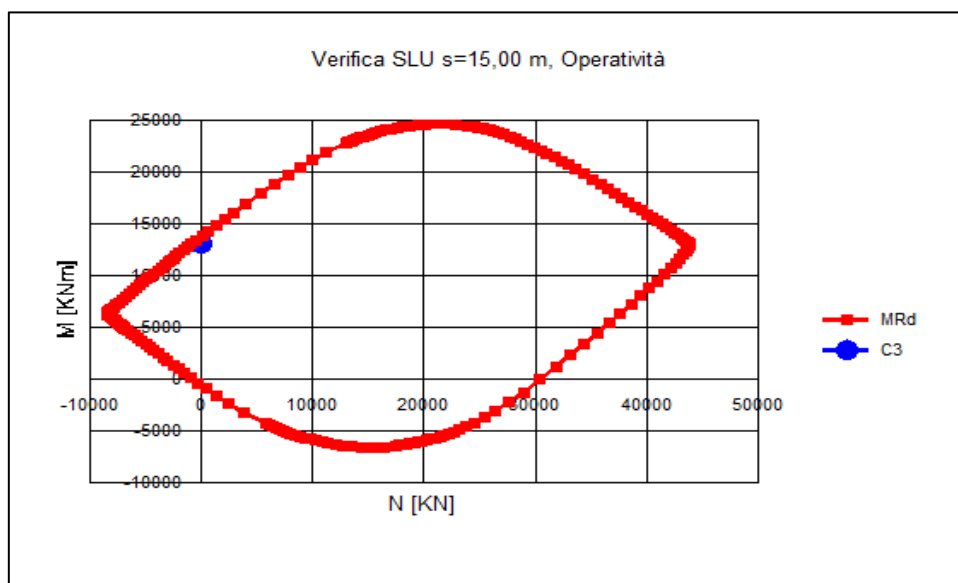
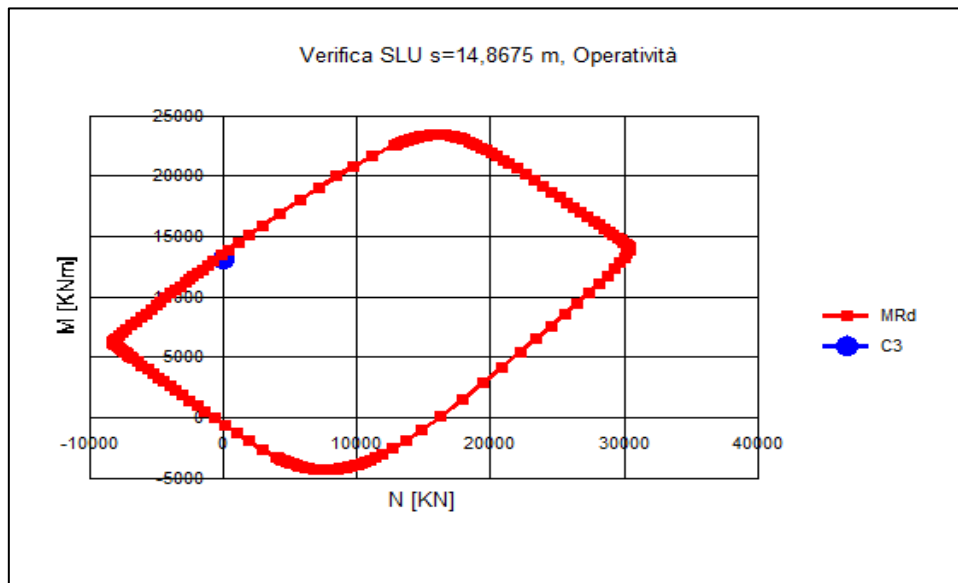
Calcolo condotto con VCASLU

Info rottura		Deformazioni	
yan	Tipo rottura	ε _C	ε _{s,inf}
(cm)	[Text]	‰	‰
13,88	lato cls-acciaio snervato	3,5	42,40

Informazioni Cavo				
σ _{pf}	ε _{p0}	ε _{sp} (SLU)	ε _{p,netto}	σ _{sp}
[N/mm ²]	[‰]	[‰]	[‰]	[N/mm ²]
882,60	4,20	44,59	40,39	1037

Verifica a flessione_Mmax			
Mrd+	Med+	Verifica	Med/Mrd
(kNm)	(kNm)		
13724,00	13078,12	OK	0,95

La trave risulta soddisfare le verifiche a flessione nel livello di sicurezza di Operatività. Si noti come, analogamente a quanto visto prima, il calcolo manuale restituisce valori identici per le due sezioni.



2.3.8.2 Verifica a taglio agli SLU

Definizione Zona Fessurata

Sezione 0 (s=0.00 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4778,58
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-931,82
M_{trave}	[kN·m]	0,00
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	0,00
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,53

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2389,29
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-666,61
M_{G2}	[kN·m]	0,00
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-2,36

CALCOLO ΔMCR		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,53
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-2,36
ΔM_{cr}	[kN·m]	6169,77
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	0,00
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	6169,77
$M_{q,concom.}$	[kN·m]	-557,14
Sezione		Non Fessurata

Sezione 1 (s=2.00 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4654,60
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-1672,40
M_{trave}	[kN·m]	489,48
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	659,61
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-8,40

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2327,30
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-1463,64
M_{G2}	[kN·m]	283,17
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,32

CALCOLO ΔMCR		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-8,40
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,32
ΔM_{cr}	[kN·m]	6356,19
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	355,39
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	6000,80
$M_{q,concom.}$	[kNm]	1181,5
Sezione		Non Fessurata

Sezione 2 (s=7.3675 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4443,61
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2572,85
M_{trave}	[kN·m]	1439,54
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	2000,54
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-3,37

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2221,81
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2096,05
M_{G2}	[kN·m]	846,23
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,27

CALCOLO ΔM_{CR}		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-3,37
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,27
ΔM_{cr}	[kN·m]	4329,68
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	1064,40
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	3265,28
$M_{q,concom.}$	[kNm]	4092,67
Sezione		Fessurata

Sezione 3 (s=14.8675 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4311,71
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2948,35
M_{trave}	[kN·m]	1937,64
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	2699,62
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-0,57

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2155,85
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2383,08
M_{G2}	[kN·m]	1141,11
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,12

CALCOLO ΔM_{CR}		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-0,57
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,12
ΔM_{cr}	[kN·m]	3065,73
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	1434,39
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	1631,34
$M_{q,concom.}$	[kNm]	4300,94
Sezione		Fessurata

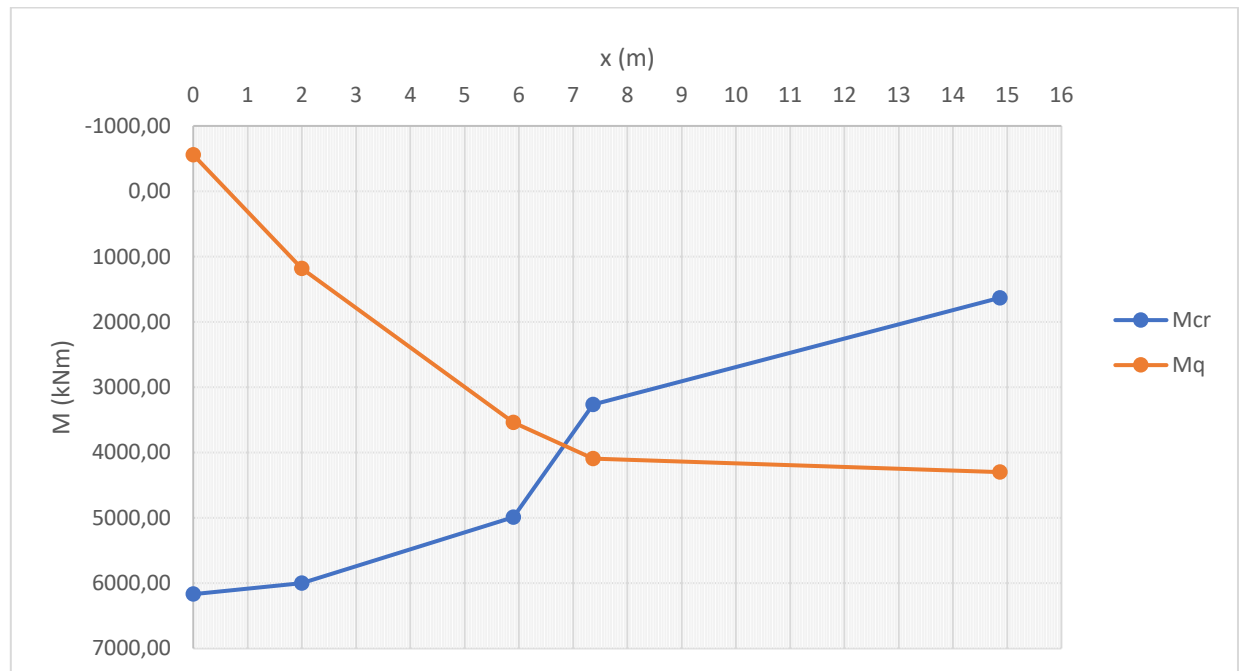
Sezione 4 (s=5.90 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4469,42
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2495,28
M_{trave}	[kN·m]	1004,30
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	1380,33
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,68

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2234,71
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2033,59
M_{G2}	[kN·m]	722,02
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,43

CALCOLO ΔM_{cr}		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,68
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,43
ΔM_{cr}	[kN·m]	5896,53
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	906,41
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	4990,12
$M_{q,concom.}$	[kNm]	3538,69
Sezione		Non Fessurata

Di seguito si riporta il diagramma che illustra l'andamento del Momento di fessurazione M_{cr} e il Momento M_q dovuto ai carichi mobili.



La prima sezione fessurata coincide con la sezione posta a $s=6.85$ m. il primo vantaggio quindi si ha in termini di fessurazione della trave: com'è facilmente intuibile, infatti, diminuendo le sollecitazioni a cui è sottoposta la trave, il fenomeno fessurativo andrà ad interessare una zona

sempre meno estesa e che sarà concentrata laddove si realizzano i momenti massimi, in questo caso a ridosso della mezzeria. Ciò comporta un miglior comportamento della trave anche nei confronti delle sollecitazioni taglianti com'è possibile osservare di seguito.

Definizione della tensione a cui lavora il cavo

Mediante il calcolo sezionale si è determinato il valore di tensione finale a cui lavora il cavo, tenendo conto degli effetti indotti dai carichi esterni.

Sezione	$\sigma_{pf,i-esima\ sez.}$	$\sigma_{pf,i-esima\ sez. +carico\ ext}$
[/]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
sez.1 (2.00 m)	944,52	917,09
sez.2 (7.3675 m)	901,71	1037.04
sez.3 (14.8675 m)	874,94	1037.04
sez. 5 (prima fessurata)	903,55	1037.04

Verifica a taglio

SEZIONE 1 (x=2.00 m da testata)

Stato sezione	Formula usata
Non Fessurata	EC2

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE		
$J_{id, tr+sol.+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,54788
$S_{id, tr+sol.+cavi+arm.}$	[m ³]	0,40
b_w	[m]	0,25
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74

CALCOLO σ_{cp}		
N_p (4 cavi)	[kN]	-4654,60
N_p (2 cavi)	[kN]	-2327,30
A_{trave}	[m ²]	0,665
$A_{soletta}$	[m ²]	0,72
σ_{cp}	[N/mm ²]	8,68

VERIFICA A TAGLIO

V_{ed}	[kN]	1813,06
Stato del cavo	[/]	NON SNERVATO
V_{cavo}	[kN]	610,85
$V_{ed,nett}$	[kN]	1202,21
$V_{Rd,c}$	[kN]	1470,23
$V_{ed,netto}/V_{Rd,c}$		0,82
$V_{Rd,c} > V_{ed,netto}$		VERIFICA

SEZIONE 5 (x=6,85 m da testata)

Stato sezione Formula usata

 Fessurata Θ variabile

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE

b	[cm]	25,00
h_{trave}	[cm]	185,00
c	[cm]	3,00
d	[cm]	182,00

PROPRIETÀ ARMATURA A
TAGLIO

f_{yd}	[N/mm ²]	318,52
A_{sw} (1 ϕ 10)	[cm ²]	0,79
n bracci	[/]	2
$A_{s,tot}$	[cm ²]	1,58
s	[cm]	25

CALCOLO $\Theta_{EFFETTIVO}$

v	[/]	0,5
f_{cd}	[N/mm ²]	26,66
Θ	(°)	14,23
Θ_1	(°)	22,22
$\Theta_{effettivo}$	(°)	21,80

TAGLIO SOLLECITANTE

V_{ed}	[kN]	1235,45
Stato del cavo	[/]	SNERVATO
V_{cavo}	[kN]	183,60
$V_{ed,netto}$	[kN]	1051,85

RESISTENZA A TAGLIO

$V_{Rd,c}$	[kN]	1882,25
$V_{Rd,s}$	[kN]	824,40
V_{Rd}	[kN]	824,40

VERIFICA A TAGLIO

$V_{ed,netto}/V_{rd,c}$	1,28
$V_{rd,c} > V_{ed,netto}$	NON VERIFICA

SEZIONE 2 (x=7.3675 m da testata)

Stato sezione Formula usata

 Fessurata Θ variabile

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE

b	[cm]	25,00
h_{trave}	[cm]	185,00
c	[cm]	3,00
d	[cm]	182,00

PROPRIETÀ ARMATURA A
TAGLIO

f_{yd}	[N/mm ²]	318,52
A_{sw} (1 ϕ 10)	[cm ²]	0,79
n bracci	[/]	2
$A_{s,tot}$	[cm ²]	1,58
s	[cm]	25

CALCOLO $\Theta_{EFFETTIVO}$

v	[/]	0,5
f_{cd}	[N/mm ²]	26,66
Θ	(°)	14,23
Θ_1	(°)	22,22
$\Theta_{effettivo}$	(°)	21,80

TAGLIO SOLLECITANTE

V_{ed}	[kN]	1275,08
Stato del cavo	[/]	SNERVATO
V_{cavo}	[kN]	183,60
$V_{ed,netto}$	[kN]	1091,48

RESISTENZA A TAGLIO

$V_{Rd,c}$	[kN]	1882,25
$V_{Rd,s}$	[kN]	824,40
V_{Rd}	[kN]	824,40

VERIFICA A TAGLIO

$V_{ed,netto}/V_{rd,c}$	1,32
$V_{rd,c} > V_{ed,netto}$	NON VERIFICA

SEZIONE 3 ($x=14.8675$ m da testata)

Stato sezione Formula usata

 Fessurata Θ variabile

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE		
b	[cm]	25,00
h_{trave}	[cm]	185,00
c	[cm]	3,00
d	[cm]	182,00

PROPRIETÀ ARMATURA A TAGLIO		
f_{yd}	[N/mm ²]	318,52
A_{sw} (1 ϕ 10)	[cm ²]	0,79
n bracci	[/]	2
$A_{s,tot}$	[cm ²]	1,58
s	[cm]	25

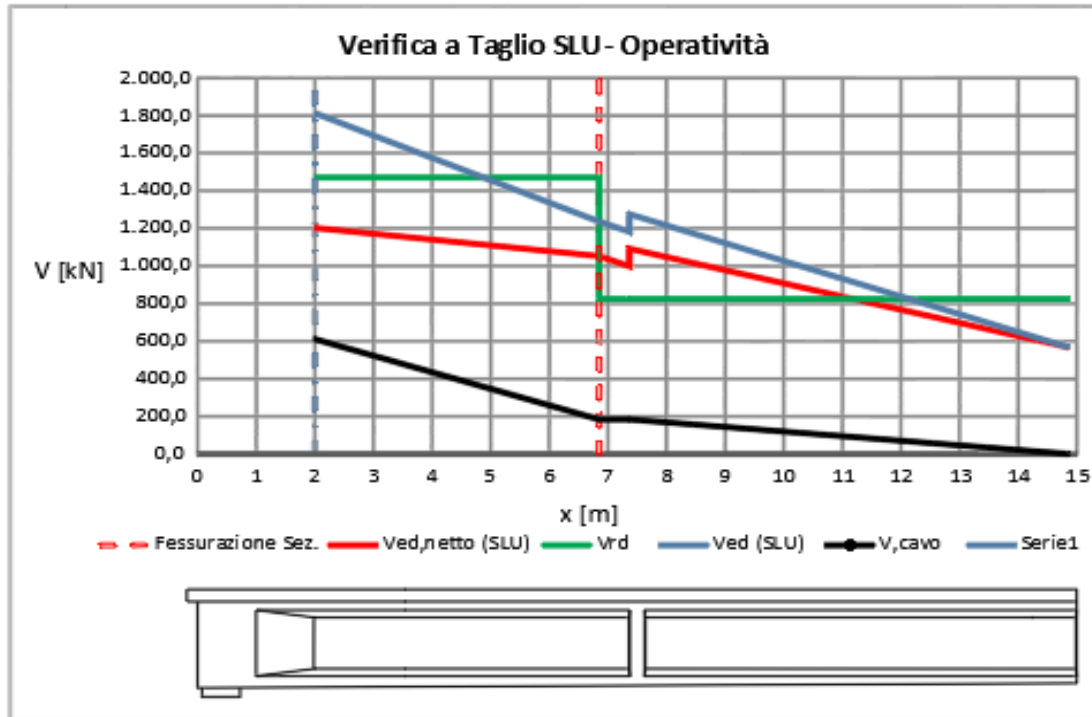
CALCOLO $\Theta_{EFFETTIVO}$		
v	[/]	0,5
f_{cd}	[N/mm ²]	26,66
Θ	(°)	14,23
Θ_1	(°)	22,22
$\Theta_{effettivo}$	(°)	21,80

TAGLIO SOLLECITANTE		
V_{ed}	[kN]	567,28
Stato del cavo	[/]	SNERVATO
V_{cavo}	[kN]	0,00
$V_{ed,netto}$	[kN]	567,28

RESISTENZA A TAGLIO		
$V_{Rd,c}$	[kN]	1882,25
$V_{Rd,s}$	[kN]	824,40
V_{Rd}	[kN]	824,40

VERIFICA A TAGLIO	
$V_{ed,netto}/V_{Rd,c}$	0,69
$V_{Rd,c} > V_{ed,netto}$	VERIFICA

Digrammando i risultati ottenuti per ciascuna sezione si ottiene il seguente grafico, con andamenti del tutto analoghi a quelli visti nel Completo Adeguamento:



Riassumendo i risultati ottenuti nella seguente tabella e confrontandola con la Tab... relativa al Completo Adeguamento, si può notare come considerare il nuovo livello di sicurezza portata effettivamente dei miglioramenti nel comportamento complessivo della trave. In particolare, le verifiche nei confronti dell'azione flettente risultano soddisfatte, mentre per quanto riguarda l'azione tagliante, seppur si evincano dei miglioramenti, questi non sono sufficienti a garantire il soddisfacimento della verifica.

OPERATIVITÀ			
Trave	Flessione	s=14,8675 m	0,96
		s=15,00 m	0,95
	Taglio	s= 2,00 m	0,82
		s= 7,3675 m	1,32
		s=14,8675 m	0,69
	1 ^a sez. fessurata	s (m)	6,85 m
		D/C	1,28

È stato quindi necessario ridurre ancora il livello di sicurezza e testare l'elemento nei confronti della Transitabilità, la cui trattazione viene riportata di seguito.

2.3.9 Transitabilità (2) secondo Linee Guida

Come detto il livello di sicurezza di Transitabilità trattato adotta gli schemi di carico derivanti dal Codice della Strada. Tutte le grandezze necessarie a definire il caso di carico sono stati riportati nei capitoli precedenti. Di seguito si esporranno unicamente i risultati ottenuti, relativamente ai tre livelli di controllo considerati. È stato svolto infatti uno studio del livello di sicurezza partendo dal livello di controllo meno efficiente, a cui corrispondono pertanto coefficienti di sicurezza maggiori, per poi procedere via via ad un aumento del livello di controllo, in modo tale da poter beneficiare di una riduzione dei coefficienti di sicurezza al fine di poter garantire il soddisfacimento delle verifiche. Per la trave in esame è stato necessario indagare tutti i livelli di controllo possibili, ottenendo i seguenti risultati.

Si precisa che è stato analizzato anche il comportamento a flessione della trave nel caso di Transitabilità, nonostante le verifiche nei confronti delle azioni flettenti siano in realtà già soddisfatte nel livello precedente. Si assiste quindi ad una ovvia riduzione dei rapporti di D/C a causa della riduzione della domanda. Si è ritenuto pertanto poco interessante riportare i risultati a cui si è giunti per tale azione e di conseguenza nel seguito si farà riferimento alle sole verifiche a taglio.

Così come per l'operatività, le modalità e i criteri secondo cui sono state svolte le verifiche sono le medesime del caso di Completo Adeguamento.

2.3.9.1 Verifiche a taglio agli SLU

2.3.9.1.1 Transitabilità Livello 1

Definizione Zona Fessurata

Sezione 0 (s=0.00 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4778,58
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-931,82
M_{trave}	[kN·m]	0,00
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	0,00
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,53

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2389,29
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-666,61
M_{G2}	[kN·m]	0,00
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-2,36

CALCOLO ΔMCR		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,53
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-2,36
ΔM_{cr}	[kN·m]	6169,77
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	0,00
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	6169,77
$M_{q,concom.}$	[kN·m]	-620,37
Sezione		Non Fessurata

Sezione 1 (s=2.00 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4654,60
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-1672,40
M_{trave}	[kN·m]	489,48
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	659,61
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-8,40

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2327,30
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-1463,64
M_{G2}	[kN·m]	283,17
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,32

CALCOLO ΔM_{CR}		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-8,40
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,32
ΔM_{cr}	[kN·m]	6356,19
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	355,39
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	6000,80
$M_{q,concom.}$	[kNm]	1040,84
Sezione	Non Fessurata	

Sezione 2 (s=7.3675 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4443,61
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2572,85
M_{trave}	[kN·m]	1439,54
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	2000,54
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-3,37

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2221,81
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2096,05
M_{G2}	[kN·m]	846,23
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,27

CALCOLO ΔM_{CR}		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-3,37
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,27
ΔM_{cr}	[kN·m]	4329,68
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	1064,40
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	3265,28
$M_{q,concom.}$	[kNm]	4007,26
Sezione	Fessurata	

Sezione 3 (s=14.8675 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4311,71
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2948,35
M_{trave}	[kN·m]	1937,64
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	2699,62
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-0,57

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2155,85
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2383,08
M_{G2}	[kN·m]	1141,11
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,12

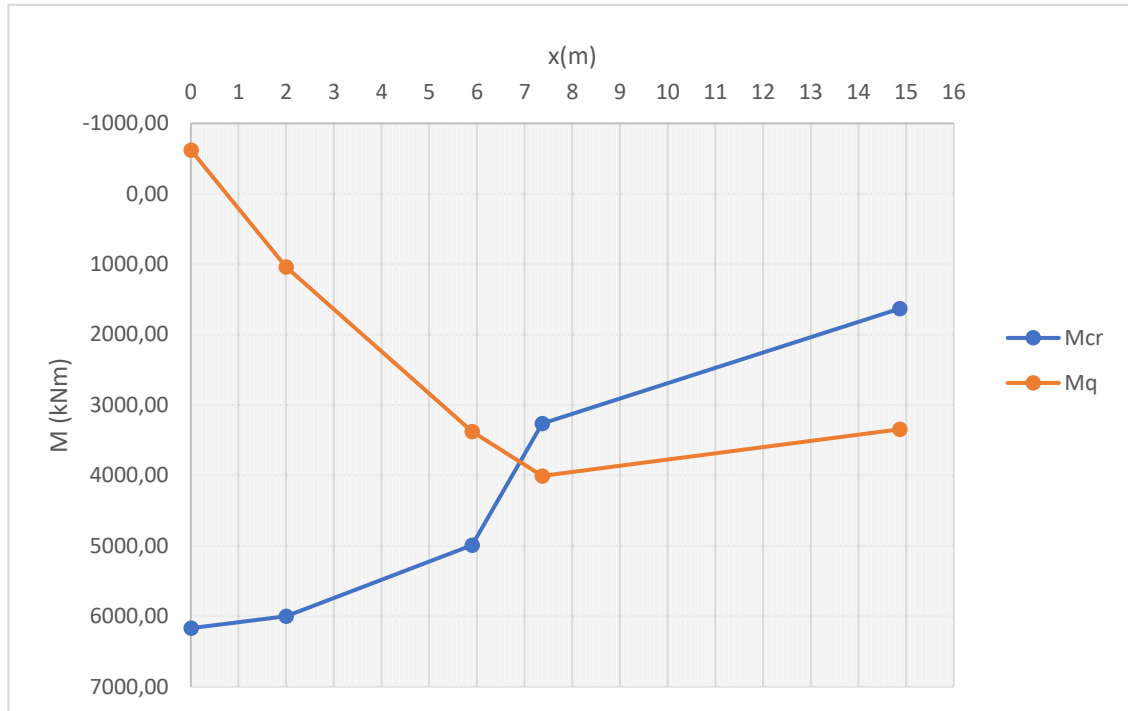
CALCOLO ΔMCR		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-0,57
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,12
ΔM_{cr}	[kN·m]	3065,73
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	1434,39
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	1631,34
$M_{q,concom.}$	[kNm]	3345,05
Sezione		Fessurata

Sezione 4 (s=5.90 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4469,42
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2495,28
M_{trave}	[kN·m]	1004,30
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	1380,33
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,68

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2234,71
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2033,59
M_{G2}	[kN·m]	722,02
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,43

CALCOLO ΔMCR		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,68
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,43
ΔM_{cr}	[kN·m]	5896,53
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	906,41
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	4990,12
$M_{q,concom.}$	[kNm]	3377,15
Sezione		Non Fessurata



Si riconferma la tendenza già notata nella condizione di Operatività, con l'avvicinamento della prima sezione fessurata verso la mezzeria. La fessurazione in questo caso avviene a 6,95 m.

Definizione della tensione a cui lavora il cavo

Mediante il calcolo sezionale si è determinato il valore di tensione finale a cui lavora il cavo, tenendo conto degli effetti indotti dai carichi esterni.

Sezione	$\sigma_{pf,i-esima\ sez.}$	$\sigma_{pf,i-esima\ sez. +carico\ ext}$
[/]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
sez.1 (2.00 m)	944,52	916,14
sez.2 (7.3675 m)	901,71	1037.04
sez.3 (14.8675 m)	874,94	1037.04
sez. 5 (prima fessurata)	903,55	1037.04

Verifiche a taglio
SEZIONE 1 (x=2.00 m da testata)

Stato sezione	Formula usata
Non Fessurata	EC2

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE		
$J_{id, tr+sol.+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,54788
$S_{id, tr+sol.+cavi+arm.}$	[m ³]	0,40
b_w	[m]	0,25
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74

CALCOLO σ_{cp}		
N_p (4 cavi)	[kN]	-4654,60
N_p (2 cavi)	[kN]	-2327,30
A_{trave}	[m ²]	0,665
$A_{soletta}$	[m ²]	0,72
σ_{cp}	[N/mm ²]	8,68

VERIFICA A TAGLIO

V_{ed}	[kN]	1686,49
Stato del cavo	[/]	NON SNERVATO
V_{cavo}	[kN]	610,22
$V_{ed,netto}$	[kN]	1076,27
$V_{Rd,c}$	[kN]	1470,23
$V_{ed,netto}/V_{Rd,c}$		0,73
$V_{Rd,c} > V_{ed,netto}$		VERIFICA

SEZIONE 5 (x=6,95 m da testata)

Stato sezione	Formula usata
Fessurata	Θ variabile

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE		
b	[cm]	25,00
h_{trave}	[cm]	185,00
c	[cm]	3,00
d	[cm]	182,00

PROPRIETÀ ARMATURA A TAGLIO		
f_{yd}	[N/mm ²]	318,52
A_{sw} (1 ϕ 10)	[cm ²]	0,79
n bracci	[/]	2
$A_{s,tot}$	[cm ²]	1,58
s	[cm]	25

CALCOLO $\Theta_{EFFETTIVO}$		
v	[/]	0,5
f_{cd}	[N/mm ²]	26,66
Θ	(°)	14,23
Θ_1	(°)	22,22
$\Theta_{effettivo}$	(°)	21,80

TAGLIO SOLLECITANTE		
V_{ed}	[kN]	1165,84
Stato del cavo	[/]	SNERVATO
V_{cavo}	[kN]	183,60
$V_{ed,netto}$	[kN]	982,24

RESISTENZA A TAGLIO		
$V_{Rd,c}$	[kN]	1882,25
$V_{Rd,s}$	[kN]	824,40
V_{Rd}	[kN]	824,40

VERIFICA A TAGLIO	
$V_{ed,netto}/V_{rd,c}$	1,19
$V_{rd,c} > V_{ed,netto}$	NON VERIFICA

SEZIONE 2 (x=7.3675 m da testata)

Stato sezione	Formula usata
Fessurata	Θ variabile

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE		
b	[cm]	25,00
h_{trave}	[cm]	185,00
c	[cm]	3,00
d	[cm]	182,00

PROPRIETÀ ARMATURA A TAGLIO		
f_{yd}	[N/mm ²]	318,52
A_{sw} (1 ϕ 10)	[cm ²]	0,79
n bracci	[/]	2
$A_{s,tot}$	[cm ²]	1,58
s	[cm]	25

CALCOLO $\Theta_{EFFETTIVO}$		
v	[/]	0,5
f_{cd}	[N/mm ²]	26,66
Θ	(°)	14,23
Θ_1	(°)	22,22
$\Theta_{effettivo}$	(°)	21,80

TAGLIO SOLLECITANTE		
V_{ed}	[kN]	1096,84
Stato del cavo	[/]	SNERVATO
V_{cavo}	[kN]	183,60
$V_{ed,netto}$	[kN]	913,24

RESISTENZA A TAGLIO		
$V_{Rd,c}$	[kN]	1882,25
$V_{Rd,s}$	[kN]	824,40
V_{Rd}	[kN]	824,40

VERIFICA A TAGLIO	
$V_{ed,netto}/V_{rd,c}$	1,11
$V_{rd,c} > V_{ed,netto}$	NON VERIFICA

SEZIONE 3 (x=14.8675 m da testata)

Stato sezione	Formula usata
Fessurata	Θ variabile

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE		
b	[cm]	25,00
h_{trave}	[cm]	185,00
c	[cm]	3,00
d	[cm]	182,00

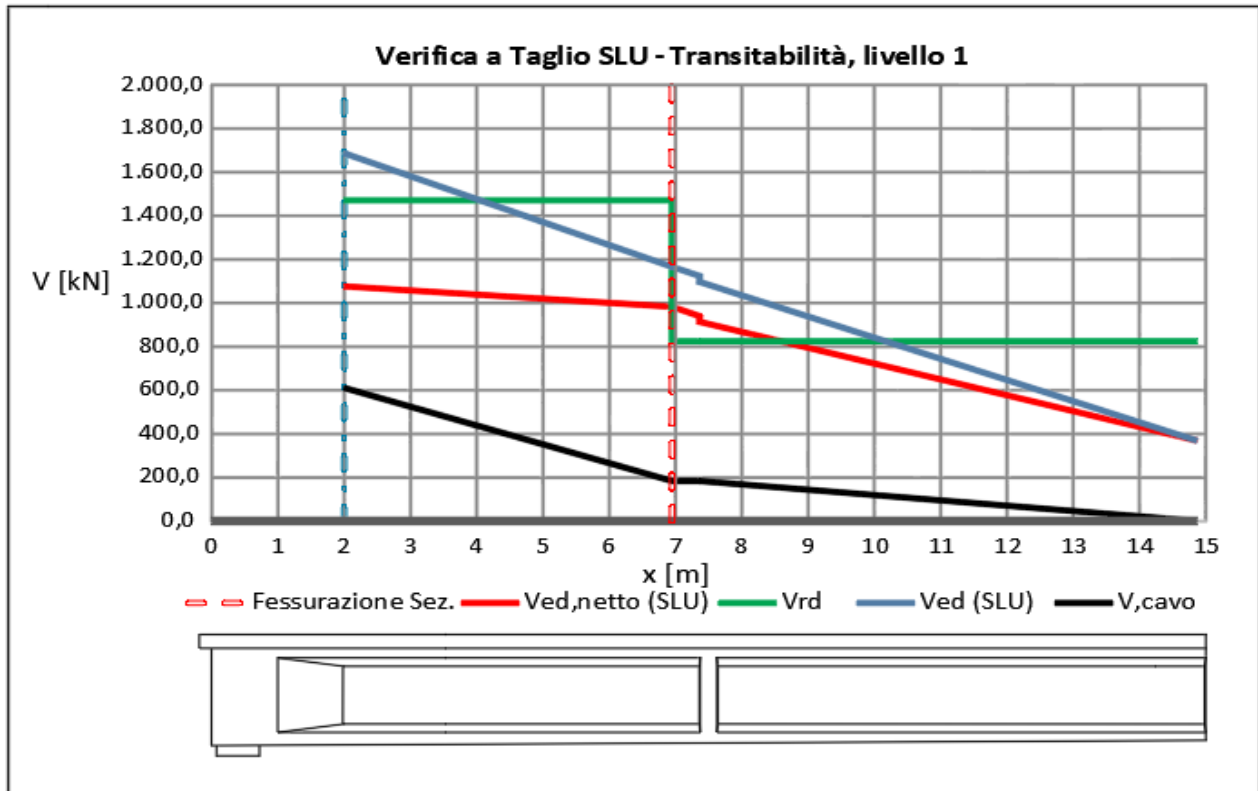
PROPRIETÀ ARMATURA A TAGLIO		
f_{yd}	[N/mm ²]	318,52
A_{sw} (1 ϕ 10)	[cm ²]	0,79
n bracci	[/]	2
$A_{s,tot}$	[cm ²]	1,58
s	[cm]	25

CALCOLO $\Theta_{EFFETTIVO}$		
v	[/]	0,5
f_{cd}	[N/mm ²]	26,66
Θ	(°)	14,23
Θ_1	(°)	22,22
$\Theta_{effettivo}$	(°)	21,80

TAGLIO SOLLECITANTE		
V_{ed}	[kN]	368,61
Stato del cavo	[/]	SNERVATO
V_{cavo}	[kN]	0,00
$V_{ed,netto}$	[kN]	368,61

RESISTENZA A TAGLIO		
$V_{Rd,c}$	[kN]	1882,25
$V_{Rd,s}$	[kN]	824,40
V_{Rd}	[kN]	824,40

VERIFICA A TAGLIO	
$V_{ed,netto}/V_{rd,c}$	0,45
$V_{rd,c} > V_{ed,netto}$	VERIFICA



La riduzione delle sollecitazioni, in concomitanza con la conseguente riduzione della zona fessurata, provoca un netto miglioramento del comportamento a taglio dell'elemento, limitando le criticità derivanti dalle forze taglianti ad una zona di lunghezza circa 1,50m. La risposta della trave alla domanda di traffico di questo livello viene riassunta nel seguente schema riassuntivo.

TRANSITABILITÀ AI MEZZI PESANTI_LVL1			
Trave	Flessione	s=14,8675 m	0,95
		s=15,00 m	0,94
	Taglio	s= 2,00 m	0,74
		s= 7,3675 m	1,11
		s=14,8675 m	0,45
		1ª sez. fessurata	s (m) D/C

Si è quindi reso necessario eseguire le verifiche anche con il successivo livello di controllo.

2.3.9.1.2 Transitabilità Livello 2

Definizione Zona Fessurata

Sezione 0 (s=0.00 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4778,58
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-931,82
M_{trave}	[kN·m]	0,00
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	0,00
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,53

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2389,29
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-666,61
M_{G2}	[kN·m]	0,00
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-2,36

CALCOLO ΔMCR		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,53
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-2,36
ΔM_{cr}	[kN·m]	6169,77
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	0,00
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	6169,77
$M_{q,concom.}$	[kN·m]	-523,43
Sezione		Non Fessurata

Sezione 1 (s=2.00 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4654,60
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-1672,40
M_{trave}	[kN·m]	489,48
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	659,61
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-8,40

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2327,30
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-1463,64
M_{G2}	[kN·m]	283,17
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,32

CALCOLO ΔMCR		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-8,40
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,32
ΔM_{cr}	[kN·m]	6356,19
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	355,39
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	6000,80
$M_{q,concom.}$	[kNm]	878,21
Sezione		Non Fessurata

Sezione 2 (s=7.3675 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4443,61
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2572,85
M_{trave}	[kN·m]	1439,54
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	2000,54
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-3,37

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2221,81
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2096,05
M_{G2}	[kN·m]	846,23
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,27

CALCOLO ΔM_{CR}		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-3,37
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,27
ΔM_{cr}	[kN·m]	4329,68
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	1064,40
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	3265,28
$M_{q,concom.}$	[kNm]	3381.12
Sezione		Fessurata

Sezione 3 (s=14.8675 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4311,71
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2948,35
M_{trave}	[kN·m]	1937,64
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	2699,62
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-0,57

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2155,85
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2383,08
M_{G2}	[kN·m]	1141,11
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,12

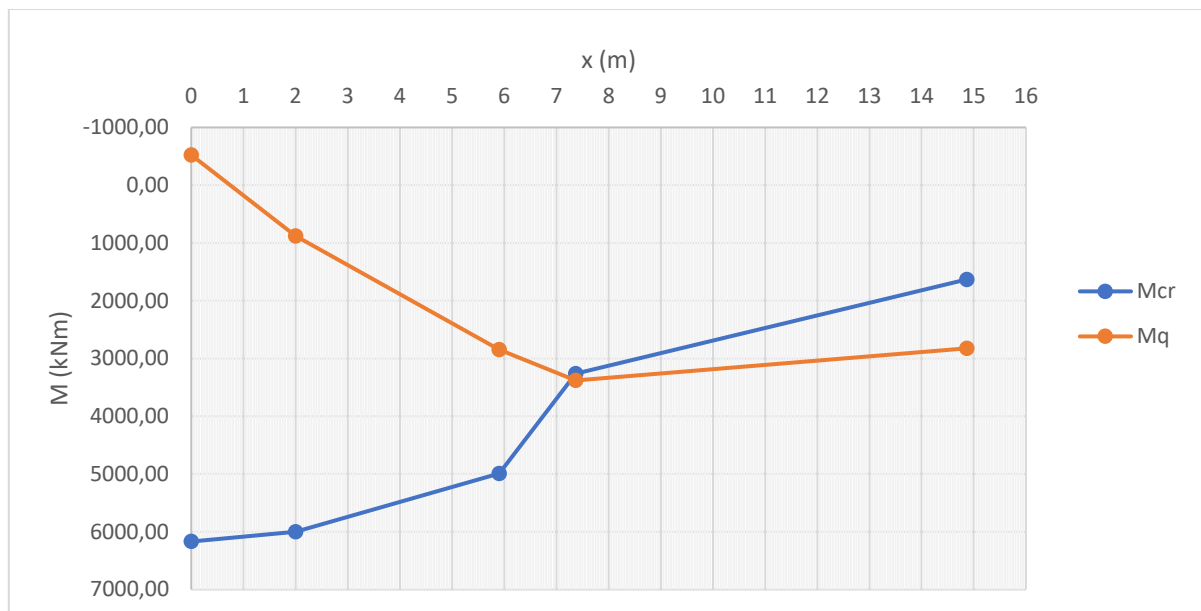
CALCOLO ΔM_{CR}		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-0,57
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,12
ΔM_{cr}	[kN·m]	3065,73
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	1434,39
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	1631,34
$M_{q,concom.}$	[kNm]	2822,39
Sezione		Fessurata

Sezione 4 (s=5.90 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4469,42
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2495,28
M_{trave}	[kN·m]	1004,30
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	1380,33
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,68

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2234,71
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2033,59
M_{G2}	[kN·m]	722,02
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,43

CALCOLO ΔM_{CR}		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,68
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,43
ΔM_{cr}	[kN·m]	5896,53
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	906,41
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	4990,12
$M_{q,concom.}$	[kNm]	2849,47
Sezione		Non Fessurata



Dal grafico si deduce che la prima sezione fessurata, in questo caso, dista dalla testata 7.35 m. Tramite l'analisi sezionale, necessaria alla valutazione della tensione applicata al cavo, è stato quindi verificato che la deduzione fosse corretta. Tuttavia, nella verifica a taglio, essendo la sezione confondibile con la sezione posta a 7.3675 m, si è ritenuto ragionevole andare ad analizzare solo quest'ultima.

Definizione della tensione a cui lavora il cavo

Mediante il calcolo sezionale si è determinato il valore di tensione finale a cui lavora il cavo, tenendo conto degli effetti indotti dai carichi esterni.

Sezione	$\sigma_{pf,i-esima\ sez.}$	$\sigma_{pf,i-esima\ sez. +carico\ ext}$
[/]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
sez.1 (2.00 m)	944,52	915,04
sez.2 (7.3675 m)	901,71	1037.04
sez.3 (14.8675 m)	874,94	1037.04
sez. 5 (prima fessurata)	901,77	1037.04

Verifiche a taglio

SEZIONE 1 (x=2.00 m da testata)

Stato sezione	Formula usata
Non Fessurata	EC2

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE		
$J_{id, tr+sol.+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,54788
$S_{id, tr+sol.+cavi+arm.}$	[m ³]	0,40
b_w	[m]	0,25
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74

CALCOLO σ_{cp}		
N_p (4 cavi)	[kN]	-4654,60
N_p (2 cavi)	[kN]	-2327,30
A_{trave}	[m ²]	0,665
$A_{soletta}$	[m ²]	0,72
σ_{cp}	[N/mm ²]	8,68

VERIFICA A TAGLIO

V_{ed}	[kN]	1548,56
Stato del cavo	[/]	NON SNERVATO
V_{cavo}	[kN]	609,49
$V_{ed,netto}$	[kN]	939,07
$V_{Rd,c}$	[kN]	1470,23
$V_{ed,netto}/V_{Rd,c}$		0,64
$V_{Rd,c} > V_{ed,netto}$		VERIFICA

SEZIONE 2 (x=7.3675 m da testata)

Stato sezione	Formula usata
Fessurata	Θ variabile

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE		
b	[cm]	25,00
h_{trave}	[cm]	185,00
c	[cm]	3,00
d	[cm]	182,00

PROPRIETÀ ARMATURA A TAGLIO		
f_{yd}	[N/mm ²]	318,52
A_{sw} (1 ϕ 10)	[cm ²]	0,79
n bracci	[/]	2
$A_{s,tot}$	[cm ²]	1,58
s	[cm]	25

CALCOLO $\Theta_{EFFETTIVO}$		
v	[/]	0,5
f_{cd}	[N/mm ²]	26,66
Θ	(°)	14,23
Θ_1	(°)	22,22
$\Theta_{effettivo}$	(°)	21,80

TAGLIO SOLLECITANTE		
V_{ed}	[kN]	1022,57
Stato del cavo	[/]	SNERVATO
V_{cavo}	[kN]	183,60
$V_{ed,netto}$	[kN]	838,97

RESISTENZA A TAGLIO		
$V_{Rd,c}$	[kN]	1882,25
$V_{Rd,s}$	[kN]	824,40
V_{Rd}	[kN]	824,40

VERIFICA A TAGLIO	
$V_{ed,netto}/V_{rd,c}$	1,02
$V_{rd,c} > V_{ed,netto}$	NON VERIFICA

SEZIONE 3 (x=14.8675 m da testata)

Stato sezione	Formula usata
Fessurata	Θ variabile

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE		
b	[cm]	25,00
h_{trave}	[cm]	185,00
c	[cm]	3,00
d	[cm]	182,00

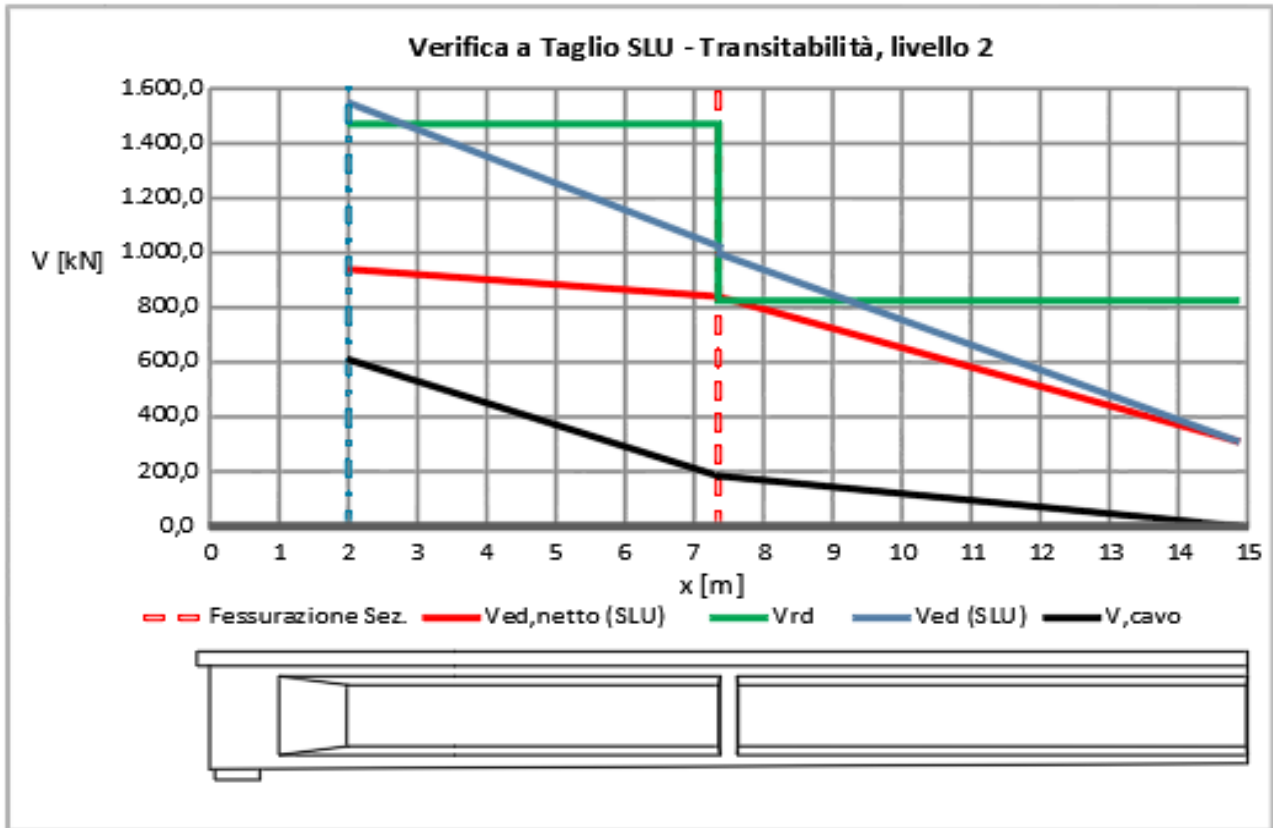
PROPRIETÀ ARMATURA A TAGLIO		
f_{yd}	[N/mm ²]	318,52
A_{sw} (1 ϕ 10)	[cm ²]	0,79
n bracci	[/]	2
$A_{s,tot}$	[cm ²]	1,58
s	[cm]	25

CALCOLO $\Theta_{EFFETTIVO}$		
v	[/]	0,5
f_{cd}	[N/mm ²]	26,66
Θ	(°)	14,23
Θ_1	(°)	22,22
$\Theta_{effettivo}$	(°)	21,80

TAGLIO SOLLECITANTE		
V_{ed}	[kN]	309,25
Stato del cavo	[/]	SNERVATO
V_{cavo}	[kN]	0,00
$V_{ed,netto}$	[kN]	309,25

RESISTENZA A TAGLIO		
$V_{Rd,c}$	[kN]	1882,25
$V_{Rd,s}$	[kN]	824,40
V_{Rd}	[kN]	824,40

VERIFICA A TAGLIO	
$V_{ed,netto}/V_{rd,c}$	0,375
$V_{rd,c} > V_{ed,netto}$	VERIFICA



Anche con il livello di controllo 2 non è possibile dichiarare il ponte transitabile. Tuttavia, si fa notare come le verifiche a taglio siano per poco non soddisfatte, e limitatamente ad un breve tratto della trave situato all'inizio della zona fessurata. Si è quindi indagato anche il livello di controllo 3, confidando con certezza in un esito positivo delle verifiche.

TRANSITABILITÀ AI MEZZI PESANTI_LVL2			
Trave	Flessione	s=14,8675 m	0,88
		s=15,00 m	0,87
		s= 2,00 m	0,64
	Taglio	s= 7,3675 m	1,02
		s=14,8675 m	0,38
		1 ^a sez. fessurata	7,35 m 1,02

2.3.9.1.3 *Transitabilità Livello 3*
Definizione Zona Fessurata
Sezione 0 (s=0.00 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4778,58
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-931,82
M_{trave}	[kN·m]	0,00
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	0,00
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,53

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2389,29
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-666,61
M_{G2}	[kN·m]	0,00
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-2,36

CALCOLO ΔMCR		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,53
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-2,36
ΔM_{cr}	[kN·m]	6169,77
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	0,00
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	6169,77
$M_{q,concom.}$	[kN·m]	-426,5
Sezione		Non Fessurata

Sezione 1 (s=2.00 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4654,60
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-1672,40
M_{trave}	[kN·m]	489,48
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	659,61
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-8,40

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2327,30
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-1463,64
M_{G2}	[kN·m]	283,17
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,32

CALCOLO ΔMCR		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-8,40
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,32
ΔM_{cr}	[kN·m]	6356,19
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	355,39
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	6000,80
$M_{q,concom.}$	[kNm]	715,58
Sezione		Non Fessurata

Sezione 2 (s=7.3675 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4443,61
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2572,85
M_{trave}	[kN·m]	1439,54
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	2000,54
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-3,37

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2221,81
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2096,05
M_{G2}	[kN·m]	846,23
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,27

CALCOLO ΔM_{CR}		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-3,37
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,27
ΔM_{cr}	[kN·m]	4329,68
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	1064,40
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	3265,28
$M_{q,concom.}$	[kNm]	2754,99
Sezione		Non Fessurata

Sezione 3 (s=14.8675 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4311,71
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2948,35
M_{trave}	[kN·m]	1937,64
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	2699,62
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-0,57

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2155,85
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2383,08
M_{G2}	[kN·m]	1141,11
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,12

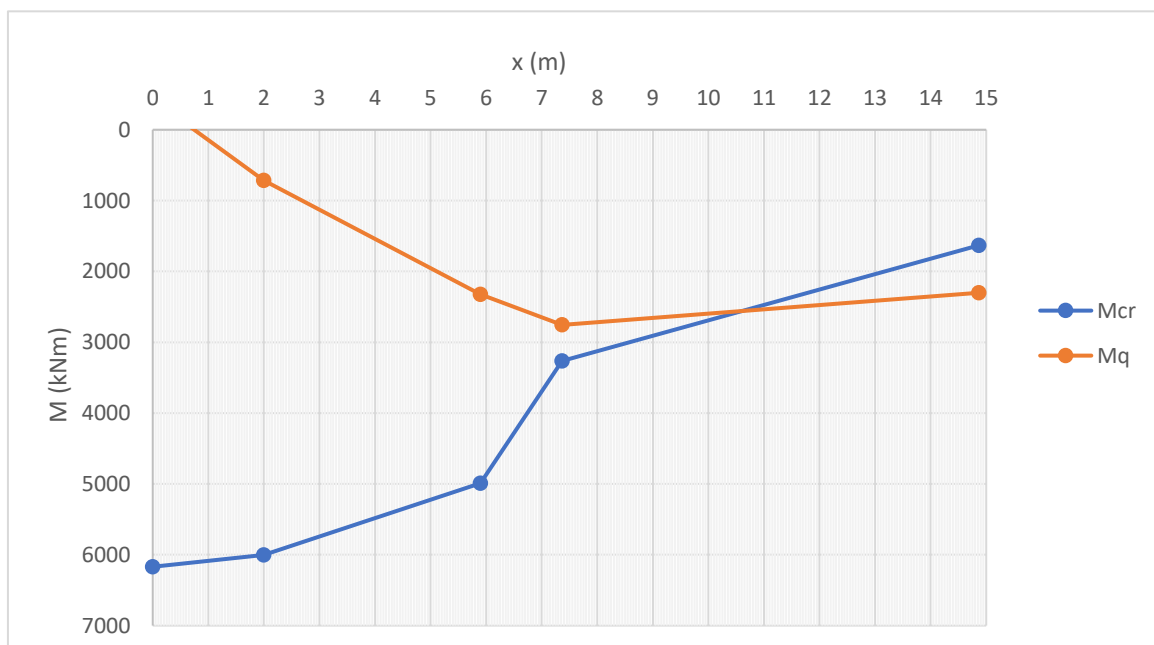
CALCOLO ΔM_{CR}		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-0,57
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,12
ΔM_{cr}	[kN·m]	3065,73
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	1434,39
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	1631,34
$M_{q,concom.}$	[kNm]	2299,72
Sezione		Fessurata

Sezione 4 (s=5.90 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4469,42
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2495,28
M_{trave}	[kN·m]	1004,30
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	1380,33
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,68

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2234,71
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2033,59
M_{G2}	[kN·m]	722,02
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,43

CALCOLO ΔM_{CR}		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,68
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,43
ΔM_{cr}	[kN·m]	5896,53
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	906,41
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	4990,12
$M_{q,concom.}$	[kNm]	2321,79
Sezione		Non Fessurata



Con un livello di controllo 3 si ha una netta riduzione della zona fessurata. La prima sezione fessurata risulta infatti posizionata a 10,60 m, molto oltre i 7,65 m del livello 2.

Definizione della tensione a cui lavora il cavo

Mediante il calcolo sezionale si è determinato il valore di tensione finale a cui lavora il cavo, tenendo conto degli effetti indotti dai carichi esterni.

Sezione	$\sigma_{pf,i}$ -esima sez.	$\sigma_{pf,i}$ -esima sez. +carico ext
[/]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
sez.1 (2.00 m)	944,52	913,94
sez.2 (7.3675 m)	901,71	902,61
sez.3 (14.8675 m)	874,94	1037.04
sez. 5 (prima fessurata)	901,77	1037.04

Verifiche a taglio

SEZIONE 1 (x=2.00 m da testata)

Stato sezione	Formula usata
Non Fessurata	EC2

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE

$J_{id, tr+sol.+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,54788
$S_{id, tr+sol.+cavi+arm.}$	[m ³]	0,40
b_w	[m]	0,25
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74

CALCOLO σ_{cp}

N_p (4 cavi)	[kN]	-4654,60
N_p (2 cavi)	[kN]	-2327,30
A_{trave}	[m ²]	0,665
$A_{soletta}$	[m ²]	0,72
σ_{cp}	[N/mm ²]	8,68

VERIFICA A TAGLIO

V_{ed}	[kN]	1686,49
Stato del cavo	[/]	NON SNERVATO
V_{cavo}	[kN]	608,75
$V_{ed,netto}$	[kN]	801,88
$V_{Rd,c}$	[kN]	1470,23
$V_{ed,netto}/V_{Rd,c}$		0,55
$V_{Rd,c} > V_{ed,netto}$		VERIFICA

SEZIONE 2 (x=7.3675 m da testata)

Stato sezione	Formula usata
Non Fessurata	EC2

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE		
$J_{id, tr+sol.+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,57052
$S_{id, tr+sol.+cavi+arm.}$	[m ³]	0,41
b_w	[m]	0,25
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74

CALCOLO σ_{cp}		
N_p (4 cavi)	[kN]	-4443,610
N_p (2 cavi)	[kN]	-2221,81
A_{trave}	[m ²]	0,665
$A_{soletta}$	[m ²]	0,72
σ_{cp}	[N/mm ²]	8,29

VERIFICA A TAGLIO

V_{ed}	[kN]	921,71
Stato del cavo	[/]	NON SNERVATO
V_{cavo}	[kN]	159,75
$V_{ed,netto}$	[kN]	761,96
$V_{Rd,c}$	[kN]	1454,94
$V_{ed,netto}/V_{Rd,c}$		0,52
$V_{Rd,c} > V_{ed,netto}$		VERIFICA

SEZIONE 5 (x=10,60 m da testata)

Stato sezione	Formula usata
Fessurata	Θ variabile

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE		
b	[cm]	25,00
h_{trave}	[cm]	185,00
c	[cm]	3,00
d	[cm]	182,00

PROPRIETÀ ARMATURA A TAGLIO		
f_{yd}	[N/mm ²]	318,52
A_{sw} (1 ϕ 10)	[cm ²]	0,79
n bracci	[/]	2
$A_{s,tot}$	[cm ²]	1,58
s	[cm]	25

CALCOLO $\Theta_{EFFETTIVO}$		
v	[/]	0,5
f_{cd}	[N/mm ²]	26,66
Θ	(°)	14,23
Θ_1	(°)	22,22
$\Theta_{effettivo}$	(°)	21,80

TAGLIO SOLLECITANTE		
V_{ed}	[kN]	604,18
Stato del cavo	[/]	SNERVATO
V_{cavo}	[kN]	183,60
$V_{ed,netto}$	[kN]	420,58

RESISTENZA A TAGLIO		
$V_{Rd,c}$	[kN]	1882,25
$V_{Rd,s}$	[kN]	824,40
V_{Rd}	[kN]	824,40

VERIFICA A TAGLIO

$V_{ed,netto}/V_{Rd,c,C}$	0,51
$V_{Rd,c} > V_{ed,netto}$	VERIFICA

SEZIONE 3 (x=14.8675 m da testata)

Stato sezione	Formula usata
Fessurata	Θ variabile

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE		
b	[cm]	25,00
h_{trave}	[cm]	185,00
c	[cm]	3,00
d	[cm]	182,00

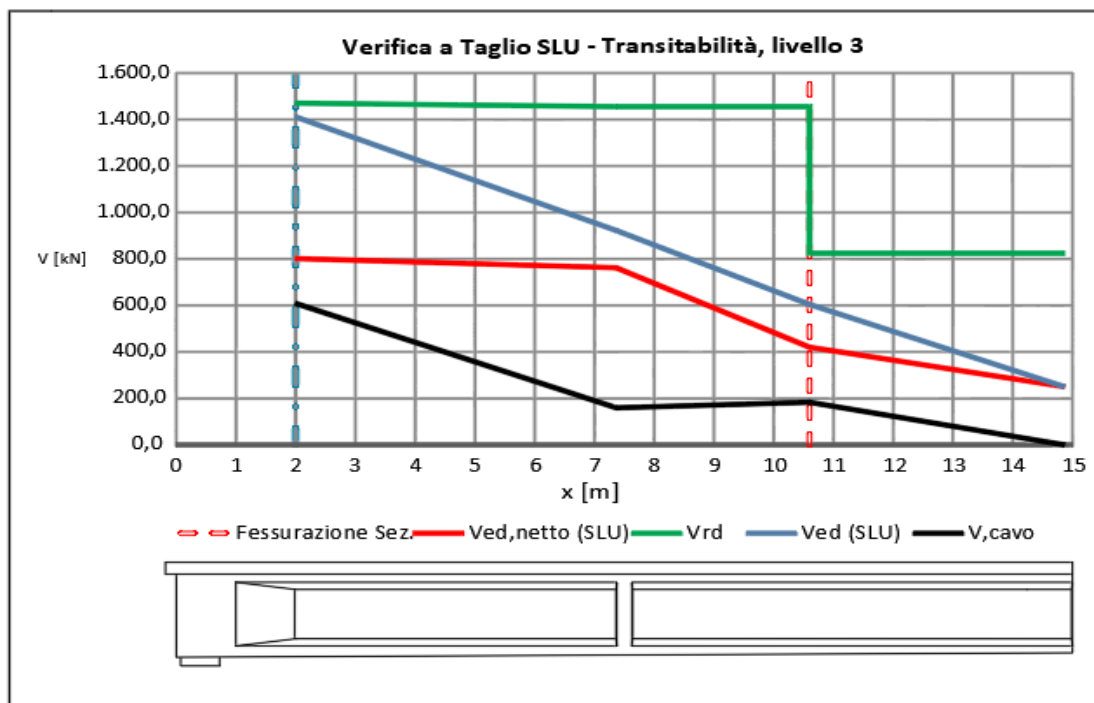
PROPRIETÀ ARMATURA A TAGLIO		
f_{yd}	[N/mm ²]	318,52
A_{sw} (1 ϕ 10)	[cm ²]	0,79
n bracci	[/]	2
$A_{s,tot}$	[cm ²]	1,58
s	[cm]	25

CALCOLO $\Theta_{EFFETTIVO}$		
v	[/]	0,5
f_{cd}	[N/mm ²]	26,66
Θ	(°)	14,23
Θ_1	(°)	22,22
$\Theta_{effettivo}$	(°)	21,80

TAGLIO SOLLECITANTE		
V_{ed}	[kN]	249,89
Stato del cavo	[/]	SNERVATO
V_{cavo}	[kN]	0,00
$V_{ed,netto}$	[kN]	249,89

RESISTENZA A TAGLIO		
$V_{Rd,c}$	[kN]	1882,25
$V_{Rd,s}$	[kN]	824,40
V_{Rd}	[kN]	824,40

VERIFICA A TAGLIO	
$V_{ed,netto}/V_{rd,c}$	0,30
$V_{rd,c} > V_{ed,netto}$	VERIFICA



Com'era presumibile la trave è in grado di soddisfare i requisiti minimi imposti dal livello di controllo 3 e anche con un buon margine di sicurezza, soprattutto nei confronti del taglio. Come si può notare infatti dal diagramma, sotto le ipotesi relative a tale condizione di carico, l'elemento è in grado di rispondere alla domanda di taglio anche senza fare affidamento sul sistema di precompressione.

In merito al V_{cavo} , a differenza dei casi precedentemente analizzati, si può osservare che esso non presenta un andamento monotono decrescente, e tale singolarità la si può spiegare come segue. Nella prima sezione di verifica, $s=2.00$ m, lo sconto sul taglio sollecitante è rilevante grazie all'importante angolo di inclinazione, nonostante, per effetto dei carichi esterni, la tensione a cui lavora il cavo si riduce essendo la sezione totalmente compressa. Per quanto riguarda la sezione a 7.3675 m, essa non è fessurata, diversamente da quanto si è constatato nei casi precedenti, ed il cavo non è snervato. I carichi esterni inducono in questa sezione un aumento della tensione di trazione del cavo che tuttavia risulta comunque inferiore di quella di snervamento. Seppur la tensione sollecitante il cavo è maggiore rispetto a quella concernente la sezione a 2.00 m, il contributo è di molto inferiore essendosi ridotto di molto l'angolo di inclinazione. Oltre questa sezione il contributo dei carichi esterni fa sì che il cavo si snervi e che quindi lavori a tensioni maggiori. Queste garantiscono, in alcune sezioni, un aumento del V_{cavo} , nonostante l'angolo vada via via riducendosi, come si può riscontrare nella sezione a 10.60 m.

In conclusione, l'impalcato può quindi essere dichiarato transitabile ai mezzi pesanti a patto che, in esercizio si eseguano controlli del superamento del carico tramite pesatura dei mezzi e si garantisca il blocco stessi in caso di eccesso di carico.

Di seguito viene riportato il quadro delle verifiche relative al livello di controllo 3

TRANSITABILITÀ_MEZZI PESANTI_LVL3				
Trave	Flessione	$s=14,8675$ m	0,81	
		$s=15,00$ m	0,81	
	Taglio	$s= 2,00$ m	0,55	
		$s= 7,3675$ m	0,51	
		$s=14,8675$ m	0,30	
		1 ^a sez.	s (m)	10,60 m
		fessurata	D/C	0,52

2.3.10 Transitabilità (2) secondo Istruzioni Operative

Di seguito si riportano i risultati ottenuti eseguendo le verifiche secondo le prescrizioni suggerite dalle Istruzioni Operative. Valgono gli stessi criteri adottati nei casi precedenti.

2.3.10.1 Verifiche a taglio agli SLU

2.3.10.1.1 Transitabilità Livello 1

Definizione Zona Fessurata

Sezione 0 (s=0.00 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4778,58
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-931,82
M_{trave}	[kN·m]	0,00
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	0,00
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,53

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2389,29
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-666,61
M_{G2}	[kN·m]	0,00
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-2,36

CALCOLO ΔM_{CR}		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,53
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-2,36
ΔM_{cr}	[kN·m]	6169,77
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	0,00
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	6169,77
$M_{q,concom.}$	[kN·m]	-754,44
Sezione		Non Fessurata

Sezione 1 (s=2.00 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4654,60
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-1672,40
M_{trave}	[kN·m]	489,48
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	659,61
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-8,40

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2327,30
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-1463,64
M_{G2}	[kN·m]	283,17
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,32

CALCOLO ΔM_{cr}		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-8,40
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,32
ΔM_{cr}	[kN·m]	6356,19
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	355,39
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	6000,80
$M_{q,concom.}$	[kNm]	747,96
Sezione		Non Fessurata

Sezione 2 (s=7.3675 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4443,61
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2572,85
M_{trave}	[kN·m]	1439,54
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	2000,54
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-3,37

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2221,81
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2096,05
M_{G2}	[kN·m]	846,23
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,27

CALCOLO ΔM_{cr}		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-3,37
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,27
ΔM_{cr}	[kN·m]	4329,68
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	1064,40
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	3265,28
$M_{q,concom.}$	[kNm]	3230
Sezione		Non Fessurata

Sezione 3 (s=14.8675 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4311,71
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2948,35
M_{trave}	[kN·m]	1937,64
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	2699,62
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-0,57

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2155,85
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2383,08
M_{G2}	[kN·m]	1141,11
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,12

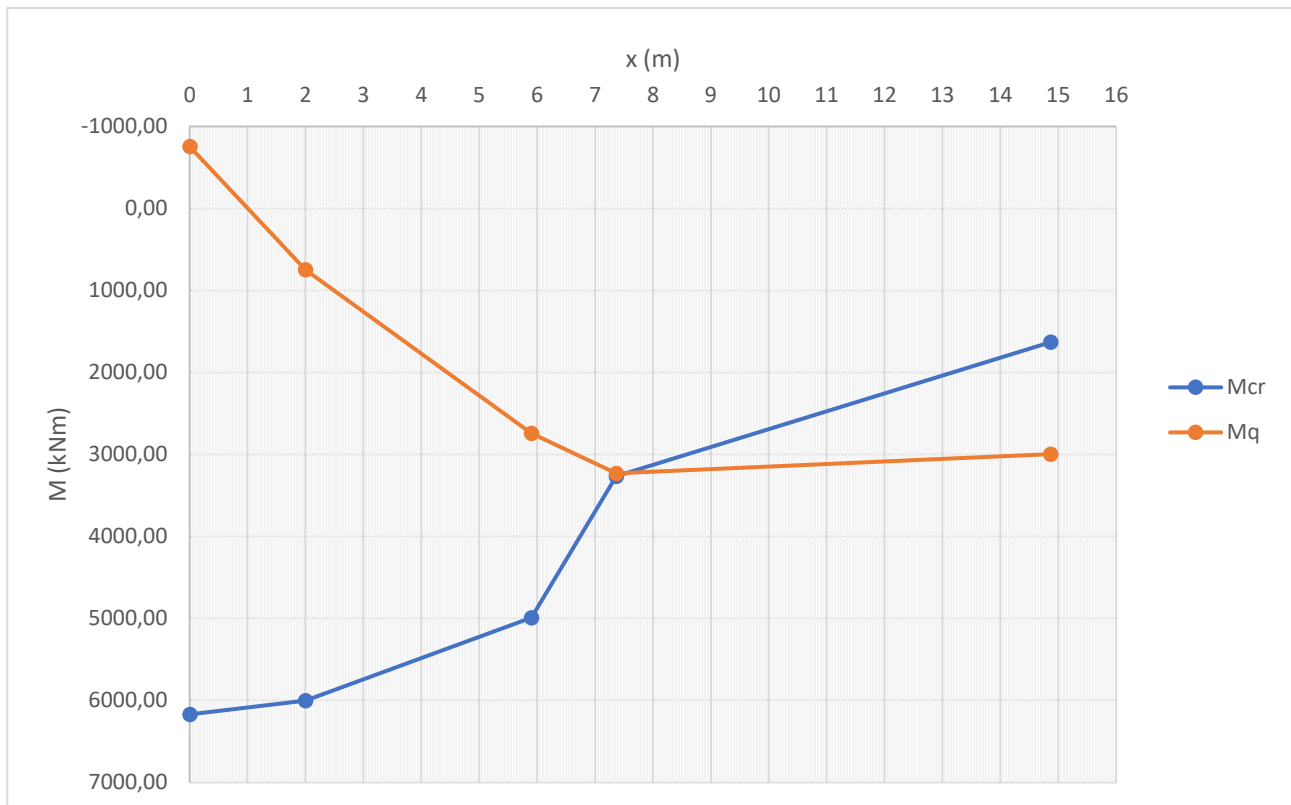
CALCOLO ΔMCR		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-0,57
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,12
ΔM_{cr}	[kN·m]	3065,73
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	1434,39
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	1631,34
$M_{q,concom.}$	[kNm]	2997,68
Sezione		Fessurata

Sezione 4 (s=5.90 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4469,42
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2495,28
M_{trave}	[kN·m]	1004,30
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	1380,33
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,68

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2234,71
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2033,59
M_{G2}	[kN·m]	722,02
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,43

CALCOLO ΔMCR		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,68
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,43
ΔM_{cr}	[kN·m]	5896,53
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	906,41
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	4990,12
$M_{q,concom.}$	[kNm]	2742,66
Sezione		Non Fessurata



La fessurazione in questo caso avviene a 7,50 m.

Definizione della tensione a cui lavora il cavo

Mediante il calcolo sezionale si è determinato il valore di tensione finale a cui lavora il cavo, tenendo conto degli effetti indotti dai carichi esterni.

Sezione	$\sigma_{pf,i-esima\ sez.}$	$\sigma_{pf,i-esima\ sez. +carico\ ext}$
[/]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
sez.1 (2.00 m)	944,52	914,16
sez.2 (7.3675 m)	901,71	904,07
sez.3 (14.8675 m)	874,94	1037,04
sez. 5 (prima fessurata)	901,77	1037,04

Verifiche a taglio
SEZIONE 1 (x=2.00 m da testata)

Stato sezione	Formula usata
Non Fessurata	EC2

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE		
$J_{id, tr+sol.+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,54788
$S_{id, tr+sol.+cavi+arm.}$	[m ³]	0,40
b_w	[m]	0,25
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74

CALCOLO σ_{cp}		
N_p (4 cavi)	[kN]	-4654,60
N_p (2 cavi)	[kN]	-2327,30
A_{trave}	[m ²]	0,665
$A_{soletta}$	[m ²]	0,72
σ_{cp}	[N/mm ²]	8,68

VERIFICA A TAGLIO

V_{ed}	[kN]	1612,57
Stato del cavo	[/]	NON SNERVATO
V_{cavo}	[kN]	608,90
$V_{ed,netto}$	[kN]	1003,67
$V_{Rd,c}$	[kN]	1470,23
$V_{ed,netto}/V_{Rd,c}$		0,68
$V_{Rd,c} > V_{ed,netto}$		VERIFICA

SEZIONE 2 (x=7.3675 m da testata)

Stato sezione	Stato sezione
Fessurata	Fessurata

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE		
$J_{id, tr+sol.+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,57052
$S_{id, tr+sol.+cavi+arm.}$	[m ³]	0,41
b_w	[m]	0,25
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74

CALCOLO σ_{cp}		
N_p (4 cavi)	[kN]	-4443,61
N_p (2 cavi)	[kN]	-2221,81
A_{trave}	[m ²]	0,665
$A_{soletta}$	[m ²]	0,72
σ_{cp}	[N/mm ²]	8,29

VERIFICA A TAGLIO

V_{ed}	[kN]	1070,29
Stato del cavo	[/]	NON SNERVATO
V_{cavo}	[kN]	160,01
$V_{ed,netto}$	[kN]	910,28
$V_{Rd,c}$	[kN]	1454,94
$V_{ed,netto}/V_{Rd,c}$		0,63
$V_{Rd,c} > V_{ed,netto}$		VERIFICA

SEZIONE 5 (x=7.50 m da testata)

Stato sezione	Formula usata
Fessurata	Θ variabile

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE		
b	[cm]	75,00
h_{trave}	[cm]	185,00
c	[cm]	3,00
d	[cm]	182,00

PROPRIETÀ ARMATURA A TAGLIO		
f_{yd}	[N/mm ²]	318,52
A_{sw} (1 ϕ 10)	[cm ²]	0,79
n bracci	[/]	2
$A_{s,tot}$	[cm ²]	1,58
s	[cm]	25

CALCOLO $\Theta_{EFFETTIVO}$		
v	[/]	0,5
f_{cd}	[N/mm ²]	26,66
Θ	(°)	8,16
Θ_1	(°)	24,35
$\Theta_{effettivo}$	(°)	21,80

TAGLIO SOLLECITANTE		
V_{ed}	[kN]	1080,61
Stato del cavo	[/]	SNERVATO
V_{cavo}	[kN]	183,60
$V_{ed,netto}$	[kN]	897,01

RESISTENZA A TAGLIO		
$V_{Rd,c}$	[kN]	5464,74
$V_{Rd,s}$	[kN]	824,40
V_{Rd}	[kN]	824,40

VERIFICA A TAGLIO	
$V_{ed,netto}/V_{Rd,c}$	1,09
$V_{Rd,c} > V_{ed,netto}$	NON VERIFICA

SEZIONE 3 (x=14.8675 m da testata)

Stato sezione	Formula usata
Fessurata	Θ variabile

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE		
b	[cm]	25,00
h_{trave}	[cm]	185,00
c	[cm]	3,00
d	[cm]	182,00

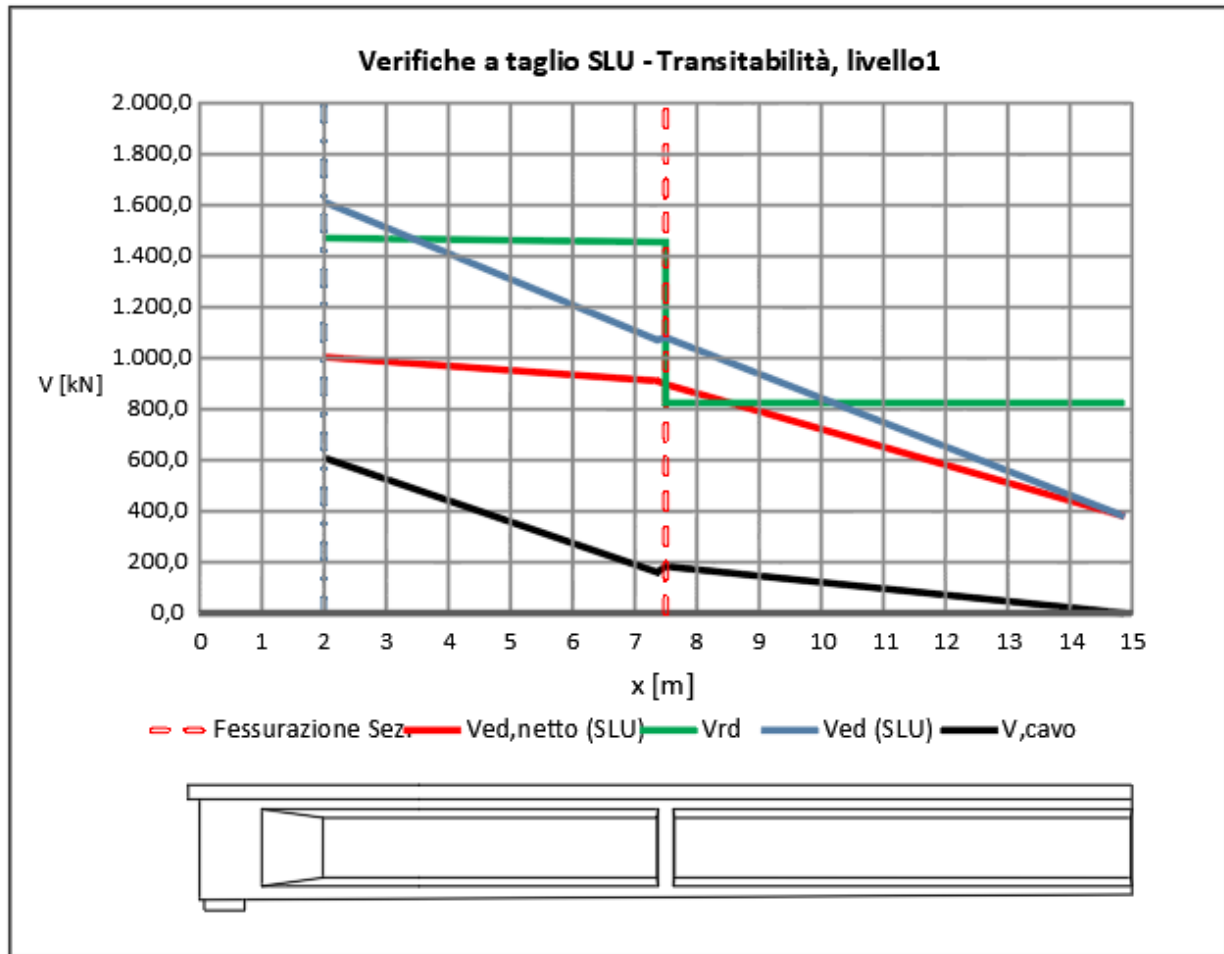
PROPRIETÀ ARMATURA A TAGLIO		
f_{yd}	[N/mm ²]	318,52
A_{sw} (1 ϕ 10)	[cm ²]	0,79
n bracci	[/]	2
$A_{s,tot}$	[cm ²]	1,58
s	[cm]	25

CALCOLO $\Theta_{EFFETTIVO}$		
v	[/]	0,5
f_{cd}	[N/mm ²]	26,66
Θ	(°)	14,23
Θ_1	(°)	24,35
$\Theta_{effettivo}$	(°)	21,80

TAGLIO SOLLECITANTE		
V_{ed}	[kN]	381,03
Stato del cavo	[/]	SNERVATO
V_{cavo}	[kN]	0,00
$V_{ed,netto}$	[kN]	381,03

RESISTENZA A TAGLIO		
$V_{Rd,c}$	[kN]	1882,25
$V_{Rd,s}$	[kN]	824,40
V_{Rd}	[kN]	824,40

VERIFICA A TAGLIO	
$V_{ed,netto}/V_{Rd,c}$	0,46
$V_{Rd,c} > V_{ed,netto}$	VERIFICA



Anche eseguendo la verifica secondo le prescrizioni delle Istruzioni Operative, il ponte non soddisfa i requisiti di Transitabilità ai mezzi pesanti con un livello di controllo 1. In realtà confrontando i rapporti di D/C dati da questa combinazione di carico, si nota come questi risultino minori dei valori ottenuti dalle verifiche dell'analogo livello secondo Linee Guida. Si osserva invece un'affinità maggiore con i risultati ottenuti dal livello di controllo 2 secondo linee Guida, soprattutto nei confronti delle azioni flettenti per le quali i valori praticamente coincidono. Per lo stesso motivo anche l'inizio della zona fessurata viene circa a corrispondere. Tuttavia, si osserva che la domanda di taglio risulta maggiormente gravosa seguendo le prescrizioni da Istruzioni Operative.

TRANSITABILITÀ AI MEZZI PESANTI_LVL1			
Trave	Flessione	s=14,8675 m	0,87
		s=15,00 m	0,87
	Taglio	s= 2,00 m	0,68
		s= 7,3675 m	0,63
		s=14,8675 m	0,46
	1 ^a sez. fessurata	7,50 m D/C	7,50 m 1,09

2.3.10.1.2 *Transitabilità Livello 2*
Definizione Zona Fessurata
Sezione 0 (s=0.00 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4778,58
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-931,82
M_{trave}	[kN·m]	0,00
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	0,00
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,53

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2389,29
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-666,61
M_{G2}	[kN·m]	0,00
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-2,36

CALCOLO ΔM_{CR}		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,53
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-2,36
ΔM_{cr}	[kN·m]	6169,77
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	0,00
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	6169,77
$M_{q,concom.}$	[kN·m]	-636,64
Sezione		Non Fessurata

Sezione 1 (s=2.00 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4654,60
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-1672,40
M_{trave}	[kN·m]	489,48
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	659,61
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-8,40

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2327,30
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-1463,64
M_{G2}	[kN·m]	283,17
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,32

CALCOLO ΔM_{CR}		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-8,40
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,32
ΔM_{cr}	[kN·m]	6356,19
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	355,39
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	6000,80
$M_{q,concom.}$	[kNm]	629,58
Sezione		Non Fessurata

Sezione 2 (s=7.3675 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4443,61
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2572,85
M_{trave}	[kN·m]	1439,54
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	2000,54
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-3,37

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2221,81
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2096,05
M_{G2}	[kN·m]	846,23
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,27

CALCOLO ΔM_{CR}		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-3,37
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,27
ΔM_{cr}	[kN·m]	4329,68
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	1064,40
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	3265,28
$M_{q,concom.}$	[kNm]	2722,541
Sezione		Non Fessurata

Sezione 3 (s=14.8675 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4311,71
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2948,35
M_{trave}	[kN·m]	1937,64
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	2699,62
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-0,57

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2155,85
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2383,08
M_{G2}	[kN·m]	1141,11
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,12

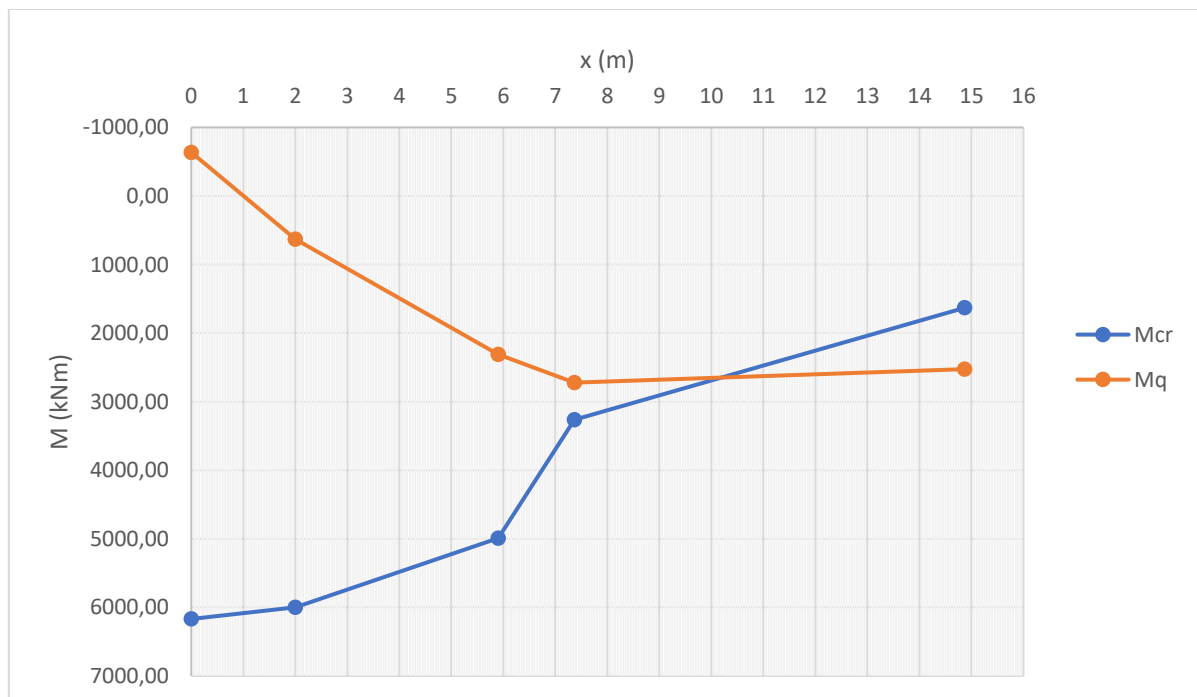
CALCOLO ΔM_{CR}		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-0,57
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,12
ΔM_{cr}	[kN·m]	3065,73
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	1434,39
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	1631,34
$M_{q,concom.}$	[kNm]	2524,69
Sezione		Fessurata

Sezione 4 (s=5.90 m)

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 2		
N_p	[kN]	-4469,42
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2495,28
M_{trave}	[kN·m]	1004,30
$M_{soletta+traverso}$	[kN·m]	1380,33
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,68

AZIONI AGENTI, FASE COSTRUTTIVA 4		
N_p	[kN]	-2234,71
$M_{precompressione}$	[kN·m]	-2033,59
M_{G2}	[kN·m]	722,02
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,43

CALCOLO ΔM_{CR}		
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74
$\sigma_{inf,1}$	[N/mm ²]	-6,68
$\sigma_{inf,2}$	[N/mm ²]	-4,43
ΔM_{cr}	[kN·m]	5896,53
$\Delta M_{perm. (0,35 SLU)}$	[kN·m]	906,41
$\Delta M_{cr,finale}$	[kN·m]	4990,12
$M_{q,concom.}$	[kNm]	2311,36
Sezione	Non Fessurata	



La prima sezione fessurata è posta a 10,20m, sezione molto prossima alla mezzeria.

Definizione della tensione a cui lavora il cavo

Mediante il calcolo sezionale si è determinato il valore di tensione finale a cui lavora il cavo, tenendo conto degli effetti indotti dai carichi esterni.

Sezione	$\sigma_{pf,i}$ -esima sez.	$\sigma_{pf,i}$ -esima sez. +carico ext
[/]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
sez.1 (2.00 m)	944,52	913,36
sez.2 (7.3675 m)	901,71	901,71
sez.3 (14.8675 m)	874,94	1037.04
sez. 5 (prima fessurata)	901,77	1037.04

Verifiche a taglio

SEZIONE 1 (x=2.00 m da testata)

Stato sezione	Formula usata	
Non Fessurata	EC2	
PROPRIETÀ DELLA SEZIONE		
$J_{id, tr+sol.+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,54788
$S_{id, tr+sol.+cavi+arm.}$	[m ³]	0,40
b_w	[m]	0,25
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74

CALCOLO σ_{cp}		
N_p (4 cavi)	[kN]	-4654,60
N_p (2 cavi)	[kN]	-2327,30
A_{trave}	[m ²]	0,665
$A_{soletta}$	[m ²]	0,72
σ_{cp}	[N/mm ²]	8,68

VERIFICA A TAGLIO

V_{ed}	[kN]	1470,230
Stato del cavo	[/]	NON SNERVATO
V_{cavo}	[kN]	608,37
$V_{ed,netto}$	[kN]	877,03
$V_{Rd,c}$	[kN]	1470,23
$V_{ed,netto}/V_{Rd,c}$		0,60
$V_{Rd,c} > V_{ed,netto}$		VERIFICA

SEZIONE 2 (x=7.3675 m da testata)

Stato sezione	Formula usata	
Non Fessurata	EC2	
PROPRIETÀ DELLA SEZIONE		
$J_{id, tr+sol.+cavi+arm}$	[m ⁴]	0,57052
$S_{id, tr+sol.+cavi+arm.}$	[m ³]	0,41
b_w	[m]	0,25
f_{ctd}	[N/mm ²]	1,74

CALCOLO σ_{cp}		
N_p (4 cavi)	[kN]	-4443,610
N_p (2 cavi)	[kN]	-2221,81
A_{trave}	[m ²]	0,665
$A_{soletta}$	[m ²]	0,72
σ_{cp}	[N/mm ²]	8,29

VERIFICA A TAGLIO		
V_{ed}	[kN]	972,71
Stato del cavo	[/]	NON SNERVATO
V_{cavo}	[kN]	159,74
$V_{ed,netto}$	[kN]	812,96
$V_{Rd,c}$	[kN]	1454,94
$V_{ed,netto}/V_{Rd,c}$		0,56
$V_{Rd,c} > V_{ed,netto}$		VERIFICA

SEZIONE 5 (x=10,20 m da testata)

Stato sezione	Formula usata
Fessurata	Θ variabile

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE		
b	[cm]	25,00
h_{trave}	[cm]	185,00
c	[cm]	3,00
d	[cm]	182,00

PROPRIETÀ ARMATURA A TAGLIO		
f_{yd}	[N/mm ²]	318,52
$A_{sw}(1\phi 10)$	[cm ²]	0,79
n bracci	[/]	2
$A_{s,tot}$	[cm ²]	1,58
s	[cm]	25

CALCOLO $\Theta_{EFFETTIVO}$		
v	[/]	0,5
f_{cd}	[N/mm ²]	26,66
Θ	(°)	14,23
Θ_1	(°)	21,32
$\Theta_{effettivo}$	(°)	21,80

TAGLIO SOLLECITANTE		
V_{ed}	[kN]	695,75
Stato del cavo	[/]	SNERVATO
V_{cavo}	[kN]	183,60
$V_{ed,netto}$	[kN]	512,15

RESISTENZA A TAGLIO		
$V_{Rd,c}$	[kN]	1882,25
$V_{Rd,s}$	[kN]	824,40
V_{Rd}	[kN]	824,40

VERIFICA A TAGLIO	
$V_{ed,netto}/V_{Rd,c}$	0,62
$V_{Rd,c} > V_{ed,netto}$	VERIFICA

SEZIONE 3 (x=14.8675 m da testata)

Stato sezione	Formula usata
Fessurata	Θ variabile

PROPRIETÀ DELLA SEZIONE		
b	[cm]	25,00
h_{trave}	[cm]	185,00
c	[cm]	3,00
d	[cm]	182,00

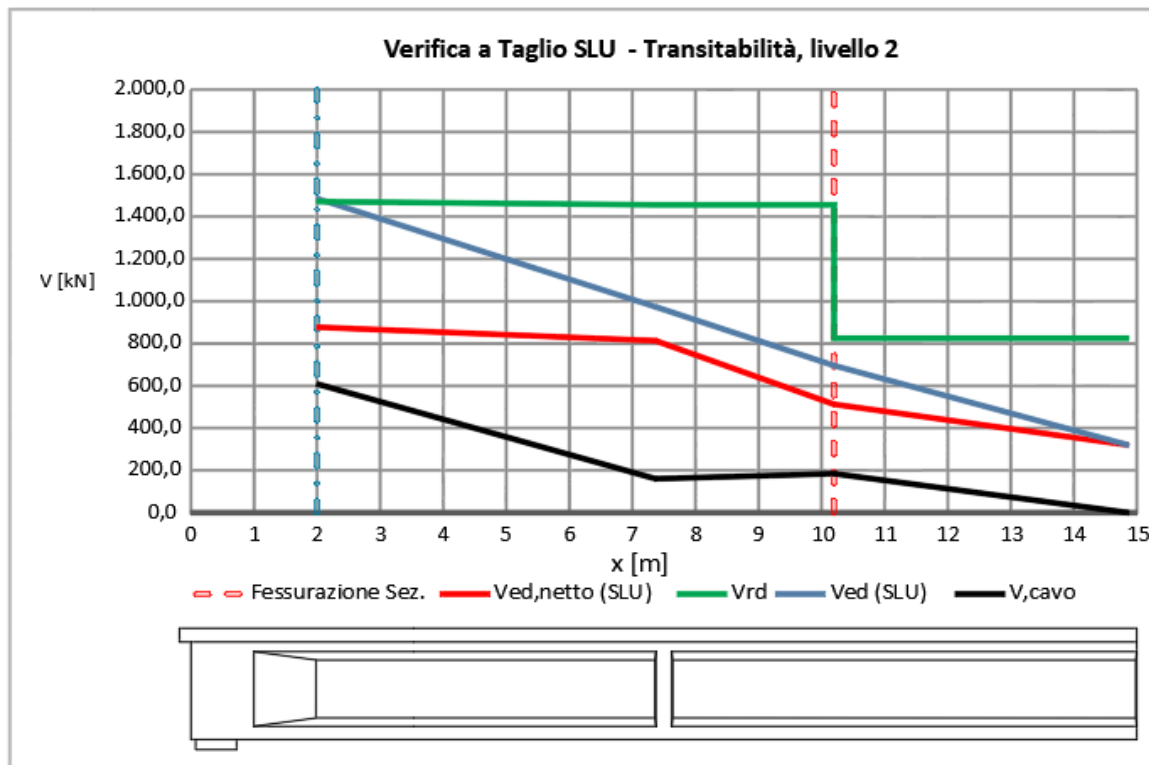
PROPRIETÀ ARMATURA A TAGLIO		
f_{yd}	[N/mm ²]	318,52
A_{sw} (1 ϕ 10)	[cm ²]	0,79
n bracci	[/]	2
$A_{s,tot}$	[cm ²]	1,58
s	[cm]	25

CALCOLO $\Theta_{EFFETTIVO}$		
v	[/]	0,5
f_{cd}	[N/mm ²]	26,66
Θ	(°)	14,23
Θ_1	(°)	21,32
$\Theta_{effettivo}$	(°)	21,80

TAGLIO SOLLECITANTE		
V_{ed}	[kN]	319,15
Stato del cavo	[/]	SNERVATO
V_{cavo}	[kN]	0,00
$V_{ed,netto}$	[kN]	319,15

RESISTENZA A TAGLIO		
$V_{Rd,c}$	[kN]	1882,25
$V_{Rd,s}$	[kN]	824,40
V_{Rd}	[kN]	824,40

VERIFICA A TAGLIO	
$V_{ed,netto}/V_{rd,c}$	0,39
$V_{rd,c} > V_{ed,netto}$	VERIFICA



TRANSITABILITÀ AI MEZZI PESANTI_LVL2

Flessione	s=14,8675 m	0,82
	s=15,00 m	0,81
Trave	s= 2,00 m	0,60
	s= 7,3675 m	0,56
	s=14,8675 m	0,39
	1 ^a sez. fessurata	10,20 m 0,62

A differenza di quanto visto nelle Linee Guida, seguendo le Istruzioni Operative è sufficiente un livello di controllo 2 affinché il ponte soddisfi le verifiche. Si riconferma quindi il trend individuato nel capitolo precedente, secondo cui la differenza tra le indicazioni fornite dalle Istruzioni Operative consentono una sostanziale riduzione dell'aggravio dato dai carichi da traffico, permettendo di ridurre il controllo in esercizio. La domanda di traffico in termini di azioni flettenti dato da un livello secondo le istruzioni operative è analoga a quella richiesta dal livello di controllo precedente seguendo Linee Guida; in termini di forze taglianti invece le Istruzioni Operative presentano un leggero aumento della domanda.

3 Studio approfondito dei cavi di precompressione

Come visto, ai fini dell'analisi il tracciato del cavo risultante è stato considerato approssimato ad una spezzata. Inoltre, i valori assunti per le tensioni sono stati desunti dalla relazione di calcolo, basandosi su una stima delle perdite di tensione eseguita con le formule dell'epoca. In questo capitolo si propone un'analisi più approfondita dei cavi di precompressione, soffermandosi sia sulla definizione del tracciato sia sulle perdite di tiro a cui sono sottoposti i cavi.

3.1 Geometria dei cavi

La geometria dei cavi viene descritta nel dettaglio all'interno della relazione tecnica. Il tracciato come detto è composto da tre tratti: un primo tratto iniziale rettilineo con pendenza α , un secondo tratto parabolico ed infine un ultimo tratto rettilineo a pendenza nulla. Ogni cavo è ottenuto dalla combinazione di queste curve, ciascuna avente un proprio sviluppo longitudinale, differente per ciascun elemento, così da ottenere 5 diversi andamenti dei cavi.

Per la definizione della geometria si faccia riferimento alla Fig..., estrapolata dalla relazione tecnica. In essa vengono definite tre grandezze utili ai fini della determinazione degli andamenti dei cavi:

- A , definisce l'ascissa, a partire da testata, che delimita il tratto parabolico
- B , definisce la freccia del cavo di precompressione
- C , definisce l'ascissa, a partire da testata, che delimita il primo tratto rettilineo iniziale

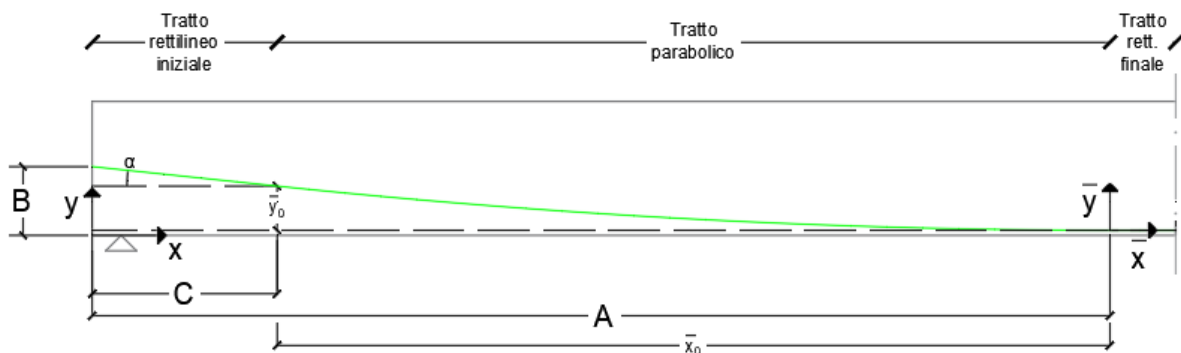


Figura 3.1 Caratteristiche geometriche utili per la definizione del tracciato dei cavi

Tramite similitudine dei triangoli si può definire l'angolo α di uscita di ciascun cavo, calcolato tramite la seguente relazione:

$$\tan \alpha = \frac{2 B}{A + C}$$

Tale dato è stato sfruttato per la determinazione dell'equazione della parabola, definita rispetto un sistema di riferimento (\bar{X}, \bar{Y}) posto nel vertice della stessa, in modo tale da poter scrivere:

$$\bar{y} = k \bar{x}^2$$

nella quale k è definibile sfruttando la condizione al contorno secondo cui:

$$\bar{y}'(\bar{x}_0) = 2 k \bar{x}_0 = \tan \alpha$$

con (\bar{x}_0, \bar{y}_0) coordinate dell'estremo superiore del tratto parabolico e pari rispettivamente a:

$$\bar{x}_0 = A - C$$

$$\bar{y}_0 = B - C \tan \alpha$$

Le grandezze A e C sono state definite a partire dalle informazioni riportate all'interno della relazione tecnica, mentre per i valori di B si è potuto fare affidamento anche agli elaborati grafici disponibili. Per ciascun cavo si sono quindi state ricavate le caratteristiche geometriche riassunte nella seguente tabella:

CAVO	A	B	C	tg α	x_0	y_0	k	d
n°	(m)	(m)	(m)	[/]	(m)	(m)	[/]	(m)
1	8,93	0,34	4,8	0,050	4,13	0,1023	0,0060	0,07
2	8,93	0,34	4,8	0,050	4,13	0,1023	0,0060	0,07
3	12,18	0,61	5,55	0,069	6,63	0,2281	0,0052	0,07
4	14,18	0,88	2,56	0,105	11,62	0,6108	0,0045	0,07
5	13,18	1,030	5,44	0,111	7,74	0,4282	0,0071	0,19
6	14,48	1,3	3,74	0,143	10,74	0,7663	0,0066	0,19

In cui d rappresenta la distanza del cavo dall'intradosso della trave nella sezione di mezzeria.

Una volta definite tutte le dimensioni fondamentali, la funzione per tratti che descrive l'andamento di ciascun cavo è la seguente:

$$\begin{cases} y = B - x \tan \alpha + d & \text{per } x \leq C \\ y = k (A - x)^2 + d & \text{per } A \leq x \leq C \\ y = d & \text{per } x \geq A \end{cases}$$

La rappresentazione grafica di tali funzioni restituisce i tracciati riportati nella seguente figura.

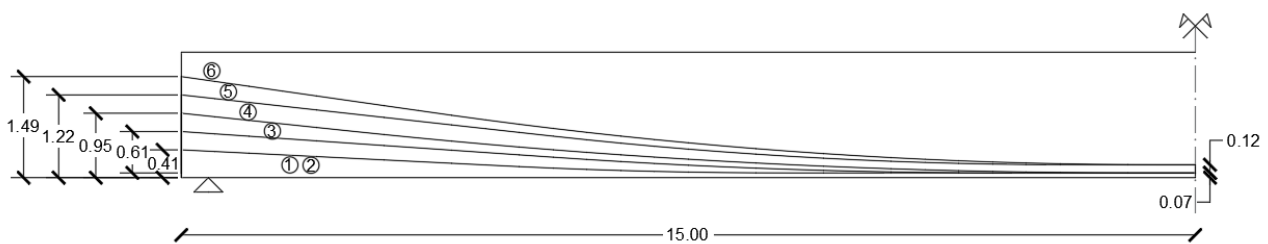


Figura 3.2 Tracciati dei cavi di precompressione

Noti gli andamenti effettivi dei cavi è stato possibile confrontare il cavo risultante, ricavato analiticamente dalle curve appena definite nelle ipotesi di sforzo assiale costante lungo tutto lo sviluppo e uguale per tutti i cavi, con il tracciato del cavo risultante ottenuto per punti e adottato nell'analisi. Di seguito si riportano i confronti grafici sia del cavo risultante relativo sia ai soli cavi di 1° fase (fase costruttiva 2), sia del cavo risultante finale.

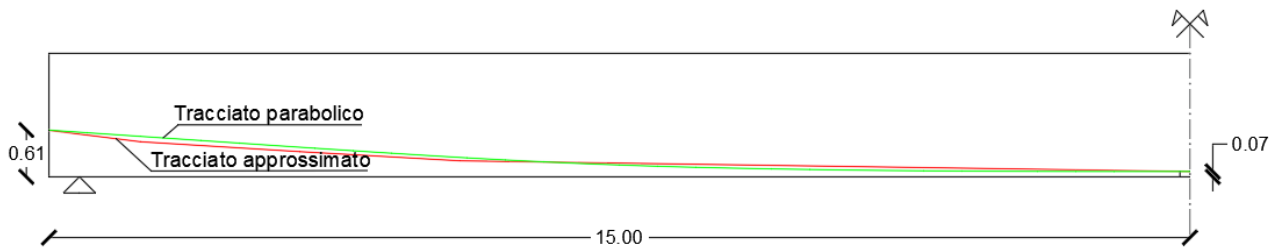


Figura 3.3 Confronto tracciato cavo risultante di 1° fase

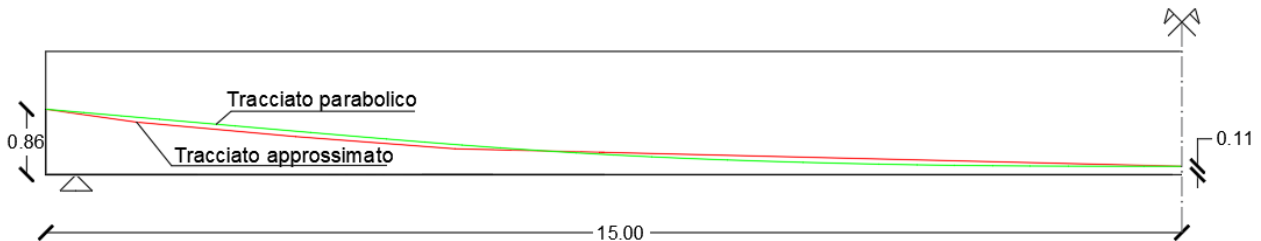


Figura 3.4 Confronto tracciato cavo risultante fase finale

Come anticipato, i due tracciati risultano discostare molto poco tra loro, pertanto, si può ritenere accettabile l'approssimazione fatta in fase di verifica.

3.2 Cadute di tensione

Una volta noti gli andamenti effettivi dei cavi, si è proceduto con la valutazione delle cadute di tensione attraverso le formule attuali.

La normativa italiana non è molto esaustiva in merito, essa si limita infatti a specificare, al § 4.1.8.1.2, che è necessario considerare le cadute di tensione legate ai fenomeni reologici che comportano deformazioni differite dei materiali. Gli effetti di cui bisogna tener conto sono il ritiro e la viscosità del calcestruzzo e il rilassamento dell'acciaio. Oltre a questa cadute di tensione differite, nel caso di armatura post-tesa, la tensione iniziale va calcolata deducendo dalla tensione al martinetto le perdite per rientro degli apparecchi di ancoraggio e scorrimento dei fili e le perdite per attrito lungo il cavo.

Tali indicazioni non vengono tuttavia accompagnate da formule atte a stimare tali perdite, per le quali nel seguito si farà riferimento a quanto proposto dall'UNI EN 1992-1-1.

Perdite istantanee

Perdite per rientro degli apparecchi di ancoraggio e scorrimento dei trefoli

Queste dipendono dal sistema di precompressione adottato e danno luogo a correzioni eseguite all'atto della tesatura dal personale specializzato della ditta concessionaria del sistema in questione. Sono in genere di entità minore rispetto alle perdite dovute all'attrito, nonché, come detto, possono essere corrette all'atto della tesatura. Per tali ragioni nel seguito verranno trascurate.

Perdite dovute all'attrito tra trefoli e guaine

Cadute di tensione dovute alla presenza di attrito tra la guaina nella quale l'armatura di precompressione viene inserita e l'armatura stessa. Tali perdite si manifestano sia nei tratti in curva che nei tratti rettilinei a causa del serpeggiamento del cavo. Le formule proposte per la valutazione di tali perdite sono le seguenti:

$$P = P_1 e^{-\mu ks} \quad \text{per le perdite in rettilineo}$$

$$P = P_1 e^{-\mu(\varphi+ks)} \quad \text{per le perdite in curva}$$

con

- P , tiro del cavo nella sezione di interesse
- P_1 , tiro del cavo nella sezione precedente alla sezione di interesse e distante da questa s
- μ , coefficiente d'attrito tra il cavo e la guaina, che per trefoli interni vale 0.19
- k , deviazione convenzionale per unità di lunghezza, posta pari a 0.01 rad/m
- s , distanza tra le due sezioni

Sono quindi state valutate le perdite di tensione dovute all'attrito per ciascun cavo singolarmente. Le tensioni di tiro iniziale sono state supposte pari a quelle definite nella relazione di calcolo.

μ	k	A_p (1 cavo)
[/]	[rad/m]	[cm ²]
0,19	0,01	12,32

Tabella 3.1

TENSIONE DI TIRO INIZIALE						
σ_{api} [N/mm ²]	Cavo 1	Cavo 2	Cavo 3	Cavo 4	Cavo 5	Cavo 6
	1172,57	1172,57	1180,214	1196,09	1204,126	1212,26

Tabella 3.2

il calcolo dello sforzo di precompressione al netto delle perdite indotte dall'attrito è stato svolto ogni 0,50 m. Di seguito si riportano i risultati relativi alle sole sezioni poste in $s=1.20$ m, $s=7.50$ m e $s=15.00$ m, essendo le stesse sezioni analizzate all'interno della relazione e con le quali è quindi possibile un confronto.

Sezione 1,20 m		
	σ_{api}	ΔP
	[N/mm ²]	[kN]
Cavo 1	1172,57	3,29
Cavo 2	1172,57	3,29
Cavo 3	1180,214	3,311
Cavo 4	1196,09	3,356
Cavo 5	1204,126	3,38
Cavo 6	1212,26	3,40
MEDIA		3,34

Sezione 7,50 m			
	σ_{api}	ΔP	$\Delta\sigma$
	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]
Cavo 1	1172,57	28,36	23,02
Cavo 2	1172,57	28,36	23,02
Cavo 3	1180,214	25,35	20,58
Cavo 4	1196,09	30,74	24,95
Cavo 5	1204,126	28,09	22,80
Cavo 6	1212,26	33,94	27,55
MEDIA		29,14	23,65

Sezione 15,00 m			
	σ_{api}	ΔP	$\Delta\sigma$
	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]
Cavo 1	1172,57	53,73	43,61
Cavo 2	1172,57	53,73	43,61
Cavo 3	1180,214	59,18	48,04
Cavo 4	1196,09	66,94	54,33
Cavo 5	1204,126	71,55	58,08
Cavo 6	1212,26	77,93	63,25
MEDIA		63,84	51,82

Perdite per effetto mutuo dei cavi tesati in tempi successivi

Nel caso in esame si deve tener conto di un'ulteriore caduta di tensione, che si verifica qualora la tesatura dei cavi venga effettuata in tempi differenti. A causa, infatti, della deformazione elastica del calcestruzzo, la tesatura dell'i-esimo cavo, che si realizza facendo contrasto sulla testata delle travi stesse, provoca un accorciamento elastico della trave con conseguente caduta di tensione degli i-1 cavi tesati in precedenza. Per sopperire a tale inconveniente è possibile eseguire opportune ritesature dei cavi.

Tale perdita è comunque modesta, e nel caso in esame viene stimata pari al 2% della tensione iniziale nell'acciaio.

Perdite differite nel tempo

Perdite per ritiro del calcestruzzo

Per effetto del ritiro si verifica un accorciamento della trave in calcestruzzo e quindi una perdita di tensione del cavo di precompressione. Tale caduta di tensione è valutabile semplicemente moltiplicando la deformazione dovuta al ritiro per il modulo elastico dell'armatura di precompressione.

La deformazione dovuta al ritiro a lungo termine è stata calcolata con la formula proposta dall'EC2:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Con

- ε_{cs} , deformazione totale per ritiro
- ε_{cd} , deformazione per ritiro da essiccamento
- ε_{ca} , deformazione per ritiro autogeno

Per il calcolo della deformazione da ritiro autogeno ε_{ca} a tempo infinito la EN 992-1-1, 3.1.4 propone la seguente relazione:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5 (f_{ck} - 10)10^{-6}$$

Invece il valore finale della deformazione per ritiro da essiccamento può essere calcolato come segue:

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = k_h \varepsilon_{cd.0}$$

Dove:

- $\varepsilon_{cd.0}$ indica il valore nominale di deformazione per ritiro da essiccamento, che può essere dedotto (in ‰) dalla seguente tabella proposta da Eurocodice, in funzione dell'Umidità Relativa posta pari all'80%

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Figura 3.5 Valore nominale di deformazione da essiccamento in ‰, Tabella 11.2.Vb, NTC18

- k_h , coefficiente che dipende dalla dimensione fittizia h_0 (mm) e deducibile dalla seguente tabella riportata in Eurocodice:

h_0 (mm)	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Figura 3.6 Valori di k_h , Tab. 11.2.Vb, NTC18

- h_0 , dimensione fittizia pari al rapporto $2Ac/u$, dove Ac è l'Area della sezione in calcestruzzo ed u , il perimetro della sezione in calcestruzzo esposto all'aria. Per il caso in esame si è assunta Ac pari all'area della sola trave, ed u coincidente con il perimetro della trave a meno dell'estradosso sul quale viene eseguito il getto della soletta, e pertanto non risulta a contatto con l'aria.

Nel caso in esame è stato necessario procedere attraverso interpolazione lineare per potere definire i valori di interesse di $\varepsilon_{cd.0}$ e k_h .

Perdite per viscosità del calcestruzzo

La viscosità del calcestruzzo produce a tempo infinito un incremento di deformazione rispetto alla deformazione elastica istantanea. Tale deformazione va ad interessare anche l'armatura di precompressione, essendo questa aderente al calcestruzzo, provocando una perdita di tensione nel cavo.

Per la valutazione della perdita è quindi necessario stimare la deformazione viscosa che si manifesta nella sezione in calcestruzzo. La deformazione a tempo infinito, dovuta ad un'azione applicata al tempo t_0 , $\varepsilon_c(\infty, t_0)$, può essere espressa come segue:

$$\varepsilon_c(\infty, t_0) = \varepsilon_{c,el} (1 + \phi(\infty, t_0))$$

Dove

- $\varepsilon_{c,el}$, deformazione elastica istantanea
- $\phi(\infty, t_0)$, coefficiente di viscosità

Per la valutazione di $\phi(\infty, t_0)$ si è adottata la relazione suggerita da Eurocodice:

$$\phi(\infty, t_0) = \phi_0 \beta_c(t, t_0)$$

Dove

- ϕ_0 , coefficiente nominale di viscosità
- $\beta_c(t, t_0)$, descrive lo sviluppo della viscosità nel tempo dopo l'istante t_0 , di applicazione del carico

Il coefficiente nominale di viscosità ϕ_0 è pari a

$$\phi_0 = \phi_{RH} \beta(t_0) \beta(f_{cm})$$

Con

- $\beta(f_{cm})$, fattore che tiene conto degli effetti della resistenza media del calcestruzzo nel coefficiente nominale di viscosità:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

- ϕ_{RH} , coefficiente che tiene conto dell'umidità relativa ambientale e della dimensione fittizia del calcestruzzo, stimata mediante la seguente espressione:

$$\phi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2$$

in cui:

- α_1 e α_2 , coefficienti che dipendono dalla resistenza media a compressione del calcestruzzo (f_{cm}) a 28 giorni in N/mm^2 :
se $f_{cm} > 35 N/mm^2$ $\alpha_1 = (35/f_{cm})^{0,7}$ e $\alpha_2 = (35/f_{cm})^{0,2}$,
se $f_{cm} \leq 35 N/mm^2$ $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$;
- $RH = 80\%$ è l'umidità relativa ambientale;

- $h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u}$ è la dimensione fittizia della soletta in calcestruzzo in mm, in cui “ A_c ” è l’area della sezione della soletta ed “ u ” è il perimetro della sezione della soletta a contatto con l’atmosfera;
- $\beta(t_0)$, coefficiente che tiene conto dell’età del calcestruzzo all’istante di applicazione del carico:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,2})}$$

Il coefficiente ($\beta_c(t, t_0)$) che descrive lo sviluppo della viscosità nel tempo dopo l’applicazione del carico è definito come:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3}$$

con

- β_H , coefficiente che dipende dall’umidità relativa e dalla dimensione fittizia della soletta, e che per $f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2$, vale

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3$$

con α_3 , coefficiente che dipende dalla resistenza media a compressione del calcestruzzo f_{cm} a 28 giorni in N/mm^2 ;

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5}$$

- t , età del calcestruzzo in giorni nell’istante considerato
- $t - t_0$, durata del carico in giorni.

Perdite per rilassamento dell’acciaio

Il rilassamento è un fenomeno duale a quello della viscosità nel calcestruzzo e si manifesta con una diminuzione della tensione nell’acciaio sottoposto a deformazione costante. Negli acciai da precompresso ciò si traduce in una diminuzione del grado di precompressione della struttura. In assenza di sperimentazione diretta, per la valutazione delle cadute di tensione per rilassamento si può utilizzare la formula fornita dall’Eurocodice 1922-1-1, valida per acciaio di Classe 2, ossia avendo supposto l’adozione di trefoli stabilizzati:

$$\frac{\Delta \sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0.66 \rho_{1000} e^{9.1 \mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75 (1-\mu)} 10^{-5}$$

In cui

- σ_{pi} , tensione iniziale del cavo
- ρ_{1000} , perdite per rilassamento (in %) 1000 ore dopo la messa in tensione, per il caso in esame posto pari a 2.5 come suggerito da normativa
- t , tempo trascorso dalla tesatura, espresso in ore, assunto pari a 500 000 ore
- $\mu = \sigma_{pi} / f_{pk}$, con f_{pk} resistenza caratteristica dell’acciaio da precompressione.

Perdite compressive in funzione del tempo

Quanto visto finora è la teoria alla base delle cadute differite nel tempo. Tuttavia, tali formule sono valide nell'ipotesi che le tensioni nel calcestruzzo e le deformazioni nell'acciaio rimangano costanti, ma le perdite stesse producono la diminuzione delle tensioni in entrambi i materiali. Per la valutazione delle perdite si è quindi adottata la seguente formula, derivante dall'applicazione del metodo delle forze assumendo come incognita la caduta di tensione, ed imponendo la condizione di congruenza tra le variazioni di deformazione subite dall'armatura di precompressione e dalle fibre di calcestruzzo ad esse adiacenti, nell'intervallo compreso tra l'istante t_0 , e l'istante t generico.

$$\Delta P = A_p \frac{\frac{\sigma_{c,QP} E_p \phi(t, t_0)}{E_c} - 0.8 \Delta \sigma_{pr} - \varepsilon_{cs}(t) E_p}{\left(1 + \frac{E_p A_p}{E_c A_c} \left(1 + \frac{A_c z^2_{cp}}{J_c}\right) [1 + 0.8 \phi(t, t_0)]\right)}$$

in cui si adotta la nomenclatura illustrata precedentemente.

Si riportano quindi i risultati a cui si è giunti.

PARAMETRI PER IL CALCOLO DEL RITIRO		
fck	37,35	MPa
fcm	45,35	MPa
U.R	80	%
Ac	0,665	m ²
u	4,576	m
h0	290,64	mm
t0	28	gg
kh	0,75	/
ecd0	-0,00023	‰

RITIRO		
$\varepsilon_{ca}(\infty)$ ‰	$\varepsilon_{cd}(\infty)$ ‰	$\varepsilon_c(\infty)$ ‰
-0,0684	-0,1746	-0,2430

COEFFICIENTE DI VISCOSITÀ	
α_1	0,83
α_2	0,95
ϕ_{RH}	1,19
B(fcm)	2,49
B(t0)	0,49
ϕ_0	1,45
α_3	0,88
Bh	864,68
Bc(t,t0)	0,9900
$\phi(t,t_0)$	1,43

RILASSAMENTO DELL'ACCIAIO						
	σ_{pi}	ρ_{1000}	f_{pk}	μ	t	$\Delta\sigma_{pr}$
Cavo	(N/mm²)	(/)	(N/mm²)	(/)	h	(N/mm²)
1	1149,1186			0,821		76,64
2	1149,1186			0,821		76,64
3	1156,60972	2,5	1400	0,826	500000	78,99
4	1172,1682			0,837		84,10
5	1180,04348			0,843		86,81
6	1188,0148			0,849		89,63

Di seguito si riportano i valori delle cadute di tensione lente totali relative a ciascun cavo, nelle sole sezioni poste in $s=1.20$ m, $s=7.50$ m e $s=15.00$ m, essendo le stesse sezioni analizzate all'interno della relazione e con le quali è quindi possibile un confronto

E_p	(MPa)	210000
E_c	(MPa)	34625
A_p	(cm²)	12,32
$\epsilon_c(\infty)$	(/)	0,000243
$\phi(t,t_0)$	(/)	1,43

Cadute lente totali

Sezione 1,20 m									
	A_c	J_c	y_g	e_{cavo}	$W_{id, tr+sol+cavi+arm}$	$\sigma_{c,QP}$	$\Delta\sigma_{pr}$	ΔP	$\Delta\sigma_{c+s+r}$
Cavo	(m²)	[m⁴]	(m)	(m)	[m³]	(N/mm²)	(N/mm²)	(kN)	(N/mm²)
1				0,8050	0,79	-7,95	76,64	218,02	176,97
2				0,8050	0,79	-7,95	76,64	218,02	176,97
3	1,813	0,6283	1,156	0,5581	1,14	-6,94	78,99	211,49	171,66
4				0,3317	1,92	-6,01	84,10	207,72	168,60
5				0,0683	9,34	-4,93	86,81	199,46	161,90
6				-0,1632	-3,91	-3,98	89,63	192,03	155,87

Sezione 7,50 m									
	A_c	J_c	y_g	e_{cavo}	$W_{id, tr+sol+cavi+arm}$	$\sigma_{c,QP}$	$\Delta\sigma_{pr}$	ΔP	$\Delta\sigma_{c+s+r}$
Cavo	(m²)	[m⁴]	(m)	(m)	[m³]	(N/mm²)	(N/mm²)	(kN)	(N/mm²)
1				1,0427	0,65	-9,66	76,64	233,54	189,57
2				1,0427	0,65	-9,66	76,64	233,54	189,57
3	1,934	0,6389	1,1249	0,9413	0,72	-9,16	78,99	231,80	188,15
4				0,8531	0,79	-8,73	84,10	233,11	189,21
5				0,7044	0,96	-8,01	86,81	229,43	186,23
6				0,6113	1,10	-7,55	89,63	228,08	185,13

Sezione 15,00 m									
Cavo	Ac (m ²)	Jc (m ⁴)	yg (m)	e _{cavo} (m)	W _{id, tr+soli+cavi+arm} (m ³)	σ _{c,QP} (N/mm ²)	Δσ _{pr} (N/mm ²)	ΔP (kN)	Δσ _{c+s+r} (N/mm ²)
1				1,0516	0,61	-9,36	76,64	230,50	187,09
2				1,0516	0,61	-9,36	76,64	230,50	187,09
3	1,934	0,6573	1,1216	1,0516	0,61	-9,36	78,99	232,74	188,91
4				1,0516	0,61	-9,36	84,10	237,61	192,86
5				0,9316	0,68	-8,80	86,81	235,72	191,33
6				0,9316	0,68	-8,80	89,63	238,42	193,53

3.3 Confronto cadute di tensione

Nel capitolo precedente si è quindi valutata l'entità delle cadute di tensione relative a ciascun cavo, attraverso le formule odierne. Si propone un loro confronto con i valori desunti dalla relazione progettuale, il cui calcolo è stato eseguito con le procedure convenzionali dell'epoca. Nel seguito si analizzeranno dapprima i contributi di ciascuna caduta separatamente e poi complessivamente. Le sezioni che verranno prese in considerazione sono le stesse analizzate in fase progettuale

Perdite dovute all'attrito

Sezione 1,20 m					
	σ _{api} [N/mm ²]	σ _{api} - Δσ _{att} (NTC 2018) [N/mm ²]	Δσ/σ _{api} (NTC 2018) [%]	σ _{api} -Δσ _{att} (Norma '65) [N/mm ²]	Δσ/σ _{api} (Norma '65) [%]
Cavo 1	1172,57	1169,900	0,23%	1167,176	0,46%
Cavo 2	1172,57	1169,900	0,23%	1167,176	0,46%
Cavo 3	1180,214	1177,526	0,23%	1174,785	0,46%
Cavo 4	1196,09	1193,366	0,23%	1190,588	0,46%
Cavo 5	1204,126	1201,384	0,23%	1198,587	0,46%
Cavo 6	1212,26	1209,499	0,23%	1206,684	0,46%
MEDIA		1186,929	0,23%	1184,166	0,46%

Sezione 7.50 m					
	σ _{api} [N/mm ²]	σ _{api} - Δσ _{att} (NTC 2018) [N/mm ²]	Δσ/σ _{api} (NTC 2018) [%]	σ _{api} -Δσ _{att} (Norma '65) [N/mm ²]	Δσ/σ _{api} (Norma '65) [%]
Cavo 1	1172,57	1149,553	1,96%	1131,530	3,50%
Cavo 2	1172,57	1149,553	1,96%	1131,530	3,50%
Cavo 3	1180,214	1159,635	1,74%	1144,217	3,05%
Cavo 4	1196,09	1171,139	2,09%	1151,117	3,76%
Cavo 5	1204,126	1181,323	1,89%	1154,516	4,12%
Cavo 6	1212,26	1184,714	2,27%	1164,497	3,94%
MEDIA		1165,986	1,99%	1146,235	3,65%

Sezione 15,00 m

	σ_{api} [N/mm ²]	$\sigma_{api} - \Delta\sigma_{att}$ (NTC 2018) [N/mm ²]	$\Delta\sigma/\sigma_{api}$ (NTC 2018) [/]	$\sigma_{api} - \Delta\sigma_{att}$ (Norma '65) [N/mm ²]	$\Delta\sigma/\sigma_{api}$ (Norma '65) [/]
Cavo 1	1172,57	1128,959	3,72%	1100,222	6,17%
Cavo 2	1172,57	1128,959	3,72%	1100,222	6,17%
Cavo 3	1180,214	1132,177	4,07%	1101,258	6,69%
Cavo 4	1196,09	1141,757	4,54%	1103,513	7,74%
Cavo 5	1204,126	1146,047	4,82%	1104,665	8,26%
Cavo 6	1212,26	1149,007	5,22%	1105,824	8,78%
MEDIA		1137,817	4,35%	1102,617	7,30%

Si può notare come le cadute di tensione dovute all'attrito, calcolate secondo le formule attuali restituiscano un valore molto minore rispetto a quello derivante dal calcolo ammesso dalla Norma del '65. Una tale differenza è più che giustificabile dato che la norma dell'epoca consentiva di semplificare i calcoli sostituendo all'espressione esponenziale i primi due termini dello sviluppo in serie. Il risultato è pertanto approssimato rispetto alla soluzione rigorosa oggi adottata.

Perdite per effetto mutuo dei cavi

In questa trattazione è stata assunta pari al 2% del tiro iniziale. In fase di progettazione è stata del tutto trascurata.

Cadute lente di tensione

Sez. 1,20 m			
	σ_{api} [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{perdite\ lente}$ (NTC 2018) [N/mm ²]	$\Delta\sigma/\sigma_{api}$ (NTC 2018) [/]
Cavo 1	1172,57	176,97	0,15
Cavo 2	1172,57	176,97	0,15
Cavo 3	1180,214	171,66	0,15
Cavo 4	1196,09	168,60	0,14
Cavo 5	1204,126	161,90	0,13
Cavo 6	1212,26	155,87	0,13
MEDIA		168,66	0,14

Sez. 7,50 m			
	σ_{api}	$\Delta\sigma$ perdite lente (NTC 2018)	$\Delta\sigma/\sigma_{api}$ (NTC 2018)
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[/]
Cavo 1	1172,57	189,57	0,162
Cavo 2	1172,57	189,57	0,162
Cavo 3	1180,214	188,15	0,159
Cavo 4	1196,09	189,21	0,158
Cavo 5	1204,126	186,23	0,155
Cavo 6	1212,26	185,13	0,153
MEDIA		187,97	0,16

Sez. 15,00 m				
	σ_{api}	$\Delta\sigma$ perdite lente (NTC 2018)	$\Delta\sigma/\sigma_{api}$ (NTC 2018)	$\Delta\sigma/\sigma_{api}$ (Norma '65)
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[/]	[/]
Cavo 1	1172,57	187,09	0,160	0,19
Cavo 2	1172,57	187,09	0,160	0,19
Cavo 3	1180,214	188,91	0,160	0,19
Cavo 4	1196,09	192,86	0,161	0,19
Cavo 5	1204,126	191,33	0,159	0,18
Cavo 6	1212,26	193,53	0,160	0,18
MEDIA		190,14	0,160	0,19

In questo caso si può notare come le cadute di tensione non crescano all'aumentare dell'ascissa, come accade naturalmente per le cadute dovute all'attrito, ma risultino invece piuttosto uniformi lungo lo sviluppo del cavo. Nel caso delle cadute differite nel tempo, il calcolo nella relazione progettuale è stato condotto considerando un'unica sezione di interesse, ossia quella di mezzzeria; pertanto, il confronto è possibile solo in corrispondenza di quest'ultima. Si può constatare anche in questo caso come le formule dell'epoca risultino maggiormente cautelative rispetto a quelle odierne, restituendo dei valori di cadute maggiori di qualche punto percentuale.

Si è infine valutato il valore complessivo delle perdite. Per quanto appena detto anche qui il confronto è limitato alla sola sezione di mezzzeria.

Cadute di tensione totali

Sez. 1.20 m					
	σ_{api}	P_i	σ_f (NTC 2018)	P_f (NTC 2018)	$\Delta\sigma/\sigma_{api}$ (Norma NTC 2018)
	[N/mm ²]	[KN]	[N/mm ²]	[KN]	[/]
Cavo 1	1172,57	1444,61	969,48	1194,40	0,17
Cavo 2	1172,57	1444,61	969,48	1194,40	0,17
Cavo 3	1180,214	1454,02	982,26	1210,14	0,17
Cavo 4	1196,09	1473,58	1000,84	1233,04	0,16
Cavo 5	1204,126	1483,48	1015,41	1250,98	0,16
Cavo 6	1212,26	1493,50	1029,38	1268,20	0,15
MEDIA	1189,64	1465,63	994,48	1225,19	0,16

Sez. 7,50 m					
	σ_{api}	P_f	σ_f (NTC 2018)	P_f (NTC 2018)	$\Delta\sigma/\sigma_{api}$ (Norma NTC 2018)
	[N/mm ²]	[KN]	[N/mm ²]	[KN]	[/]
Cavo 1	1172,57	1444,61	936,54	1153,81	0,20
Cavo 2	1172,57	1444,61	936,54	1153,81	0,20
Cavo 3	1180,214	1454,02	947,88	1167,79	0,20
Cavo 4	1196,09	1473,58	958,01	1180,26	0,20
Cavo 5	1204,126	1483,48	971,01	1196,29	0,19
Cavo 6	1212,26	1493,50	975,34	1201,62	0,20
MEDIA	1189,64	1465,63	954,22	1175,60	0,20

Sez. 15,00 m					
	σ_{api}	P_f	σ_f (NTC 2018)	P_f (NTC 2018)	$\Delta\sigma/\sigma_{api}$ (Norma NTC 2018)
	[N/mm ²]	[KN]	[N/mm ²]	[KN]	[/]
Cavo 1	1172,57	1444,61	918,41	1131,49	0,22
Cavo 2	1172,57	1444,61	918,41	1131,49	0,22
Cavo 3	1180,214	1454,02	919,66	1133,02	0,22
Cavo 4	1196,09	1473,58	924,97	1139,57	0,23
Cavo 5	1204,126	1483,48	930,63	1146,54	0,23
Cavo 6	1212,26	1493,50	931,24	1147,28	0,23
MEDIA	1189,64	1465,63	923,89	1138,23	0,223

Sez. 15,00 m						
	σ_f (NTC 2018)	P_f (NTC 2018)	$\Delta\sigma/\sigma_{api}$ (Norma NTC 2018)	σ_f (Norma '62)	P_f (Norma '62)	$\Delta\sigma/\sigma_{api}$ (Norma '62)
	[N/mm ²]	[KN]	[/]	[N/mm ²]	[KN]	[/]
Cavo 1	918,41	1131,49	0,22	882,03	1086,66	0,25
Cavo 2	918,41	1131,49	0,22	882,03	1086,66	0,25
Cavo 3	919,66	1133,02	0,22	881,98	1086,60	0,25
Cavo 4	924,97	1139,57	0,23	881,98	1086,60	0,26
Cavo 5	930,63	1146,54	0,23	881,99	1086,61	0,27
Cavo 6	931,24	1147,28	0,23	881,99	1086,61	0,27
MEDIA	923,89	1138,23	0,223	882,00	1086,62	0,26

Dallo studio condotto si può innanzitutto constatare come con le norme attuali si ottengono valori di cadute di tensione totali comprese tra il 16% e il 22% circa della tensione iniziale. La variabilità è in questo caso dovuta principalmente alle cadute dovute all'attrito, che dipendono appunto dalla sezione in esame. Confrontando tali risultati con le perdite valutate nella relazione tecnica si osserva come queste ultime risultino in ogni caso maggiori. Ciò suggerisce, quindi, che adottare quali cadute di tensione quelle valutate in fase di progetto è effettivamente una scelta cautelativa. Il risultato ottenuto inoltre pone l'accento sull'incertezza relativa al valore di tiro effettivamente agente sul cavo.

4 Sensibilità dei principali fattori delle strutture esistenti in c.a.p., sulla verifica di valutazione della sicurezza

Nel capitolo 2 sono state espone le modalità di verifica di un'opera esistente in c.a.p. applicandole ad un caso studio. A conclusione dell'analisi si è potuto dichiarare il ponte oggetto di studio Transitabile ai mezzi pesanti.

Tale esito, tuttavia, è fortemente influenzato dal Fattore di Confidenza adottato. Per sopperire alla scarsa conoscenza del manufatto le verifiche sono state condotte assumendo un $FC=1.35$ che ha provocato una riduzione di circa il 26% delle resistenze dei materiali rispetto al valore che avrebbero assunto con $FC=1$, e quindi con un livello di conoscenza completo. Considerando il livello di completo Adeguamento, le differenze che si avrebbero al variare del Livello di conoscenza sono le seguenti:

Resistenza di progetto a compressione, f_{cd} [N/mm²]

	FC=1,00	FC=1,35	Δ
Trave	30,23	22,40	26%
Soletta	27,47	20,35	26%

Resistenza di progetto a trazione, f_{cd} [N/mm²]

	FC=1,00	FC=1,35	Δ
Trave	2,23	1,66	26%
Soletta	2,07	1,53	26%

Resistenza a snervamento acciaio, f_{yd} [N/mm²]

	FC=1,00	FC=1,35	Δ
Armatatura sciolta	430.00	1,66	26%
Trefoli	1400.00	1,53	26%

Per avere un'idea di quanto questo si ripercuota sugli esiti delle verifiche si propone un confronto delle verifiche in Completo adeguamento, con i due valori dei fattori:

COMPLETO ADEGUAMENTO			FC=1.35	FC=1.00
Trave	Flessione	s=14,8675 m	1,06	0.81
		s=15,00 m	1,05	0.81
	Taglio	s= 2,00 m	0,97	0.81
		s= 7,3675 m	1,49	1.10
		s=14,8675 m	0,78	0.57

Seppur le verifiche con $FC=1$ siano state condotte senza l'approfondimento della zona fessurata, il confronto può dare un'idea degli effetti del FC sulle verifiche. Qualora si avesse avuto una conoscenza esaustiva del ponte, e supponendo che le ipotesi, comunque plausibili, fatte in fase di verifica fossero state supportate da risultati di prove ed indagini, probabilmente l'impalcato avrebbe potuto soddisfare i requisiti del livello di sicurezza dell'Operatività.

Da questo esempio pratico si evince nuovamente l'importanza della conoscenza dell'opera esistente, più volte ribadita nel presente documento.

Tale tema riveste un ruolo centrale per i ponti esistenti in c.a.p., tanto che, come visto, le Linee Guida riservano una specifica trattazione, stabilendo per questa categoria di strutture la pianificazione di ispezioni speciali.

Per gli elementi in c.a.p., al problema della conoscenza si somma infatti la difficoltà nel poter conseguire un quadro conoscitivo adeguato. Né le tecniche di indagini convenzionali né le ispezioni visive sono in grado di fornire le informazioni rilevanti ai fini della verifica.

I dati da ricercare per tali strutture saranno relativi non solo al calcestruzzo e armatura sciolta, ma anche e soprattutto al cavo di precompressione, fattore che, come visto, riveste un ruolo fondamentale nel comportamento strutturale dell'opera. Seppur attraverso indagini non distruttive, quali indagini pacometriche, indagini Georadar, tomografie ultrasoniche o tecniche di Impact Echo. Purtroppo, è possibile individuare il tracciato del cavo e localizzare eventuali difetti, se si vuole rilevare l'effettiva sezione dei cavi, che a causa della corrosione, ha potuto col tempo subire una diminuzione. È necessario procedere con l'esecuzione di saggi. Ad oggi, inoltre, non si dispone di metodi di indagini in grado di fornire il valore della tensione agente sui cavi, variabile fondamentale per la valutazione del manufatto.

Tutte queste incertezze, insite nel processo di verifica, vengono inglobate all'interno del Fattore di Confidenza. Per comprendere quanto ciascuna variabile influenzi l'esito delle verifiche è stata condotta un'indagine di sensibilità considerando due fattori che intervengono nella verifica e che possono essere le principali fonti di incertezza: la forza di precompressione offerta dal cavo e le caratteristiche di resistenza del calcestruzzo.

4.1 Tiro del cavo di precompressione

Per quanto sopra detto, le variabili legate al sistema di precompressione sono sostanzialmente l'area della sezione dei cavi e le tensioni a cui questi sono sottoposti. Per indagare il peso che tali grandezze hanno sull'esito della verifica si è valutata la risposta della trave, sottoposta ai medesimi carichi esterni, al variare dello sforzo di precompressione fornito. Una variazione del tiro può infatti sottintendere sia una variazione di area del cavo che una variazione dello stato tensionale interessante lo stesso.

Si sono quindi analizzati gli effetti provocati da una riduzione del tiro di precompressione. Per fare ciò si è presa in esame la trave analizzata nel caso studio, soggetta alle condizioni di carico per cui tutte le verifiche risultano soddisfatte nel caso di tiro completamente garantito. Partendo da questo scenario si è ridotto gradualmente il contributo offerto dal cavo, e sono state quindi eseguite nuovamente le verifiche con gli stessi criteri adottati in precedenza. Si precisa che avendo assunto come variabile il tiro del cavo, tale grandezza non condiziona direttamente la verifica a flessione che pertanto non è stata indagata. Si riconosce, tuttavia, come una variazione della sezione del cavo

abbia sicuramente una considerevole influenza sull'esito della verifica, la cui trattazione però non costituisce oggetto del presente elaborato.

Si è quindi esaminato il solo comportamento nei confronti delle sollecitazioni taglianti, seguendo sia le Linee Guida che le Istruzioni Operative. Di seguito si riportano direttamente i risultati ottenuti in termini del rapporto Domanda su Capacità.

		VARIAZIONE DEL TIRO IN TRANSITABILITÀ_LVL3_LINEE GUIDA			
		Tiro 100%	Tiro 90%	Tiro 80%	Tiro 70%
Taglio	s= 2,00 m	0,55	0,62	0,69	0,78
	s= 7,3675 m	0,51	0,90	0,90	0,90
	s=14,8675 m	0,30	0,30	0,30	0,30
	1 ^a sez. fessurata	s (m)	10,60 m	7,00 m	6,30 m
	D/C	0,52	0,94	1,01	1,08

Dallo studio si è evinto che una riduzione del 20% dello sforzo di precompressione è sufficiente a far risultare la trave non più idonea a soddisfare le verifiche nei confronti degli sforzi di taglio. Ciononostante, per individuare meglio un trend delle grandezze in gioco, nello studio ci si è spinti ad analizzare fino ad una riduzione del 70%. Naturalmente, il sistema di precompressione ha ripercussioni anche sulla fessurazione della trave: ad una riduzione della tesatura del cavo corrisponde un aumento della zona interessata da fessure, che si traduce in un anticipo della prima sezione fessurata, com'è possibile osservare dalla tabella.

Le seguenti tabelle riassumono i valori delle grandezze di indagate nelle sezioni di interesse, al variare del contributo dei cavi di precompressione.

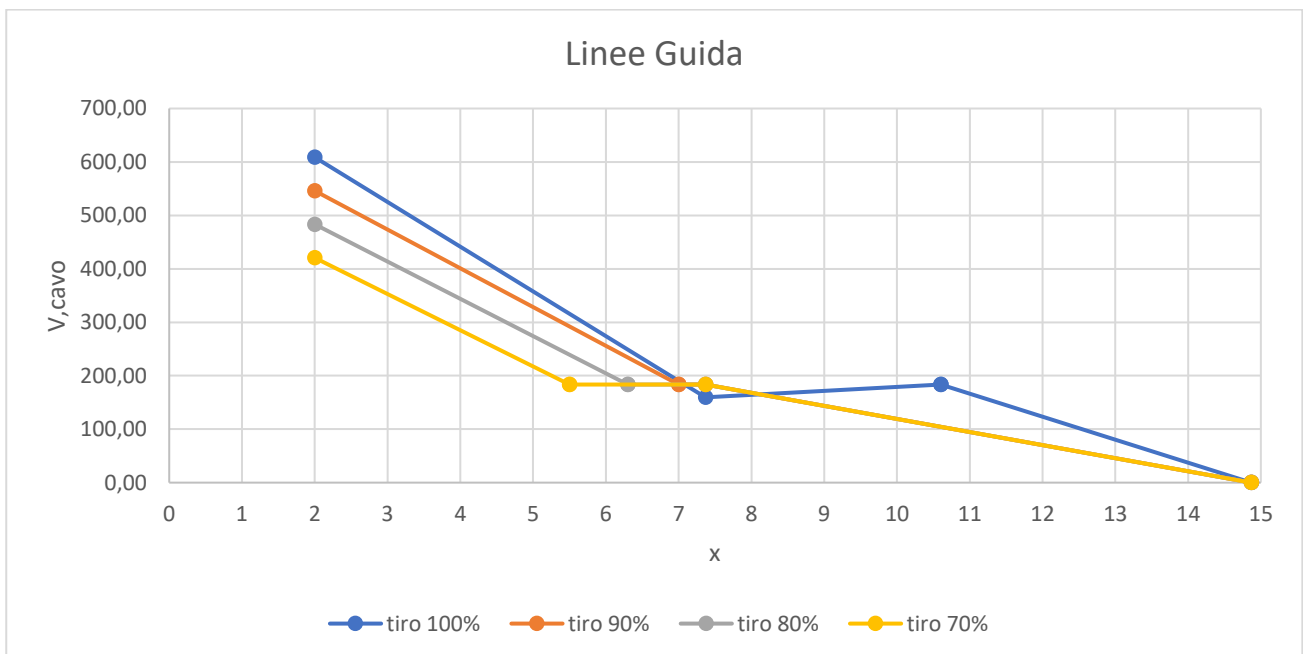
TIRO 100%					
x sez.	Ved (SLU)	Vcavo	Ved,netto (SLU)	Vrd	D/C
2,00	1410,63	608,75	801,88	1470,23	0,55
7,3675	921,71	159,75	761,96	1454,94	0,52
10,60	604,18	183,60	420,58	1454,94	0,29
10,60	604,18	183,60	420,58	824,40	0,51
14,8675	249,89	0	249,89	824,40	0,30

TIRO 90%					
x sez.	Ved (SLU)	Vcavo	Ved,netto (SLU)	Vrd	D/C
2,00	1410,63	546,04	864,59	1404,16	0,62
7,00	955,73	183,60	772,13	1404,16	0,55
7,00	955,73	183,60	772,13	824,40	0,94
7,3675	921,71	183,60	738,11	824,40	0,90
14,8675	249,89	0	249,89	824,40	0,30

TIRO 80%					
x sez.	Ved (SLU)	Vcavo	Ved,netto (SLU)	Vrd	D/C
2,00	1410,63	483,33	927,30	1334,82	0,69
6,30	1013,82	183,60	830,22	1334,82	0,62
6,30	1013,82	183,60	830,22	824,40	1,01
7,3675	921,71	183,60	738,11	824,40	0,90
14,8675	249,89	0	249,89	824,40	0,30

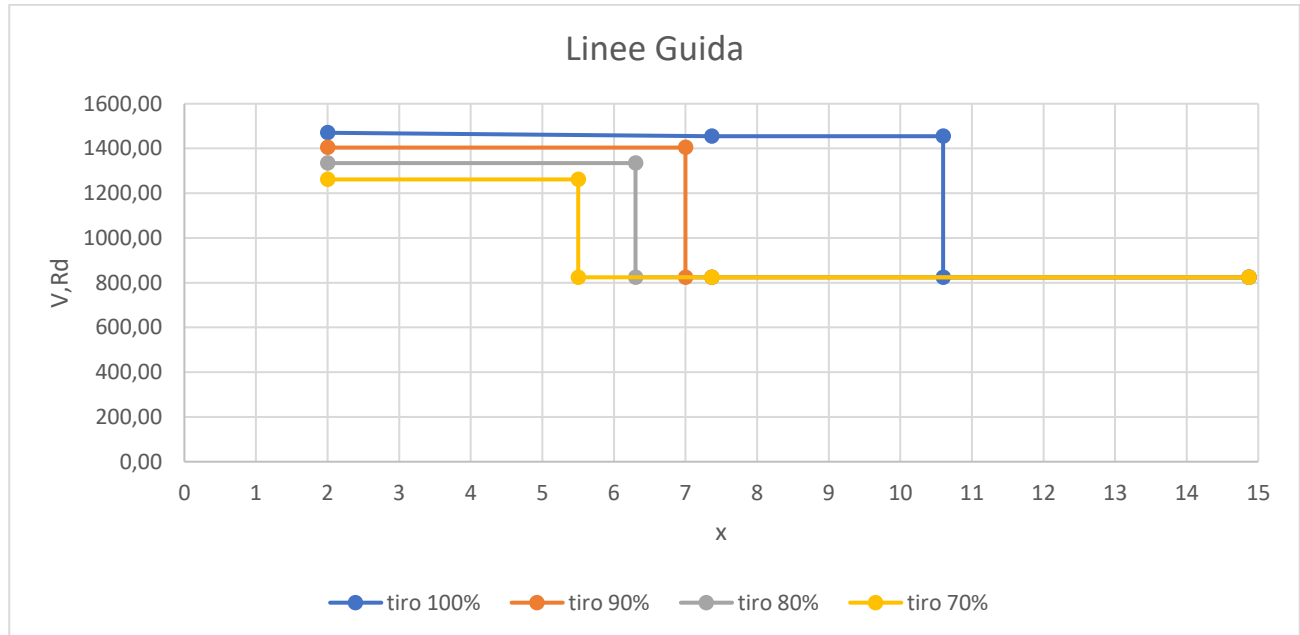
TIRO 70%					
x sez.	Ved (SLU)	Vcavo	Ved,netto (SLU)	Vrd	D/C
2,00	1410,63	420,61	990,02	1261,67	0,78
5,50	1077,29	183,60	893,69	1261,67	0,71
5,50	1077,29	183,60	893,69	824,40	1,08
7,3675	921,71	183,60	738,11	824,40	0,90
14,8675	249,89	0	249,89	824,40	0,30

Un quadro più chiaro sugli effetti della riduzione su ciascun parametro può essere dedotto dai seguenti grafici.

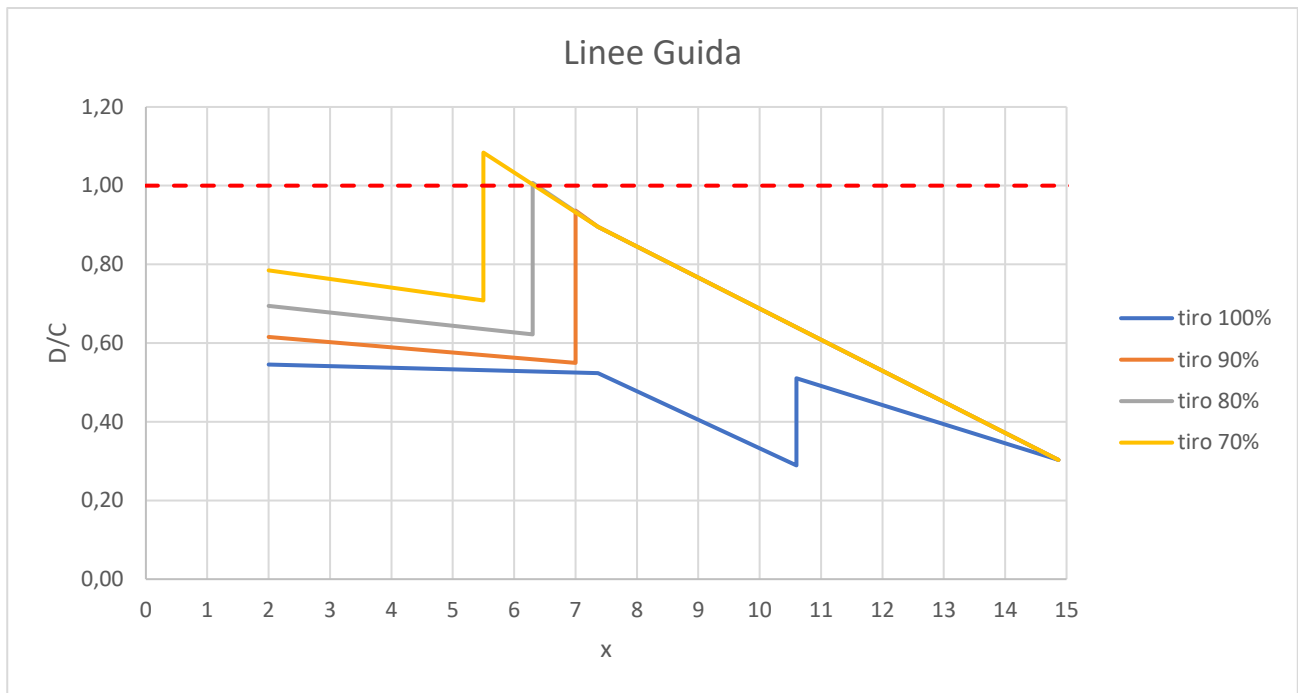


Lo sconto sul taglio sollecitante denominato V_{cavo} , è direttamente proporzionale al tiro a cui viene sottoposto il cavo; pertanto, una riduzione di quest'ultimo produce una conseguente diminuzione del contributo offerto dal cavo. Nel diagramma tale riduzione è lineare fino alla prima sezione di fessurazione, da qui in poi presenta un tratto costante per poi decrescere fino ad annullarsi nella sezione di mezzeria, in corrispondenza del quale l'angolo di inclinazione del cavo è pari a 0° . Nel tratto costante il cavo risulta snervato, per cui la tensione a cui lavora è uguale in ciascun punto e pari a quella massima di snervamento. Un'anomalia di questo tratto è presente nella curva relativa al Tiro 100%, nel cui caso la prima sezione fessurata anticipa la prima sezione di snervamento del cavo, che quindi risulta sollecitato con una tensione minore, producendo un minor beneficio nei confronti delle sollecitazioni di taglio.

Si precisa che l'andamento riprodotto al variare dell'ascissa è tuttavia abbastanza approssimato, essendo limitati i punti di indagine. Nello studio, inoltre, si è fatto riferimento al cavo risultante approssimato ad una spezzata, ma nella realtà la riduzione è graduale per tutto lo sviluppo longitudinale, coerentemente col tracciato parabolico del cavo. In virtù di ciò il diagramma risente di zone aventi stesso angolo di inclinazione, come nel tratto ad inclinazione nulla. L'errore è stato tuttavia considerato trascurabile, ed il risultato ottenuto attendibile.



Per quanto riguarda il V_{rd} , il suo andamento è definito da due tratti costanti, la cui sezione di transizione corrisponde con la sezione di prima fessurazione. Nella zona non fessurata la resistenza a taglio viene valutata tramite la teoria elastica, e risente delle caratteristiche inerziali della sezione. Per quanto già spiegato, avendo il cavo tracciato parabolico, in questo tratto l'andamento è circa costante, a causa della variazione del momento di Inerzia J e del momento statico S con l'ascissa. Nella zona non fessurata, invece, la resistenza viene dedotta tramite l'analogia del Traliccio di Morsch, e in ogni caso coincide con la resistenza ultima offerta dalle staffe. L'influenza dello sforzo di compressione sulla resistenza a taglio della trave la si percepisce solo nella zona non fessurata, in cui si tiene conto del beneficio dello sforzo di compressione medio agente sulla trave. La riduzione di tale sollecitazione in seguito alla diminuzione del tiro provoca quindi una riduzione della resistenza, com'è possibile osservare dal grafico.



Infine, si è plottato anche l'andamento del rapporto D/C al variare dell'ascissa. Le curve sono molto simili tra loro, ad eccezione della curva relativa al Tiro completo, che in $s=7.3675$ m, ripresenta la stessa anomalia osservata nel grafico del V,cavo. Tale singolarità è stata colta per caso solo nella condizione di tiro al 100% ma in realtà, intensificando i punti di indagine è con ogni probabilità riscontrabile anche nelle altre curve. La sezione di prima fessurazione è individuata, come nel grafico precedente, da un tratto verticale, che indica il salto di resistenza tra zona fessurata e non fessurata.

Per quanto riguarda i risultati ottenuti si può constatare come una piccola riduzione del tiro del cavo abbia in realtà conseguenze importanti su tutta la struttura. Emblematica è la sezione posta ad $s=7.3675$ m, in corrispondenza della quale si può notare come il rapporto D/C si innalzi notevolmente, passando da 0,51 a 0,90, con un aumento percentuale del 76% a fronte di una riduzione del tiro del solo 10%. Tale variazione percentuale, tuttavia, non è costante per tutte le sezioni: nella prima sezione, ad esempio, a ciascuno decremento di tiro analizzato corrisponde un aumento del rapporto D/C di circa il 10%. Le motivazioni di tale disomogeneità risiedono nella concomitanza di fattori che intervengono nel calcolo a taglio all'SLU, come ad esempio l'individuazione della zona fessurata, essa stessa influenzata dalla forza di precompressione.

Analogo procedimento è stato condotto seguendo le Istruzioni Operative, giungendo alle medesime conclusioni. I risultati ottenuti relativamente a questo caso vengono riproposti nel seguito.

TIRO 100%					
x sez.	Ved (SLU)	Vcavo	Ved,netto (SLU)	Vrd	D/C
2,00	1485,4	608,37	877,03	1470,23	0,60
7,3675	972,70	159,74	812,96	1454,94	0,56
10,20	695,75	183,60	512,15	1454,94	0,35
10,20	695,75	183,60	512,15	824,40	0,62
14,8675	319,15	0	319,15	824,40	0,39

TIRO 90%

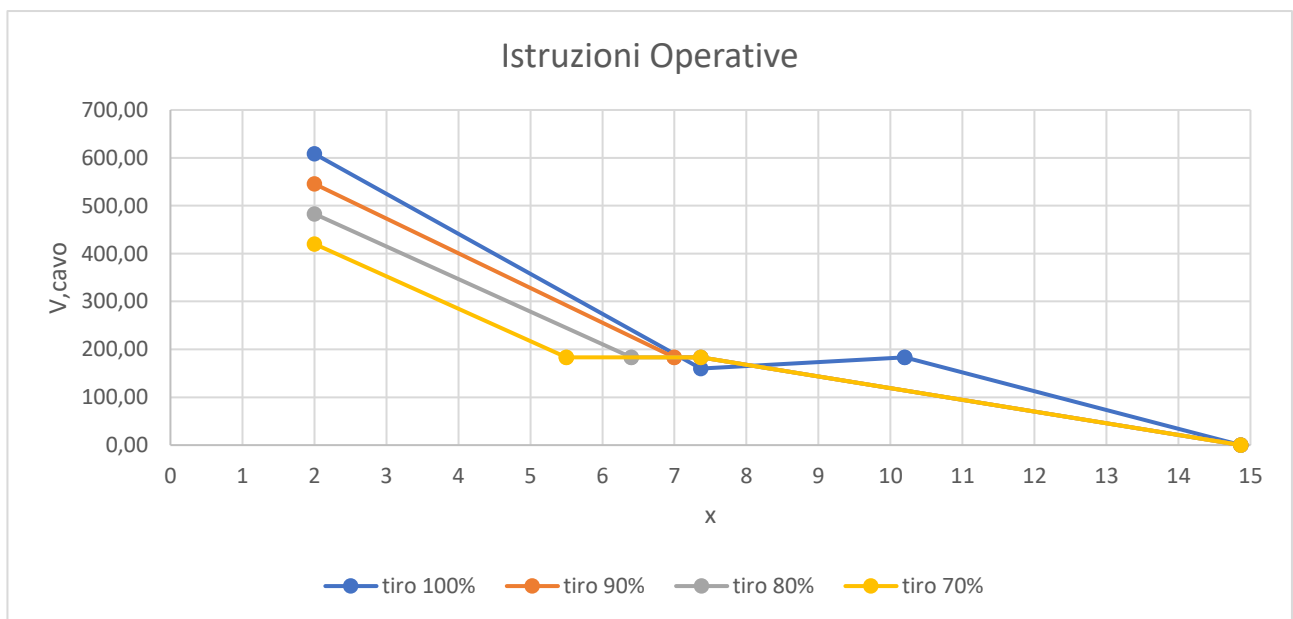
x sez.	Ved (SLU)	Vcavo	Ved,netto (SLU)	Vrd	D/C
2,00	1485,4	545,65	939,75	1404,16	0,67
7,00	990,99	183,60	807,39	1404,16	0,57
7,00	990,99	183,60	807,39	824,40	0,98
7,3675	972,70	183,60	789,10	824,40	0,96
14,8675	319,15	0	319,15	824,40	0,39

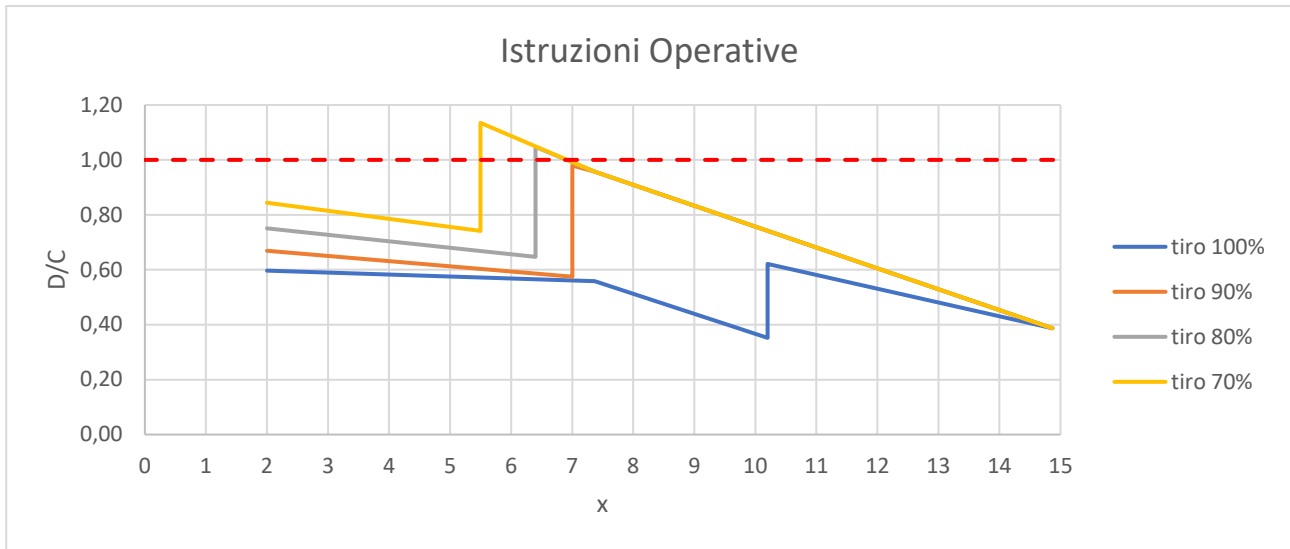
TIRO 80%

x sez.	Ved (SLU)	Vcavo	Ved,netto (SLU)	Vrd	D/C
2,00	1485,4	482,94	1002,46	1334,82	0,75
6,40	1046,92	183,60	863,32	1334,82	0,65
6,40	1046,92	183,60	863,32	824,40	1,05
7,3675	972,70	183,60	789,10	824,40	0,96
14,8675	319,15	0	319,15	824,40	0,39

TIRO 70%

x sez.	Ved (SLU)	Vcavo	Ved,netto (SLU)	Vrd	D/C
2,00	1485,4	420,23	1065,17	1261,67	0,84
5,50	1119,19	183,60	935,59	1261,67	0,74
5,50	1119,19	183,60	935,59	824,40	1,13
7,3675	972,70	183,60	789,10	824,40	0,96
14,8675	319,15	0	319,15	824,40	0,39





4.2 Resistenza a compressione del calcestruzzo

Si è in seguito analizzata la sensibilità legata alla resistenza a compressione del calcestruzzo, andando ad agire sul valore di R_{ck} del materiale. Essendo l'impalcato costituito da trave, gettata a piè d'opera, e da soletta e traversi gettati in opera, è stato necessario distinguere due analisi di sensibilità, facendo variare separatamente le caratteristiche dei due materiali, andando ad individuare il campo di sollecitazioni su cui ciascuno ha influenza.

4.2.1 Calcestruzzo trave

Ci si è concentrati dapprima sul calcestruzzo costituente la trave. Alla luce delle verifiche condotte per la valutazione del caso studio, si è potuto constatare come quest'ultimo influenzasse unicamente le verifiche a taglio, non intervenendo affatto nelle verifiche a flessione, ricadendo l'asse neutro sempre all'interno della soletta. È stato quindi valutata la variazione del rapporto D/C considerando il solo comportamento a taglio. I risultati ottenuti sono i seguenti:

VARIAZIONE DEL f_{ck} TRAVE IN TRANSITABILITÀ_LVL3_LINEE GUIDA			
		f_{ck} 100%	f_{ck} 90%
Taglio	$s = 2,00$ m	0,55	0,57
	$s = 7,3675$ m	0,51	0,55
	$s = 14,8675$ m	0,30	0,30
	1 sez. fessurata	s (m) D/C	10,60 m 0,52

Tabella 4.1 Variazione del rapporto D/C al variare della resistenza caratteristica del calcestruzzo

Il comportamento a taglio dell'elemento risente minimamente della resistenza a compressione dell'anima: applicando una riduzione del 10% di quest'ultima, il rapporto D/C varia di poco e solo nelle sezioni non fessurate. Infatti, nelle sezioni fessurate, come si è già fatto notare, si perviene alla rottura a taglio della trave per il raggiungimento della resistenza ultima delle staffe. Nel calcolo a rottura, eseguito col metodo a θ variabile, il θ tale per cui si verifichi la rottura simultanea dei due materiali è sempre minore del minimo imposto da normativa (Fig 4.2); pertanto, la resistenza a taglio è calcolate come segue:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s}(\cot(\theta) = 2.5)$$

Affinché si possa apprezzare nel comportamento a taglio della trave il contributo offerto dal calcestruzzo, è necessario ridurre di molto le prestazioni offerte dallo stesso, in modo tale da poter individuare un angolo θ , restituito dall'uguaglianza delle resistenze offerte dalla parete e dalle staffe, incluso nel range stabilito da normativa. (Fig. 4.1).

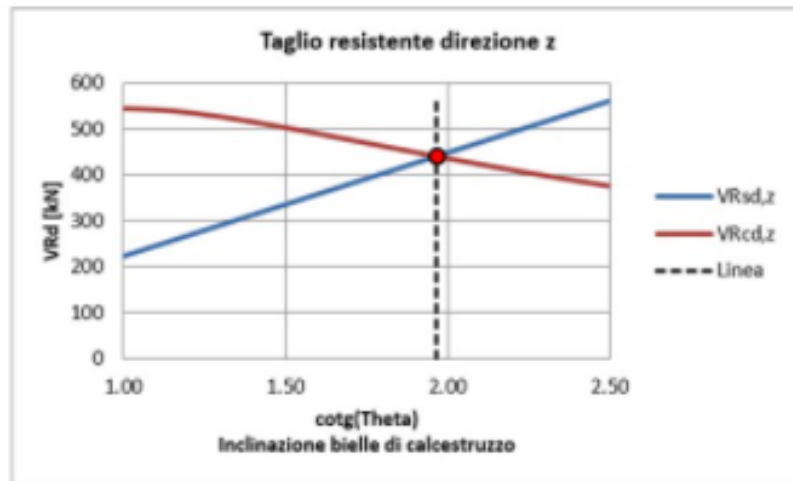


Figura 4.1

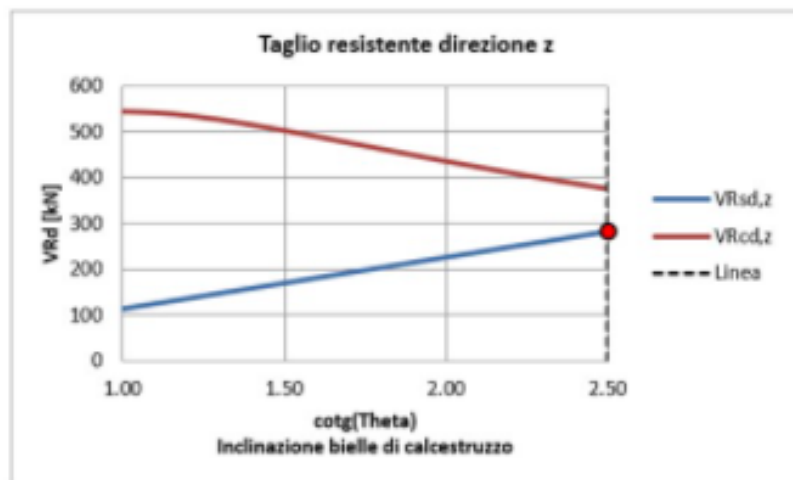


Figura 4.2

Dopo alcuni tentativi, si è potuto stabilire che per ottenere una rottura simultanea dei materiali, per la trave in esame è necessario assumere un valore della resistenza di progetto pari a $11,65 \text{ N/mm}^2$, a fronte dei $24,24 \text{ N/mm}^2$ di partenza, apportando una riduzione di circa il 50%. Ciononostante, la verifica a taglio risulta ampiamente soddisfatta e con un rapporto D/C invariato, essendo variata di molto poco la resistenza a taglio.

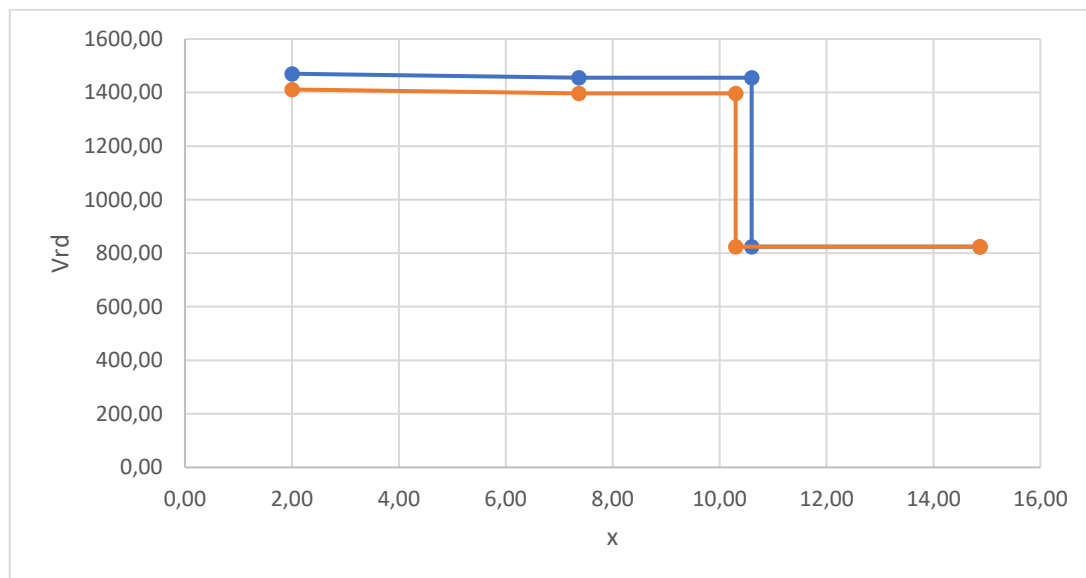
Per quanto riguarda la resistenza a taglio della zona non fessurata, le caratteristiche del conglomerato sono tenute in conto tramite la resistenza a trazione f_{ctd} , valore massimo che può raggiungere la tensione di taglio. La f_{ctd} naturalmente è legata alla R_{ck} , pertanto una riduzione di quest'ultima grandezza si ripercuote direttamente sul valore della resistenza ultima a taglio. Anche in questo caso, tuttavia, una riduzione del 10% delle prestazioni del calcestruzzo si traduce in un

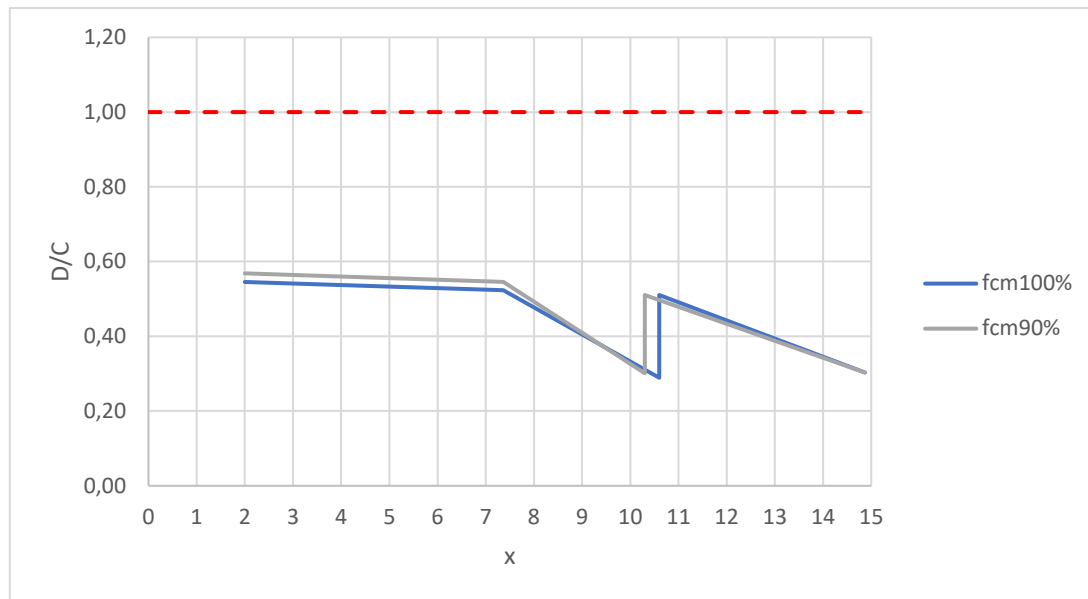
aumento poco cospicuo del rapporto D/C. si è osservato infatti, che è necessaria una riduzione di circa il 65% della resistenza del calcestruzzo per avere nella sezione maggiormente sollecitata a Taglio, $s=2.00$ m, un rapporto della D/C pari all'unità.

Alla luce di queste considerazioni si è analizzato un unico caso in cui la resistenza è stata ridotta del 10%. Di seguito i risultati ottenuti. Per completezza si riportano anche i relativi diagrammi seppur questi non suggeriscono nessuna considerazione in particolare.

fcm100%					
x sez.	Ved (SLU)	Vcavo	Ved,netto (SLU)	Vrd	D/C
2,00	1410,63	608,75	801,88	1470,23	0,55
7,3675	921,71	159,75	761,96	1454,94	0,52
10,60	604,18	183,60	420,58	1454,94	0,29
10,60	604,18	183,60	420,58	824,40	0,51
14,8675	249,89	0	249,89	824,40	0,30

fcm90%					
x sez.	Ved (SLU)	Vcavo	Ved,netto (SLU)	Vrd	D/C
2,00	1411,01	608,73	802,28	1411,44	0,57
7,3675	922,07	159,75	762,32	1396,44	0,55
10,30	604,18	183,60	420,58	1396,44	0,30
10,30	604,18	183,60	420,58	824,40	0,51
14,8675	250,06	0	250,06	824,40	0,30





Si può notare come una variazione del 10% del tiro non comporti quasi alcuna variazione nel rapporto D/C .

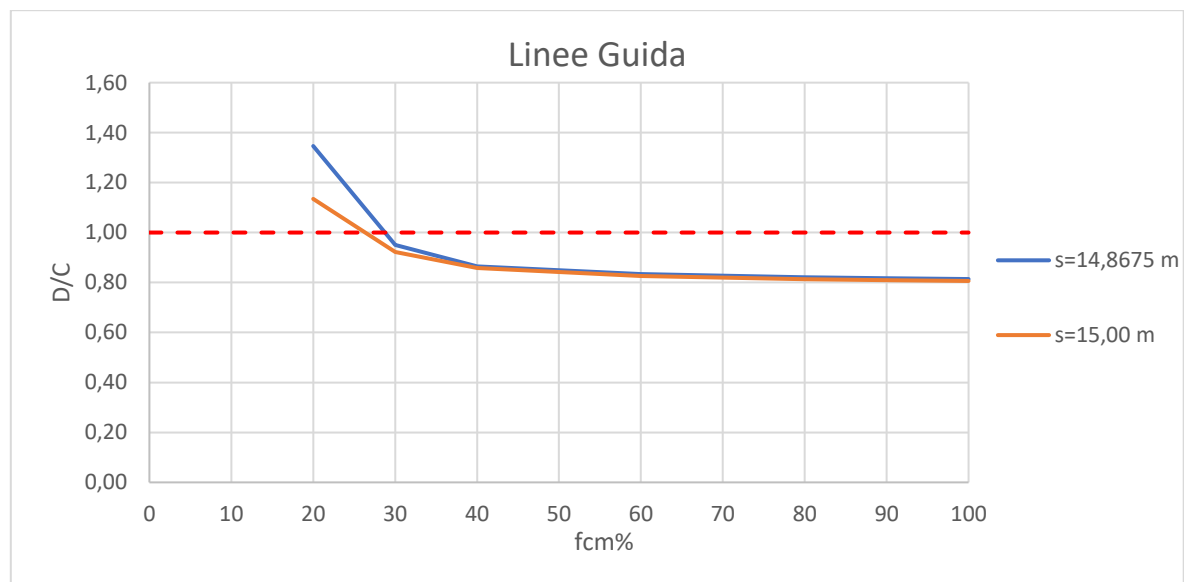
4.2.2 Calcestruzzo soletta

Si è infine indagato il comportamento della trave al variare delle prestazioni offerte dal calcestruzzo costituente la soletta. In questo caso, si è quindi valutata la variazione del rapporto D/C ottenuto dalle verifiche a flessione della trave, al diminuire della resistenza caratteristica della soletta. Si è preso in considerazione il solo comportamento a flessione, poiché le prestazioni del calcestruzzo della soletta influenzano solo il Momento resistente della sezione. Le verifiche sono state condotte in mezzeria, considerando sia la sezione a doppio T in $s=14.8675$, che la sezione rettangolare in $s=15.00$ m, col supporto del programma VACSLU. L'analisi è stata condotta considerando le condizioni di carico relative al livello di sicurezza di Transitabilità ai mezzi pesanti, sia col livello di controllo 3, quando ci si è attenuti alle Linee Guida, e sia col livello di controllo 2 quando sono state rispettate le prescrizioni delle Istruzioni Operative. I risultati ottenuti in entrambi i casi sono molto simili; pertanto, nel seguito si riporteranno e si commenteranno i risultati ottenuti secondo le Linee Guida.

s=14,8675 m (Linee Guida)											
fcm	yan	Tipo di rottura	ϵ_{sp}	σ_{sp}	ϵ_s	Med	Mrd	ΔM_{rd}	e,cavo	Δe_{cavo}	D/C
	(cm)		(‰)	(N/mm ²)	(‰)	(kNm)	(kNm)	(%)	(m)	(%)	
100%	13,64	cls/cavo snervato	45,35	1037,00	43,19	11064,11	13595	-	1,682	-	0,81
90%	14,94	cls/cavo snervato	41,48	1037,00	39,15	11066,72	13550	0,33	1,677	0,31	0,82
80%	16,82	cls/cavo snervato	36,92	1037,00	34,38	11069,58	13485	0,48	1,670	0,45	0,82
60%	22,2	cls/cavo snervato	28,14	1037,00	25,20	11075,96	13284	1,49	1,648	1,29	0,83
40%	46,45	cls/cavo snervato	13,82	1037,00	10,21	11083,84	12830	3,42	1,551	5,89	0,86
30%	128,9	cls/cavo snervato	5,43	1037,00	1,44	11088,58	11674	9,01	1,221	21,26	0,95
20%	184,6	cls/cavo elastico	4,00	840,80	-0,005	11094,1	8241	29,41	0,999	18,24	1,35

s=15,00 m (Linee Guida)											
fcm	x	Tipo di rottura	ε _{sp}	σ _{sp}	ε _s	Med	Mrd	ΔM _{rd}	e _{cavo}	Δe _{cavo}	D/C
	(cm)		(‰)	(N/mm ²)	(‰)	(kNm)	(kNm)	(%)	(m)	(%)	
100%	13,88	cls/cavo snervato	44,59	1037,00	42,40	11064,11	13724	-	1,68	-	0,81
90%	15,2	cls/cavo snervato	40,78	1037,00	38,42	11066,72	13678	0,34	1,68	0,31	0,81
80%	17,11	cls/cavo snervato	36,31	1037,00	33,74	11069,58	13610	0,50	1,67	0,45	0,81
60%	22,57	cls/cavo snervato	27,68	1037,00	24,72	11075,96	13402	1,53	1,65	1,31	0,83
40%	48,34	cls/cavo snervato	13,30	1037,00	9,68	11083,84	12917	3,62	1,55	6,25	0,86
30%	86,81	cls/cavo snervato	7,72	1037,00	3,84	11088,58	12020	6,94	1,39	9,95	0,92
20%	148,7	cls/cavo elastico	4,80	1007,00	0,7800	11094,1	9778	18,65	1,15	17,77	1,13

Tabella 4.2



Com'è possibile immaginare, una riduzione delle caratteristiche prestazionali del calcestruzzo ha come conseguenza diretta l'abbassamento dell'asse neutro. Ne consegue quindi una riduzione del Momento resistente a causa della riduzione sia del braccio interno che delle tensioni di trazione che si instaurano sul cavo e sulle armature (nel caso in esame il loro contributo conta molto poco pertanto risulta trascurabile).

Ciò che si evince dallo studio è che fino ad una riduzione del 40% della resistenza, la variazione del rapporto D/C è esigua, ciò si traduce in un andamento pressoché costante al variare di fcm, come si può apprezzare dal grafico. Con una riduzione ulteriore della resistenza si ha invece un'impennata della curva con un rapido aumento del rapporto D/C. La causa di ciò è da ricercare nella posizione dell'asse neutro. Finché si garantisce un valore della resistenza pari almeno al 60% di quella di partenza, l'asse neutro ricade all'interno della flangia; pertanto, non è possibile riscontrare un'importante variazione del Momento resistente. Un'ulteriore riduzione però comporta che l'asse neutro tagli la trave, che presenta una larghezza minore della soletta. Ciò implica un abbassamento più importante dell'asse neutro ad ogni riduzione della resistenza del

calcestruzzo. Naturalmente tale brusco aumento del rapporto D/C è maggiormente evidente nella sezione a doppio T, presentando questa una larghezza dell'anima di soli 25 cm.

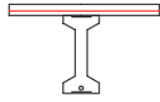
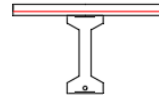
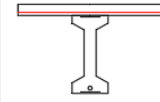
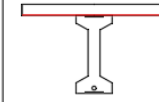
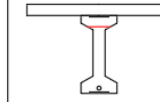
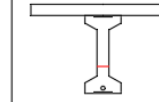
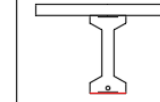
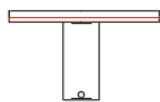
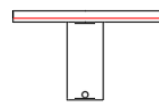
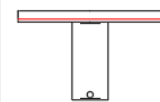
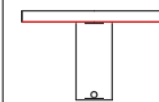
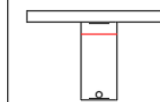
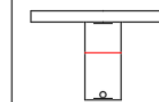
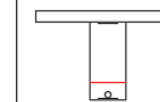
	fc _m 100%	fc _m 90%	fc _m 80%	fc _m 60%	fc _m 40%	fc _m 30%	fc _m 20%
s=14.8675 m							
s=15.00 m							

Tabella 4.3 Variazione dell'asse neutro al variare della resistenza caratteristica del calcestruzzo

Seppur i risultati ottenuti siano quindi influenzati dalla geometria della trave nonché dalle caratteristiche del cavo di precompressione e delle armature, si può comunque ritenere che l'incertezza riguardante le caratteristiche di resistenza del calcestruzzo della soletta abbia un'incidenza minima sull'esito delle verifiche. Grazie, infatti, alle dimensioni che le travi in c.a.p. in genere presentano, una variazione modesta delle caratteristiche del calcestruzzo costituente la soletta comporta una minima variazione del Momento resistente. Si noti infatti come per non soddisfare la verifica sia necessaria una riduzione delle prestazioni di circa l'80%.

Conclusione

La prima parte della tesi ha come oggetto la valutazione di sicurezza di un ponte esistente, realizzato negli anni '70. La struttura dell'impalcato è di tipo a graticcio con travi in c.a.p. e traversi e soletta in calcestruzzo armato. Lo schema statico risulta essere di trave semplicemente appoggiata. Si è valutato il comportamento dell'opera nei confronti delle azioni statiche, considerando l'entità delle sollecitazioni indotte dai carichi da traffico forniti dalle attuali normative. Seguendo l'iter procedurale proposto dalle Linee Guida, si è dapprima stabilito se il ponte fosse idoneo a rispettare i requisiti minimi richiesti dal livello di Completa Adeguatezza, e qualora questi non fossero garantiti si è proceduto alla valutazione dell'opera nei confronti dei livelli di sicurezza successivi, ossia di Operatività e Transitabilità. I risultati ottenuti rivelano che sia i traversi che la soletta, nonostante siano stati dimensionati con domande di traffico diverse da quelle odierne e con modalità progettuali lontane da quelle che si adottano attualmente, entrambi soddisfano i requisiti minimi che la normativa attuale impone per i ponti di nuova realizzazione. Di tutt'altro avviso è invece la trave in c.a.p., per la quale non risultano soddisfatte né le verifiche a flessione né tanto meno quelle a taglio. Nei confronti delle azioni flettenti in realtà la trave non desta gravi preoccupazioni, in quanto il rapporto Domanda-Capacità (indicato con D/C) che viene restituito in mezzeria risulta di poco superiore l'unità, suggerendo di fatti una discreta risposta dell'elemento ai carichi di traffico attuali. Tale risultato può non essere così sorprendente. Dalla relazione tecnica di progetto si può constatare come la valutazione della trave nei confronti delle azioni flettenti sia stata conseguita, oltre che con il Metodo delle Tensioni Ammissibili (Metodo delle T.A.), anche con un calcolo a rottura, nelle ipotesi di armatura snervata e di cavo giunto a rottura. Nella verifica a rottura vengono adottati dei fattori di sicurezza, il cui valore complessivo discosta poco dal valore totale fornito dagli attuali coefficienti parziali di sicurezza. Una tale constatazione può derivare da un calcolo approssimato, ma che comunque risulta valido per confrontare i due metodi di verifica.

Le vere criticità dell'elemento riguardano soprattutto il comportamento nei confronti delle azioni taglianti, in particolare nelle zone fessurate in cui la trave deve far affidamento sulla resistenza ultima che l'armatura trasversale riesce a garantire. Un tale risultato mette in luce i limiti del metodo di calcolo alle T.A. adottato in fase di progettazione, sulla base del quale non risultava necessaria armatura a taglio. Nonostante un tale risultato teorico, il progettista si mostrò lungimirante prevedendo l'utilizzo di staffe $\phi 10/25$ cm a due bracci, comunque maggiore del minimo proposto da normativa di 3 staffe al metro. Malgrado ciò, il quantitativo non è sufficiente a garantire il soddisfacimento delle verifiche nei confronti delle domande di traffico attuale. In merito alle verifiche a taglio, sicuramente maggiori approfondimenti richiederebbe il traliccio di Morsch adottato, che per quanto spiegato è stato assunto pari a quello classico. Sarebbe tuttavia interessante indagare gli effetti indotti dalla rigidità del cavo sull'instaurarsi del meccanismo a rottura.

A valle dell'analisi condotta, il ponte è in grado di soddisfare tutte le verifiche solo considerando un livello di sicurezza di Transitabilità ai Mezzi pesanti con livello di controllo 3. Ciò significa che sarà necessario adottare limitazioni di traffico, in questo caso ai Mezzi pesanti, con un

controllo del superamento del carico tramite pesatura dei mezzi e blocco garantito degli stessi in caso di eccesso di carico.

Risultato meno gravoso lo si ottiene seguendo le indicazioni delle *Istruzioni Operative per l'applicazione delle Linee Guida*, che consentono di dichiarare il ponte Transitabile ai Mezzi pesanti con livello di controllo 2.

L'esito delle verifiche a cui si è pervenuti, risente fortemente del livello di conoscenza di partenza del manufatto, che, a causa dell'assenza di indagini e prove su materiali, è stato assunto pari a LC1, a cui corrisponde un Fattore di Confidenza $FC=1,35$. Un tale valore del fattore di confidenza è necessario per poter sopperire alle numerose incertezze insite nel processo di definizione e analisi del manufatto. Da un confronto speditivo, si è potuto constatare come l'adozione di questo fattore comporti una riduzione delle resistenze di progetto dei materiali di circa il 26% rispetto ai valori di progetto che si avrebbero nello scenario di LC3, con $FC=1$, ammesso che le resistenze caratteristiche siano le stesse per i due livelli di conoscenza.

Con questo esempio pratico si è quindi ribadito nuovamente il ruolo fondamentale che la conoscenza riveste nella valutazione delle strutture esistenti. Per poter quantificare l'influenza delle incertezze sull'esito della verifica, nella seconda parte dell'elaborato si è condotto uno studio di sensibilità relativo ai due parametri che sono alla base del comportamento strutturale di una trave in c.a.p.: il tiro offerto dal cavo di precompressione e le caratteristiche di resistenza del calcestruzzo. Per fare ciò si è studiata la variazione di D/C indotta da una riduzione di tali grandezze.

Per quanto riguarda il calcestruzzo, nel caso in esame è stato necessario differenziare il conglomerato costituente la soletta da quello costituente la trave, avendo i due materiali caratteristiche differenti. L'analisi di sensibilità del calcestruzzo della soletta è stata condotta indagando la variazione del rapporto D/C nei confronti delle azioni flettenti. Infatti, tale grandezza influenza solamente il comportamento flettente della trave. I risultati ottenuti rivelano come per la trave in esame, una riduzione della resistenza fino al 40% non comporti una variazione apprezzabile del Momento resistente, tanto che il rapporto D/C risulta pressoché costante. Tuttavia, una riduzione ulteriore di tale grandezza, comporta una diminuzione piuttosto repentina della resistenza. Il motivo di un tale andamento è da ricercare nella geometria della trave: finché le caratteristiche di resistenza del materiale e le caratteristiche geometriche delle sezioni sono tali da far ricadere l'asse neutro nella flangia, il Momento resistente non risentirà di tale variazione. Qualora però, l'asse neutro abbandoni la soletta e vada ad interessare la trave, allora si assisterà ad un abbassamento dello stesso molto più veloce con un conseguente repentino innalzamento del rapporto D/C . Lo studio ha rivelato inoltre che per ottenere un non soddisfacimento delle verifiche è necessario applicare una riduzione della resistenza del calcestruzzo di circa l'80% del valore iniziale. Sulla base di questi risultati e in virtù delle dimensioni importanti che generalmente caratterizzano le travi in c.a.p., si ritiene che la variazione delle caratteristiche del calcestruzzo abbia un'influenza marginale sulla resistenza a flessione della trave.

Analogo risultato lo si è ottenuto analizzando il comportamento a taglio al variare delle caratteristiche di resistenza dell'anima. Il comportamento resistente a taglio nelle zone fessurate è infatti controllato dalla resistenza ultima che l'armatura trasversale riesce a garantire; affinché si abbia una rottura simultanea dei due materiali, cosicché il calcestruzzo possa influenzare tale comportamento, è necessario, nel caso in esame, ridurre le prestazioni offerte dal calcestruzzo di circa il 50%, e ciononostante si avrebbe comunque una variazione minima del D/C , riuscendo infatti a garantire una resistenza a taglio pressoché invariata. Anche nelle zone non fessurate, in cui la

resistenza a taglio è direttamente influenzata dalle caratteristiche del calcestruzzo, è necessaria una riduzione molto importante della resistenza caratteristica, pari al 65% di quella iniziale, per far sì che le verifiche non risultino più soddisfatte.

L'analisi condotta sulla variazione del tiro del cavo ha fornito risultati ben più interessanti. Si è infatti potuto constatare come una piccola riduzione del tiro abbia in realtà conseguenze importanti su tutta la struttura, per quanto riguarda il comportamento a taglio. Riducendo lo sforzo di precompressione iniziale del solo 10%, si assiste, in alcune sezioni, ad un aumento percentuale del rapporto D/C del 75%, passando da un valore di 0.50, che delinea un buon margine di sicurezza, a un valore di 0.91, molto vicino all'unità. Ciò può rendere l'idea di quanto non solo la struttura faccia fortemente affidamento sul contributo dato dal cavo, ma anche quanto, una piccola variazione dello sforzo, possa compromettere totalmente la risposta globale dell'opera. È infatti sufficiente una riduzione del 20% del tiro iniziale affinché le verifiche non risultino più soddisfatte nei confronti della Transitabilità ai mezzi pesanti.

Questi risultati fanno prendere coscienza di quanto un'incertezza relativa a quest'ultimo parametro possa condurre ad un errore importante nella valutazione di sicurezza dell'opera. Se infatti con gli attuali metodi di indagine si è in grado di avere un quadro conoscitivo soddisfacente per quanto riguarda le caratteristiche del calcestruzzo, lo stesso non si può dire dei cavi di precompressione. L'inadeguatezza dei mezzi di indagine assume maggior rilievo a causa dell'elevata sensibilità che il comportamento resistente della struttura mostra al variare del tiro del cavo. Ad oggi risulta quindi di fondamentale importanza e urgenza la messa a punto di metodi di indagini affidabili per la determinazione della tensione residua nei cavi. Vanno quindi studiati e approfonditi aspetti come il numero minimo di prove da eseguire in relazione al fattore di confidenza che si vuole raggiungere. È necessario inoltre condurre ricerche specifiche sul Fattore di Confidenza, che ad oggi rappresenta l'unico strumento a cui affidarsi per poter condurre l'analisi in sicurezza e, i cui valori proposti attualmente dalle Norme Tecniche derivano solo dal "giudizio di esperti" e non da studi basati su metodi statistici.

Bibliografia

Conference: XVII Convegno ANIDIS- L'ingegneria Sismica in Italia- Ascoli Piceno, "*Rischio strutturale di ponti esistenti: considerazioni preliminari sullo scenario in provincia di Caserta*", Gianfranco De Matteis, Pasuale Bencivenga, Mattia Zizi, Antonino Del Prete, Settembre 2019.

Fritz Leonhardt. "C.A. e C.A.P., *calcolo di progetto e tecniche costruttive*", Vol. I "*Le basi del dimensionamento nelle costruzioni in cemento armato*", Vol. V "*Il precompresso, calcolo, verifiche, tecnologie*", 1 edizione febbraio 1980.

Ing. Walter Salvatore Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale Università di Pisa "*Valutazione del rischio strutturale dei ponti nelle reti infrastrutturali*", Roma.14/02/2019

Ing. Walter Salvatore Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale Università di Pisa, "*Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*", Webinar 20/05/2020

Ingenio, "*Alcune note sul problema della obsolescenza dei ponti e viadotti italiani: il punto di vista del progettista*", Marco Bartolomei Ingegnere- Stefano Isani Ingegnere, Studio MATILDI+PARTNERS, Bologna. 03/12/2020

Ingenio, "*Gestione dei ponti esistenti: il quadro normativo italiano e il confronto con alcune normative internazionali*", Pefano Riccardo, 25/01/2021

Ingenio, "*Valutazione della sicurezza in esercizio dei ponti esistenti con impalcati in c.a.p. Prima parte: La procedura definita dalle NTC2018*", Mario Paolo Petrangeli, Luigi Fieno, Riccardo Orlandi, 29/10/2019

Ingenio, "*Durabilità di ponti e viadotti: come garantire la sicurezza dei ponti esistenti*", Mario De Miranda, 24/10/2019

Ingenio, "*Analisi delle Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza dei ponti*", Walter Salvatore, Emanuele Renzi, Pietro Baraton, Simone Puggeli, Antonella Cosentini, e Gruppo di ricerca del Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale dell'Università di Pisa (Giovanni Buratti, Antonella Cosentino, Isabella Mazzatura, Alice Mazzei, Francesco Morelli, Giacomo Usai) in collaborazione con l'Amministrazione Provinciale di Pisa (dirigente Cristiano Ristori), 12/05/2020

Ingenio, "*Le nuove Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza dei ponti ed il monitoraggio dei ponti esistenti approvate dal Consup*", Piero Baraton, Antonella Cosentino, Simone Puggelli, Emanuele Renzi, Walter Salvatore

Ingenio, "*Ponti italiani: la parola ai gestori delle reti stradali*", Frizzarin Michele, Leonardi Andrea, Franchetti Paolo, 03/04/2020

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, vers. 08/11/2021

Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti, del 06/05/2020.

Sostituzione degli impalcati ammalorati dei ponti esistenti in Italia con nuovi impalcati in carpenteria metallica, Fondazione Promozione Acciaio, Giugno 2020