



**Politecnico
di Torino**

Politecnico di Torino

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile (LM-23)

A.A. 2025/2026

Sessione di Laurea marzo/aprile 2026

Analisi non lineare di un ponte a piastra alleggerita

Modellazione FEM e verifica della sicurezza

Relatore:

Prof. GIORDANO Luca

Correlatore:

Ing. GINO Diego

Candidato:

SCAGLIA Francesco Luigino

s329184

INDICE

INTRODUZIONE	1
1. LE STRUTTURE ESISTENTI.....	2
1.1. Oggetto e definizioni	2
1.2. La valutazione della sicurezza	3
1.2.1. Differenze tra nuove strutture ed esistenti.....	4
1.3. Definizione del modello di riferimento per le analisi.....	9
1.3.1. La conoscenza del ponte	9
1.3.2. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza	10
1.3.3. Valutazione delle azioni	11
2. IL CASO STUDIO.....	13
2.1. Analisi del contesto storico e normativo	13
2.2. Tipologia strutturale e dettagli costruttivi	14
2.2.1. Sezione e planimetria.....	14
2.2.2. Materiali.....	16
3. MODELLAZIONE FEM	18
3.1. Analisi numeriche e software ADINA.....	18
3.2. Creazione del modello FASE I	19
3.2.1. Definizione della geometria.....	19
3.2.2. Applicazione dei vincoli.....	24
3.2.3. Definizione dei materiali.....	24
3.2.4. Definizione di time function, time step e applicazione dei carichi.....	27
3.2.5. Creazione degli element group	29
3.2.6. Definizione della Mesh	30
3.2.7. Esportazione in formato NASTRAN.....	32
3.3. Creazione del modello FASE II	32
4. SAFETY FORMAT: ANALISI GLOBALE	34
4.1. Metodo del fattore di sicurezza globale	34
4.1.1. Resistenza globale della struttura.....	35
4.1.2. Coefficiente di sicurezza sulla resistenza globale	35

4.1.3. Coefficiente di sicurezza sull'incertezza di modello	37
5. ANALISI, RISULTATI E CONCLUSIONI.....	38
5.1. Descrizione dello svolgimento dell'analisi	38
5.2. Output e interpretazione dei risultati.....	41
5.3. Applicazione del metodo del fattore di sicurezza globale	48
5.4. Conclusioni.....	50
INDICE DELLE FIGURE	51
BIBLIOGRAFIA	53
SITOGRAFIA.....	53

INTRODUZIONE

La verifica delle opere d'arte esistenti rappresenta un'attività fondamentale nella gestione del patrimonio infrastrutturale, con l'obiettivo di garantire livelli adeguati di sicurezza, funzionalità e durabilità. In particolare, i ponti esistenti sono spesso soggetti a condizioni operative diverse da quelle di progetto: incremento della quantità di traffico, azioni ambientali più severe, degrado dei materiali e invecchiamento strutturale.

Per gran parte degli edifici e delle infrastrutture esistenti, la durata di vita prevista è stata raggiunta o lo sarà nel prossimo futuro. Ciò è dovuto al fatto che gran parte del patrimonio edilizio e infrastrutturale esistente è stato costruito negli anni Sessanta. Ne consegue l'esigenza di effettuare una verifica strutturale finalizzata a valutare il rispetto dei requisiti di sicurezza vigenti.

Tuttavia, l'attuale prassi di valutazione delle strutture in calcestruzzo esistenti necessita di un'analisi approfondita dal punto di vista del rischio e dell'affidabilità. Attualmente, le strutture esistenti vengono verificate principalmente utilizzando procedure semplificate basate sul metodo dei fattori parziali, comunemente applicato nella progettazione di nuove strutture. Tali valutazioni sono spesso conservative e possono comportare costosi interventi di adeguamento. Una verifica più realistica delle prestazioni effettive delle strutture esistenti può essere ottenuta mediante metodi probabilistici che descrivono le incertezze delle variabili di carico e resistenza con modelli probabilistici appropriati o tramite la determinazione di un coefficiente globale di sicurezza ottenuto attraverso un'analisi non lineare.

In questa tesi si è analizzato il comportamento a collasso di un ponte a piastra alleggerita in calcestruzzo armato precompresso. Si è svolta un'analisi non lineare incrementale in diverse condizioni di carico, di definizione dei materiali e di valore di tesatura dei cavi di precompressione confrontandone e analizzandone i risultati. Si è inoltre approfondito e applicato il metodo del fattore di sicurezza globale per la determinazione del livello di sicurezza, come indicato nell'*Allegato F* dell'*Eurocodice 2*.

La tesi è organizzata come segue. Il Capitolo 1 presenta le definizioni, le attuali indicazioni relative alla verifica dei ponti esistenti e le differenze rispetto alla progettazione delle nuove strutture. Il Capitolo 2 descrive le caratteristiche geometriche e strutturali dell'opera oggetto di studio. Il Capitolo 3 illustra il software utilizzato e la modellazione agli elementi finiti. Nel Capitolo 4 si approfondisce il Safety Format come proposto dall'*Eurocodice 2*. Infine il Capitolo 5 riporta la procedura d'analisi, i risultati ottenuti, la valutazione del livello di sicurezza e le conclusioni.

1. LE STRUTTURE ESISTENTI

1.1. Oggetto e definizioni

Nel capitolo 8 delle *Norme tecniche per le costruzioni (NTC)* del 2018 si definisce come “costruzione esistente” quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto d'intervento, la struttura completamente realizzata. Detta definizione va certamente declinata per ciascun caso in esame. In termini del tutto generali, con l'espressione “struttura completamente realizzata” può intendersi una struttura per la quale sia stato redatto il certificato di collaudo statico ai sensi delle Norme Tecniche vigenti all'epoca della costruzione.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi devono tenere conto dei seguenti aspetti della costruzione:

- essa riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- in essa possono essere insiti, ma non palesi, difetti di progettazione e di realizzazione;
- essa può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le sue strutture possono presentare degrado e/o modifiche significative, rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali si deve considerare che sono conoscibili, con un livello di approfondimento che dipende dalla documentazione disponibile e dalla qualità ed estensione delle indagini che vengono svolte, le seguenti caratteristiche:

- la geometria e i particolari costruttivi;
- le proprietà meccaniche dei materiali;
- i carichi permanenti.

Si deve prevedere l'impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile e l'uso di coefficienti legati ai “fattori di confidenza” che, nelle verifiche di sicurezza, modifichino i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza delle caratteristiche sopra elencate.

Al fine di una corretta valutazione del possibile utilizzo delle costruzioni, il tecnico incaricato delle verifiche o del progetto deve esplicitare, nei documenti progettuali, i livelli di sicurezza attuali e quelli che l'eventuale intervento si prefigge di conseguire, nonché le eventuali conseguenti limitazioni nell'uso della costruzione, esplicitando, per quanto possibile, anche il livello di sicurezza degli elementi costruttivi non strutturali.

Il complesso delle norme vigenti, infatti, consente l'utilizzo anche delle costruzioni esistenti che non raggiungano i livelli di sicurezza richiesti per le costruzioni nuove.

Di seguito vengono richiamate alcune definizioni, riportate nel *fib Bulletin 80*, legate alla valutazione delle strutture esistenti.

AFFIDABILITÀ: capacità di una struttura o di un elemento strutturale di soddisfare i requisiti prestazionali specificati, compresa la durata di vita richiesta; l'affidabilità è solitamente espressa in termini probabilistici.

Nota: l'affidabilità comprende la sicurezza, la funzionalità e la durabilità di una struttura.

SICUREZZA: capacità di una struttura o di un elemento strutturale di garantire che nessun danno agli utenti e alle persone, che si trovano nelle vicinanze della struttura, possa derivare dal cedimento strutturale in qualsiasi combinazione di azioni previste.

VITA UTILE RESIDUA: periodo per il quale una struttura esistente è destinata a funzionare con manutenzione programmata.

LIVELLO DI AFFIDABILITÀ OBIETTIVO: livello di affidabilità richiesto per garantire una sicurezza o una funzionalità accettabili.

Nota: per la valutazione delle strutture esistenti, occorre distinguere tra i seguenti livelli:

- il livello al di sotto del quale la struttura o un elemento portante è considerato inaffidabile e la struttura deve essere sottoposta a interventi di miglioramento (associato all'indice di affidabilità β_0 *human safety*);
- il livello che indica una strategia di miglioramento ottimale (associato all'indice di affidabilità β_{up}).

Considerato che la presente tesi è incentrata sull'analisi di un ponte esistente, i capitoli seguenti saranno riferiti a tali tipi di strutture, così definite dalle *Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*: “per ponti e viadotti si intendono le costruzioni, aventi luce complessiva superiore ai 6.0 m, che permettono di oltrepassare una depressione del terreno o un ostacolo, sia esso un corso o uno specchio d'acqua, altro canale o via di comunicazione o una discontinuità naturale o artificiale”.

1.2. La valutazione della sicurezza

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalle normative vigenti.

La valutazione della sicurezza, argomentata con apposita relazione, deve permettere di stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.

La valutazione della sicurezza deve effettuarsi quando ricorra anche una sola delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi in fondazione; danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) o da situazioni di funzionamento ed uso anomali;
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d'uso superiore;
- esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità e/o ne modifichino la rigidità;
- opere realizzate in assenza o difformità dal titolo abitativo o in difformità alle norme tecniche per le costruzioni vigenti al momento della costruzione.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU.

1.2.1. Differenze tra nuove strutture ed esistenti

La valutazione dell'affidabilità delle strutture esistenti differisce da quella delle strutture nuove sotto diversi aspetti, tra cui:

- l'aumento dei livelli di affidabilità richiesti comporta solitamente un incremento dei costi maggiore per le strutture esistenti rispetto a quelle nuove;
- la vita utile residua delle strutture esistenti è spesso inferiore alla vita utile di progetto di 50-100 anni prevista per le strutture nuove;
- per la valutazione di una struttura esistente dovrebbero essere disponibili informazioni sulle condizioni strutturali effettive (rapporti di ispezione, prove, misurazioni).

Coerentemente con tali riconosciute differenze (e senza derogare ai livelli di sicurezza minimi legati alla salvaguardia della vita umana) può essere utilizzato un approccio alla sicurezza alternativo fondato su:

- fattori parziali (come per le strutture di nuova realizzazione) con valori di tali fattori differenti (minori) da quelli utilizzati per le nuove costruzioni;
- una definizione delle azioni da traffico diversa da quella in normativa (utilizzo dei "carichi da Codice della Strada"), ma con essa compatibile.

I fattori parziali tengono conto delle incertezze proprie del modello di calcolo, delle azioni agenti sulla costruzione e delle caratteristiche dei materiali.

1.2.1.1. Considerazioni economiche

Per una nuova struttura, l'indice di affidabilità β_{new} rappresenta il risultato di un'ottimizzazione del costo totale, somma del costo di costruzione (C_{build}) e del costo associato al collasso (prodotto della probabilità di collasso P_f e del costo di riparazione del danno D).

$$C_{tot} = C_{build} + P_f D$$

Per la valutazione delle strutture esistenti, è possibile specificare livelli di affidabilità obiettivo ottimizzando il costo totale (C_{tot}) relativo a una durata di vita utile residua ipotizzata. È stato riconosciuto che non sarebbe economico specificare gli stessi livelli di affidabilità per gli edifici e i ponti esistenti come per le nuove strutture.

Il livello di affidabilità obiettivo per le strutture esistenti diminuisce rispetto alle nuove strutture, poiché è necessario uno sforzo relativamente maggiore per aumentare il livello di affidabilità delle strutture esistenti. Ciò si riflette nella pendenza più ripida della retta $C_{upgrade}$: i costi di costruzione delle nuove strutture C_{build} aumentano in misura minore con l'aumentare del livello di sicurezza rispetto ai costi di adeguamento delle strutture esistenti $C_{upgrade}$.

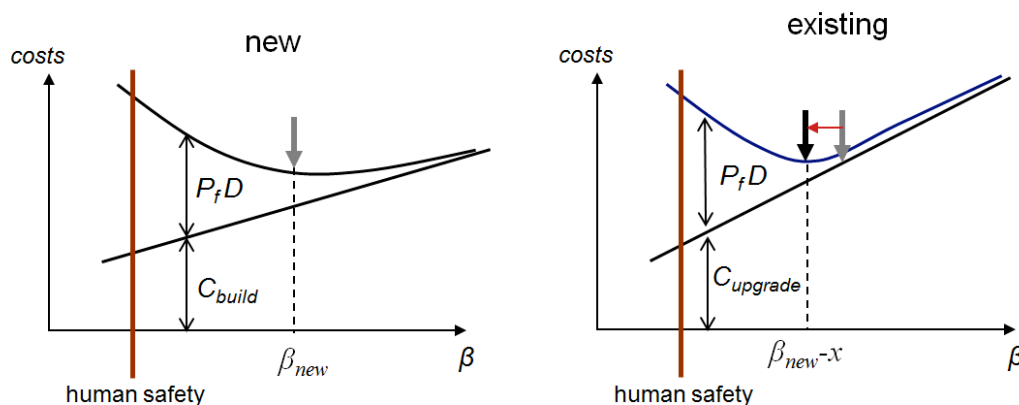


Figura 1: Illustrazione della differenza nell'ottimizzazione dei costi tra la progettazione di nuove strutture e l'ammodernamento di strutture esistenti.

Se si considera solo l'ottimizzazione economica, per la riduzione della durata di vita residua, la probabilità di collasso aumenta in modo approssimativamente lineare nel tempo. È più economico investire in misure di sicurezza se è possibile beneficiarne per un periodo di tempo più lungo, poiché è più costoso garantire la stessa affidabilità obiettivo per una durata di vita più lunga rispetto a una più breve.

I livelli di affidabilità obiettivo per la progettazione strutturale o la valutazione delle strutture esistenti devono essere scelti tenendo conto delle conseguenze e della natura del crollo, delle perdite economiche, dei disagi sociali, degli effetti ambientali e dei costi delle misure volte a ridurre la probabilità di collasso. Se il cedimento strutturale non comporta perdite di vite umane, il livello obiettivo può essere selezionato esclusivamente sulla base di un'ottimizzazione economica. In caso contrario, è possibile utilizzare criteri di rischio individuali o sociali o l'approccio basato sull'indice di

qualità della vita (LQI, life quality index) per garantire rischi accettabili per gli occupanti o gli utenti della struttura rispetto ad altre attività quotidiane o ad altri settori industriali.

Per una struttura esistente, i costi totali previsti C_{tot} possono essere generalmente considerati come la somma dei costi previsti per le ispezioni, la manutenzione, gli aggiornamenti e i costi relativi alla riparazione del danno di una struttura:

$$C_{tot} = C_{upgrade} + C_f$$

I parametri decisionali d da ottimizzare nella valutazione possono influire sulla resistenza, sulla funzionalità, sulla durabilità, sulla manutenzione, sull'ispezione, sulle strategie di aggiornamento, ecc. Esempi di parametri d includono la resistenza al taglio o alla flessione, la rigidità della struttura per controllare le deformazioni, ecc.

In generale, i costi immediati di adeguamento ($C_{upgrade}$) comprendono:

- il costo C_0 indipendente dal parametro decisionale (costi relativi a indagini, valutazione della sicurezza, ripristino, amministrazione e gestione, perdite economiche dovute all'interruzione dell'attività, sostituzione degli utenti, ecc.);
- il costo $C_m(d)$ dipendente dal parametro decisionale.

Il costo associato al collasso ($C_f = P_f D$) rappresenta il costo relativo alle conseguenze di un guasto strutturale e può includere:

- il costo dell'ammodernamento o della sostituzione, compresi i costi di base stimati per l'ammodernamento sulla base delle informazioni ottenute e i costi aggiuntivi, tenendo conto del rischio di costi imprevisti aggiuntivi;
- le perdite economiche dovute alla non disponibilità o al malfunzionamento della struttura, se si tiene conto dei costi rilevanti per l'economia regionale;
- le conseguenze sociali (costi di infortuni e decessi);
- effetti ambientali sfavorevoli (emissioni di CO₂, consumo energetico, rilascio di sostanze pericolose);
- effetti psicologici (perdita di reputazione).

La strategia ottimale dovrebbe mirare a un livello di affidabilità corrispondente al minimo della somma dei costi di costruzione e del rischio coinvolto. Per le strutture esistenti, aumentare i livelli di sicurezza comporta solitamente costi maggiori rispetto alle strutture ancora in fase di progettazione; ciò significa che l'indice di affidabilità ottimale può essere inferiore rispetto al caso delle nuove strutture.

Mantenere la situazione esistente con una maggiore probabilità di collasso potrebbe essere la decisione economica ottimale.

Gli studi di ottimizzazione dei costi tendono a mostrare una leggera riduzione dell'indice di affidabilità della vita utile di circa $\Delta\beta = 0.5$ rispetto alle nuove strutture.

L'Allegato C dell'EC 0 indica i seguenti indici di affidabilità e probabilità di collasso, per un periodo di riferimento t_{ref} di 50 anni, allo SLU, in funzione della classe di conseguenza:

Classe di conseguenza	β_{new}	P_f
CC3	4.3	$\sim 10^{-5}$
CC2	3.8	$\sim 10^{-4}$
CC1	3.3	$\sim 10^{-3}$

Perciò per la classe di conseguenza CC3 si ottiene:

$$\beta_{up} = \beta_{new} - \Delta\beta = 4.3 - 0.5 = 3.8$$

1.2.1.2. Considerazioni sulla sicurezza umana

I limiti di sicurezza per le persone rivestono un ruolo particolarmente importante per le strutture esistenti con una durata di vita residua limitata. La probabilità annuale di collasso non può superare i requisiti basati sui criteri di sicurezza individuale o di rischio collettivo. Se la sicurezza umana è il fattore determinante nella progettazione, in genere si desidera avere una probabilità ultima annuale fissa.

L'approccio descritto di seguito combina aspetti economici e di sicurezza umana: rispetto all'ottimizzazione economica, dovrebbe portare a indici di affidabilità obiettivo inferiori, poiché vengono prese in considerazione solo le conseguenze umane del cedimento strutturale e vengono ignorate altre perdite (economiche, ambientali, ecc.).

L'indice di affidabilità β_0 *human safety*, che corrisponde alla probabilità di avere un superamento dello stato limite in t_{ref} anni, è inferiore al livello di affidabilità obiettivo adottato nella progettazione delle nuove costruzioni (β_{new}).

Il fatto che β_{new} sia più elevato di β_0 *human safety* è dovuto anche al fatto che, nella progettazione, si tiene conto in maniera implicita e cautelativa del degrado di resistenza prevedibile nell'arco della vita di progetto, che la sicurezza della vita umana (anche se non si effettua esplicitamente una verifica con resistenze degradate) dev'essere garantita anche al termine di tale vita, che esistono incertezze sulla reale rispondenza tra progettato e realizzato. Questa "dote" di sicurezza supplementare è quella che viene indicata, comunemente, come "sicurezza nascosta" (hidden safety). Due fattori importanti differenziano l'analisi di un'opera nuova da quella di un'opera in servizio da decenni: da un lato, quest'ultima ha già mostrato di avere prestazioni passate adeguate, non evidenziando un decorso del degrado anomalo (qualora lo avesse evidenziato, sarebbe stato necessario intervenire); dall'altro, nell'orizzonte temporale t_{ref} per il quale si richiede il soddisfacimento dei requisiti di sicurezza, misurato a partire dalla data della valutazione, si prevede di monitorare l'evoluzione del degrado

attraverso la sorveglianza di legge e attraverso sistemi di monitoraggio. Sotto queste condizioni è legittimo utilizzare come limite β_0 *human safety*.

Sono stati studiati i crolli di ponti in tutto il mondo, concentrandosi sul rapporto tra il numero di vittime e la lunghezza della campata crollata. Sono stati esclusi i crolli avvenuti durante la costruzione del ponte. Il numero di vittime causate dal crollo di un ponte dipende anche dal numero di corsie e dalla larghezza delle stesse.

La Figura 2 mostra la relazione tra il numero di vittime N e la lunghezza della campata crollata S . La seguente formula di approssimazione è considerata sufficientemente accurata:

$$N \approx 0.09S$$

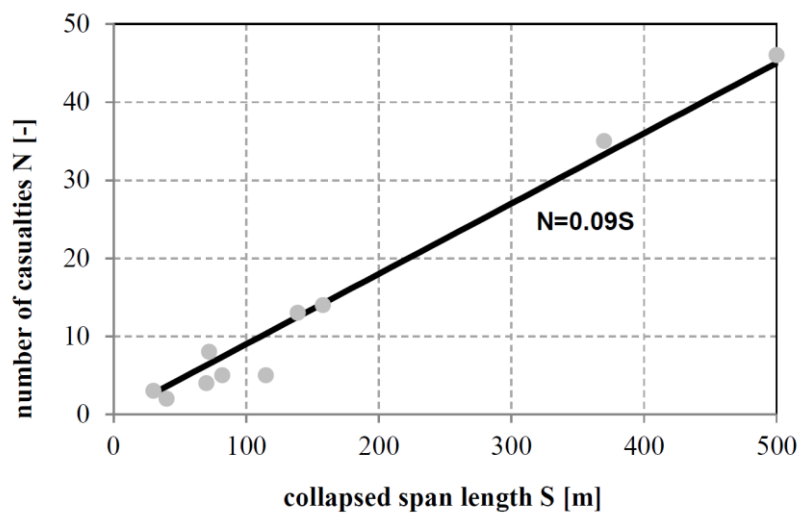


Figura 2: Relazione tra il numero di vittime e la lunghezza della campata crollata

Tenendo conto delle considerazioni economiche e di sicurezza umana, di una vita utile residua inferiore o uguale a 50 anni e di un periodo di riferimento pari alla vita utile residua, l'indice di affidabilità β_0 in funzione di una lunghezza collassata S , per una classe di conseguenza CC3, si ottiene come segue.

$$\beta_0 = \max (2.8; \beta_0 \text{ human safety})$$

$$\text{con } \beta_0 \text{ human safety} = -\Phi^{-1} \left[\frac{2.75 \cdot 10^{-5} \cdot (0.09 \cdot S)^{-2} \cdot t_{ref}}{0.055} \right]$$

dove Φ^{-1} è l'inversa della distribuzione normale standard cumulativa.

L'indice di affidabilità β_{up} per il miglioramento delle strutture esistenti si ottiene come segue.

$$\beta_{up} = \max (3.8; \beta_0 \text{ human safety})$$

1.3. Definizione del modello di riferimento per le analisi

La definizione di modelli di riferimento che descrivano il comportamento della struttura costituisce certamente una delle fasi più complesse dell'intera procedura di analisi. Infatti, considerando la grande varietà di costruzioni esistenti, non è possibile indicare procedure di modellazione.

L'adeguata conoscenza del manufatto è presupposto fondamentale e fase imprescindibile per la comprensione di singole criticità e del comportamento strutturale; l'attendibilità dei risultati, dunque, è strettamente legata al livello di conoscenza. È opportuno sottolineare che le fasi della conoscenza e dell'analisi non sono sequenziali, ma strettamente connesse. Il piano delle indagini, ad esempio, può essere efficacemente indirizzato, in relazione sia alla tipologia delle prove, sia alla loro localizzazione, da un'analisi basata su dati preliminari relativi alle caratteristiche geometriche, costruttive e dei materiali.

In relazione al livello di conoscenza, le *NTC* definiscono opportuni fattori di confidenza, da intendersi come indici del livello di approfondimento raggiunto dalle indagini; è attraverso di essi che si possono ridurre i valori attribuiti ai parametri meccanici dei materiali.

1.3.1. La conoscenza del ponte

La conoscenza della storia del ponte rappresenta un elemento indispensabile, sia per la valutazione della sicurezza attuale, sia per la definizione degli interventi che per la previsione della loro efficacia.

Il percorso conoscitivo comprende attività diverse e strettamente interconnesse tra loro da eseguirsi con livelli successivi di approfondimento al fine di ottimizzare, sia in termini quantitativi sia in termini di costi e tempi, l'interazione diretta con il manufatto. Tali attività comprendono:

- a. l'analisi storico-critica;
- b. l'analisi del progetto originario;
- c. il rilievo (geometrico-strutturale, dei dettagli costruttivi, del quadro fessurativo e dei dissesti);
- d. la caratterizzazione geologico-tecnica del sito;
- e. le indagini finalizzate alla caratterizzazione dei dettagli costruttivi e dei materiali.

L'analisi storico-critica permette la ricostruzione del percorso morfologico-evolutivo del manufatto, tramite il reperimento di materiale documentario, relazioni tecniche, elaborati progettuali originari, ecc. Attraverso queste attività è possibile comprendere i dissesti, i fenomeni di degrado, i cedimenti subiti dall'opera e le trasformazioni operate dall'uomo che possono aver prodotto cambiamenti nell'assetto statico originario.

L'analisi del progetto originario consente la comprensione dell'idea progettuale e fornisce importanti indicazioni su possibili criticità in relazione a possibili errori o lacune di progettazione e all'affidabilità delle calcolazioni semplificate dell'epoca in termini di modellazione strutturale e di modelli di verifica.

Il rilievo geometrico-strutturale è finalizzato alla comprensione della geometria e dello schema strutturale del manufatto. La documentazione progettuale disponibile corredata da un opportuno programma di indagini deve permettere di ricostruire con ragionevole confidenza il modello geometrico-meccanico della struttura, sulla base del quale effettuare le verifiche di sicurezza.

Il rilievo del quadro fessurativo e dei dissesti, permette l'individuazione delle patologie del manufatto e delle sue componenti. Unitamente alle risultanze dei rilievi architettonico e strutturale e dell'analisi storico-critica, consente anche l'elaborazione di ipotesi sulla genesi dei sintomi presenti e la progettazione di sistemi di monitoraggio finalizzati a valutarne l'evoluzione.

La caratterizzazione e modellazione geologica e geotecnica del sito prevede l'individuazione dei principali elementi stratigrafici, litologico-tecnici, geomorfologici e sismici del sito, mediante l'effettuazione di indagini specifiche o l'interpretazione critica di documentazione esistente.

Le indagini finalizzate alla caratterizzazione dei dettagli costruttivi e dei materiali si pianificano ed eseguono sulla base dei risultati ottenuti dalle precedenti attività di analisi storico-critica e di rilievo, mediante saggi in situ sugli elementi costruttivi e indagini in situ e/o in laboratorio sui materiali. La caratterizzazione meccanica dei materiali è volta ad individuare i parametri di resistenza e deformabilità dei materiali costituenti il ponte da impiegare in sede di modellazione, analisi e valutazione di sicurezza. In entrambi i casi è opportuno procedere per livelli successivi di approfondimento su elementi opportunamente selezionati, in maniera da ottenere una migliore conoscenza in corrispondenza delle zone caratterizzate da maggiore criticità e maggiore incertezza, limitando al minimo l'impatto delle indagini in situ, laddove non strettamente necessario.

1.3.2. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare nelle verifiche di sicurezza. Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti, ordinati per informazione crescente:

- LC1;
- LC2;
- LC3.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono: geometria della struttura, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali, connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso.

I fattori di confidenza sono utilizzati per la riduzione dei valori dei parametri meccanici dei materiali e devono essere intesi come indicatori del livello di approfondimento raggiunto e variano da 1.0 a 1.35.

Tendenzialmente nei ponti si deve raggiungere il livello di conoscenza 3 e dunque FC risulta spesso pari all'unità.

1.3.3. Valutazione delle azioni

Per la valutazione delle azioni agenti sul ponte si fa riferimento a quanto specificatamente riportato nel capitolo 5 delle *NTC* del 2018. In particolare le azioni considerate saranno le azioni permanenti e le azioni variabili da traffico.

1.3.3.1. Azioni permanenti

I carichi permanenti si dividono in:

- peso proprio degli elementi strutturali g_1 : le azioni permanenti gravitazionali associate ai pesi propri dei materiali strutturali sono derivate dai pesi dell'unità di volume dei materiali con cui sono realizzate le parti strutturali della costruzione;
- carichi permanenti portati g_2 : sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi presenti sulla costruzione durante il suo normale esercizio, quali pavimentazione stradale, cordolo laterale e barriere di sicurezza stradale.

1.3.3.2. Azioni variabili da traffico

I carichi verticali da traffico sono definiti da Schemi di Carico disposti su corsie convenzionali (notional lane) ciascuna di larghezza 3.00 m in modo da individuare, di volta in volta, le condizioni di carico più severe per la verifica in esame. Le corsie convenzionali, la loro posizione e la loro numerazione sono indipendenti dalle corsie fisiche, disegnate sulla carreggiata mediante la segnaletica orizzontale.

Per le analisi si utilizza lo Schema di Carico 1 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 3.

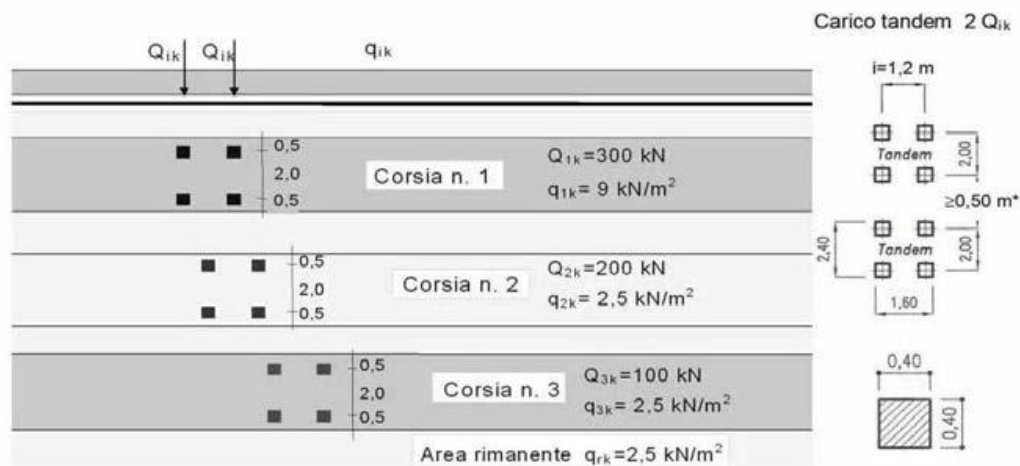


Figura 3: Schema di Carico 1 (dimensioni in [m])

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 carico tandem, se presente, va considerato per intero.

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45° , fino al piano medio della struttura della soletta sottostante (Figura 4).

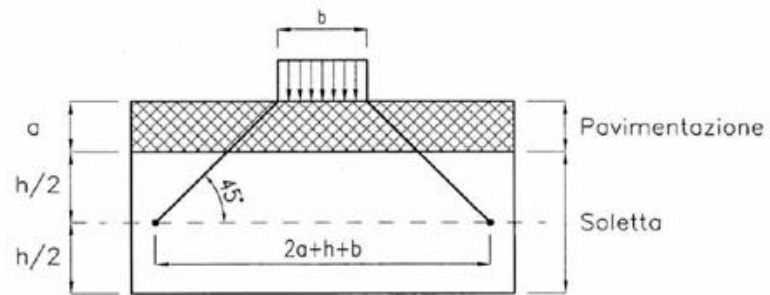


Figura 4: Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

2. IL CASO STUDIO

L'oggetto di questa tesi è l'analisi della sicurezza di due viadotti autostradali a piastra alleggerita, costruiti alla fine degli anni '60.

2.1. Analisi del contesto storico e normativo

Dopo la fine della Seconda guerra mondiale nel 1945 e un successivo periodo di ricostruzione, tra gli anni Cinquanta e gli anni Sessanta, l'Italia conobbe un periodo di crescita economica accelerata (che sarà soprannominato miracolo economico o, ancora più sinteticamente, boom), che ne trasformò in maniera profonda il volto, facendola passare da Paese a economia prevalentemente agricola a una delle principali potenze industriali dell'Occidente. In questo periodo l'industria delle automobili nel suo complesso conobbe un'ascesa vertiginosa, passando dalle 100.000 vetture prodotte nel 1950 alle 230.000 del 1958, sino a superare il milione nel 1963. Il successo del settore fu dovuto anche al sostegno del mondo politico, che scelse di concentrare notevoli risorse pubbliche nella costruzione di nuove strade.

Nel 1952, il progetto di costruire nuove arterie stradali venne ripreso con il cosiddetto programma Aldisio, dal nome del ministro dei Lavori pubblici, il democristiano Salvatore Aldisio (1890-1964); questi era convinto che l'ampliamento e la modernizzazione della rete autostradale avrebbero favorito la mobilità delle merci, facendo diminuire i costi del trasporto e di conseguenza anche calare i prezzi dei prodotti finiti. Senza contare l'immagine moderna e dinamica che l'Italia avrebbe acquistato a livello mondiale.

La legge del 21 maggio 1955 nr. 463, la cosiddetta legge Romita, affidò all'IRI (Istituto per la Ricostruzione Industriale) la progettazione, la costruzione e la gestione delle nuove autostrade che sarebbero state in gran parte finanziate dallo Stato. Tra il 1945 e il 1970 la rete stradale della penisola passò complessivamente da 173.604 a 285.799 km, di cui 4342 km di autostrade a pedaggio.

L'incessante necessità di infrastrutture efficienti e capillari, capaci di interconnettere un territorio sempre più ampio, e la conseguente evoluzione dei mezzi di trasporto, insieme alla crescente sensibilità nei confronti della sicurezza delle costruzioni civili, hanno condotto alla necessità di migliorare le norme riguardanti la progettazione delle infrastrutture ed in particolare delle strutture da ponte.

L'evoluzione della tecnica delle costruzioni, con i suoi riflessi nel campo della realizzazione dei ponti, permette di passare dal funzionamento monolitico proprio delle strutture murarie, per i quali l'entità dei pesi propri risulta dominante, alla snellezza e leggerezza delle strutture di calcestruzzo armato ed acciaio, per i quali, invece, la conoscenza dei carichi da traffico assume un ruolo determinante.

Nel 1962, il Ministero dei Lavori Pubblici, emanò la circolare n. 384 del 14 febbraio. Le strade, suddivise in due categorie, erano classificate in modo diverso da quanto fatto precedentemente. In particolare, si avevano strade di 1° Categoria, destinate al transito di carichi civili e militari, e di 2° Categoria, destinate al transito dei soli carichi civili, ovvero, strade di interesse locale o vicinale.

Venivano indicati i seguenti schemi di carico:

- schema 1: colonna indefinita di autocarri da 12 tonn.
- schema 2: rullo compressore isolato da 18 tonn.
- schema 3: folla compatta in ragione di 400 kg/m².
- schema 4: treno indefinito di carichi militari da 61.5 tonn.
- schema 5: treno indefinito di carichi militari da 32 tonn.
- schema 6: carico militare isolato da 74.5 tonn.

Per le strade di 1° Categoria, veniva prescritto di adottare lo schema più gravoso tra gli schemi 4, 5 e 6 affiancati da una o più colonne di autocarri da 12 t e, ancora, folla compatta da 400 kg/m² sui marciapiedi. Inoltre, tale circolare stabiliva la larghezza d'ingombro trasversale dei vari schemi, pari a 3.11 metri per la colonna di autocarri da 12 t e 3.5 metri per gli schemi 1, 2, e 3 sopra richiamati.

2.2. Tipologia strutturale e dettagli costruttivi

I ponti analizzati in questo lavoro di tesi sono costituiti da un impalcato a piastra di calcestruzzo armato con alleggerimenti di forma cilindrica.

Questa tipologia strutturale presenta diversi vantaggi in fase di realizzazione. Le casseforme utilizzate nel getto sono più semplici ed economiche rispetto ad altri tipi di impalcato; lo spessore dell'impalcato è relativamente basso (riducendo l'altezza dei rilevati si riduce il costo delle opere nelle zone di transizione); la disposizione dell'armatura è più semplice (le barre sono distribuite su tutta la larghezza dell'impalcato invece di essere concentrate in corrispondenza delle travi) e il getto del calcestruzzo in una soletta piena è più semplice rispetto alle soluzioni a soletta e travi. Inoltre l'impalcato a piastra è una buona soluzione per attraversamenti obliqui o geometrie irregolari.

Gli svantaggi che si evidenziano sono un maggiore impiego di materiali e la presenza di carichi permanenti più elevati (potenziali problemi per le fondazioni e in zona sismica): tale problema è contenuto con l'introduzione di alleggerimenti.

2.2.1. Sezione e planimetria

L'impalcato, uguale per entrambi i ponti, ha una larghezza tra i cordoli di 10 m, per un totale di 11 m comprensivi di 50 cm di cordolo per parte, ha un'altezza della sezione di 190 cm e presenta 4 alleggerimenti cilindrici di 150 cm di diametro. Sono presenti due traversi di testata spessi 70 cm e due traversi di campata spessi 30 cm.

Il primo ponte ha una piccola inclinazione (10°) e lunghezza 42.80 m; il secondo ha grande inclinazione (45°) e lunghezza pari a 40m.

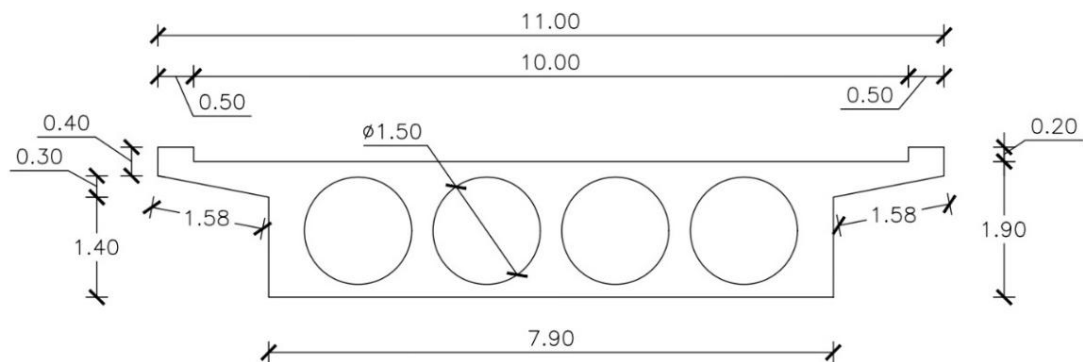


Figura 5: Sezione trasversale (misure in [m])

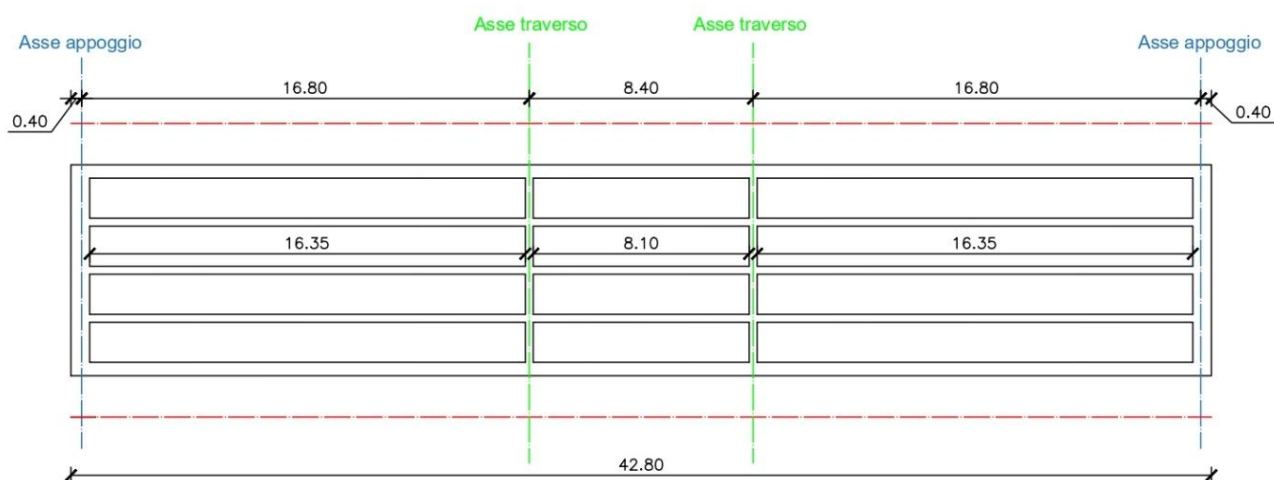


Figura 6: Planimetria dell'impalcato, rappresentata senza inclinazione (misure in [m])

Tramite i progetti originali è nota la disposizione delle barre d'armatura e l'andamento dei cavi da precompressione: in ogni anima sono presenti 9 cavi formati 36 fili di diametro 7 mm; si ha quindi cavi con sezione pari a 1385 mm^2 .

In Figura 7 è riportato il tracciato dei cavi, uguale per ogni anima e simmetrico rispetto la sezione H. In Figura 8 sono invece rappresentate le diverse sezioni corrispondenti.

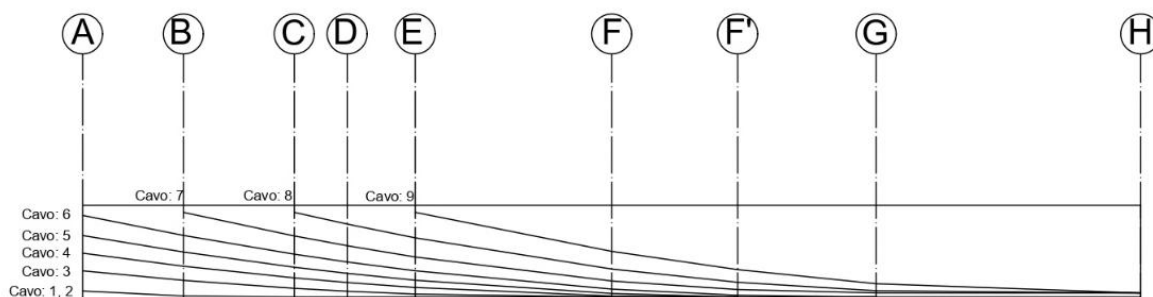


Figura 7: Andamento dei cavi da precompressione (vista laterale)

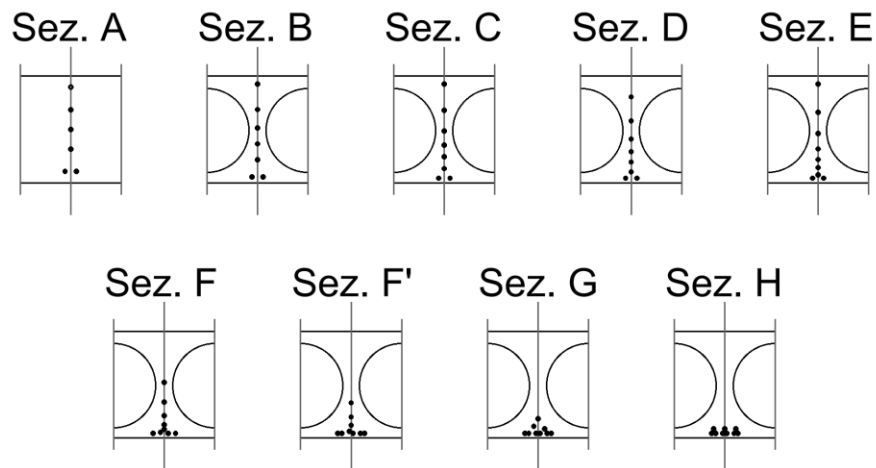


Figura 8: Andamento dei cavi da precompressione (sezioni)

2.2.2. Materiali

Da indagini eseguite per la caratterizzazione del calcestruzzo si evidenziano le seguenti caratteristiche:

PONTE	f_{cm}	f_{ck}
I	29.5 MPa	21.0 MPa
II	26.8 MPa	17.9 MPa

L'acciaio ordinario è un ALE (alto limite elastico) e le caratteristiche meccaniche ricavate da un database pubblico sono le seguenti:

	Valore medio	Valore caratteristico
Tensione di snervamento	499.8 MPa	441.4 MPa
Modulo elastico	210000 Mpa	
Tensione di rottura	760 MPa	598.5 MPa
Allungamento a rottura	19.2%	13.29%
Coeff. di Poisson	0.3	
Modulo plastico	1372.2 MPa	1201.1 MPa

Il modulo plastico (strain hardening modulus) è stato calcolato in funzione degli altri parametri per definire la legge costitutiva dell'acciaio ordinario.

L'acciaio da precompressione presenta invece le seguenti caratteristiche:

	Valore medio	Valore caratteristico
Tensione di snervamento	1470 MPa	1404 MPa
Modulo elastico	210000 Mpa	
Tensione di rottura	1670 MPa	1604 MPa
Allungamento a rottura	6%	6%
Coeff. di Poisson	0.3	
Modulo plastico	3773.6 MPa	3751.3 MPa

Per la definizione dei valori caratteristici dei cavi, a partire da quelli medi noti, si è usato il *Joint Committee on Structural Safety (JCSS) Probabilistic Model Code*. Si ipotizza una distribuzione normale che usa un coefficiente di variazione (COV) pari a 0.025:

$$x_k = x_m - 1.64 * \sigma$$

con σ che rappresenta la deviazione standard, pari a 40 MPa per la tensione dell'acciaio da precompressione. Si ottiene perciò

$$f_{pk} = f_{pm} - 66 [MPa]$$

È noto l'andamento della tensione nei cavi da precompressione: a tempo infinito si ha che la tensione in testata è 900 MPa e in mezzeria è 1090 MPa.

3. MODELLAZIONE FEM

Per l'analisi non lineare dell'impalcato del ponte, si è realizzato un modello 3D agli elementi finiti (FEM) utilizzando il software ADINA, acronimo che sta per Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis.

3.1. Analisi numeriche e software ADINA

L'analisi agli elementi finiti (FEA) è la simulazione di un dato fenomeno fisico utilizzando la tecnica numerica denominata metodo degli elementi finiti (FEM). Il metodo degli elementi finiti è una procedura numerica per risolvere equazioni differenziali (parziali), con un grado di accuratezza accettabile per l'ingegneria. Per risolvere un problema, il dominio viene suddiviso in un sistema equivalente di corpi o unità più piccole (elementi finiti), interconnessi in punti comuni a due o più elementi (nodi o punti nodali).

Il metodo approssima la funzione sconosciuta su un singolo elemento finito con funzioni predefinite; l'approssimazione a tratti fornisce una buona precisione anche con funzioni di approssimazione semplici. In questo modo, il sistema di equazioni differenziali viene trasformato in un insieme di equazioni algebriche lineari o non lineari.

ADINA è un software commerciale di simulazione ingegneristica sviluppato e distribuito in tutto il mondo da ADINA R&D, Inc. L'azienda è stata fondata nel 1986 e ha sede a Watertown, Massachusetts, Stati Uniti. Il 7 aprile 2022, Bentley Systems ha acquisito ADINA R&D, Inc.

ADINA è utilizzato nell'ingegneria, nell'industria e nel mondo accademico per risolvere problemi strutturali, fluidodinamici, di trasferimento di calore ed elettromagnetici. Può essere utilizzato anche per risolvere problemi multifasici, tra cui interazioni fluido-struttura e problemi termomeccanici.

Tra i suoi componenti sono inclusi ADINA Structures e un'interfaccia utente (AUI) che vengono utilizzati per risolvere i problemi non lineari più difficili riguardanti:

- non linearità geometriche, del materiale e del carico;
- grandi deformazioni;
- condizioni di contatto.

Per le analisi di solidi e di strutture, l'analisi può essere lineare o altamente non lineare, statica o dinamica. Sfrutta i vantaggi degli elementi finiti versatili e generalmente applicabili per solidi, gusci e travi, tralicci, tubature e applicazioni speciali. Si hanno a disposizione modelli di materiale per metalli, terreni e rocce, plastica, gomma, tessuti, legno, ceramica e cemento armato.

3.2. Creazione del modello FASE I

L'uso di ADINA offre la possibilità di scrivere un "batch file" (con estensione ".in") che permette all'AUI di eseguire i comandi scritti al suo interno. Si è fatto ciò per descrivere la geometria, le armature, i cavi di precompressione, i carichi permanenti e variabili, i vincoli e la mesh dell'impalcato. Essendo i due ponti in esame simili ma con lunghezza e inclinazione diversa, si è scritto il codice di input in funzione dei suddetti parametri. Inoltre si parametrizzano le dimensioni di body aggiuntivi e le caratteristiche dei materiali e dei vincoli.

Il sistema globale di riferimento è stato posto all'inizio del ponte all'estradosso dell'impalcato con l'asse x in direzione longitudinale del ponte e l'asse z diretto verso il basso (perciò tutte le coordinate hanno z negativa o nulla se situate sul piano dell'impalcato).

Le grandezze e le relative unità di misura che sono state utilizzate sono:

- lunghezze in *m*;
- forze in *kN*;
- tempo in *s*;
- pressioni e tensioni in $kN/m^2 = kPa$;
- masse in *ton* = 1000 *kg*;
- densità in *ton/m³*.

3.2.1. Definizione della geometria

La geometria dell'impalcato è stata realizzata con un body 3D in funzione dei seguenti parametri:

- "L": lunghezza del ponte;
- "fi": angolo di inclinazione del ponte;
- "pos1 e pos2": posizione dei traversi.

Nella modellazione geometrica si sfrutta l'add-on ADINA Modeler (ADINA-M) che offre funzionalità aggiuntive di modellazione solida. Esso permette di definire dei solidi primitivi chiamati "body" (ad esempio blocchi, cilindri, ecc.), gli sheet bodies (corpi piani) e i corpi ottenuti tramite una trasformazione.

Per prima cosa si sono definiti i punti per la creazione della faccia della sezione principale del ponte (tenendo conto dei punti per la definizione delle notional lane e del cordolo laterale), poi si sono creati dei piani di taglio come copia della sezione del ponte e si è eseguito lo sweep della faccia in direzione longitudinale per una lunghezza pari a quella dell'impalcato. Successivamente si sono creati 4 body per i cilindri di alleggerimento suddivisi tramite sottrazione dei piani di taglio, si sono eliminate le parti in eccesso e si è eseguita una sottrazione dei cilindri dal body principale. Si è ottenuto quindi ciò che riportato nelle immagini seguenti.

ADINA

TIME 1.000

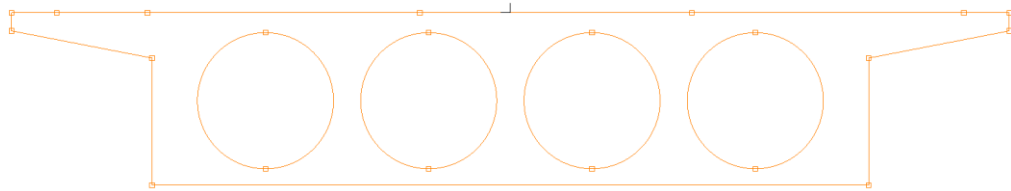


Figura 9: Sezione dell'impalcato

ADINA

TIME 1.000

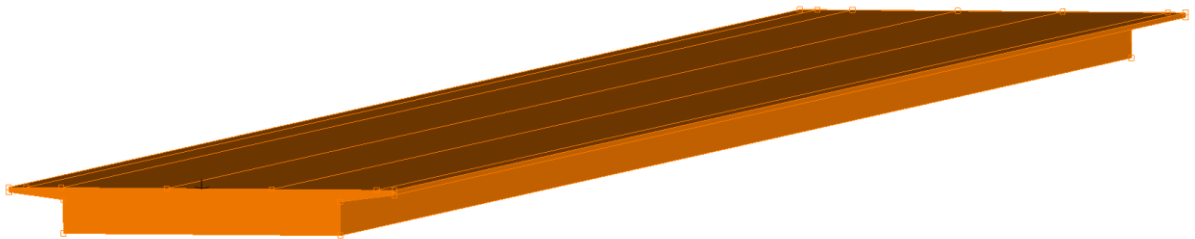


Figura 10: Modello 3D dell'impalcato

ADINA

TIME 1.000

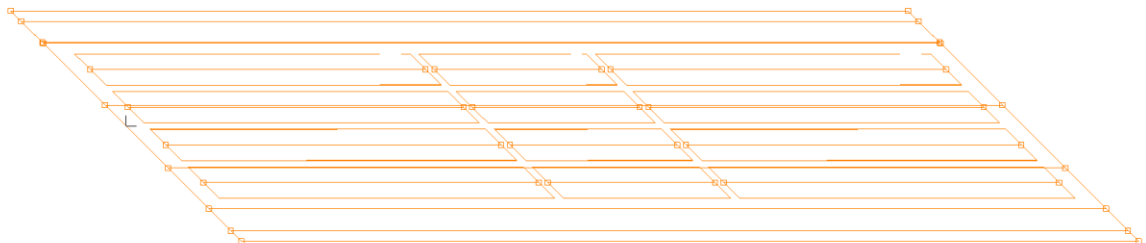


Figura 11: Planimetria dell'impalcato

Si sono creati dei body aggiuntivi per poter applicare i vincoli e i carichi concentrati. Si sono realizzati dei parallelepipedi di dimensioni parametrizzabili aventi lo scopo di diffondere l'effetto dei carichi concentrati in modo da non avere punti con tensioni troppo elevate che complicherebbero l'analisi non lineare.

I body per i carichi concentrati (tandem system) hanno un'altezza di 10 cm e base quadrata di lato 60 cm (ottenuto dalla diffusione a 45° dell'impronta delle ruote, 40 cm, nei 10 cm di spessore della pavimentazione).

Invece i body per l'applicazione dei vincoli hanno sempre un'altezza di 10 cm ma un lato di base di 50 cm.

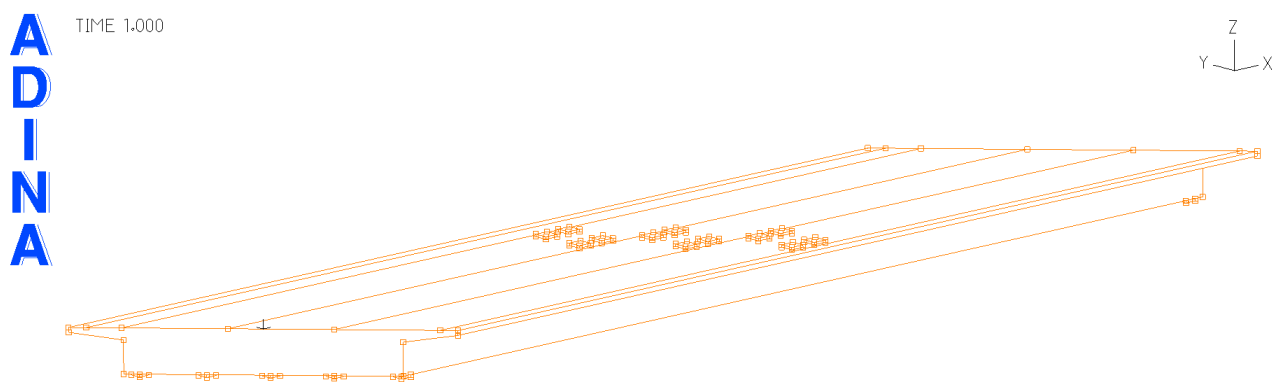


Figura 12: Impalcato 3D con body aggiuntivi

Si procede con la rappresentazione dei cavi da precompressione e dell'armatura ordinaria definiti tramite elementi truss.

Un elemento di tipo truss è rappresentato da una singola linea e dall'area della sua sezione. Un nodo è posizionato a ciascuna estremità della linea. L'unica forza trasmessa dall'elemento truss è quella assiale, come illustrato in Figura 13, costante in tutto l'elemento truss a 2 nodi.

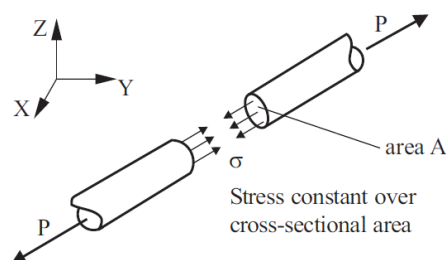


Figura 13: Elemento truss

Il tracciato dei cavi di precompressione è stato rappresentato con spline passanti per i punti delle sezioni note.

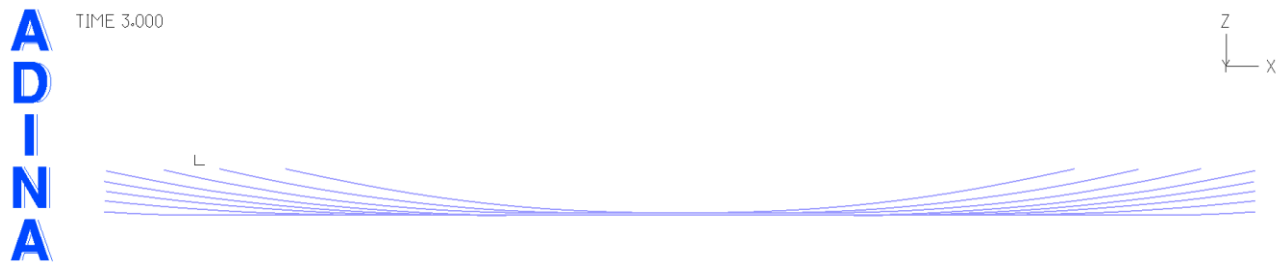


Figura 14: Cavi di precompressione

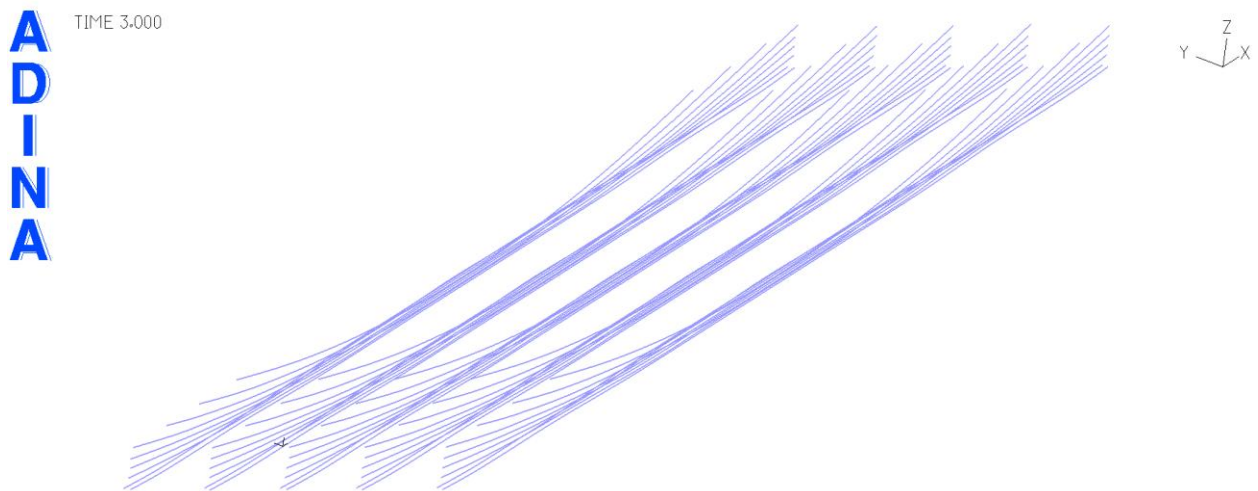


Figura 15: Cavi di precompressione (3D)

L'armatura ordinaria è stata rappresentata con linee in quantità equivalente a quella reale: per semplicità di rappresentazione si varia il numero di barre o il diametro per ottenere lo stesso quantitativo di armatura al metro. Per tutti i ferri si considera una distanza fra il bordo del calcestruzzo e l'asse della barra di 3 cm.

L'armatura trasversale è stata rappresentata con dei Ø12 messi con adeguato interasse per rappresentare il giusto quantitativo di armatura al metro lineare.

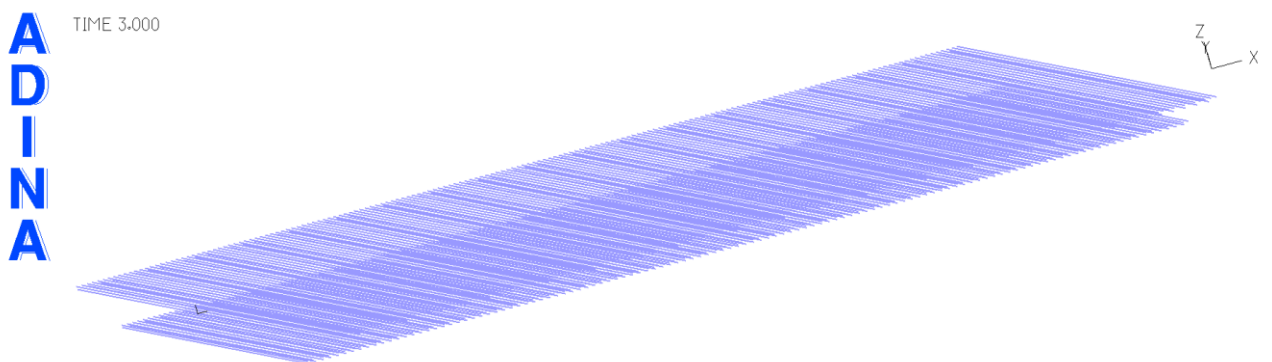


Figura 16: Armatura trasversale

Le staffe sono state rappresentate con dei $\varnothing 10$ con interasse come nei disegni originali: ci sono $\varnothing 10/10$ per i primi 140cm, poi $\varnothing 10/15$ per 600cm, poi $\varnothing 10/25$ fino alla mezzeria, poi si procede simmetricamente. Di questi ferri ce ne sono 2 per nervatura, uno a destra e uno a sinistra della nervatura.

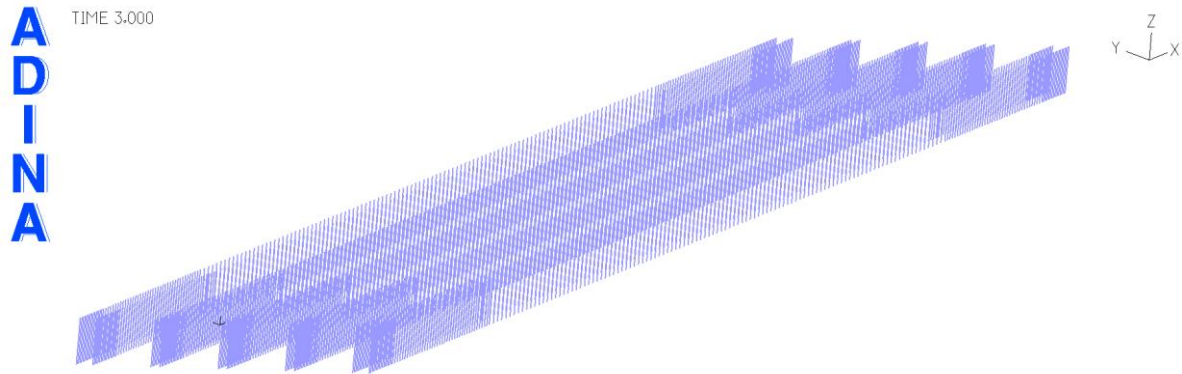


Figura 17: Armatura a taglio (staffe)

L'armatura longitudinale è presente per ogni nervatura in un quantitativo pari a, partendo dal basso, $2\varnothing 12$, $4 \times 2\varnothing 10$, $2\varnothing 12$. Fra le nervature ci sono dei $\varnothing 8$. Per semplicità sono stati tutti modellati tutti come dei $\varnothing 10$.

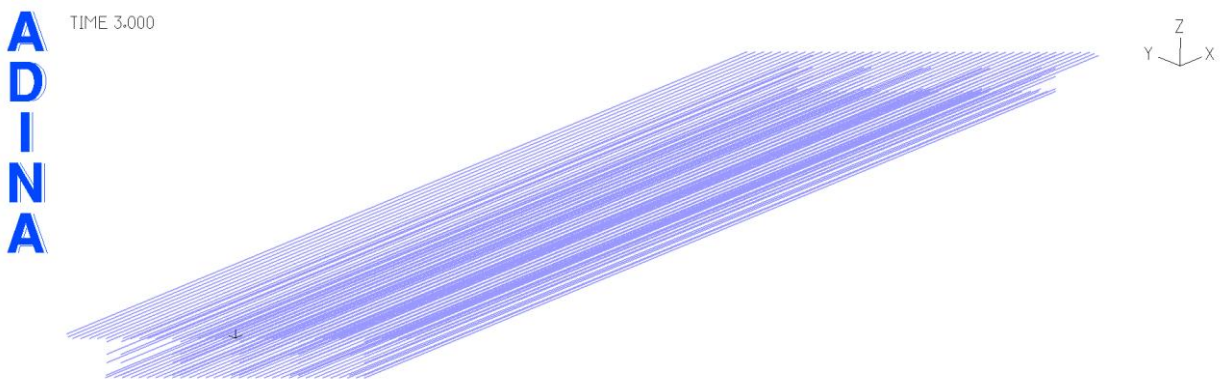


Figura 18: Armatura longitudinale

L'armatura dei traversi, di campata e di testata, è composta superiormente e inferiormente da $5\varnothing 20$; ne sono stati inseriti rispettivamente 2 e 3 nella larghezza del traverso in modo che l'area complessiva sia la stessa. Tra i precedenti ci sono 3 livelli di $2\varnothing 14$ ognuno. Le staffe sono $\varnothing 8$ passo 20 cm.

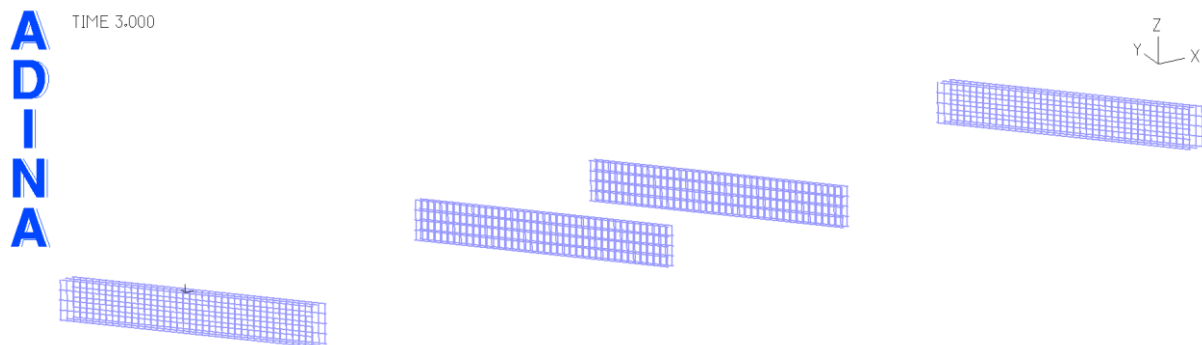


Figura 19: Armatura dei traversi

3.2.2. Applicazione dei vincoli

Sono stati definiti i punti per l'applicazione dei vincoli e collegati alle facce dei body che svolgono funzione di appoggio mediante l'impiego di link rigidi. In corrispondenza di ciascuno di questi punti, è stata inserita una molla a 6 gradi di libertà (6-DOF Spring).

L'elemento molla a 6 gradi di libertà è un elemento molla-ammortizzatore generalizzato che può essere solo lineare o materialmente non lineare. In ciascun grado di libertà, la rigidità dell'elemento può essere definita come una costante o utilizzando una curva forza-spostamento nel sistema di coordinate dell'elemento. La proprietà di massa non è disponibile nell'elemento molla a 6 gradi di libertà.

Nel caso in esame sono state definite le seguenti costanti di rigidità, inserite come parametri:

- rigidità allo spostamento orizzontale: $k_x = k_y = 4 \text{ kN/mm} = 4 \cdot 10^3 \text{ kN/m}$;
- rigidità allo spostamento verticale: $k_z = 2000 \text{ kN/mm} = 2 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$.

La rigidità per le tre rotazioni è stata posta uguale a zero.

3.2.3. Definizione dei materiali

Nel modello sono stati definiti 4 materiali: il calcestruzzo, l'acciaio per l'armatura ordinaria, l'acciaio per i cavi da precompressione e un materiale elastico per i body aggiuntivi.

È risaputo che il calcestruzzo è un materiale molto complesso. Il modello fornito in ADINA potrebbe non contenere tutte le caratteristiche dettagliate del materiale di cui si può avere bisogno. Tuttavia, considerando la variabilità dei materiali in calcestruzzo che devono essere descritti nella pratica, l'obiettivo è quello di fornire un modello efficace con sufficiente flessibilità per modellare la maggior parte dei comportamenti dei materiali comunemente utilizzati.

Nel modello del calcestruzzo vengono utilizzate tre caratteristiche fondamentali:

- una relazione non lineare tra sollecitazione e deformazione che tiene conto dell'indebolimento del materiale in presenza di sollecitazioni di compressione crescenti;
- inviluppi di rottura che definiscono la rottura per fessurazione in trazione e la rottura per schiacciamento in compressione;
- una strategia per modellare il comportamento del materiale dopo la fessurazione e lo schiacciamento.

La relazione sforzo-deformazione monoassiale utilizzata nel modello del calcestruzzo è rappresentata nel grafico seguente.

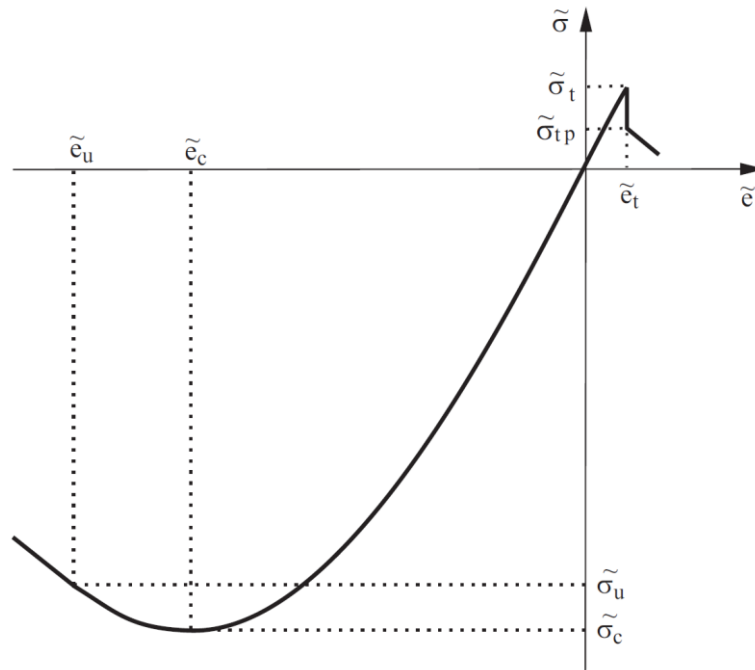


Figura 20: Grafico sforzo-deformazione del modello del calcestruzzo

Il materiale “concrete” è definito dai seguenti valori che dipendono dalla resistenza a compressione f_c in MPa:

- modulo elastico tangente a ϵ pari a 0: $E0 = 22\,000\,000 \cdot (f_c / 10)^{0.3}$ (risultato in kPa);
- resistenza a trazione $SIGMAT = 1000 \cdot 0.3 \cdot (f_c - 8)^{2/3}$ (risultato in kPa);
- resistenza a compressione di picco $SIGMAC$ corrispondete a f_c negativa in kPa;
- tensione di compressione alla deformazione massima $SIGMAU = 0.8 \cdot SIGMAC$;
- $EPSC$, deformazione in corrispondenza di $SIGMAC$ (negativa pari al 2‰);
- $EPSU$, deformazione in corrispondenza di $SIGMAU$ (negativa pari al 3.5‰);
- energia di frattura $GF = 0.001 \cdot 73 \cdot f_c^{0.18}$ (risultato in kN/m);
- coefficiente di Poisson $NU = 0.15$;
- densità $DENSITY = 2.5$ in ton/m^3

Quando nel modello si utilizzano i valori medi dei materiali nelle formule precedenti viene inserito f_{cm} al posto di f_c ; quando invece si utilizzano i valori caratteristici viene inserito f_{ck} al posto di f_c tranne che nel valore di resistenza a trazione $SIGMAT$ per cui si usa il valore ottenuto con il valore medio di compressione moltiplicato per 0.7 come indicato dall'EC2:

$$f_{ctk} = 0.7f_{ctm}$$

Per l'acciaio si utilizza un modello elastoplastico bilineare (“plastic-bilinear”). Questo modello di materiale si basa su:

- la condizione di snervamento di von Mises;
- una associata regola di flusso che utilizza la funzione di snervamento di von Mises;
- una regola di incrudimento isotropa bilineare.

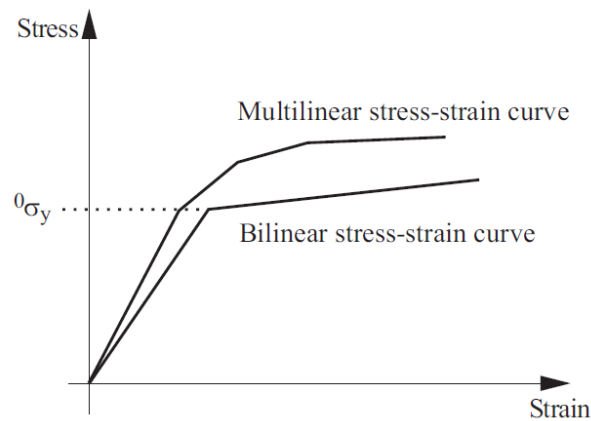


Figura 21: Modello di Von Mises

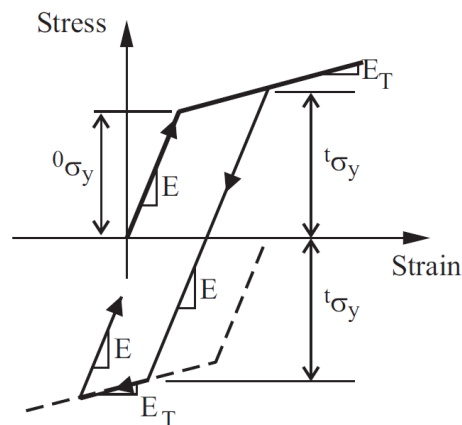


Figura 22: Incrudimento isotropo bilineare

La densità dell'acciaio è lasciata nulla perché il peso dell'acciaio è già conteggiato all'interno del valore della densità del calcestruzzo.

È stato definito infine un materiale fittizio da applicare ai body aggiuntivi rappresentato come elastico lineare isotropo con rigidezza molto bassa per evitare di aggiungere componenti di resistenza aggiuntive al ponte. Sono stati inseriti i seguenti valori:

- $E = 3\,000\,000\text{ kPa}$;
- $NU = 0.15$;
- $DENSITY = 2.50$.

3.2.4. Definizione di time function, time step e applicazione dei carichi

In un'analisi statica in cui gli effetti dipendenti dal tempo (come la viscosità, la viscoplasticità o l'attrito) non sono inclusi nei modelli dei materiali, il tempo è una variabile “fittizia” che viene utilizzata, tramite una “time function” associata a ciascun carico applicato, per definire l'intensità del carico in un determinato step di carico. Pertanto, l'incremento dei “time step” stabilisce direttamente gli incrementi di carico.

Sono state inizialmente definite 3 time function che descrivono i carichi permanenti, i carichi da traffico distribuiti (UDL) e i carichi da traffico concentrati (TS).

Si è deciso di applicare i carichi secondo 3 time step principali:

1. applicazione dei carichi permanenti;
2. aggiunta dei carichi da traffico;
3. raggiungimento del moltiplicatore di collasso per i carichi sfavorevoli (permanentemente e variabili, esclusa la precompressione che è considerata favorevole).

Tra il tempo 0 e il tempo 1 è definito 1 time step di ampiezza 1.0; tra il tempo 1 e il tempo 2 è definito 1 time step di ampiezza 1.0; tra il tempo 2 e il tempo 3 sono definiti 10 time step di ampiezza 0.1.

Sono poi stati inseriti tutti i carichi agenti. I carichi permanenti comprendono il peso proprio dell'impalcato, del cordolo, della barriera di sicurezza e della pavimentazione stradale. Il peso proprio dell'impalcato è stato applicato come LOAD MASS-PROPORTIONAL, cioè proporzionale alla massa, considerando l'accelerazione di gravità $g = -9.81 \text{ m/s}^2$. I pesi del cordolo, della barriera e della pavimentazione sono stati applicati come LOAD PRESSURE distribuite sulle superfici corrispondenti.

Si ottengono le seguenti intensità:

$$p_{\text{cordolo}} = \text{densità cls} \cdot \text{area cordolo} / \text{larghezza} = 25 \cdot 0.10 / 0.50 = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\text{barriera}} (150 \text{ kg/m}) = \left(\frac{150 \cdot 10}{1000} \right) / 0.50 = 3 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\text{cord+barr}} = 8 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\text{pavimentazione}} = 3 \text{ kN/m}^2$$

I carichi da traffico sono anch'essi stati applicati come LOAD PRESSURE distribuendo i valori da normativa sulla superficie delle notional lane per gli UDL e sulla superficie dei body che descrivono le impronte di carico (di lato 0.60 m) per i TS.

$$TS_{NL1} = \frac{Q_{1k}/2}{0.6^2} = \frac{300/2}{0.36} = 416.67 \text{ kN/m}^2$$

$$TS_{NL2} = \frac{Q_{2k}/2}{0.6^2} = \frac{200/2}{0.36} = 277.78 \text{ kN/m}^2$$

$$TS_{NL3} = \frac{Q_{3k}/2}{0.6^2} = \frac{100/2}{0.36} = 138.89 \text{ kN/m}^2$$

$$UDL_{NL1} = q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$UDL_{NL2} = q_{2k} = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

$$UDL_{NL3} = q_{3k} = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

$$UDL_{RA} = q_{rk} = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

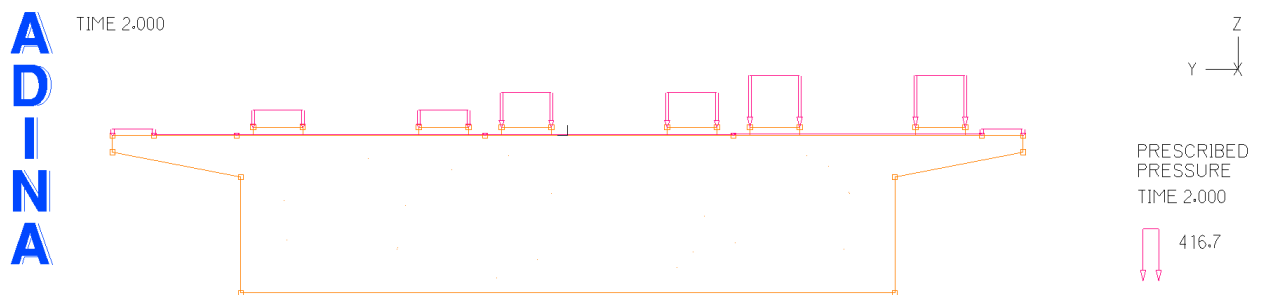


Figura 23: Applicazione dei carichi (vista 2D)

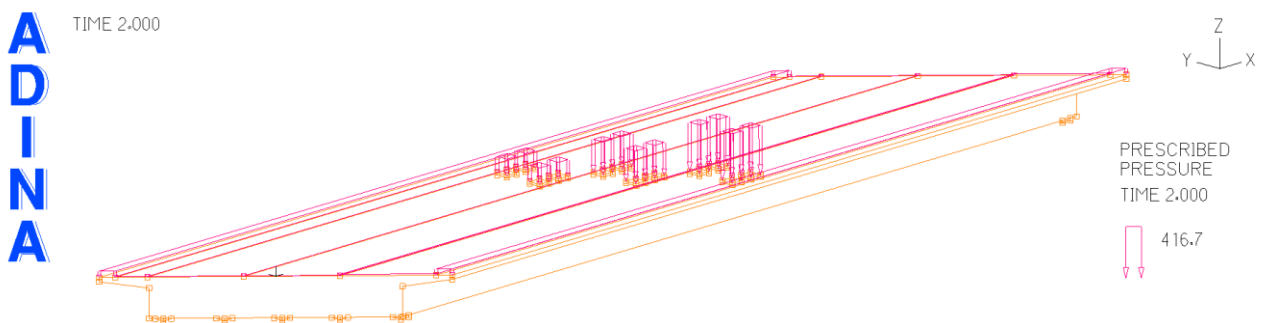


Figura 24: Applicazione dei carichi (vista 3D)

3.2.5. Creazione degli element group

Prima di poter definire gli elementi (tramite la generazione della mesh) è necessario definire un “element group” che li conterrà. Il concetto generale di “element group” è quello di un contenitore di elementi che condividono determinati attributi comuni, ad esempio materiale, formulazione cinematica, ordine di integrazione numerica, formulazione di interpolazione, output dei risultati, ecc.

Gli “element group” che sono stati definiti per il caso in esame sono:

1. Impalcato (tipo 3D-Solid)
2. Body aggiuntivi (tipo 3D-Solid)
3. Cavi anima 1 (tipo Truss)
4. Cavi anima 2 (tipo Truss)
5. Cavi anima 3 (tipo Truss)
6. Cavi anima 4 (tipo Truss)
7. Cavi anima 5 (tipo Truss)
8. Armatura trasversale (tipo Truss)
9. Staffe (tipo Truss)
10. Armatura longitudinale (tipo Truss)
11. Armatura dei traversi_a (tipo Truss)
12. Armatura dei traversi_b (tipo Truss)
13. Armatura dei traversi_c (tipo Truss)
14. Armatura dei traversi_d (tipo Truss)
15. Armatura dei traversi_staffe (tipo Truss)
16. Vincoli molle (tipo Spring)

Tutte le armature e i cavi di precompressione sono stati inseriti all’interno dell’element group tramite l’opzione “rebar line”: tramite questa opzione l’AUI genera elementi truss tridimensionali che poi collega agli elementi tridimensionali in cui essi si trovano. Questa operazione viene eseguita durante la generazione dei “data files” come segue: per ogni “rebar line”, l’AUI individua le intersezioni tra la linea e le facce degli elementi tridimensionali, genera dei nodi in corrispondenza di queste intersezioni e crea elementi truss che collegano i nodi successivi. Vengono anche definite le equazioni di vincolo tra i nodi generati e i tre nodi angolari più vicini delle facce dell’elemento 3D.

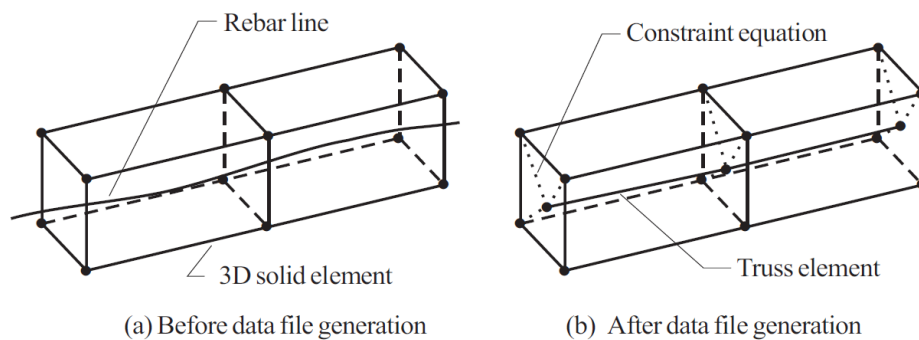


Figura 25: Rebar line in un elemento 3D

3.2.6. Definizione della Mesh

La mesh viene definita per generare elementi finiti sulla geometria nel modello. Le funzionalità di generazione della mesh in ADINA includono:

- generazione di elementi 1-D (truss, beam, e pipe) su linee e spigoli geometrici;
- generazione di elementi 2-D (shell, 2-D solid, e 2-D fluid) su superfici e facce geometriche;
- generazione di elementi 3D (3-D solid e 3-D fluid) su volumi e body geometrici.

La procedura per generare una mesh di elementi finiti su una geometria è la seguente:

- definire un element group;
- assegnare suddivisioni alla geometria da meshare;
- generare la mesh.

Gli algoritmi di mesh nell'AUI si basano sul concetto di suddivisione delle linee e degli spigoli nel modello. Per impostazione predefinita, a tutte le linee e i bordi (lunghi o corti) viene assegnata una suddivisione. Questo di solito non è sufficiente per generare una mesh sul modello. Pertanto è necessario assegnare una densità di mesh più fine alla geometria prima di procedere alla generazione della mesh.

La densità della mesh può essere assegnata a punti, linee, superfici, volumi, spigoli, facce e body. È anche possibile assegnare la densità della mesh all'intero modello.

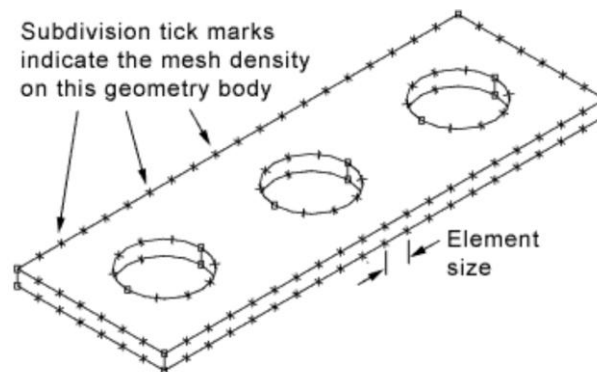


Figura 26: Esempio di suddivisione di un elemento 3D

L'operazione di generazione della mesh crea elementi finiti su volumi geometrici, superfici, linee, corpi, facce o spigoli specificati. Il tipo di elementi creati dipende dall'element group specificato per l'operazione di generazione della mesh. L'element group funge da contenitore per gli elementi finiti creati durante la generazione della mesh. È quindi essenziale che esista un element group appropriato prima di poter eseguire l'operazione di generazione della mesh.

Si è scelto di suddividere l'intero impalcato con una mesh di dimensione pari a 0.25 m e di dividere per due la mesh di impronte e appoggi (0.125 m).

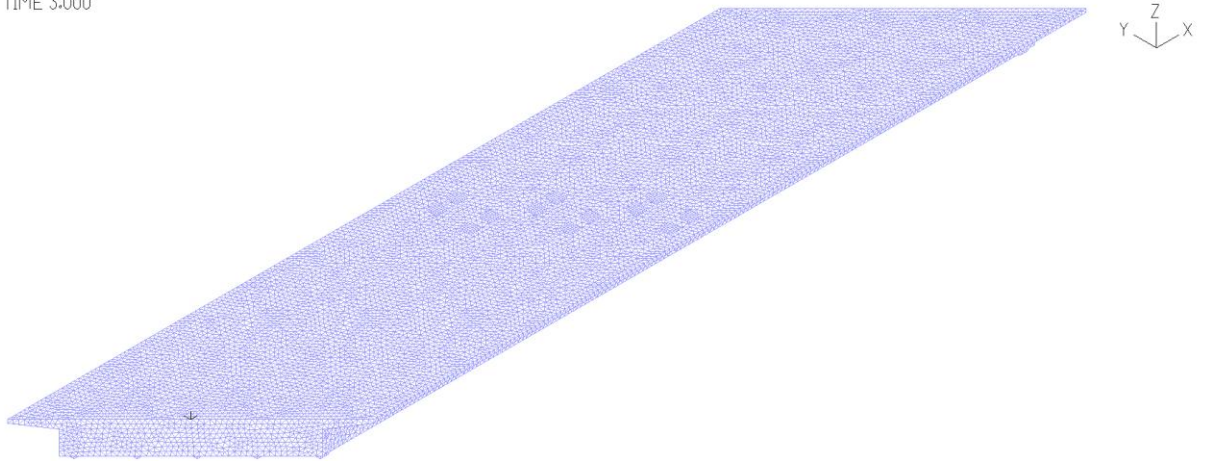


Figura 27: Mesh del modello

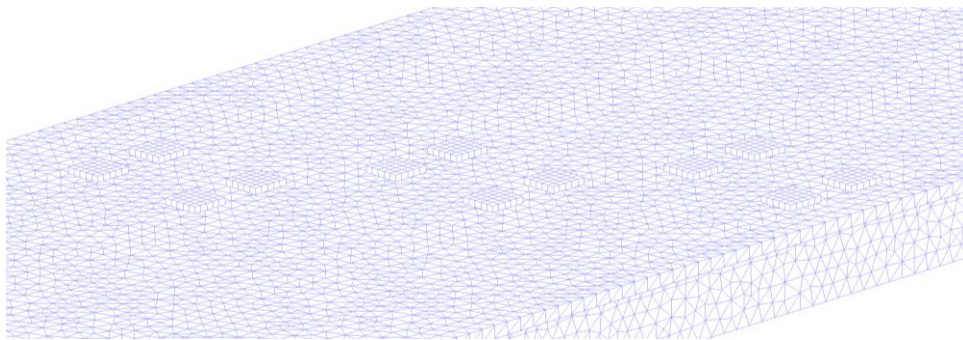
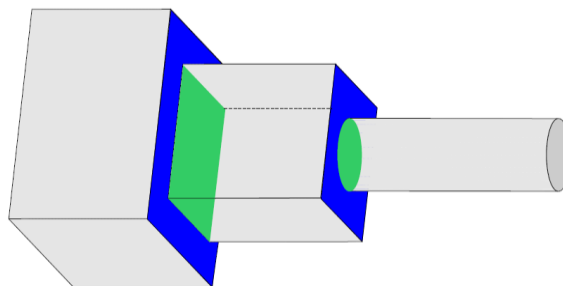


Figura 28: Mesh del modello: dettaglio impronte di carico

Per poter unire la mesh dei body aggiuntivi a quella dell’impalcato si è effettuato un incollaggio. La funzione di incollaggio viene generalmente utilizzata per unire due superfici. Idealmente, le superfici incollate si muovono in modo tale che la distanza tra le due superfici non cambi: ciò avviene definendo equazioni cinematiche che impongono spostamenti relativi nulli tra le facce incollate.

Ogni gluemesh è costituito da due superfici. Una superficie è denominata “master surface” e l’altra superficie è denominata “slave surface”. Se una superficie da incollare è più piccola dell’altra, è preferibile che la superficie più piccola sia la “slave”. Tuttavia, l’incollaggio funzionerà anche se la superficie più piccola è quella “master”. Le due superfici incollate possono anche sovrapporsi parzialmente, in modo tale che la superficie secondaria si estenda oltre quella principale.



Master surface
Slave surface

Figura 29: Esempio di incollaggio di superfici master e slave

3.2.7. Esportazione in formato NASTRAN

A questo punto l'unica cosa che manca all'interno del modello è la definizione della precompressione: questo però non può essere eseguito direttamente in questa fase. Per ovviare a questo problema si è eseguita un'esportazione del modello FEM nel formato NASTRAN. In questo modo le "rebar line" vengono generate prima della creazione dei "data file" e si può applicare la precompressione come descritto nel paragrafo successivo.

3.3. Creazione del modello FASE II

Una volta definito il modello geometrico si decide di lavorare definendo un nuovo file di input denominato "FASE II". In questa fase, oltre a poter definire la precompressione, si sono aggiunti dei nuovi body e una nuova time function per applicare il carico concentrato da traffico (Tandem System) in una posizione diversa dalla mezzeria.

Prima di tutto si sono ridefiniti tutti i parametri, si è importato il file NASTRAN generato in "FASE I" e si sono ridefiniti i materiali, gli element group e le time function. Importando il NASTRAN si crea in automatico una time function 1 e le vecchie time function vengono scalate di una posizione. Si è deciso di utilizzare la nuova TF1 per la precompressione: le time function che si ottengono sono indicate di seguito con annesso grafico che ne rappresenta il valore nel tempo.

1. Precompressione

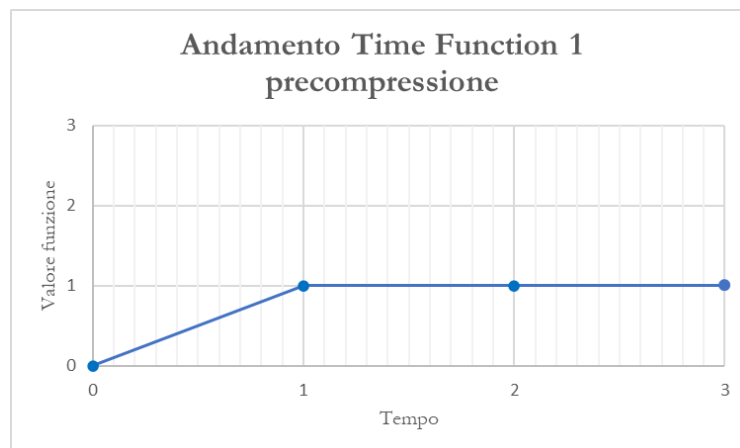


Figura 30: Time function 1

2. Carichi permanenti

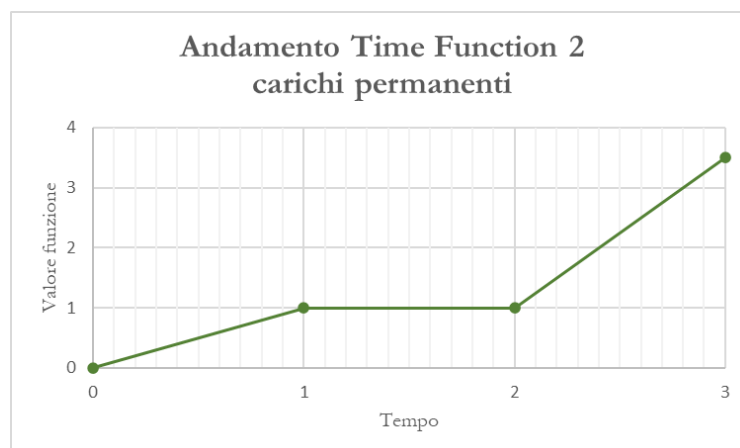


Figura 31: Time function 2

3. Carichi da traffico UDL
4. Carichi da traffico TS in mezzeria (che pongo = 0 se voglio cambiare la posizione dei TS)
5. Carichi da traffico TS nella nuova posizione

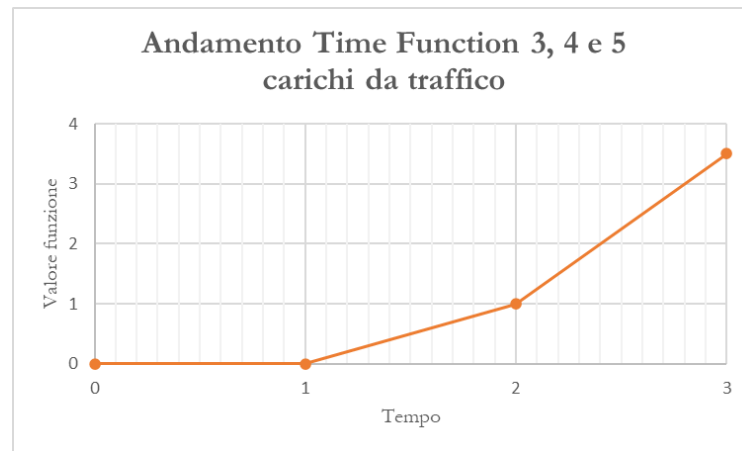


Figura 32: Time function 3, 4 e 5

Successivamente sono stati ridefiniti i time step (come descritti in fase I), sono stati creati i nuovi body per la nuova posizione dei TS e si sono impostati dei settaggi per l'analisi.

A questo punto è possibile andare a definire la precompressione: invece di applicare esplicitamente una predeformazione, si è definita l'azione della precompressione come una variazione di temperatura che corrisponde esattamente alla deformazione impressa desiderata.

La variazione di temperatura da applicare ha perciò il seguente valore:

$$\Delta T = -\frac{\sigma}{E_p \cdot \alpha}$$

in cui

σ è la tensione nei cavi in MPa;

$E_p = 210\,000\text{ MPa}$ è il modulo elastico dell'acciaio da precompressione;

$\alpha = 1.2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ è il coefficiente di dilatazione termica.

A questo punto il modello è pronto per eseguire le analisi.

4. SAFETY FORMAT: ANALISI GLOBALE

L'*Eurocodice 2* indica che quando si utilizzano metodi di analisi non lineari per la verifica allo SLU o allo SLE, devono essere soddisfatti i requisiti di equilibrio e compatibilità e deve essere preso in considerazione il comportamento non lineare realistico dei materiali. Se si utilizzano metodi di analisi non lineari per la verifica mediante simulazioni numeriche, devono essere seguite le disposizioni specifiche riportate nell'*Allegato F Non-linear analyses procedures* di seguito descritto.

La verifica richiede che il valore di progetto delle azioni nella combinazione considerata, non sia superiore al valore di progetto della resistenza strutturale associata:

$$F_d \leq R_d$$

dove

F_d è il valore di progetto delle azioni;

R_d è il valore di progetto delle resistenze.

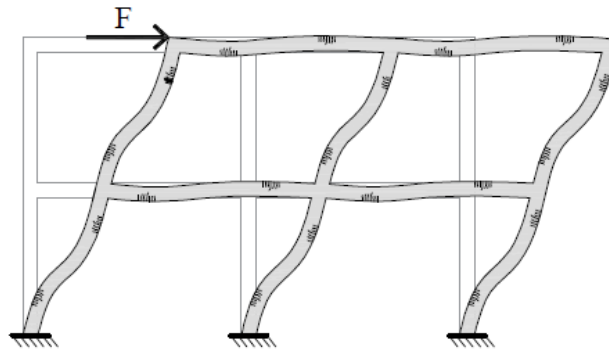


Figura 33: Esempio analisi globale

Il valore di progetto della resistenza strutturale può essere determinato utilizzando uno dei seguenti safety formats:

- metodo del fattore parziale (PFM);
- metodo del fattore globale (GFM).

In questo lavoro di tesi si approfondisce e si utilizza il metodo del fattore globale.

4.1. Metodo del fattore di sicurezza globale

Nel metodo del fattore globale, il valore di progetto della resistenza strutturale si ottiene come

$$R_d = \frac{R_m\{X;a\}}{\gamma_R^* \cdot \gamma_{Rd}}$$

dove

$R_m\{\dots\}$ è il valore medio della resistenza strutturale basato sulla simulazione numerica e deve essere stimato mediante un'analisi probabilistica che includa le incertezze relative alle proprietà del materiale X e alle proprietà geometriche a .

In alternativa, è possibile adottare il seguente valore approssimativo:

$$R_m\{X;a\} \cong R_{NLFEM}\{f_m; a_{nom}\}$$

dove

- $R_{NLFEM}\{\cdot\}$ è il valore della resistenza strutturale basato sulla simulazione numerica;
- f_m è il valore medio delle proprietà dei materiali;
- a_{nom} è il valore nominale delle proprietà geometriche;

γ_R^* è il fattore di resistenza globale per le incertezze relative alle proprietà dei materiali e alla geometria;

γ_{Rd} è il fattore di sicurezza parziale che tiene conto dell'incertezza del modello.

4.1.1. Resistenza globale della struttura

La resistenza strutturale $R_{NLFEM}\{\dots\}$ può essere valutata per diversi livelli di azioni che possono essere aumentati dai loro valori iniziali con incrementi graduali, in modo tale che i valori di progetto delle azioni nella combinazione considerata siano raggiunti nello stesso incremento. Il processo incrementale delle azioni deve essere continuato fino al raggiungimento del collasso strutturale.

$$R_{NLFEM}\{f_m; a_{nom}\} = \lambda_u^{NLFEM}\{f_m; a_{nom}\} \cdot F_d$$

con λ_u^{NLFEM} moltiplicatore ultimo delle azioni a collasso.

In accordo con l'approccio alla verifica di sicurezza

$$F_d \leq R_d$$

$$F_d \leq \frac{\lambda_u^{NLFEM}\{f_m; a_{nom}\} \cdot F_d}{\gamma_R^* \cdot \gamma_{Rd}}$$

$$1.00 \leq \frac{\lambda_u^{NLFEM}\{f_m; a_{nom}\}}{\gamma_R^* \cdot \gamma_{Rd}}$$

si ottiene il valore di progetto del moltiplicatore dei carichi riferito alla combinazione di collasso:

$$\lambda_d^{NLFEM} = \frac{\lambda_u^{NLFEM}\{f_m; a_{nom}\}}{\gamma_R^* \cdot \gamma_{Rd}} \geq 1.00$$

4.1.2. Coefficiente di sicurezza sulla resistenza globale

Il fattore di resistenza globale dipende dalla risposta della struttura ed è correlato alla natura del meccanismo di collasso; rappresenta l'incertezza dei materiali e della geometria. Può essere così valutato:

$$\gamma_R^* = \exp(\alpha_R \cdot \beta_{tgt} \cdot V_R^*)$$

dove:

α_R è il fattore di sensibilità per la variabile di resistenza dominante,

β_{tgt} è il valore di riferimento dell'indice di affidabilità.

I valori di α_R e β_{tgt} sono indicati nella tabella A.3 presente nell'Allegato A dell'EC2 di seguito riportata:

Design situations/Limit states	Sensitivity factors for resistance α_R	target value for the 50-year reliability index β_{tgt}
Persistent or transient design situation	0,8	3,8
Fatigue design situation	0,8	3,8
Accidental design situation	0,8	2,0
NOTE 1 These values refer to CC2. For others Consequence Classes, refer to prEN 1990:2002, Clause 4.		
NOTE 2 The values for the target value of the reliability index given in Table A.2(NDP) apply unless a National Annex gives different values.		

Figura 34: Tabella fattori di sensibilità per la resistenza α_R e valori target per l'indice di affidabilità a 50 anni β_{tgt}

V_R^* è il coefficiente di variazione della resistenza strutturale; tiene conto delle incertezze relative ai materiali e alla geometria.

È possibile adottare il valore approssimato derivante dalla seguente formula:

$$V_R^* = \sqrt{V_{R,M}^2 + V_{R,G}^2}$$

dove

$V_{R,M}$ è il coefficiente di variazione della resistenza strutturale che tiene conto delle incertezze relative alle proprietà dei materiali:

$$V_{R,M} = \frac{1}{1.65} \ln \left(\frac{R_{NLFEM}\{f_m; a_{nom}\}}{R_{NLFEM}\{f_k; a_{nom}\}} \right)$$

in cui f_k è il valore caratteristico delle proprietà del materiale.

Usando i moltiplicatori dei carichi a collasso si ottiene:

$$V_{R,M} = \frac{1}{1.65} \ln \left(\frac{\lambda_u^{NLFEM}\{f_m; a_{nom}\}}{\lambda_u^{NLFEM}\{f_k; a_{nom}\}} \right)$$

Come ulteriore semplificazione, in assenza di una stima numerica del valore di $V_{R,M}$ dal punto di vista della sicurezza, si può considerare $V_{R,M} = 0.15$.

$V_{R,G}$ è il coefficiente di variazione della resistenza strutturale correlato alle incertezze geometriche assunto pari a 0.05.

Il valore approssimato di γ_R^* risulta quindi pari a:

$$\gamma_R^* = \exp \left(\alpha_R \cdot \beta_{tgt} \cdot \sqrt{V_{R,M}^2 + V_{R,G}^2} \right) = \exp \left(0.8 \cdot 3.8 \cdot \sqrt{0.15^2 + 0.05^2} \right) = 1.62$$

4.1.3. Coefficiente di sicurezza sull'incertezza di modello

Il coefficiente di sicurezza γ_{Rd} è tipicamente calcolato usando specifici parametri statistici che rappresentano l'incertezza di modello. Se il calcolo statistico non viene eseguito, γ_{Rd} deve essere impostato su un valore fisso e può essere considerato, per i modelli numerici in generale che tengono conto anche dell'incertezza statistica, pari a $\gamma_{Rd} = 1.30$.

Il fattore parziale γ_{Rd} per l'incertezza del modello può essere ottenuto ipotizzando una distribuzione probabilistica lognormale come:

$$\gamma_{Rd} = \frac{\exp(\alpha_R \cdot \beta_{tgt} \cdot V_\theta)}{\mu_\theta}$$

dove

α_R è il fattore di sensibilità per le variabili non dominanti: $\alpha_R = 0.32$;

V_θ e μ_θ sono i parametri statistici dell'incertezza del modello, rappresentati dal suo valore medio (o bias factor) μ_θ e dal coefficiente di variazione V_θ basato su una distribuzione lognormale. La letteratura scientifica propone i seguenti valori: $V_\theta = 0.12$ e $\mu_\theta = 1.00$.

Si ottiene:

$$\gamma_{Rd} = \frac{\exp(0.32 \cdot 3.8 \cdot 0.12)}{1} = 1.15$$

5. ANALISI, RISULTATI E CONCLUSIONI

5.1. Descrizione dello svolgimento dell'analisi

Si è svolta l'analisi analizzando tre diverse casistiche:

- valore medio di resistenza dei materiali e tensione nei cavi da precompressione pari a 950 MPa;
- valore caratteristico dei materiali e tensione nei cavi da precompressione pari a 950 MPa;
- valore medio di resistenza dei materiali e una riduzione di tensione nei cavi da precompressione pari al 30% (665 MPa).

Per ciascuna casistica si sono considerate 6 diverse configurazioni di carico, applicando il carico concentrato Tandem System in 6 posizioni differenti:

- in mezzzeria;

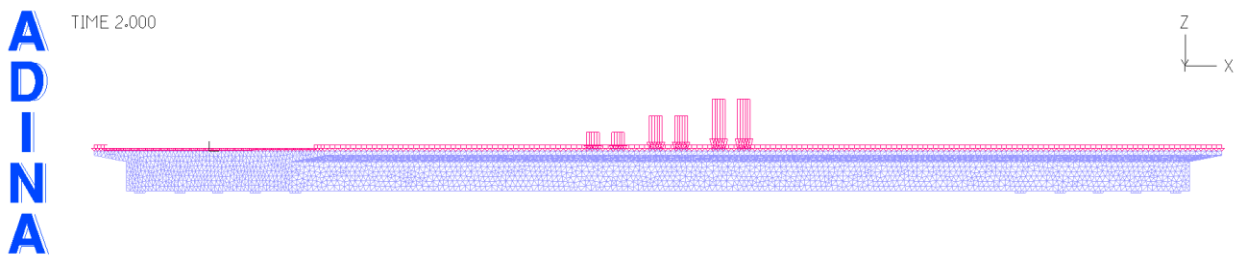


Figura 35: TS in mezzzeria

- sul traverso ad una distanza di 16.80 m dagli appoggi;

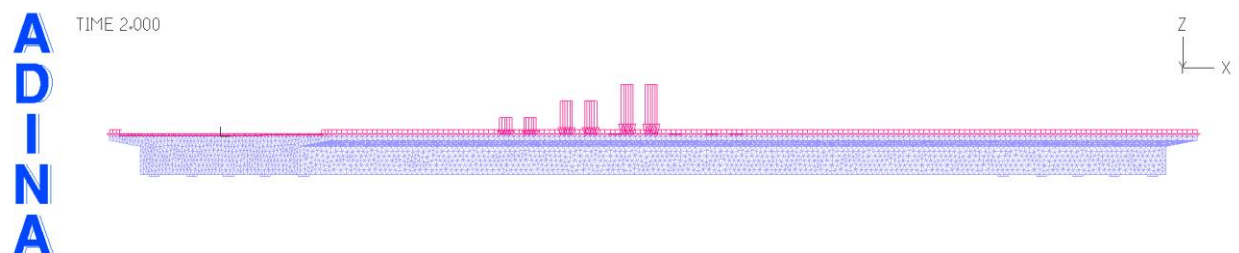


Figura 36: TS sul traverso

- a 12.80 m dagli appoggi;

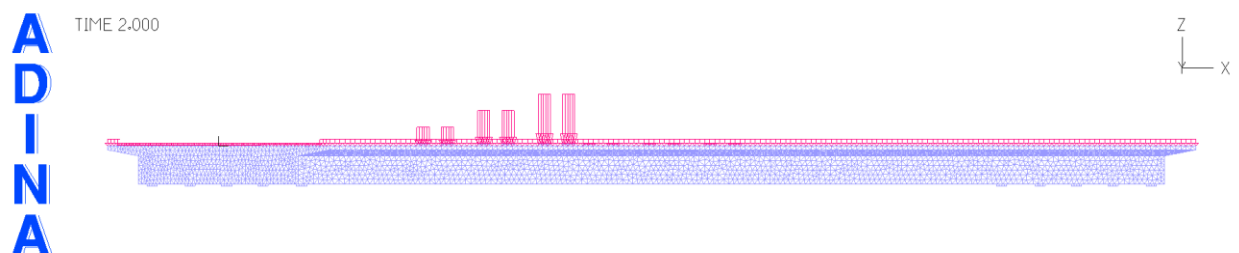


Figura 37: TS a 12.80 m

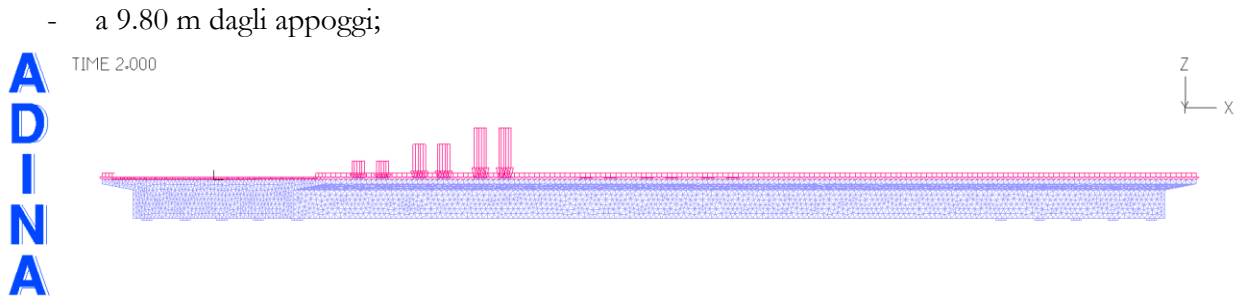


Figura 38: TS a 9.80 m

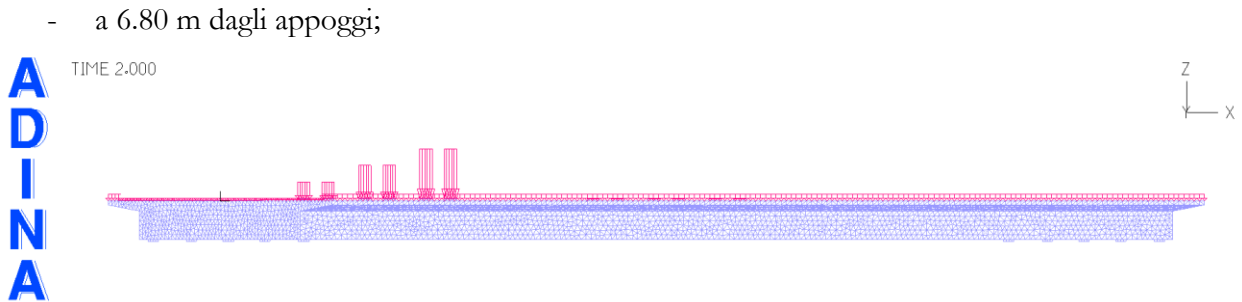


Figura 39: TS a 6.80 m

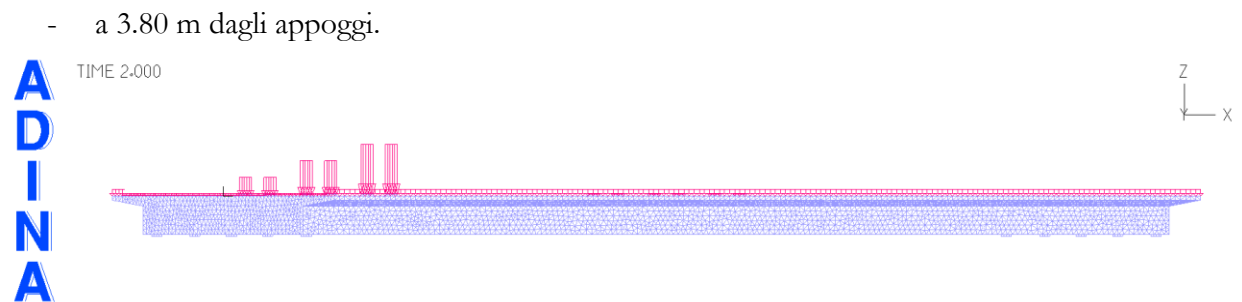


Figura 40: TS a 3.80 m

L'obiettivo è stato trovare il moltiplicatore dei carichi che genera il collasso del ponte in ciascun caso elencato prima, andando ad applicare un'analisi statica non lineare all'interno del software ADINA.

Nell'analisi statica non lineare, l'equazione di equilibrio che viene risolta è:

$$R(t + \Delta t) - F(t + \Delta t) = 0$$

dove $R(t + \Delta t)$ è il vettore dei carichi nodali applicati esternamente al tempo (time step) $t + \Delta t$, e $F(t + \Delta t)$ è il vettore di forza equivalente (nel senso del lavoro virtuale) alle sollecitazioni dell'elemento al tempo $t + \Delta t$. La non linearità deriva dalle proprietà dei materiali.

La soluzione delle equazioni di equilibrio statico in ADINA è ottenuta utilizzando il metodo iterativo "Full Newton iteration", impostato di default.

L'ATS (Automatic-Time-Stepping) permette di controllare la dimensione del time step al fine di ottenere una soluzione convergente. Se non si ottiene la convergenza con il time step specificato dall'utente, il programma suddivide automaticamente il time step fino a raggiungere la convergenza. I carichi in qualsiasi istante intermedio creati dal metodo ATS vengono ricalcolati in base al valore corrente della time function.

Il risultato della soluzione viene fornito solo nei momenti specificati dall'utente, tranne quando il calcolo viene arrestato a causa di un numero eccessivo di suddivisioni dei time step senza ottenere convergenza. In questo caso, il risultato della soluzione viene fornito anche per l'ultimo istante temporale convergente.

Per la determinazione del moltiplicatore di collasso è raccomandato eseguire un'analisi del carico incrementale proporzionale alla combinazione dei carichi considerata, cioè quella allo stato limite ultimo (SLU). Per gestire la condizione di effetto favorevole e sfavorevole delle diverse azioni si può considerare di incrementare solo le azioni che abbiano un effetto sfavorevole: nel nostro caso consideriamo i carichi permanenti (G_1 peso proprio e G_2 pesi portati) e i carichi da traffico (q_k distribuiti e Q_k concentrati) come sfavorevoli e la precompressione P come favorevole.

Perciò la combinazione di carico a collasso che si considera è la seguente:

$$F_u = \gamma_P \cdot P + \lambda_u^{NLFEM}\{f; a_{nom}\} \cdot \gamma_G \cdot (G_1 + G_2) + \lambda_u^{NLFEM}\{f; a_{nom}\} \cdot \gamma_Q \cdot (q_k + Q_k)$$

con $\gamma_P = 1$, $\gamma_G = 1.35$ e $\gamma_Q = 1.35$ coefficienti parziali di sicurezza allo SLU.

Per l'analisi si è scelto di utilizzare i valori dei materiali relativi al ponte n° II ($f_{cm} = 26,8 \text{ MPa}$ e $f_{ck} = 17.9 \text{ MPa}$) e un'inclinazione dell'impalcato pari a 45° .

A valle delle analisi svolte si evidenziano nella tabella seguente i moltiplicatori di collasso nelle diverse casistiche, ottenuti a convergenza del modello in ADINA.

Valori dei materiali	Tensione nei cavi	Posizione Tandem System					
		Mezzeria	Traverso	12.80 m	9.80 m	6.80 m	3.80 m
medi	950 MPa	3.45	3.69	3.70	3.64	3.78	3.79
caratteristici	950 MPa	2.78	2.91	3.28	2.89	3.00	3.13
medi	665 MPa	3.42	3.63	3.61	3.63	3.60	3.70

5.2. Output e interpretazione dei risultati

Sono riportate di seguito le rappresentazioni delle deformazioni che si hanno nel calcestruzzo e nei cavi di precompressione al momento del collasso, ottenute nel modello con i valori medi dei materiali e la tensione nei cavi di precompressione pari a 950 MPa. La Figura 41 e la Figura 48 rappresentano le legende dei colori.

SMOOTHED
STRAIN-XX
RST CALC
TIME 2.350

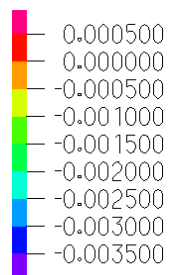


Figura 41: Legenda deformazioni CLS

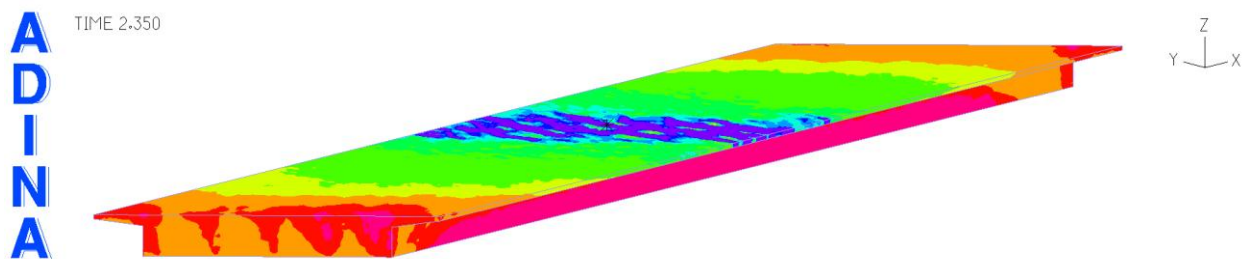


Figura 42: Deformazioni CLS con carico in mezz'aria

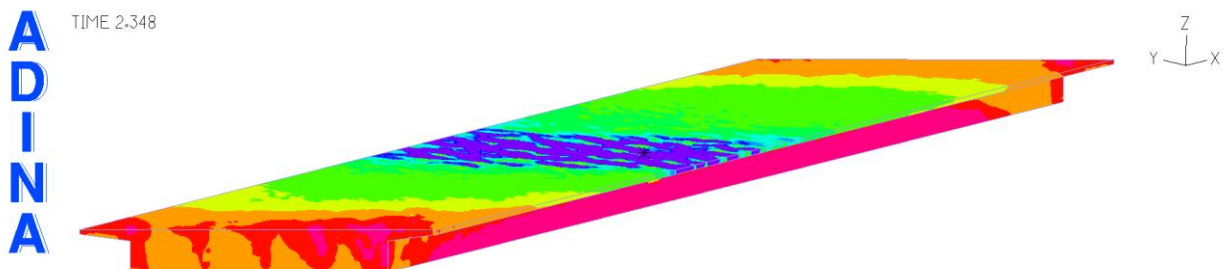


Figura 43: Deformazioni CLS con carico sul traverso

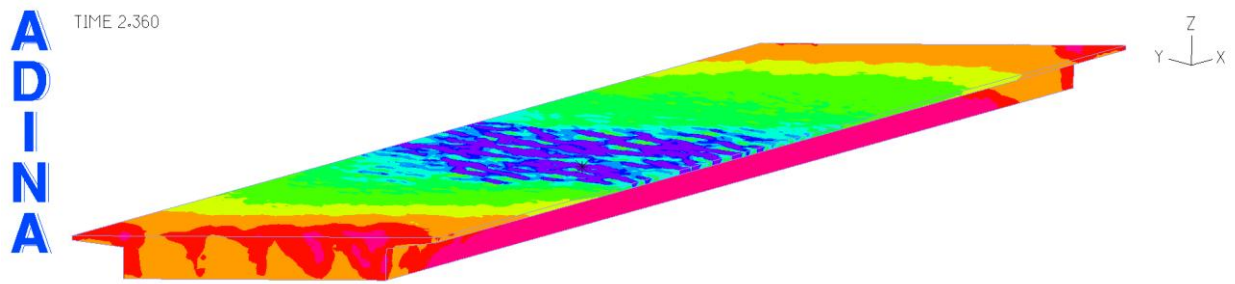


Figura 44: Deformazioni CLS con carico a 12.8 m

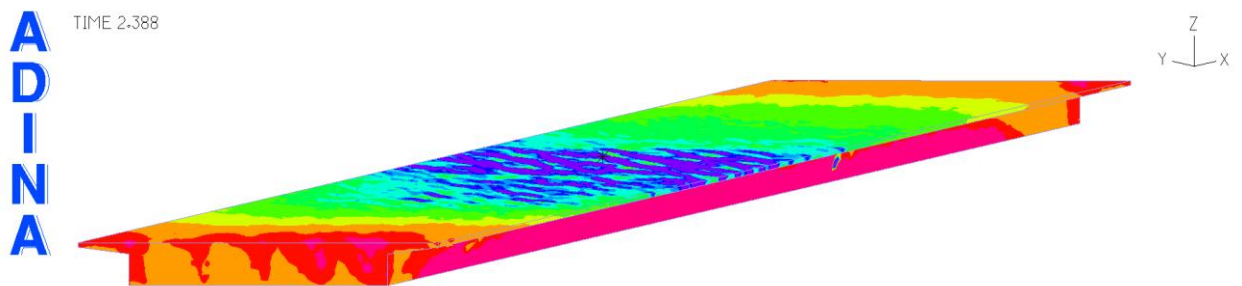


Figura 45: Deformazioni CLS con carico a 9.8 m

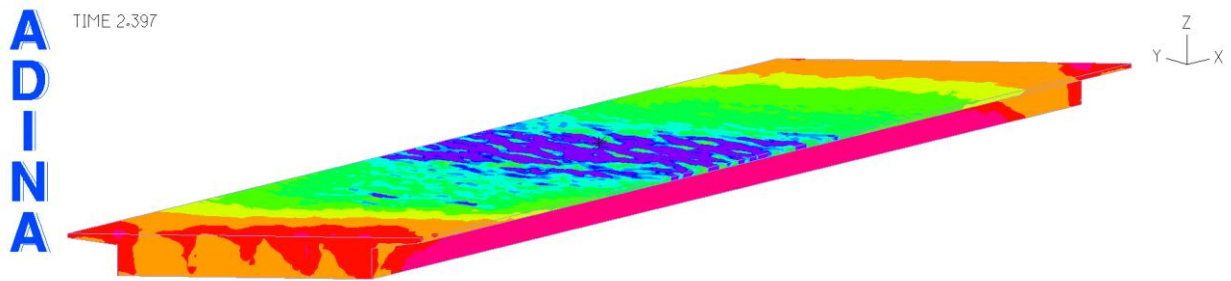


Figura 46: Deformazioni CLS con carico a 6.8 m

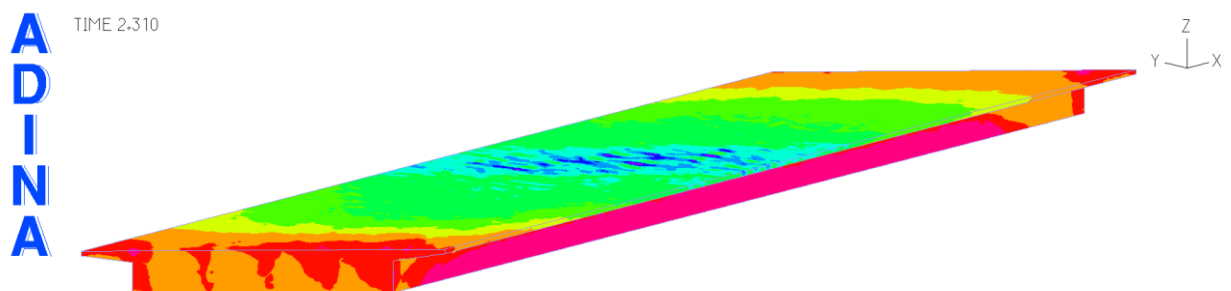


Figura 47: Deformazioni CLS con carico a 3.8 m

AXIAL_STRAIN
RST CALC
TIME 2.350

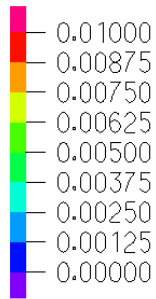


Figura 48: Legenda deformazioni cavi

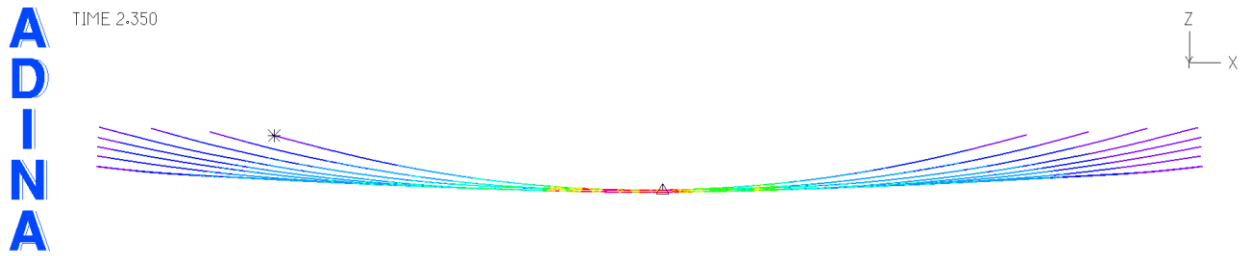


Figura 49: Deformazione cavi con carico in mezzeria

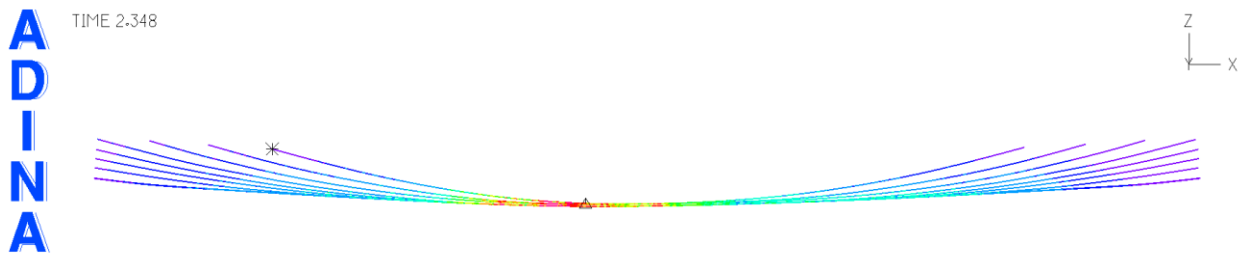


Figura 50: Deformazione cavi con carico sul traverso

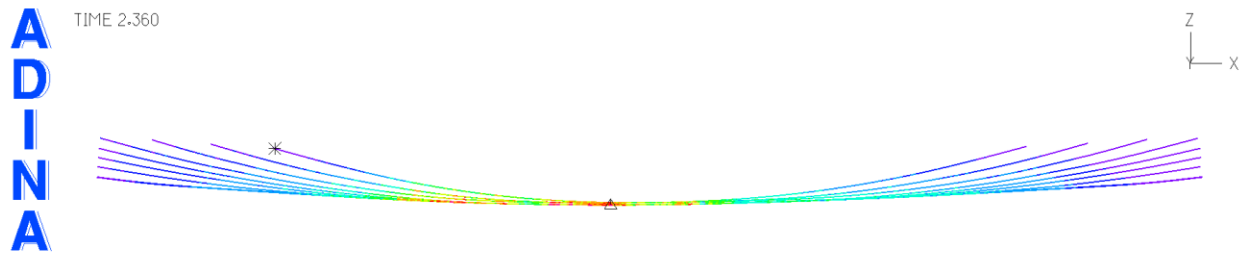


Figura 51: Deformazione cavi con carico a 12.8 m

**A
D
I
N
A**

TIME 2.388

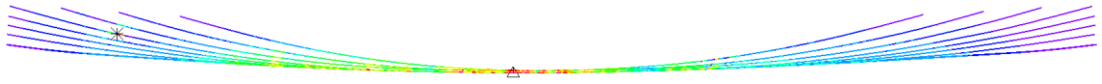


Figura 52: Deformazione cavi con carico a 9.8 m

**A
D
I
N
A**

TIME 2.397

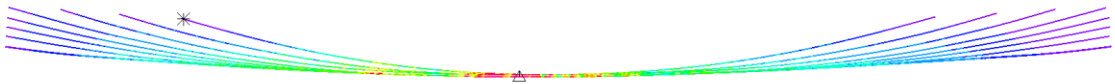


Figura 53: Deformazione cavi con carico a 6.8 m

**A
D
I
N
A**

TIME 2.310

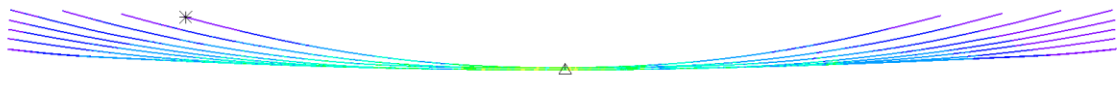


Figura 54: Deformazione cavi con carico a 3.8 m

Invece di seguito sono riportate le rappresentazioni delle tensioni in direzione x nel calcestruzzo al momento del collasso, ottenute nel modello con i valori medi dei materiali e la tensione nei cavi di precompressione pari a 950 MPa in sezioni poste a una distanza di 3 m. Si può così apprezzare la posizione dell'asse neutro.

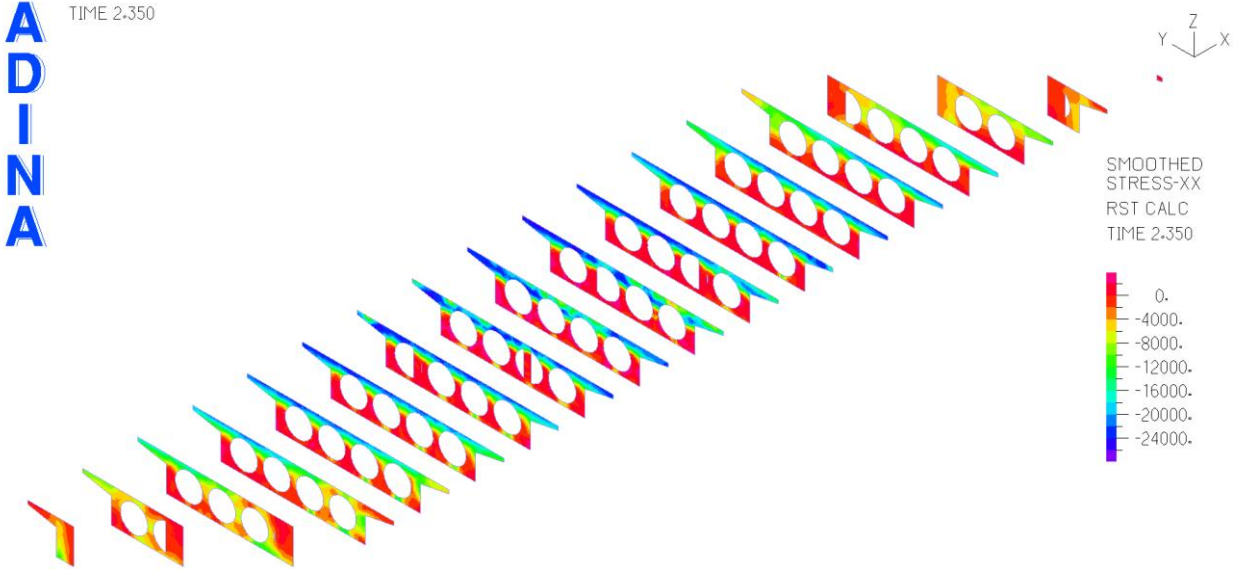


Figura 55: Tensioni CLS con carico in mezzeria

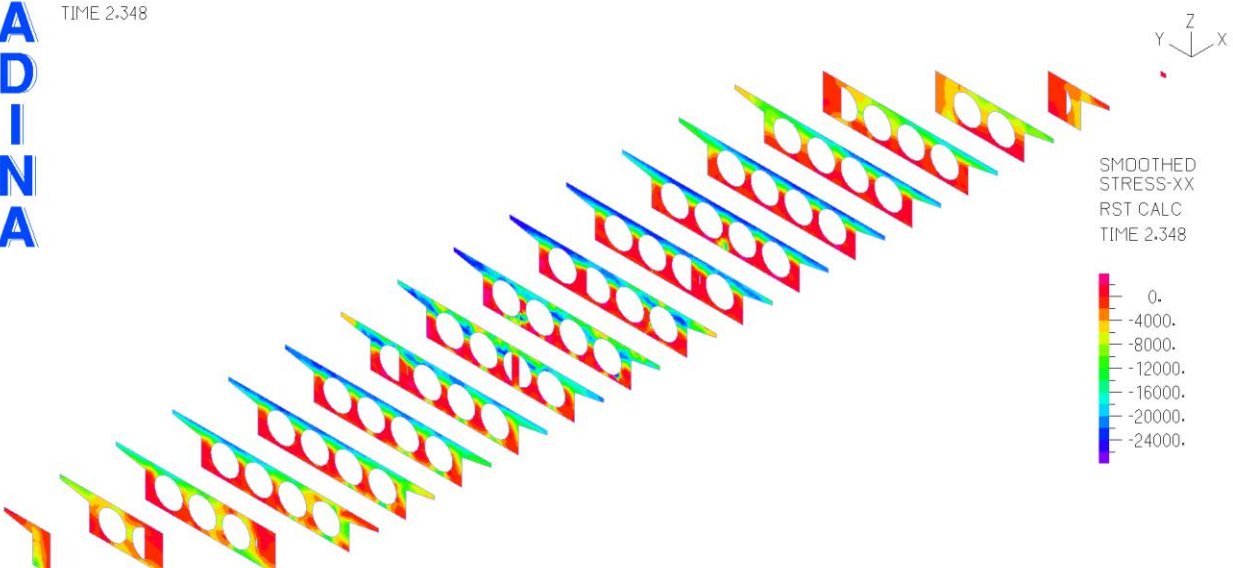


Figura 56: Tensioni CLS con carico sul traverso

ADINA

TIME 2.360

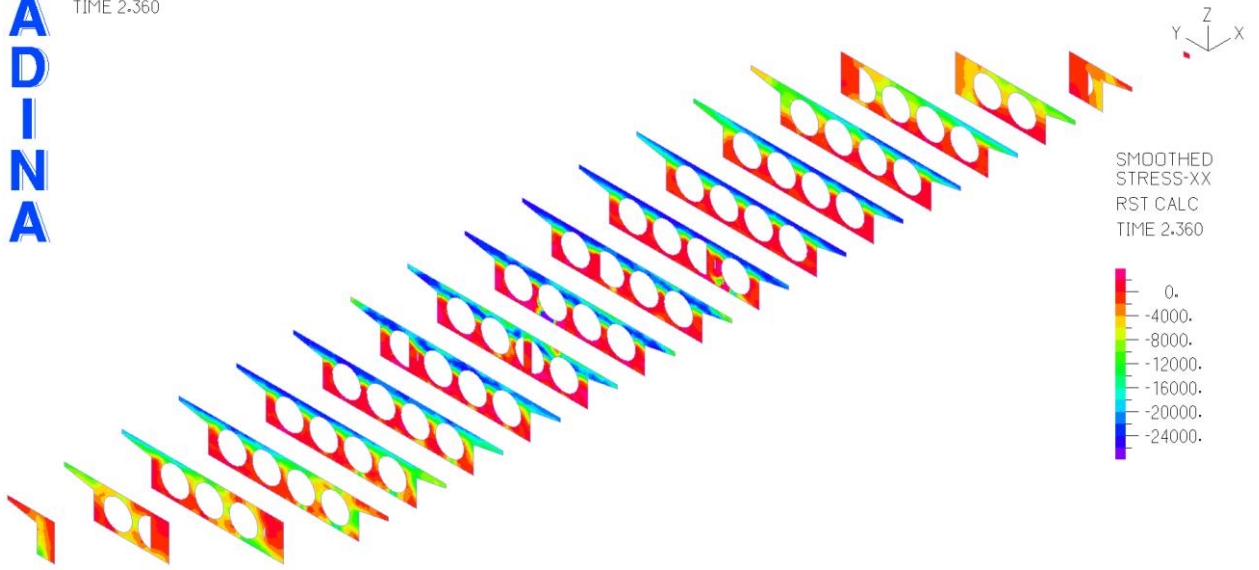


Figura 57: Tensioni CLS con carico a 12.8 m

ADINA

TIME 2.388

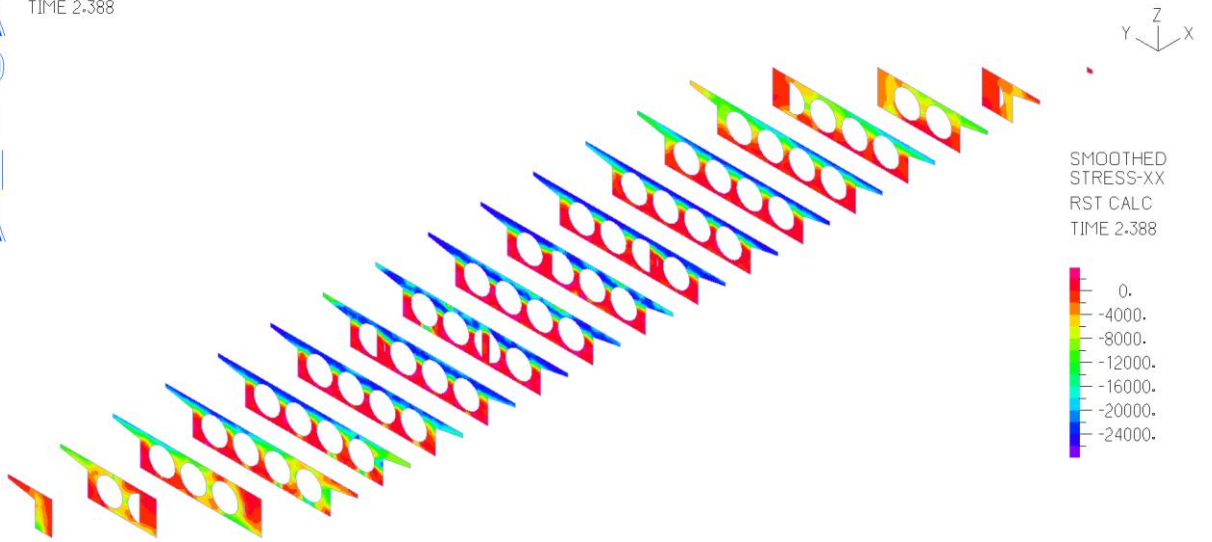


Figura 58: Tensioni CLS con carico a 9.8 m

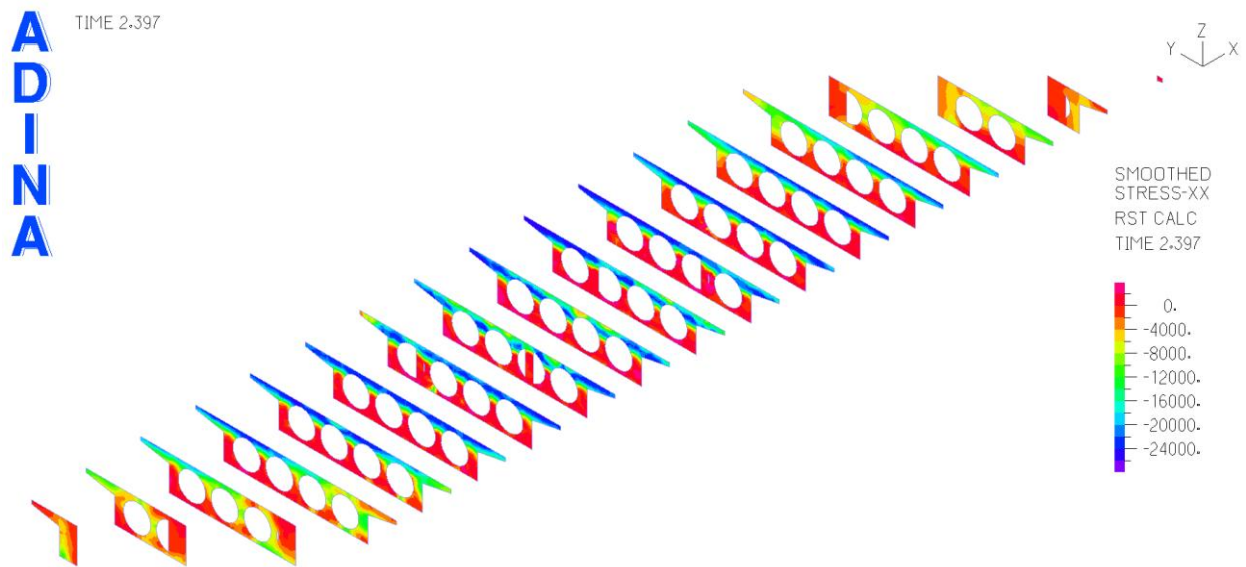


Figura 59: Tensioni CLS con carico a 6.8 m

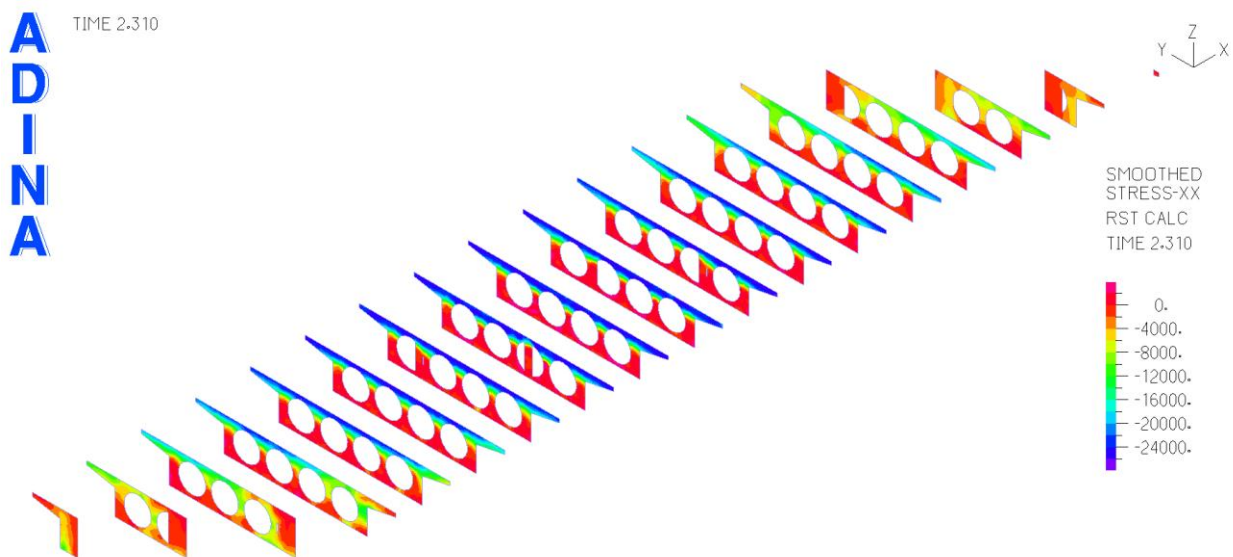


Figura 60: Tensioni CLS con carico a 3.8 m

Osservando le deformazioni che si ottengono a collasso, si nota che in tutti i casi analizzati la struttura manifesta una rottura per la quale la crisi avviene per schiacciamento del calcestruzzo compresso, preceduto dallo snervamento dell'armatura tesa. Il comportamento è quindi duttile e governato dalla flessione.

Diversamente da ciò che ci si potrebbe aspettare, il meccanismo resistente flessionale non si modifica in un comportamento a taglio applicando il carico concentrato in posizioni via via più vicine all'appoggio. Ciò non avviene perché nello svolgere l'analisi incrementale si è aumentato sia il valore dei carichi permanenti che il valore di quelli da traffico distribuiti e concentrati. L'effetto dovuto all'aumento del peso proprio del ponte risulta essere preponderante rispetto all'effetto prodotto dal

Tandem System nei casi come quello studiato in cui la tipologia strutturale dell'implacato ha una massa molto elevata.

Quando il carico concertato è applicato in una posizione diversa dalla mezzeria, via via più vicina agli appoggi, il carico ultimo di collasso aumenta poiché il momento flettente globale si riduce. Se il carico fosse applicato esattamente sopra l'appoggio, probabilmente si produrrebbe uno scarico diretto e la crisi avverrebbe per schiacciamento locale del calcestruzzo in compressione quasi pura, con valori di resistenza molto elevati.

A fronte di una riduzione del 30% della tensione nei cavi di precompressione, i valori di collasso rimangono sostanzialmente invariati. Considerato che la crisi è governata dallo stato limite ultimo a flessione, con schiacciamento del calcestruzzo preceduto dallo snervamento dell'armatura, la precompressione influenza principalmente lo stato tensionale iniziale, la fessurazione e la rigidità flessionale, ma non modifica in modo significativo la capacità resistente ultima, che dipende prevalentemente dalla geometria della sezione, dall'armatura e dalla deformazione ultima del calcestruzzo.

5.3. Applicazione del metodo del fattore di sicurezza globale

Di seguito si applica la procedura illustrata nel Capitolo 4 della presente tesi per diversi livelli di semplificazione e approssimazione della procedura.

Per prima cosa bisogna ottenere il moltiplicatore ultimo delle azioni a collasso λ_u^{NLFEM} nelle diverse casistiche scorrendo il coefficiente parziale delle azioni dai moltiplicatori ottenuti dal software, nel nostro caso uguale sia per i carichi permanenti che per quelli variabili da traffico ($\gamma_G = \gamma_Q = 1.35$).

$$\lambda_u^{NLFEM} = \frac{(\lambda_u^{NLFEM} \cdot \gamma_G)}{\gamma_G} = \frac{(\lambda_u^{NLFEM} \cdot \gamma_Q)}{\gamma_Q}$$

Nella tabella seguente sono riportati i valori che si ottengono di λ_u^{NLFEM} .

Valori dei materiali	Tensione nei cavi	Posizione Tandem System					
		Mezzeria	Traverso	12.80 m	9.80 m	6.80 m	3.80 m
medi	950 MPa	2.56	2.74	2.74	2.69	2.80	2.81
caratteristici	950 MPa	2.06	2.16	2.43	2.14	2.22	2.31
medi	665 MPa	2.53	2.69	2.67	2.69	2.67	2.74

Ottenuti i risultati con i valori caratteristici, nel caso di tensione nei cavi pari a 950 MPa, è stato possibile il calcolo rigoroso del coefficiente di variazione della resistenza strutturale relativo alle incertezze delle proprietà dei materiali $V_{R,M}$. Si ottengono i valori riportati nelle tabelle seguenti per diversi livelli di approssimazione.

Tensione cavi 950 MPa - $\gamma_{Rd} = 1.15$

	α_R	β_{tgt}	$V_{R,M}$	$V_{R,G}$	V_{R}^*	γ_{R}^*	γ_{Rd}	λ_d^{NLFEM}
Mezzeria	0.8	3.8	0.131	0.05	0.140	1.53	1.15	1.45
Traverso	0.8	3.8	0.144	0.05	0.152	1.59	1.15	1.50
12.8 m	0.8	3.8	0.074	0.05	0.089	1.31	1.15	1.82
9.8 m	0.8	3.8	0.139	0.05	0.147	1.57	1.15	1.50
6.8 m	0.8	3.8	0.140	0.05	0.149	1.57	1.15	1.55
3.8 m	0.8	3.8	0.117	0.05	0.127	1.47	1.15	1.66

Tensione cavi 950 MPa - $\gamma_{Rd} = 1.30$

	α_R	β_{tgt}	$V_{R,M}$	$V_{R,G}$	V_{R}^*	γ_{R}^*	γ_{Rd}	λ_d^{NLFEM}
Mezzeria	0.8	3.8	0.131	0.05	0.140	1.53	1.30	1.29
Traverso	0.8	3.8	0.144	0.05	0.152	1.59	1.30	1.32
12.8 m	0.8	3.8	0.074	0.05	0.089	1.31	1.30	1.61
9.8 m	0.8	3.8	0.139	0.05	0.147	1.57	1.30	1.32
6.8 m	0.8	3.8	0.140	0.05	0.149	1.57	1.30	1.37
3.8 m	0.8	3.8	0.117	0.05	0.127	1.47	1.30	1.47

Tensione cavi 950 MPa - $V_{R,M} = 0.15$, $\gamma_{Rd} = 1.30$

	γ_{R}^*	γ_{Rd}	λ_d^{NLFEM}
Mezzeria	1.62	1.30	1.21
Traverso	1.62	1.30	1.30
12.8 m	1.62	1.30	1.30
9.8 m	1.62	1.30	1.28
6.8 m	1.62	1.30	1.33
3.8 m	1.62	1.30	1.33

Per il valore di tensione nei cavi pari a 665 MPa si esegue solo il calcolo approssimato.

Tensione cavi 665 MPa - $V_{R,M} = 0.15$, $\gamma_{Rd} = 1.30$

	γ_R^*	γ_{Rd}	λ_d^{NLFEM}
Mezzeria	1.62	1.30	1.20
Traverso	1.62	1.30	1.28
12.8 m	1.62	1.30	1.27
9.8 m	1.62	1.30	1.28
6.8 m	1.62	1.30	1.27
3.8 m	1.62	1.30	1.30

5.4. Conclusioni

La modellazione e la conseguente analisi non lineare incrementale del ponte a piastra, studiato in questo lavoro di tesi, hanno permesso di approfondire considerazioni riguardo alla modalità di studio del comportamento di strutture esistenti e di analizzare come le normative europee e italiane indicano di quantificarne il livello di sicurezza.

In particolare, dall'applicazione del safety format, si ottiene che per tutte le configurazioni analizzate il valore di progetto del moltiplicatore ultimo dei carichi, riferito alla combinazione di collasso, è maggiore di 1: perciò il safety format è rispettato. Con l'applicazione del metodo in modo meno accurato si ottengono, a ragione di sicurezza, dei valori minori rispetto alla procedura più accurata, ma comunque molto superiori all'unità.

La difficoltà che si può incontrare nel seguire ciò che viene indicato nell'*Allegato F* dell'*Eurocodice 2* non consiste nell'applicare il metodo di per sé formato da semplici formule per ottenere i fattori correttivi, ma consiste nell'ottenere dal modello FEM i valori massimi dei moltiplicatori dei carichi che portano al collasso. In particolare, in ADINA, si nota che all'aumentare del carico si manifesta una fase in cui il modello inizia a fessurare e il software fa parecchie iterazioni per riuscire a convergere. Questo è dovuto al fatto che quando si ha la fessurazione si ha una diminuzione di rigidità molto marcata e in quella fase si presentano delle problematiche numeriche. Bisogna fare attenzione che la rottura intervenga con il superamento di questo livello perché se così non fosse la procedura di calcolo si arresterebbe non perché si è arrivati al carico di rottura ma perché si hanno delle difficoltà di convergenza dovute alla procedura di calcolo.

In conclusione, l'analisi globale mediante modelli FEM non lineari può costituire uno strumento particolarmente efficace per la valutazione della sicurezza delle strutture, come nel caso dei ponti esistenti. È tuttavia fondamentale essere consapevoli dei limiti e dei potenziali rischi associati all'impiego di tali metodi avanzati e integrare correttamente i principi di affidabilità e sicurezza strutturale, al fine di eseguire le verifiche in conformità ai livelli di affidabilità richiesti. Il margine di sicurezza risultante dalla verifica non dipende esclusivamente dalla qualità del modello FEM, ma anche dal grado di accuratezza con cui vengono applicati i safety formats.

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1: Illustrazione della differenza nell'ottimizzazione dei costi tra la progettazione di nuove strutture e l'ammodernamento di strutture esistenti.	5
Figura 2: Relazione tra il numero di vittime e la lunghezza della campata crollata	8
Figura 3: Schema di Carico 1 (dimensioni in [m])	11
Figura 4: Diffusione dei carichi concentrati nelle solette	12
Figura 5: Sezione trasversale (misure in [m]).....	15
Figura 6: Planimetria dell'impalcato, rappresentata senza inclinazione (misure in [m]).....	15
Figura 7: Andamento dei cavi da precompressione (vista laterale)	15
Figura 8: Andamento dei cavi da precompressione (sezioni)	16
Figura 9: Sezione dell'impalcato	20
Figura 10: Modello 3D dell'impalcato	20
Figura 11: Planimetria dell'impalcato.....	20
Figura 12: Impalcato 3D con body aggiuntivi.....	21
Figura 13: Elemento truss	21
Figura 14: Cavi di precompressione	22
Figura 15: Cavi di precompressione (3D).....	22
Figura 16: Armatura trasversale.....	22
Figura 17: Armatura a taglio (staffe).....	23
Figura 18: Armatura longitudinale	23
Figura 19: Armatura dei traversi.....	23
Figura 20: Grafico sforzo-deformazione del modello del calcestruzzo	25
Figura 21: Modello di Von Mises.....	26
Figura 22: Incrudimento isotropo bilineare.....	26
Figura 23: Applicazione dei carichi (vista 2D)	28
Figura 24: Applicazione dei carichi (vista 3D)	28
Figura 25: Rebar line in un elemento 3D.....	29
Figura 26: Esempio di suddivisione di un elemento 3D	30
Figura 27: Mesh del modello	31
Figura 28: Mesh del modello: dettaglio impronte di carico.....	31
Figura 29: Esempio di incollaggio di superfici master e slave	31
Figura 30: Time function 1	32
Figura 31: Time function 2	32
Figura 32: Time function 3, 4 e 5.....	33
Figura 33: Esempio analisi globale.....	34
Figura 34: Tabella fattori di sensibilità per la resistenza αR e valori target per l'indice di affidabilità a 50 anni βt_{gt}	36
Figura 35: TS in mezzeria.....	38
Figura 36: TS sul traverso.....	38
Figura 37: TS a 12.80 m.....	38
Figura 38: TS a 9.80 m.....	39
Figura 39: TS a 6.80 m.....	39
Figura 40: TS a 3.80 m.....	39
Figura 41: Legenda deformazioni CLS.....	41
Figura 42: Deformazioni CLS con carico in mezzeria.....	41
Figura 43: Deformazioni CLS con carico sul traverso.....	41
Figura 44: Deformazioni CLS con carico a 12.8 m.....	42
Figura 45: Deformazioni CLS con carico a 9.8 m.....	42
Figura 46: Deformazioni CLS con carico a 6.8 m.....	42

Figura 47: Deformazioni CLS con carico a 3.8 m.....	42
Figura 48: Legenda deformazioni cavi	43
Figura 49: Deformazione cavi con carico in mezzeria.....	43
Figura 50: Deformazione cavi con carico sul traverso.....	43
Figura 51: Deformazione cavi con carico a 12.8 m.....	43
Figura 52: Deformazione cavi con carico a 9.8 m.....	44
Figura 53: Deformazione cavi con carico a 6.8 m.....	44
Figura 54: Deformazione cavi con carico a 3.8 m.....	44
Figura 55: Tensioni CLS con carico in mezzeria	45
Figura 56: Tensioni CLS con carico sul traverso	45
Figura 57: Tensioni CLS con carico a 12.8 m	46
Figura 58: Tensioni CLS con carico a 9.8 m	46
Figura 59: Tensioni CLS con carico a 6.8 m	47
Figura 60: Tensioni CLS con carico a 3.8 m	47

BIBLIOGRAFIA

ADINA R & D, Inc., 02/2021, *ADINA Primer*

ADINA R & D, Inc., 07/2021, *ADINA Theory and Modeling Guide Volume I: ADINA Solids & Structures*

Buratti G., Cosentino A., Morelli F., Salvatore W., Bencivenga P., Zizi M., De Matteis G., 2019, *Alcune considerazioni sull'evoluzione normativa dei carichi da traffico nella progettazione dei ponti stradali in Italia*

Circolare 12/02/1962, n.384 C.S.LL.PP. *Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali*

Circolare 21/01/2019, n.7 C.S.LL.PP. *Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*

Decreto Ministeriale 17/01/2018, *Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*

Decreto Ministeriale 01/07/2022, n.204 *Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*

fib Bulletin No. 80 12/2016, *Partial factor methods for existing concrete structures*

Gino D., 2025, slide del Seminario Ponti e Viadotti: sicurezza e monitoraggio

Giordano L., a.a. 2024/2025, slide del corso di Atelier di progettazione e consolidamento di ponti, Politecnico di Torino

Joint Committee on Structural Safety (JCSS), 04/2025, *Static properties of prestressing steel (prestressed concrete) in Probabilistic Model Code, Part 3: Resistance Models*

prEN 1990:2020, *Eurocode - Basis of structural and geotechnical design*

prEN 1992-1-1:2021, *Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules - Rules for buildings, bridges and civil engineering structures*

SITOGRAFIA

ADINA, Wikipedia, consultato il 03/02/2026, <https://en.wikipedia.org/wiki/ADINA>

ADINA Software di analisi agli elementi finiti, Bentley, consultato il 03/02/2026, <https://it.bentley.com/software/adina/>

Il miracolo economico italiano, Treccani, consultato il 09/02/2026, [https://www.treccani.it/enciclopedia/il-miracolo-economico-italiano_\(Il-Contributo-italiano-alla-storia-del-Pensiero:-Tecnica\)/](https://www.treccani.it/enciclopedia/il-miracolo-economico-italiano_(Il-Contributo-italiano-alla-storia-del-Pensiero:-Tecnica)/)