POLITECNICO DI TORINO

Anno Accademico 2020/2021

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile – indirizzo Strutture

Tesi di Laurea Magistrale

Applicazione della metodologia BIM nella progettazione strutturale di ponti ad arco a spinta annullata:

Il caso pratico del ponte "Ciadel"

Relatore: Prof. Rosario Ceravolo

Correlatore: Ing. Ph.D Andrea Alberto

Candidato: Lorenzo Mascotto

Dedicata a mio padre,

il mio punto di riferimento e
la mia più grande fonte di ispirazione.

INDICE

INTRODUZIONE **4**

1. LA METODOLOGIA BIM **5**

1.1 RILIEVO MEDIANTE LASERSCANNER 7
1.2 RECAP 10

2. PROGETTAZIONE PRELIMINARE **13**

2.1 SCELTA DELL'ALTEZZA DI CHIAVE 14

3. CALCOLO STRUTTURALE **24**

3.0 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 25
3.1 MATERIALI 26
3.1.1 Acciaio da carpenteria *26*
3.1.2 Calcestruzzo *27*
3.2 AZIONI SULLA STRUTTURA 29
3.2.1 Azioni permanenti *29*
3.2.2 Azioni variabili del traffico *30*
3.2.3 Azione del vento *37*
3.2.4 Azione della neve *46*
3.2.5 Azioni termiche *47*
3.2.6 Azione sismica *49*
3.2.7 Combinazione delle azioni *56*
3.3 VERIFICHE SLU 60
3.3.1 Arco *60*
3.3.2 Traversi dell'arco *73*
3.3.3 Pendini verticali *75*
3.3.4 Pendini obliqui *76*
3.3.5 Travi portanti la passerella pedonale *77*
3.3.6 Travi principali *80*
3.3.7 Controventi di falda - impalcato *89*
3.3.8 Controventi di falda – passerella *92*
3.3.9 Travi trasversali impalcato *94*
3.4 VERIFICHE SLE 103
3.4.1 Verifica di deformazione globale *105*
3.4.2 Verifica tensionale *105*
3.4.3 Calcolo dell'armatura trasversale mediante effetti locali della soletta *112*
3.4.4 Verifica di fessurazione *117*
3.4.5 Verifica a fatica *118*
3.4.6 Verifica nei confronti dei fenomeni aeroelastici *123*
3.5 ANALISI LOCALE DEI NODI PRINCIPALI 139
3.5.1 Giunto coprigiunto bullonato tra le travi principali *139*
3.5.2 Connessione arco – trave *144*
3.5.3 Connessione pendini – traverso – trave passerella – trave principale *146*

4. VARO DEL PONTE 150
4.1 VARO A SPINTA ORIZZONTALE 151
4.1.1 Progettazione dell'avambecco 153
4.1.2 Valutazione della contromonta 154
4.1.3 Verifiche di resistenza e stabilità 155
4.1.4 Verifica del nodo 161
4.1.5 Verifica strutturale del ponte 164
4.1.6 Calcolo della pila intermedia 173
4.1.7 Stima dei costi 180
4.2 VARO MEDIANTE AUTOGRU 181
4.2.1 Schema di varo 181
4.2.2 Analisi delle autogrù 183
4.2.3 Analisi delle interferenze 187
4.2.4 Stima dei costi 190
5. CONCLUSIONI 191
RINGRAZIAMENTI 192
INDICE DELLE FIGURE 193
BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA 198

INTRODUZIONE

Il presente elaborato, inserendosi all'interno del contesto aziendale della L.G.A. Engineering, andrà a ricalcare i principi della progettazione strutturale ed edile di questa società, la quale, nello specifico, affronta ogni commessa attraverso la metodologia BIM (Building Information Modeling).
LGA adotta questa metodologia di progettazione poiché essa permette di individuare e gestire un numero elevato di informazioni, garantendo il buon esito del progetto, in quanto l'oggetto viene indagato in più dimensioni (spazio e tempo) e più volte nel corso della progettazione stessa.
Nello specifico, ogni nuovo progetto che si basa sulla metodologia BIM viene diviso da LGA nelle seguenti fasi:

- Rilievo laserscanner degli esterni e mappatura generale degli oggetti;
- Restituzione del modello a partire dalle nuvole di punti, pulite ed unite;
- Modellazione FEM, ricercando, da una parte, le sollecitazioni agenti sulla struttura e, dall'altra, verificando la stessa struttura.

La metodologia di lavoro applicata da LGA permette dunque la gestione dell'intero processo strutturale, la gestione delle interferenze e la nascita delle problematiche di cantiere come varianti dovute alla normale vita quotidiana cantieristica. Tali variabili vengono usualmente gestite interamente dal modello parametrico eseguito.

Seguendo dunque il know-how aziendale che caratterizza LGA, il presente elaborato rappresenterà la progettazione BIM di una nuova proposta del ponte del Ciadel, situato a Roccavione (CN).
Il ponte del Ciadel è una struttura che fu realizzata dalle Agenzie di Savigliano nel 1895 ed è un ponte ad un'unica carreggiata di lunghezza pari ad 80m in carpenteria metallica. Data la vita nominale della struttura, ormai esaurita poiché sono passati ben 126 anni dalla sua realizzazione, il presente elaborato si pone l'obiettivo di progettare un nuovo ponte, così da ristabilire la sicurezza strutturale di quest'opera, estremamente strategica per la zona in cui si trova.
La progettazione di questa nuova struttura, in particolare, si occuperà non solo dei calcoli strutturali, ma sarà completata anche dallo studio approfondito della metodologia di varo della struttura stessa.

La metodologia BIM trasmessa dall'azienda ha permesso che, durante la progettazione della nuova struttura, siano sorti dei problemi di carattere estremamente pratico, come l'impossibilità di realizzare certi nodi strutturali per le difficoltà da parte degli operatori nel realizzarli, oppure l'esigenza di costruire delle strutture provvisorie per il varo del ponte.
La metodologia BIM e il supporto di LGA hanno permesso dunque non solo di verificare una struttura, ma avere anche la sicurezza che questa possa effettivamente essere realizzata e quale modo fosse più conveniente per farlo.

1. LA METODOLOGIA BIM

Il BIM è una metodologia operativa per la progettazione e la gestione di progetti in formato digitale, grazie alla quale si riesce ad avere un'analisi e un controllo più efficiente rispetto ai processi operativi tradizionali.

Ogni elemento che viene modellato, infatti, è correlato ad una serie di parametri e definizioni geometriche integrate tra loro in maniera non ridondante, definendo così oggetti parametrici, che facilitano e migliorano la progettazione. In questo modo a ogni variazione del modello corrisponde il cambiamento delle informazioni a esso associate, evitando tutte le incongruenze che possono sorgere durante la costruzione del modello, le quali con il CAD, in cui bisogna fare le modifiche manuali in piante prospetti e sezioni, spesso non sono individuate in fase di progettazione e si propagano fino alla fase di esecuzione e costruzione.
L'acronimo di BIM spiega quanto appena detto:

- *Building* fa riferimento sia al sostantivo "Edificio" sia al verbo "Costruire";
- *Information* fa riferimento all'insieme di informazioni e di dati che consentono la rappresentazione tridimensionale del modello;
- *Modeling* fa riferimento ai processi di modellazione. Nella realtà alla lettera M dell'acronimo possono essere associate anche i significati di Model, che fa riferimento al modello generato e Management, che fa riferimento all'organizzazione, gestione e controllo del processo.

Attualmente, il BIM è utilizzato per lo più nella progettazione degli edifici, ma vi è un forte sviluppo anche in altri settori, dovuto alla concreta possibilità e prospettiva che questa metodologia di lavoro offre nel memorizzare informazioni in formato digitale, per una semplice e rapida interrelazione tra settori e gruppi di lavoro.
L'interrelazione tra le diverse figure professionali, come il progettista, lo strutturista, l'impiantista e l'impresa, è uno degli aspetti innovativi e più importanti che sta dietro al BIM. Essa, infatti, si basa sull'interoperabilità, che consente la collaborazione simultanea al progetto delle diverse figure professionali, implicando un grosso risparmio di tempo e di energie.
Infatti, da sempre nel settore dell'architettura, dell'ingegneria e delle costruzioni è richiesta la collaborazione tra i diversi partecipanti al processo edilizio, ma questo non è mai stato semplice anche a causa del fatto che i diversi professionisti utilizzando vari software con diverse caratteristiche, non riuscendo a condividere le informazioni simultaneamente. Non esiste un'unica applicazione in grado di gestire l'associazione di tutti i lavori ma l'interoperabilità tra i software diventa il requisito principale e necessario per corrispondervi e, contestualmente, per diffondere l'effettivo impiego della metodologia BIM. L'interoperabilità, quindi, consiste nella possibilità della condivisione dei dati tra i diversi software e diverse applicazioni in modo che ogni singolo partecipante al processo possa immettere e acquisire dati nel modello, come per esempio tra un software di modellazione BIM come *Revit* ed un software di calcolo agli elementi finiti come *Advance Design*.

La misura della sicurezza e dell'affidabilità delle informazioni, raccolte e inserite nelle varie fasi di elaborazione e destinate ai diversi team di progetto, viene definita *Level of Development/Detail* (LOD). Infatti, la metodologia BIM prevede tra i principi fondamentali della propria tecnica operativa l'accurata gestione dell'informazione e l'utilizzo dei LOD favorisce proprio lo scambio delle informazioni tra le diverse società interessate alla gestione e alla realizzazione di un progetto e la specifica tecnica suddivide i livelli di sviluppo secondo le fasi operative in cui il progetto si trova.

Nello specifico, i diversi LOD possono essere schematizzati dalla tabella seguente:

LOD 100	LOD 200	LOD 300	LOD 400	LOD 500
Modello contenente i requisiti di prestazione e le specifiche del sito. Modello concettuale di massa utile allo studio di tutto l'edificio inclusi area di base e volume, orientamento, stima costi iniziale. Progetto preliminare.	Modello contenente i sistemi generalizzati con quantità, dimensioni, forme, posizione ed orientamento approssimati. Progetto definitivo.	Modello di produzione o pre-costruzione, e per gli "intenti progettuali". Modello accurato e coordinato, utile per una stima più accurata dei costi. Progetto Esecutivo.	Modello accurato con i requisiti di costruzione e gli elementi costruttivi specifici.	Modello "as built" dell'edificio che mostra il progetto così come è stato realizzato.

Figura 1.1 - Descrizione dei LOD - https://www.01building.it/bim/lod-progettazione-bim/

Da questa immagine si intuisce facilmente come la metodologia di lavoro condivisa da LGA sia in linea con quanto esposto, in quanto il progetto preliminare (LOD100) sia realizzato a partire dai rilievi laserscanner eseguiti in situ, fino ad arrivare alle modellazioni LOD400 e LOD500 grazie ai software BIM come *Revit* e *Advance Steel*.

Si studieranno adesso in maniera approfondita quelli che sono gli step che sono stati seguiti per la progettazione del nuovo ponte del Ciadel facendo fede a ciò che è stato appena descritto.

1.1 RILIEVO MEDIANTE LASERSCANNER

I laserscanner sono degli strumenti in grado di misurare ad altissima velocità la posizione di centinaia di migliaia di punti, i quali definiscono la superficie degli oggetti circostanti. Quello che si ottiene da questo rilievo è un insieme di punti molto denso che è definito "nuvola di punti".
Il laser scanner è quindi un sistema di misurazione diretta poiché permette di ottenere delle misurazioni correlate ad una precisione strumentale testimoniata da un certificato di calibrazione, che documenta ufficialmente i risultati della misura.
Ci sono diversi parametri utili alla definizione e alla valutazione delle caratteristiche di una strumentazione laser scanner:
- portata: massima distanza che lo scanner è in grado di misurare;
- velocità: numero di punti acquisiti in ogni secondo;
- accuratezza: grado di conformità di una quantità misurata rispetto al valore reale;
- precisione: capacità dello strumento di restituire lo stesso valore in successive misurazioni;
- classe laser: è la pericolosità del raggio laser emesso dallo strumento; si va dalla classe 1 (completamente innocua) fino alla classe IV (molto pericolosa);
- dispositivi integrati: possibilità di integrare altri software o dispositivi.

Oltre alle prestazioni legate alla capacità di acquisizione del laserscanner, ci sono altre caratteristiche determinanti che influiscono sulla logistica (facilità di trasporto, leggerezza, maneggevolezza della strumentazione), modalità operativa (soluzione *stand-alone*, semplicità, controllo diretto dello strumento) e tempistica (acquisizione rapida e ampio campo di ripresa).

La nuvola di punti, in particolare, rappresenta un modello tridimensionale dell'oggetto rilevato in cui sono note le coordinate di ciascun punto misurato. La densità dei punti è proporzionale al tempo di acquisizione.
La nuvola di punti è visualizzabile mediante software specifici e racchiude con se tutte le informazioni del rilievo. Talvolta risulta più vantaggioso, in termini di costi e di tempo, preferire la nuvola di punti alle elaborazioni successive poiché la nuvola permette di:
- Visualizzare in 3D l'area rilevata;
- Misurare le distanze tra punti;
- Effettuare confronti tra modelli.

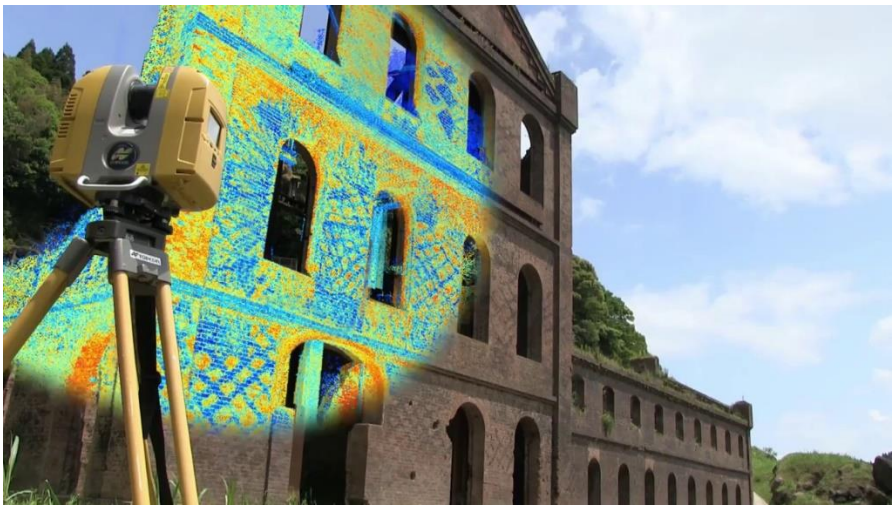


Figura 1.2 - Rappresentazione della cattura della nuvola di punti - www.microgeo.it/it/prodotti-e-soluzioni/20151-laser-scanner.aspx

Ritornando alla progettazione della nuova struttura oggetto del presente elaborato, il giorno 2 ottobre 2020, l'autore, insieme a LGA, svolse un sopralluogo della struttura esistente, in modo da inquadrare la zona e capire quali fossero i punti ideali in cui poter posizionare i laserscanner al fine di ottenere la migliore restituzione possibile dell'opera.

Nel seguito vengono riportate alcune foto del sopralluogo effettuato.

Figura 1.3 – Sopralluogo del ponte del "Ciadel" – Foto dell'autore

Il giorno 3 novembre 2020, si effettuò dunque il rilievo laserscanner, come testimoniato dalla foto seguente:

Figura 1.4 - Laserscanner durante il rilievo - Foto scattata dagli operatori

Il risultato di questo rilievo, come già anticipato, sarà la nuvola di punti che verrà analizzata e studiata in software BIM, specificatamente attraverso il software *ReCap*.

1.2 RECAP

ReCap (acronimo di Reality Capture) è il software Autodesk specializzato nell'elaborazione dei dati dei rilievi 3D con laserscanner o drone. Con *ReCap* è possibile visualizzare e gestire nuvole di punti, ottenendo numerosi vantaggi nel processo *Scan-to-BIM*. I dati del rilievo 3D, una volta preparati con *ReCap*, possono essere utilizzati per la modellazione BIM, come *Revit, InfraWorks* e *Civil3D*.
ReCap consente di unire i dati dei rilievi 3D in un unico progetto, mentre i rilievi fotografici sovrapposti alle nuvole di punti al suo interno permettono di esplorare virtualmente gli interni degli edifici. E' possibile, inoltre, prendere misure precise e ottenere informazioni utili per la progettazione successiva, senza doversi recare sul posto.

L'acquisizione di dati mediante tecnologie di scansione fornisce un importante valore aggiunto al *workflow* BIM integrato per le costruzioni e le infrastrutture, definito, appunto *Scan-to-BIM*.
Scan- to-BIM è il processo che a partire da un rilievo di precisione produce modelli BIM di edifici e infrastrutture. Tale processo, nell'epoca della rivoluzione BIM, è il punto di partenza per tutti i progettisti che operano nel settore delle costruzioni e della manutenzione del patrimonio immobiliare.

In genere, si applica a progetti in cui è necessario acquisire la documentazione dello stato di fatto. Ad esempio, un intervento di ristrutturazione, restauro o ampliamento di un edificio esistente. Oppure a progetti di nuove costruzioni, per rilevare il contesto nel quale sarà realizzato il nuovo fabbricato. Oppure quando un edificio deve essere "catturato" prima della demolizione.
Nel caso del presente elaborato, data la volontà di voler costruire una nuova struttura, la funzionalità di *ReCap* sarà da ricercare nella possibilità di riuscire a modellare in ambient BIM l'esatta topografia del sito, nonché la possibilità di poter modellare al vero le spalle del ponte.

Le nuvole di punti all'interno dell'ambiente di *ReCap* sono visualizzate come segue:

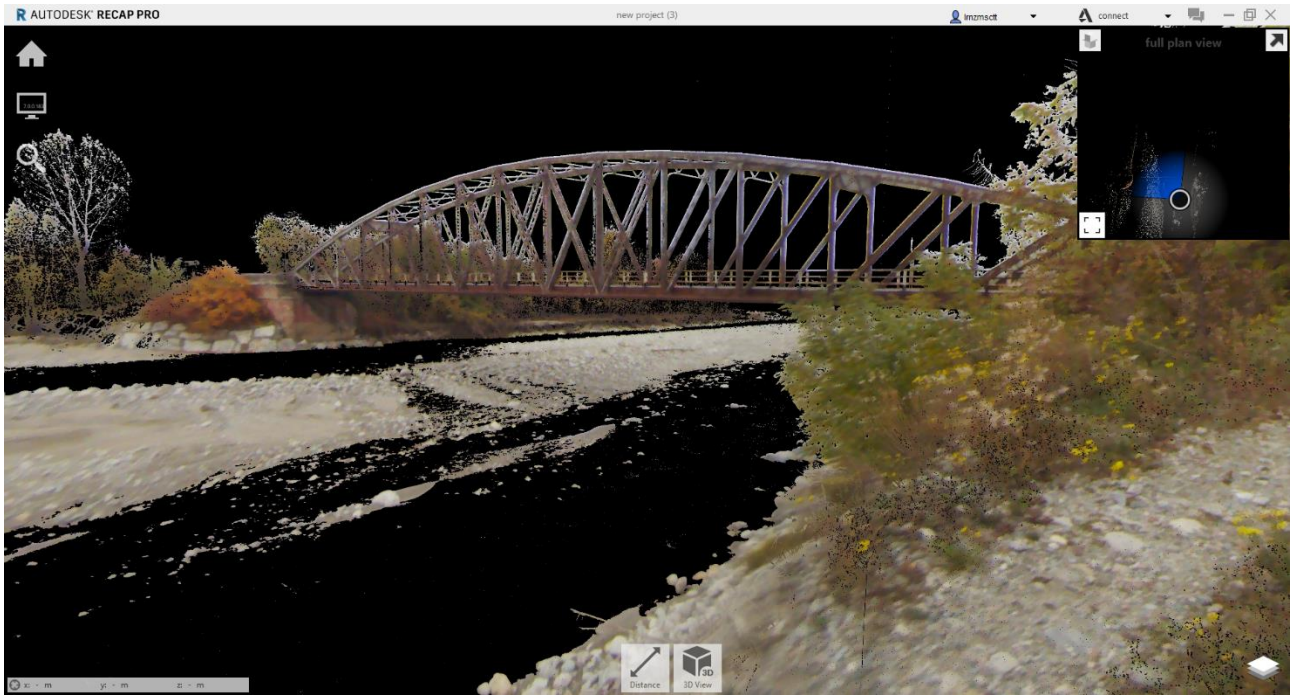


Figura 1.5 - Nuvola di punti in ReCap

Grazie all'interoperabilità sempre migliore tra i software BIM, dopo la preparazione delle nuvole di punti in un unico progetto, questo può essere esportato in software di modellazione come *Revit.* In particolare, essendo questi due programmi della stessa piattaforma Autodesk, essi hanno una particolare affinità nel collaborare e scambiarsi informazioni.

All'interno di *R*evit, infatti, esiste una finestra attraverso la quale è possibile importare una nuvola di punti, come è illustrato nell'immagine seguente:

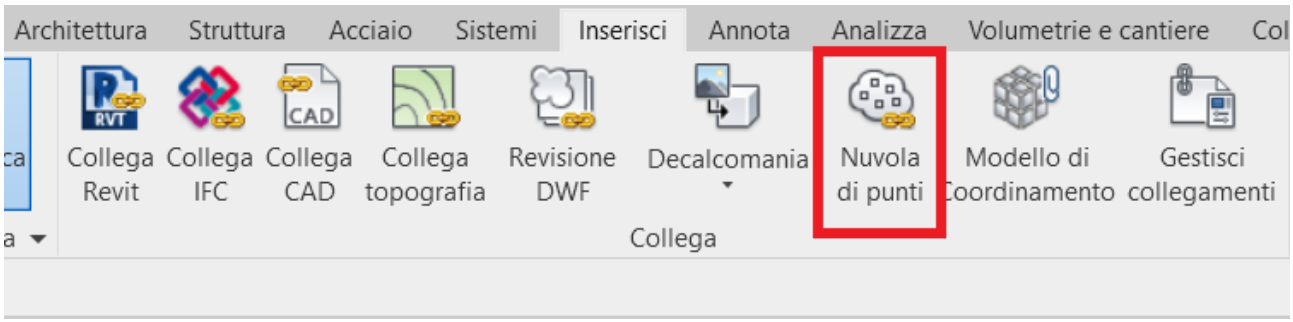


Figura 1.6 - Dettaglio barra degli strumenti in Revit

Le nuvole di punti consentono di specificare le condizioni esistenti di un edificio o un sito. Tali informazioni possono essere utilizzate come punto di partenza per il modello di *Revit.* Cominciando a modellare sopra la nuvola di punti, si potranno dunque modellare al vero ogni dettaglio catturato dal rilievo laserscanner.

Inserendo la nuvola di punti all'interno dell'ambiente di *Revit* si ottiene il seguente risultato:

Figura 1.7 - Nuvola di punti in Revit

Potendo ora modellare ricalcando la nuvola di punti, sarà possibile modellare al vero ciò che è stato catturato dal rilievo.
Il risultato della modellazione, effettuata da LGA, è riportato nell'immagine seguente:

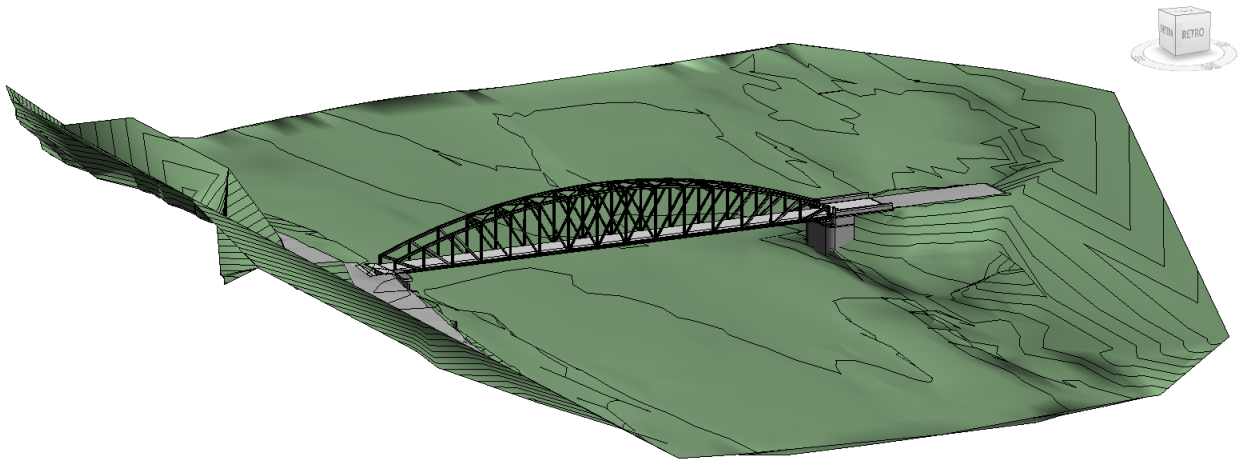


Figura 1.8 - Modellazione ponte del "Ciadel" e della topografia

Avendo ora a disposizione il modello della struttura esistente e della topografia del sito, sarà ora possibile iniziare a studiare la nuova struttura, che possa riprendere concettualmente il ponte attuale ma, allo stesso tempo, dare l'idea di una nuova struttura più snella e moderna.

2. PROGETTAZIONE PRELIMINARE

Come anticipato alla fine del capitolo, la progettazione del nuovo ponte del Ciadel vuole puntare ad una struttura dalla forma slanciata ma che riprenda la forma di base del ponte attuale.
L'attuale ponte del Ciadel, realizzato dalle Agenzie di Savigliano, di lunghezza pari a 80m, è composto una struttura reticolare in cui, nello specifico, l'arco sarà realizzato con profili a doppio T, mentre i diagonali con profili composti e uniti da unioni chiodate, unica vera connessione affidabile del secolo scorso, utilizzata in tutti i settori dove la carpenteria metallica era presente, dai ponti ai carri armati.

I profili dell'attuale struttura sono riportati nelle immagini prese dal modello BIM eseguito a seguito del rilievo laserscanner:

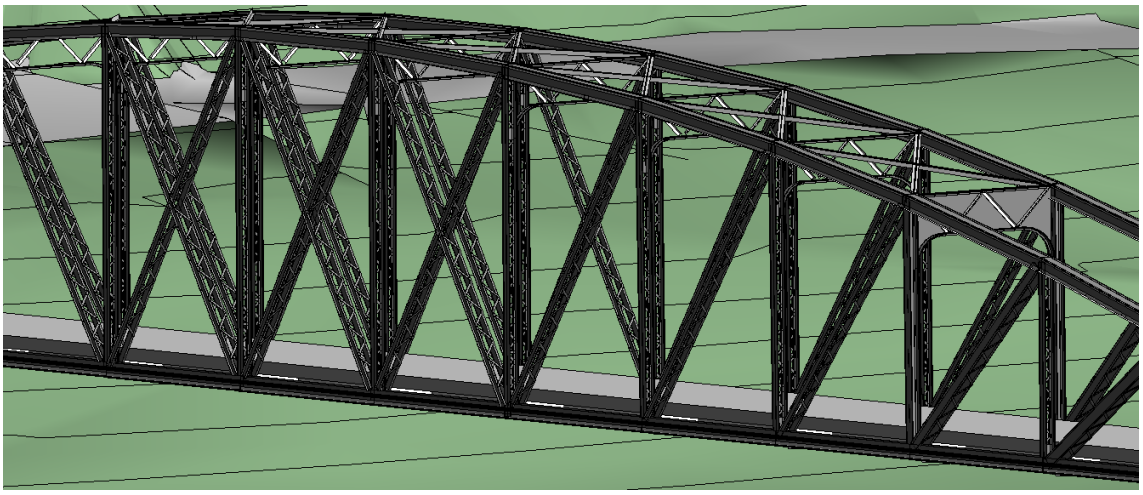


Figura 2.1 - Dettaglio della modellazione del ponte attuale

Al fine di poter rendere la struttura più snella, si andrà a realizzare una struttura con un nuovo schema strutturale: un **arco a spinta annullata**. Tale schema strutturale farà in modo che la compressione che si svilupperà nell'arco venga scomposta in due direzioni:

- La componente verticale verrà scaricata direttamente sugli appoggi;
- La componente orizzontale verrà assorbita sotto forma di forza di trazione dall'impalcato del ponte, il quale assumerà la funzione di *corda dell'arco.*

Il ponte ad arco a spinta annullata sarà caratterizzato da un impalcato a *via inferiore*. L'impalcato, dunque, trovandosi al di sotto della chiave dell'arco, trasmetterà i propri carichi alla struttura portante dell'arco mediante un sistema di pendini verticali. Essi, soggetti a soli sforzi di trazione, potranno essere elementi molto snelli, in quanto non avranno problemi legati a fenomeni di instabilità euleriana. Per i pendini saranno dunque sufficienti delle sezioni circolari di piccolo diametro, capaci di offrire un'ottima resistenza a trazione.
L'arco, a sua volta, dovendo essere soggetto a sforzi preponderanti di compressione, potrà essere costituito da una sezione tubolare, la quale, essendo una sezione giroscopica, sarà capace di avere una grande inerzia in entrambe le direzioni principali e, contemporaneamente, in funzione dello spessore dello stesso, una grande resistenza a trazione.
Scelto dunque lo schema strutturale del nuovo ponte e avendo ipotizzato le tipologie di sezioni che potranno essere utilizzate, si è andati a ricercare nel patrimonio delle opere pubbliche realizzate con lo stesso schema, una possibile correlazione tra altezza della chiave dell'arco e lunghezza del ponte.

2.1 SCELTA DELL'ALTEZZA DI CHIAVE

L'altezza della chiave dell'arco è stata scelta basandosi sull'ottimizzazione di due principi fondamentali:

- Minimizzazione dei momenti flettenti sugli elementi dell'arco;
- Scarico della componente orizzontale della compressione non troppo elevate (le quali, si ripete, si trasformeranno in azioni di trazione trasmesse all'impalcato).

Al fine di ottenere un risultato soddisfacente, come anticipato poc'anzi, ci si è basati inizialmente sui rapporti luce – altezza di ponti esistenti aventi lo stesso schema strutturale.

Le opere da cui si è tratta ispirazione sono le seguenti:

- Ponte ad arco sul fiume Centa (Albenga)

Figura 2.2 - Ponte ad arco sul fiume Centa - https://www.slideshare.net/franco_bontempi_org_didattica/lezione-ing-luca-romano-cm-2015-roma-la-sapienza

- Ponte ad arco sul Gravina

Figura 2.3 - Ponte ad arco sul fiume Gravina - http://www.matildi.com/it/progetto/ponte-ad-arco-sul-gravina-ss-n-655-bradanica-1-tronco-1-lotto-della-martella.html

- L'opera Cavalcavia Cavallera, posta alla progressiva chilometrica 0+257,99 dell'autostrada A4 Milano–Brescia

Figura 2.4 - Cavalcavia Cavallera - https://www.promozioneacciaio.it/cms/it7165-cavalcavia-via-cavallera-autostrada-a4-descrizione-dell-opera.asp

- Ponte ad arco sul fiume Panaro

Figura 2.5 - Ponte sul fiume Panaro - https://www.impresedilinews.it/ponte-di-500-tonnellate-lungo-80-m-montato-come-un-lego/

Da questi esempi si sono ricavati i seguenti dati:

Struttura	**Luce**	**Altezza della chiave**	**Rapporto luce - altezza**
[-]	[m]	[m]	[-]
Ponte ad arco sul fiume Centa	98	21	4,67
Ponte ad arco sul Gravina	144	25	5,76
Cavalcavia Cavallera	60	8,4	7,14
Ponte ad arco sul fiume Panaro	81,54	13,54	6,02

La modellazione agli elementi finiti verrà eseguita andando a caricare l'arco con dei carichi concentrati che simuleranno il peso dell'intero impalcato con un'inclinazione dei carichi valutata in base alla curvatura dell'arco stesso. Per questo nuovo ponte, infatti, si è deciso di realizzare una marcata curvatura trasversale, in modo da conferire un senso di grande snellezza nell'intorno della chiave dell'arco.
Tali carichi, posizionati in corrispondenza delle possibili collocazioni future dei pendini, saranno caratterizzati inizialmente da un passo lungo l'orizzontale pari a 5m e saranno caratterizzati da un valore pari ad una prima stima del peso dell'impalcato, andando a considerare:

- Peso proprio del telaio strutturale. Le travi principali si sono stimate, in questa fase preliminare, come IPE400, mentre i traversi come IPE300 con passo 5m;
- Peso della soletta in calcestruzzo di 25cm di spessore;
- Carico distribuito del traffico, trascurando però il contributo del carico concentrato tandem.

In tabella sono riportati i valori corrispondenti ai carichi appena descritti:

Carico	Valore
[-]	[kN]
Travi principali (IPE400)	106
Traversi (IPE300)	27
Soletta in cls	2000
Traffico	2360
Totale	**4493**

Considerando dunque un carico dell'impalcato di circa 45ton e disponendo un pendino ogni 5m lungo lo sviluppo del ponte si ottiene che ognuno di questi ultimi porterà un carico pari a 140kN.
Tale reazione, però, data la curvatura dell'arco in senso trasversale rispetto allo sviluppo della struttura, dovrà essere scomposto in una componente verticale ed una orizzontale, in base all'angolo ottenibile dall'arcotangente del rapporto tra la posizione in direzione trasversale del pendino e la relativa altezza.
Considerando a titolo d'esempio il pendino in mezzeria dell'arco con un'altezza di chiave pari a 18m, si avrà, conoscendo la geometria dell'arco:

$$\alpha_i = arctg(\frac{\Delta y_i}{h_i})$$

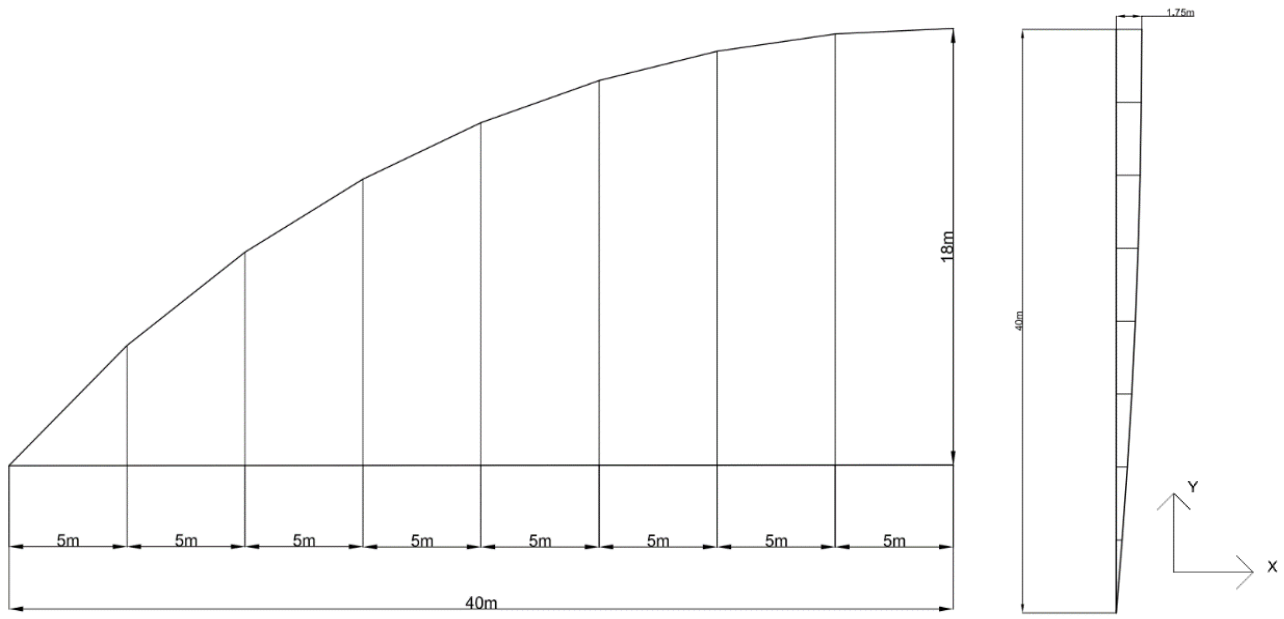


Figura 2.6 - Disegno CAD prima prova d'altezza di chiave

Per il punto in mezzeria (y=40m) si avrà: $\alpha_{y=40m} = arctg\left(\frac{1.75}{18}\right) = 5.55°$

Dato questo angolo si scomporrà la reazione totale di 140kN del pendino in:

$$\begin{cases} F_Z = F * \cos(5.55°) = 139.34kN \\ F_X = F * \sin(5.55°) = 13.54kN \end{cases}$$

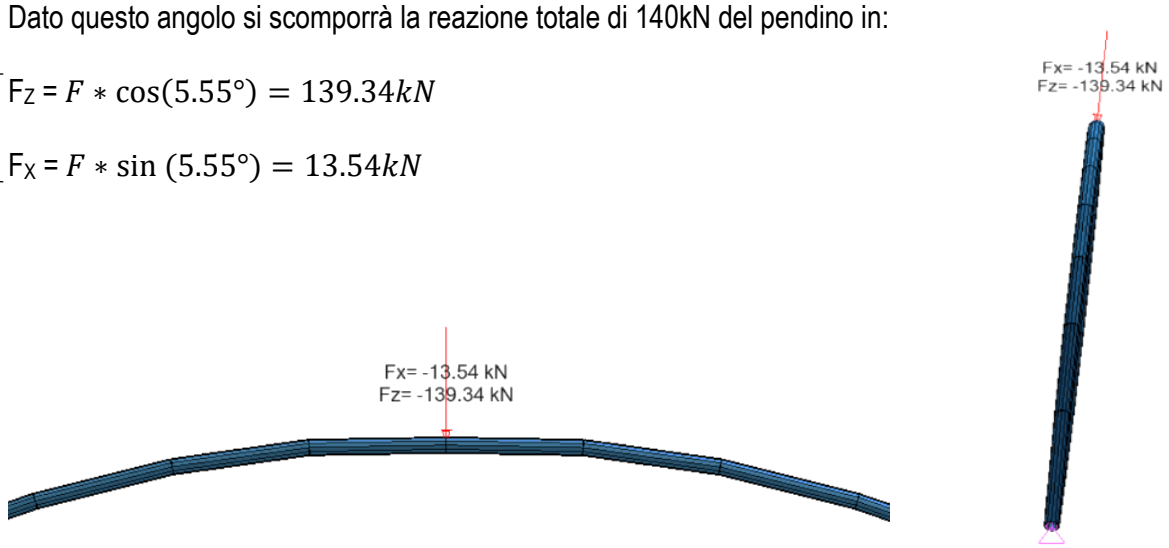


Figura 2.7 - Applicazione carico equivalente sull'arco

Andando così a valutare le componenti verticali e orizzontali per ogni pendino si potrà simulare il carico dell'impalcato portato dall'arco ed analizzare le sollecitazioni corrispondenti.

Si inizia con un'altezza di chiave pari a 18m, ossia utilizzando un rapporto luce – altezza di circa 4.5 volte. Considerando dunque le altezze e le posizioni trasversali dei singoli pendini si otterrà la seguente distribuzione dei carichi sull'arco.

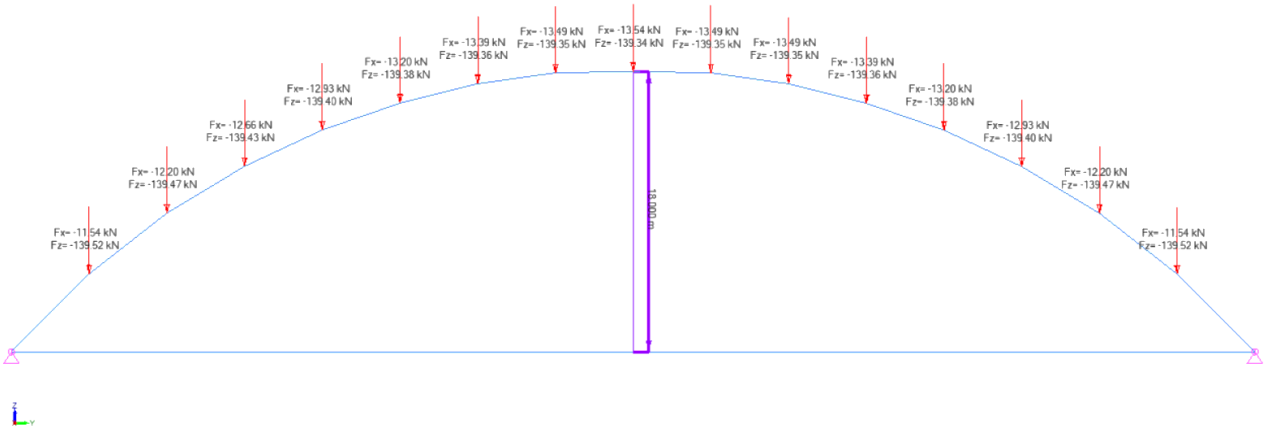


Figura 2.8 - Rappresentazione distribuzione carichi equivalenti sull'arco di chiave 18m

Da questa geometria e distribuzione dei carichi si ottiene la seguente distribuzione dei momenti flettenti lungo l'arco:

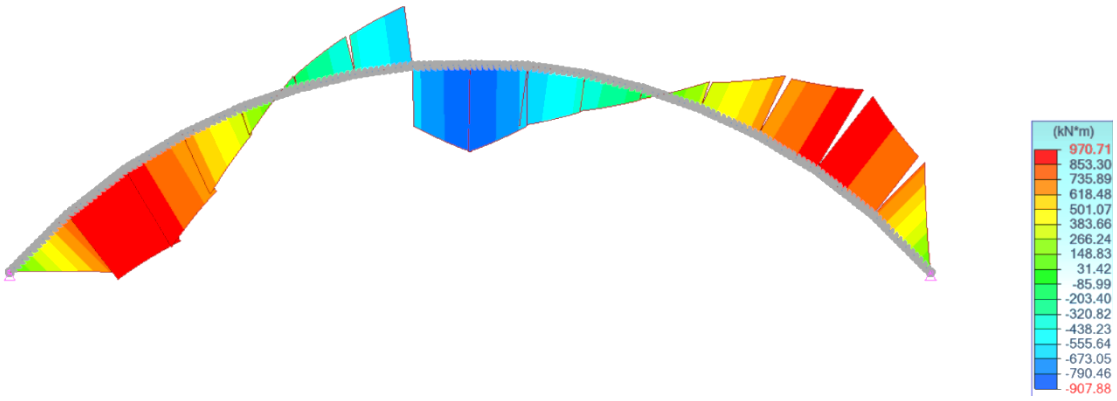


Figura 2.9 - Andamento del momento flettente con chiave di 18m

Come si può osservare si raggiungono picchi di momento positivo e negativo molto elevati, rendendo evidente come la funicolare dei carichi sia molto lontana dall'asse dell'arco di questa forma geometrica. Si intuisce dunque come sia assolutamente necessario cambiare l'altezza di chiave, andando verso valori più alti del rapporto luce altezza, come veniva suggerito dalla tabella riportata precedentemente.

Oltre all'analisi dei momenti flettenti sugli elementi costituenti l'arco, si studiano anche le reazioni vincolari prodotte dalla seguente geometria. È facile intuire come, andando via via a diminuire l'altezza di chiave, la reazione longitudinale aumenterà notevolmente a causa dell'inclinazione sempre minore dell'arco. Per un'altezza di chiave di 18m si avrà:

La reazione trasversale, invece, sarà dovuta all'angolo di inclinazione trasversale e dal rapporto di questo con l'altezza di chiave: maggiore sarà l'altezza di chiave e minore sarà dunque l'influenza dell'inclinazione trasversale.

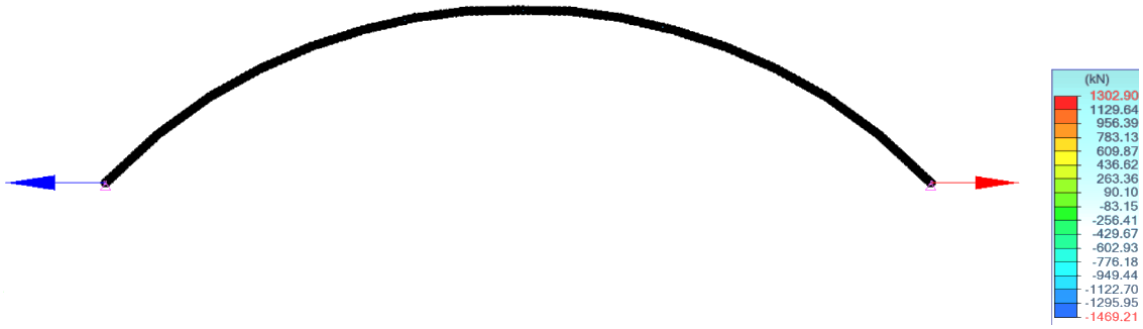


Figura 2.10 - Reazione vincolare longitudinale del ponte con chiave di 18m

In questo caso si avrà:

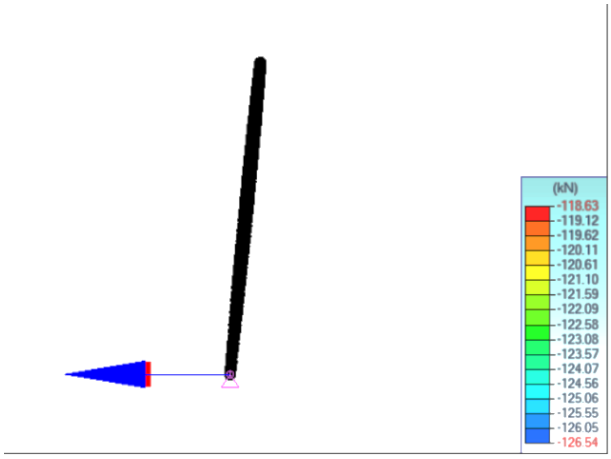


Figura 2.11 - Reazione vincolare trasversale (chiave 18m)

Tali reazioni stanno alle reazioni longitudinali con un rapporto di 1 a 10, ossia molto basso e saranno importanti da considerare solo nella progettazione del nodo di incastro tra arco e corda.

Si procede l'analisi andando a valutare le sollecitazioni per un'altezza di chiave di 15m, ossia un rapporto luce-altezza più alto, pari a 5.3.

In questo caso le sollecitazioni sono le seguenti:

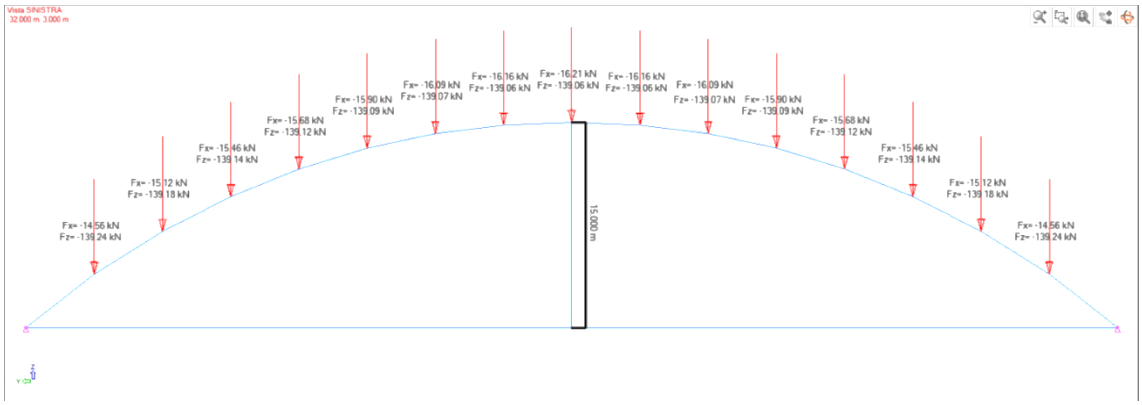


Figura 2.12 - Rappresentazione distribuzione carichi equivalenti sull'arco di chiave 15m

Prendendo a riferimento la forza nel pendino di mezzeria, dato che era stato analizzato precedentemente, si osserva come abbassando l'altezza di chiave, siano aumentate le forze orizzontali mentre siano lievemente diminuite le forze verticali. Questo è dovuto al fatto che, avendo mantenuto l'inclinazione trasversale costante, l'angolo $\alpha_i = arctg(\frac{\Delta y_i}{h_i})$ è aumentato.

La nuova geometria e i nuovi valori dei carichi portano alla seguente distribuzione dei momenti flettenti:

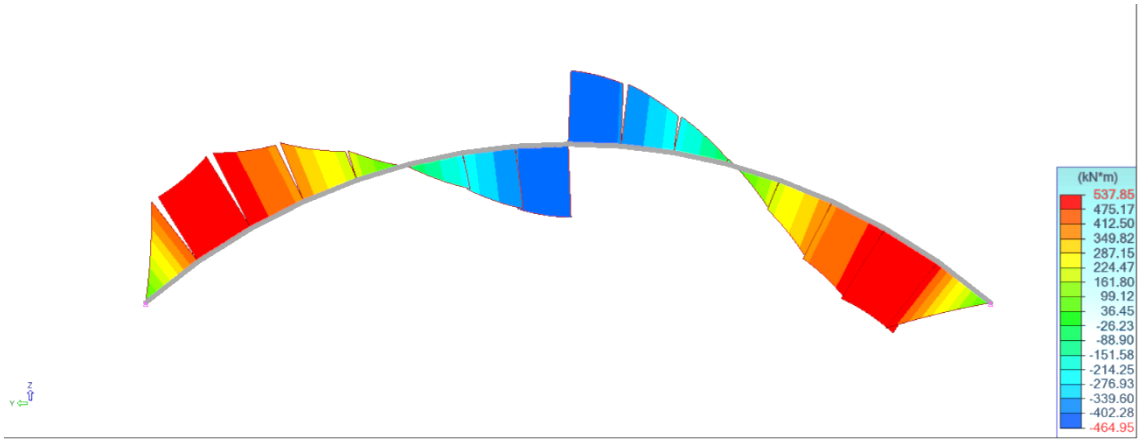


Figura 2.13 - Andamento del momento flettente con chiave di 15m

Si osserva che i picchi di momento sono diminuiti di circa il 45% del valore precedente, sottolineando come la diminuzione dell'altezza della chiave sia effettivamente la scelta corretta per avvicinarsi alla funicolare dei carichi e ridurre così i momenti flettenti sull'arco.

Dall'altra parte, le reazioni vincolari saranno le seguenti:

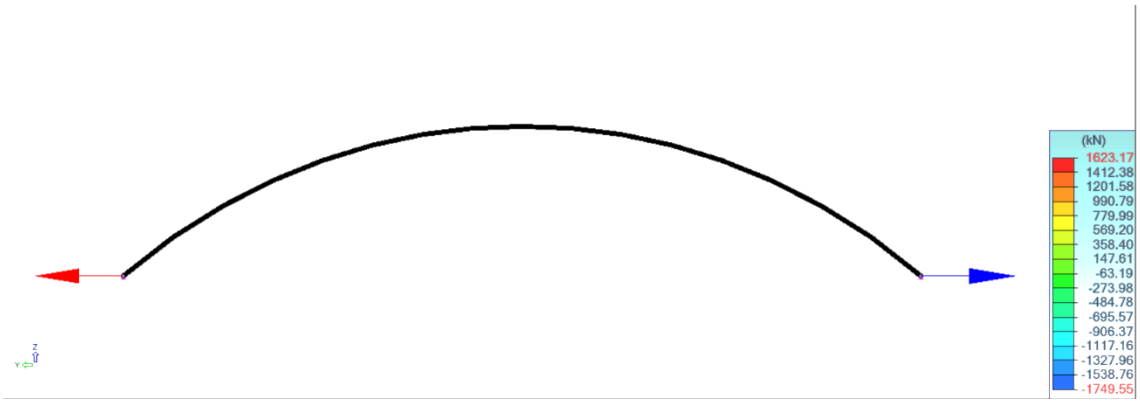


Figura 2.14 - Reazione vincolare longitudinale del ponte con chiave di 15m

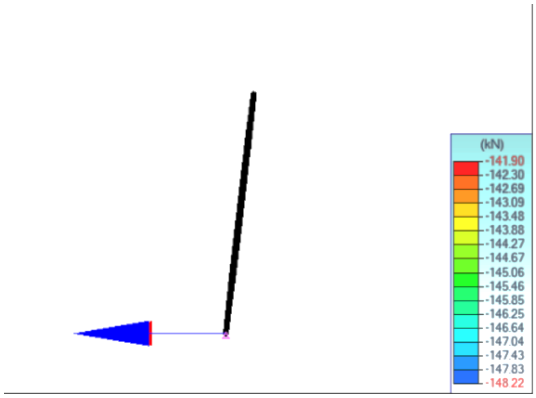


Figura 2.15 - Reazione vincolare trasversale (chiave 15m)

Come era facilmente le reazioni vincolari sono aumentate, ma i loro valori sono ancora accettabili nell'economia della struttura e dunque si procede a ridurre ulteriormente l'altezza di chiave, nella speranza di ottenere momenti flettenti ancora minori sugli elementi dell'arco.

Si considererà ora un'altezza di chiave pari a 13m, ossia un rapporto luce – altezza pari a 6.2. Dato l'andamento riscontrato nei casi precedenti, ci si aspetta delle forze orizzontali incrementate e delle forze verticali diminuite. Si ottiene, infatti:

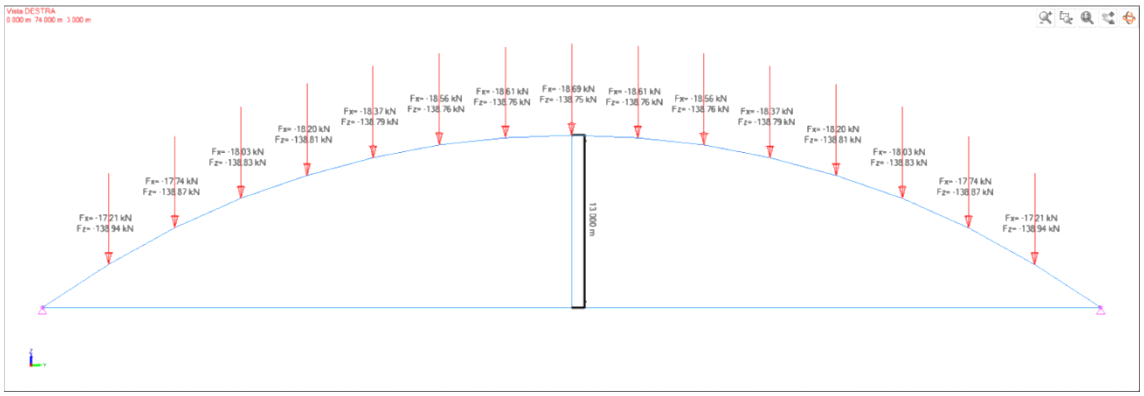


Figura 2.16 - Rappresentazione distribuzione carichi equivalenti sull'arco di chiave 13m

Da cui si ottengono i seguenti momenti flettenti:

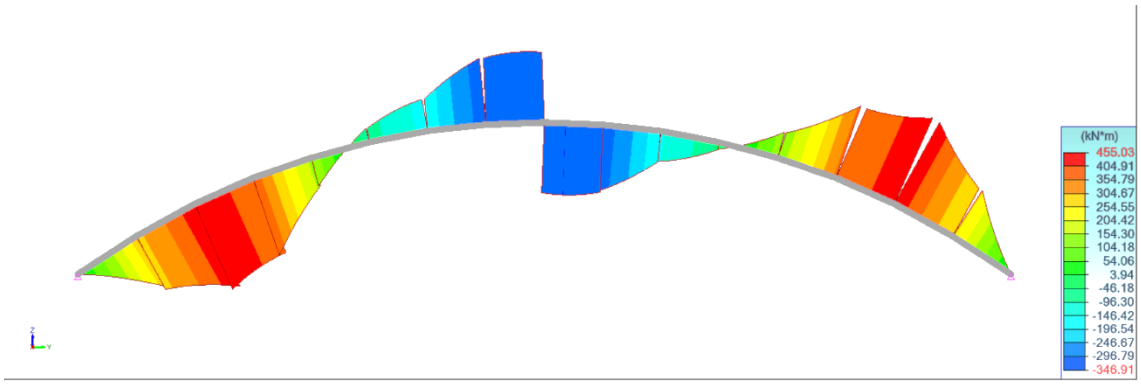


Figura 2.17 - Andamento del momento flettente con chiave di 13m

Se nel caso precedente si aveva una diminuzione del 45%, ora essa è pari solo al 15%. Questo risultato viene interpretato come l'avvicinamento ad un valore soglia e che ulteriori diminuzioni dell'altezza di chiave non porterebbero a vantaggi significativi. Tali momenti flettenti potranno essere facilmente portati dalla sezione che resisterà allo sforzo di compressione a cui sarà soggetto l'arco e dunque si ritengono accettabili.

Le reazioni vincolari longitudinali, invece, continuano ad aumentare di una quota circa costante pari a 2.5ton ad ogni iterazione, andando a gravare sulle travi principali dell'impalcato e sul nodo tra i due elementi strutturali.

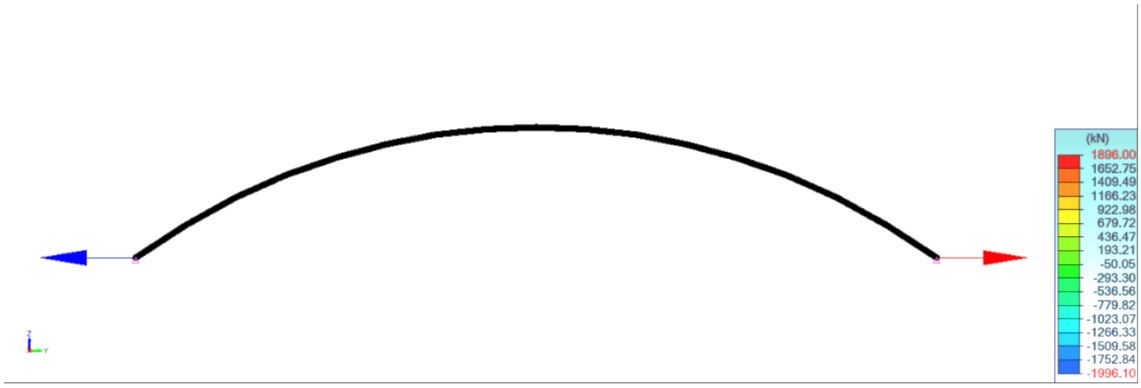


Figura 2.18 - Reazione vincolare longitudinale del ponte con chiave di 13m

Dati i risultati ottenuti, si conclude che l'altezza ottimale della chiave dell'arco, al fine di poter sfruttare in modo il mio omogeneo possibile tutti gli elementi della struttura (arco e corda), si è deciso di progettare il ponte ad arco a spinta annullata utilizzando un'altezza di 13m.

Come è facile intuire, tale processo per la determinazione dell'altezza di chiave dell'arco è stato molto semplificato, in quanto, da una parte i carichi considerati non si basano sulle sezioni che realmente saranno presenti nella struttura, e dall'altra molti carichi variabili ed accidentali sono stati trascurati. Ciò che è importante sottolineare dai risultati appena ottenuti non sono i valori, bensì l'andamento di quest'ultimi: un evidente decremento dei valori di momento flettente passando da un'altezza di 18m a 13m ha infatti permesso di ottenere un buon compromesso tra le sollecitazioni dell'arco e dell'impalcato.

Un altro step molto importante nella progettazione preliminare è sicuramente la scelta della disposizione dei pendini verticali. Essi, in particolare, dovranno essere posizionati e dimensionati in maniera tale da trasmettere i carichi dall'impalcato all'arco nel miglior modo possibile, ossia permettendo una buona ridistribuzione del carico sull'elemento portante della struttura e, allo stesso tempo, evitare che l'impalcato subisca delle deformazioni eccessive.
In tal senso, dopo varie iterazioni, si è deciso di utilizzare uno schema dei tiranti che riprenda lo schema reticolare di Mohnié, composto, nel caso specifico, da tiranti verticali e da tiranti discendenti verso la mezzeria. In questo modo, si avrà così la possibilità di avere una deformazione dell'arco più omogenea e meno concentrata nella mezzeria dello stesso, dove si concentreranno gli sforzi di trazione dei tiranti nel contenere l'inflessione dell'impalcato. Tale scelta viene giustificata dal confronto delle due immagini seguenti, rappresentanti rispettivamente la deformazione dell'arco con solo tiranti verticali e la deformazione con i tiranti disposti come una travata reticolare alla Mohnié.

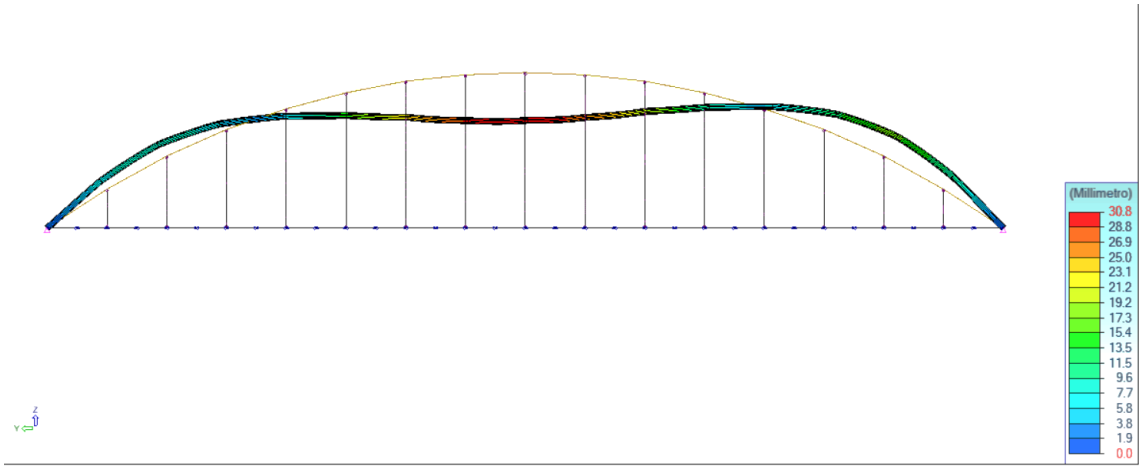


Figura 2.19 - Deformata dell'arco sotto il carico del peso proprio - schema con pendini solo verticali

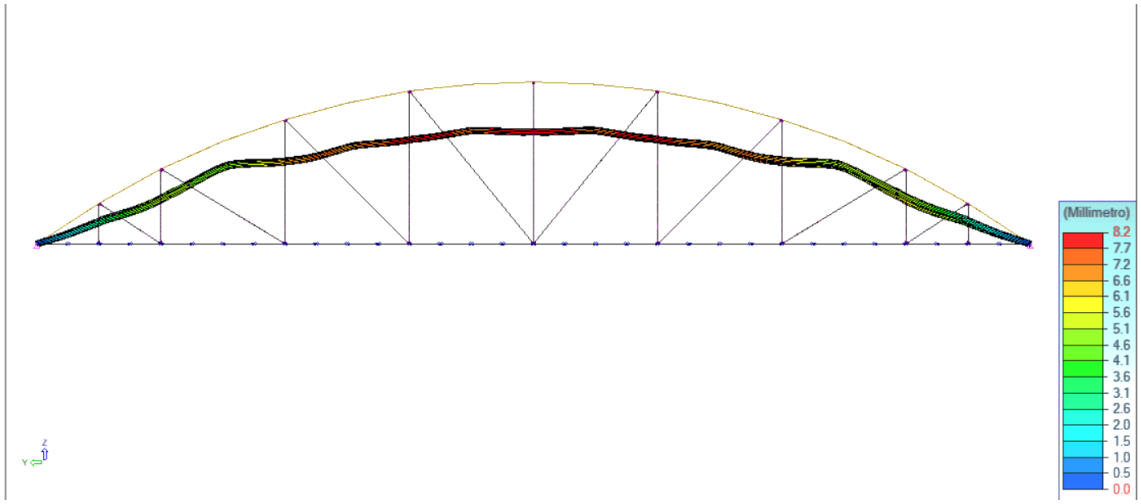


Figura 2.20 - Deformata dell'arco sotto il carico del peso proprio - schema reticolare dei pendini alla Mohnié

Da queste immagini si osserva subito come il secondo schema strutturale per disporre i tiranti del ponte permette deformazioni dovute al peso proprio circa 4 volte inferiori se si adotta uno schema reticolare alla Mohnié, dimostrando la bontà della scelta progettuale effettuata.

3. CALCOLO STRUTTURALE

Terminata la fase di progettazione preliminare, ossia dopo aver stabilito la geometria degli elementi strutturali all'interno della struttura e dopo aver deciso le sezioni da utilizzare in base ad un predimensionamento svolto manualmente dall'autore, si passerà alle verifiche strutturali del nuovo ponte.

L'analisi strutturale, dopo aver determinato le azioni agenti sulla struttura in base alla normativa specifica sui ponti, si struttererà nei seguenti step:

- Analisi globale agli SLU di resistenza e stabilità;
- Analisi globale agli SLE di deformazione, tensionali, di fessurazione e di fatica;
- Analisi locale dei nodi principali della struttura.

3.0 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

A) D.M. 17 gennaio 2018
"Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni"

B) Circolare 21 Gennaio 2019 n°7
"Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 Gennaio 2018"

C) D.M. 14 Gennaio 2008
"Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"

D) Circolare 2 Febbraio 2009 n°617
"Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 Gennaio 2008"

E) UNI EN 1991 – 1- 4
"Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture Parte 1.4 – Azioni del vento"

F) UNI EN 1991 – 1- 5
"Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture Parte 1.5 – Azioni termiche"

G) UNI EN 1992 - 4
"Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture composte acciaio calcestruzzo Parte 2 – Regole generali e regole per i ponti"

H) UNI EN 1993 - 1 - 1
"Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio Parte 1.1 – Regole generali e regole per gli edifici"

I) UNI EN 1993 - 1 - 8
"*Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio Parte 1.8 – Progettazione dei collegamenti"*

J) UNI EN 1993 - 1 - 9
"*Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio Parte 1.9 – Fatica"*

K) UNI EN 1993 – 2
"Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio Parte 2 – Ponti in acciaio"

L) CNR-DT 207/2008
"Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni"

3.1 MATERIALI

3.1.1 Acciaio da carpenteria

UNI EN 10025-5 Tipo Cor-Ten S 355 J0

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	≥ 355	N/mm²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	≥ 510	N/mm²
Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio	γ_{M0}	= 1,05	
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	= 338,1	N/mm²

Modulo di elasticità normale:	$E = 206000 N/mm^2$
Modulo di elasticità tangenziale o trasversale:	$G = 78400 N/mm^2$

L'EC3, relativamente ai coefficienti del materiale per i calcoli sulle costruzioni metalliche, prescrive i seguenti valori:

Densità:	$\rho = 7850\ kg/m^3$
Coefficiente di Poisson:	$\nu = 0,3$
Modulo di elasticità normale:	$E = 210000\ N/mm^2$
Modulo di elasticità tangenziale o trasversale:	$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$
Coefficiente di espansione termica lineare:	$\alpha = 12 \times 10^{-6}$ per °C

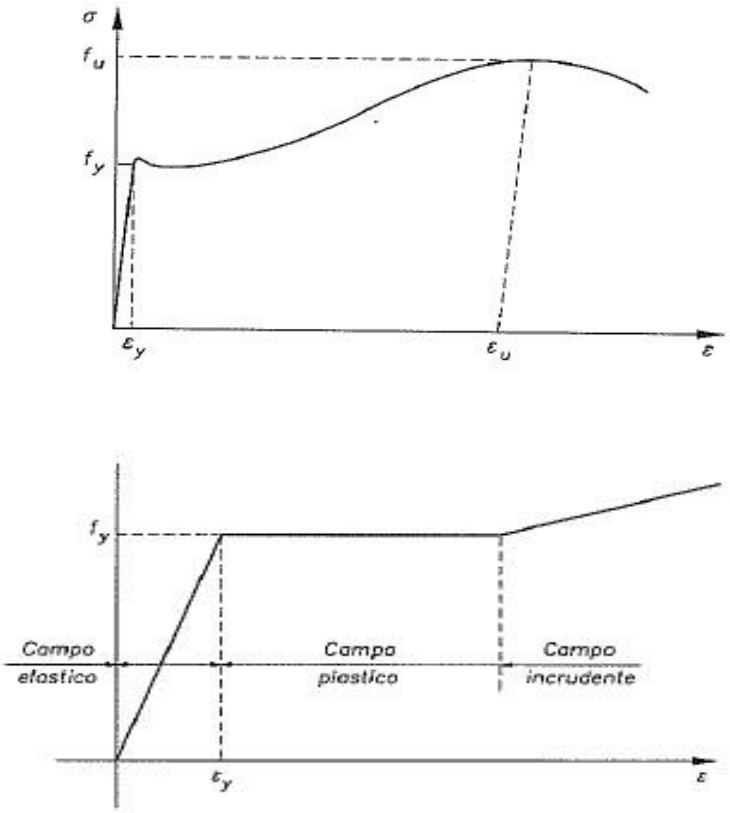


Figura 3.1 - Diagramma sforzo deformazione dell'acciaio - EC3-1-1

3.1.2 Calcestruzzo

La scelta del calcestruzzo è stata dettata dai requisiti di durabilità richiesti dall'EC2.
Nell'EC2 sono riportate le sei classi di esposizione per poter individuare il valore del copriferro, la classe di resistenza minima del calcestruzzo, il rapporto massimo acqua/cemento, contenuto minimo di cemento. Le classi di esposizione sono:

- classe di esposizione 1 – assenza di rischio corrosione o di attacco (X0);
- classe di esposizione 2 – corrosione indotta da carbonatazione (XC);
- classe di esposizione 3 – corrosione da cloruri (esclusi quelli presenti nell'ambiente marino) (XD);
- classe di esposizione 4 – corrosione indotta dai cloruri presenti nell'ambiente marino (XS);
- classe di esposizione 5 – attacco da cicli di gelo e disgelo (XF);
- classe di esposizione 6 – attacco chimico (XA)

Si riporta la parte di tabella riferita alla classe di esposizione che verrà presa in considerazione per la realizzazione del ponte, ossia la classe **XD1**, relativa alla corrosione indotta da cloruri non derivanti dall'acqua del mare (esempio i sali antigelo utilizzati sul manto stradale) in una condizione di umidità moderata.

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206 –1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco						
1	**X0**	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici:in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
2 Corrosione indotta da carbonatazione Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi su può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante.In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata.Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.						
2 a	**XC1**	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse i acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	**XC2**	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi,fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 a	**XC3**	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	**XC4**	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenenti dall'acqua di mare						
5 a	**XD1**	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	**XD2**	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenete cloruri (Piscine).	0,50	C 32/40	
5 c	**XD3**	Ciclicamente bagnato e asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	0,45	C 35/45	

Figura 3.2 - Tabella classe di esposizione del calcestruzzo - UNI EN 206-1

Per questa classe di esposizione, la classe di resistenza minima richiesta sarà la classe C28/35.

Si sceglierà dunque di adottare un calcestruzzo di classe **C35/45**.

Inoltre, facendo riferimento alla Tab4.1.III e alla Tab.C4.1.IV delle NTC18 si scopre che, essendo il calcestruzzo in un ambiente classificato come aggressivo, si avrà che il copriferro minimo richiesto, data la classe di resistenza scelta, pari a 15mm (elemento piastra).

Nella soletta in esame, si adotterà un copriferro di **3cm**.

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella C4.1.IV *Copriferri minimi in mm* (Circolare delle NTC)

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Tab 4.1.III e Tab.C.4.1.IV - NTC2018

Classe di resistenza	C35/45		
Classe di esposizione	XD1		
Tensione caratteristica di compressione	f,ck	35	N/mm2
Modulo di Young	E,cm	34000	N/mm2

3.2 AZIONI SULLA STRUTTURA

Le azioni da considerare nella progettazione dei ponti stradali, in accordo con il paragrafo §5.1.3. delle NTC2018 sono:

- le azioni permanenti;
- distorsioni e deformazioni impresse;
- le azioni variabili del traffico;
- le azioni variabili (variazioni termiche, spinte idrodinamiche, vento, neve e le azioni sui parapetti);
- le resistenze passive dei vincoli;
- gli urti sulle barriere di sicurezza stradale di veicoli in svio;
- le azioni sismiche;
- le azioni eccezionali.

3.2.1 Azioni permanenti

3.2.1.1 Peso proprio degli elementi strutturali

Gli elementi strutturali presenti nella struttura in esame si dividono in:

- Carpenteria metallica;
- Soletta calcestruzzo collaborante.

In particolare, i pesi degli elementi in acciaio sono riportati nella tabella seguente, ottenuti moltiplicando il volume totale di ogni elemento per il peso specifico dell'acciaio, pari a 7850 kg/m^3.

Elemento strutturale	Sezione	Area	Lunghezza	Volume	Peso
[-]	[-]	[cm2]	[m]	[m3]	[kg]
Traversi arco	CHS508x16C	247,00	21,05	0,52	4080,43
Arco	CHS508x30C	451,00	171,15	7,72	60591,58
Controvento impalcato	CS7 L75x75x8 L75x75x8	22,93	311,87	0,72	5614,84
Pendini	D10	78,54	153,35	1,20	9454,79
Pendini obliqui	D15	176,71	191,09	3,38	26507,65
Trave passerella	Sezione variabile	-	132,00	0,99	7771,50
Travi trasversali impalcato	IPE330	53,81	138,60	0,75	5854,58
Controvento passerella	L70x70x7	9,40	409,80	0,39	3022,92
Trave principale	Sezione saldata	243,52	160,00	3,90	30586,11

3.2.1.2 Peso proprio degli elementi non strutturali

Nella struttura in esame si dovranno considerare i seguenti carichi portati, espressi nella tabella seguente:

Carichi superficiali	Valore
[-]	[kg/m2]
Pavimentazione stradale	350
Tavolato legno lamellare Passerella pedonale	29,75

Carichi lineari	Valore
[-]	[kg/m]
Ringhiera passerella	30
Cordolo cls	437,5
Guardrail - tipo Margaritelli H3	80

3.2.2 Azioni variabili del traffico

Le azioni variabili del traffico devono essere valutate in accordo al paragrafo §5.1.3.3. delle NTC2018.

3.2.2.1 Carichi verticali

I carichi verticali del traffico sono definiti dagli schemi di carico, i quali sono disposti su corsie convenzionali, indipendenti dalle corsie fisiche, disegnate sulla carreggiata mediante la segnaletica orizzontale.
Ai fini del calcolo, infatti, la carreggiata viene divisa in corsie convenzionali in numero e di dimensioni come indicato dalla Tab.5.1.I. , in modo da individuare le condizioni di carico più sfavorevoli per la verifica in esame.

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

Tab.5.1.I. - NTC2018

Nel caso del ponte in esame, essendo esso a senso unico e l'interasse tra le travi principali pari a 4.2m, si avrà una sola corsia convenzionale e una larghezza della zona rimanente pari a 1.2m. Inoltre, dato che la corsia fisica verrà delimitata da un apposito guardrail, si decide di posizionarla al centro della carreggiata poiché, nonostante non rappresenti il caso più sfavorevole per determinati casi di carico per la travatura principale, tali casi di carico non potranno verificarsi e vengono dunque esclusi a priori.

Definita la geometria delle corsie convenzionali, si definisce ora lo schema di carico da utilizzare, il quale includerà anche gli effetti dinamici determinati con riferimento alla rugosità delle pavimentazioni stradali di media qualità secondo la norma ISO 8685:1995.
Nel caso in esame si utilizzerà lo Schema di carico 1, costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40m e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema di carico verrà utilizzato sia per le verifiche globali che per le verifiche locali. I carichi tandem e distribuiti per le varie corsie convenzionali sono riportati nella Tab.5.1.II. riportata di seguito:

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Tab.5.II. - NTC2018

In particolare, dovranno essere disposti secondo la seguente geometria:

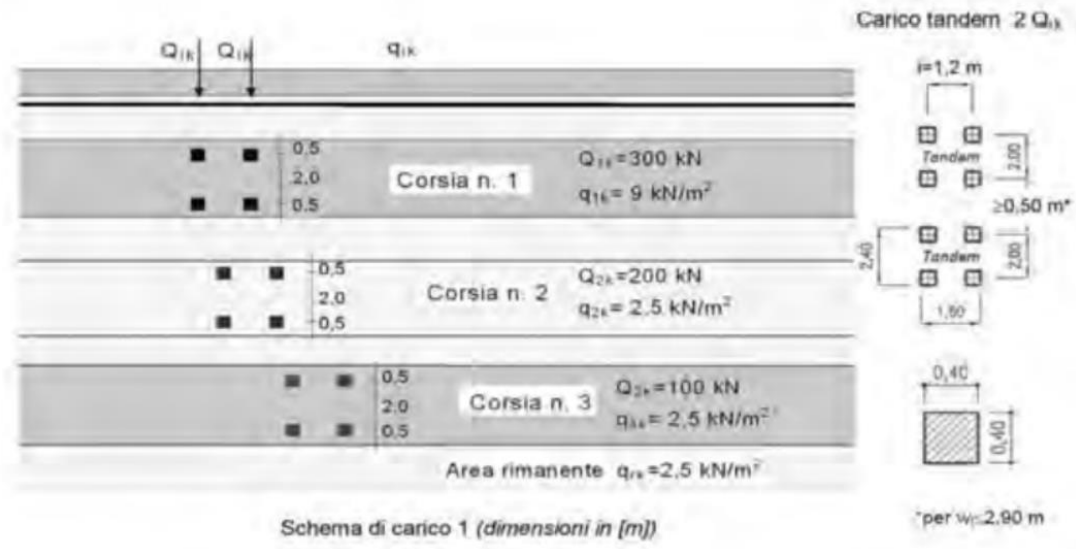


Figura 3.3 - Distribuzione carichi del traffico - NTC2018

Nel caso in esame si avranno dunque i seguenti carichi sull'impalcato stradale:

$$q_{Corsia1} = 9\ \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{Area\ rimannete} = 2.5\ \frac{kN}{m^2}$$

$$F_{Tandem\ corsia1} = 300\ kN$$

Per quanto riguarda la passerella pedonale ai lati dell'impalcato, si utilizza il carico associato al Sistema 5, costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale pari a 5 kN/m² (comprensiva degli effetti dinamici). Il valore di combinazione, tuttavia, sarà pari a 2.5 kN/m².

Si deve ora individuare dove posizionare tali carichi variabili del traffico al fine di massimizzarne gli effetti sulla struttura. A tale scopo si utilizzerà il concetto delle *aree di influenza*.
Le aree di influenza, in particolare, saranno le regioni dell'impalcato dove si dovranno posizionare i carichi, concentrati e distribuiti, al fine di massimizzare gli effetti di carico di una particolare sezione rispetto ad una determinata sollecitazione. Tali regioni si otterranno andando a coniugare due teorie:

- La teoria delle linee di influenza, per l'analisi in senso longitudinale dell'impalcato;
- La teoria di Courbon – Albenga per la ridistribuzione dei carichi in senso trasversale.

Le linee d'influenza sono dei particolari diagrammi, attraverso il quali, sfruttando il principio dei lavori virtuali, è possibile valutare il massimo effetto prodotto da una sollecitazione esterna viaggiante (forza, momento o deformazione) rispetto ad una specifica sezione di una trave.
Nello specifico, la definizione di linea di influenza può essere descritta come segue:" Dicesi linea di influenza della grandezza G nella sezione S, Il diagramma che indica con la sua ordinata generica $\eta(x)$ il valore della grandezza in esame in S quando il carico F=1 agisce nella sezione di ascissa x".

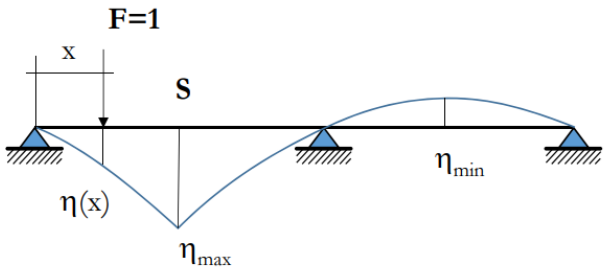


Figura 3.4 - Esempio linea d'influenza

Questa teoria è molto importante per le strutture come i ponti, poiché essi sono sollecitati da carichi accidentali mobili che possono assumere una qualsiasi posizione, rendendo proprio necessario la valutazione della posizione più gravosa del carico rispetto alla sezione d'interesse.
Le linee di influenza potranno essere tracciate seguendo due metodi diversi:

- Metodo diretto
- Metodo indiretto

Si andrà ora a definire i principi del metodo indiretto, di più rapida ed intuitiva applicazione per gli schemi isostatici.
Il metodo indiretto fa uso dei principi di reciprocità, validi nell'ipotesi di validità del principio di sovrapposizione degli effetti.

- Primo principio (teorema di Betti): «Dati due insiemi di forze agenti separatamente sulla struttura, il lavoro compiuto dal primo insieme per gli spostamenti indotti dal secondo è uguale al lavoro compiuto dalle forze del secondo insieme per gli spostamenti indotti dal primo».
- Secondo principio (teorema di Land-Colonnetti): «Dati due insiemi di forze e distorsioni agenti separatamente sulla struttura, il lavoro mutuo generalizzato è nullo».
- Terzo principio (teorema di Volterra): «Dati due insiemi di distorsioni agenti separatamente sulla struttura, i due lavori mutui generalizzati sono uguali».

Il metodo diretto si baserà sul cosiddetto principio di Betti generalizzato, secondo il quale:

"Dati due insiemi di forze e distorsioni agenti separatamente sulla struttura, il lavoro compiuto dalle forze e distorsioni del primo insieme per gli spostamenti e sollecitazioni indotti dal secondo insieme è uguale al lavoro compiuto dalle forze e distorsioni del secondo insieme per gli spostamenti indotti dal primo".

Considerando un sistema reale ed uno virtuale, si avrà:

$$F_{reale} * \delta_{virtuale} = F_{virtuale} * \delta_{reale}$$

Facendo riferimento al secondo principio di reciprocità, si può quindi intuire che la linea di influenza di una sollecitazione interna (N,M,V) nella sezione d'interesse S per un carico verticale posto in una posizione P sarà uguale all'abbassamento v_P della sezione P per una distorsione posta in S.

A titolo di esempio si valuterà il massimo momento flettente nella sezione di mezzeria della trave.
Il massimo momento flettente nella sezione di mezzeria per carichi verticali viaggianti dell'impalcato in esame, il quale, rispetto ai vincoli esterni, può essere schematizzato come una trave in semplice appoggio, si avrà:

$$M_S = \frac{P * \eta_P}{\Delta\theta_S = 1}$$

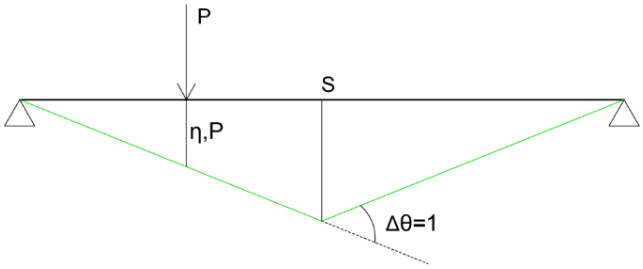


Figura 3.5 - Linea d'influenza del momento flettente nella sezione S per carico verticale viaggiante

Da questa linea di influenza si può quindi capire come, per massimizzare i momenti flettenti nella sezione S, sarà necessario applicare i carichi distribuiti lungo tutto l'impalcato, mentre i carichi tandem dovranno essere collocati al centro dello stesso, in posizione simmetrica rispetto alla mezzeria.

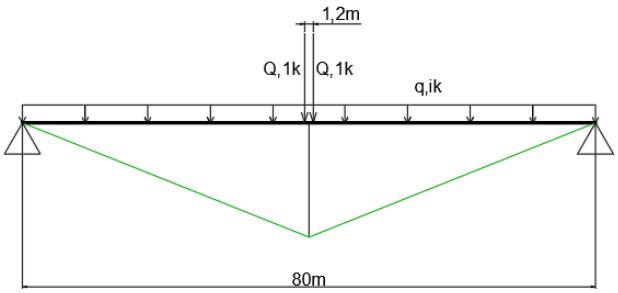


Figura 3.6 - Distribuzione dei carichi del traffico per massimizzare il momento flettente nella sezione S

Ci si interessa adesso della ridistribuzione trasversale dei carichi mediante la teoria di Courbon.

Il metodo di Courbon è un metodo che è stato molto utilizzato nel passato per la sua semplicità e ci permette di valutare, nella maggior parte dei casi, di valutare la ridistribuzione dei carichi trasversali ed individuare dunque le zone dove dover applicare i carichi in senso trasversale rispetto alla linea d'asse dell'impalcato.
In generale, la ridistribuzione trasversale delle azioni può essere valutata conoscendo i coefficienti di ridistribuzione ρ_{ij}, ossia quei coefficienti che esprimono la percentuale di carico portato dalla trave-i quando il carico è applicato sulla trave-j.
Tali coefficienti dipendono da due parametri:

- Rigidezza torsionale delle travi principali γ_P
- Rigidezza flessionale delle travi trasversali ρ_E

Nel metodo di Courbon questi due parametri assumono due valori limite; in particolare la rigidezza torsionale delle travi principali sarà nulla, mentre la rigidezza flessionale delle travi trasversali sarà infinita. In questo modo, si potranno avere delle rotazioni rigide nel piano di sezione dell'impalcato, come si può osservare nell'immagine seguente:

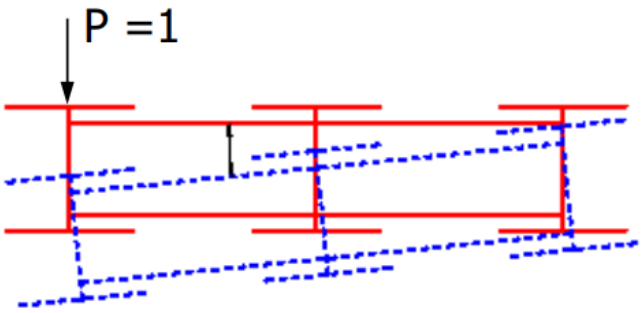


Figura 3.7 - Rotazione rigida dell'impalcato - Immagine tratta dalle slides del corso "Bridges construction and design", Politecnico di Torino, a.a. 2019/2020

Tali ipotesi possono essere soddisfatte se le travi principali hanno una sezione ad I (rigidezza torsionale trascurabile) ed un gran numero di travi trasversali. Nel caso in esame, queste ipotesi sembrano dunque essere soddisfatte. A livello numerico, le ipotesi di Courbon vengono verificate se il parametro di controllo Z risulta maggiore di 20 (Z>20 rappresenta un'ottima approssimazione del metodo di Courbon della soluzione esatta poiché superato questo valore la rigidezza flessionale delle travi trasversali può essere considerata infinita).
Il parametro Z si calcola con la seguente espressione:

$$Z = (\frac{L}{b_0})^3 * \frac{I_{ft}}{I_{fb}} * c$$

Dove:

- L è la lunghezza dell'impalcato
- b_0 è l'interasse tra le travi principali
- I_{ft} e I_{fb} sono rispettivamente le rigidezze flessionali rispettivamente delle travi trasversali e principali
- c è un parametro numerico adimensionale dipendente dai vincoli esterni

Considerando il caso in cui $I_{ft} = I_{fb}$ e c pari al valore minimo possibile, ossia c=1/48, si ottiene Z>20 se il rapporto $L/b_0 > 10$.
Nel caso in esame si ha $L/b_0 = 80/4.2 = 19$ e risulta quindi soddisfatto. L'applicazione del metodo di Courbon per valutare la ridistribuzione dei carichi trasversali è dunque lecita.

Entrando nello specifico del metodo, si schematizza la sezione trasversale considerando la trave trasversale come una trave continua su appoggi elastici, rappresentati dalle travi principali, come riportato nello schema seguente:

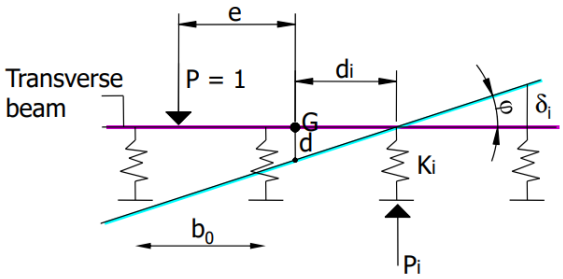


Figura 3.8 - Schematizzazione rotazione rigida dell'impalcato - Immagine tratta dalle slides del corso "Bridges construction and design", Politecnico di Torino, a.a. 2019/2020

Scrivendo le equazioni di equilibrio alla traslazione verticale e alla rotazione intorno al punto G e considerando le travi principali con la stessa rigidezza K_i si ottiene la cosiddetta *equazione di Courbon:*

$$\rho_{i,e} = \frac{K}{nK} + \frac{Ked_i}{K\sum_{i=1}^{n} d_i^2} = \frac{1}{n} + \frac{ed_i}{\sum_{i=1}^{n} d_i^2}$$

Nella tabella seguente vengono riportati i valori dei coefficienti di ripartizione trasversale delle azioni per diverse quantità di travi longitudinali (caso di 2,3 e 4 travi principali):

n° di travi	trave	carico su:			
		1	2	3	4
2	1	**1**	**0**		
3	1	0,833	0,333	-0,166	
	2	0,333	0,333	0,333	
4	1	0,7	0,4	0,1	-0,2
	2	0,4	0,3	0,2	0,1

Come si può osservare, i coefficienti di ridistribuzione trasversale saranno nel caso in esame pari a 0 ed 1. Questo risultato è molto importante, perché ci fa comprendere che per massimizzare gli effetti su una trave principale NON si dovrà caricare la passerella pedonale opposta alla stessa. Osservando l'immagine seguente, infatti:

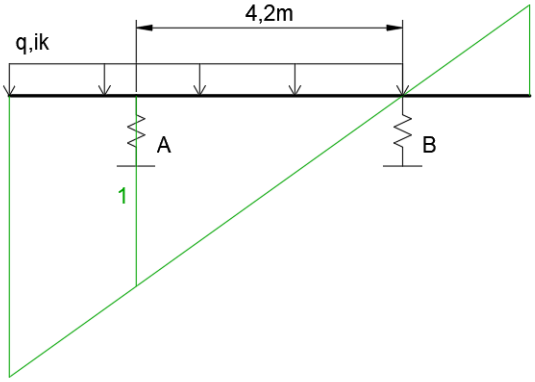


Figura 3.9 – Distribuzione dei carichi del traffico secondo ii coefficienti di ridistribuzione trasversale secondo Courbon

Si capisce come per massimizzare gli effetti sulla trave principale A, non si dovrà caricare la passerella di destra.

Unendo infine i risultati ottenuti dalla linea di influenza e dalla ridistribuzione trasversale, l'area d'influenza dove si dovranno disporre i carichi dovuti al traffico e folla sarà la seguente:

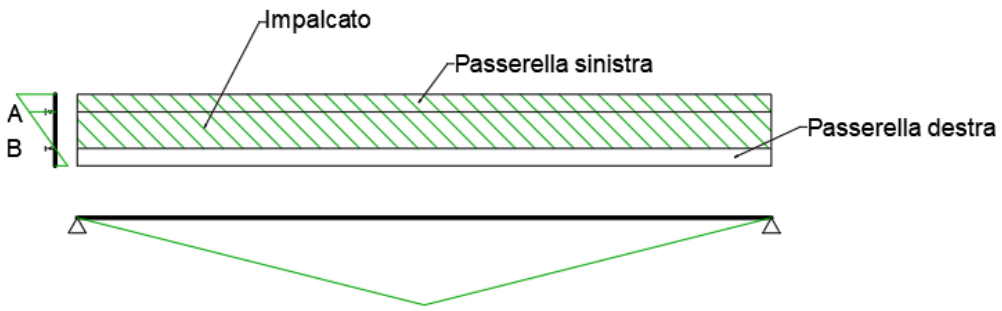


Figura 3.10 - Area di carico secondo Courbon

Nel software di calcolo si disporranno dunque i carichi come segue:

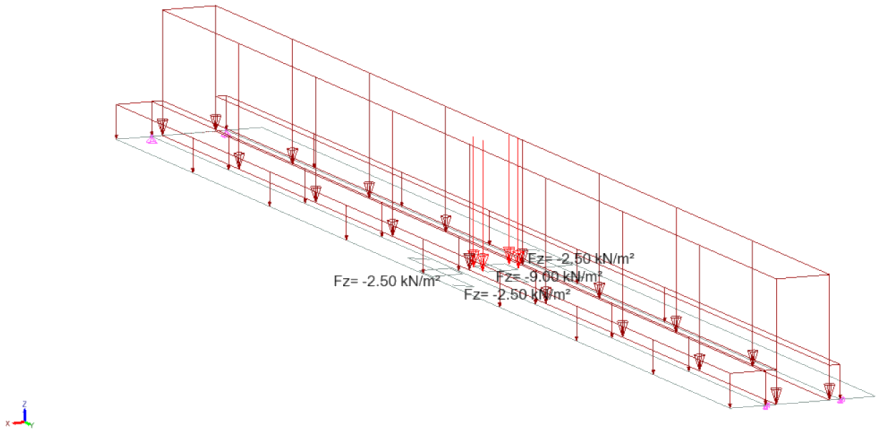


Figura 3.11 - Distribuzione dei carichi verticali in Advance Design

3.2.2.2 Carichi orizzontali

Le forze orizzontali agenti sulla struttura dovute al traffico possono essere dovute a due cause fondamentali:

- Azioni di frenamento o accelerazione;
- Azione centrifuga.

Essendo il ponte ad asse rettilineo, il contributo dovuto alla forza centrifuga sarà nullo, mentre agirà solo l'azione di frenamento o accelerazione. In particolare, tale forza è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è uguale a:

$$180kN \leq q_3 = 0{,}6 * (2 * Q_{1k}) + 0{,}1 * q_{1k} * w_1 * L \leq 900kN$$

Dovendo applicare tale carico a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, uniformemente distribuito sulla lunghezza della stessa, si ottiene:

Q_1k	q_1k	w_1	L	q_3	q_3
[kN]	[kn/m2]	[m]	[m]	[kN]	[kN/m]
300	9	3	80	576	**7,2**

Nel software di calcolo viene dunque rappresentata nel modo seguente:

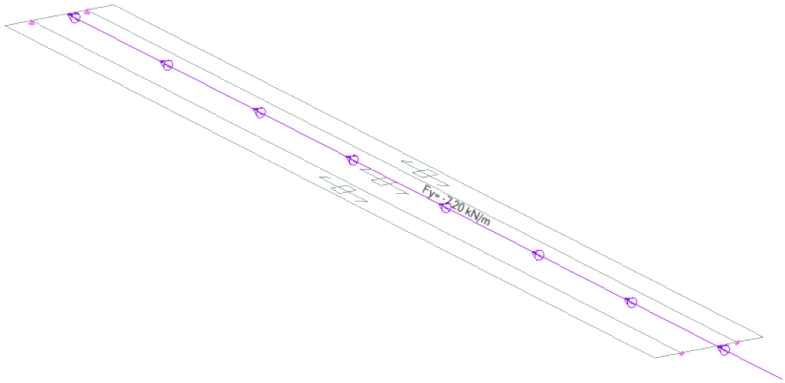


Figura 3.12 - Carichi orizzontali del traffico in Advance Design

3.2.3 Azione del vento

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un sistema di carichi statici, la cui componente principale è orizzontale e diretta ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretta nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi. Tale componente orizzontale si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici investite, ivi compresi i parapetti e le barriere di sicurezza stradale.

Facendo riferimento al Capitolo 3 delle NTC2018 si valuta la massima azione statica orizzontale del vento.
In particolare, come indicato al paragrafo §3.3.4. la pressione del vento può essere identificata con l'espressione:

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d$$

Dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento, pari a $q_r = \frac{1}{2} * \rho * v_r^2$,
  con:
  - ρ che rappresenta la densità dell'aria, pari a 1.25 kg/m^3;
  - v_r che rappresenta la velocità di riferimento del vento;

- c_e è il coefficiente di esposizione;
- c_p è il coefficiente di pressione;
- c_d è il coefficiente dinamico.

Inizialmente si valuta la velocità di riferimento del vento.

La velocità di riferimento, in particolare, è il valore medio su 10 minuti, a 10m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito al periodo di ritorno di progetto T_R. Tale velocità è definita dalla relazione:

$$v_r = v_b * c_r$$

Dove:

- v_b è la velocità base di riferimento;
- c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto.

La velocità base di riferimento, in assenza di specifiche indagini statistiche, viene individuata dalla formula:

$$v_b = v_{b,0} * c_a$$

Dove:

- $v_{b,0}$ è la velocità di riferimento al livello del mare;
- c_a è il coefficiente di altitudine, pari ad 1 nel caso l'altitudine della struttura non superi il valore di a_0 corrispondente.

Tali valori sono indicati dalla Tab. 3.3.I. delle NTC2018, riportata nel seguito:

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Tab.3.3.I. – NTC2018

Essendo il ponte situato in Piemonte (zona 1) e trovandosi ad un'altitudine pari a 646 m.s.l.m. si avrà che la velocità base di riferimento sarà pari a 25 m/s.

Volendo valutare ora il coefficiente di ritorno, si farà riferimento alla seguente formula:

$$c_r = 0{,}75 * (1 - 0{,}138 * \ln(-\ln(1 - \frac{1}{T_R}))) \text{ , per } T_R \geq 50\ anni$$

Essendo il periodo di ritorno di progetto pari a 75 anni, il coefficiente di ritorno assumerà un valore pari a 1.20. Per quanto riguarda il coefficiente di esposizione, esso dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Tale coefficiente può essere ricavato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) * (7 + c_t * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)) \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

I cui parametri sono riportati nella Tab. 3.3.II di seguito

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

1Tab.3.3.II.

La categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno, mentre il coefficiente di topografia c_t può essere assunto pari ad 1.
Attraverso la Fig.3.3.2 delle NTC2018:

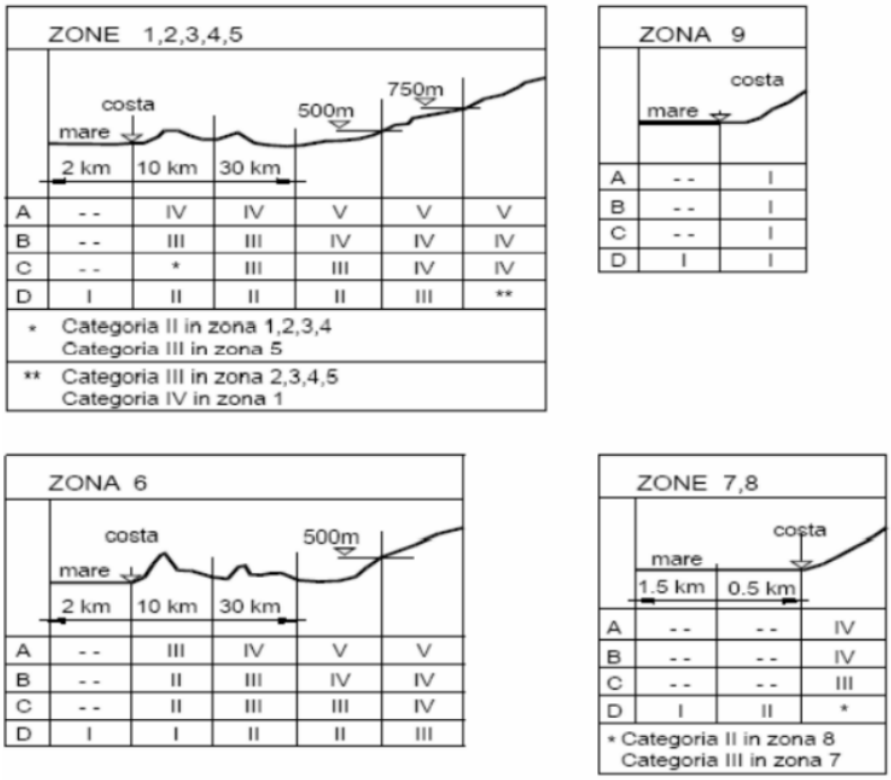


Figura 3.13 - Tabelle di classificazione classe di esposizione - NTC2018

E la Tab. 3.3.III:

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Tab.3.3.III. - NTC2018

Si può identificare la zona dove sorgerà il nuovo ponte di Roccavione con una classe di rugosità del terreno D (aree prive di ostacoli o al più ostacoli isolati) ed essendo ad un'altitudine compresa tra i 500 ed i 750m.s.l.m. ad una distanza dalla costa maggiore di 30km, la classe di esposizione sarà la classe III.
Considerando la quota dell'impalcato, ossia 7m sopra il livello del fiume, il coefficiente di esposizione assumerà il valore pari a 1.91.
Sapendo che tale coefficiente varia in funzione dell'altezza considerata, per gli elementi a sviluppo verticali (pendini) si utilizzerà, a favore di sicurezza, il valore di coefficiente di esposizione uguale al valore corrispondente all'altezza massima della struttura (20m) ossia pari a 2.61.

La pressione cinetica di picco del vento, per i differenti elementi strutturali investiti dal vento, vale:

Elemento	**v,b**	**c,r**	**v,r**	**c,e**	**q,r**
[-]	[m/s]	[-]	[m/s]	[-]	[kg/m2]
Impalcato	25	1,2	30	1,91	**107,4**
Pendini	25	1,2	30	2,61	**146,8**
Arco	25	1,2	30	2,61	**146,8**

Come si può notare il coefficiente di pressione ed il coefficiente dinamico non sono stati considerati nella valutazione della pressione cinetica di picco. Questo è dovuto al fatto che per strutture dalla geometria particolare come quelle in esame, tali coefficienti devono essere valutati in maniera precisa mediante documentazione di comprovata validità.

Il coefficiente di pressione c_p, in particolare, dipende dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Esso, essendo definito come un coefficiente aerodinamico, può essere ricavato mediante le formulazioni riportate nel documento CNR-DT 207 R1/2018, Appendice G.
Tale Appendice fornisce i valori dei coefficienti adimensionali necessari per trasformare la pressione cinetica del vento in azioni aerodinamiche globali sulle costruzioni.

Concentrandosi inizialmente sull'impalcato, è noto che il flusso che si instaura nell'intorno dello stesso e la conseguente distribuzione della pressione esercita dal vento sulla superficie dell'impalcato, costituiscono fenomeni molto complessi, fortemente dipendenti dalla forma dell'impalcato e dei suoi elementi e dalla presenza di convogli in transito.

Le tipologie di impalcato a sezione costante e di lunghezza inferiore a 200m che possono essere analizzate quanto segue sono riportate nell'immagine seguente:

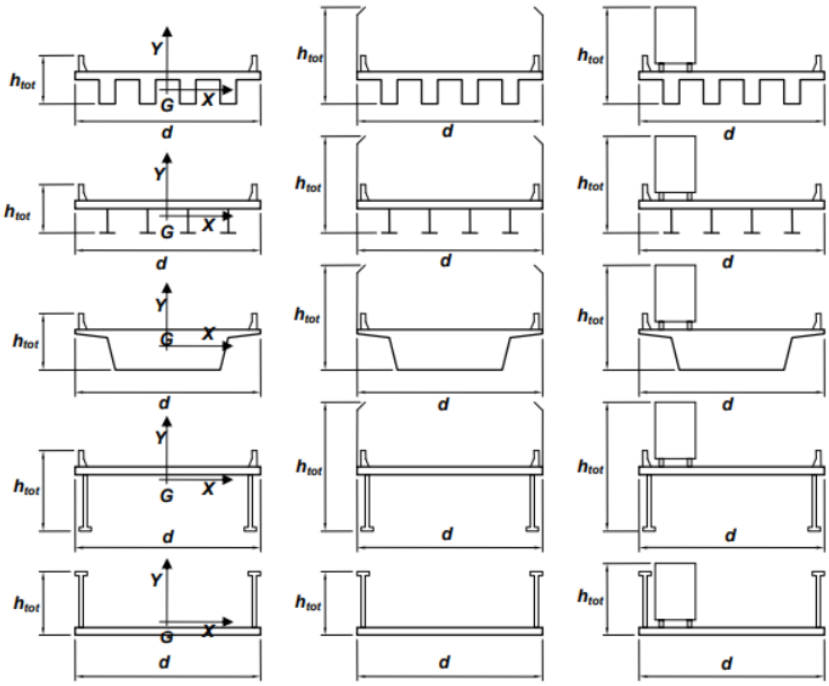


Figura 3.14 - Tipologie di impalcato - CNR-DT 207 R1/2018

Essendo il ponte in esame realizzato con due travi principali come nel quarto esempio, si considerano valide le valutazioni che verranno fatte.
Ammettendo che il vento agisca in direzione prevalentemente orizzontale e ortogonalmente all'asse dell'impalcato, esso esercita nel piano della sezione un sistema di azioni aerodinamiche per unità di lunghezza riconducibili a una forza parallela alla direzione del vento f_x, a una forza verticale f_y e ad un momento intorno alla linea d'asse m_z, come mostrato nella figura a fianco.
Tali azioni sono quantificate mediante due coefficienti di forza c_{fx} e c_{fy} ed un coefficiente di momento c_{mz} e possono essere ottenute mediante le seguenti formulazioni:

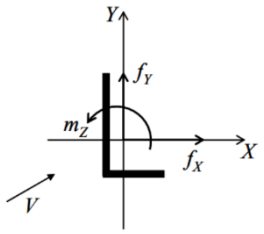


Figura 3.15 - Forze del vento per unità di lunghezza - CNR-DT 207 R1/2018

$$f_x = q_r * l * c_{fx}$$
$$f_y = q_r * l * c_{fy}$$
$$m_z = q_r * l^2 * c_{mz}$$

In queste formulazioni, il termine *l* rappresenta la dimensione caratteristica associata ai relativi coefficienti; in particolare per la forza f_x, la dimensione *l* sarà pari all'altezza dell'area d'impatto del flusso d'aria, mentre per le forze f_y e c_{mz} tale dimensione sarà rappresentata dalla larghezza dell'impalcato.

Le formulazioni dei coefficienti di forza dipendono dal rapporto d/h_{tot} tra la larghezza dell'impalcato e l'altezza dell'impalcato sommata alla sagoma dei veicoli in transito, considerata pari a 3m.
Essendo tale rapporto pari a 2.22, si potranno utilizzare le formulazioni seguenti:

$$c_{fx} = \frac{1{,}85}{d/h_{tot}} - 0{,}10$$

$$c_{fy} = \pm(0{,}7 + 0{,}1 * \frac{d}{h_{tot}})$$

$$c_{mz} = \pm 0{,}2$$

In particolare, l'andamento del coefficiente c_{fx} in funzione dal rapporto d/h_{tot} è riportato nel diagramma seguente:

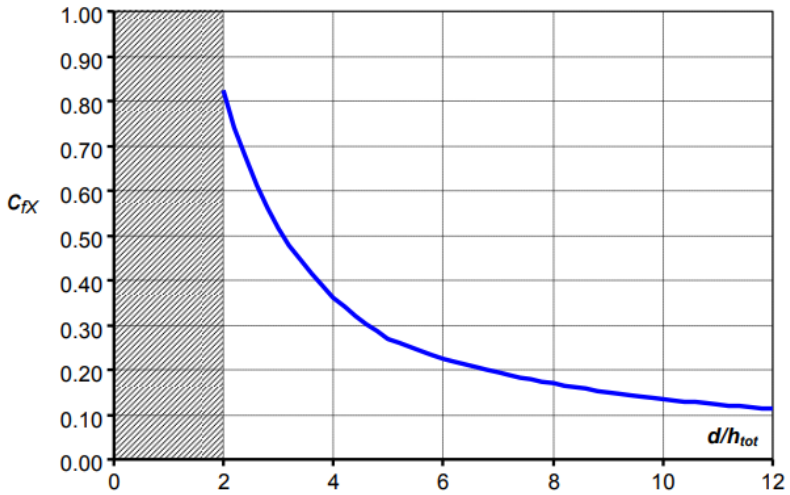


Figura 3.16 - Andamento coef. c_{fx} - CNR-DT 207 R1/2018

Si ottengono dunque i seguenti risultati:

d	h tot	d/h	c_fx	c_fy	c_mz
[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]
8,20	3,70	2,22	0,73	±0,92	±0,20

Le sollecitazioni per unità di lunghezza che se ne ricavano sono riportate nella seguente tabella:

qr	h_tot	fx	d	fy	mz
[kN/m2]	[m]	[kN/m]	[m]	[kN/m]	[kNm/m]
1,07	3,7	**2,92**	8,2	**8,12**	**14,45**

Le azioni alle estremità della sezione dell'impalcato saranno dunque:

$$F_{orizzontale} = \frac{f_x}{2} = 1.46\ \frac{kN}{m}$$

$$F_{verticale}(+) = \frac{f_y}{2} + \frac{m_z}{d} = 4.06 + 1.76 = 5.82\frac{kN}{m}$$

$$F_{verticale}(-) = \frac{f_y}{2} - \frac{m_z}{d} = 4.06 - 1.76 = 2.3\frac{kN}{m}$$

Nel modello di calcolo le sollecitazioni del vento assumeranno dunque la seguente disposizione:

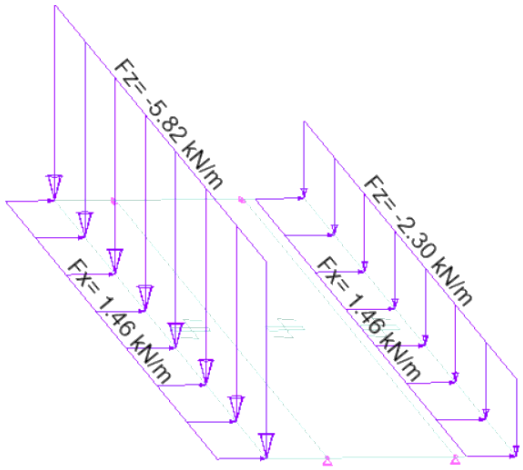


Figura 3.17 - Applicazione forze per unità di lunghezza in Advance Design

Per quanto riguarda l'analisi dei coefficienti aerodinamici globali riferiti ad elementi a sezione circolare, ossia i pendini e l'arco, è noto che il vento eserciti su questi una forza per unità di lunghezza nella direzione del flusso X, dipendente dal coefficiente c_{fx} che può essere calcolato come:

$$c_{fx} = c_{fx0} * \psi_\lambda$$

Considerando trascurabili gli effetti di bordo e dunque considerando pari ad 1 il termine ψ_λ, il coefficiente di forza c_{fx0} è funzione del numero di Reynolds *Re* e dal rapporto *k/b* dove k è la scabrezza della superficie e b il diametro della sezione.

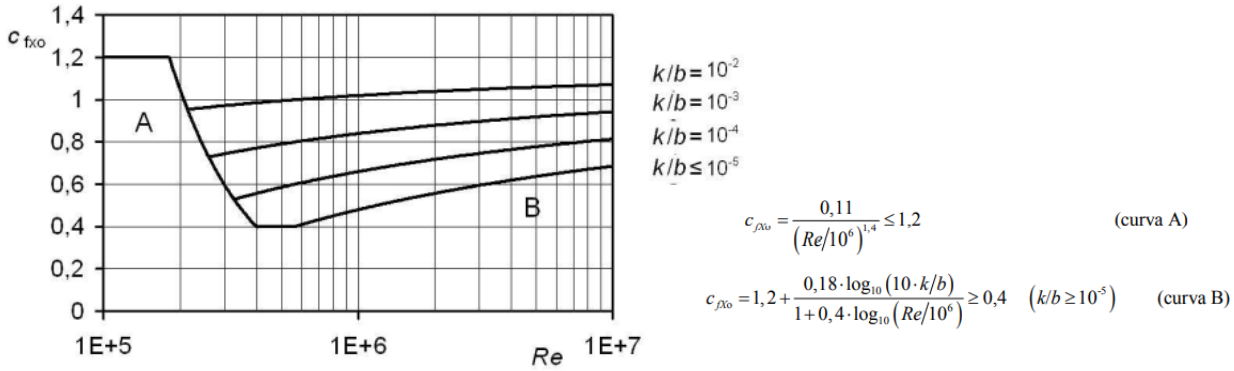


Figura 3.18 - Andamento coef. c_{fx0} in funzione del numero di Reynolds - CNR-DT 207 R1/2018

Il numero di Reynolds è una quantità adimensionale fondamentale che esprime il rapporto tra la forza d'inerzia e le forze viscose, ovvero una dimensione caratteristica della struttura e una dimensione caratteristica del flusso. Il suo valore ad un'altezza z dal suolo è espresso dalla seguente espressione:

$$Re(z) = \frac{l * v_m(z)}{\nu}$$

Dove:

- l è la dimensione caratteristica dell'elemento, nel caso in esame sarà pari al diametro della sezione circolare;
- $v_m(z)$ è la velocità media del vento;
- ν è la viscosità cinetica dell'aria che, in assenza di stime precise legate alle condizioni locali del sito, si può assumere pari a ν=15*10^{-6} m^2/s.

Sapendo, inoltre, che i valori di scabrezza k sono forniti dalla seguente tabella:

Superficie	k [mm]
Vetro	0,0015
Metalli lucidati	0,002
Pittura liscia	0,006
Pittura a spruzzo	0,02
Acciaio lucido	0,05
Ghisa	0,2
Acciaio galvanizzato	
Calcestruzzo lisciato	
Legno levigato	0,5
Calcestruzzo ruvido	1,0
Legno grezzo	2,0
Superfici arrugginite	
Murature	3,0

Figura 3.19 - Tabella scabrezza dei diversi materiali - CNR-DT 207 R1/2018

Si ottiene il seguente risultato:

Elemento	D	v_m	v	Re	k	k/b	c_fx0 (CURVA B)
[-]	[m]	[m/s]	[m2/s]	[-]	[mm]	[-]	[-]
Pendini verticali	0,1	30	0,000015	200000	0,05	0,0005	**0,63**
Pendini obliqui	0,15	30	0,000015	300000	0,05	0,000333	**0,64**
Arco	0,508	30	0,000015	1016000	0,05	9,84E-05	**0,66**

Il coefficiente di forza trasversale c_{fy0} ed il coefficiente di momento torcente c_{mz0}, dato che la sezione è circolare possono essere assunti pari a zero. Per tali sezioni, però, la presenza di ghiaccio può portare a delle variazioni significative per il distacco dei vortici. Tali effetti verranno valutati nelle verifiche alle azioni dinamiche del vento. Considerando la dimensione caratteristica degli elementi a sezione circolare il loro diametro, si andranno a valutare le forze per unità di lunghezza per tutti gli elementi presenti nel modello. In particolare, avremo:

Elemento	**D**	**c_fx0**	**qr**	**fx**
[-]	[m]	[-]	[kN/m2]	[kN/m]
Pendini verticali	0,1	0,63	1,47	**0,092**
Pendini obliqui	0,15	0,64	1,47	**0,140**
Arco	0,508	0,66	1,47	**0,492**

Nel modello di calcolo si avrà la seguente disposizione di carichi:

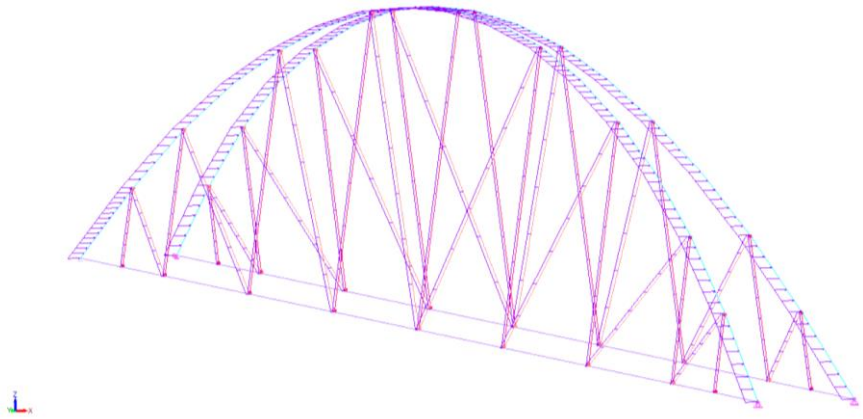


Figura 3.20 - Applicazione dell'azione del vento sugli elementi a sezione circolare in Advance Design

Per quanto riguarda il coefficiente dinamico, esso tiene in conto degli effetti riduttivi dovuti alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Cautelativamente, esso viene assunto pari ad 1.

Come viene sottolineato nel paragrafo §3.3.10. delle NTC2018, le azioni del vento sui ponti lunghi o in generale su grandi strutture e di forma non simmetrica, possono dare luogo a forze trasversali alla direzione del vento e a momenti torcenti di elevata intensità. Inoltre, per strutture a sezione cilindrica come l'arco in carpenteria, si deve tenere in conto degli effetti dinamici indotti al distacco alternato dei vortici dal corpo investito dal vento. Tali effetti possono essere particolarmente severi quando la frequenza di questo fenomeno eguaglia la frequenza propria della struttura, dando luogo ad un fenomeno di risonanza. Per queste ragioni, in fase di verifica, si andrà a controllare che gli effetti dinamici del vento siano accettabili.

3.2.4 Azione della neve

Il carico della neve viene valutato dall'espressione riportata al paragrafo §3.4.1. delle NTC2018:

$$q_s = q_{sk} * \mu_i * C_E * C_t$$

Dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico, considerato cautelativamente pari a 1.

Il valore di riferimento del carico neve al suolo q_{sk} dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione e può essere valutato basandosi sulle formulazioni seguenti, dipendenti dall'altitudine della zona d'interesse e della zonazione del territorio italiano. Nel caso specifico, trovandosi il ponte di nuova realizzazione in provincia di Cuneo, la zona di riferimento sarà la zona I – Alpina, per la quale, ad un'altitudine superiore ai 200m, si calcolerà il valore di carico neve di riferimento con la seguente espressione:

$$q_{sk} = 1{,}39 + \left[1 + \left(\frac{a_s}{728}\right)^2\right] \; per \; a_s \geq 200m$$

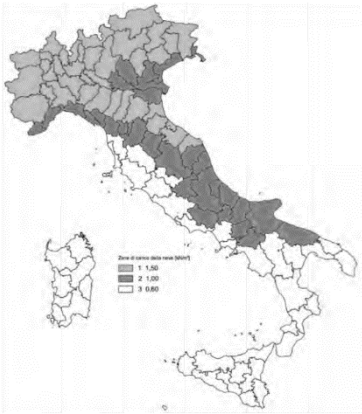


Figura 3.21 - Zonazione azione della neve - NTC2018

Il coefficiente di forma nel caso di un ponte, essendo la superficie interessata al carico neve orizzontale, sarà considerato pari ad 0.8.

Il coefficiente di esposizione tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Se non diversamente indicato, si considera un valore pari ad 1.
Nella tabella seguente si riporta dunque il risultato del carico neve:

as	q_sk	μ_i	C_e	C_t	qs
[m]	[kN/m2]	[-]	[-]	[-]	[kN/m2]
646	2,48	0,8	1	1	**1,99**

Sull'impalcato del ponte agiranno dunque 200kg/m^2. Tale carico, però, come si vedrà nel seguito, secondo la normativa non potrà mai venire combinato con il carico variabile del traffico poiché è ragionevole pensare che non potranno mai verificarsi contemporaneamente. Essendo il carico variabile dovuto al traffico molto più severo rispetto a quello dovuto alla neve, quest'ultimo verrà utilizzato solo nelle verifiche effettuate durante la costruzione della struttura, durante la quale, ovviamente, il carico del traffico non potrà essere presente.

3.2.5 Azioni termiche

La valutazione delle azioni termiche sarà molto importante, in quanto, insieme alle combinazioni sismiche, sarà la sollecitazione principale con la quale si dimensioneranno le componenti cinematiche dei vincoli del ponte.
In particolare, come riportato al paragrafo §5.1.4.5. delle NTC2018, i valori di progetto della variazione termica uniforme per la valutazione agli SLU della massima espansione/contrazione si possono esprimere come segue:

- $\Delta T_{exp,d} = \Delta T_{exp} + \Delta T_0$
- $\Delta T_{con,d} = \Delta T_{con} + \Delta T_0$

In cui:

- $\Delta T_{exp} = T_{e,max} - T_0$
- $\Delta T_{con} = -T_{e,min} + T_0$

$T_{e,max}$ e $T_{e,min}$ sono rispettivamente la massima e la minima temperatura uniforme del ponte, ricavabili come indicato nel Cap. 6 delle UNI EN 1991-1-5, in funzione della massima e minima temperatura dell'aria esterna, ricavabili al paragrafo §3.5 delle NTC2018.
La temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria esterna nel sito di costruzione, con riferimento ad un periodo di ritorno di 50 anni. In assenza di adeguate indagini statistiche, ci si basa sulla zonazione del territorio riportata nella Fig. 3.5.1. delle NTC2018 riportata nel seguito:

Figura 3.22 - Zonazione temperatura aria esterna - NTC2018

Per la Zona 1, le temperature dell'aria sono date dalle espressioni:

- $T_{min} = -15 - 4 * a_s/1000$
- $T_{max} = 42 - 6 * a_s/1000$

Si ottiene dunque:

as	T_min	T_max
[m]	[°C]	[°C]
646	-18	38

Per valutare i termini $T_{e,max}$ e $T_{e,min}$ ci si basa come anticipato sulle indicazioni proposte dalla UNI EN 1991-1-5. In particolare, sapendo che l'impalcato sarà di tipo acciaio-cls, esso viene identificato come Tipo 2. Ora, basandosi sul diagramma seguente, si ottengono i seguenti valori:

$$T_{e,max} = T_{max} + 4 = 38 + 4 = 42°C$$

$$T_{e,min} = T_{min} + 4 = -18 + 4 = -14°C$$

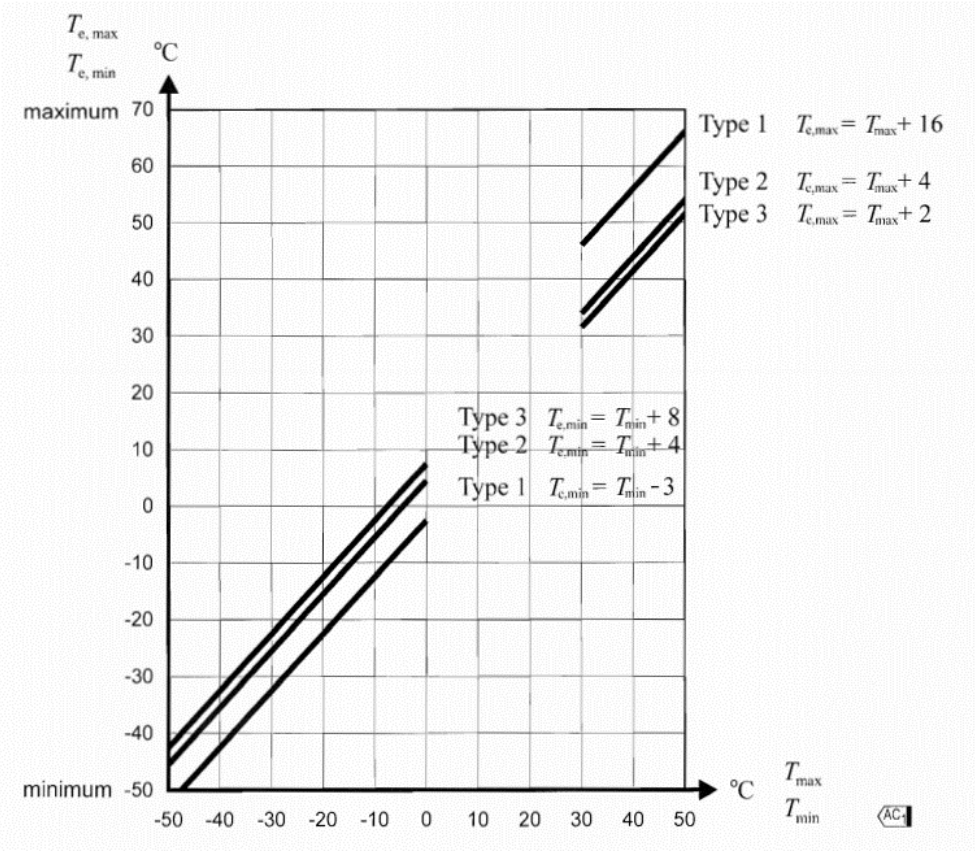


Figura 3.23 – Andamento $T_{e,max}$ e $T_{e,min}$ – UNI EN 1-1-5

Per quanto riguarda la temperatura T_0, essa rappresenta la temperatura iniziale all'atto della regolazione degli appoggi del ponte, la quale può essere assunta, come riportato al paragrafo §3.5.4. delle NTC2018 pari a 15°C. Il termine ΔT_0 è valutato come suggerito nella circolare presente nelle NTC2018 al paragrafo §5.1.4.5, nella quale, per installazioni senza alcuna preregolazione per effetti termici della struttura in strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/cls, si assume un valore ΔT_0=20°C

Si ottengono dunque i seguenti risultati:

T_min	T_e,min	T_0	ΔT_0	ΔT_con,d
[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	[°C]
-18	-12	15	20	**47**

T_max	T_e,max	T_0	ΔT_0	ΔT_exp,d
[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	[°C]
38	42	15	20	**47**

Tale variazione di temperatura verrà applicata a tutti gli elementi che compongono l'impalcato, compreso l'arco, poiché esso sarà strettamente connesso con le dilatazioni dello stesso, essendo esso incastrato alla travatura principale.
Per quanto riguarda tutti gli altri elementi rimanenti in carpenteria metallica, ossia i pendini verticali ed obliqui, le variazioni termiche saranno assunte pari a $\pm 25°C$, come suggerito nella Tab.3.5.II al paragrafo §3.5.5. delle NTC2018.

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	± 15 °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	± 10 °C
Strutture in acciaio esposte	± 25 °C
Strutture in acciaio protette	± 15 °C

Tab.3.5.II. – NTC2018

Gli effetti di queste variazioni di temperatura si tradurranno in sforzi assiali uniformi di trazione o compressione in funzione della variazione rispettivamente positiva o negativa della temperatura e verranno valutati mediante la formula:

$$\sigma = E * \alpha_T * \Delta T$$

Dove α_T è il coefficiente di dilatazione termica a temperatura ambiente, il quale vale $12*10^{-6}$ $°C^{-1}$ sia per gli elementi in carpenteria metallica che per strutture miste acciaio/cls.

3.2.6 Azione sismica

In riferimento al capitolo 3.2 delle NTC2018, le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.
La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro

di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente Se (T), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, nel periodo di riferimento VR. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- ag: accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C*: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli stati limite d'esercizio (SLE) che gli stati limite ultimi (SLU) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.
Gli stati limite d'esercizio si suddividono in:

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)

Gli stati limite ultimi comprendono invece:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

Con la riduzione della probabilità di superamento, l'azione sismica cresce: il sisma che ha più probabilità di essere superato è quello con azione più bassa. Di conseguenza, dallo SLO allo SLC la probabilità sarà decrescente.

Stati Limite	P_{V_R}: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tab.3.2.I. - NTC2018

La normativa fornisce un allegato in cui si trovano i valori relativi ai punti della maglia (latitudine e longitudine) con passo di 5km e che, in funzione del tempo di ritorno, definisce i parametri ag, F_0, T_C* per la determinazione dello spettro.

<u>Categoria sottosuolo</u>

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.
Il suolo dell'area oggetto di studio rientra in categoria C:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	*Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D*, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tab.3.2.II. - NTC2018

Categoria topografica

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°
T2	Pendii con inclinazione media i > 15°
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30°
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°

Tab.3.2.III. - NTC2018

In base alla categoria topografica si individua il coefficiente di amplificazione topografica che tiene conto dell'amplificazione del segnale legata alla topografia del terreno.
Il suolo dell'area oggetto di studio ricade in categoria T1.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Tab.3.2.V. - NTC2018

Spettro di risposta in accelerazione elastico

La norma definisce l'azione sismica da utilizzare per il progetto tramite lo spettro di risposta in accelerazione. Poiché le azioni di progetto devono tener conto di tutti i possibili terremoti futuri, negli spettri definiti dalla norma, le irregolarità dovute al contenuto in frequenza della singola registrazione spariscono e gli spettri hanno

andamenti più regolari. Gli spettri di norma si possono considerare una sorta di inviluppo degli spettri dei terremoti attesi in futuro.
L'azione sismica prevista dalla normativa è caratterizzata da tre componenti traslazionali, due orizzontali (tra loro ortogonali) ed una verticale (solo ove espressamente specificato e solo al difuori delle zone 3 e 4), da considerare tra loro indipendenti.
Lo spettro elastico orizzontale in accelerazione è definito per mezzo delle seguenti equazioni, riferite ad uno smorzamento del 5% ed è valido per strutture con periodo inferiore a 4s:

$$0 \le T < T_B \qquad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$$

$$T_B \le T < T_C \qquad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \le T < T_D \qquad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$$T_D \le T \qquad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right)$$

Nelle quali:

- S è il coefficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche, mediante la formulazione:

$$S = S_S \cdot S_T$$

- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento;
- ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base dei materiali, della tipologia strutturale e del terreno di fondazione;
- F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante con

$$T_B = T_C/3$$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4{,}0 \cdot a_g/g + 1{,}6$$

<u>Passaggio allo spettro di progetto</u>

La determinazione dello spettro di progetto è stata valutata in funzione di una futura analisi dinamica lineare. In particolare, il metodo di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, è l'analisi modale con spettro di risposta o analisi lineare dinamica. In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata attraverso lo spettro di progetto. Secondo questo metodo, la domanda sismica per strutture a comportamento sia non dissipativo che dissipativo, può essere ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento q, detto "fattore di struttura". I valori di q variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo)

e dello stato limite considerati, nonché dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati. Le strutture possono essere classificate come appartenenti ad una tipologia in una direzione orizzontale e ad un'altra tipologia nella direzione orizzontale ortogonale alla precedente, utilizzando per ciascuna direzione il fattore di struttura corrispondente.
Il fattore q, relativo allo SLV, viene assunto per motivi cautelativi pari ad 1.
La determinazione degli spettri di progetto può risultare complessa, poiché oltre ai parametri che li definiscono, occorre interpolare i dati di pericolosità per tutti i siti le cui coordinate non coincidono con i punti forniti dagli allegati della normativa. Tale interpolazione va effettuata anche sul periodo di ritorno, qualora quello previsto per la struttura in progetto non coincida con uno di quelli tabulati. Per semplificare la procedura di calcolo, è scaricabile dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici un programma che automatizza la determinazione delle azioni di progetto.
La schermata principale del programma (FASE 1) richiede per prima cosa l'inserimento delle coordinate geografiche del sito.

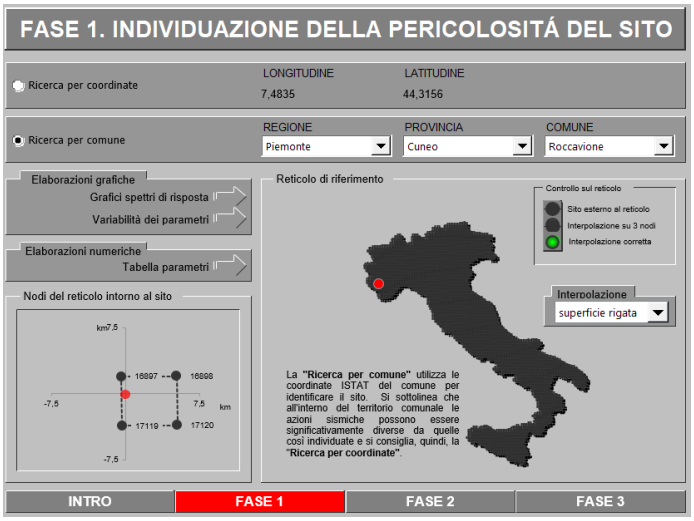


Figura 3.24 - Fase1 valutazione spettro elastico - sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

La seconda schermata del codice (FASE 2) richiede invece l'inserimento della vita nominale V_N e del coefficiente d'uso C_u . Da questi viene calcolato il periodo di riferimento V_R e il periodo di ritorno per ognuno degli stati limite.

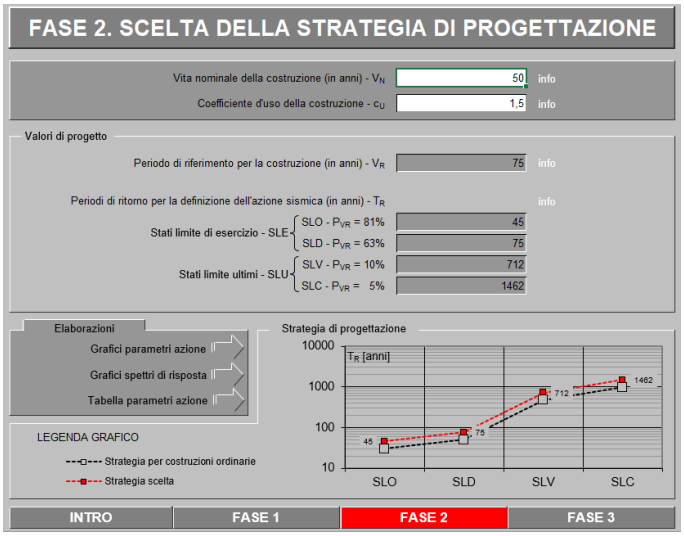


Figura 3.25 – Fase2 valutazione spettro elastico - sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

Noti questi parametri, si inserisce ancora il fattore di struttura q, la tipologia di terreno, la categoria topografica e lo stato limite di interesse (FASE 3).

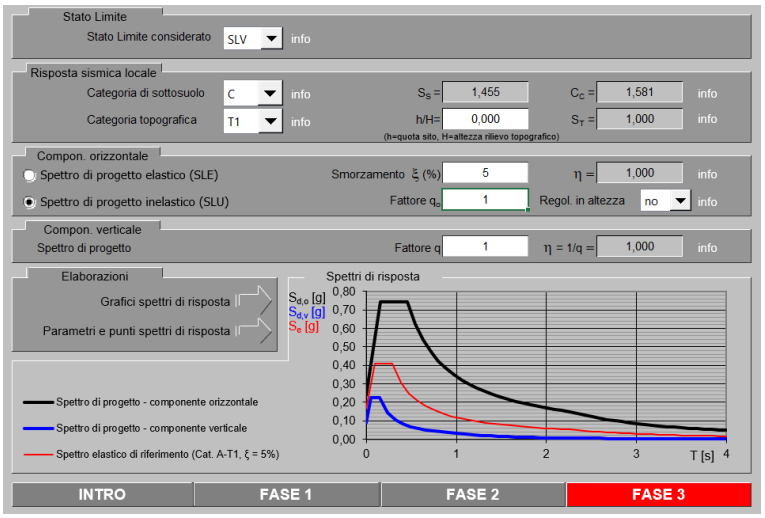


Figura 3.26 – Fase3 valutazione spettro elastico - sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

Si ottengono dunque i seguenti risultati:

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,165 g
F_0	2,479
T_C^*	0,289 s

Tali parametri saranno inseriti all'interno del software di calcolo in modo da poter valutare l'azione sismica sulla struttura.

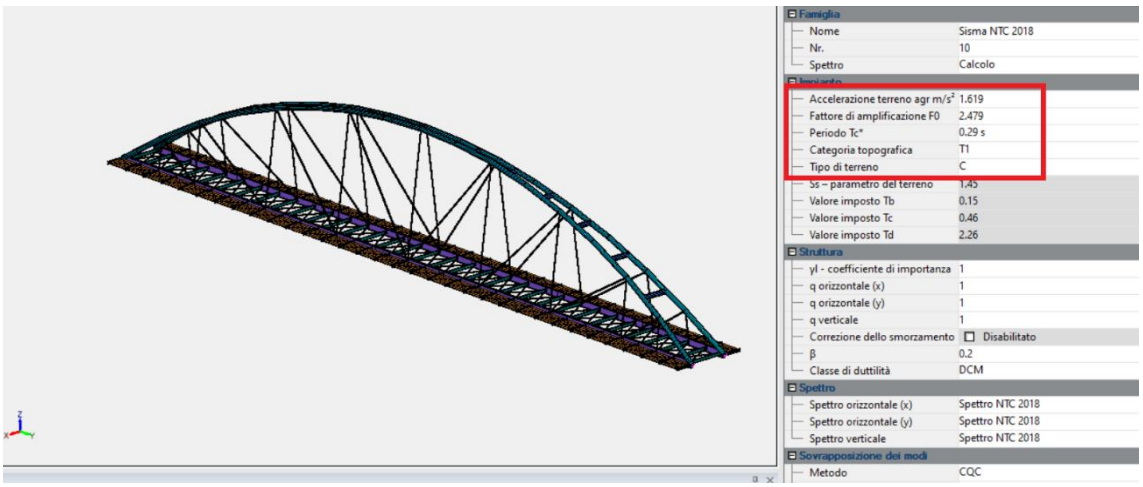


Figura 3.27 - Inserimento parametri dell'azione sismica all'interno di Advance Design

Tipo di analisi

È stata effettuata un'analisi dinamica lineare. Essa consiste nello scomporre la risposta dinamica della struttura nei vari contributi dei singoli modi di vibrare, ovvero trasformare un sistema ad n gradi di libertà in n sistemi a un grado di libertà e ottenere la risposta complessiva come sovrapposizione dei singoli modi di vibrare. L'analisi dinamica lineare, come suggerito al paragrafo § 7.3.3.1 delle NTC, consiste:

- Nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- Nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- Nella combinazione di questi effetti.

Deve essere tenuta in considerazione la risposta di ogni modo di vibrare che dà un contributo significativo alla risposta globale. La Norma precisa che tale obiettivo è soddisfatto se:

- la somma delle masse modali effettive per i modi considerati rappresenta almeno l'85% della massa totale della struttura

$$\sum_{j=1}^{k} \frac{[(\Phi_j^T) \cdot M \cdot i]^2}{M_j^*} \geq 0.85 \sum_{i=1}^{n} M_i$$

- si considerano tutti i modi caratterizzati da una massa modale effettiva maggiore del 5% della massa totale della struttura

$$\frac{[(\Phi_j^T) \cdot M \cdot i]^2}{M_j^*} \geq 0.05 \sum_{i=1}^{n} M_i$$

Dove

$$M_j^* = \Phi_j^T \cdot M \cdot \Phi_j$$

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa (CQC) degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione seguente:

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

Con:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j;
ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j, dato dalla formula.

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1+\beta_{ij})\beta_{ij}^{3/2}}{(1-\beta_{ij}^2)^2 + 4\xi\beta_{ij}(1+\beta_{ij}^2)}$$

In cui
$\beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$ è il rapporto tra le frequenze dei due modi;
ξ è il coefficiente di smorzamento.

Per tener conto degli effetti torsionali bisogna considerare sia l'eccentricità effettiva tra centro di massa e centro di rigidezza e aggiungere l'eccentricità accidentale, pari a:

$$\begin{cases} e_x = 0.05 \cdot L_y \\ e_y = 0.05 \cdot L_x \end{cases}$$

Una volta ricavato E, ai fini delle verifiche degli stati limite, si potranno definire le combinazioni delle azioni.

3.2.7 Combinazione delle azioni

Una struttura raggiunge uno stato limite quando cessa di svolgere una o tutte le funzioni per le quali è stata progettata, violando così, in parte o completamente, i requisiti di progetto. In base a tale definizione si opera la distinzione tra stati limite ultimi, legati alla capacità della struttura di resistere alle azioni di progetto e stati limite di esercizio, corrispondenti all'uso ordinario della struttura e della sua durabilità. Per ogni stato limite individuato occorre definire una combinazione delle azioni gravanti sull'opera, per la quale vanno calcolati i livelli di sollecitazione degli elementi strutturali con i quali verificare i livelli di soddisfazione dei requisiti richiesti.
Allo SLU Il valore caratteristico dei carichi agenti sulla struttura viene moltiplicato per il rispettivo coefficiente parziale di sicurezza maggiore di uno, secondo Tab 2.6.I – NTC 18, così come le resistenze dei materiali che vengono divise per un coefficiente parziale di sicurezza maggiore dell'unità in modo da utilizzare un valore inferiore a scopo cautelativo. Nella combinazione delle azioni vengono inoltre introdotti dei coefficienti di combinazione ψ , per tener conto della scarsa probabilità che le azioni variabili possano esercitare i loro effetti contemporaneamente con la massima intensità.
Definiti i valori caratteristici delle azioni (analisi dei carichi), le diverse combinazioni delle azioni possono essere rappresentati simbolicamente come segue.

STATO LIMITE ULTIMO

- in situazioni **persistenti o transitorie** si considerano i valori di calcolo delle azioni dominanti e i valori di combinazione delle altre azioni, per cui si ha:

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{Gj} G_{K,j} + \sum_{j\geq 1} \gamma_G * G^*_{K,j} + \gamma_P P_K + \gamma_{Q,1} Q_{K1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i}\, \psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

nella quale:

G_{KJ} : è il valore caratteristico delle azioni permanenti;

G^*_{KJ} : è il valore caratteristico delle azioni permanenti di intensità variabile;

P_K : è il valore caratteristico dell'azione di precompressione;

$Q_{K,1}$: è il valore caratteristico dell'azione variabile dominante;

$\psi_{0,1}$ $Q_{K,J}$: è il valore di combinazione delle azioni variabili concomitanti con l'azione dominante.

Si generano così delle combinazioni di carico che considerano di volta in volta un'azione variabile come dominante.

- in situazioni **accidentali** si considerano i valori di calcolo delle azioni permanenti combinate con i valori frequenti dell'azione variabile dominante, con valori quasi permanenti delle altre azioni variabili ed il valore di calcolo di un eventuale azione accidentale.

Ne discende un'espressione del seguente tipo:

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{Gi}G_{Kj}+\sum_{j\geq 1}\gamma_{G^*}G^*_{K,j}+\gamma_P P_K+\gamma_A A_K+\gamma_{Q,1}\psi_{1,1}Q_{K,1}+\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{2,i}Q_{K,i}$$

Dove:

A_K	valore caratteristico delle azioni accidentali;
$\psi_{1,1}Q_{K,1}$	valore frequente dell'azione dominante;
$\psi_{2,i}Q_{K,i}$	sono i valori quasi permanenti delle azioni variabili concomitanti con l'azione variabile dominante o con l'azione accidentale.

STATO LIMITE DI ESERCIZIO

- combinazione rara:

$$\sum_{j\geq 1}G_{KJ}+\sum_{j\geq 1}G^*_{K,J}+P_K+Q_{K,1}+\sum_{i\geq 1}\psi_{0,i}Q_{K,i}$$

- combinazione frequente:

$$\sum_{j\geq 1}G_{KJ}+\sum_{j\geq 1}G^*_{K,J}+P_K+\psi_{1,1}\cdot Q_{K,1}+\sum_{i\geq 1}\psi_{2,i}\cdot Q_{K,i}$$

- combinazione quasi permanente:

$$\sum_{j\geq 1}G_{KJ}+\sum_{j\geq 1}G^*_{K,J}+P_K+\sum_{i\geq 1}\psi_{2,i}Q_{K,i}$$

Dovendo analizzare un ponte, si dovrà far particolare attenzione a combinare tra loro le azioni variabili dovute al traffico. Nello specifico, le azioni del traffico dovranno essere combinate come riportato nella Tab.5.1.IV al paragrafo §5.1.3.14 delle NTC:

	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			*Carichi orizzontali*		*Carichi verticali*
Gruppo di azioni	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tab.5.1.IV. - NTC2018

Come si può osservare, le azioni del traffico vengono preliminarmente tra loro combinate a formare dei *Gruppi di azioni.*
Nel caso in esame avremo dunque due distinti gruppi di carico da prendere in considerazione:

- Gruppo1
- Gruppo 2°

COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA UTILIZZATI NELLE VERICHE

Tab. 5.1.V – *Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU*

		Coefficiente	EQU[1]	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali [2] g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0,90 1,00[3]	1,00 1,00[4]	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}$, $\gamma_{\varepsilon 3}$, $\gamma_{\varepsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

[1] Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.
[2] Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
[3] 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
[4] 1,20 per effetti locali

Tab.5.1.V. - NTC2018

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

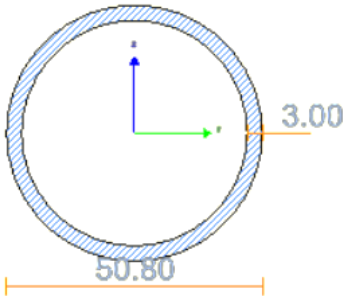
Tab.5.1.VI. - NTC2018

Le azioni vengono combinate al fine di individuare la condizione più sfavorevoli per ogni singolo elemento oggetto di verifica. A partire da tali combinazioni si costruiscono gli inviluppi delle sollecitazioni. Il dimensionamento e le verifiche vengono effettuati proprio su questi inviluppi, che riportano, sezione per sezione, il massimo ed il minimo valore dell'azione.

3.3 VERIFICHE SLU

3.3.1 Arco

Il profilo scelto per l'arco è la CHS508x30 (formato a "freddo") la cui sezione è rappresentata nell'immagine seguente:



A	Iy	Iz	It	Wpl,y	Wpl,z
[cm2]	[cm4]	[cm4]	[cm4]	[cm3]	[cm3]
451	129173	129173	258346	6864	6864

Figura 3.28 - Sezione CHS508x30 in Advance Design

Classificazione della sezione

I fenomeni di instabilità comportano una riduzione della capacità portante degli elementi strutturali.
A livello di sezione trasversale, il fenomeno più insidioso è costituito dall'instabilità locale, che determina l'imbozzamento delle parti di sezione soggette a compressione uniforme, come le ali, o a compressione parziale, come le anime. La classificazione delle sezioni trasversali è lo strumento normativo che consente di definire la maggiore o minore suscettibilità di una sezione nei confronti dei fenomeni di instabilità locale, così da poterne tener conto nella valutazione della sua capacità portante.
Le NTC18 suddividono le sezioni in quattro classi: duttili, compatte, semi-compatte e snelle, caratterizzate da un'influenza crescente dei fenomeni d'instabilità locale. La capacità di una sezione di deformarsi in campo plastico senza instabilizzarsi può essere espressa in funzione della capacità rotazionale in cui θ_u e θ_y sono le curvature corrispondenti al raggiungimento della deformazione ultima ε_u e della deformazione allo snervamento ε_y rispettivamente.

$$C_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y} - 1$$

Sulla base del valore di C_θ, le NTC2018 distinguono 4 classi di sezioni trasversali:

- *Classe 1*: se la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico senza subire riduzioni della resistenza. Possono essere classificate come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 3$;

- *Classe 2*: se la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 1.5$;

- *Classe 3*: se nella sezione le tensioni calcolate alle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico;
- *Classe 4*: se, per determinare la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza della sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una sezione efficace.
-

Nell'immagine seguente vengono riportati i diagrammi momento – curvatura relativi alle 4 classi, rendendo più chiaro ciò che è appena stato descritto.

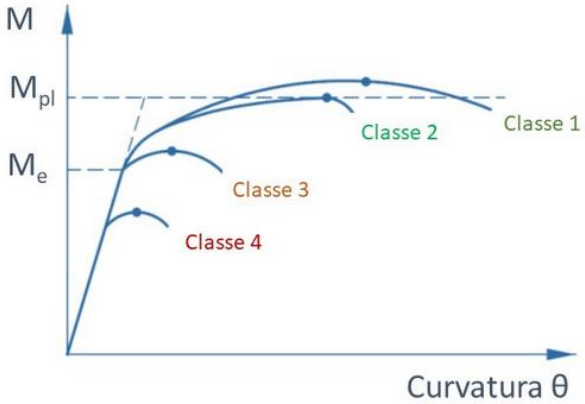
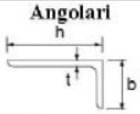
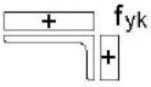
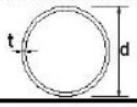


Figura 3.29 - Diagramma momento curvatura per la determinazione della classe delle sezioni in acciaio - https://www.marcodepisapia.com/classi-profili/

A livello applicativo, le sezioni vengono classificate attraverso i rapporti geometrici delle stesse sezioni. In particolare, per sezioni circolari cave, si farà riferimento alla Tab.4.2.V delle NTC18:

Angolari						
 Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti						
Classe	Sezione in compressione					
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)						
3	$h/t \le 15\varepsilon$ $\frac{b+h}{2t} \le 11,5\varepsilon$					
Sezioni Tubolari						
						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \le 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \le 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \le 90\varepsilon^2$ (Per $d/t > 90\,\varepsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)					
$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Tab.4.2.V. – NTC2018

Nel caso in esame si avrà:

d	t	ε	d/t	limite classe 1	Classe
[mm	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]
508	30	0,81	16,93	32,81	**1**

3.3.1.1 Verifica sforzo normale

La forza di compressione di progetto N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$$

Dove $N_{c,Rd} = {A * f_{yk}}/{\gamma_{M0}}$ per le sezioni di classe1,2 e 3

In particolare, nel caso in esame la sezione più sollecitata a compressione è quella alla base dell'arco, la quale, con la combinazione di carico n°214, raggiunge un valore di 5854 kN, come si può vedere dall'immagine seguente:

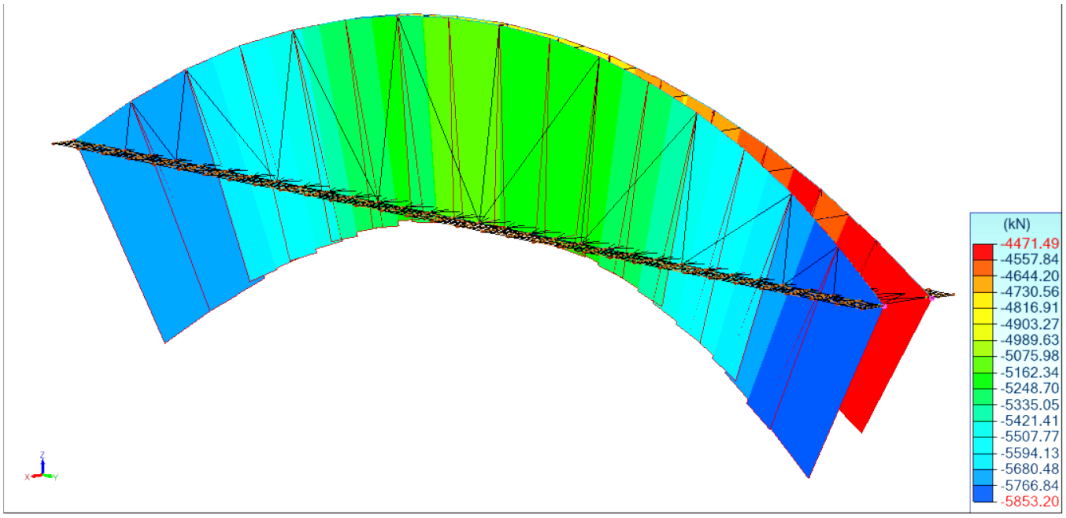


Figura 3.30 - Andamento sforzo di compressione nelle sezioni dell'arco

Sapendo dunque che:

A	f_yk	γ_M0	N,cRd	N,Ed	Tasso di lavoro
[cm2]	[MPa]	[-]	[kN]	[kN]	[%]
451	355	1,05	15248,1	5854	**38,40**

La verifica è dunque soddisfatta.

3.3.1.2 Verifica a taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$$

Dove la resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$ in assenza di torsione vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v * f_{yk}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}}$$

In cui l'area resistente a taglio per sezioni circolari viene calcolata tramite l'espressione: $A_v = {}^{2A}/_{\pi}$.

Andando a controllare, per ogni concio dei due archi, quali siano le combinazioni di carico che portano ai massimi sforzi di taglio, si scopre che il massimo taglio $V_{Ed,y}$ si avrà per la combinazione n°143 con un valore pari a 55 kN, mentre il massimo taglio $V_{Ed,z}$ si avrà per la combinazione n°214 con un valore pari a 264 kN. Si riportano tali sollecitazioni nelle immagini seguenti:

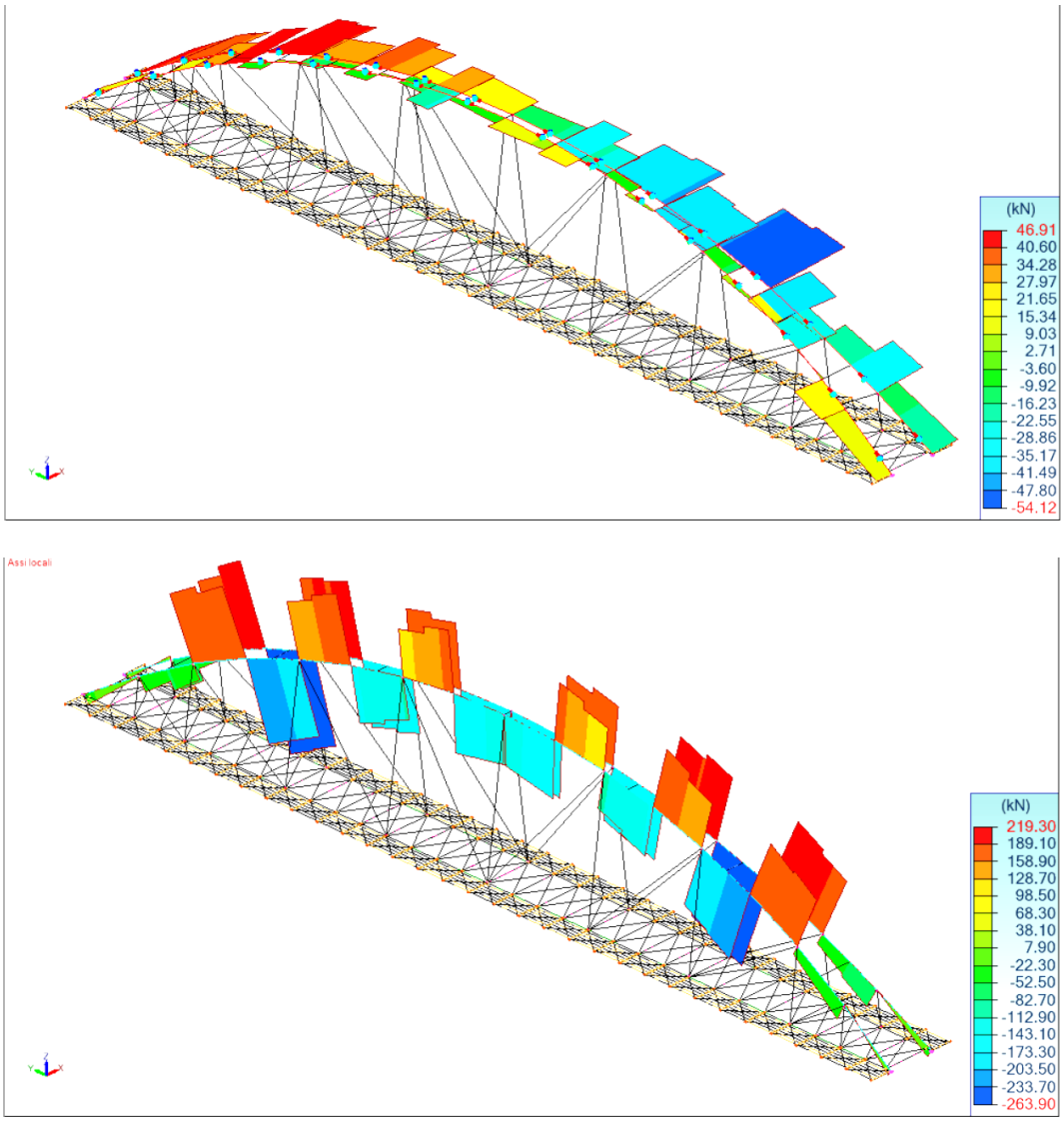


Figura 3.31 - Andamento sforzi di taglio nelle due direzioni principali

Si avrà dunque:

Av	f_yk	γ_M0	V,cRd	V,Ed	Tasso di lavoro
[cm2]	[MPa]	[-]	[kN]	[kN]	[%]
287,12	355	1,05	5604,48	264	**4,71**

La verifica a taglio è dunque soddisfatta.

Inoltre, osservando che il tasso di lavoro a taglio è minore del 50%, si può affermare, come riportato al paragrafo §4.2.4.1.2.9 delle NTC18, che la resistenza a flessione non dovrà essere ridotta per l'interazione tra taglio e flessione mediante il coefficiente riduttivo ρ.

3.3.1.3 Verifica a presso-flessione deviata

Facendo riferimento al paragrafo §6.2.9.1 delle EN UNI 1993-1-1, la verifica a presso-flessione deviata può essere svolta controllando che:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right)^{\beta} \leq 1$$

Dove gli esponenti α e β per le sezioni circolari cave sono assunti pari a 2, mentre i momenti resistenti saranno ridotti per la presenza dello sforzo normale.
In particolare, per sezioni circolari cave, il momento resistente ridotto viene valutato attraverso l'espressione:

$$M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = M_{pl,Rd} * (1 - n^{1,7})$$

Con $n = {N_{Ed}}/{N_{pl,Rd}}$

La verifica potrà dunque essere riscritta come segue:

$$\sqrt{M_{y,Ed}^2 + M_{z,Ed}^2} \leq M_{N,Rd}$$

Considerando per esempio il seguente concio:

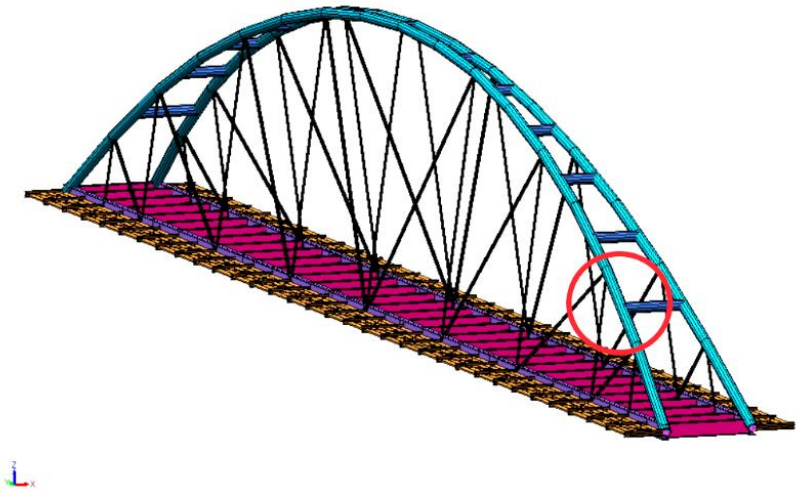


Figura 3.32 - Individuazione del concio analizzato in dettaglio

Si osserva che la combinazione di carico più gravosa per l'elemento in esame sarà la n°217, per la quale, nella sezione più sollecitata, si avranno le seguenti sollecitazioni ed i seguenti risultati:

N,Ed	M,y,Ed	M,z,Ed	$\sqrt{M_{y,Ed}^2 + M_{z,Ed}^2}$	N,Rd	n	M,N,Rd	Tasso di lavoro
[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[-]	[kNm]	[%]
5022	390,54	61,09	395,29	15248,10	0,33	1969,42	**20,07**

Validate le formulazioni usate dal software di calcolo per valutare la presso-flessione deviata, si riporta l'immagine dei tassi relativi alla suddetta verifica:

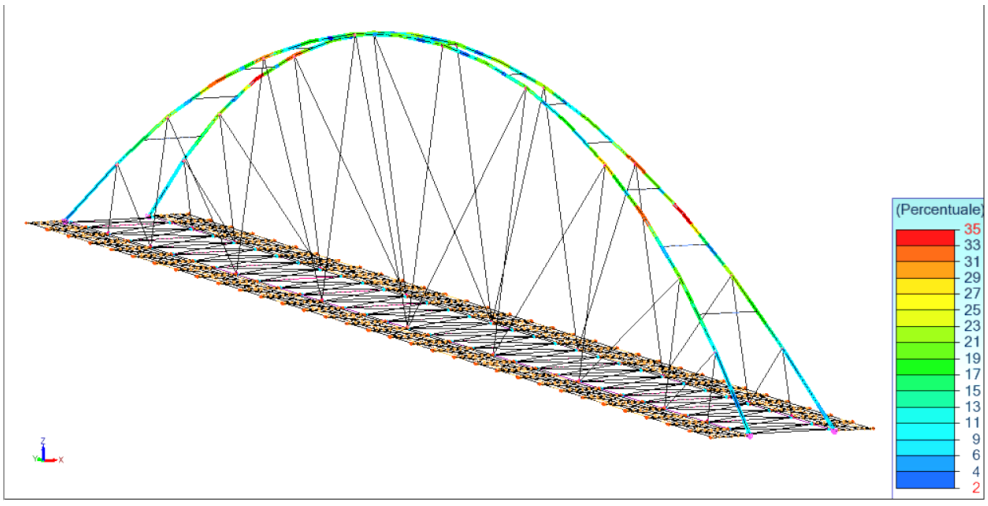


Figura 3.33 - Tasso di lavoro dell'arco per pressoflessione deviata

Si può quindi affermare che la verifica a presso-flessione deviata è ampiamente soddisfatta.

3.3.1.4 Verifica di stabilità

Per elementi soggetti a compressione e flessione, si devono studiare i relativi fenomeni di instabilità, facendo riferimento al paragrafo §4.2.4.1.3.3 delle NTC18.
Per la suddetta verifica saranno possibili 3 alternative:

- Metodo A
- Metodo B
- Altri metodi ricavati da normativa di comprovata validità

In particolare, scegliendo di utilizzare il metodo B, si dovranno soddisfare le seguenti disuguaglianze:

1) $\frac{N_{Ed}*\gamma_{M1}}{\chi_y*A*f_{yk}} + k_{yy} * \frac{M_{y,Ed}*\gamma_{M1}}{\chi_{LT}*W_y*f_{yk}} + k_{yz*} \frac{M_{z,Ed}*\gamma_{M1}}{\chi_{LT}*W_z*f_{yk}} \leq 1$

2) $\frac{N_{Ed}*\gamma_{M1}}{\chi_z*A*f_{yk}} + k_{zy} * \frac{M_{y,Ed}*\gamma_{M1}}{\chi_{LT}*W_y*f_{yk}} + k_{zz*} \frac{M_{z,Ed}*\gamma_{M1}}{\chi_{LT}*W_z*f_{yk}} \leq 1$

Si valutano adesso i singoli coefficienti.

- χ_y e χ_z sono i coefficienti riduttivi dello sforzo normale, i quali rappresentano l'influenza dell'instabilità sulla resistenza a compressione della sezione. In particolare, essi dipendono dal tipo di acciaio e dal tipo di sezione utilizzata; essi si desumono, in funzione di appropriati valori di snellezza normalizzata $\bar{\lambda}$, dalla seguente formula, presente al paragrafo §4.2.4.1.3.1 delle NTC18:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

Dove

$$\Phi = 0{,}5 * [1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0{,}2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_{yk}}{N_{cr}}}$$

Il termine N_{cr} rappresenta lo sforzo normale euleriano per il quale la sezione compressa si instabilizza. Tale valore, viene valutato con la seguente espressione:

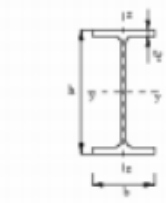
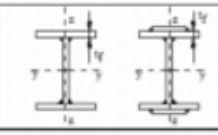
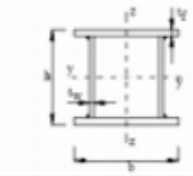
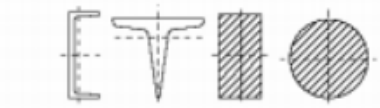
$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * EI}{l_0^2}$$

Come si può osservare, il parametro più significativo è il termine l_0 ossia la lunghezza libera di inflessione, poiché è caratterizzato da una potenza pari a 2. Questo termine rappresenta la distanza fra due punti di flesso della configurazione deformata e dipendente dalle condizioni di vincolo all'estremità dell'asta. A ciascuna condizione di vincolo dell'asta corrisponderà un coefficiente β per il calcolo della lunghezza di libera inflessione, ottenibile dalla formula:

$$l_0 = \beta * l$$

Nel caso dell'arco in esame, le lunghezze libere di inflessione saranno intese pari alla distanza tra gli elementi trasversali, per quanto riguarda l'inflessione nel piano trasversale alla linea d'asse dell'elemento, e pari alla distanza tra i pendini (considerati come appoggi) per quanto riguarda l'inflessione nel piano parallelo alla linea d'asse.

Il parametro α, invece, rappresenta il coefficiente di imperfezione, ricavabile dalla Tab.4.2.VIII delle NTC18, riportata nel seguito:

Sezione trasversale		Limiti		Inflessione intorno all'asse	Curva di instabilità S235, S275, S355, S420	Curva di instabilità S460
Sezioni laminate		h/b > 1,2	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	a b	a_0 a_0
			40 mm < $t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
		h/b ≤ 1,2	$t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
			$t_f > 100$ mm	y-y z-z	d d	c c
Sezioni ad I saldate		$t_f \leq 40$ mm		y-y z-z	b c	b c
		$t_f > 40$ mm		y-y z-z	c d	c d
Sezioni cave		Sezione formata "a caldo"		qualunque	a	a_0
		Sezione formata "a freddo"		qualunque	c	c
Sezioni scatolari saldate		In generale		qualunque	b	b
		saldature "spesse": $a > 0.5t_f$; $b/t_f < 30$; $h/t_w < 30$		qualunque	c	c
Sezioni piene, ad U e T				qualunque	c	c
Sezioni ad L				qualunque	b	b

Curva di instabilità	a_0	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Tab.4.2.VIII. - NTC2018

Nel caso in esame verrà considerata la curva di instabilità c, riferendosi ad una sezione formata a "freddo" in modo da stare a favore di sicurezza.

Considerando la sezione analizzata per la verifica di resistenza a presso-flessione deviata, si avranno i seguenti risultati:

l,0y	Iy	E	N,cr	λ,y	α	Φ,y	χ,y
[m]	[cm4]	[GPa]	[kN]	[-]	[-]	[-]	[-]
6	129173	210	74368,37	0,46	0,49	0,67	**0,86**

l,0z	Iz	E	N,cr	λ,z	α	Φ,z	χ,z
[m]	[cm4]	[GPa]	[kN]	[-]	[-]	[-]	[-]
6	129173	210	74368,37	0,46	0,49	0,67	**0,86**

- χ_{LT} è il fattore di riduzione per l'instabilità flesso-torsionale, dipendente dal tipo di profilo utilizzato e può essere determinato dalla formula:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} * \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta * \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq K_\chi$$

dove $\Phi_{LT} = 0{,}5 * [1 + \alpha_{LT} * (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta * \bar{\lambda}_{LT}^2]$

Il coefficiente di snellezza adimensionalizzata è dato dalla formula:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y * f_{yk}}{M_{cr}}}$$

In cui M_{cr} è il momento critico elastico di instabilità flesso-torsionale, calcolato considerando la sezione lorda del profilo e tenendo in conto, le condizioni di carico ed i vincoli torsionali presenti, nell'ipotesi di diagramma flettente uniforme.
L'EC3 propone, per sezioni doppiamente simmetriche, per carico ipotizzato nel centro di taglio e in caso siano presenti incastri agli estremi, il M_{cr} può essere calcolato con l'espressione seguente:

$$M_{cr} = C_1 * \frac{\pi^2 * EI_z}{L^2} * \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 * GI_t}{\pi^2 * EI_z}}$$

dove C_1 è un coefficiente adimensionale che si ottiene dalle seguenti tabelle, presenti nell'Appendice F dell'EC3-1-1 in funzione dei momenti alle estremità dell'elemento:

Condizioni di carico e di vincolo	Diagramma del momento flettente	Valori di k	Valori dei coefficienti C_1	C_2	C_3
W		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
W		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
F		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
F		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
F F		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Condizioni di carico e di vincolo	Diagramma del momento flettente	Valori di k	Valori dei coefficienti C_1	C_2	C_3
M ψM	ψ=+1	1,0	1,000		1,000
		0,7	1,000	-	1,113
		0,5	1,000		1,144
	ψ=+3/4	1,0	1,141		0,998
		0,7	1,270	-	1,565
		0,5	1,305		2,283
	ψ=+1/2	1,0	1,323		0,992
		0,7	1,473	-	1,556
		0,5	1,514		2,271
	ψ=+1/4	1,0	1,563		0,977
		0,7	1,739	-	1,531
		0,5	1,788		2,235
	ψ=0	1,0	1,879		0,939
		0,7	2,092	-	1,473
		0,5	2,150		2,150
	ψ=-1/4	1,0	2,281		0,855
		0,7	2,538	-	1,340
		0,5	2,609		1,957
	ψ=-1/2	1,0	2,704		0,676
		0,7	3,009	-	1,059
		0,5	3,093		1,546
	ψ=-3/4	1,0	2,927		0,368
		0,7	3,009	-	0,575
		0,5	3,093		0,837
	ψ=-1	1,0	2,752		0,000
		0,7	3,063	-	0,000
		0,5	3,149		0,000

Figura 3.34 - Tabella dei coefficienti C1 per la valutazione del momento critico - Appendice F EC3-1-1

Nel caso in esame, i momenti critici elastici vengono valutati automaticamente dal software di calcolo ed i loro valori sono riportati nell'immagine seguente:

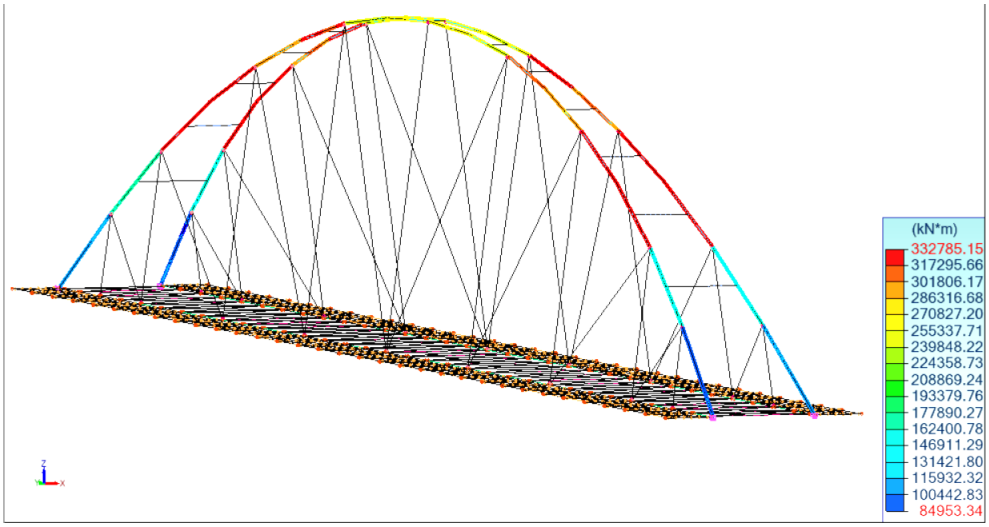


Figura 3.35 - Andamento momento critico lungo le sezioni dell'arco

La massima snellezza normalizzata $\bar{\lambda}_{LT}$ è dunque associata al minimo M_{cr} e vale:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{2436{,}72\ kNm}{84953{,}34\ kNm}} = 0{,}17$$

Il fattore di imperfezione α_{LT} è ottenuto dalle indicazioni presenti nella Tab.4.2.IX (a) facendo riferimento alle curve di stabilità definite nella Tab.4.2.IX (b) riportate nel seguito:

Curva di stabilità	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Tab. 4.2.IX (b) - *Definizione delle curve di stabilità per le varie tipologie di sezione e per gli elementi inflessi*

Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità da Tab. 4.2.VIII
Sezione laminata ad I	h/b≤2	b
	h/b>2	c
Sezione composta saldata	h/b≤2	c
	h/b>2	d
Altre sezioni trasversali	-	d

Tab4.2.IX - NTC2018

Il fattore f considera la reale distribuzione di momento flettente tra i ritegni torsionali dell'elemento inflesso ed è definito dalla formula:

$$f = 1 - 0{,}5 * (1 - k_c) * [1 - 2 * (\bar{\lambda}_{LT} - 0{,}8)^2]$$

In cui il fattore k_c assume i valori riportati nella Tab.4.2.X riportata nel seguito:

Distribuzione del momento flettente	Fattore correttivo k_c
M_{sx} M_{dx} $\psi = M_{dx}/M_{sx} = 1$	1,0
M_{sx} M_{dx} $-1 \le \psi \le 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

Tab.4.2.X. - NTC2018

Il coefficiente è definito come: $K_\chi = \min\left(1; \frac{1}{f * \bar{\lambda}_{LT}^2}\right)$

In termini generali e cautelativi, si può assumere che: f=1 ; β=1 ; K_χ=1 ; $\bar{\lambda}_{LT,0}$=0,2.

Sostituendo i termini nei vari parametri si ottiene:

λ,LT	λ,LT,0	α,LT	β	Φ,LT	f	χ,LT
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0,17	0,2	0,76	1	0,50	1,00	1,02

Il fattore di riduzione risulta maggiore di 1 e dunque sarà $\chi_{LT} = 1$.

In altre parole, la sezione circolare cava, data la sua geometria, come era facilmente intuibile, non è soggetta ad instabilità flesso torsionale ed il momento plastico resistente della sezione non verrà ridotto per fenomeni di instabilità.

- k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} sono coefficienti di interazione, i cui valori sono ricavabili dalla Tab.C4.2.IV presente nelle NTC18, riportata nel seguito:

k	Tipi di sezione	Sezioni di classe 3 e 4 (proprietà delle sezioni calcolate in campo elastico)	Sezioni di classe 1 e 2 (proprietà delle sezioni calcolate in campo plastico)
k_{yy}	I, H, Sezioni cave	$\alpha_{my}\cdot\left(1+0,6\cdot\bar{\lambda}_y\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)\le\alpha_{my}\cdot\left(1+0,6\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$	$\alpha_{my}\cdot\left(1+\left(\bar{\lambda}_y-0,2\right)\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)\le\alpha_{my}\cdot\left(1+0,8\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$
k_{yz}	I, H, Sezioni cave	k_{zz}	$0,6\cdot k_{zz}$
k_{zy}	I, H, Sezioni cave	$0,8\cdot k_{yy}$	$0,6\cdot k_{yy}$
k_{zz}	I, H	$\alpha_{mz}\cdot\left(1+0,6\cdot\bar{\lambda}_y\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)\le\alpha_{mz}\cdot\left(1+0,6\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$	$\alpha_{mz}\cdot\left(1+\left(2\bar{\lambda}_y-0,6\right)\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)\le\alpha_{mz}\cdot\left(1+1,4\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$
	Sezioni cave		$\alpha_{mz}\cdot\left(1+\left(\bar{\lambda}_y-0,2\right)\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)\le\alpha_{mz}\cdot\left(1+0,8\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$
Per pressoflessione retta, $M_{y,Ed}\neq0$, , $k_{zy}=0$ ($M_{z,Ed}=0$).			

Tab.C4.2.IV - NTC2018

Nella sezione d'interesse, in particolare, si avranno i seguenti risultati:

k,yy	**k,yz**	**k,zy**	**k,zz**
[-]	[-]	[-]	[-]
0,93	0,53	0,55	0,9

Noti, dunque, tutti i parametri necessari, è ora possibile svolgere la verifica. Ricapitolando, si avrà:

	χ,y	**N,Ed**	**k,yy**	**χ,LT**	**M,y,Ed**	**k,yz**	**M,z,Ed**
	[-]	[kN]	[-]	[-]	[kNm]	[-]	[kNm]
Eq. 1	0,86	5022,00	0,93	1,00	390,54	0,53	61,09
	χ,z	**N,Ed**	**k,zy**	**χ,LT**	**M,y,Ed**	**k,zz**	**M,z,Ed**
	[-]	[kN]	[-]	[-]	[kNm]	[-]	[kNm]
Eq. 2	0,86	5022,00	0,55	1,00	390,54	0,90	61,09

Distinguendo i tre contributi di sforzo normale e flessione nelle due direzioni, si osserva che:

1) 0,383 + 0,156 + 0,014 = 0,55 < 1
2) 0,383 + 0,092 + 0,024 = 0,50 < 1

La verifica per la sezione studiata è soddisfatta. Si riporta ora il diagramma dei tassi di lavoro in merito a questa verifica su tutte le sezioni dell'arco svolta dal software di calcolo:

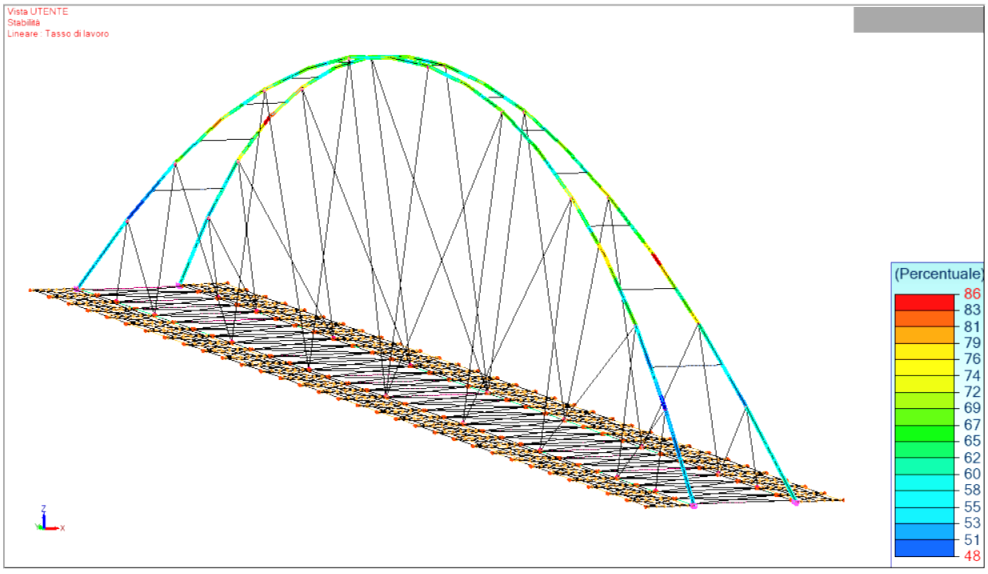
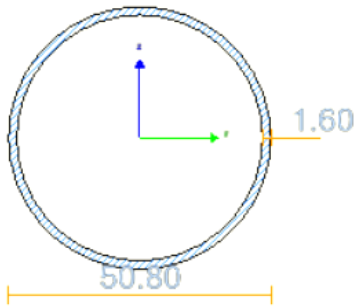


Figura 3.36 - Tasso di lavoro di stabilità delle sezioni dell'arco

La verifica di stabilità viene dunque soddisfatta in ogni sezione dell'arco.

3.3.2 Traversi dell'arco

Il profilo scelto per i traversi dell'arco è la CHS508x16 (formato a "freddo") la cui sezione è rappresentata nell'immagine seguente:



A	Iy	Iz	It	Wpl,y	Wpl,z
[cm2]	[cm4]	[cm4]	[cm4]	[cm3]	[cm3]
247	74909	74909	149818	3874	3874

d	t	ε	d/t	limite classe 1	Classe
[mm	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]
508	16	0,81	31,75	32,81	**1**

Figura 3.37 - Sezione CHS508x16 in Advance Design

Le verifiche che verranno svolte seguiranno la stessa procedura descritta in maniera dettagliata per gli elementi costituenti l'arco. Per questo motivo verranno riportati solo i tassi di lavoro per ogni verifica eseguita, sia dal lato resistenza, sia lato stabilità.

3.3.2.1 Verifica di resistenza

Avendo già valutato in maniera approfondita la trattazione sulle verifiche da eseguire sulle sezioni in acciaio secondo la normativa ed avendo dimostrato che i risultati ottenuti dal software di calcolo sono attendibili, si valuterà, per le sezioni dei traversi dell'arco, direttamente il tasso di lavoro massimo, considerando perciò tutte le verifiche in un unico risultato grafico.
Il tasso di lavoro massimo delle sezioni in esami, valutando dunque la verifica a sforzo normale, taglio e pressoflessione deviata, è riportato nell'immagine seguente:

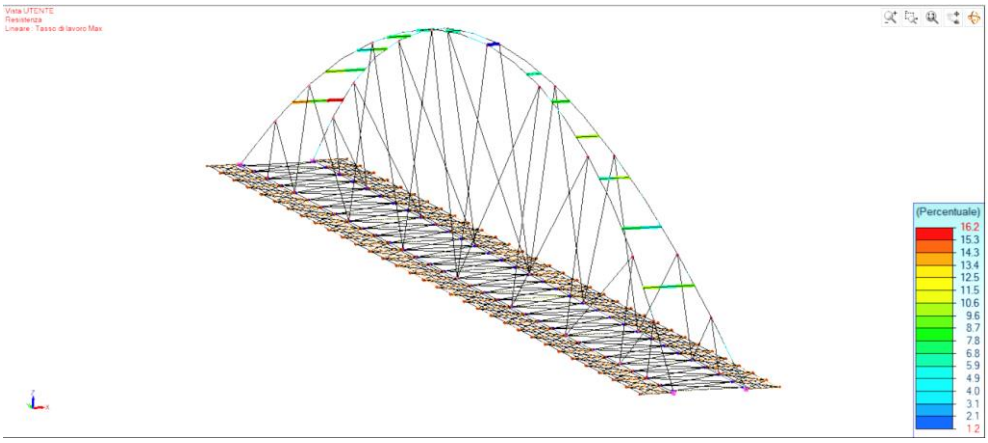


Figura 3.38 - Tasso di resistenza massima dei traversi dell'arco

3.3.2.4 Verifica di stabilità

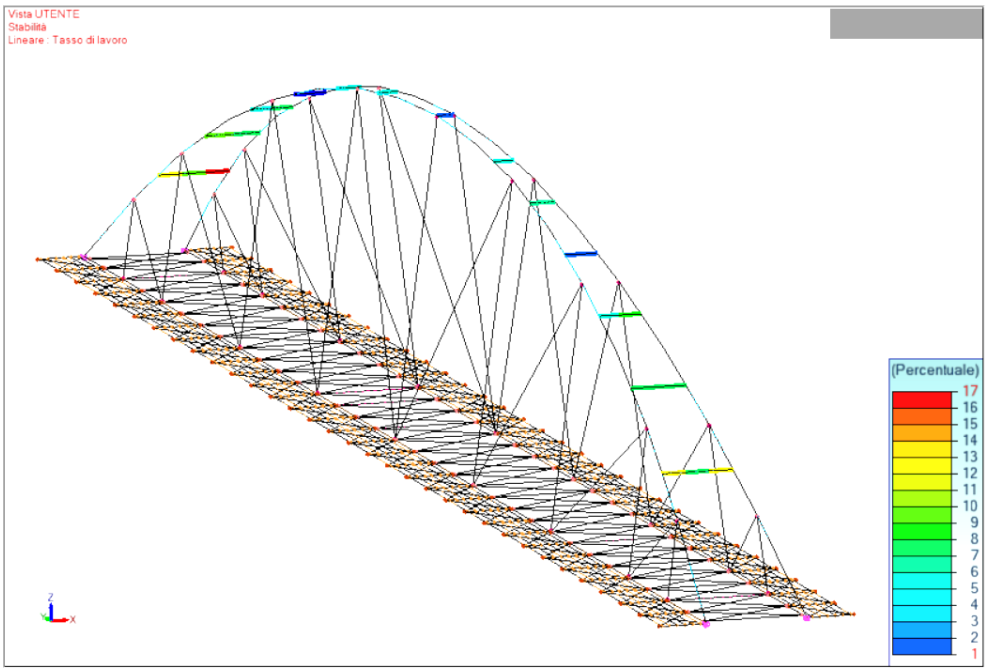


Figura 3.39 - Tasso di stabilità dei traversi dell'arco

Come si può osservare le verifiche sono soddisfatte con un grande margine di sicurezza, quasi a suggerire la possibilità di poter ridurre la sezione dei profili.
A questo punto, però, si fa notare come la scelta di questi ultimi sia stata dettata da motivi architettonici e non strutturali, in quanto c'era la volontà di mantenere lo stesso diametro dei profili costituenti l'arco in modo da conferire alla struttura un'idea di continuità nella direzione trasversale.

3.3.3 Pendini verticali

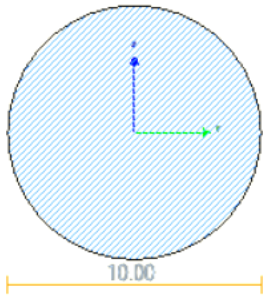


Figura 3.40 - Sezione pendini verticali in Advance Design

Il profilo scelto per i pendini verticali è un profilo tondo di 10cm di diametro, la cui sezione è rappresentata nell'immagine a fianco.

3.3.3.1 Verifica sforzo normale

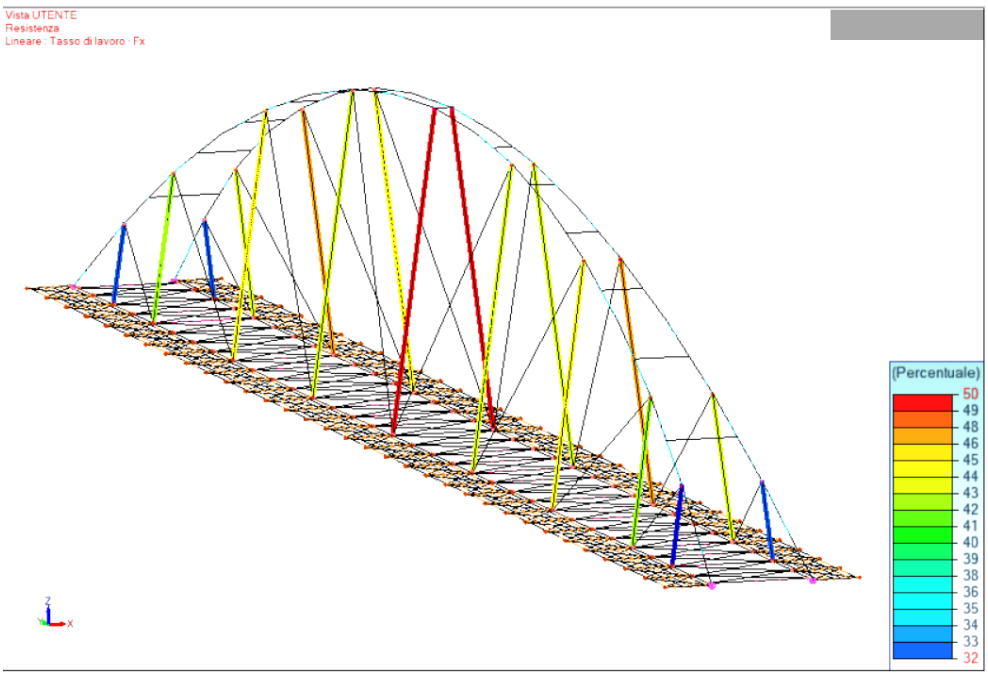
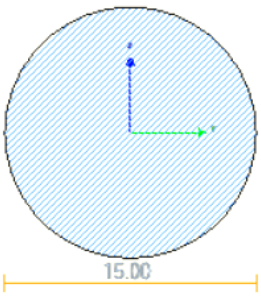


Figura 3.41 - Tasso di lavoro sforzo normale dei pendini verticali

La verifica di stabilità non sarà necessaria per questi elementi perché essendo elementi soggetti a solo sforzo di trazione, non saranno soggetti a fenomeni di instabilità.

3.3.4 Pendini obliqui



Il profilo scelto per i pendini obliqui è un profilo tondo di 15cm di diametro, la cui sezione è rappresentata nell'immagine seguente:

Figura 3.42 - Sezione pendini obliqui Advance Design

3.3.4.1 Verifica sforzo normale

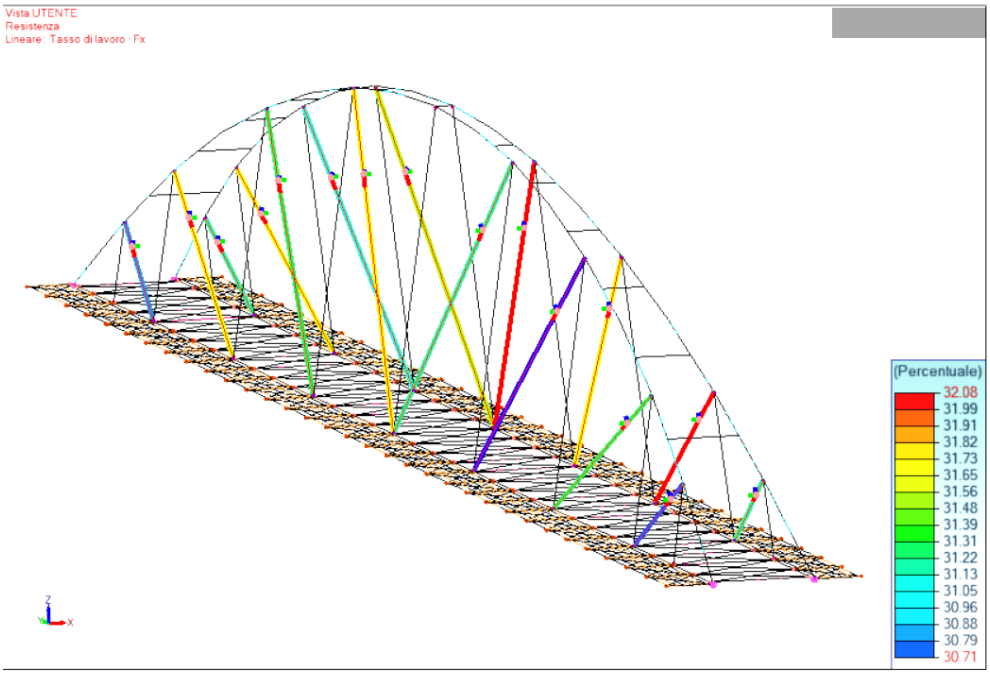


Figura 3.43 - Tasso di lavoro sforzo normale dei pendini obliqui

La verifica di stabilità non sarà necessaria per questi elementi perché essendo elementi soggetti a solo sforzo di trazione, non saranno soggetti a fenomeni di instabilità.

3.3.5 Travi portanti la passerella pedonale

Le travi che sorreggono le passerelle pedonali sono travi a sezione variabile con la presenza di fori nell'anima in modo da limitare il peso delle stesse. In particolare, i due fori avranno un diametro pari a 10cm e 20cm.
Queste travi sono costituite da una piattabanda superiore di larghezza 20cm e da un'anima di altezza variabile passando da 48cm fino a 5cm a distanza di 2m. Tali elementi, entrambi di spessore 2cm, sono saldati insieme a formare un profilo a T.

3.3.5.1 Verifica tensionale in campo elastico

Le verifiche di queste sezioni verranno condotte in campo tensionale elastico come indicato al paragrafo §4.2.4.1.2 delle NTC18, in modo da rendere più semplice la trattazione, essendo la modellazione basata su elementi bidimensionali.
In particolare, le verifiche di resistenza saranno soddisfatte se verrà soddisfatto il principio di Von Mises, ossia se la tensione ideale σ_{id} sarà minore della tensione di snervamento dell'elemento esaminato, opportunamente ridotta per un coefficiente di sicurezza γ_{M0}.

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed}\sigma_{z,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq (\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}})^2$$

Da considerare che, analizzando il carico della sola folla agente sulla passerella pedonale, in questo caso il carico variabile sarà pari a 5kN/m^2.
Analizzando le diverse combinazioni di carico si osserva che:

- Per la combinazione di carico considerando la variazione di temperatura come carico variabile fondamentale, si ottiene la seguente distribuzione tensionale:

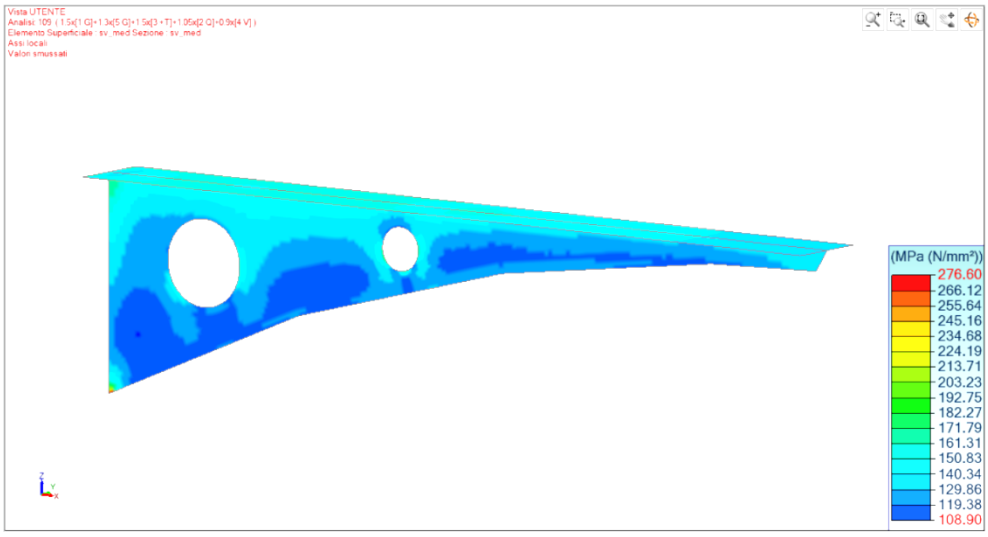


Figura 3.44 - Andamento delle tensioni secondo Von Mises nelle travi a sezione variabile, considerando la temperatura come carico variabile fondamentale

- Per la combinazione di carico considerando il carico della folla come carico variabile fondamentale, si ottiene la seguente distribuzione tensionale:

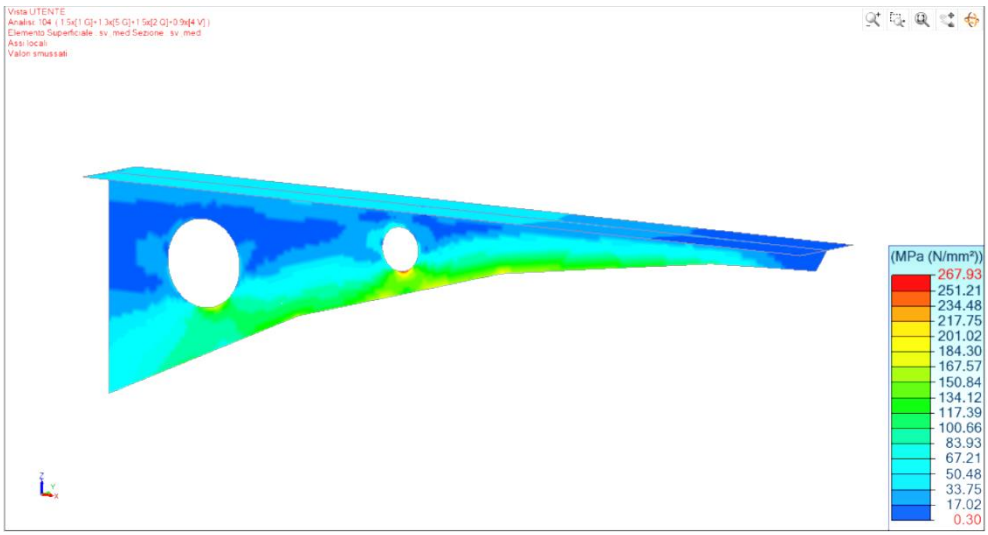


Figura 3.45 - Andamento delle tensioni secondo Von Mises nelle travi a sezione variabile, considerando il carico folla come carico variabile fondamentale

In entrambi casi la verifica si ritiene soddisfatta, in quanto:

σ,id	f_yk	γ_M0	Tasso di lavoro
[MPa]	[MPa]	[-]	[%]
276,6	355	1,05	81,8

Da sottolineare come i picchi tensionali si siano individuati, da una parte nello spigolo inferiore della trave, e dall'altra all'estremità del foro dell'anima. Questi due punti sono punti di concentrazione degli sforzi, nei quali la tensione raggiunge livelli tensionali fino a 3 volte superiori a quelli che mediamente si presentano in tutte le altre zone dell'elemento in esame. Avendo dunque verificato che anche i picchi di concentrazione degli sforzi si trovano in uno stato tensionale elastico, allora si può concludere che la trave è ampiamente verificata in campo elastico.

3.3.5.2 Verifica di stabilità dell'anima

La trave deve essere verificata nei confronti dell'instabilità dell'anima, in quanto, presentando un pannello piuttosto snello, rischia di andare incontro a fenomeni di sbandamento o serpeggiamento.
In particolare, facendo riferimento al paragrafo §C4.2.4.1.3.4 delle NTC18, dato che la trave è priva di irrigidimenti, si dovrà verificare che:

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{72}{\eta} * \varepsilon$$

Facendo riferimento alla sezione prossima all'incastro, ossia dove la trave sarà più snella, si avrà:

hw	tw	η	ε	hw/tw	valore limite
[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]
480	20	1,2	0,81	24	48,6

Come si può osservare dai risultati riportati in tabella, sarà necessario progettare degli irrigidimenti verticali triangolari.

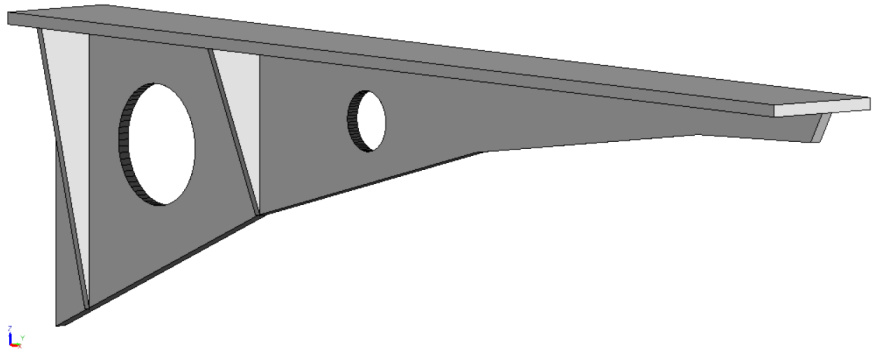


Figura 3.46 - Inserimento di rinforzi d'anima per evitare fenomeni di instabilità

Tali irrigidimenti, di spessore 1.2cm e distanti tra loro 45cm, permettono di verificare la stabilità dell'anima attraverso la seguente espressione:

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{31}{\eta} * \varepsilon * \sqrt{k_\tau}$$

Dove k_τ sarà pari a:

$k_\tau = 4{,}00 + 5{,}34 * (\frac{h_w}{a})^2$, per $\frac{a}{h_w} < 1$

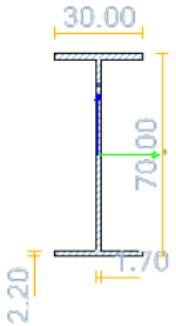
Si avrà dunque:

hw	tw	η	ε	a	kτ	hw/tw	valore limite
[mm]	[mm]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[-]	[-]
480	20	1,2	0,81	450	10,08	24	66,42

Adesso, essendo il rapporto h_w/t_w minore del valore limite, la verifica di stabilità può ritenersi soddisfatta.

3.3.6 Travi principali

Il profilo scelto per la travatura principale dell'impalcato è un profilo saldato di altezza totale pari a 70cm, costituito da due ali di larghezza 30cm e spessore 2.2cm ed un'anima di 1.7cm di spessore. Tali dimensioni sono state dettate da motivi costruttivi e non strutturali: una sezione di altezza pari a 50cm sarebbe infatti stata sufficiente a soddisfare i requisiti di resistenza e stabilità richiesti, ma non avrebbe permesso il perfetto allineamento tra l'estradosso della stessa trave con il piano stradale carrabile. La sezione è rappresentata nell'immagine seguente:

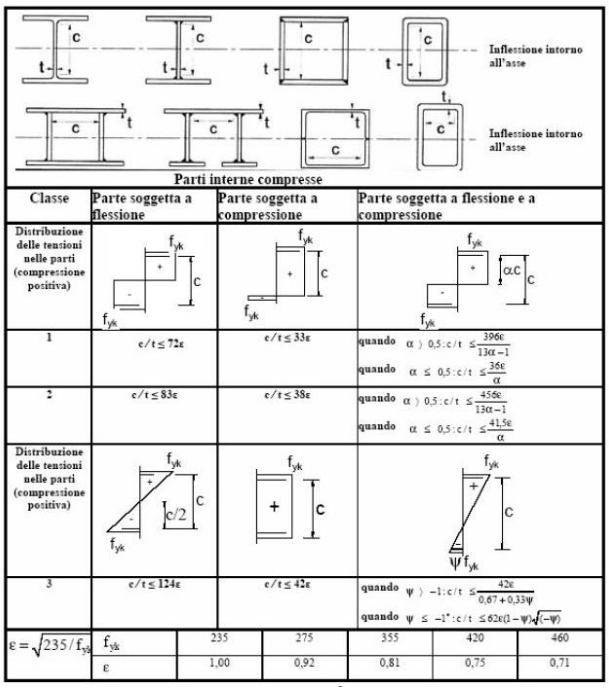


A	Iy	Iz	It	Wpl,y	Wpl,z
[cm2]	[cm4]	[cm4]	[cm4]	[cm3]	[cm3]
243,52	191741,52	9926,86	320,03	6303,73	1037,4

Figura 3.47 - Sezione della trave principale

Classificazione della sezione

Nel caso di travi I, la classificazione della sezione si basa sulla valutazione dei rapporti di forma sia dell'anima che dell'ala compressa. In particolare, si dovranno seguire le indicazioni presenti nella Tab.4.2.III e Tab.4.2.IV, riportate nel seguito:



Tab4.2.III. – NTC2018

Per quanto riguarda l'anima della trave principale, essa sarà classificata considerando una sollecitazione agente di flessione. Nello specifico si avrà:

c	t	ε	c/t	limite classe 1	Classe anima
[mm	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]
656	17	0,81	38,59	47,24	**1**

Tab. 4.2.IV - *Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse*

Piattabande esterne					
Profilati laminati a caldo / Sezioni saldate					
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione			
		Con estremità in compressione		Con estremità in trazione	
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)	+ c	αc + - c		αc + - c	
1	$c/t \le 9\varepsilon$	$c/t \le \frac{9\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \le \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	$c/t \le 10\varepsilon$	$c/t \le \frac{10\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \le \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)	+ c	+ - c		+ - c	
3	$c/t \le 14\varepsilon$	$c/t \le 21\varepsilon\sqrt{k_\varepsilon}$ Per k_ε vedere EN 1993-1-5			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tab.4.2.IV. - NTC2018

Studiando i rapporti di forma delle ali, ci si baserà su una sollecitazione esterna di compressione, ottenendo:

c	t	ε	c/t	limite classe 2	Classe anima
[mm	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]
140	22	0,81	6,36	6,56	**2**

Dovendo considerare per la sezione la classe più sfavorevole, la trave principale sarà dunque di classe 2.

3.3.6.1 Verifica a sforzo normale

La trave, rappresentando la corda dello schema ad arco a spinta annullata, sarà soggetta ad uno sforzo di trazione tale da bilanciare la componente orizzontale dello sforzo di compressione dell'arco. In particolare, nella stessa combinazione per cui si avrà la massima compressione nell'arco, si avrà nella trave la seguente distribuzione di sforzo assiale:

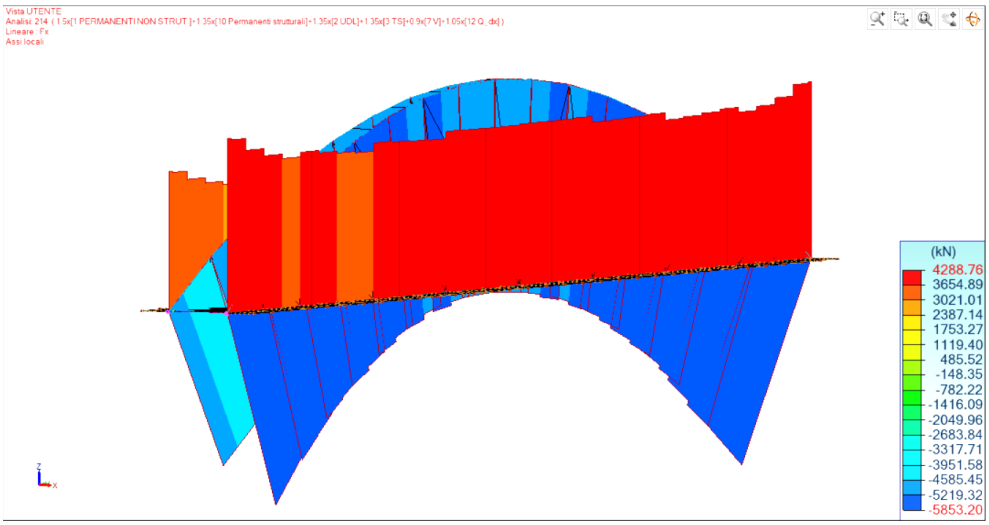


Figura 3.48 - Confronto sforzi di trazione nelle travi principali rispetto agli sforzi di compressione nell'arco

La forza assiale di progetto N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$$

Si avranno dunque i seguenti risultati:

A	f_yk	γ_M0	N,cRd	N,Ed	Tasso di lavoro
[cm2]	[MPa]	[-]	[kN]	[kN]	[%]
243,52	355	1,05	8233,295	4289	**52,09**

Il tasso di lavoro su tutti i conci di trave sarà il seguente:

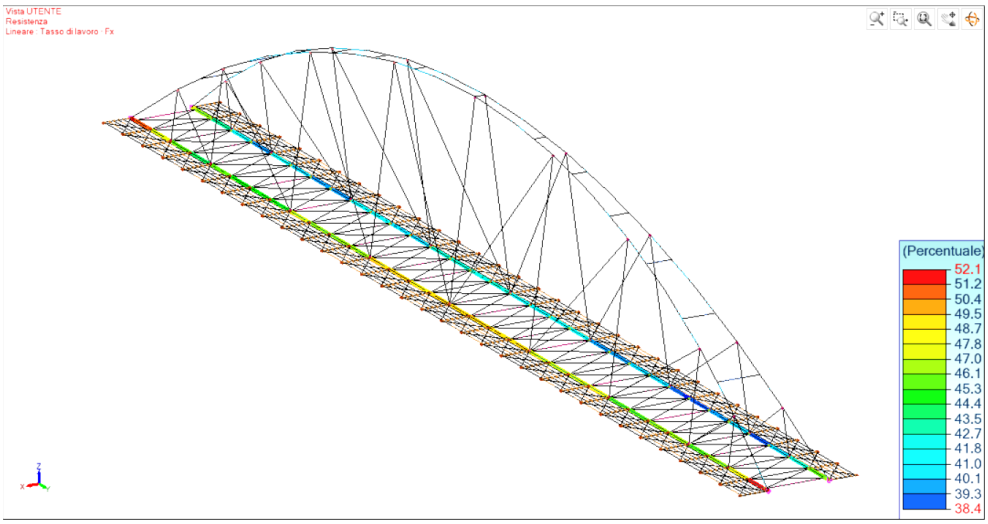


Figura 3.49 - Tasso di lavoro sforzo normale nelle travi

La verifica è dunque soddisfatta.

3.3.6.2 Verifica a taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$$

Dove la resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$ in assenza di torsione vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v * f_{yk}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}}$$

In cui l'area resistente a taglio nel piano dell'anima per sezioni a I viene calcolata tramite l'espressione:

$$A_v = A - 2bt_f + t_f * (t_w + 2r)$$

Le sollecitazioni di taglio nel piano verticale più gravose sono riportate nell'immagine seguente:

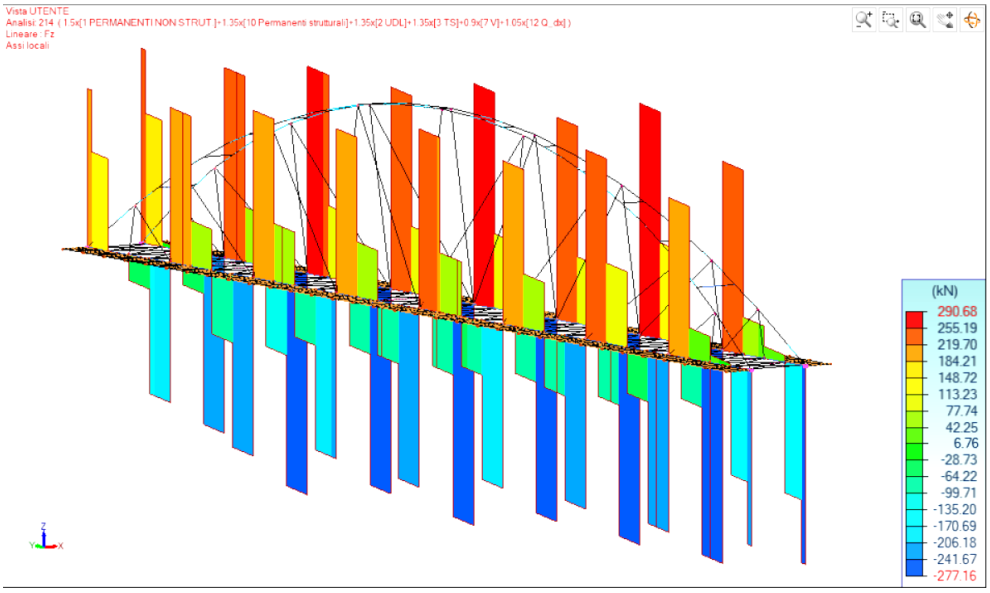


Figura 3.50 - Sforzi di taglio nelle travi

Avendo dunque i seguenti risultati:

Av	f_yk	γ_M0	V,cRd	V,Ed	Tasso di lavoro
[cm2]	[MPa]	[-]	[kN]	[kN]	[%]
133,00	355	1,05	2596,15	290,68	**11,20**

I tassi di lavoro saranno i seguenti:

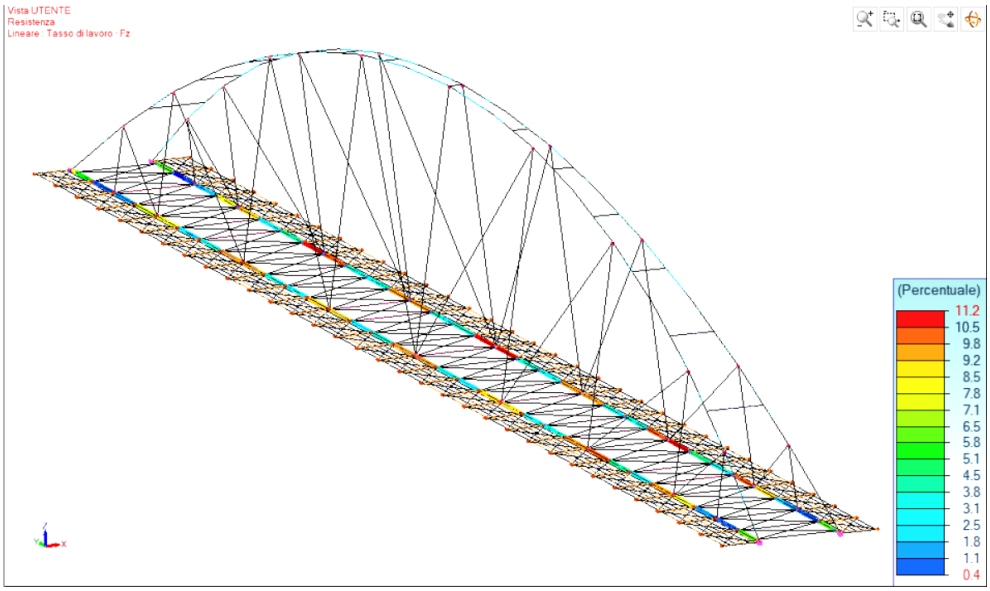


Figura 3.51 - Tasso di lavoro a taglio nel piano verticale delle travi principali

Nel piano delle ali, invece, l'area resistente a taglio sarà valutata con la seguente espressione:

$$A_v = A - \sum (h_w * t_w)$$

In particolare, si osserva che il tasso di lavoro per il taglio nel piano delle ali è minore del 5% tranne che in corrispondenza dell'incastro della trave dove si raggiunge un tasso del 21%. Tale sollecitazione nei suddetti nodi, però, sarà assorbita dal nodo realizzato in officina e non dalla sezione della trave e dunque può venire trascurato nelle verifiche della stessa.

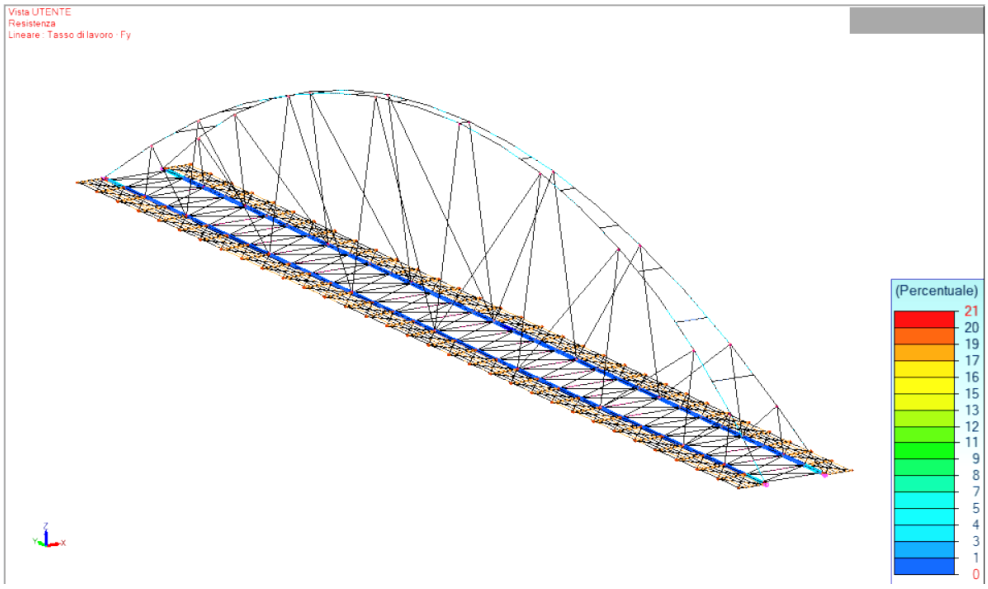


Figura 3.52 - Tasso di lavoro a taglio nel piano orizzontale delle travi principali

Avendo dunque sollecitazioni taglianti inferiori al 50% della resistenza offerta dalla trave, i momenti resistenti plastici non dovranno essere diminuiti per il fattore riduttivo ρ di interazione taglio-flessione.

3.3.6.3 Verifica flessione retta

La verifica a flessione retta si svolge rispettando la seguente espressione:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

Dove $M_{c,Rd}$ per sezioni di classe 1 e 2 vale:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} * f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Scegliendo il concio di trave che si trova in mezzeria della trave:

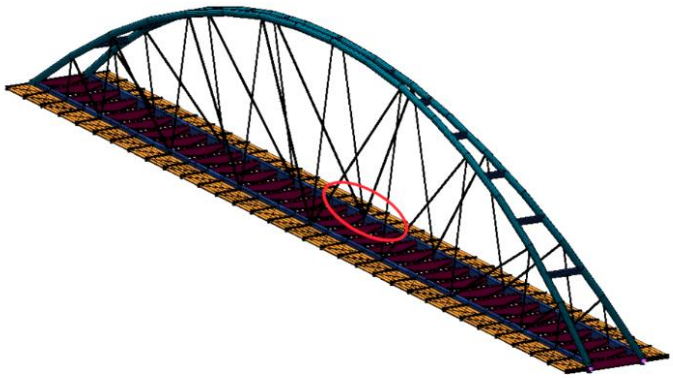


Figura 3.53 - Individuazione concio di trave da analizzare in dettaglio

Per la combinazione di carico più sfavorevole si avrà la seguente distribuzione dei momenti flettenti:

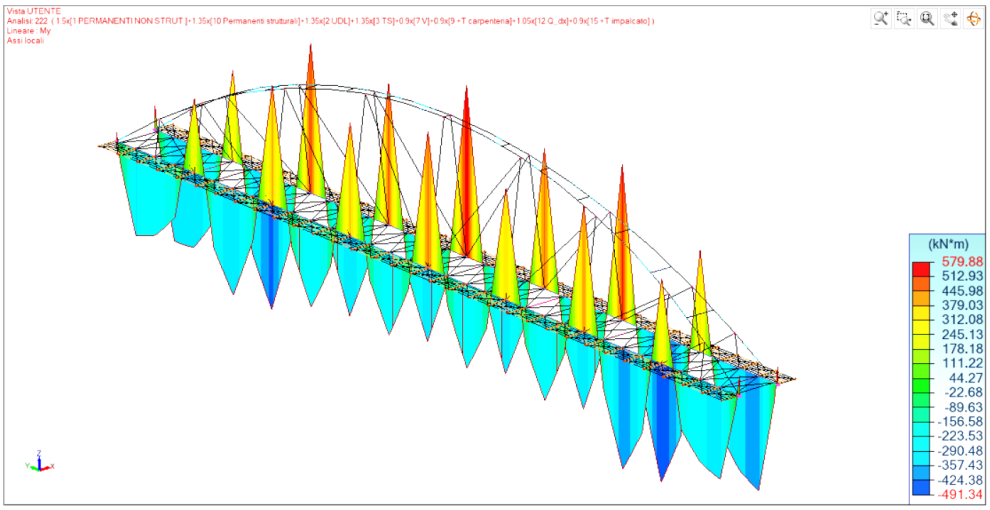


Figura 3.54 - Andamento dei momenti flettenti nelle travi principali

Ottenendo dunque i seguenti risultati:

M,y,Ed	M,pl,y,Rd	Tasso di lavoro
[kNm]	[kNm]	[%]
580	2131,26	27,21

La verifica è dunque soddisfatta.

3.3.6.4 Verifica tenso-flessione deviata

La verifica a tenso-flessione deviata sarà svolta analogamente alla verifica di presso-flessione deviata effettuata per l'arco. In particolare, facendo riferimento al paragrafo §4.2.4.1.2.8, per sezioni ad I doppiamente simmetriche ed in classe 1 o 2, la condizione potrà essere valutata andando a soddisfare la seguente espressione:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right)^{\beta} \leq 1$$

dove:
$\alpha = 2$ e β=5n se $n \geq 0{,}2$
$\alpha = 1$ e β=1 se $n < 0{,}2$

I valori di momento plastico ridotti per la presenza dello sforzo assiale saranno in questo pari a:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} * \frac{1-n}{1-0{,}5a}$$

$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$, per $n \leq a$
$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} * [1 - \left(\frac{n-a}{1-a}\right)^2]$, per $n > a$

con: $a = \frac{A-2bt_f}{A} \leq 0{,}5$

Scegliendo il concio di trave che si trova in mezzeria della trave, come nella verifica di flessione retta, si osserva che con la combinazione di carichi più sfavorevole di ottengono le seguenti sollecitazioni:

N,Ed	M,y,Ed	M,z,Ed	n	a
[kN]	[kNm]	[kNm]	[-]	[-]
3987	547	0,11	0,48	0,50

Di conseguenza si ottengono i seguenti risultati:

M,N,y,Rd	M,N,z,Rd	Tasso di lavoro
[kNm]	[kNm]	[%]
1538,87	368,28	12,63

I tassi di lavoro per tutti i conci di trave sono riportati nell'immagine seguente:

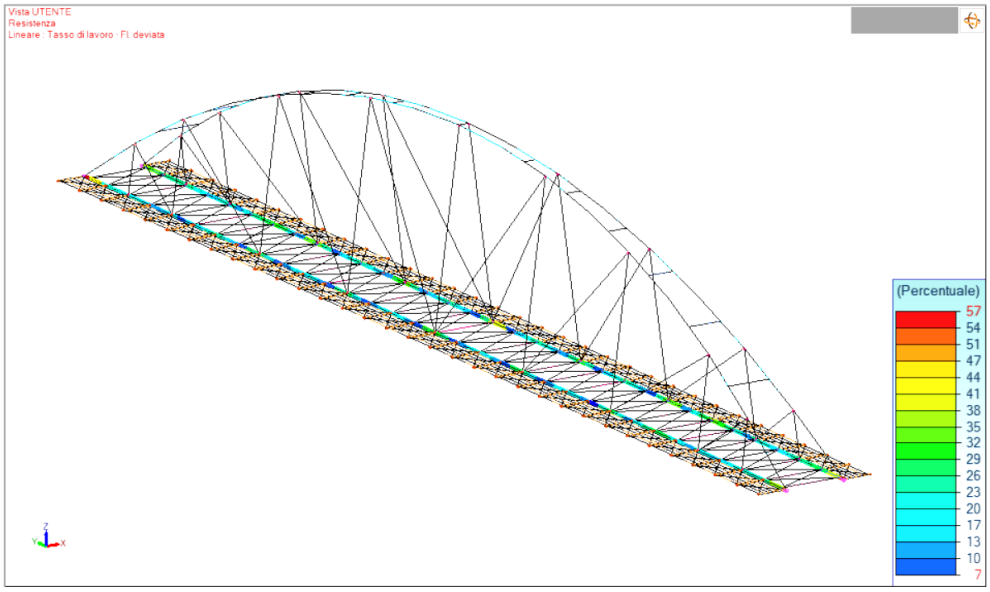


Figura 3.55 - Tasso di lavoro a pressoflessione deviata delle travi principali

Si osserva ancora una volta come il tasso di lavoro massimo si trova all'incastro della trave con l'arco. Il nodo, essendo progettato separatamente e in maniera specifica per resistere alle suddette sollecitazioni, fa sì che la sezione composta non dovrà lavorare con questo tasso di lavoro. In ogni caso essa sarebbe comunque soddisfatta.

3.3.6.5 Verifica di stabilità trave inflessa

La verifica di instabilità per le travi principali dell'impalcato, date le sollecitazioni a cui sono soggette, si svolgerà considerando esclusivamente il fenomeno di instabilità flesso-torsionale lungo l'asse forte della sezione. Tale scelta è giustificata dal fatto che la trave, essendo in trazione, non sarà mai soggetta a fenomeni di instabilità flessionale (dovuti solo a sforzi di compressione) e, inoltre, date le basse sollecitazioni di momento flettente nel piano debole si considererà trascurabile l'effetto di instabilità nel suddetto piano.
La verifica viene dunque eseguita seguendo quanto riportato al paragrafo §4.2.4.1.3.2 delle NTC2018, in cui si valuta il momento resistente di progetto per fenomeni di instabilità pari a:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * W_y * \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Dove

$W_y = W_{pl,y}$ per sezioni di classe 1 e 2

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} * \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta * \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq K_\chi$$

Si dovrà verificare la seguente espressione:

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd}$$

Riprendendo la trattazione ampiamente descritta durante la verifica di instabilità dell'arco, si valutano i parametri necessari per la determinazione del valore di χ_{LT} per il concio di trave in esame:

Mcr	λ,LT	λ,LT,0	α,LT	β	Φ,LT	f	χ,LT
[kNm]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
13795	0.00	0,2	0,76	1	0,66	1,00	**0,85**

Ottenendo dunque un tasso di lavoro pari a:

M,y,Ed	M,b,y,Rd	Tasso di lavoro
[kNm]	[kNm]	[%]
580	1807,31	32,09

I tassi di lavoro per ogni concio di trave sono riportati nell'immagine seguente:

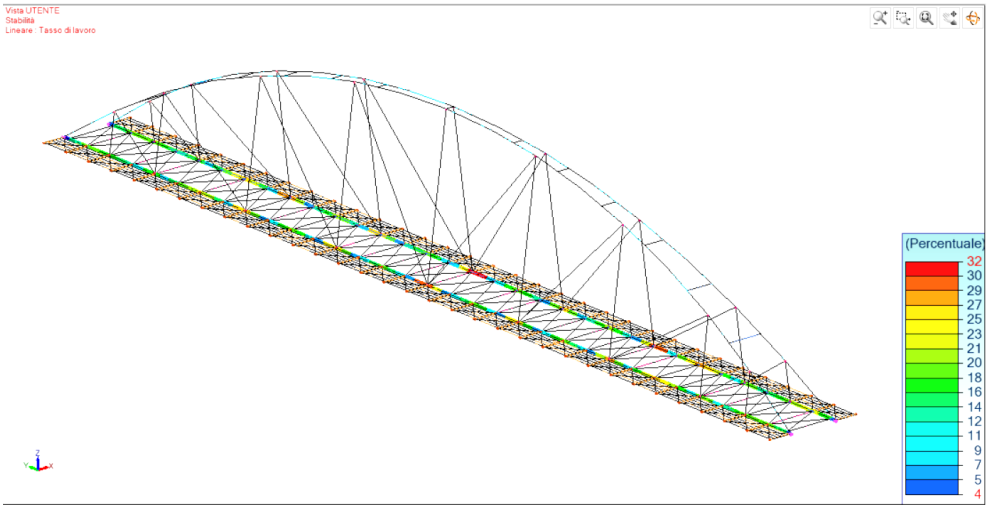


Figura 3.56 - Tasso di lavoro a stabilità flessionale delle travi principali

3.3.6.6 Verifica di stabilità delle anime irrigidite

Facendo riferimento alla circolare C4.2.4.1.3.4 presente nelle NTC2018, si prevede che venga eseguita la verifica di instabilità allo stato limite ultimo dei pannelli d'anima degli elementi strutturali laminati o realizzati in soluzione composta saldata.
Nei pannelli d'anima rettangolari, si dovrà fare particolare a fenomeni di instabilità dovuti alle sollecitazioni di taglio se il rapporto altezza spessore della trave supera il valore:

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{72}{\eta} * \varepsilon$$

Nel caso di pannelli non irrigiditi e:

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{31}{\eta} * \varepsilon * \sqrt{k_\tau}$$

Per pannelli irrigiditi.

Nel caso in esame, i pannelli d'anima saranno irrigiditi utilizzando delle piastre verticali ogni 2.5m. Tale scelta progettuale è stata dettata dalla necessità di irrigidire i nodi di connessione tra la travatura principale, i traversi e le travi a sbalzo della passerella, in modo da permettere una buona trasmissione dei momenti flettenti tra gli elementi trasversali senza gravare in termini di sollecitazioni torcenti sulla travata principale.

Il parametro k_τ è il coefficiente di instabilità per taglio e in assenza di irrigidimenti longitudinali assume il seguente valore:

$k_\tau = 5{,}34 + 4{,}00 * (\frac{h_w}{a})^2$, per $\frac{a}{h_w} \geq 1$
Con a pari alla distanza tra due irrigidimenti trasversali.

Il termine η sarà pari a 1.2 mentre $\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$

Si avranno dunque i seguenti valori:

hw	t	a	η	ε	kτ	hw/t	limite superiore
[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
656	17	2500	1,2	0,81	5,62	38,59	117,50

Essendo dunque il rapporto di altezza spessore dell'anima inferiore al valore limite imposto da normativa, non sarà necessario considerare fenomeni di instabilità del pannello.

3.3.7 Controventi di falda - impalcato

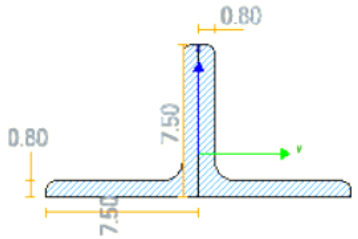


Figura 3.57 - Sezione controventi di falda dell'imaplcato

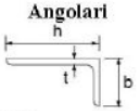
Per i controventi di falda dell'impalcato si è scelto di utilizzare una sezione con profilo a L accoppiato di lato 75mm e spessore 8mm, riportata nell'immagine seguente

A	I,y	I,z
[cm2]	[cm4]	[cm4]
22,93	121,75	225,06

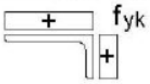
Classificazione sezione

La sezione ad L si classifica basandosi sulla Tab.4.2.V

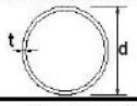
Angolari



Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II)
Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti

Classe	Sezione in compressione
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)	
3	$h/t \le 15\varepsilon$ $\quad \frac{b+h}{2t} \le 11,5\varepsilon$

Sezioni Tubolari



Classe	Sezione inflessa e/o compressa
1	$d/t \le 50\varepsilon^2$
2	$d/t \le 70\varepsilon^2$
3	$d/t \le 90\varepsilon^2$ (Per $d/t > 90\,\varepsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)

$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Tab.4.2.V. - NTC 2018

h	t	ε	d/t	limite classe 3	Classe
[mm	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]
75	8	0,81	9,38	9,84	**3**

I controventi saranno dunque classificati in Classe 3.

3.3.7.1 Verifica sforzo normale

Come da definizione, i controventi di falda sono aste resistenti esclusivamente a sforzo assiale. In particolare, la combinazione più sfavorevole porterà alla seguente distribuzione di sollecitazioni:

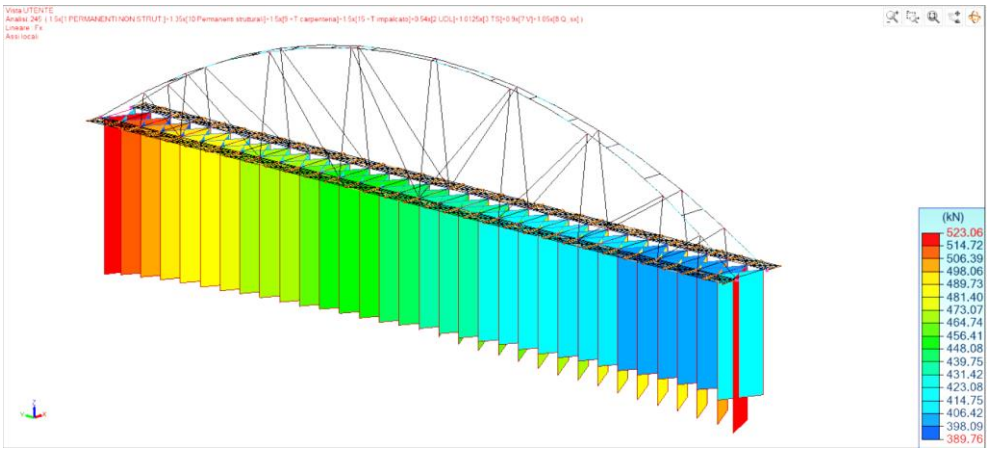


Figura 3.58 - Andamento sforzo normale nei controventi di falda dell'impalcato

Si verifica dunque che:

N,Ed max	A	f,yk	N,pl,Rd	Tasso di lavoro max
[kN]	[cm2]	[MPa]	[kN]	[%]
523,06	22,93	355	775,25	**67,47**

3.7.2 Verifica di stabilità flessionale

Nei controventi di falda, a differenza dei pendini, possono subire degli effetti di instabilità a causa delle sollecitazioni sismiche. Queste ultime, infatti, possono creare degli stati di compressione nelle aste di controvento ed è necessario dunque verificare la resistenza ai fenomeni di instabilità flessionale degli stessi.
In particolare, considerando l'asta più sollecitata a trazione, si osserva che per la combinazione sismica più gravosa, si potrà raggiungere uno sforzo di compressione pari a 88 kN, mentre la distribuzione delle sollecitazioni per la stessa combinazione sulle altre aste di controvento sarà la seguente:

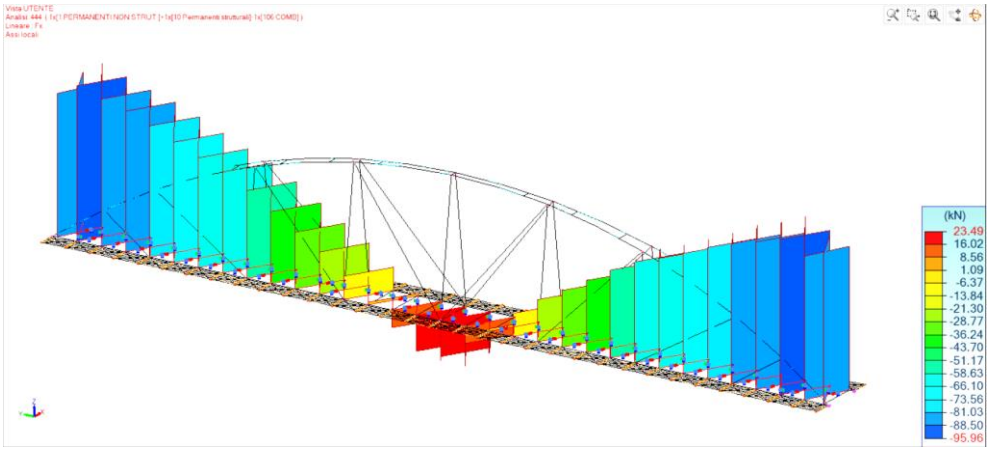


Figura 3.59 - Sforzi di compressione nati nei controventi di falda a causa della combinazione sismica

Si andranno dunque a valutare i coefficienti χ_y e χ_z attraverso l'espressione:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

Avendo già descritto il significato di ogni termine, si riporta la tabella dei risultati ottenuti:

l,0y	Iy	E	N,cr,y	λ,y	α	Φ,y	χ,y	N,b,Rd	N,Ed	Tasso di lavoro
[m]	[cm4]	[GPa]	[kN]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[%]
2,45	121,75	210	420,39	1,39	0,34	1,67	**0,39**	298,71	88	**29,46**

l,0z	Iz	E	N,cr,z	λ,z	α	Φ,z	χ,z	N,b,Rd	N,Ed	Tasso di lavoro
[m]	[cm4]	[GPa]	[kN]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[%]
2,45	225,06	210	777,11	1,02	0,34	1,16	**0,58**	451,35	88	**19,50**

Il tasso di lavoro per ogni asta del sistema di controvento è il seguente:

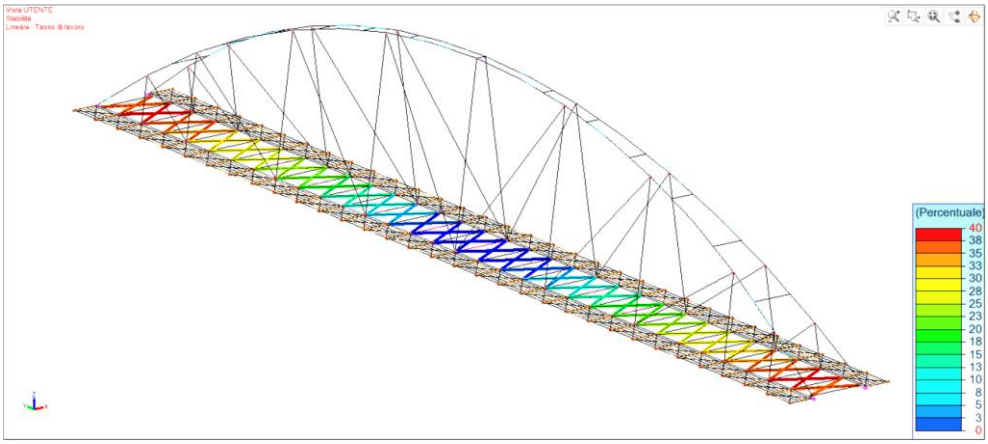


Figura 3.60 - Tasso di lavoro a stabilità dei controventi di falda dell'impalcato

3.3.8 Controventi di falda – passerella

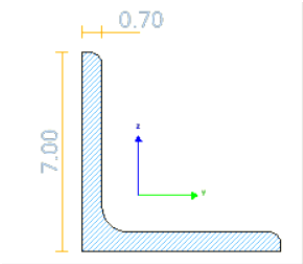


Figura 3.61 - Sezione del controvento di falda della passerella

Per i controventi di falda della passerella si sono scelti dei profili a L di dimensioni 70x7mm, come si può vedere dall'immagine seguente:

A	I	Classe
[cm2]	[cm4]	[-]
9,4	43,69	3

Per tale profilo varranno le stesse considerazioni valide per i controventi dell'impalcato. Per questo motivo si riporteranno esclusivamente i tassi di lavoro globali per lo sforzo assiale e per l'instabilità flessionale dovuta alle sollecitazioni sismiche.

3.3.8.1 Verifica a sforzo normale

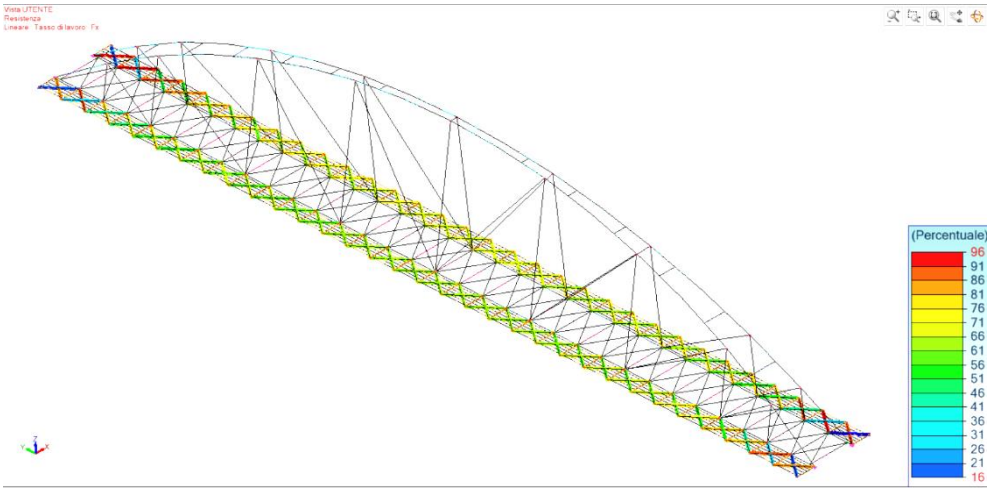


Figura 3.62 - Tasso di lavoro a sforzo normale dei controventi di falda della passerella

3.3.8.2 Verifica di stabilità flessionale

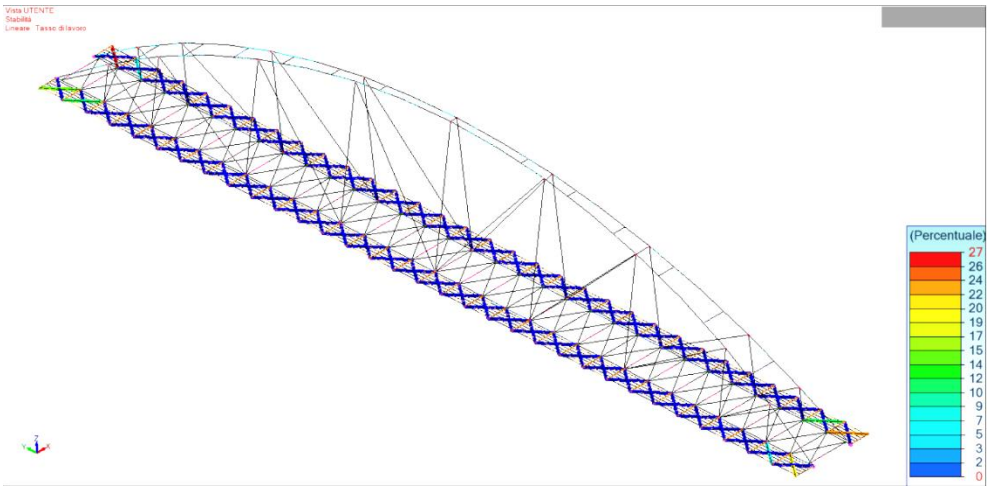


Figura 3.63 - Tasso di lavoro a stabilità flessionale dei controventi di falda della passerella

Le verifiche sono dunque soddisfatte.

3.3.9 Travi trasversali impalcato

Le travi trasversali dell'impalcato saranno elementi composti di acciaio e soletta collaborante in calcestruzzo armato mediante sistema di connessione opportunamente dimensionato.

In particolare, per quanto riguarda il profilo di carpenteria metallica si andrà ad utilizzare una sezione IPE330, mentre la soletta collaborante in calcestruzzo armato sarà gettata in opera grazie all'utilizzo di una lamiera grecata appoggiata su profili ad L saldati alle anime delle stesse IPE ad un'altezza, rispetto alla piattabanda inferiore della trave, di 23cm. La soletta, infine, avrà uno spessore a partire dall'estradosso della piattabanda della trave in acciaio di 16cm.
Il calcestruzzo scelto sarà di classe C35/45.

La sezione d'interesse è rappresentata nell'immagine a fianco.

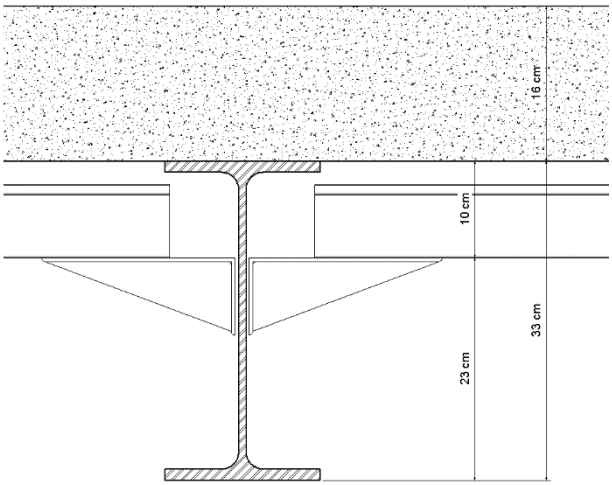


Figura 3.64 - Sezione travi trasversali composte acciaio-calcestruzzo

Per valutare la distribuzione delle tensioni normali negli elementi composti deve essere determinata mediante un modello che tenga conto della diffusione degli sforzi nelle ali della trave metallica e nella soletta in calcestruzzo. Tale modello, prevede la valutazione di una larghezza efficace b_{eff} della soletta di calcestruzzo, la quale viene determinata dalla seguente espressione:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$$

Dove
b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori
$b_{ei} = \min\left(L_e/8\,;\, b_i\right)$ è il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta.

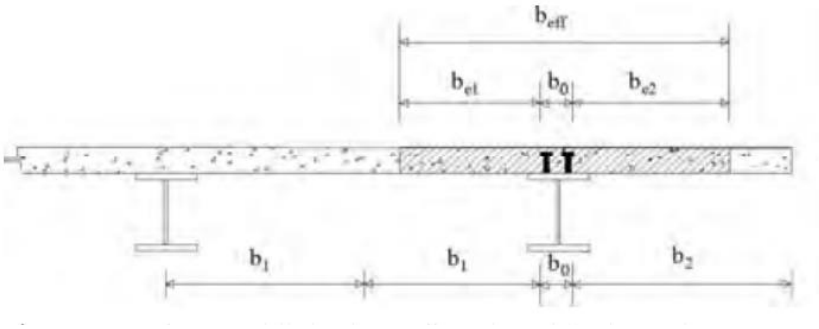


Figura 3.65 - Rappresentazione della larghezza efficace - NTC2018

L_e , in particolare, è il valore della luce equivalente, ossia la distanza che intercorre tra due punti di momento nullo nella trave. Essendo la trave composta in esame una trave incastrata agli estremi si avrà che

$$L_e = 0{,}7L = 2{,}94m$$

Considerando la distanza $b_0 = 7.5cm$, si avranno i seguenti risultati:

Le	bi	b,ei	b0	beff
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
2,94	1,25	0,37	0,075	**0,81**

3.3.9.1 Verifica a flessione

Il momento resistente di una sezione composta di classe 1 o 2 si valuta nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, assumendo un diagramma equilibrato delle tensioni nella sezione, come indicato nella figura seguente, considerando il contributo del calcestruzzo teso nullo.

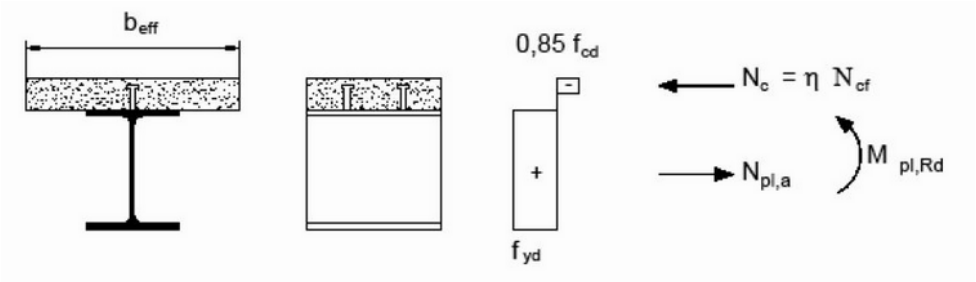


Figura 3.66 - Schematizzazione del momento resistente plastico

Dato che, se la trave composta è ben progettata, l'asse neutro taglia la soletta, si valuta inizialmente l'approfondimento dell'asse neutro mediante una semplice proporzione:

$$\frac{x}{h_c} = \frac{R_a}{R_c}$$

Dove

$$R_a = \frac{A_a * f_{yk}}{\gamma_a}$$

$$R_c = \frac{0{,}85 * b_{eff} * h_c * f_{ck}}{\gamma_c}$$

Sottolineando che l'altezza della soletta sarà data dalla somma dei 15cm sopra l'estradosso della trave metallica e del contributo dato dal calcestruzzo presente a riempimento della lamiera fino al livello della piattabanda superiore della trave, si avranno i seguenti risultati:

A,a	**f,yk**	**γ,a**	**Ra**	**b,eff**	**hc**	**fck**	**γ,c**	**Rc**	**x**
[cm2]	[MPa]	[-]	[kN]	[mm]	[mm]	[MPa]	[-]	[kN]	[mm]
62,61	355	1,05	2116,81	810	188	35	1,5	3012,19	**132**

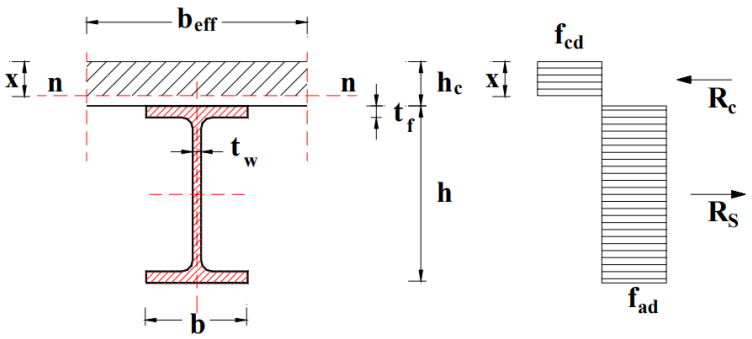


Figura 3.67 - Rappresentazione dell'approfondimento dell'asse neutro e relative componenti di reazione nell'acciaio e nel calcestruzzo

Il momento plastico resistente sarà dunque pari a:

$$M_{pl,Rd} = R_a * \left(\frac{h}{2} + h_c - \frac{x}{2}\right) = 607\ kNm$$

Le sollecitazioni di momento flettente più gravose sul sistema di travi trasversali saranno quelle dettate dal carico del traffico, in particolare sulla trave che si troverà in corrispondenza dei carichi puntuali tandem. In questa situazione, come si può vedere dall'immagine seguente, il momento flettente è pari a 552 kNm:

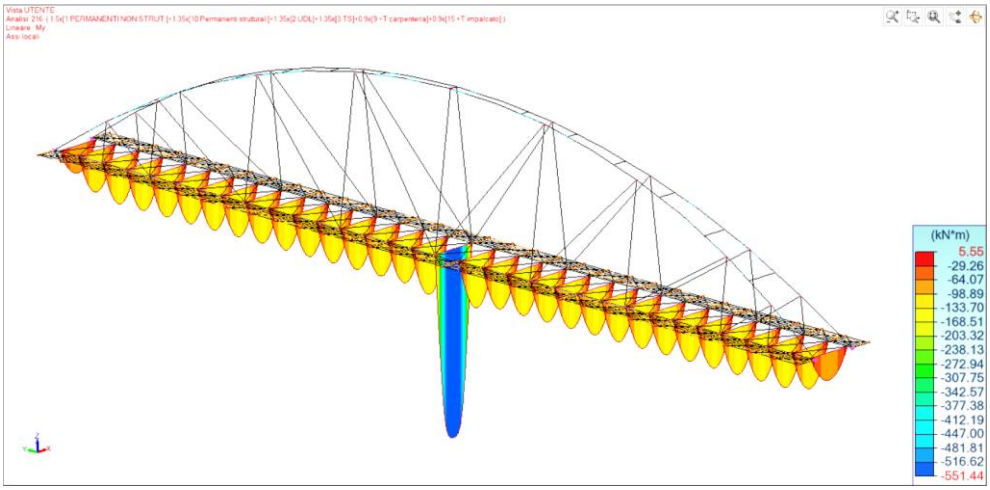


Figura 3.68 - Andamento dei momenti flettenti nel sistema di travi trasversali

Si avrà un tasso di lavoro dunque pari a:

M,pl	M,Ed	Tasso di lavoro
[kNm]	[kNm]	[%]
607	552	**91**

La verifica a flessione appena svolta si è interessata del momento positivo in mezzeria, dove si ha il massimo sfruttamento dei materiali: calcestruzzo in compressione ed acciaio in trazione. Agli estremi della trave, però, dato che la trave è stata progettata come incastrata alle travi principali in modo da bilanciare il momento flettente agente sulla trave portante la passerella pedonale, si avranno dei momenti negativi. Dato che si è fatta l'ipotesi che il calcestruzzo non lavori a trazione, si ipotizza che la sollecitazione flettente sia portata esclusivamente dalla trave metallica.
La combinazione più gravosa per i momenti di estremità dei traversi produrrà un momento negativo pari a 50kNm, portando ad un tasso di lavoro pari a:

M,pl	M,Ed	Tasso di lavoro
[kNm]	[kNm]	[%]
241	50	**20,74**

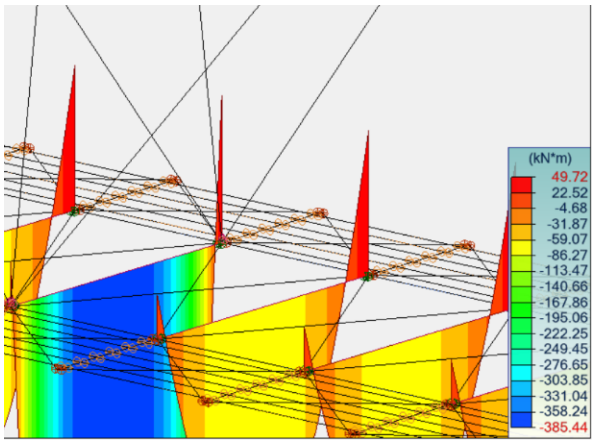


Figura 3.69 - Momenti flettenti massimi negativi nelle travi trasversali

3.3.9.2 Verifica a taglio

La resistenza a taglio viene affidata interamente alla trave in acciaio, affidandosi agli stessi riferimenti normativi utilizzati nelle precedenti sezioni della relazione di calcolo.
In particolare, sapendo di dover soddisfare la relazione:

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$$

Dove la resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$ in assenza di torsione vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v * f_{yk}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}}$$

In cui l'area resistente a taglio nel piano dell'anima per sezioni a I viene calcolata tramite l'espressione:

$$A_v = A - 2bt_f + t_f * (t_w + 2r)$$

Si avrà, per la condizione di carico più gravosa:

Av	f_yk	γ_M0	V,cRd	V,Ed	Tasso di lavoro
[cm2]	[MPa]	[-]	[kN]	[kN]	[%]
30,81	355	1,05	601,41	517	**85,96**

Si riporta nel seguito, l'andamento della massima sollecitazione tagliante agente sul sistema di travi trasversali:

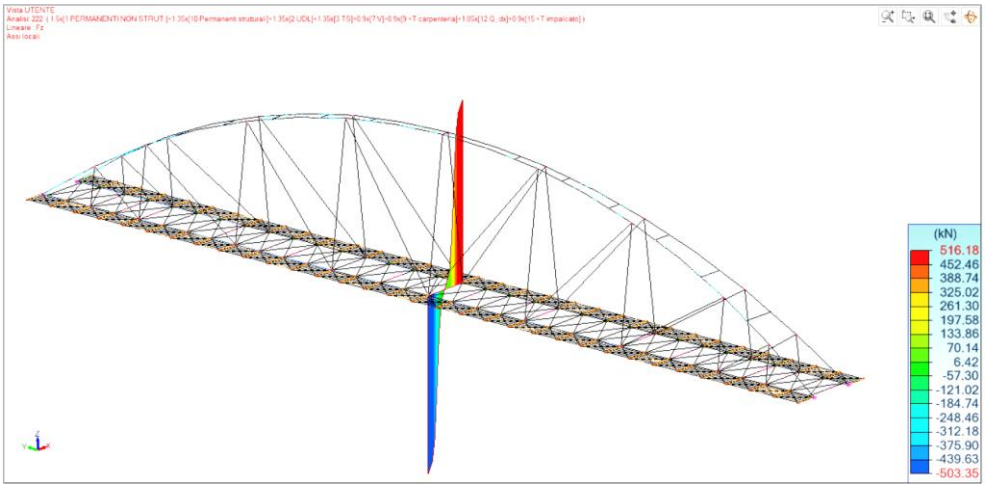


Figura 3.70 - Massimo taglio agente sulle travi trasversali

3.3.9.3 Valutazione del numero dei connettori

Il sistema di connessione tra la trave e la soletta collaborante ha l'obiettivo di garantire la trasmissione delle forze di scorrimento tra acciaio e calcestruzzo.
Per la trave, dunque, dovranno essere previsti connettori ed un'armatura trasversale in grado di trasmettere le sollecitazioni di progetto trascurando l'effetto dell'aderenza tra i due materiali.
Avendo eseguito un'analisi plastica, si potranno distinguere le connessioni a completo e parziale ripristino. Un sistema di connessione si definisce a completo ripristino quando un incremento di resistenza della connessione non produce un incremento di capacità portante della trave. In altre parole, la connessione a completo ripristino verrà progettata facendo riferimento alla massima resistenza esplicitata dalla trave composta, indipendentemente dalla sollecitazione reale agente. Se, invece, la connessione è progettata facendo riferimento alla sollecitazione agente sulla trave, allora questa viene definita a parziale ripristino.

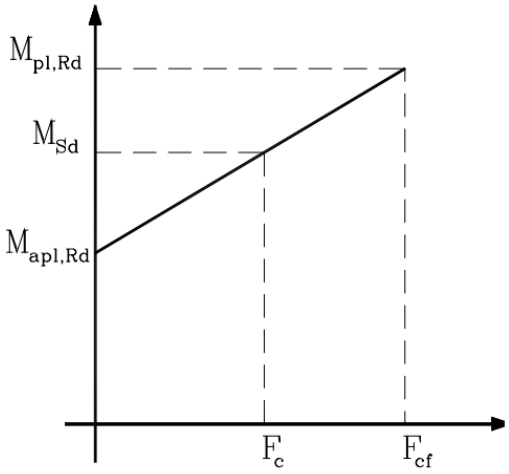


Figura 3.71 - Diagramma utile a definire il tasso di lavoro del sistema acciaio-calcestruzzo

Nelle connessioni a parziale ripristino i pioli devono trasmettere la forza di scorrimento di progetto Fc, corrispondente alla reale sollecitazione della trave. Tale forza è facilmente determinabile grazie alla dipendenza lineare tra forza di scorrimento per la connessione a completo ripristino F_{cf} e momento sollecitante M_{Sd}, come si può vedere dal diagramma seguente:

$$F_c = \frac{M_{Sd} - M_{a,pl,Rd}}{M_{pl,Rd} - M_{a,pl,Rd}} * F_{cf}$$

La forza di scorrimento F_{cf} sarà la forza di taglio longitudinale risultante dall'integrale del flusso di sforzi di scorrimento alla Jouraswki tra soletta e trave in acciaio.
In particolare, interessandoci al flusso di sforzi tra la sezione di momento massimo e momento nullo, si avrà:

$$V = \int_0^{L/2} \tau * b * dx = \frac{T * S}{I} * \frac{L}{2} * \frac{1}{2} = \frac{M}{z}$$

In una trave in semplice appoggio, la forza di scorrimento non sarà altro che la forza di compressione, presente nella soletta, che equilibra la forza di trazione della trave quando la sezione composta esplica il massimo momento resistente plastico. Si avrà dunque che:

$$V = F_{cf} = \frac{M}{z} = \min\,(R_a; R_c)$$

Sapendo che nel caso in esame, quando sarà presente il massimo momento flettente in mezzeria, il momento agli estremi sarà pari a circa l'1% della sollecitazione massima, potremo considerare le travi trasversali dell'impalcato, andando a studiare la forza di scorrimento a completo e parziale ripristino proprio come appena esposto.

Nella tabella potremo dunque osservare i seguenti risultati:

Ra	**Rc**	**F,cf**	**M,Ed**	**M,a,pl**	**M,pl,Rd**	**F,c**
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]
2116,81	3012,19	2116,81	552,00	241,10	606,72	1800,03

Per consentire l'adozione di un metodo di calcolo plastico della connessione e per applicare il calcolo plastico per la definizione del momento resistente della trave è necessario che i pioli siano definiti duttili.
Facendo riferimento al paragrafo §4.3.4.3.1.1 delle NTC2018 il comportamento dei pioli può essere assunto duttile se l'altezza degli stessi è non inferiore a 4 volte il loro diametro, il quale deve essere compreso tra i 16mm ed i 25mm, saldati su un profilo a piattabande uguali.

Essendo la soletta piena, la resistenza di progetto dei connettori sarà assunta pari al valore minimo delle seguenti espressioni:

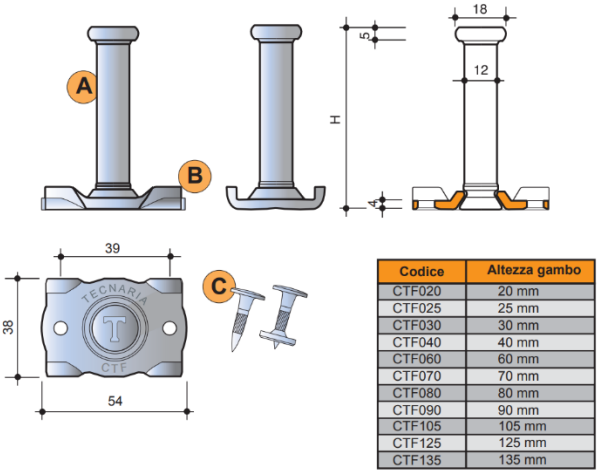
$$P_{Rd,a} = \frac{0{,}8 * f_{tk} * (\pi * {d^2}/{4})}{\gamma_v}$$

$$P_{Rd,c} = \frac{0{,}29 * \alpha * d^2 * (f_{ck} * E_{cm})^{0{,}5}}{\gamma_v}$$

Dove:

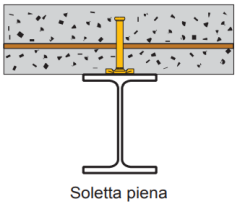
- f_{tk} è la resistenza caratteristica a rottura dell'acciaio del piolo ($\leq 500MPa$)
- α coefficiente pari ad 1 se il piolo è duttile
- γ_v coefficiente di sicurezza per il sistema di connessione, pari ad 1.25

Volendo far riferimento a pioli presenti sul mercato, si è deciso di utilizzare pioli tipo CTF TECNARIA, la cui scheda tecnica garantisce le proprietà espresse nelle seguenti tabelle:



Codice	Altezza gambo
CTF020	20 mm
CTF025	25 mm
CTF030	30 mm
CTF040	40 mm
CTF060	60 mm
CTF070	70 mm
CTF080	80 mm
CTF090	90 mm
CTF105	105 mm
CTF125	125 mm
CTF135	135 mm

Figura 3.72 - Pioli CTF TECNARIA



Tipologia	Esempio	Connettore	Resistenza di progetto P_{Rd}	Comportamento del connettore
Soletta piena		CTF040 CTF060 CTF070	30.9 kN	Rigido
		CTF080 CTF090 CTF105 CTF125 CTF135	39.8 kN	Duttile

Le resistenze indicate si riferiscono all'applicazione con calcestruzzo classe C30/37.

Figura 3.73 - Scheda tecnica relativa ai pioli CTF TECNARIA

Scegliendo un piolo tipo CTF105 TECNARIA di diametro pari a 12mm ed altezza pari a 105mm, si garantisce un comportamento duttile ed una resistenza di progetto pari a 39.8kN.

Il numero necessario di pioli sulle travi trasversali sarà dunque pari a:

F,c	P,Rd	n° totale pioli	n°pioli/m
[kN]	[kN]	[-]	[-]
1800	39,80	46	**11**

La disposizione dei pioli deve rispettare le limitazioni imposte dalla normativa. In particolare, per solette piene, si richiede che i connettori abbiano un passo che sia compreso tra i seguenti valori:

$$5d \leq s \leq \min\left(800mm; 22 * t_f * \sqrt{235/_{fyk}}\right)$$

Mentre in direzione ortogonale alla forza di scorrimento, il passo minimo dei pioli dovrà essere non inferire a 2.5 volte la dimensione del diametro.

Sapendo, inoltre, che la distanza minima tra il connettore ed il bordo della piattabanda cui è collegato deve essere almeno 20mm, si deciderà di adottare un passo di 175mm.

3.3.9.4 Valutazione della minima armatura trasversale

Nelle solette di calcestruzzo collaborante è necessario progettare un'adeguata armatura trasversale in modo da evitare rotture premature per scorrimento o fessurazione longitudinale delle sezioni critiche a causa delle elevate sollecitazioni di taglio prodotte dai connettori. Questo fenomeno di rottura a taglio prende il nome di *shear lag*. In particolare, come riportato nella figura seguente, presente al paragrafo §6.2.4 dell'EC2 -1 -1

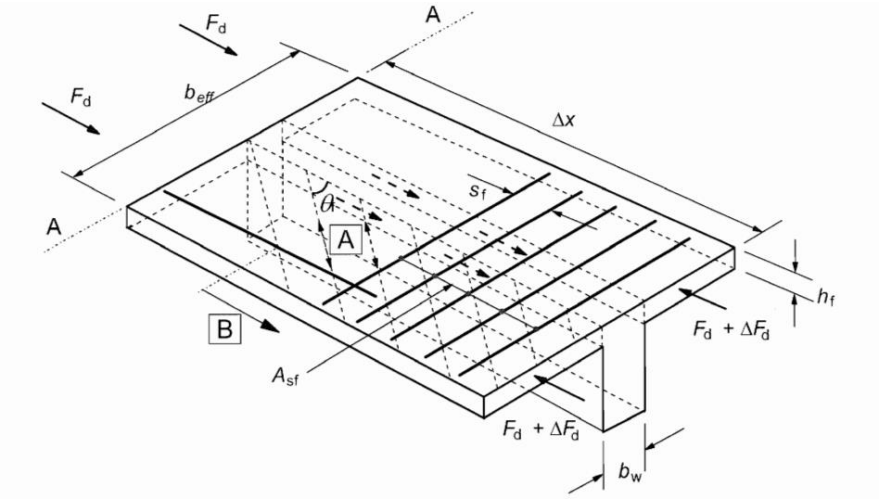


Figura 3.74 - Rappresentazione delle forze agenti nel fenomeno di shear lag

Possiamo osservare che le sezioni critiche saranno quelle tratteggiate, dove, dovrà essere garantita la trasmissione degli sforzi di taglio pari al valore:

$$\nu_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{\Delta x * h_f}$$

Dove ΔF_s sarà considerato pari alla metà del valore F_c valutato precedentemente.
Sapendo che il valore della tensione ν_{Ed} non dovrà superare il limite imposto dall'espressione:

$$\nu_{Ed} \leq 0{,}6\left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} * \sin(\theta_f) * \cos(\theta_f)$$

Dove il termine θ_f sarà l'angolo dei puntoni in calcestruzzo che per piattabande compresse assumerà un valore della propria cotangente compreso tra: $1 \leq cotg(\theta_f) \leq 2$.
Per valutare il valore minimo di armatura trasversale si considererà allora a sfavore di sicurezza il valore $cotg(\theta_f) = 2$, in modo tale che rappresenti il limite inferiore su cui basare le future considerazioni.

Si avrà:

ΔFs	Δx	h,f	v,Ed	f,ck	γc	θf	v,Ed_max
[kN]	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[-]	[°]	[MPa]
922,44	2100	150	2,93	35	1,5	26,5	4,81

Il minimo valore dell'armatura trasversale sarà ottenibile dalla formula:

$$\frac{A_{sf} * f_{sk}}{\gamma_s * s_f} \geq \frac{v_{Ed} * h_f}{cotg(\theta_f)}$$

Utilizzando delle barre B450C, si avrà dunque: $\frac{A_{sf}}{s_f} \geq 562 \ {mm^2}/{m}$

Tale valore, si ricorda, rappresenta l'armatura minima richiesta. L'armatura trasversale effettiva verrà calcolata mediante valutazioni sugli effetti locali dovuti al traffico stradale, tenendo sempre in conto tale limite inferiore.

3.4 VERIFICHE SLE

Le verifiche allo stato limite di esercizio, lato acciaio, si limitano a verificare che le deformazioni dell'intera struttura, siano compatibili con le esigenze del traffico.
Nello specifico, per la struttura in esame, si sono scelti 4 vincoli cedevoli multidirezionali, tali da permettere spostamenti nelle due direzioni principali dell'impalcato. Questa scelta progettuale è stata dettata dall'esigenza di ottenere una rigidezza dell'intera struttura molto più bassa e, di conseguenza, ridurre le sollecitazioni sismiche agenti sulla stessa.
La tipologia di appoggio cedevole multidirezionale scelto per la struttura in esame sono i vincoli tipo VASOFLON, riportati nella figura seguente:

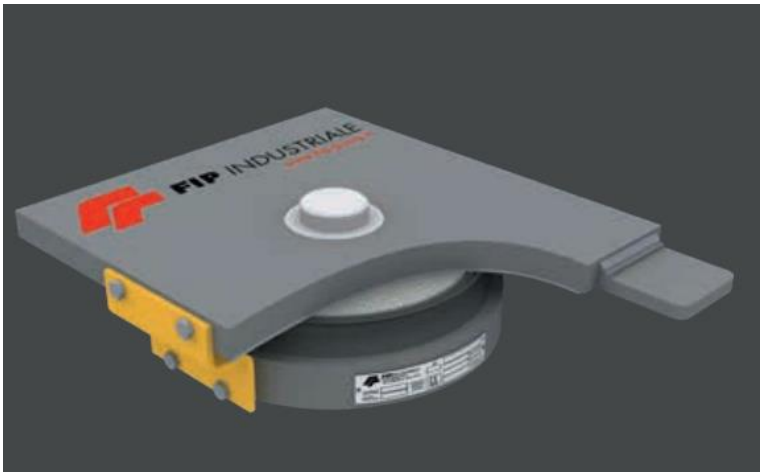


Figura 3.75 - Appoggio multidirezionale tipo VASOFLON - https://pdf.archiexpo.it/pdf/fip-industriale/appoggi-vasoflon/125805-201175.html

Tali appoggi permettono uno spostamento in direzione longitudinale pari a $\pm 50mm$ ed uno spostamento trasversale pari a $\pm 25mm$.
La classificazione degli stessi è basata sulla reazione verticale che essi devono portare. Nel caso in esame, come si può vedere dall'immagine seguente, avremo:

Figura 3.76 - Reazioni vincolari verticali

E dunque considerando uno scarico massimo di 340ton, si sceglieranno i vincoli **VM400/100/50**.

Scegliendo questi vincoli, nel modello di calcolo si sono dovuti inserire dei vincoli elastici, la cui rigidezza è stata valutata avendo noto lo spostamento massimo in ogni direzione, dettato appunto dalle prescrizioni del prodotto.

Dopo varie iterazioni, si sono ottenute le rigidezze qua riportate, grazie alle quali, gli spostamenti massimi rispettano i limiti imposti. In particolare, si avranno:

Rigidezze e smorzamento	
Rigidezze	
KTX	6000.00 kN/m
KTY	9400.00 kN/m

Figura 3.77 - Introduzione dei parametri di rigidezza nei vincoli della struttura in Advance Design

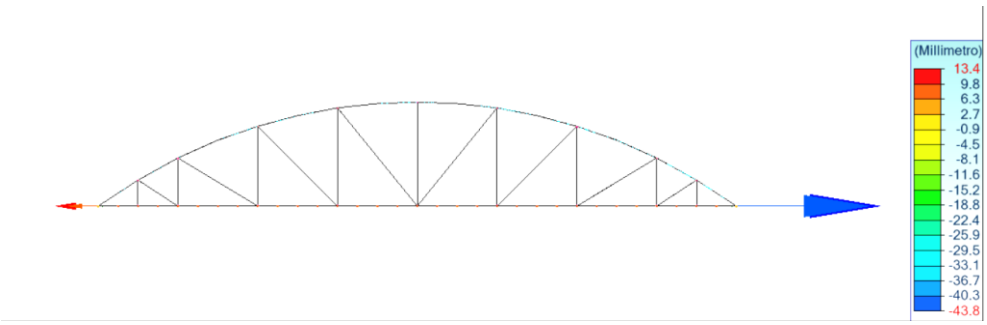


Figura 3.78 - Spostamento longitudinale della struttura dopo aver inserito i vincoli cedevoli

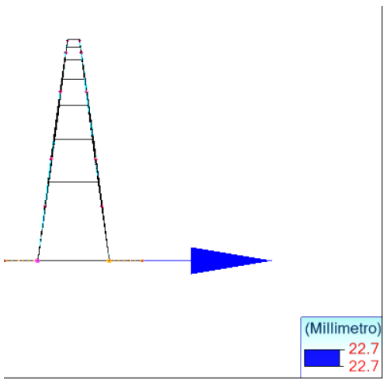


Figura 3.79 - Spostamento trasversale della struttura dopo aver inserito i vincoli cedevoli

3.4.1 Verifica di deformazione globale

La struttura, nella combinazione di carico più gravosa, avrà il massimo spostamento verticale:

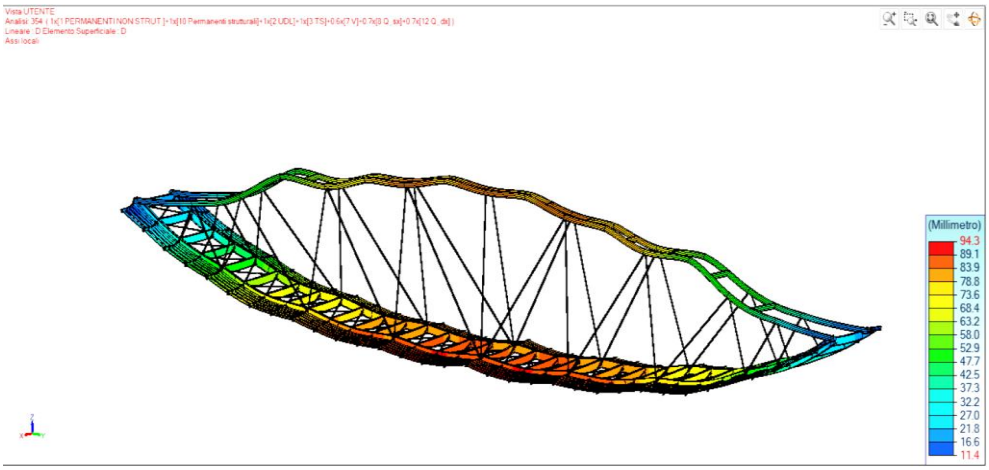


Figura 3.80 - Deformazione massima della struttura in esercizio

Imponendo un limite di deformazione pari a $L/_{500}$ si avrà:

L	δmax	δ	Tasso lavoro
[m]	[mm]	[mm]	[%]
80	160	95	59,38

3.4.2 Verifica tensionale

Essendo la sezione delle travi trasversali dell'impalcato una sezione composita acciaio calcestruzzo, si dovranno verificare gli stati tensionali nelle varie fasi della vita utile del ponte. In particolare, considerando la combinazione di carico caratteristica più sfavorevole, si dovrà soddisfare le seguenti condizioni, riportate al paragrafo §4.1.2.2.5.1 delle NTC18:

$$\sigma_c \leq 0{,}6 * f_{ck}$$

$$\sigma_s \leq f_{yk}$$

La limitazione della massima tensione di compressione nel calcestruzzo è dovuta al fatto che rispettando tale valore limite, il fenomeno di creep potrà essere considerato lineare e dunque di facile valutazione.
Il creep è un particolare tipo di deformazione viscosa che caratterizza i materiali viscoelastici sottoposti a carichi permanenti per un periodo di tempo sufficientemente prolungato. Nel calcestruzzo, in particolare, il fenomeno di creep sarà dovuto alla parziale migrazione dell'acqua chimicamente non combinata verso i vuoti disponibili, il che ha come conseguenza una forte dipendenza dalla classe di calcestruzzo, dall'umidità relativa presente, dalla dimensione dell'elemento, dall'entità dei carichi permanenti applicati e dalla maturazione del calcestruzzo al momento dell'applicazione degli stessi.

Tali effetti potranno essere valutati attraverso il coefficiente di omogenizzazione n_L il quale, come si vede al paragrafo §5.4.2.2 delle UNI EN1994 – 1- 1 è assunto pari a:

$$n_L = n_0 * (1 + \psi * \varphi(t, t_0))$$

Dove:

- $n_0 = \frac{E_s}{E_{cm,28}}$ sarà il coefficiente di omogenizzazione per le verifiche a breve termine, ossia senza considerare l'effetto del creep. In particolare, dato il calcestruzzo utilizzato esso sarà pari a 6.06;

- ψ è un coefficiente che tiene conto del tipo di carico assumerà i seguenti valori: 1.1 per i carichi permanenti, 0.55 per l'effetto del ritiro e 0 per le azioni variabili (azioni del traffico, del vento, variazioni di temperatura, ecc.);

- $\varphi(t, t_0)$ è la funzione di creep, la quale si basa su una formulazione empirica e dunque contenente un certo grado di incertezza. Essa assume la seguente forma:

$$\varphi(t, t_0) = \Phi_0 * \beta_c(t - t_0)$$

dove Φ_0 rappresenta il valore base della funzione, il quale dipende dall'umidità dell'ambiente, dalla resistenza caratteristica del calcestruzzo utilizzato e dal tempo; il termine $\beta_c(t - t_0)$ invece rappresenta l'evoluzione del creep nel tempo.

Questi due termini si possono valutare sfruttando le formulazioni riportante nelle UNI EN 1992 1-1:

$$\Phi_0 = \Phi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0)$$

$$\Phi_{RH} = 1 + \frac{1 - {RH}/{RH_0}}{0{,}46 * ({h}/{h_0})^{1/3}}$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5{,}3}{({f_{cm}}/{f_{cm,0}})^{0{,}5}}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0{,}1 + ({t_0}/{t_1})^{0{,}2}}$$

t0	RH	RH,0	h	h0	f,ck	f,cm	f,cm0	t1	φ,RH	β(f,cm)	β(t0)	φ,0
[giorni]	[%]	[%]	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[giorno]	[-]	[-]	[-]	[-]
28	70	100	320	100	35	43	10	1	1,61	2,56	0,49	**2,01**

Per quanto riguarda la formulazione dell'evoluzione del creep nel tempo, si avrà:

$$\beta_c(t - t_0) = [\frac{(t - t_0)/t_1}{\beta_H + (t - t_0)/t_1}]^{0{,}3}$$

$$\beta_H = 150 * \left[1 + \left(1{,}2\frac{RH}{RH_0}\right)^{18}\right] * \frac{h}{h_0} + 250 \leq 1500$$

Fase	t	t0	t1	RH	RH,0	h	h0	β,RH	βc(t-t0)
[-]	[giorno]	[giorno]	[giorno]	[%]	[%]	[mm]	[mm]	[-]	[-]
Carico permanenti non strutturali	28	28	1	70	100	320	100	750,81	**0,00**
Apertura traffico	56	28	1	70	100	320	100	750,81	**0,37**
Fine vita utile (75 anni)	27375	28	1	70	100	320	100	750,81	**0,99**

Le funzioni di creep da utilizzare saranno dunque le seguenti:

t	φ(t,t0)
[giorno]	[-]
28	0
56	0,74
27375	2,00

Infine, i coefficienti di omogenizzazione per i diversi tipi di carico e per le diverse fasi di carico saranno riportati nella seguente tabella conclusiva:

n,L		t = 28 giorni	t = 56giorni	t= 75 anni
		φ(t,t0)=0	φ(t,t0)=0,74	φ(t,t0)=2,00
Carichi permanenti	ψ=1,1	**6,06**	**11,00**	**19,36**
Ritiro	ψ=0,55	**6,06**	**8,53**	**12,71**
Azioni variabili	ψ=0	**6,06**	**6,06**	**6,06**

Potendo ora valutare la distribuzione tensionale nella sezione composita, si deve preliminarmente fare una premessa in merito l'altezza di soletta in calcestruzzo. Nelle verifiche allo SLU si è considerata un'altezza pari a 188mm, dei quali 160mm si riferiscono alla soletta piena al di sopra della piattabanda della trave metallica ed i restanti 28mm corrispondono all'altezza equivalente di calcestruzzo all'interno della lamiera grecata fissata all'anima della stessa trave. Nelle analisi agli SLE si considererà solo la soletta al di sopra della piattabanda, ossia 160mm. In questo modo la trattazione risulterà più semplice ma sempre a favore di sicurezza, poiché si considererà una rigidezza molto inferiore rispetto a quella reale.

Si premette, inoltre, che nell'analisi delle tensioni si valuteranno solo le tensioni sul lembo inferiore della trave (complessivamente di trazione) e sul lembo superiore della soletta (complessivamente di compressione). Questa scelta è dovuta al fatto che, come si vedrà nelle tabelle successive, l'asse neutro nelle varie fasi di carico sarà sempre prossimo alla zona di contatto tra i due materiali, rendendo le tensioni al lembo superiore della trave ed inferiore del calcestruzzo sempre molto piccole e dunque poco significative ai fini delle verifiche.

Fase 1

La prima fase di carico da analizzare consiste nel valutare le tensioni dovute al peso proprio della trave di acciaio e del getto di calcestruzzo, i quali agiranno solo sulla trave in carpenteria.

Sezione	Ix	y	g1,steel	g1,soletta	M,g1	σs,1
[-]	[cm4]	[mm]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm]	[MPa]
IPE330	11770	165	0,64	11,75	27,32	**38,29**

Fase 2 (28 giorni)
Durante la seconda fase, a 28 giorni, si valuta la distribuzione tensionale nella sezione composita una volta caricata la struttura con i carichi permanenti non strutturali.
In questa fase, facendo riferimento alla tabella dei coefficienti di omogenizzazione, si valuteranno le tensioni facendo riferimento ad un valore pari a 6.06.
Andando ad annullare il momento statico della sezione omogenizzata e ipotizzando che in questa fase l'asse neutro tagli la soletta in calcestruzzo, si avrà:

$$\frac{b_{eff} * x^2}{2} = n_L * A_a * (\frac{h}{2} + h_c - x)$$

$$I_{comp} = I_a + A_a * (\frac{h}{2} + h_c - x)^2 + \frac{b_{eff} * x^3}{3 * n_L}$$

n,L	A,a	b,eff	h/2	hc	x	I,comp
[-]	[mm2]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[cm4]
6,06	6261	810	165	160	**134**	**45330,95**

g2	M,g2	σs,2	σc,2
[kN/m]	[kNm]	[MPa]	[MPa]
10,00	22,05	**17,33**	**-1,07**

Dopo 28 giorni, sommando le tensioni appena ottenute con quelle valutate nella fase 1, si avrà:

VERIFICA 28 GIORNI					
σs,1	σs,2	σs	σc	σs,LIMITE	σc, LIMITE
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
38,29	17,33	**55,62**	**-1,07**	355	-21

Fase 3 (56 giorni)
La fase 3 rappresenta il momento in cui il ponte viene aperto al traffico, facendo sì che vengano applicati i carichi variabili sulla struttura. In questa fase, il coefficiente di omogenizzazione assumerà due diversi valori se si analizza l'effetto dei carichi permanenti o l'effetto dei carichi variabili.

- Carichi permanenti non strutturali: G2 (n_L=11)

La valutazione degli effetti dei carichi permanenti non strutturali dovrà essere valutata nuovamente, poiché, essendosi sviluppato il creep per 28 giorni, si sarà sviluppata nella sezione una nuova ridistribuzione delle tensioni dovuta all'abbassamento dell'asse neutro e ad una riduzione dell'inerzia della sezione composta normalizzata rispetto all'acciaio. Come conseguenza, le tensioni nella trave metallica aumenteranno, mentre le tensioni nella soletta di calcestruzzo si ridurranno.
L'approfondimento dell'asse neutro, nel caso non tagli più la soletta, si valuterà sempre andando ad annullare il momento statico della sezione, ma in questo caso si calcolerà con la seguente espressione:

$$A_c * \left(x - \frac{h_c}{2}\right) = n_L * A_a * (\frac{h}{2} + h_c - x)$$

Con la nuova posizione dell'asse neutro si calcolerà la nuova inerzia normalizzata rispetto all'acciaio:

$$I_{comp} = I_a + \frac{I_c}{n_L} + A_a * (\frac{h}{2} + h_c - x)^2 + \frac{A_c}{n_L} * (x - h_c)^2$$

Si ottiene:

n	A,a	b,eff	h/2	hc	x	A,c	I,c	I,comp
[-]	[mm2]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm2]	[cm4]	[cm4]
11	6261	810	165	160	**165**	129600	109083,5	**30337,88**

g2	M,g2	σs, 2*	σc,2*
[kN/m]	[kNm]	[MPa]	[MPa]
10	22,05	**23,62**	**-1,09**

- Carichi variabili: Q (n_L=6.06)

Per quanto riguarda i carichi variabili si considerano solo i carichi del traffico. Tale affermazione è giustificata dal fatto che, poiché da una parte, essendo la sezione in classe 1, è possibile trascurare l'effetto della variazione termica agli SLE e, dall'altra, l'azione del vento non va a sommarsi all'effetto sfavorevole del traffico e dunque anch'essa trascurata. Andando ad osservare il valore del massimo momento flettente dovuto alle azioni del traffico nella combinazione caratteristica, si avrà:

M,q	n	x	I,comp	σs, 3	σc, 3
[kNm]	[-]	[mm]	[cm4]	[MPa]	[MPa]
380,00	6,06	134	45330,95	**298,57**	**-18,51**

Essendo le tensioni molto elevate e vicino alle resistenze del materiale, si sfrutta il fatto che la trave sia incastrata agli estremi e considerare l'effetto secondario del creep.
Essendo, infatti, la trave in esame iperstatica, la deformazione impressa del creep sarà non compatibile con i vincoli esterni, producendo un nuovo stato deformativo elastico tale per cui la deformazione totale della sezione sarà compatibile e congruente.
Un metodo semplice per valutare l'effetto secondario del creep consiste nel considerare una variazione di temperatura fittizia lungo la sezione, simulando così la variazione di curvatura nella sezione di trave più sollecitata.
Considerando, infatti, la sezione di mezzeria, si andrà ad uguagliare la variazione di curvatura dovuta, da una parte alla variazione di inerzia a causa del creep e dall'altra parte ad una variazione di temperatura fittizia:

$$\left.\begin{aligned} \Delta\kappa_\varphi &= \frac{M_0}{E_a * I_{fase3}} - \frac{M_0}{E_a * I_{fase2}} \\ \Delta\kappa_T &= \frac{\Delta T_{MP}}{h} * \alpha_T \end{aligned}\right\} \quad \Delta T_{MP} = \frac{M_0 * h}{E_a * \alpha_T} * [\frac{1}{I_{fase3}} - \frac{1}{I_{fase2}}]$$

Si ottiene:

M0	h	Ea	α,T	I,fase3	I,fase2	ΔT,MP
[kNm]	[mm]	[GPa]	[C°-1]	[cm4]	[cm4]	[C°]
22,05	490	210	0,000012	30337,88	45330,95	4,67

Tale variazione di temperatura, sfruttando il metodo semplificato per valutare gli effetti delle deformazioni impresse, produrrà sulla sezione composta un'azione di compressione nel baricentro della soletta ed un'azione di flessione prodotta dalla stessa compressione. Tale azione di compressione verrà bilanciata da un'azione di trazione, agente esclusivamente sulla sezione di calcestruzzo.

$$N_t = E_c^* * \alpha_T * \Delta T_{MP} * A_c$$

$$N_c = -N_t$$

$$M = N_c * e$$

Si ottengono i seguenti risultati:

E,c*	A,c	N	e	M	σs, ΔT_{MP}	σc, ΔT_{MP}
[Gpa]	[mm2]	[kN]	[mm]	[kNm]	[MPa]	[MPa]
34,65	129600,00	251,91	53,83	13,56	**-10,67**	**1,26**

A 56 giorni si avrà dunque:

VERIFICA 56 GIORNI					
σs,1	**σs,2***	**σs,3**	**σs,ΔT_{MP}**	**σs**	**σs,LIMITE**
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
38,29	23,62	298,57	-10,67	**349,81**	355

σc,1	**σc,2***	**σc,3**	**σc,ΔT_{MP}**	**σs**	**σc, LIMITE**
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
0,00	-1,09	-18,51	1,26	**-18,34**	21

Fase 4 (fine vita utile)

Infine, si valuta lo stato tensionale alla fine della vita utile della struttura, equivalente a 75 anni.

Si valuterà nuovamente lo stato tensionale dovuto ai carichi permanenti ed all'effetto secondario del creep utilizzando i nuovi coefficienti di omogenizzazione. Si valuterà, successivamente, anche l'effetto del ritiro del calcestruzzo e si sommeranno gli effetti della fase 1 e le tensioni dovute ai carichi variabili, indipendenti dal creep e per questo costanti in ogni fase.

- Carichi permanenti non strutturali: G2 (n_L=19.36)

Facendo gli stessi ragionamenti fatti nella fase precedente, si avrà:

n	**A,a**	**b,eff**	**h/2**	**hc**	**x**	**I,comp**
[-]	[mm2]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[cm4]
19,36	6261	810	165	160	**198**	**24219,66**

g2	**M,g2**	**σs,2****	**σc,2****
[kN/m]	[kNm]	[MPa]	[MPa]
10,00	22,05	**26,55**	**-0,93**

- Effetto secondario del creep

Come nel caso precedente si valutano gli effetti favorevoli dovuti all'effetto secondario del creep, considerando, una maggiore variazione di curvatura a causa della grande diminuzione di inerzia della sezione composita. In particolare, si avrà:

M0	h	Ea	α,T	I,fase4	I,fase2	ΔT,MP
[kNm]	[mm]	[GPa]	[C°-1]	[cm4]	[cm4]	[C°]
22,05	490	210	0,000012	24219,66	45330,95	8,24

E,c*	A,c	N	e	M	σs, ΔT_{MP}	σc, ΔT_{MP}
[Gpa]	[mm2]	[kN]	[mm]	[kNm]	[MPa]	[MPa]
34,65	129600	444,31	53,83	23,92	**-28,83**	**3,43**

- Ritiro

Il ritiro è un'ulteriore deformazione impressa che agisce sulla sezione di solo calcestruzzo che si sviluppa nel tempo. Essa, essendo dovuta all'evaporazione dell'acqua presente nel calcestruzzo, produrrà una riduzione volumica dello stesso, che reagirà a tale deformazione con la nascita di uno sforzo di trazione nella sola soletta e dunque non congruente. La valutazione delle tensioni a causa del ritiro si valuterà esattamente come si è valutato l'effetto secondario del creep.

In particolare, per calcolare il valore della deformazione per ritiro si può sfruttare la seguente tabella, riferita ad un periodo pari a 70 anni e in cui i valori dovranno essere moltiplicati per $x10^{-3}$.

DRY AMBIENT (INTERNAL) RH=50%			HUMID AMBIENT (EXTERNAL) RH=80%		
HYDRAULIC RADIUS 2Ac/u [mm]					
50	150	600	50	150	600
-0,57	-0,56	-0,47	-0,32	-0,31	-0,26

Facendo un'interpolazione lineare, per un RH=70% ed un h=320mm si ottiene un valore pari a:

$$\varepsilon_{cs} = -0.37 * 10^{-3}$$

n	**A.a**	**b,eff**	**h/2**	**hc**	**x**	**I,comp**
[-]	[mm2]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[cm4]
12,71	6261	810	165	160	**173**	**28549,46**

ε,cs	E,c*	A,c	N	e	M	σs, ε_{cs}	σc, ε_{cs}
[-]	[Gpa]	[mm2]	[kN]	[mm]	[kNm]	[MPa]	[MPa]
0,00037	16,52	129600	792,28	93,21	73,85	**-82,00**	**6,11**

Si avrà dunque:

VERIFICA 75 ANNI						
σs,1	**σs,2****	**σs,3**	**σs,ΔT**	**σs,ε**	**σs**	**σs,LIMITE**
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
38,29	26,55	298,57	-28,83	-82,00	**252,58**	355

σc,1	σc,2**	σc,3	σc,ΔT	σc,ε	σc	σc, LIMITE
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
0,00	-0,93	-18,51	3,43	6,11	**-9,90**	21

3.4.3 Calcolo dell'armatura trasversale mediante effetti locali della soletta

Il calcolo dell'armatura trasversale della soletta di calcestruzzo viene valutata studiando gli effetti locali dei carichi permanenti e del traffico sull'impalcato.
In particolare, si dovrà inizialmente valutare la dispersione del carico puntuale del LM1, il quale, avendo un'impronta pari a 40cm, in mezzeria della soletta si disperderà fino ad avere un lato pari ad 82cm.
Sapendo, infatti, che l'angolo di dispersione sarà pari a 45°, l'impronta a livello della mezzeria della soletta si calcola con la seguente espressione:

$$b = a + 2 * (h_{pav} + {}^{h_{sol}}/_{2})$$

a	h,pav	h,sol	b
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
40	13	16	82

Il carico concentrato di 150kN diventerà dunque pari a 223kN/m^2.

Tramite il software Advance Design si studia l'elemento piastra considerando i carichi del traffico ed i carichi permanenti. Le sollecitazioni ottenute faranno sì che si dovranno realizzare 2 maglie, una inferiore ed una superiore di diametro **Φ16/20cm** (equivalente a 1005 mm^2/m).
Si osserva che l'armatura scelta rispetta il valore minimo richiesto dal fenomeno di shear lag, il quale, si ricorda, richiedeva un'armatura minima di 562 mm^2/m.

Si riportano le immagini del modello con i carichi considerati:

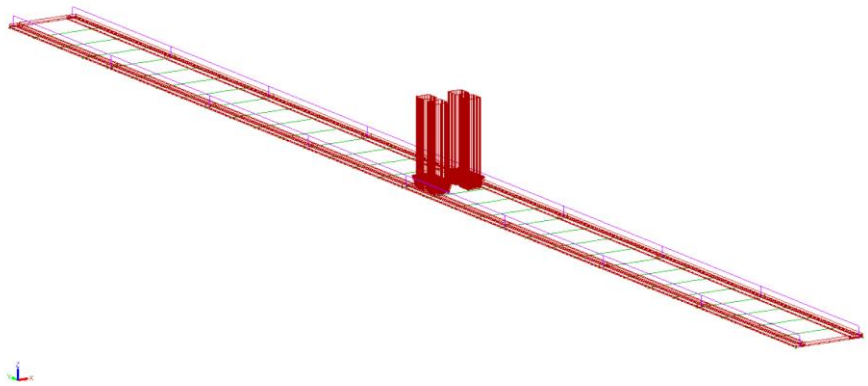


Figura 3.81 - Applicazione dei carichi per valutare gli effetti locali

Le armature necessarie nella combinazione di carico più sfavorevole sono diagrammate nelle immagini successive:

- Direzione longitudinale inferiore

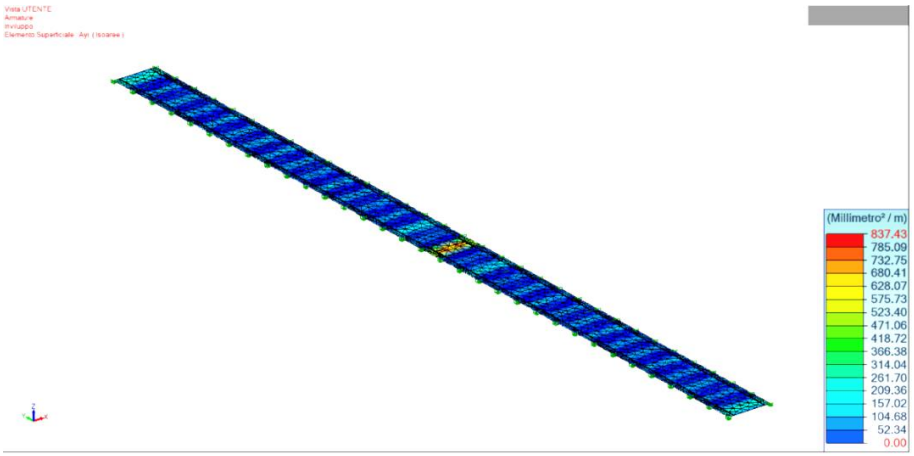


Figura 3.82 - Armatura necessaria in direzione longitudinale, livello inferiore

- Direzione longitudinale superiore

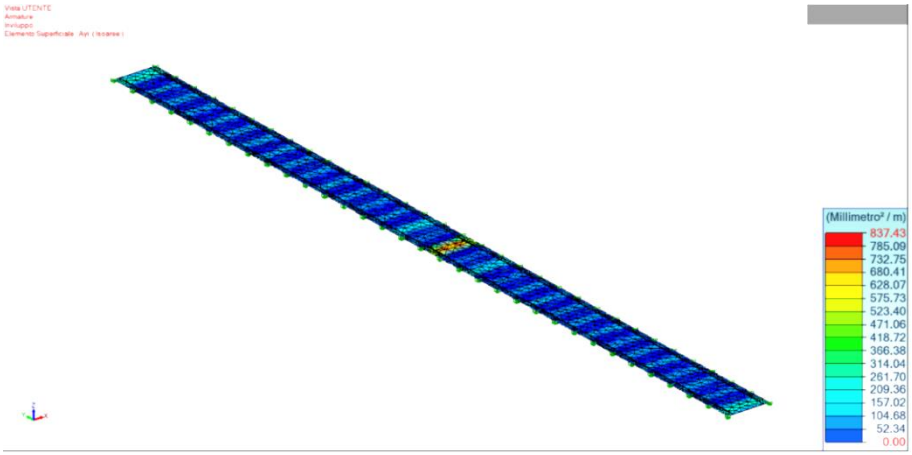


Figura 3.83 - Armatura necessaria in direzione longitudinale, livello superiore

- Direzione trasversale inferiore

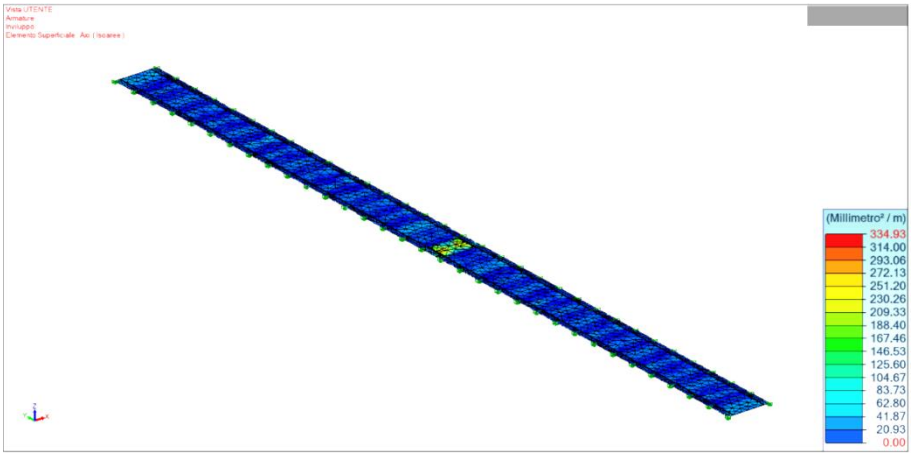


Figura 3.84 - Armatura necessaria in direzione trasversale, livello inferiore

- Direzione trasversale superiore

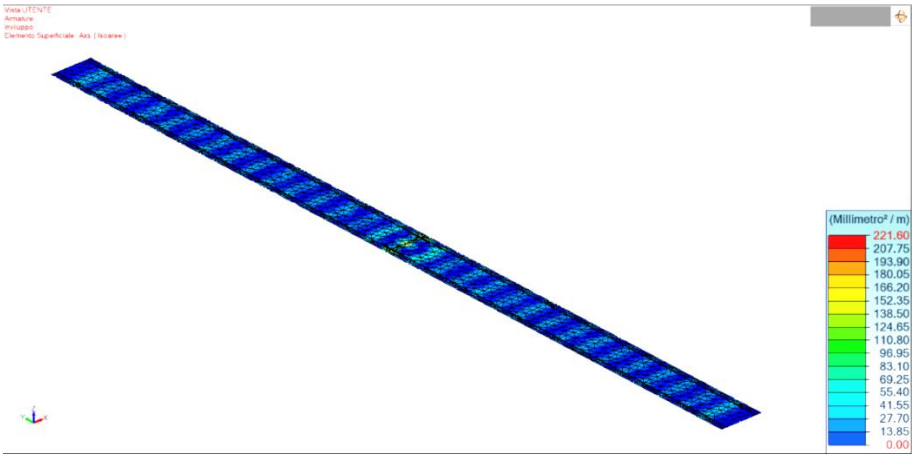


Figura 3.85 - Armatura necessaria in direzione trasversale, livello superiore

Tale Schema di carico, però, non tiene conto degli effetti dinamici legati al passaggio dei veicoli sui giunti d'espansione. Nel caso in esame, dunque, si dovrà verificare che l'armatura progettata sia sufficiente a resistere alle azioni maggiorate di un 30% a causa, appunto degli effetti dinamici, i quali graveranno sull'armatura trasversale dell'implacato.

Come si vede dall'immagine a fianco, l'effetto dovuto all'amplificazione dinamica viene risentito sino a 6m di distanza.

Nel modello di calcolo, dunque, si posiziona il carico Tandem in prossimità dell'inizio dell'impalcato, con un valore maggiorato del 30%, dunque pari a 290kN/m^2.

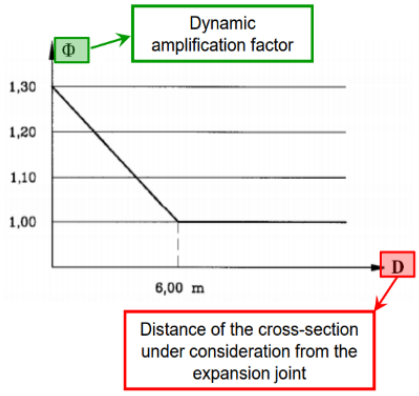


Figura 3.86 - Andamento coefficiente di amplificazione dinamica - Immagine tratta dalle slides del corso "Bridges construction and design", Politecnico di Torino, a.a. 2019/2020

I risultati sono riportati nelle immagini seguenti:

- Tasso di lavoro armatura trasversale inferiore

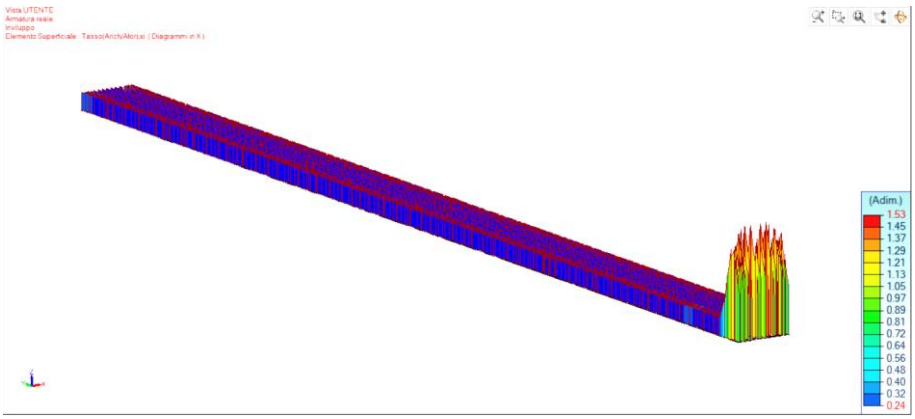


Figura 3.87 - Tasso di lavoro armatura trasversale inferiore

- Tasso di lavoro armatura trasversale superiore

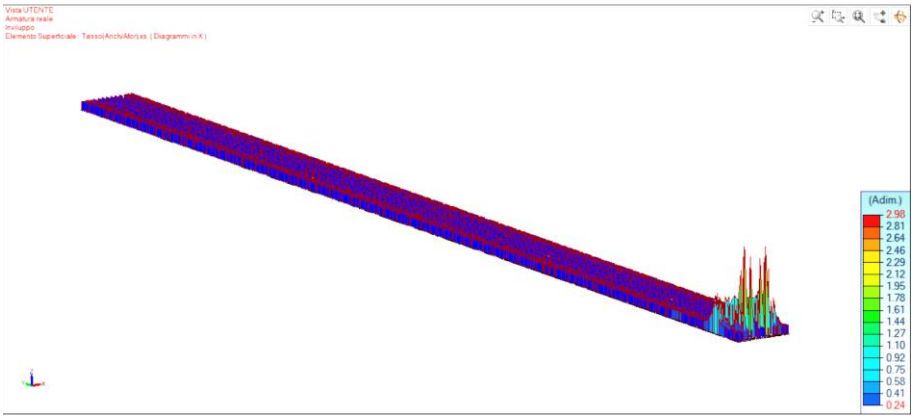


Figura 3.88 - Tasso di lavoro armatura trasversale superiore

Si osserva che l'armatura trasversale Φ16/20cm non è sufficiente a contenere gli effetti dinamici. Si prevede dunque, per i 5m di estremità dell'impalcato, un'armatura trasversale **Φ20/10cm** superiore e inferiore, ottenendo i nuovi tassi di lavoro:

- Tasso di lavoro armatura trasversale inferiore

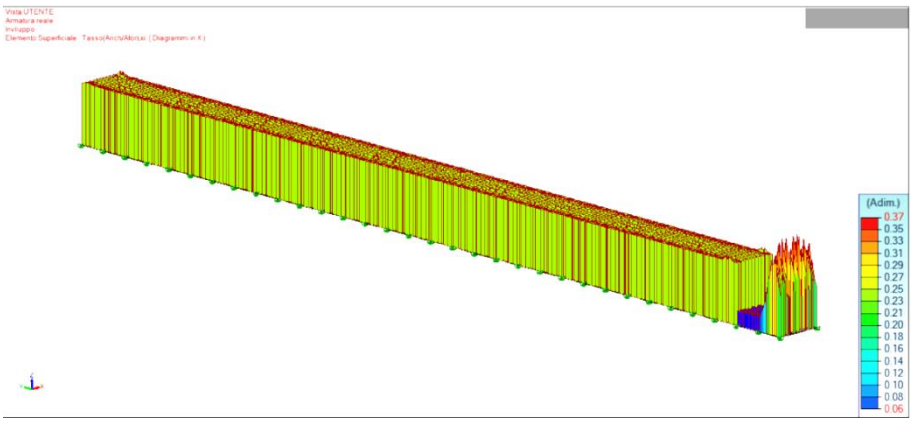


Figura 3.89 - Tasso di lavoro armatura trasversale inferiore

- Tasso di lavoro armatura trasversale superiore

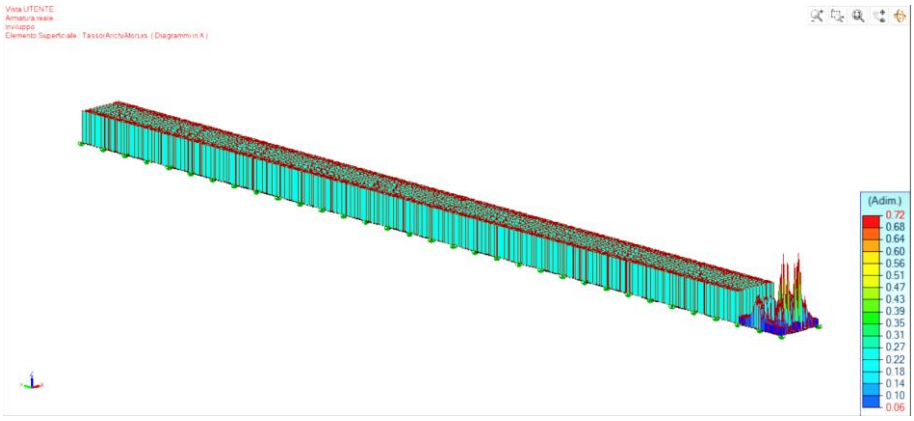


Figura 3.90 - Tasso di lavoro armatura trasversale superiore

L'armatura così progettata è dunque sufficiente a contenere gli effetti dinamici.

3.4.4 Verifica di fessurazione

Facendo riferimento al paragrafo §4.1.2.2.4 delle NTC18, si pone come limite di apertura delle fessure uno dei seguenti valori nominali:

w1	w2	w3
[mm]	[mm]	[mm]
0,2	0,3	0,4

Il valore di riferimento viene individuato sfruttando la seguente tabella:

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Tab.4.1.IV. - NTC2018

Considerando una condizione ambientale aggressiva (classe di esposizione XD1) ed un'armatura poco sensibile, il valore limite sarà rappresentato per una condizione di frequente da w_2 pari a 0.3mm.

Grazie al software di calcolo si riportano i valori di fessurazione della soletta:

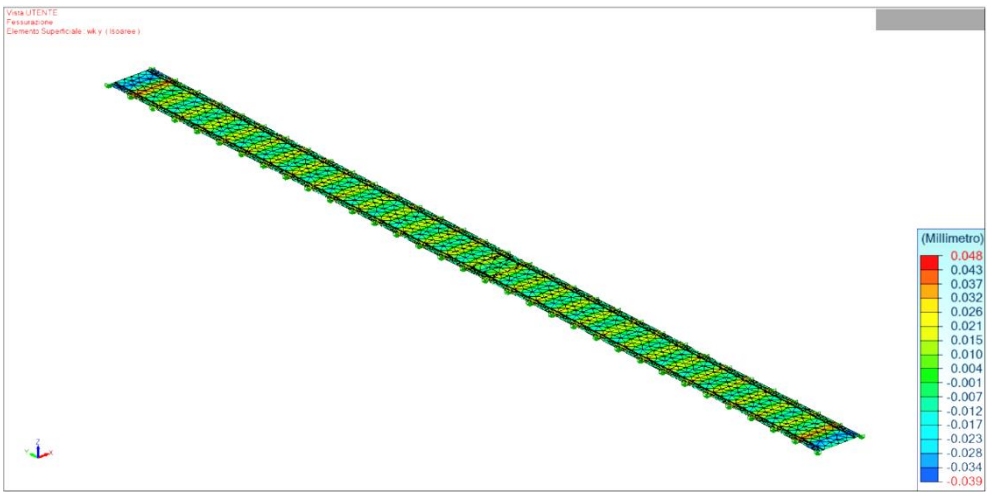


Figura 3.91 - Valori della fessurazione nella soletta di calcestruzzo

Si osserva che la verifica è ampiamente soddisfatta.

3.4.5 Verifica a fatica

Per le strutture soggette a carichi ciclici deve essere verificata la resistenza a fatica, considerando una distribuzione temporale delle azioni coerente con la tipologia strutturale in esame e con il regime d'impegno previsto nel costo della vita nominale. In particolare, come riportato al paragrafo §4.2.4.1.4 delle NTC18, dovrà essere verificato che:

$$\Delta_d \leq {}^{\Delta_R}/_{\gamma_{Mf}}$$

Dove:

- Δ_d è l'escursione di tensione prodotta dalle azioni cicliche di progetto che inducono fenomeni di fatica relativa ad un coefficiente di sicurezza paria 1,00;
- Δ_R è la resistenza a fatica per la relativa categoria dei dettagli costruttivi, come desumibile dalle curve S-N di resistenza a fatica, per il numero totale di cicli di sollecitazione N applicati durante la vita di progetto richiesta;
- γ_{Mf} è il coefficiente di sicurezza che dipende dal tipo di elemento considerato nella verifica e dalla sensibilità della struttura alla rottura a fatica. In particolare, i diversi valori sono riportati nella tabella seguente, presente all'interno dell'EC3-1-9:

Assessment method	Consequence of failure	
	Low consequence	High consequence
Damage tolerant	1,00	1,15
Safe life	1,15	1,35

Figura 3.92 - Coefficienti di sicurezza nelle verifiche a fatica - EC3-1-9

Per la verifica a fatica, si decide di utilizzare il metodo semplificato proposto dall'EC3-2.
Attraverso questo metodo, il ponte dovrà essere caricato sfruttando lo Schema di carico a fatica 3, il quale è caratterizzato da un veicolo a 4 assi, ciascuno di peso pari a 120kN:

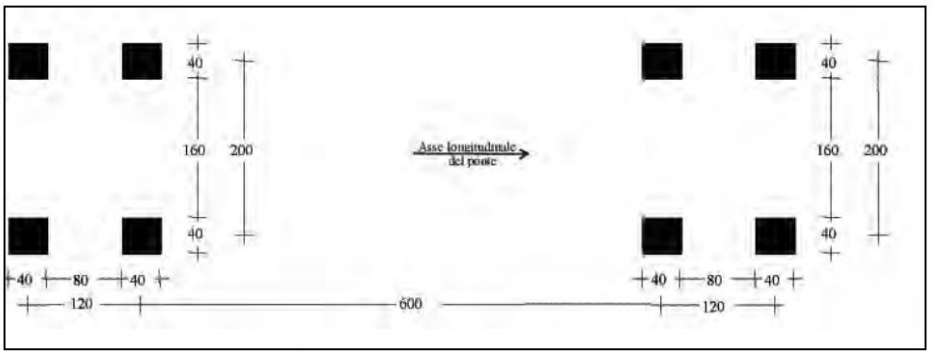


Figura 3.93 - Modello di carico a fatica - NTC2018

Noto il modello di carico si valuta allora Δ_d, il quale verrà calcolato con la seguente espressione:

$$\Delta_d = \Delta\sigma_{E2} = \lambda * \phi_2 * \Delta_p$$

Dove:

- λ è il coefficiente di danno equivalente ed è pari a $\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 \leq \lambda_{max}$. A favore di sicurezza, in prima analisi si considererà $\lambda = \lambda_{max}$. Il valore di λ_{max} si può ricavare dal diagramma seguente:

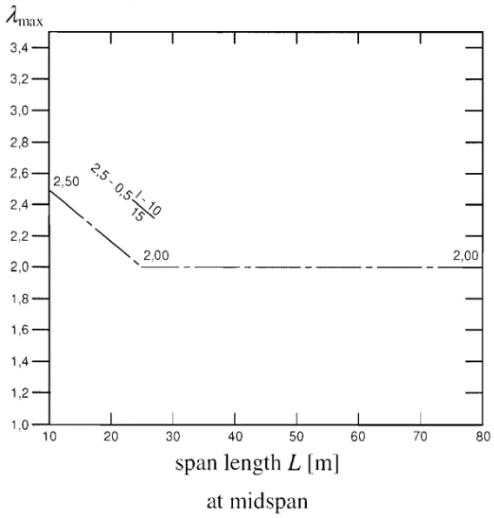


Figura 3.94 – Andamento di λ_{max} al variare della luce del ponte – EC3-1-9

- ϕ_2 è il coefficiente che tiene in conto gli effetti dinamici. Per i ponti stradali, però, gli effetti dinamici sono già inclusi nel FLM3 e dunque tale coefficiente sarà considerato pari ad 1;
- Δ_p è il valore assoluto dell'escursione tensionale massima dovuta al FLM3.

Il modello di calcolo verrà dunque caricato come indicato dal FLM3 (trascurando anche il peso proprio della struttura) in modo da massimizzare gli effetti sugli elementi più sollecitati, come riportato nell'immagine seguente:

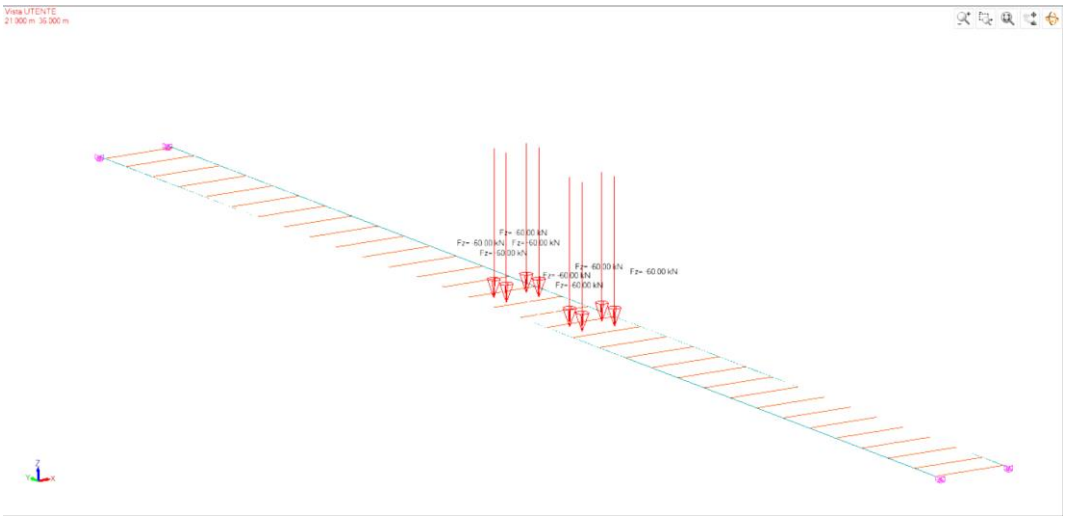


Figura 3.95 - Applicazione forze secondo FLM3 in Advance Design

Da questa disposizione dei carichi si ottengono le seguenti sollecitazioni di momento flettente:

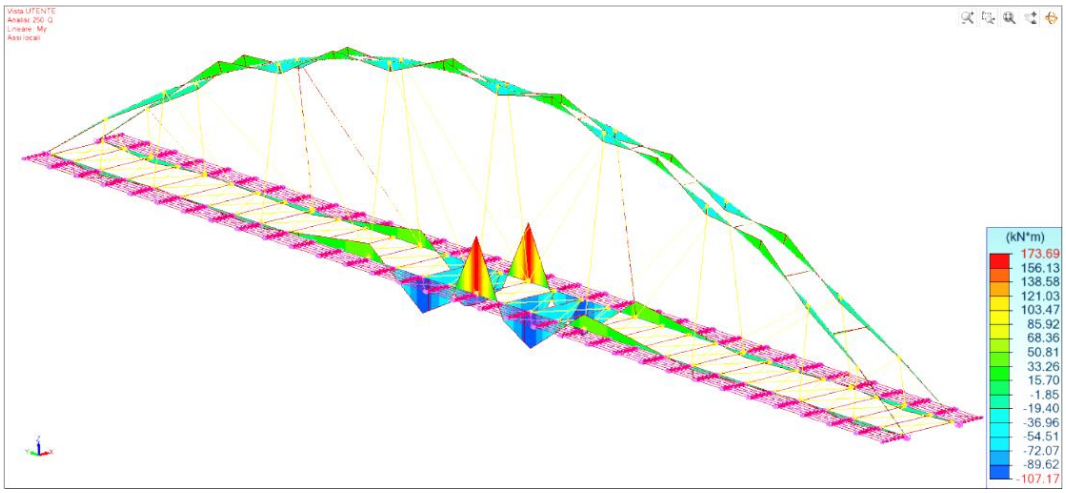


Figura 3.96 - Andamento del momento flettente dopo l'applicazione del FLM3

Si osserva che l'elemento strutturale più sollecitato attraverso questo schema di carico è la trave principale, la quale svilupperà delle tensioni normali fino a 40.88MPa al lembo superiore.

La zona dove si sviluppa questa massima tensione nella trave principale è la stessa dove vengono saldati i fazzoletti per connettere i pendini alla stessa trave. Come si può osservare nella Tab C4.2.XV presente al paragrafo C4.2.4.1.4.3 delle NTC18, il dettaglio costruttivo rappresentato dall'attacco di fazzoletti è caratterizzato da una classe di dettaglio pari ad 80 .

Analizzando ogni tipologia di classe di dettaglio presente nella struttura, si osserva che essa rappresenta la classe di dettaglio minore e dunque il caso più sfavorevole.

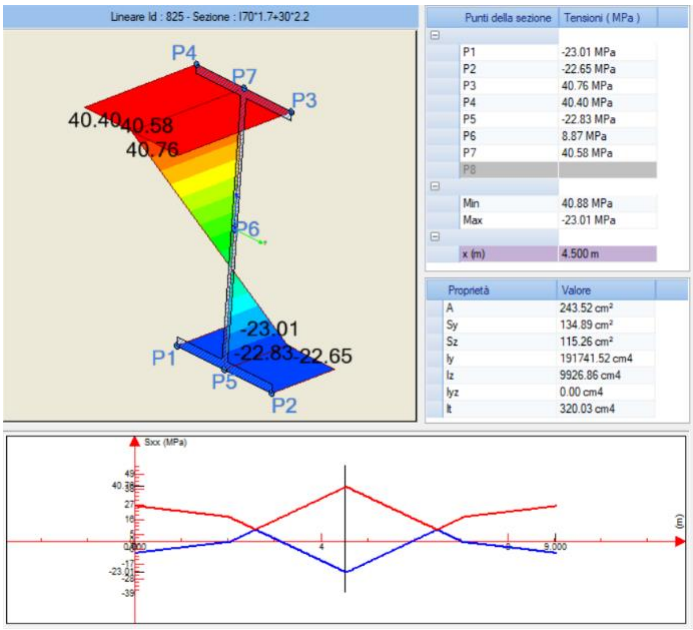
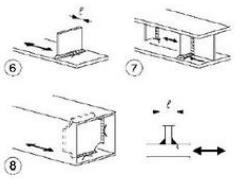


Figura 3.97 - Andamento tensionale nelle travi principali

Si riporta la tabella sopra citata, il cui caso specifico è il numero 7, condizione (a).

80 (a) 71 (b)		Attacchi trasversali 6) Saldati a una piastra 7) Nervature verticali saldate a un profilo o a una trave composta 8) Diagrammi di travi a cassone composte, saldati all'anima o alla piattabanda (a) $\ell \leq 50$ mm (b) $50 < \ell \leq 80$ mm Le classi sono valide anche per nervature anulari	6) e 7) Le parti terminali delle saldature devono essere molate accuratamente per eliminare tutte le rientranze presenti 7) Se la nervatura termina nell'anima, $\Delta\sigma$ deve essere calcolato usando le tensioni principali

Tab.C4.2.XV - NTC2018

Eseguendo dunque la verifica si ottengono i seguenti risultati:

Δσp	λ,max	Φ2	γF	Δσ,E2	Δσc	γ,Mf	Tasso di lavoro
[MPa]	[-]	[-]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[%]
40,88	2	1	1	81,76	80	1,15	**117,53**

Si osserva dunque che la verifica non viene soddisfatta.
Si decide allora di andare a calcolare in maniera dettagliata i fattori λ, in modo da ottenere un coefficiente minore di λ_{max}.

- λ_1

Il coefficiente λ_1 dipende dalla lunghezza critica che, per l'elemento strutturale in esame, è riferita alla mezzeria della trave principale, considerata semplicemente appoggiata con L=80m. sfruttando il diagramma riportato nell'immagine seguente, si osserva che λ_1 è pari ad 1.85:

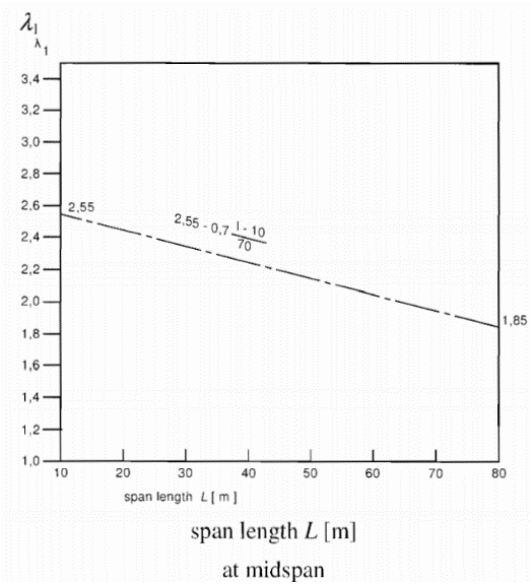


Figura 3.98 - Andamento del coefficiente λ_1 – EC3-1-9

- λ_2

Il coefficiente λ_2 dei passaggi dei mezzi pesanti sulla struttura. In particolare, si potrà sfruttare la seguente formulazione:

$$\lambda_2 = \frac{Q_{M1}}{Q_0} * \left(\frac{N_{obs}}{N_0}\right)^{1/5}$$

Dove

- Q_0 è pari a 480kN
- N_0 è pari a 0.5×10^6
- Q_{M1} rappresenta la media dei pesi lordi dei mezzi pesanti sulla corsia di marcia più lenta
- N_{obs} rappresenta il flusso di veicoli pesanti sulla corsia di marcia lenta

Si deve dunque valutare N_{obs} e Q_{m1}. Il primo parametro può essere ricavato dalla tabella presente al paragrafo § 5.1.4.3 delle NTC18:

Categorie di traffico	Flusso annuo di veicoli di peso superiore a 100 kN sulla corsia di marcia lenta
1 - Strade ed autostrade con 2 o più corsie per senso di marcia, caratterizzate da intenso traffico pesante	$2{,}0x10^6$
2 - Strade ed autostrade caratterizzate da traffico pesante di media intensità	$0{,}5x10^6$
3 - Strade principali caratterizzate da traffico pesante di modesta intensità	$0{,}125x10^6$
4 - Strade locali caratterizzate da traffico pesante di intensità molto ridotta	$0{,}05x10^6$

2Tab.5.1.X - NTC2018

Dato che la strada in esame sarà una strada locale, N_{obs} sarà pari a $0.05x10^6$.
Il valore di Q_{m1}, invece, dati i tipici carichi pesanti passanti su strade locali si può considerare un valore di Q_{m1} = 400kN, ottenendo:

Q,M1	Q0	N,obs	N0	λ2
[kN]	[kN]	[-]	[-]	[-]
400	480	50000	500000	**0,53**

- λ_3

Il coefficiente λ_3 dipende dalla vita utile del ponte in esame, in questo caso pari a 75 anni. Sfruttando la seguente tabella ed eseguendo un'interpolazione lineare, si ottiene che il valore di tale coefficiente sarà pari a 0.9435.

Design life in years	50	60	70	80	90	100	120
Factor λ_3	0,871	0,903	0,931	0,956	0,979	1,00	1,037

Figura 3.99 - Tabella valori di λ_3 - EC3-1-9

- λ_4

Il coefficiente λ_4 tiene in conto dell'interazione tra i flussi dei carichi pesanti nelle diverse corsie presenti. Nel caso in esame, essendo il ponte ad unica corsia, questo parametro verrà assunto pari ad 1.

Concludendo, il nuovo valore di λ sarà pari a:

λ1	λ2	λ3	λ4	λ
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1,85	0,53	0,9435	1	**0,92**

Svolgendo nuovamente la verifica a fatica, si avrà ora:

Δσp	λ,max	Φ2	γF	Δσ,E2	Δσc	γ,Mf	Tasso di lavoro
[MPa]	[-]	[-]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[%]
40,88	0,92	1	1	37,52	80	1,15	**53,93**

La verifica si ritiene dunque soddisfatta.

3.4.6 Verifica nei confronti dei fenomeni aeroelastici

Il vento esercita azioni aerodinamiche d'insieme sulla costruzione, e azioni aerodinamiche locali sui singoli elementi, strutturali e non strutturali, che compongono la costruzione. Esse dipendono dalla forma, dalla dimensione e dall'orientamento della costruzione e dei suoi elementi rispetto alla direzione del vento. Dipendono altresì dalla velocità media e dalla turbolenza del vento. Inoltre, soprattutto per le costruzioni o gli elementi dotati di superfici arrotondate, tali azioni sono strettamente associate al numero di Reynolds e alla scabrezza della superficie.
Le azioni aerodinamiche rappresentano i valori di picco esercitati dal vento sulla costruzione nel suo insieme o sui suoi singoli elementi. In realtà, la non contemporaneità delle azioni di picco riduce le azioni aerodinamiche globali, in misura tanto maggiore quanto più esteso è il corpo considerato. Per contro, l'amplificazione della risposta dinamica dà luogo a spostamenti e sollecitazioni tanto maggiori quanto più la struttura o l'elemento è flessibile e dotato di piccolo smorzamento.
A questo si aggiunga che, a valle delle costruzioni e dei loro elementi, si formano scie vorticose che causano azioni dinamiche prevalentemente trasversali alla direzione del vento e torsionali. Esse possono diventare particolarmente severe per gli edifici alti e per le costruzioni e gli elementi snelli, leggeri e dotati di piccolo smorzamento, soggetti a un distacco alternato di vortici in risonanza con un modo proprio di vibrazione.

Fenomeni aeroelastici
I fenomeni aeroelastici sono fenomeni di interazione fluido-struttura che si manifestano quando gli spostamenti e/o le velocità della struttura o dell'elemento considerato sono tali da alterare, in modo non trascurabile, il campo del flusso e della pressione indotta dal vento. Sono quindi suscettibili a tali fenomeni le strutture leggere, molto flessibili e con piccolo smorzamento. I fenomeni aeroelastici possono essere schematizzati attraverso l'introduzione di azioni aeroelastiche (o auto-eccitate), in generale non lineari, che dipendono dagli spostamenti e dalle velocità della struttura, oltre che dalla velocità media del vento e dai parametri aerodinamici del corpo investito. In ipotesi di piccoli spostamenti, le azioni aeroelastiche possono essere linearizzate, dando luogo a termini direttamente proporzionali agli spostamenti e alle velocità della struttura. Per questa ragione, la dipendenza dal movimento della struttura (spostamento e velocità) fa sì che le azioni aeroelastiche linearizzate possano essere descritte per mezzo di opportune grandezze che modificano le caratteristiche meccaniche della struttura, e in particolare lo smorzamento, quando l'azione auto-eccitata è proporzionale alla velocità, e la rigidezza, quando l'azione auto-eccitata è proporzionale allo spostamento. All'aumentare della velocità media del vento le modifiche sopra descritte sono tali da annullare o rendere negativi la rigidezza e/o lo smorzamento della struttura, producendo condizioni critiche di incipiente instabilità (instabilità aeroelastica). I valori della velocità media del vento per i quali si instaurano le condizioni di instabilità sono detti velocità critiche e dipendono dalle caratteristiche geometriche e meccaniche della struttura. E' compito del progettista fare in modo che tutte le velocità critiche della costruzione siano adeguatamente maggiori della velocità di progetto del vento. In particolare, trattandosi di fenomeni instabili che possono condurre la struttura a forme di collasso catastrofico, è opportuno che la probabilità di accadimento delle velocità critiche sia estremamente piccola. Le instabilità aeroelastiche possono essere classificate in tre categorie principali, in base alla natura fisica del fenomeno che le governa:

- galoppo (*galloping*): è un fenomeno aeroelastico caratterizzato dall'annullamento dello smorzamento della struttura o dell'elemento considerato. Il galoppo è un'instabilità di tipo dinamico che riguarda strutture ed elementi snelli, poco pesanti e dotati di un piccolo rapporto di smorzamento strutturale, caratterizzati da sezioni trasversali di forma non circolare che, sotto determinate condizioni, possano manifestare oscillazioni trasversali di grande ampiezza. Il fenomeno è possibile, anche per velocità modeste, per tutti i cavi, la cui sezione trasversale possa essere modificata dalla presenza di uno strato di ghiaccio, e per i cavi inclinati dei ponti strallati, la cui sezione trasversale possa essere modificata

dalla presenza di un rivolo d'acqua. E' inoltre possibile, al di sopra di velocità critiche generalmente elevate, per strutture alte e snelle, elementi strutturali isolati, pali di illuminazione;

• divergenza torsionale: è un fenomeno aeroelastico caratterizzato dall'annullamento della rigidezza torsionale. La divergenza torsionale è un'instabilità di tipo statico che riguarda strutture contraddistinte da una forma appiattita nella direzione del flusso incidente e da un'intrinseca debolezza nei riguardi delle azioni torsionali. Il fenomeno può coinvolgere strutture sottili e flessibili simili a lamine, quali le insegne, i cartelloni, le tettoie, le pensiline e gli impalcati da ponti sorretti da cavi;

• *flutter*: è un fenomeno aeroelastico associato alla modifica sia della rigidezza che dello smorzamento della struttura. Il *flutter* è un'instabilità dinamica che coinvolge in generale due gradi di libertà: lo spostamento trasversale alla direzione del flusso e la rotazione torsionale (*flutter* classico). In casi particolare il flutter si manifesta in un singolo grado di libertà (*stall flutter*). Lo *stall flutter* è stato osservato per una grande varietà di strutture appiattite, come le pensiline, i segnali stradali e gli impalcati da ponte sorretti da cavi, soprattutto in relazione ai modi di vibrazione torsionali. Il flutter classico è molto pericoloso per i ponti sospesi e strallati dove possono verificarsi situazioni di accoppiamento modale flesso-torsionale a due gradi di libertà. In generale, il flutter classico si verifica per modi aventi frequenze ravvicinate e forme modali simili, con lo stesso numero (e all'incirca la stessa posizione) dei punti di nullo (nodi).

Si osservi che la sincronizzazione causata dal distacco dei vortici è un fenomeno di natura aeroelastica (cioè dovuto alla interazione flusso-struttura) con caratteristiche profondamente diverse da quelle degli altri fenomeni sopra descritti (galoppo, divergenza torsionale, *flutter*). Essa si presenta per valori discreti della velocità media del vento, e la struttura può essere progettata e/o verificata per sopportare le azioni derivanti da queste situazioni (non derivando da questo fenomeno alcuna forma di instabilità).

3.4.6.1 Galoppo

Il galoppo è un fenomeno di instabilità aeroelastica che può manifestarsi per strutture snelle ed elementi allungati con sezione non circolare (ad esempio rettangolari, ad L, ad I, ad U, a T).

Il fenomeno del galoppo è dovuto all'azione combinata delle forze aerodinamiche trasversali (di portanza) e longitudinali (di resistenza) che agiscono sulla sezione della struttura o dell'elemento strutturale preso in esame.

Si consideri una generica sezione rappresentativa di un corpo snello soggetto ad un regime bidimensionale di flusso nel piano della sezione trasversale, e siano noti il valore medio della forza di resistenza *D* e della forza di portanza *L* (per unità di lunghezza), prodotte da una velocità media del vento v_m agente secondo un generico angolo di attacco α. Le forze *D* e *L* risultano funzioni dei coefficienti aerodinamici di resistenza, $c_D(\alpha)$, e di portanza, $c_L(\alpha)$, rispettivamente, i quali a loro volta dipendono principalmente dalla forma del corpo e dall'angolo di attacco del flusso α. I coefficienti aerodinamici di resistenza c_D e di portanza c_L coincidono con i coefficienti di forza per unità di lunghezza c_{fX} e c_{fY}, rispettivamente, quando l'asse X nel piano della sezione coincide con la direzione del vento incidente.

Quando la sezione è libera di muoversi, l'angolo di attacco (apparente) diventa funzione della velocità del moto trasversale; ciò dà origine (in termini equivalenti) ad uno smorzamento aerodinamico che si somma allo smorzamento strutturale.

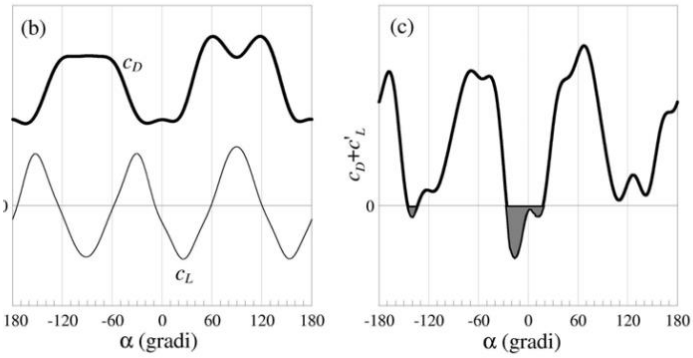


Figura 3.100 - Andamento dei coefficienti aerodinamici di resistenza – CNR-DT 207 R1/2018

Il fenomeno del galoppo si verifica quando lo smorzamento complessivo si riduce fino ad annullarsi e a diventare negativo. La condizione necessaria di instabilità per galoppo in direzione trasversale al flusso è fornita dalla relazione:

$$[c'_L + c_D] < 0$$

Essendo il coefficiente aerodinamico di resistenza c_D strettamente positivo per qualsiasi forma della sezione e direzione del vento, un sistema può diventare instabile in direzione trasversale al flusso solo se la derivata prima del coefficiente di portanza c_L è negativa e, in modulo, maggiore del coefficiente di resistenza c_D. In particolare, le sezioni circolari isolate (ad esempio le sezioni dei cavi) non possono sviluppare condizioni di galoppo a causa della loro polar-simmetria rispetto al flusso incidente (che comporta $c'_L=0$). Viceversa, quando la sezione del cavo si ricopre di ghiaccio o di un rivolo d'acqua, cambiando forma, si possono instaurare fenomeni di galoppo o, nel secondo caso, fenomeni instabili analoghi al galoppo.

Si assume che l'asse cartesiano X nel piano della sezione strutturale coincida con la direzione del vento, e che il flusso incidente sia ortogonale alla linea d'asse Z della struttura. Si assume, inoltre, che le frequenze naturali della struttura siano sufficientemente lontane tra loro (assenza di condizioni di risonanza interna) al fine di poter schematizzare le vibrazioni della struttura mediante un solo modo di oscillazione flessionale, in direzione trasversale al flusso del vento.
L'instabilità per galoppo si verifica quando si annulla lo smorzamento complessivo del sistema (condizione critica di galoppo), in corrispondenza dell'i-esimo modo trasversale alla direzione del flusso. Tale situazione si realizza quando la velocità media del vento v_m è uguale alla velocità critica di galoppo $v_{G,i}$. Essa è fornita dalla relazione:

$$v_{G,i} = \frac{8\pi * m_{e,i} * n_{L,i} * \xi_{L,i}}{\rho * b * a_G} = \frac{2 * n_{L,i} * b * Sc_i}{a_G}$$

dove:

- $m_{e,i}$ è la massa equivalente per unità di lunghezza relativa all'i-esimo modo trasversale;
- $n_{L,i}$ è la frequenza naturale relativa all'i-esimo modo trasversale;
- $\xi_{L,i}$ è il rapporto di smorzamento relativo al critico dell'i-esimo modo trasversale, avendo escluso il contributo dello smorzamento aerodinamico;
- ρ è la densità dell'aria, il cui valore raccomandato è 1,25 kg/m^3;
- b è la larghezza di riferimento della sezione trasversale, corrispondente al fattore di instabilità per galoppo, valutata alla quota della sezione di massima ampiezza dell'i-esimo modo di vibrazione trasversale;
- Sc_i è il numero di Scruton per l'i-esimo modo di vibrazione trasversale;

- a_G è il fattore di instabilità da galoppo; esso è uguale alla somma, cambiata di segno, della derivata prima del coefficiente di portanza c_L e del coefficiente di resistenza c_D, valutati per un angolo di attacco α=0 rispetto all'asse X:

$$a_G = [c'_L + c_D]_{\alpha=0}$$

In assenza di valutazioni più accurate, il valore di a_G può essere assunto dalla seguente tabella:

Sezione trasversale	a_G		Sezione trasversale	a_G	
ghiaccio; ghiaccio su cavi; ghiaccio ($t = 0{,}06\,b$)	1,0			1,0	
				4,0	
interpolazione lineare	d/b=2	2,0		d/b=2	0,7
	d/b=1,5	1,7		d/b=2,7	5,0
	d/b=1	1,2		d/b=5	7,0
interpolazione lineare	d/b=2/3	1,0		d/b=3	7,5
	d/b=1/2	0,7		d/b=3/4	3,2
	d/b=1/3	0,4		d/b=2	1,0

Figura 3.101 - Tabella valori di a_G - CNR-DT 207 R1/2018

Al fine di evitare l'instabilità per galoppo, o di rendere il suo accadimento altamente improbabile, si raccomanda di soddisfare la condizione:

$$v_{G,i} > v_{m,1}$$

In generale, la velocità critica minore corrisponde al primo modo di vibrazione trasversale. Quindi la condizione di verifica più severa corrisponde alla velocità critica $v_{G,1}$.

Si valutano adesso i coefficienti necessari a valutare la velocità critica di galoppo.
Inizialmente si valuta la frequenza naturale relativa all'i-esimo modo trasversale. Svolgendo un'analisi modale, si osserva che il primo modo trasversale corrisponde al primo modo di vibrare e le frequenze caratteristiche dei modi di vibrare necessari a sollecitare l'85% della massa modale sono riportate nella tabella seguente:

Modo	Pulsazione	Periodo	Frequenza	Energia	Masse modali		
					X	Y	Z
N°	(Rad/s)	(s)	(Hz)	(J)	kg (%)	kg (%)	kg (%)
1	6.34	0.99	1.01	20.09	190531.28 (91.03)	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	13.22	0.48	2.10	87.32	0.00 (0.00)	209174.90 (99.94)	0.00 (0.00)
3	15.22	0.41	2.42	115.84	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)	5.73 (0.00)
4	24.06	0.26	3.83	289.39	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)	176976.28 (84.55)
5	25.33	0.25	4.03	320.73	17827.61 (8.52)	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)
6	42.80	0.15	6.81	915.73	0.29 (0.00)	105.68 (0.05)	0.00 (0.00)
7	51.91	0.12	8.26	1347.07	539.21 (0.26)	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)
8	63.25	0.10	10.07	2000.02	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)	11483.38 (5.49)
9	68.14	0.09	10.85	2321.75	371.15 (0.18)	0.12 (0.00)	0.00 (0.00)
10	78.61	0.08	12.51	3089.57	2.54 (0.00)	10.45 (0.00)	0.00 (0.00)
			Totale	10507.52	209272.08 (99.98)	209291.15 (99.99)	188465.39 (90.04)

Come si può osservare il primo modo di vibrare è proprio il primo modo trasversale, come si può vedere nell'immagine seguente:

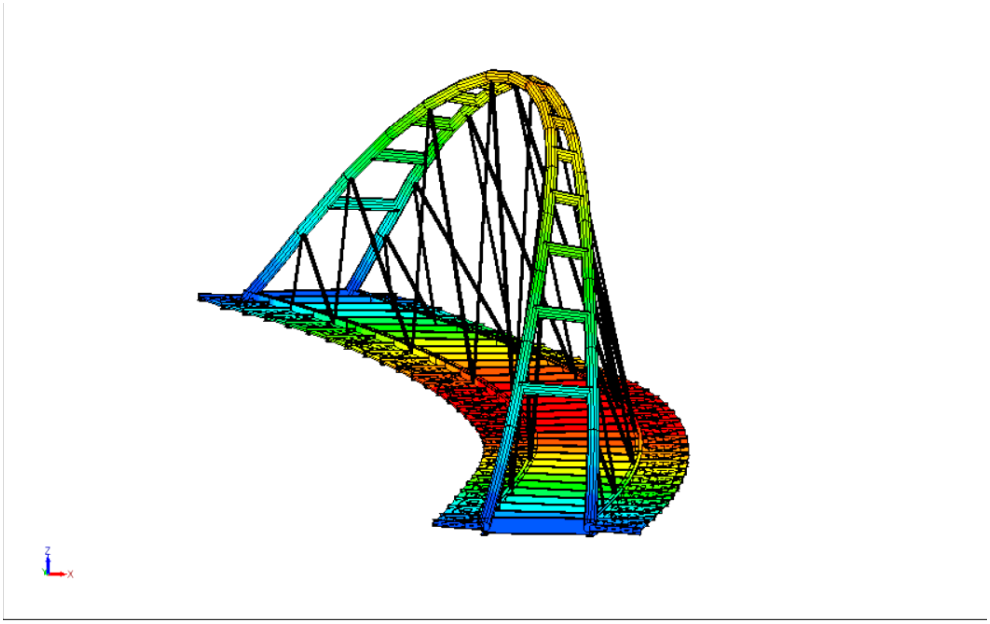


Figura 3.102 - Primo modo di vibrare della struttura

Il valore della frequenza naturale che si stava ricercando sarà dunque par a 1.01 Hz.

Successivamente, per valutare il numero di Scruton, si utilizza la seguente espressione:

$$Sc_i = \frac{4\pi * m_{e,i} * \xi_{,i}}{\rho * b^2}$$

Sapendo che il valore di smorzamento relativo, trascurando lo smorzamento aerodinamico, potrà essere valutato dalla seguente tabella:

Tipo strutturale		ξ_s
Ponti in acciaio (unioni saldate)		0,003
Ponti in acciaio (unioni bullonate ad alta resistenza)		0,005
Ponti in acciaio (unioni bullonate ordinarie)		0,008
Ponti in struttura composta acciaio-calcestruzzo		0,006
Ponti in calcestruzzo	precompresso senza fessurazioni	0,006
	con fessurazioni	0,016
Ponti in legno		0,009
Ponti in lega di alluminio		0,003
Ponti in vetro o in fibre plastiche rinforzate		0,006

Figura 3.103 - Tabella dei valori del rapporto di smorzamento strutturale per impalcati da ponte - CNR-DT 207 R1/2018

Si ottiene:

m,e	ξ	ρ	b	Sc,i
[kg]	[1/m]	[kg/m3]	[m]	[-]
190531	0,006	1,25	8,2	170,92

Essendo Sc>30, il rischio di sincronizzazione si può considerare molto ridotto ed il fenomeno di distacco dei vortici non rappresenta, in generale, una condizione di carico particolarmente gravosa.

Volendo utilizzare un valore cautelativo di a_G pari a 10, si ottiene il seguente risultato:

n,Li	b	Sc,i	a,G	v,Gi	v,m1
[Hz]	[m]	[-]	[-]	[m/s]	[m/s]
1,01	8,2	170,92	10	**283,11**	30

Si osserva che la velocità critica di galoppo è molto superiore rispetto alla velocità media considerata e dunque la verifica è soddisfatta.

3.4.6.2 Divergenza torsionale

La divergenza torsionale è un fenomeno di instabilità aeroelastica che può coinvolgere strutture con dimensioni allungate nella direzione del vento incidente (ad esempio, insegne, cartelloni e impalcati da ponte sorretti da cavi).
Il fenomeno della divergenza torsionale è legato all'azione del momento torcente aerodinamico che agisce sulla sezione trasversale della struttura o dell'elemento preso in esame.
Si consideri una generica sezione rappresentativa di un corpo snello e allungato soggetto ad un regime bidimensionale di flusso nel piano della sezione trasversale, e sia noto il valore medio del momento torcente

aerodinamico *M* (per unità di lunghezza), prodotto da una velocità media del vento v_m agente secondo un generico angolo di attacco α. Il momento *M* risulta funzione del coefficiente aerodinamico di momento, $c_{mZ}(\alpha)$, il quale a sua volta dipende principalmente dalla forma del corpo e dall'angolo di attacco del flusso α.
Quando la sezione è libera di ruotare, essa manifesta un angolo di rotazione θ (di verso concorde con l'angolo di attacco α) intorno all'asse Z ortogonale al suo piano; in ipotesi di piccole rotazioni, il momento aerodinamico è quindi esprimibile come una funzione lineare dell'angolo di rotazione θ; ciò dà origine (in termini equivalenti) a una rigidezza aerodinamica che si somma alla rigidezza strutturale. Il fenomeno della divergenza torsionale si verifica quando la rigidezza complessiva si riduce fino ad annullarsi e a diventare negativa. La condizione necessaria di instabilità per divergenza torsionale è fornita dalla relazione:

$$c'_{mZ} \leq 0$$

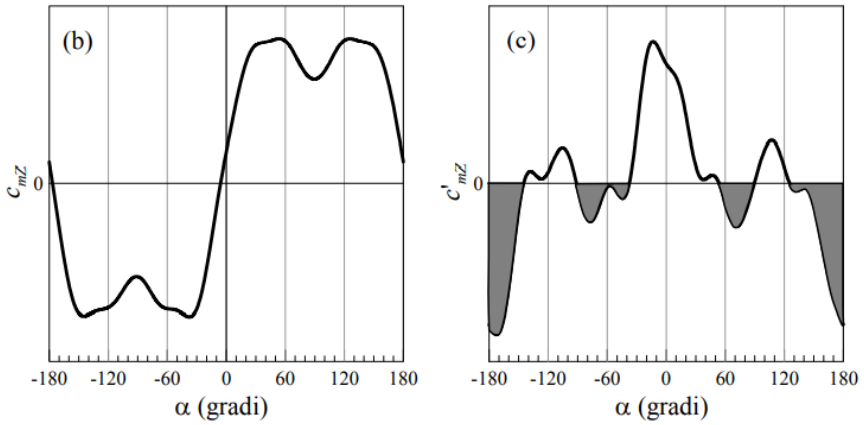


Figura 3.104 - Andamento del coefficente aerodinamico di momento - CNR-DT 207 R1/2018

Per una sezione rettangolare di lati b e d e angolo di attacco nullo (α = 0) rispetto all'orizzontale, in mancanza di valutazioni più accurate, i valori di c'_{mZ} (relativi al centro geometrico della sezione) sono forniti dalla relazione:

$$c'_{mZ} = 6{,}3 * \left(\frac{b}{d}\right)^2 + 0{,}38 * \left(\frac{b}{d}\right) - 1{,}6$$

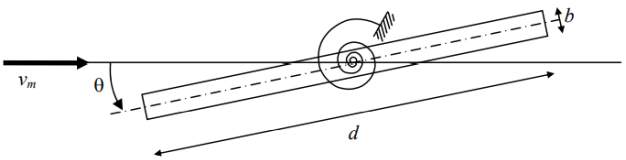


Figura 3.105 - Rappresentazione della rigidezza torsionale di un impalcato da ponte - CNR-DT 207 R1/2018

Al fine di evitare l'instabilità per divergenza torsionale, o di rendere il suo accadimento altamente improbabile, si raccomanda di soddisfare la condizione:

$$v_D > 1{,}2 * v_{m,1}$$

Dove v_D è la velocità critica di divergenza torsionale, la quale si ottiene dalla seguente espressione:

$$v_D = \sqrt{-\frac{2 * k_m}{\rho * d^2 * c'_{mZ}}}$$

Dove:

- k_m è la rigidezza torsionale della molla equivalente per unità di lunghezza, esprimibile come
- $$k_m = \omega_M^2 * I_m$$

  dove ω_M rappresenta la frequenza più bassa di torsione circolare della struttura, mentre I_m rappresenta il momento d'inerzia rotatorio di massa per unità di lunghezza;
- ρ è la densità dell'aria;
- d è la profondità della struttura, chiamata corda (dimensione parallela alla direzione del vento).

Studiando i modi di vibrare della struttura, si scopre che non sono presenti modi torsionali significativi, ossia non ci sono modi torsionali per cui venga mobilitata una massa modale > 5% della massa modale totale. Facendo riferimento alla tabella precedentemente illustrata, si riportano infatti i modi significativi, oltre al primo già illustrato, della struttura in esame (modo 2, 4, 5 ed 8):

- modo 2

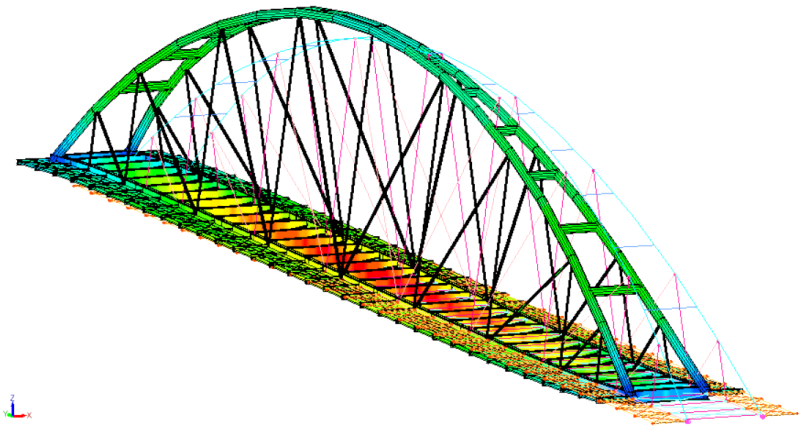


Figura 3.106 - Secondo modo di vibrare della struttura

- modo 4

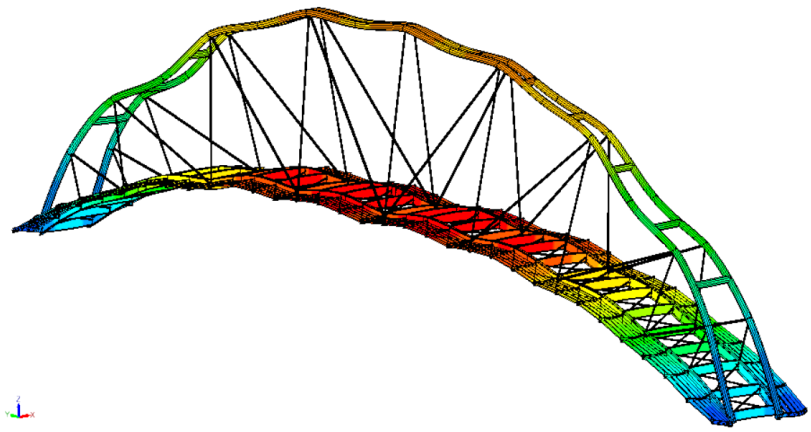


Figura 3.107 - Quarto modo di vibrare della struttura

- modo 5

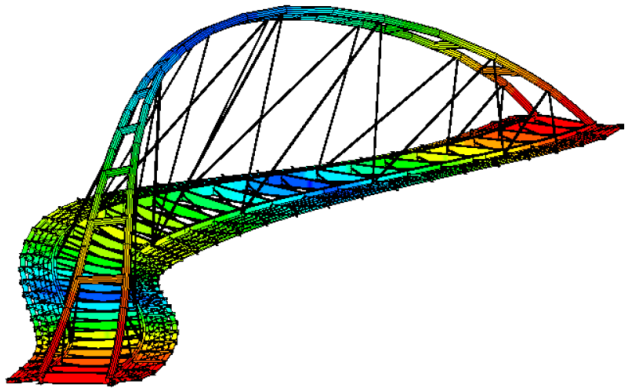


Figura 3.108 - Quinto modo di vibrare della struttura

- modo 8

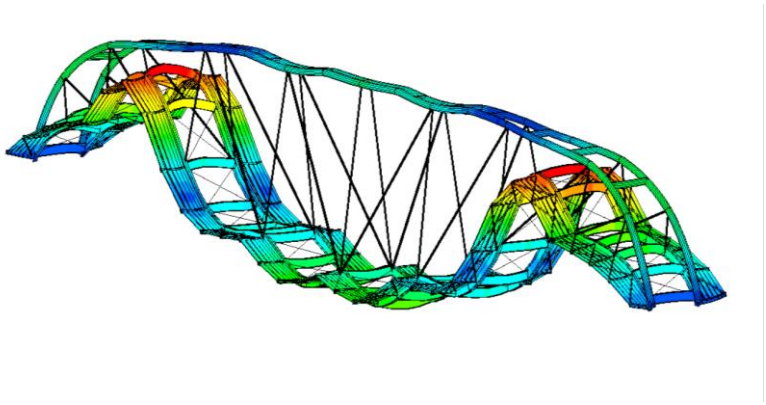


Figura 3.109 - Ottavo modo di vibrare della struttura

Non essendo dunque presente un modo torsionale significativo, la pulsazione ad essa associato può essere considerata infinita e dunque la velocità critica di divergenza torsionale risulterà sicuramente maggiore della velocità media del vento e la verifica sarà dunque soddisfatta.

3.4.6.3 Flutter

Il *flutter* è un fenomeno di instabilità aeroelastica che può manifestarsi per particolari conformazioni geometriche della sezione trasversale della struttura, in funzione delle sue caratteristiche dinamiche. Con riferimento agli impalcati da ponte, esso è un fenomeno generalmente limitato a strutture di grande luce ed estremamente flessibili, quali ad esempio i ponti sospesi o strallati.
Per impalcati da ponte di luce non superiore di 200 m, il fenomeno del flutter torsionale può essere escluso se risulta verificata la seguente disuguaglianza:

$$\frac{1{,}2 * v_{m,1}}{d * n_{M,1}} \leq \delta$$

Dove:

- $v_{m,1}$ è la velocità media del vento, valutata alla quota media dell'impalcato;
- $n_{M,1}$ è la frequenza propria del primo modo torsionale dell'impalcato;
- δ coefficiente che assume un valore pari a 2.5 se l'impalcato ha una sezione trasversale a forma di H, mentre per tutte le altre sezioni trasversali dell'impalcato, tale coefficiente assume un valore pari a 3.

Facendo lo stesso ragionamento precedentemente, si osserva che, non essendo presente un modo torsionale dell'impalcato significativo, la frequenza ad esso associata sarà estremamente elevata e dunque non significativa.
Si desume dunque che anche la verifica al fenomeno di flutter potrà essere ritenuta soddisfatta.

3.4.6.4 Distacco dei vortici

Per costruzioni snelle quali le ciminiere, le torri, i cavi e gli elementi di strutture reticolari, è necessario tenere in conto l'effetto dinamico dovuto al distacco alternato dei vortici. Esso produce un'azione ciclica ortogonale alla direzione del flusso e all'asse della costruzione o dell'elemento, la cui frequenza dipende dalla velocità media del vento, e dalla forma e dimensione della sezione.
Quando la frequenza del distacco dei vortici è prossima a una frequenza propria, si attuano condizioni di risonanza che danno luogo ad ampiezze di oscillazione tanto maggiori quanto minore è lo smorzamento e la massa della struttura o dell'elemento. Il conseguimento della sicurezza nei riguardi di tali fenomeni richiede lo svolgimento di analisi teoriche, numeriche e/o sperimentali adeguatamente comprovate.

Dal punto di vista teorico, un corpo immerso in una corrente fluida produce, in generale, una scia formata da treni di vortici (scia di von Karman) che si staccano alternativamente dal corpo stesso, con una frequenza n_s fornita dalla relazione di Strouhal:

$$n_s = \frac{S_t * v_m}{b}$$

Dove:

- S_t è un parametro adimensionale, detto numero di Strouhal, che dipende, principalmente, dalla forma della sezione del corpo;
- v_m è la velocità media del vento;
- b è la dimensione di riferimento della sezione trasversale.

Il numero di Strouhal St è un parametro adimensionale, funzione del comportamento aerodinamico della struttura o dell'elemento preso in esame. In generale, il numero di Strouhal dipende dalla forma della sezione, dalle caratteristiche della turbolenza, dal numero di Reynolds *Re*, calcolato per l'i-esima velocità critica $v_{cr,i}$, e dalla scabrezza *k* della superficie.
Il valore S_t=0,22 per sezioni circolari con $Re>1{,}6\cdot10^6$ è consigliabile per elementi di media scabrezza, $k/b\cong0{,}1\cdot10^{-3}$; tale valore può aumentare (fino a 0,25) o diminuire (fino a 0,20) per elementi aventi scabrezza rispettivamente minore o maggiore.
Nelle applicazioni, per cilindri a sezione circolare, è lecito semplificare l'analisi ponendo S_t = 0,2, indipendentemente dal numero di Reynolds e dalla scabrezza della superficie.
Valutazioni maggiormente accurate possono essere svolte applicando il procedimento seguente:

1) si pone inizialmente S_t = 0,2, e si valuta la velocità critica $v_{cr,i}$;
2) si utilizza la velocità critica $v_{cr,i}$ per valutare il numero di Reynolds;
3) si valuta una seconda stima di S_t mediante l'espressione fornita dalla tabella riportata nel seguito;
4) si itera il procedimento sino a convergenza.

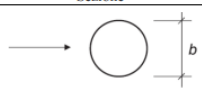
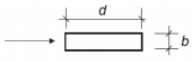
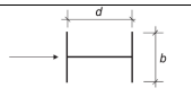
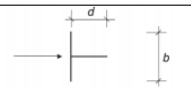
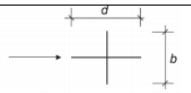
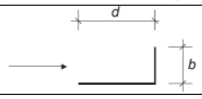
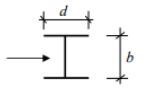
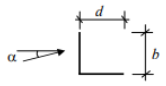
Sezione	*St*	
	$10^5\leq Re\leq4\cdot10^5$ $4\cdot10^5\leq Re\leq10^6$ $10^6\leq Re\leq1{,}6\cdot10^6$ $Re>1{,}6\cdot10^6$	0,19 $-0{,}7674+0{,}1709\cdot\log_{10}(Re)$ $1{,}3752-0{,}1862\cdot\log_{10}(Re)$ 0,22 (Figura O.4)
	*d/b* $0<d/b<1$ $1\leq d/b<2$ $2\leq d/b<3$ $3\leq d/b\leq3{,}5$ $3{,}5<d/b<5$ $5\leq d/b<10$ $d/b\geq10$	*St* 0,12 $0{,}18-0{,}06\cdot d/b$ 0,06 $-0{,}48+0{,}18\cdot d/b$ $0{,}2433-0{,}02667\cdot d/b$ $0{,}13-0{,}004\cdot d/b$ 0,09 (Figura O.5)
	$d/b=1$ $d/b=1{,}5$ $d/b=2$	0,11 0,10 0,14
	$d/b=1$ $d/b=2$	0,13 0,08
	$d/b=1$ $d/b=2$	0,16 0,12
	$d/b=1{,}3$ $d/b=2$	0,11 0,07
	$d/b=0{,}5$-1 (IPE, HE)	0,14
	ali uguali ($d=b$), qualsiasi α	0,14
NOTA: Si può interpolare linearmente tra i valori riportati, ma non sono possibili estrapolazioni		

Figura 3.110 - Tabella valori del numero di Strouhal - CNR-DT 207 R1/2018

Il distacco alternato dei vortici genera pressioni istantanee oscillanti sulla superficie del corpo, la cui integrazione origina forze e momenti. Tali azioni possono essere molto importanti soprattutto su strutture ed elementi snelli. In questi casi è possibile schematizzare il fenomeno fisico come bidimensionale nel piano della sezione, anche

se esso a rigore possiede una natura tridimensionale. Le azioni principali agenti sul corpo si manifestano in direzione trasversale a quella del flusso, *L*, con frequenza prevalente pari alla frequenza di distacco dei vortici n_s. Sono altresì presenti azioni longitudinali, *D*, generalmente di minore entità, di frequenza prevalente $2 \cdot n_s$, e azioni torsionali, *M*, di frequenza prevalente pari a circa n_s. Nel seguito si prende in esame il solo caso di forze fluttuanti trasversali, perpendicolari alla direzione media del flusso e all'asse dell'elemento considerato.

Figura 3.111 - Forze prodotte dal distacco dei vortici - CNR-DT 207 R1/2018

Se il corpo possiede una frequenza naturale $n_{L,i}$, associata a un modo trasversale di vibrazione, prossima alla frequenza di distacco n_s, la forza trasversale *L* diventa risonante con il distacco dei vortici. Si definisce velocità critica di distacco dei vortici per l'i-esimo modo trasversale dell'elemento considerato, la velocità media del vento che determina la condizione di risonanza, $n_s = n_{L,i}$. Essa è definita dall'espressione:

$$v_{cr,i} = \frac{n_{L,i} * b}{S_t}$$

Si raccomanda di valutare gli effetti del distacco dei vortici per tutte le velocità critiche che soddisfano la relazione:

$$v_{cr,i} < v_m$$

Nel caso in esame, data la natura del problema, si andrà a valutare l'effetto del distacco dei vortici per gli elementi a sezione circolare della struttura, ossia i pendini e l'arco, i quali rappresentano gli elementi più snelli del ponte.
Valutando in prima approssimazione, un S_t pari a 0.2, si avrà che la frequenza n_s sarà pari a:

Elementi	St	v,m	b	n,s
	[-]	[m/s]	[m]	[Hz]
Pendini verticali	0,2	30	0,1	60,00
Pendini obliqui	0,2	30	0,15	40,00
Arco	0,2	30	0,508	11,81

Per valutare la velocità critica di distacco dei vortici si dovrà valutare preliminarmente la frequenza propria flessionale degli elementi strutturali in esame. Essa potrà essere valutata attraverso la seguente espressione:

$$n_L = \frac{\lambda^2}{2\pi * l^2} * \sqrt{\frac{E * I}{m}}$$

Dove:

- λ è un coefficiente che dipende dalla condizione di vincolo. Nel caso in esame tutti gli elementi si considerano vincolati con una cerniera ad entrambi gli estremi, ottenendo dunque un valore pari a π, come si può osservare dalla seguente tabella:

Vincolo	λ_1	λ_2	λ_3	λ_4	λ_i $(i > 4)$
Cerniera - cerniera	π	2π	3π	4π	$i\pi$
Incastro – incastro	4,730	7,853	10,996	14,137	$(2i+1)\pi/2$
Incastro – cerniera	3,927	7,069	10,210	13,352	$(4i+1)\pi/4$
Incastro – sezione libera	1,875	4,694	7,855	10,996	$(2i-1)\pi/2$

Figura 3.112 - Tabella valori di λ - CNR-DT 207 R1/2018

- m è la massa per unità di lunghezza dell'elemento;
- E è il modulo di Young del materiale considerato;
- I è il momento d'inerzia flessionale della sezione.

Si ottengono i seguenti risultati:

Elementi	λ	l	E	I	m	n,L	b	St	v,cr
	[-]	[m]	[N/m2]	[cm4]	[kg/m]	[Hz]	[m]	[-]	[m/s]
Pendini verticali	3,14	13	2,1E+11	490,87	61,65	1,20	0,1	0,22	0,55
Pendini obliqui	3,14	16	2,1E+11	2485	138,72	1,19	0,15	0,22	0,81
Arco	3,14	7,5	2,1E+11	129173	354,04	24,44	0,508	0,22	56,44

Si osserva che per i pendini la velocità critica è molto più bassa ridotta della velocità media di riferimento e dunque per questi elementi si valuteranno gli effetti del distacco dei vortici.

L'effetto delle vibrazioni trasversali indotte dal distacco risonante dei vortici sull'i-esimo modo può essere schematizzato attraverso l'applicazione di una forza statica equivalente per unità di lunghezza, ortogonale alla direzione media del vento e all'asse della struttura o dell'elemento considerato. Essa è fornita dalla relazione:

$$F_{L,i}(s) = m(s) * \left(2\pi * n_{L,i}\right)^2 * \phi_{L,i}(s) * y_{pL,i} * C_{TR,i}$$

Dove:

- $\phi_{L,i}(s)$ è la forma modale dell'i-esimo modo di vibrazione in direzione trasversale, normalizzata a 1 nella coordinata s di massimo spostamento, $\Phi_{L,i}(s)=1$;
- $y_{pL,i}$ è il valore di picco dello spostamento trasversale della struttura, valutato in corrispondenza della coordinata s;
- $C_{TR,i}$ è un parametro adimensionale legato all'accadimento di valori critici della velocità media del vento per elevati periodi di ritorno T_R.

Nella letteratura tecnico-scientifica sono attualmente disponibili numerosi procedimenti per il calcolo del valore di picco dello spostamento trasversale dovuto al distacco dei vortici. La maggior parte di essi gode di pregi e difetti complementari; nessuno può dirsi pienamente condiviso e riconosciuto. Il metodo spettrale e il metodo armonico sono quelli più noti e applicati in campo strutturale.
Il metodo spettrale è calibrato su dati sperimentali relativi a prove su strutture a mensola (ad esempio ciminiere, torri ed antenne), con variazione regolare della sezione lungo la linea d'asse e oscillazioni risonanti con il primo modo di vibrazione. In questi casi, in cui se ne raccomanda l'applicazione, esso fornisce generalmente valori a favore di sicurezza, talvolta eccessivamente prudenziali.
Il metodo armoni è calibrato su dati sperimentali riferiti a una classe più ampia di strutture e oscillanti risonanti con qualunque modo di vibrazione.
Nel caso in esame si utilizzerà dunque il metodo armonico.
Sfruttando questo secondo metodo, l'espressione di riferimento da utilizzare sarà la seguente:

$$\frac{y_{pL,i}}{b} = \frac{1}{S_t^2} * \frac{1}{S_c} * K * K_w * c_{lat}$$

Dove:

- K è il fattore di forma modale;
- S_c è il numero di Scruton;
- S_t è il numero di Strouhal;
- K_w è il fattore di lunghezza effettiva della correlazione, funzione della lunghezza di correlazione L_j relativa alla porzione strutturale dove avviene il distacco critico dei vortici;
- c_{lat} è il coefficiente di forza laterale.

Poiché la lunghezza di correlazione delle forze indotte dal distacco risonante dei vortici aumenta al crescere dell'ampiezza di vibrazione, la risposta trasversale dipende dal parametro K_w, funzione della lunghezza di correlazione L_j, che a sua volta dipende dal valore di picco dello spostamento trasversale $y_{pL,i}$. La soluzione dell'espressione sopra riportata è pertanto iterativa. Si applica dunque la seguente procedura:

1) si pone inizialmente $y_{pL,i/b} \leq 0,1$, conseguentemente si assume $L_j/b=6$; quindi si calcola il valore di $y_{pL,i/b}$ mediante l'espressione proposta;
2) se $y_{pL,i/b} \leq 0,1$ si è già arrivati a convergenza e il procedimento è terminato;
3) in caso contrario, si ricava L_j/b in funzione dell'ampiezza di vibrazione $y_{pL,i}$ ottenuta al passo precedente e si itera la soluzione sino a convergenza.

Nota la forma modale che assumeranno gli elementi in esame dato lo schema strutturale in semplice appoggio, dalla tabella seguente sarà possibile valutare i coefficienti K e K_w al variare del rapporto L_j/b:

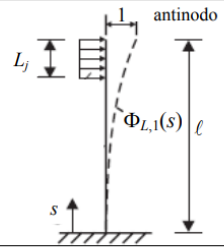
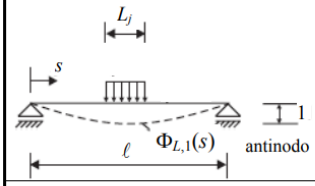
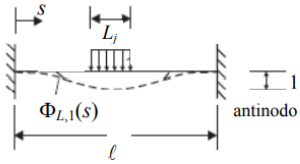
Struttura	Forma modale $\Phi_{L,i}(s)$	K_w	K
	Paragrafo I.3.1 con ζ=2 n=1, m=1	$3 \cdot \frac{L_j/b}{\lambda}\left[1-\frac{L_j/b}{\lambda}+\frac{1}{3}\cdot\left(\frac{L_j/b}{\lambda}\right)^2\right] \leq 0,6$	0,13
	Paragrafo I.3.2 n=1, m=1	$\cos\left[\frac{\pi}{2}\cdot\left(1-\frac{L_j/b}{\lambda}\right)\right] \leq 0,6$	0,10
	Paragrafo I.3.2 n=1, m=1	$\frac{L_j/b}{\lambda}+\frac{1}{\pi}\cdot\sin\left[\pi\cdot\left(1-\frac{L_j/b}{\lambda}\right)\right] \leq 0,6$	0,11
Nota: I parametri n, m sono definiti nelle Eqq. (O.15) e (O.16), $\lambda=\ell/b$			

Figura 3.113 - Tabella coefficienti K e K_w - CNR-DT 207 R1/2018

Sapendo infine che il coefficiente c_{lat} potrà essere desunto dalla seguente tabella:

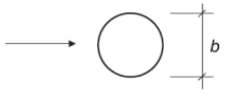
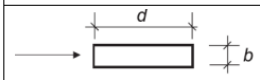
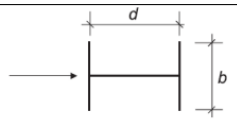
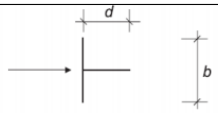
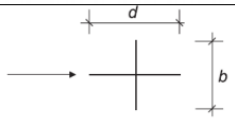
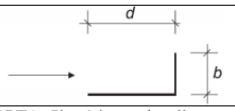
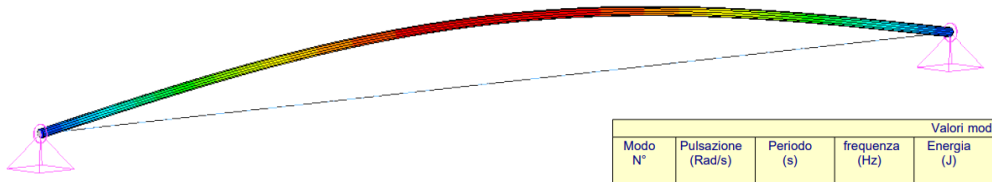
Sezione	c_{lat}	
	$10^4 \leq Re \leq 3 \cdot 10^5$ $3 \cdot 10^5 < Re < 5 \cdot 10^5$ $5 \cdot 10^5 \leq Re \leq 5 \cdot 10^6$ $5 \cdot 10^6 < Re < 10^7$ $Re \geq 10^7$	0,7 $13{,}0454 - 2{,}254 \cdot \log_{10}(Re)$ 0,2 $-2{,}0241 + 0{,}332 \cdot \log_{10}(Re)$ 0,3 (Figura O.13)
	1,1 ($0{,}5 \leq d/b \leq 10$)	
	d/b=1 d/b=1,5 d/b=2	0,8 1,2 0,3
	d/b=1 d/b=2	1,6 2,3
	d/b=1 d/b=2	1,4 1,1
	d/b=1,3 d/b=2	0,8 1,0
NOTA: Si può interpolare linearmente tra i valori riportati, ma non sono possibili estrapolazioni		

Figura 3.114 - Tabella coefficienti c_{lat} - CNR-DT 207 R1/2018

Si procede con il calcolo del valore di picco dello spostamento trasversale.
Innanzitutto, si valuta il numero di Scruton per l'elemento più snello attraverso un'analisi modale dello stesso, in modo da valutarne la massa modale associata al primo modo flessionale. Si osserva che:



Valori modali							
Modo N°	Pulsazione (Rad/s)	Periodo (s)	frequenza (Hz)	Energia (J)	Masse modali		
					X kg (%)	Y kg (%)	Z kg (%)
1	7.55	0.83	1.20	28.51	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)	649.61 (81.68)

Figura 3.115 – Valutazione massa modale

Ottenendo dunque i seguenti risultati:

m,e	ξ	ρ	b	Sc,i
[kg]	[1/m]	[kg/m3]	[m]	[-]
649	0,006	1,25	0,1	3914,68

Elementi	y,pL/b	b	St	Sc	K	Kw	c,lat	y,pL*
	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]
Pendini verticali	0,1	0,1	0,22	3914,68	0,1	0,00725	0,2	0,000765

Si osserva che per l'elemento più snello e dunque più sensibile al fenomeno, si verificano degli spostamenti di picco estremamente piccoli e dunque si può concludere che la forza statica equivalente potrà essere trascurata. La possibilità di poter trascurare le azioni equivalenti legate al distacco dei vortici è giustificata anche dal fatto che i suddetti elementi si troveranno in esercizio sotto uno sforzo importante di trazione, il quale, come si può vedere nel diagramma seguente, andrà a modificare la pulsazione propria dell'elemento in esame:

$$\left(\frac{\omega}{\omega_1}\right)^2 = 1 - \frac{N}{N_1}$$

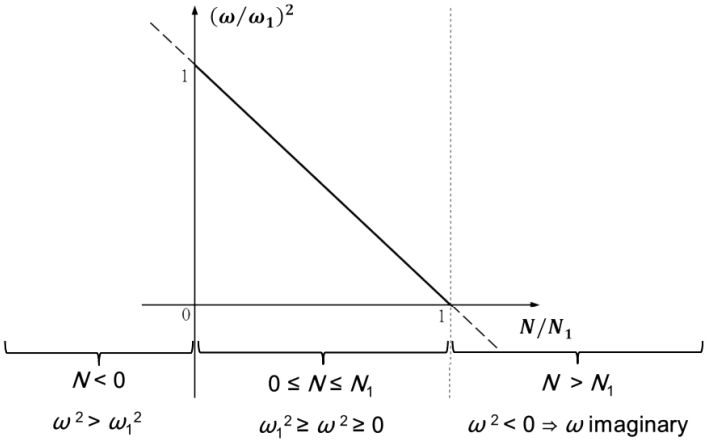


Figura 3.116 - Diagramma relazione sforzo normale e pulsazione - Dispense del corso Instabilità statica e dinamica delle strutture, *Politecnico di Torino, a.a. 2019/2020*

Definita ω_1 la pulsazione propria dell'elemento ed $N_1>0$ lo sforzo critico di instabilità, si osserva dal diagramma che la trazione presente nei pendini farà aumentare la pulsazione propria dell'elemento secondo la legge lineare sopra riportata. Seguendo tale relazione e noto lo sforzo di trazione dato dalla combinazione di carico quasi-permanente si avrà:

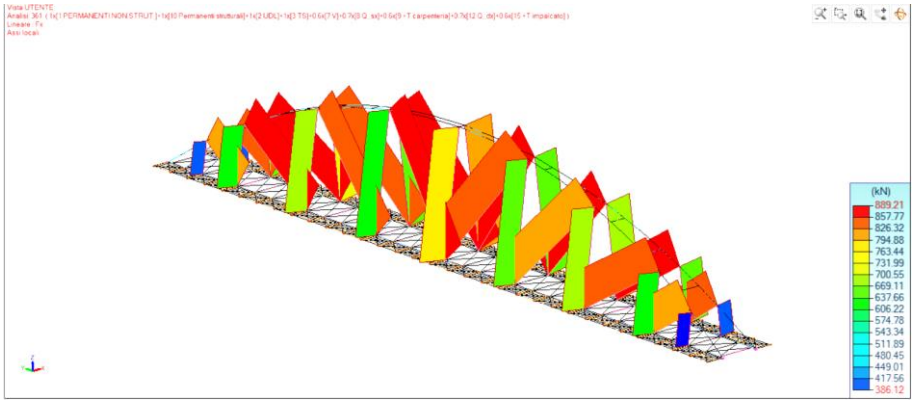


Figura 3.117 - Andamento sforzi normali nei pendini

Elementi	ω1	N	N1	ω	n,L*
	[Hz]	[kN]	[kN]	[Hz]	[Hz]
Pendini verticali	7,55	730	-60	27,40	**4,36**

La nuova frequenza di oscillazione non sarà comunque sufficiente ad avere una velocità critica tale da poter evitare la verifica svolta precedentemente, ma dimostra numericamente come lo sforzo di trazione presente sia effettivamente un fattore di stabilizzazione nei confronti di questi fenomeni dinamici.

3.5 ANALISI LOCALE DEI NODI PRINCIPALI

Nelle strutture in carpenteria metallica i collegamenti rivestono un ruolo fondamentale: la loro scelta ha inevitabili ripercussioni sia di natura economica sia in termini di qualità di progettazione.
Essi influenzano le prestazioni dell'intera struttura, sia a livello locale (quali possibili zone di concentrazione del danno) sia a livello globale (in termini di risposta globale della struttura), tanto più se ne considera il comportamento in campo sismico.

Grazie alla metodologia BIM e l'interoperabilità tra i vari software di calcolo è possibile valutare le sollecitazioni sui nodi in maniera molto precisa. In particolare, grazie all'interoperabilità tra il software Advance Design, usato per l'analisi globale delle sollecitazioni, e il software IdeaStatica, sarà possibile esportare il nodo d'interesse con le relative sollecitazioni.

3.5.1 Giunto coprigiunto bullonato tra le travi principali

Le travi principali saranno divise in conci di dimensioni al più di 12m in modo da poter essere trasportate in situ senza l'utilizzo di trasporto eccezionale. Queste travi saranno collegate con un nodo giunto coprigiunto a parziale ripristino, ossia dei nodi bullonati in grado di trasmettere tutte sollecitazioni agenti nello stesso.
Sfruttando l'interoperabilità tra i software, si selezioneranno due travi collegate ed il nodo dove si realizzerà la connessione e, sfruttando il plugin presente nel software Advance Design si esporteranno direttamente in IdeaStatica, come si può vedere nelle immagini seguenti:

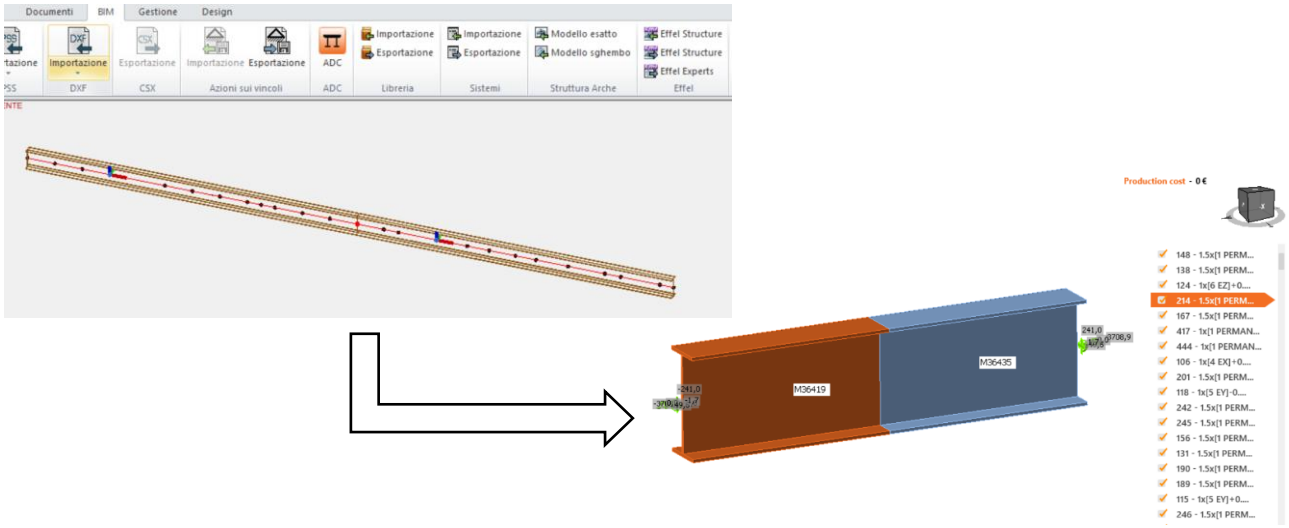


Figura 3.118 - Interoperabilità tra Advance Design e IdeaStatica

Come si può vedere, le sollecitazioni vengono esportate, così che, conoscendo la combinazione di carico più sfavorevole per il nodo, sarà possibile progettare la connessione nella condizione di carico idonea.
Si sottolinea come la lunghezza dei vari conci è stata preliminarmente scelta in modo da posizionare tali connessioni in punti dove il momento flettente è molto ridotto, così da avere azioni taglianti sui bulloni delle piattabande sufficientemente bassi ed utilizzare quindi una quantità non elevata di bulloni.

Questa unione viene realizzata tramite un giunto con coprigiunti bullonati; vengono predisposti coprigiunti d'ala esterni, trascurando quelli interni e si prevedono coprigiunti d'anima da entrambe i suoi lati.
L'unione sarà soggetta a momento flettente, taglio e un elevato sforzo di trazione, ricordando che la trave sarà la corda dello schema ad arco utilizzato. La resistenza è assicurata da una parte dai coprigiunti delle ali che devono trasmettere sforzi di compressione/trazione e dai coprigiunti d'anima che devono trasmettere sforzi di taglio, sforzi normali e un momento (che risulterà torcente per il coprigiunto).
Per avere un dimensionamento di massima del coprigiunto della flangia è possibile ipotizzare che l'intero valore del momento venga assorbito dalle ali della trave attraverso una coppia di forze F di braccio pari alla distanza tra i baricentri delle ali, sommate ad una percentuale dello sforzo di trazione pari al contributo della singola flangia alla resistenza a trazione. Considerando un momento flettente di circa 50kNm ed uno sforzo di trazione pari circa a 3740kN, si avrà:

$$F_f = \frac{M}{h - t_f} + \frac{A_f}{A_{tot}} * N$$

M	h	tf	Af	Atot	N	F,f
[kNm]	[mm]	[mm]	[cm2]	[cm2]	[kN]	[kN]
50	700	22	66	243,52	3740	1087,38

Volendo utilizzare dei bulloni dello stesso diametro sia per i coprigiunti d'ala che d'anima e sapendo che gli spessori delle piattabande e dell'anima saranno rispettivamente di 22mm e 17mm, si decide di utilizzare dei bulloni M20 di classe 8.8, la cui resistenza sarà data da:

$$F_{v,Rd} = \frac{0{,}6 * f_u * A_{res}}{\gamma_{M2}} \quad \text{per bulloni di classe 8.8}$$

Il numero di bulloni necessari, per ogni flangia, sarà pari a:

Bullone	f,u	A,res	γ,M2	F,vRd	F,f	n
[-]	[MPa]	[mm2]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
M20	800	245	1,25	94,08	1087,38	12

Si predisporranno dunque 12 bulloni su ogni flangia, divisi in 2 file.
Il predimensionamento della piastra del coprigiunto di flangia sarà effettuato sfruttando la resistenza a trazione ultima della stessa, considerando l'area netta resistente, ossia considerando i fori dei bulloni. Da tale condizione, si ricava dunque la seguente espressione:

$$t_{min} = \frac{F_f * \gamma_{M2}}{0{,}9 * f_{u,piastra} * (b - nd_0)}$$

Ottenendo:

F,f	γ,M2	f,u	b	n	d0	t,min
[kN]	[-]	[MPa]	[mm]	[-]	[mm]	[mm]
1087,38	1,25	510	260	2	22	14

Si ipotizza allora di utilizzare una piastra di larghezza pari a 260mm ed uno spessore di 20mm.
Il predimensionamento del coprigiunto d'anima si baserà sulla sollecitazione ottenuta dalla combinazione della percentuale di sforzo normale, portata dall'anima e dal taglio agente nel nodo, considerato portato totalmente dall'anima, trascurando in questa fase preliminare le azioni taglianti sui bulloni prodotti dai momenti torcenti parassiti dovuti all'eccentricità degli stessi bulloni.
In questa fase si avrà dunque una sollecitazione pari a:

$$F_w = \sqrt{(N * \frac{A_w}{A_{tot}})^2 + V^2}$$

Ottenendo:

V	Aw	Atot	N	F,w
[kN]	[cm2]	[cm2]	[kN]	[kN]
250	111,52	243,52	3740	1730,88

Il numero minimo di bulloni sarà dunque pari a:

Bullone	f,u	A,res	γ,M2	F,vRd	F,f	n
[-]	[MPa]	[mm2]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
M20	800	245	1,25	94,08	1730,88	19

Sapendo che agiranno anche le azioni taglianti dovute ai momenti torcenti parassiti si decide di utilizzare 24 bulloni, disposti su 6 colonne verticali.

I risultati ottenuti dal software Idea Statica sono riportati nel seguito:

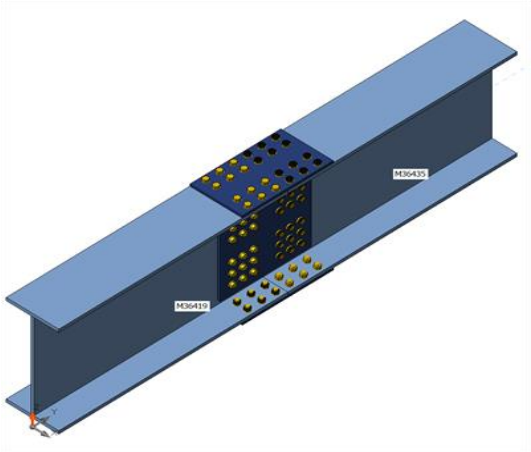


Figura 3.119 - Nodo giunto coprigiunto bullonato tra travi principali

Sezioni

Nome	Materiale
30563 - I0.7*0.017+0.3*0.022(Iwn700x(300/300))	S355

Bulloni

Nome	Assieme di bulloni	Diametro [mm]	fu [MPa]	Superficie lorda [mm^2]
M20 8.8	M20 8.8	20	800,0	314

Effetti del carico

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
COMB 217	M36435	3734,2	7,5	236,6	0,0	-50,2	1,8
COMB 222	M36435	3158,7	10,4	240,1	0,0	-47,5	2,4
COMB 214	M36435	3708,9	6,8	241,0	0,0	-49,6	1,7
COMB 224	M36435	3184,1	11,2	235,8	0,0	-48,1	2,5
COMB 135	M36435	3160,7	6,7	188,1	0,0	-42,7	1,8
COMB 139	M36435	3370,0	6,4	210,7	0,0	-45,3	1,8

Riassunto delle verifiche

Nome	Valore	Stato
Piastre	**0,0017 < 0,05**	OK
Bulloni	**90,0 < 100%**	OK

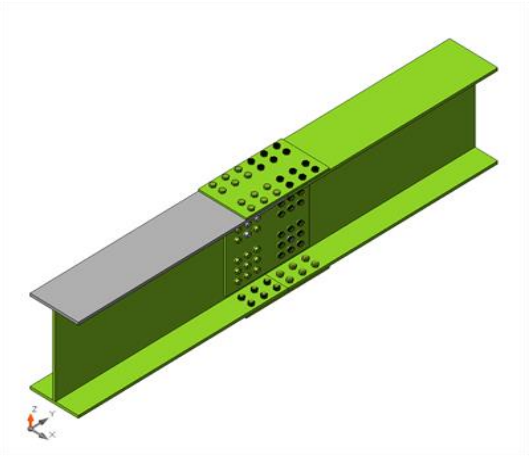


Figura 3.120 - Verifica globale del nodo

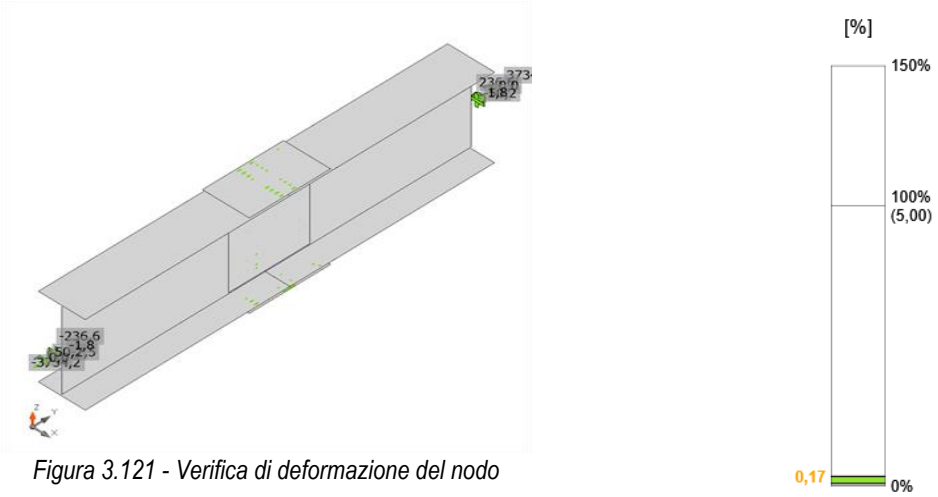


Figura 3.121 - Verifica di deformazione del nodo

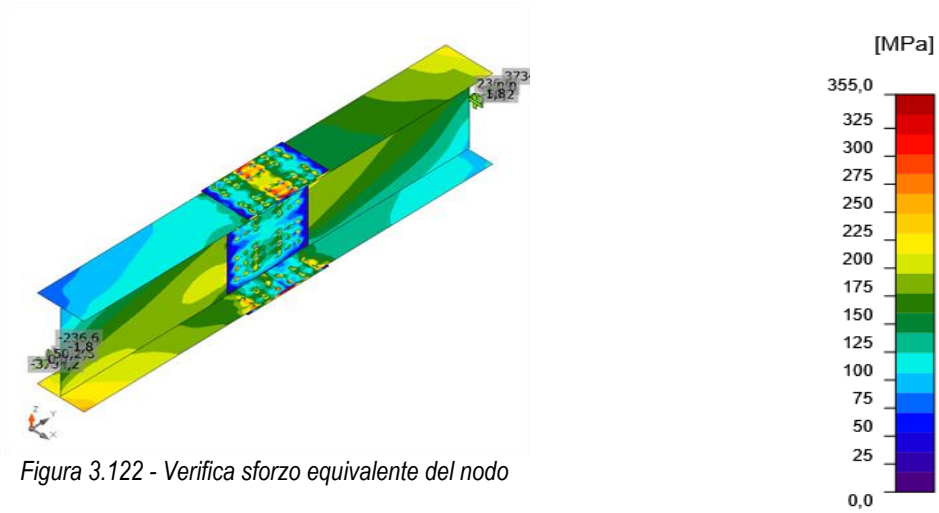


Figura 3.122 - Verifica sforzo equivalente del nodo

3.5.2 Connessione arco – trave

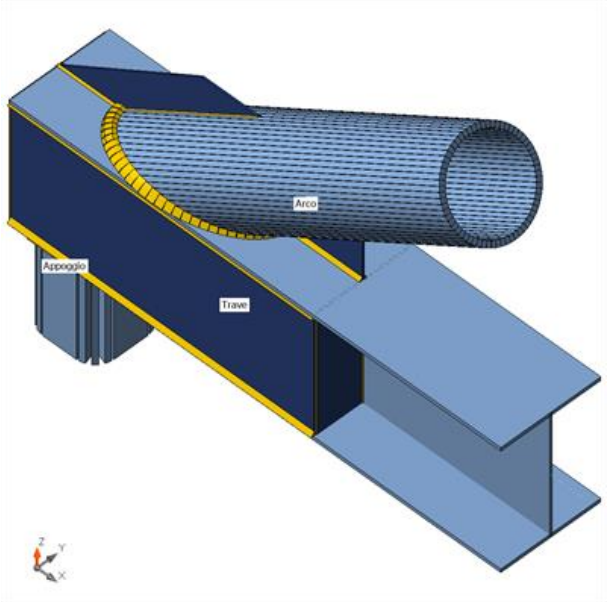


Figura 3.123 - Nodo connessione arco-trave

Sezioni

Nome	Materiale
4 - Trave composta(I700)	S 355
5 - CHS508,30	S 355

Effetti del carico

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	Trave	3470,0	16,0	129,0	0,0	70,0	0,0
	Arco	-5475,0	-9,0	-27,0	0,0	-125,0	0,0

Riassunto delle verifiche

Nome	Valore	Stato
Analisi	**100,0%**	OK
Piastre	**0,021 < 0,05**	OK
Saldature	**83,4 < 100%**	OK

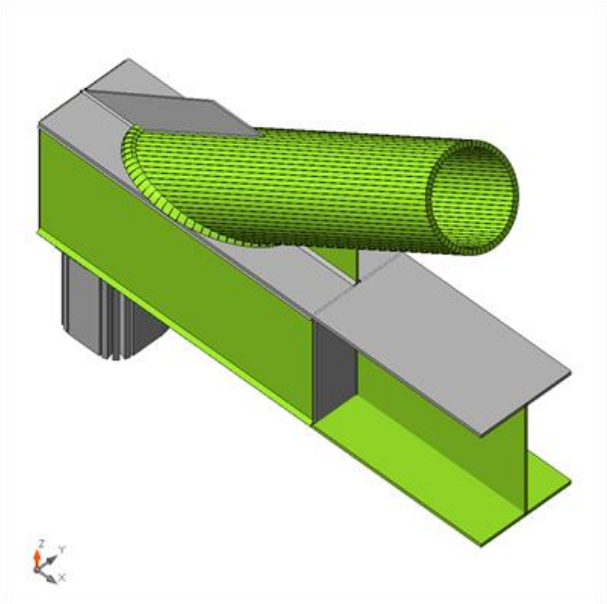


Figura 3.124 - Verifica globale connessione arco-trave

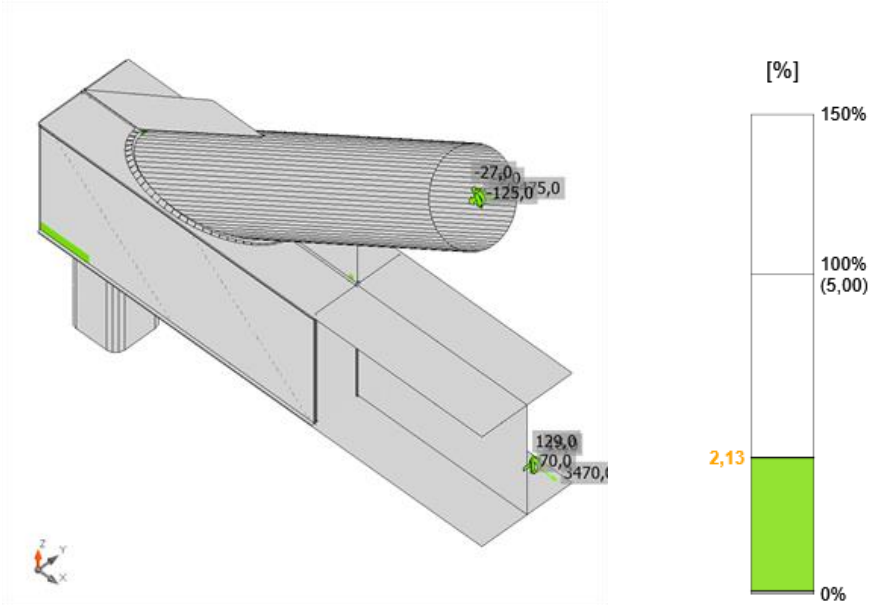


Figura 3.125 – Verifica deformazione connessione arco-trave

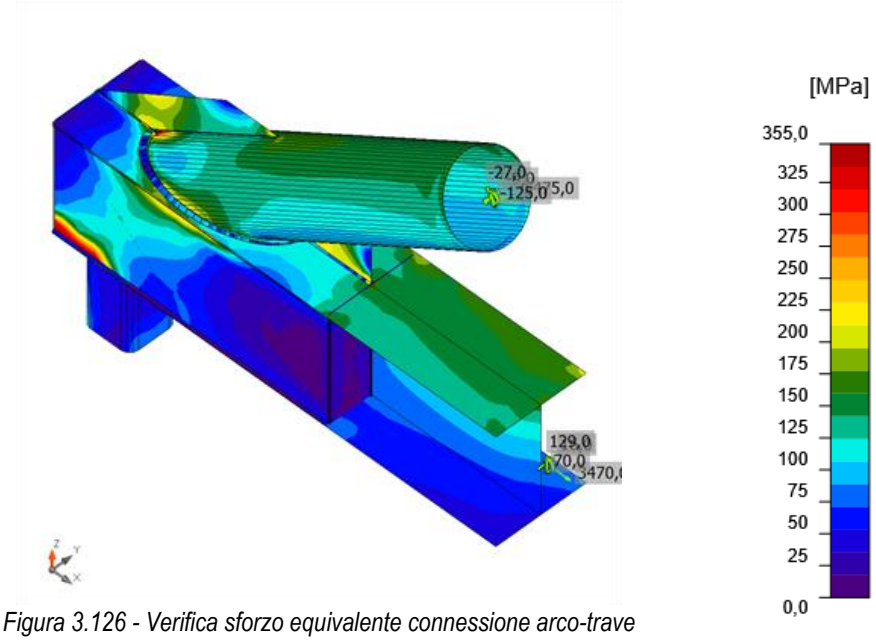


Figura 3.126 - Verifica sforzo equivalente connessione arco-trave

3.5.3 Connessione pendini – traverso – trave passerella – trave principale

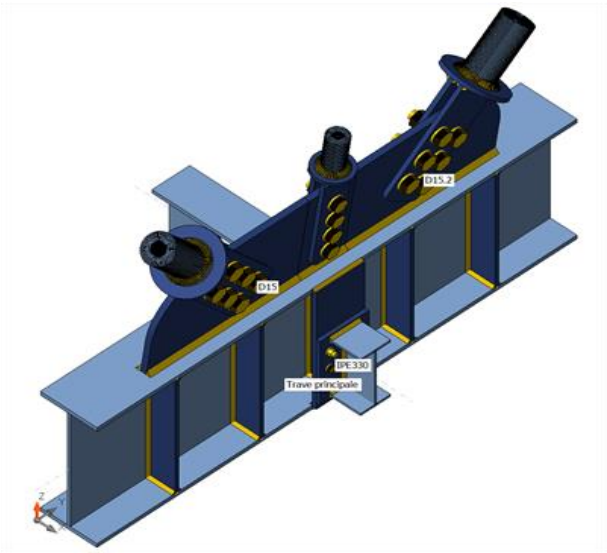


Figura 3.127 - Connessione pendini-traverso-trave passerella con la trave principale

Sezioni

Nome	Materiale
36835 - I0.7*0.017+0.3*0.022(Iwn700x(300/300))	S355
36839 – D10	S355
36837 – D15	S355
36838 – D15	S355
36840 - Tw500x200	S355
36836 - IPE330	S355

Bulloni

Nome	Assieme di bulloni	Diametro [mm]	fu [MPa]	Superficie lorda [mm^2]
M22 8.8	M22 8.8	22	800,0	380
M42 10.9	M42 10.9	42	1000,0	1385
M48 10.9	M48 10.9	48	1000,0	1810
M20 8.8	M20 8.8	20	800,0	314

Effetti del carico

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
COMB 248	D10	-1295,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
COMB 248	D15	-1866,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
COMB 248	D15.2	-1912,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
COMB 248	Trave passerella	-50,5	10,0	-22,2	0,0	28,3	0,0
COMB 248	IPE330	0,0	0,0	-500,0	0,0	50,0	0,0

Riassunto delle verifiche

Nome	Valore	Stato
Analisi	**100,0%**	OK
Piastre	**0,0027 < 0,05**	OK
Bulloni	**92,9 < 100%**	OK
Saldature	**89,8 < 100%**	OK

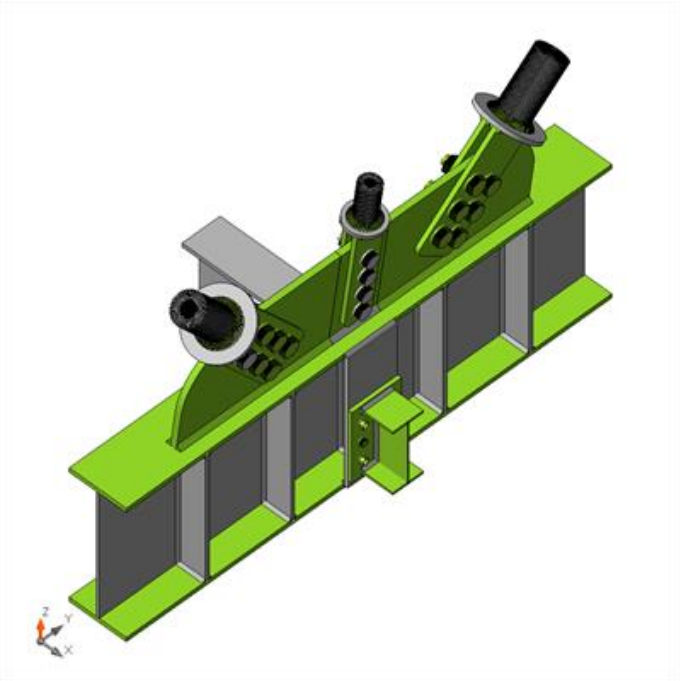


Figura 3.128 - Verifica globale nodo

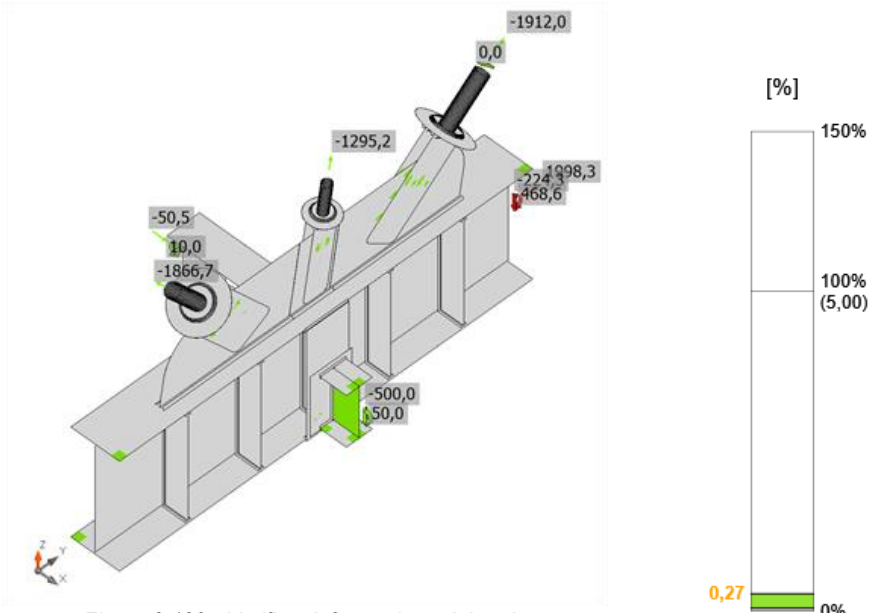


Figura 3.129 - Verifica deformazione del nodo

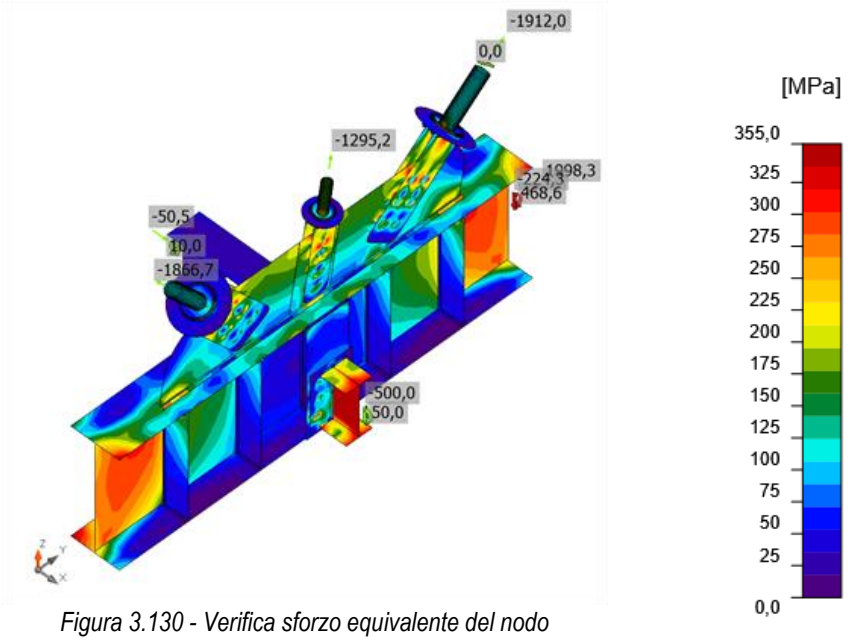


Figura 3.130 - Verifica sforzo equivalente del nodo

4. VARO DEL PONTE

Il varo del ponte assume un ruolo fondamentale nel presente elaborato. Quello su cui si vuole focalizzare l'attenzione è il fatto di come la progettazione non si può fermare alla verifica di tutti gli elementi strutturali costituenti la nuova opera, ma essa dovrà interessarsi di come la struttura potrà raggiungere la posizione finale e quale, tra le diverse tecniche di varo, rappresenti la soluzione migliore per il ponte in esame.
In particolare, si andranno due delle tipologie più utilizzate nel mercato:

- Varo a spinta longitudinale;
- Varo mediante autogrù.

4.1 VARO A SPINTA ORIZZONTALE

Per la realizzazione del ponte progettato, tra tutte le varie tecniche di varo possibili, si è deciso di utilizzare la tecnica del **varo a spinta longitudinale**.
Tale tecnica consiste nel costruire l'intero ponte a bordo delle spalle e spingerlo nella posizione finale. Con questa tecnica, è facile intuire che si avranno dei grandi vantaggi dal punto di vista de:

- Il cantiere, in quanto non sarà necessario adoperare delle autogrù in alveo, le quali avrebbero richiesto la momentanea deviazione del corso del fiume;
- La sicurezza, in quanto il montaggio del ponte avverrà a terra e non in quota, favorendo la sicurezza dei lavoratori.

Al netto di queste considerazioni, considerando il caso in esame, ossia di un ponte senza pile intermedie e di lunghezza pari ad 80m, la soluzione del varo longitudinale sarà sicuramente la soluzione economicamente più vantaggiosa.

L'utilizzo del varo richiederà un'attrezzatura specifica, la quale non sarebbe necessaria si utilizzasse un'altra metodologia di costruzione. In particolare, sarà necessaria la realizzazione di un **avambecco** in carpenteria metallica, sicuramente l'attrezzatura più caratteristica che contraddistingue il varo da tutte le altre tecniche di montaggio degli impalcati.
L'avambecco è una struttura che verrà agganciata alla testa del ponte e, grazie al suo ridotto peso al metro lineare rispetto all'impalcato del ponte da varare, garantirà l'approdo della struttura sulla pila finale di appoggio.
Si riporta nel seguito l'esempio di un avambecco reticolare utilizzato per la realizzazione di un ponte ad arco:

Figura 4.1 - Esempio di un avambecco – tesi.cab.unipd.it

L'avambecco però svolge anche un'altra funzione molto importante, cioè permette di recuperare l'inflessione dovuta alla parte a sbalzo dell'intera struttura, consentendogli di poter ingaggiare le rulliere poste nella pila successiva o direttamente sulla spalla del ponte senza sbattere contro il fusto della stessa. Per esercitare questa funzione possono essere adottate diverse soluzioni:

- avambecco a becco d'anitra: l'avambecco è collegato al ponte con una inclinazione verso l'alto che consente di recuperare l'inflessione della punta;

- sistema di regolazione con martinetti idraulici: l'avambecco viene collegato al ponte con un perno inferiore e un martinetto incernierato nella parte superiore in modo tale da regolare l'inclinazione dell'avambecco consentendo l'ingaggio delle rulliere;
- strallatura dell'avambecco: la punta dell'avambecco viene sostenuta da una strallatura collegata ad una incastellatura provvisoria a sua volta strallata ad una sezione retrostante d'impalcato per riprendere gli sforzi orizzontali;
- asta verticale in punta dell'avambecco: azionata mediante un martinetto, viene estesa fino alla testa della pila che fornisce il contrasto che consente di sollevare la punta fino alla quota delle rulliere (tecnica raramente impiegata nel varo di impalcati metallici e che trova un campo di impiego più ampio invece nei ponti in calcestruzzo).

Un'altra attrezzatura allo stesso modo importante per la realizzazione del ponte saranno le **rulliere** e le **slitte**. La spinta longitudinale del ponte avviene su delle slitte o rulliere che posso essere fisse o mobili, le quali sostengono il ponte che è appoggiato sull'intradosso delle travi longitudinali.

- Rulliere: lo scorrimento avviene su delle ruote dotate di perni installati su delle cassette. Queste cassette a loro volta sono fissate ad una sottostruttura mediante altri perni che ne consentono la rotazione attorno all'asse trasversale. Anche la sottostruttura viene fissata al suolo mediante un vincolo a cerniera in modo da conferire alla rulliera la capacità di ruotare e di portarsi nella medesima configurazione dell'impalcato che scorre su di essa ed in particolare per consentire l'ingaggio all'avambecco all'arrivo in essa permettendo la ridistribuzione delle forze tra tutte le ruote che la costituiscono.

Figura 4.2 - Esempio di rulliere - tesi.cab.unipd.it

- Slitte: il funzionamento di questi dispositivi invece prevede lo scorrimento della piattabanda inferiore del ponte per attrito radente sul pattino della slitta. Il pattino viene generalmente realizzato in teflon o neoprene, che consentono di limitare il coefficiente di attrito a valori dell'ordine del 10%. Il pattino è confinato lateralmente e longitudinalmente ed è fissato alla struttura d'acciaio della slitta che è costituita da un elemento triangolare metallico, incernierato nel vertice inferiore.

Figura 4.3 - Esempio di slitte - tesi.cab.unipd.it

4.1.1 Progettazione dell'avambecco

La progettazione dell'avambecco parte dalla considerazione che tale struttura provvisoria dovrà essere il più leggera possibile, in modo da contenere i costi di montaggio e limitare l'inflessione della stessa.
Per questo motivo, si è deciso di progettare un avambecco caratterizzato da una struttura reticolare e da un'altezza sufficientemente elevata, in modo da aumentarne notevolmente l'inerzia e dunque poter contenere le inflessioni dovute alla luce da coprire. Per ottimizzare ulteriormente l'avambecco, i profili utilizzati saranno profili ad L o doppio L (caratterizzati da una grande leggerezza).
In una prima fase, si è progettato un avambecco di 80m, capace di coprire l'intera luce senza l'ausilio di pile provvisorie da realizzare in alveo. Durante le verifiche dello stesso, però, si è osservato che la freccia del ponte, una volta avanzato di 60m, raggiungeva dei valori inaccettabili ed in alcun modo recuperabili. L'immagine seguente riporta tale deformazione critica:

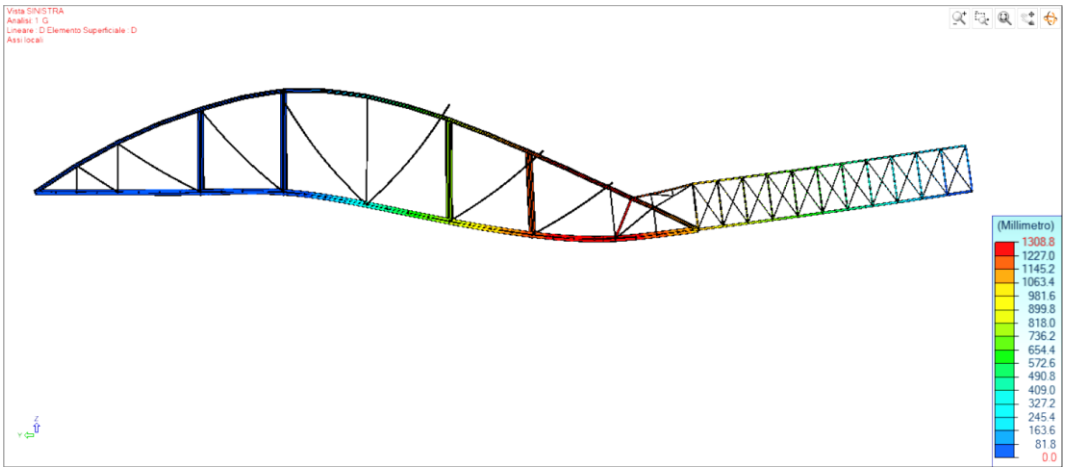


Figura 4.4 - Deformazione critica della struttura durante il varo

Per questo motivo, si è deciso di progettare un avambecco di lunghezza pari a 40m, usufruendo dunque di una pila provvisoria in alveo in mezzeria della luce, in modo da evitare tali deformazioni troppo elevate.

L'avambecco, infine, dato che dal lato finale di varo lo spazio stradale sarà limitato dal fianco di un versante, sarà necessario realizzare un avambecco modulare, in modo che sia possibile disassemblarlo ogni 3m.

Si riporta ora l'immagine dell'avambecco progettato presa dal software di calcolo Advance Design:

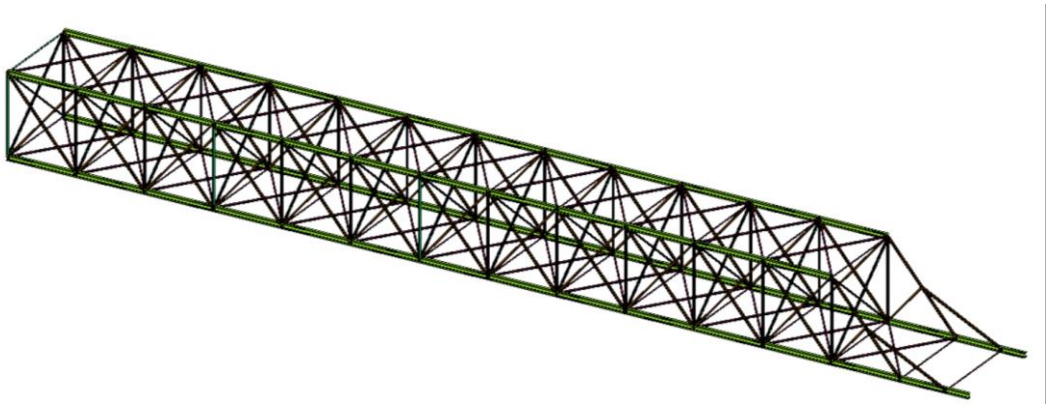


Figura 4.5 - Modello dell'avambecco, realizzato con profili a doppio L accoppiati

In particolare, il modello agli elementi finiti dell'avambecco è stato potuto copiare all'interno del modello del ponte progettato, in modo da poter simulare una condizione il più prossima possibile alla realtà.

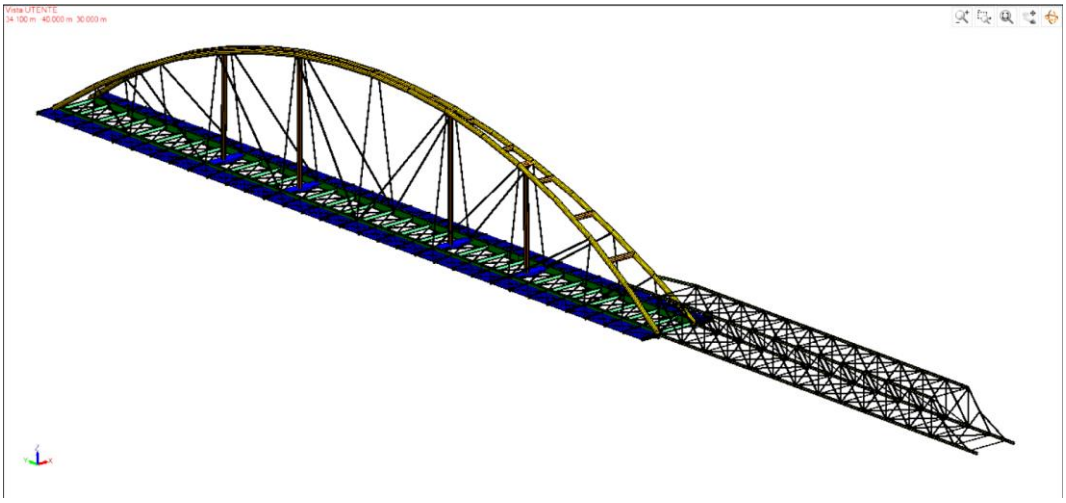


Figura 4.6 - Modello dell'avambecco collegato al ponte, rafforzato con colonne di rafforzamento per il varo

4.1.2 Valutazione della contromonta

L'avambecco, per evitare di sbattere contro la spalla del ponte durante il varo, verrà realizzato con una contromonta circa pari al doppio della massima deformazione che si presenta tra tutte le fasi dello stesso varo. La deformazione a cui si farà riferimento sarà quella corrispondente al momento in cui l'avambecco presenta

uno schema strutturale a mensola con il massimo sbalzo pari a 40m, ossia l'istante prima che esso si poggi sulla pila intermedia.
Valutando dunque la deflessione a cui sarà soggetto l'avambecco in questa fase, sarà possibile ottenere il valore della contromonta da realizzare.
Utilizzando il software di calcolo Advance Design, si ottiene una deflessione di 14cm, come si può vedere dall'immagine seguente:

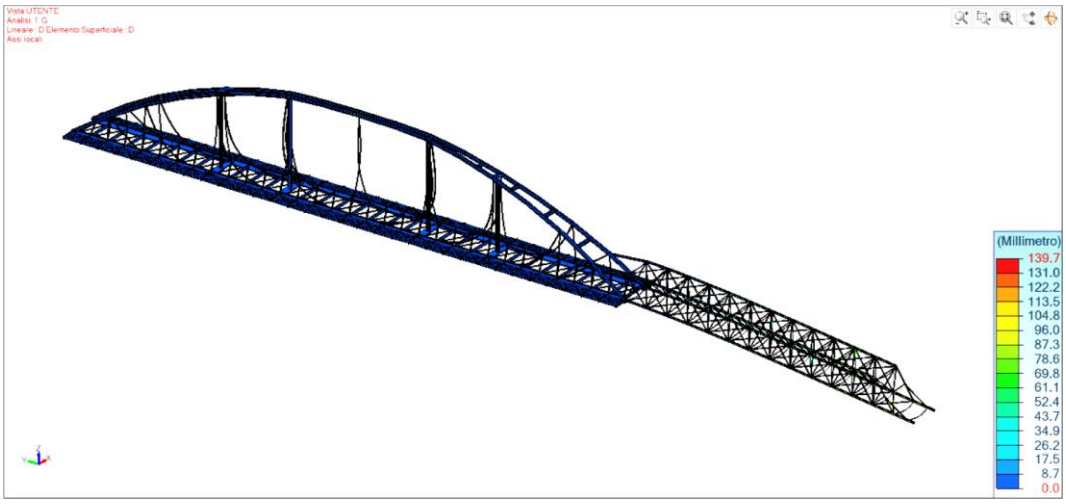


Figura 4.7 - Deformazione massima dell'avambecco per valutare la contromonta da realizzare

Sapendo, però, che tale risultato non tiene conto del peso di tutte le connessioni che dovranno essere realizzate, circa pari al 30% del peso totale, si valuta anche la deflessione per un peso pari al 130% del peso della sola carpenteria, ottenendo una deflessione di circa 18cm.
Si nota dunque che realizzando una contromonta circa doppia rispetto al valore ottenuto inizialmente (14cm), ossia una contromonta pari a 30cm, si terrà conto, con un buon margine di sicurezza, anche del peso delle connessioni e di eventuali incertezze. Per far sì che tale variazione di altezza non sia troppo accentuata, si inclineranno i primi 3m dell'avambecco di 6° così da ottenere la contromonta desiderata.

4.1.3 Verifiche di resistenza e stabilità

La struttura dell'avambecco viene progettata come una struttura reticolare con profili costanti lungo tutta la lunghezza dello stesso.
I correnti, coerentemente con quanto appena detto, saranno progettati come profili HEA poiché presenteranno una sezione resistente a sforzo normale molto maggiore rispetto agli altri profili di stessa altezza.
Per le verifiche dell'avambecco si valuteranno i tassi di lavoro della struttura di resistenza e stabilità per ogni 10m di avanzamento della struttura, partendo dalla condizione di sbalzo di 40m dell'avambecco sino alla posa definitiva del ponte nella sede definitiva.

A) Avambecco a sbalzo di 40m

A.1 Tasso di resistenza

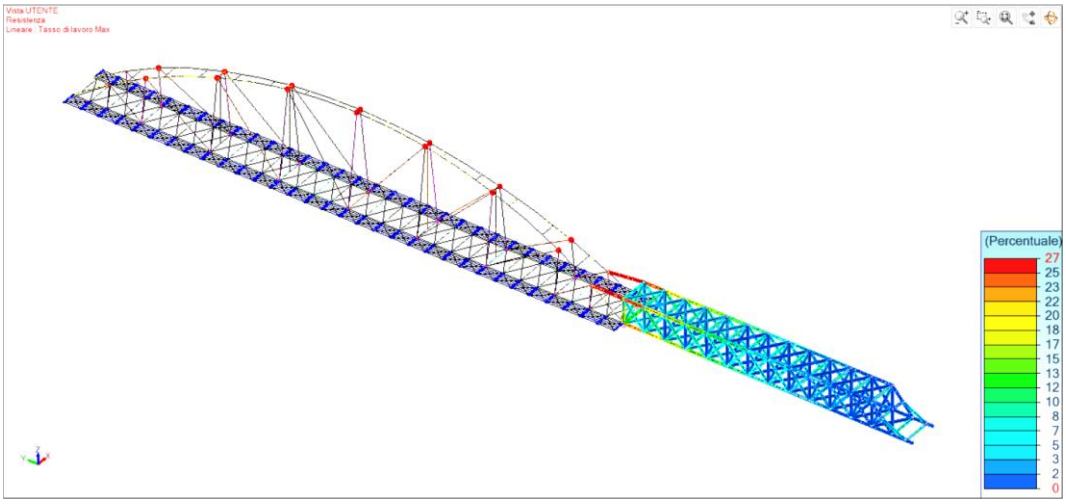


Figura 4.8 - Tasso di resistenza per il massimo sbalzo dell'avambecco

A.2 Tasso di stabilità

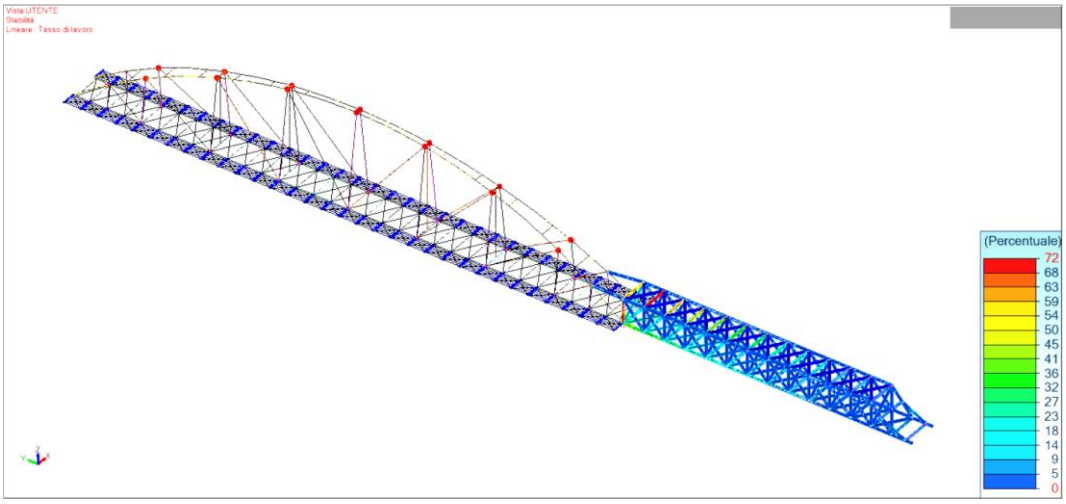


Figura 4.9 - Tasso di stabilità per il massimo sbalzo dell'avambecco

B) Ponte avanzato di 20m

B.1 Tasso di resistenza

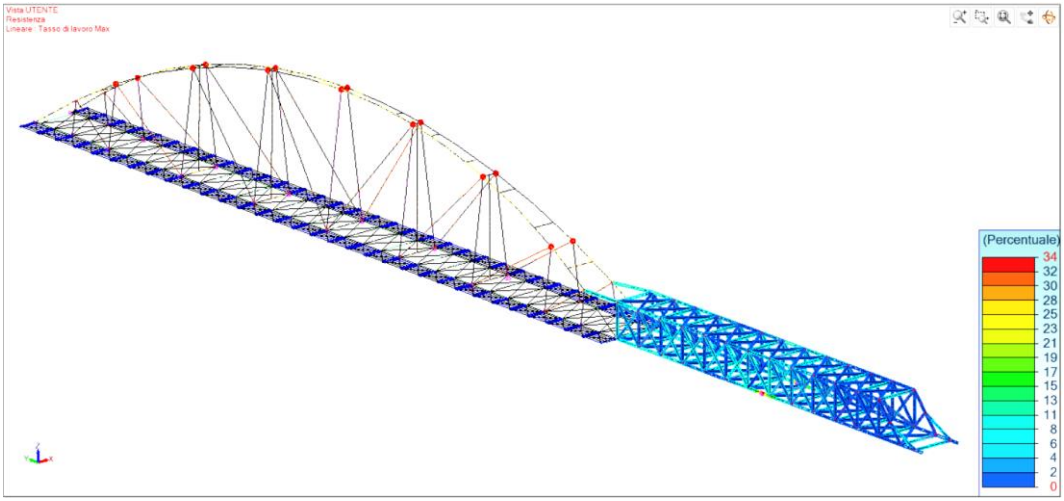


Figura 4.10 - Tasso di resistenza con il ponte avanzato di 20m

B.2 Tasso di stabilità

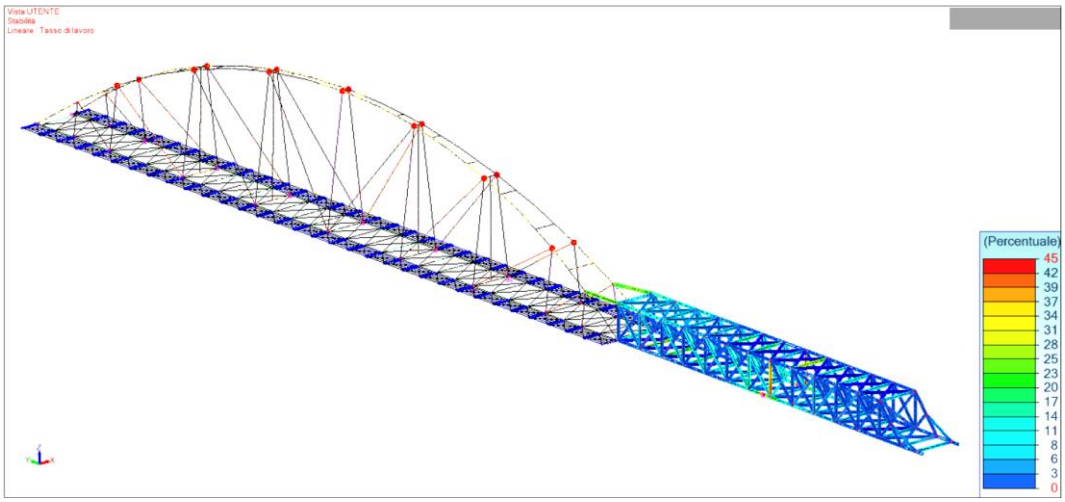


Figura 4.11 - Tasso di stabilità con il ponte avanzato di 20m

C) Ponte avanzato di 40m

C.1 Tasso di resistenza

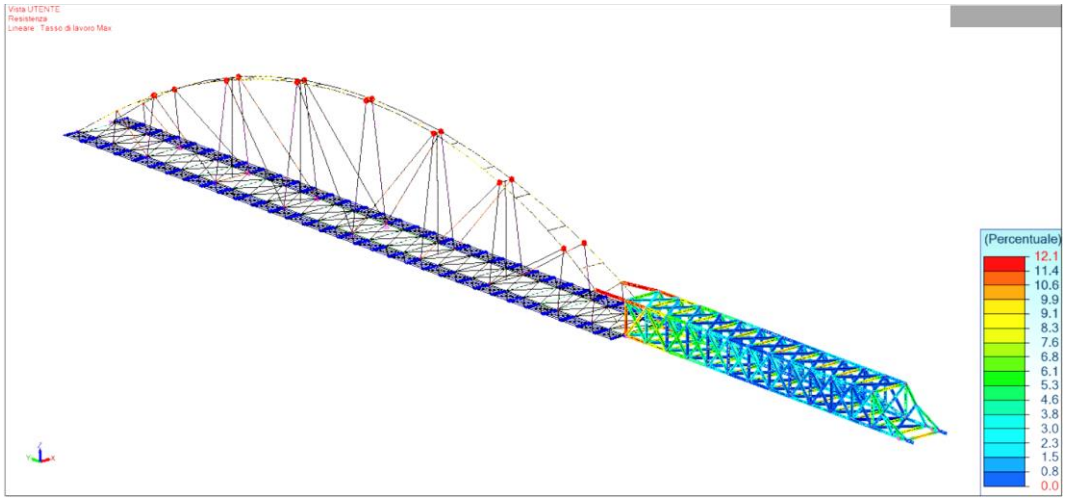


Figura 4.12 - Tasso di resistenza con il ponte avanzato di 40m

C.2 Tasso di stabilità

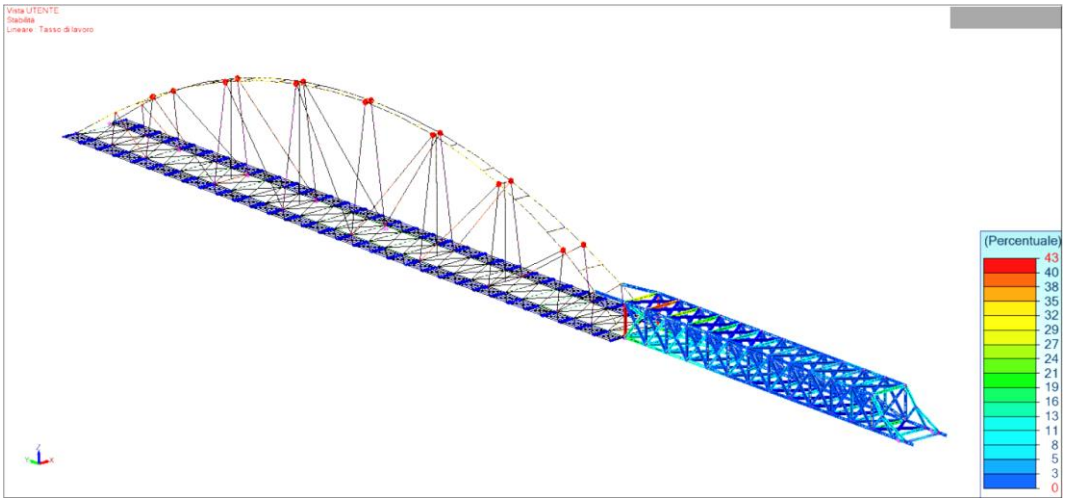


Figura 4.13 - Tasso di stabilità con il ponte avanzato di 40m

D) Ponte avanzato di 60m

D.1 Tasso di resistenza

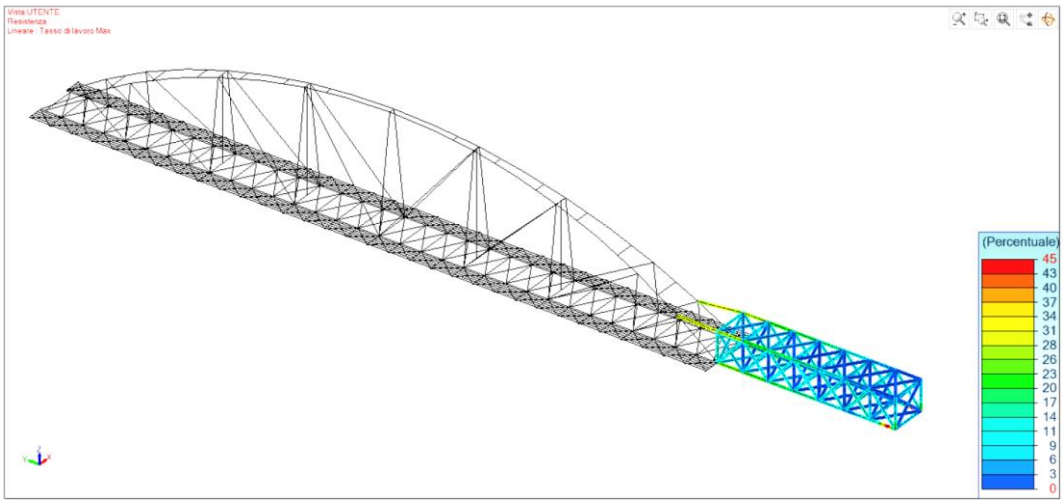


Figura 4.14 - Tasso di resistenza con il ponte avanzato di 60m

D.2 Tasso di stabilità

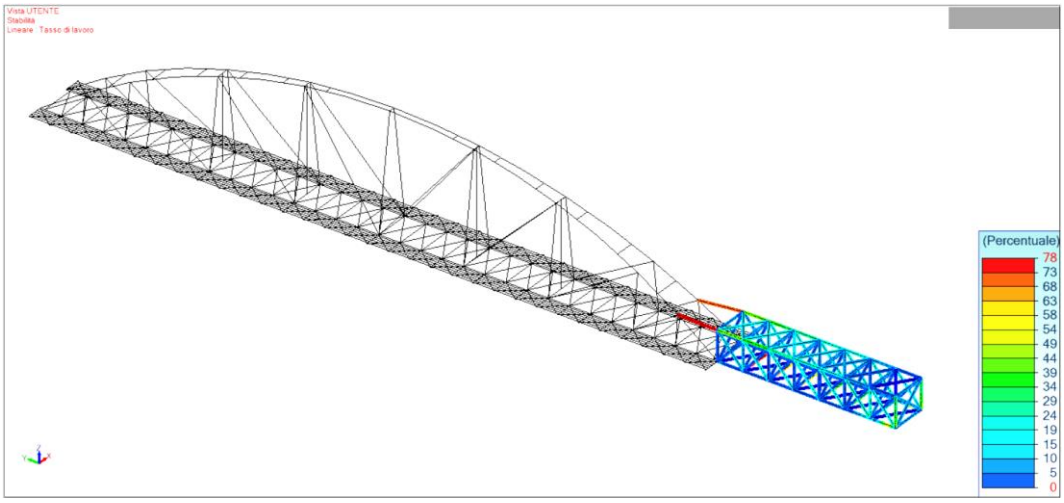


Figura 4.15 - Tasso di stabilità con il ponte avanzato di 60m

Dato che questo step di varo era risultato critico e determinante nella scelta della progettazione dell'avambecco si ripropone la deformazione della struttura ad un avanzamento del ponte pari a 60m, in modo da poterla confrontare con la deformazione caratterizzata da una freccia pari a 1.3m ottenuta con un avambecco privo di pila intermedia.

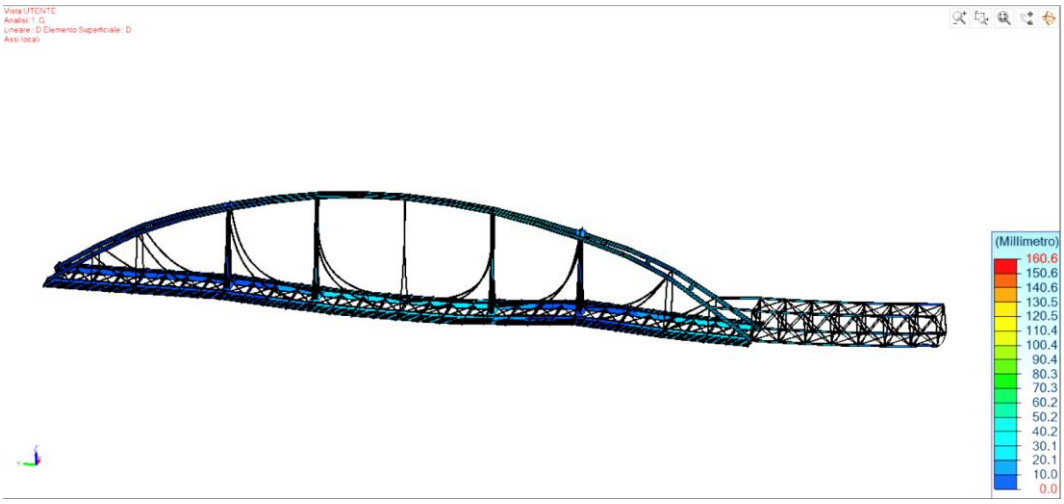


Figura 4.16 - Deformazione della struttura ad un avanzamento di 60m del ponte

Come si può osservare dall'immagine, la deformazione che si produce con il nuovo schema strutturale, ossia su trave su 3 appoggi, presenta una freccia di un ordine di grandezza inferiore rispetto alla freccia basata su uno schema strutturale di trave su due appoggi.
Questo risultato giustifica la scelta progettuale effettuata e sottolinea la bontà della stessa.

Ponte avanzato di 70m

E.1 Tasso di resistenza

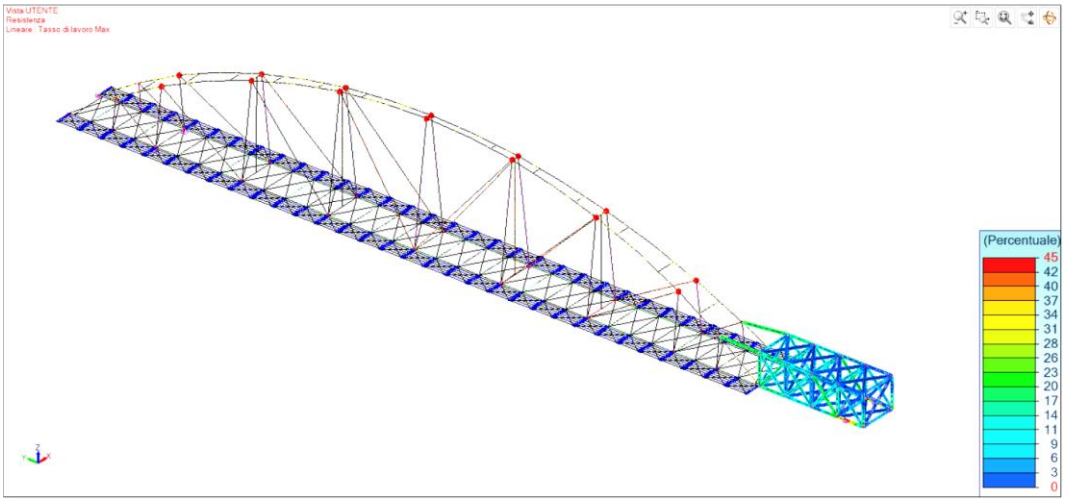


Figura 4.17 - Tasso di resistenza con il ponte avanzato di 70m

E.2 Tasso di stabilità

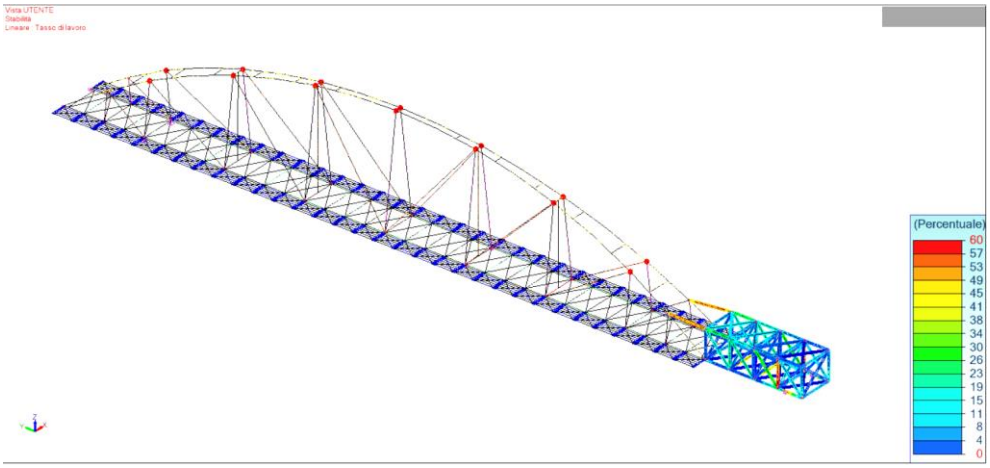


Figura 4.18 - Tasso di stabilità con il ponte avanzato di 70m

Si può concludere che le verifiche degli elementi strutturali costituenti l'avambecco possono ritenersi soddisfatte per tutta la durata del varo.

4.1.4 Verifica del nodo

La struttura dell'avambecco viene progettata utilizzando lo stesso tipo di nodo ripetuto per tutta la lunghezza della stressa. Esso sarà caratterizzato dall'unione dei diagonali laterali e del montante verticale sulla piattabanda del corrente e dall'unione dei controventi di falda e dal traverso su una piastra orizzontale saldata alle piattabande dello stesso corrente. Inoltre, il diagonale centrale verrà unito mediante una piastra ortogonale a quella che sarà realizzata per ospitare gli elementi verticali.
Un'immagine del nodo viene riportata nel seguito:

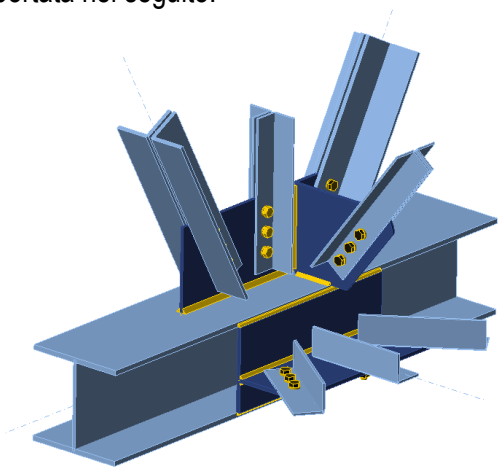


Figura 4.19 - Nodo caratteristico della struttura reticolare dell'avambecco

Valutando le diverse configurazioni dell'avambecco durante il varo, si sono isolate le condizioni di carico più sfavorevoli nei diversi nodi della struttura e si sono indicate come diverse condizioni di carico per verificare lo stesso.

Si riportano i risultati dell'analisi effettuata tramite Idea Statica:

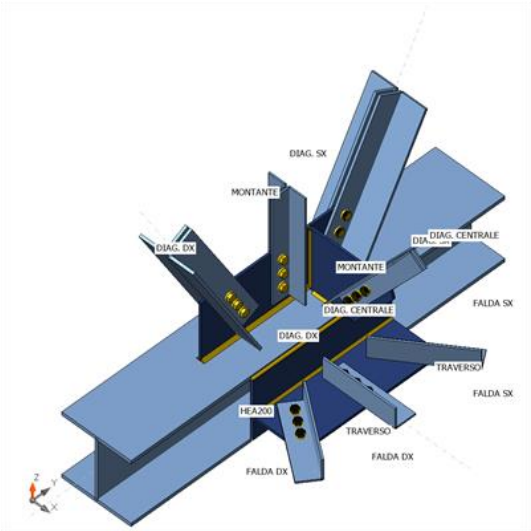


Figura 4.20 - Nodo tipico dell'avambecco

Nome	Materiale
104547 - HEA200	S355
104531 - CS7 L75x75x8	S355
104659 - CS7 L50x50x4	S355
104563 - L60X5	S355
104611 - L60X5	S355

Assieme di bulloni	Diametro [mm]	fu [MPa]	Superficie lorda [mm^2]
M12 8.8	12	800,0	113

Effetti del carico

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
70m di avanzamento	HEA200	-90,0	0,0	-15,0	0,0	36,0	0,0
	HEA200	25,0	0,0	-102,0	0,0	-36,0	0,0
	DIAG. SX	-103,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	MONTANTE	31,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	TRAVERSO	3,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	FALDA SX	-2,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	DIAG. CENTRALE	10,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	DIAG. DX	3,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	FALDA DX	-1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
40m sbalzo	HEA200	360,0	0,0	-2,0	0,0	2,0	0,0
	HEA200	-410,0	0,0	-5,0	0,0	-2,0	0,0
	DIAG. SX	33,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	MONTANTE	-6,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	TRAVERSO	11,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	FALDA SX	10,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	DIAG. CENTRALE	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	DIAG. DX	-47,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	FALDA DX	7,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Riassunto delle verifiche

Nome	Valore	Stato
Analisi	**100,0%**	OK
Piastre	**0,0056 < 0,05**	OK
Bulloni	**71,9 < 100%**	OK
Saldature	**73,4 < 100%**	OK

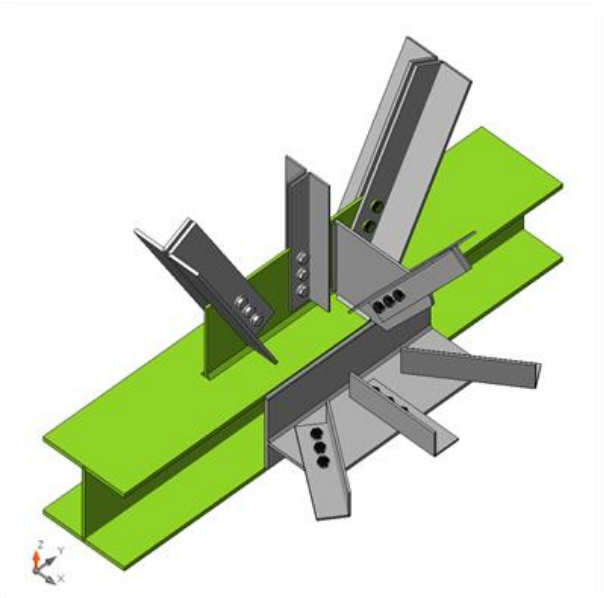


Figura 4.22 - Verifica globale del nodo

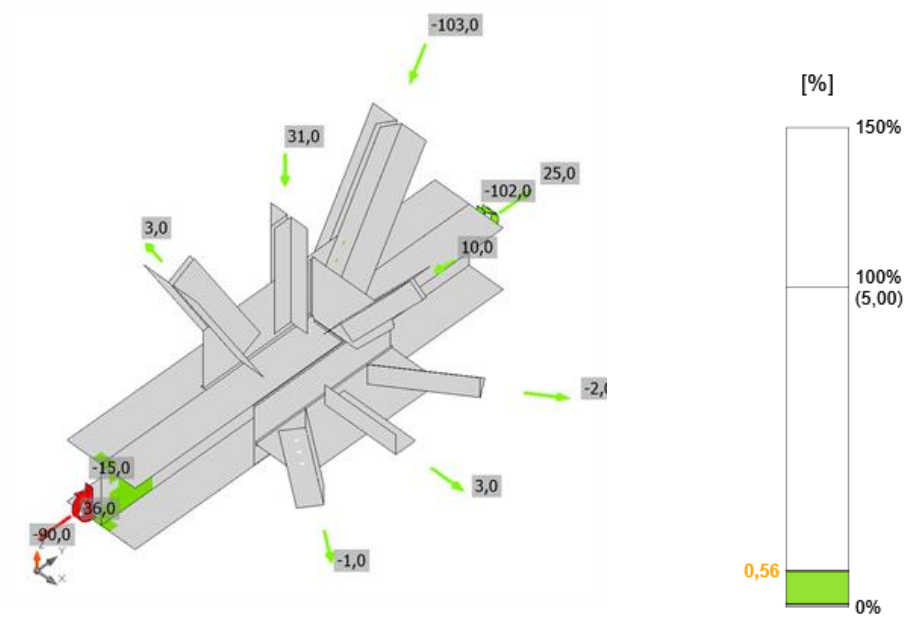


Figura 4.21 - Verifica di deformazione del nodo

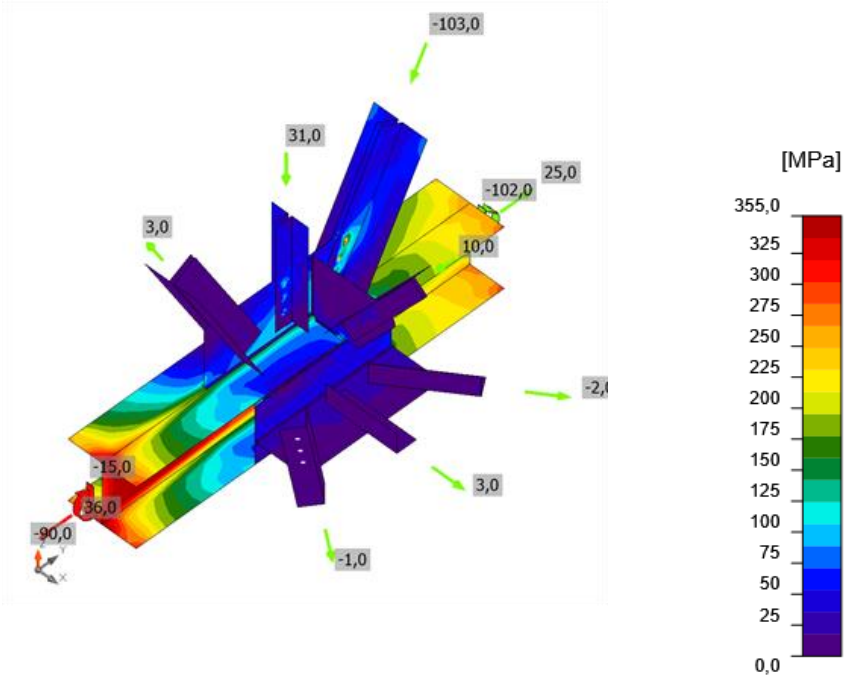


Figura 4.23 - Verifica di sforzo equivalente del nodo

4.1.5 Verifica strutturale del ponte

La progettazione del varo longitudinale richiede di controllare che gli elementi strutturali del ponte siano sempre verificati durante tutta la fase di varo.
Il ponte, infatti, durante il varo non si troverà nello schema strutturale finale verificato nell'analisi globale, bensì si troverà nello schema di trave su più appoggi, rappresentati dai rulli di scorrimento, presenti ogni 10m sul fianco di lancio del ponte, sulla pila provvisoria a 40m di distanza ed infine sulla spalla opposta del ponte, distante 80m. Essi saranno rappresentati da rulli di 8cm di diametro e di 50cm di larghezza, realizzati appositamente in officina e posizionati con un passo di 10m, in modo da distribuire in modo omogeneo il peso del ponte sugli stessi.
Durante la fase di varo, il nuovo schema strutturale farà sì che i pendini non saranno soggetti a trazione, bensì a grandi sforzi di compressione. Lo schema strutturale del ponte ad arco a spinta annullata, durante la fase di varo, perde di significato, in quanto l'impalcato, non potendosi inflettere liberamente non dovrà essere sorretto dall'arco poiché già vincolato verticalmente dagli stessi rulli. Si osserva dunque un vero e proprio capovolgimento della funzione strutturale degli elementi da varare, ove, in particolare, i pendini avranno il compito di mantenere la forma della struttura trasmettendo sforzi di compressione elevati.
Come conseguenza, essi, essendo stati progettati per sopportare sforzi di trazione ed essendo dunque molto snelli, si instabilizzeranno e l'arco non avrà dunque dei supporti verticali necessari per mantenere la sua posizione finale. Al fine di superare questo problema, si è deciso, in fase di progettazione, di accettare l'instabilità dei pendini verticali e inserendo dunque una struttura provvisoria in grado di portare gli sforzi verticali di compressione necessari.

La struttura provvisoria sarà caratterizzata da 4 elementi tubolari di sezione CSH457x10mm, posizionati su piastre di spessore di 2cm e di larghezza pari a 1m poggianti sulla travatura principale, nella parte inferiore, e all'arco, nella parte superiore. Tale struttura provvisoria viene rappresentata nelle immagini seguenti:

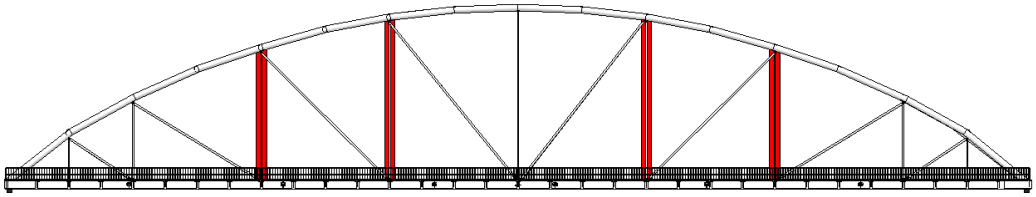


Figura 4.24 - Prospetto del ponte con evidenziate le strutture di rinforzo provvisorie

Figura 4.25 - Particolare 3D della struttura di rinforzo

Al fine di progettare nella maniera corretta tali strutture provvisorie in Advance Design si sono creati dei collegamenti elastici tra i pendini e l'arco, caratterizzati da una rigidezza tale che, per ogni step di avanzamento del ponte, il pendino più sollecitato fosse caratterizzato da uno sforzo normale di compressione molto prossimo al carico critico di instabilità. Attraverso questa particolare modellazione, si è voluto simulare la distribuzione dei carichi più prossima possibile alla realtà, dividendo i carichi verticali tra i pendini, i quali porteranno carichi mai superiori al proprio carico critico, e i quattro elementi tubolari.
Studiando le diverse configurazioni del varo, si è individuata la seguente condizione più sfavorevole per gli elementi provvisori (fase di avanzamento 70m):

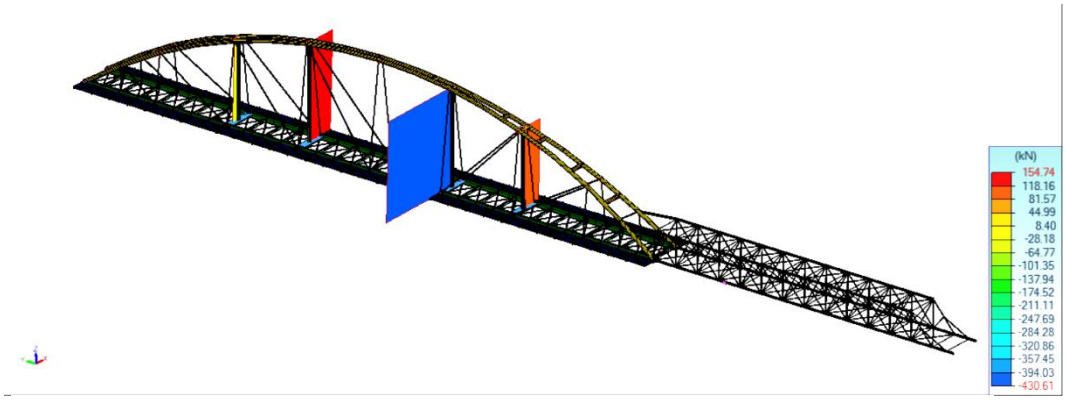


Figura 4.26 - Sforzi di massima compressione nelle strutture provvisorie

Si osserva che lo sforzo normale massimo che il singolo elemento provvisorio dovrà portare sarà pari a 431kN. Al fine di poter verificare che il sistema provvisorio sia adeguato, si è deciso di sfruttare la modellazione al continuo, in modo tale da poter studiare in maniera più dettagliata lo stato tensionale delle piastre e l'eventualità di dover aggiungere delle nervature alla stessa struttura.

In particolare, trasformando il carico puntuale appena ottenuto in un carico lineare distribuito lungo la circonferenza dell'elemento tubolare, si è osservata l'esigenza di introdurre delle nervature lungo le due direzioni principali dell'elemento portante al fine di poter ottenere un livello tensionale che non ecceda la tensione di snervamento, pari a 355MPa. Esse, di spessore pari a 1.50cm, avranno la geometria riportata nell'immagine seguente.

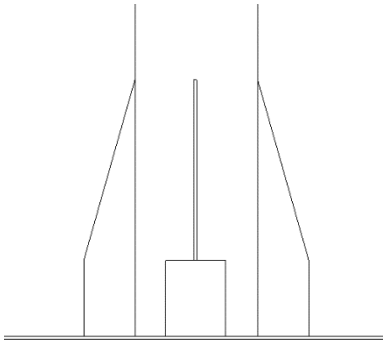


Figura 4.27 - Particolare delle nervature della struttura provvisoria

Lo stato tensionale, che si osserva andando a studiare le tensioni medie secondo Von Mises, è il seguente:

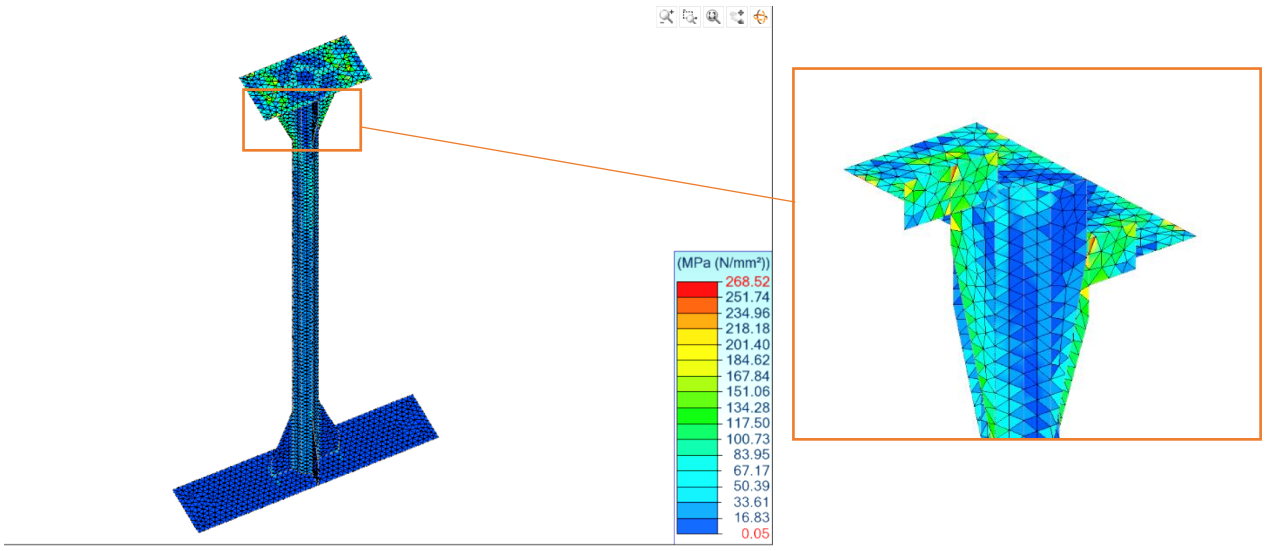


Figura 4.28 - Stato tensionale della struttura provvisoria

Al fine di giustificare i risultati ottenuti, si confrontano le deformazioni della pila provvisoria nei due modelli di calcolo, quello composto da elementi lineari (da dove si è ricavato il valore del carico) e quello al continuo. Le due deformazioni sono riportate nelle immagini seguenti:

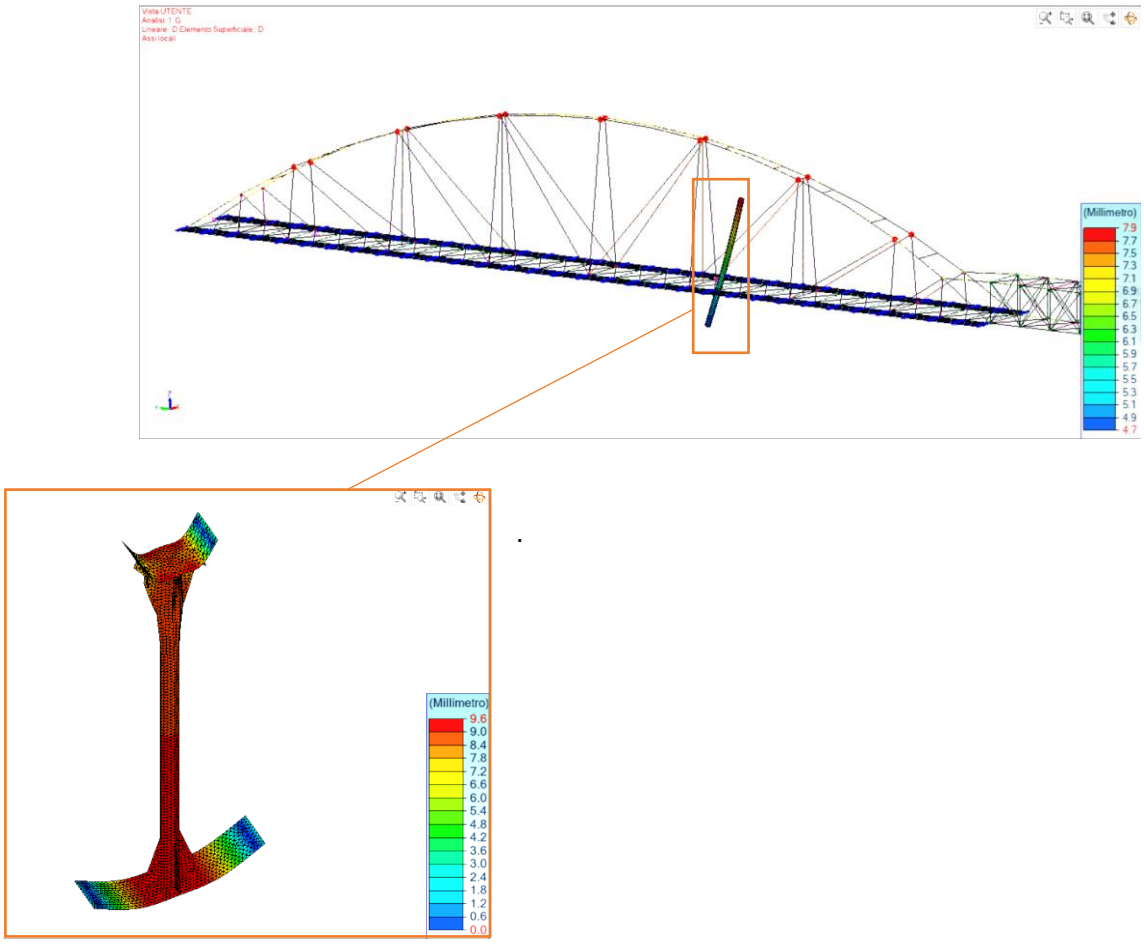


Figura 4.29 - Deformazione della struttura provvisoria

Si osserva che le deformazioni sono molto simili e dunque i risultati ottenuti dalla modellazione al continuo possono ritenersi attendibili.

Avendo dunque verificato che la struttura provvisoria progettata è idonea a supportare i carichi verticali al posto dei pendini, si andrà a verificare che gli elementi strutturali del ponte siano verificati durante i vari step del varo, fatta eccezione per gli stessi pendini, per i quali, si ripete, si accetterà il superamento del carico di buckling.
Come già effettuato per la struttura reticolare dell'avambecco, si andranno a valutare i tassi di lavoro di resistenza e stabilità degli elementi di interesse, in particolare gli elementi costituenti l'arco e le travature dell'impalcato.

A) Avambecco a sbalzo di 40m

A.1 Tasso di resistenza

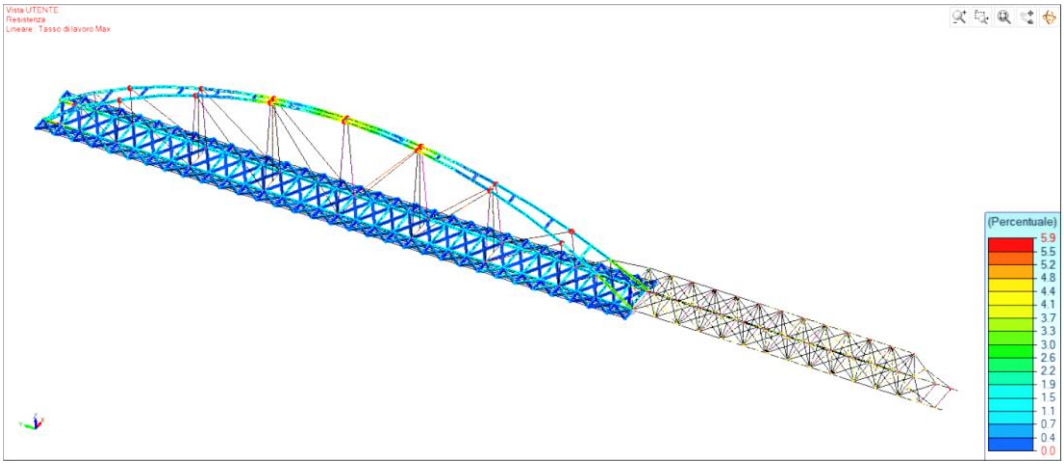


Figura 4.30 - Tasso di resistenza del ponte per il massimo sbalzo dell'avambecco

A.2 Tasso di stabilità

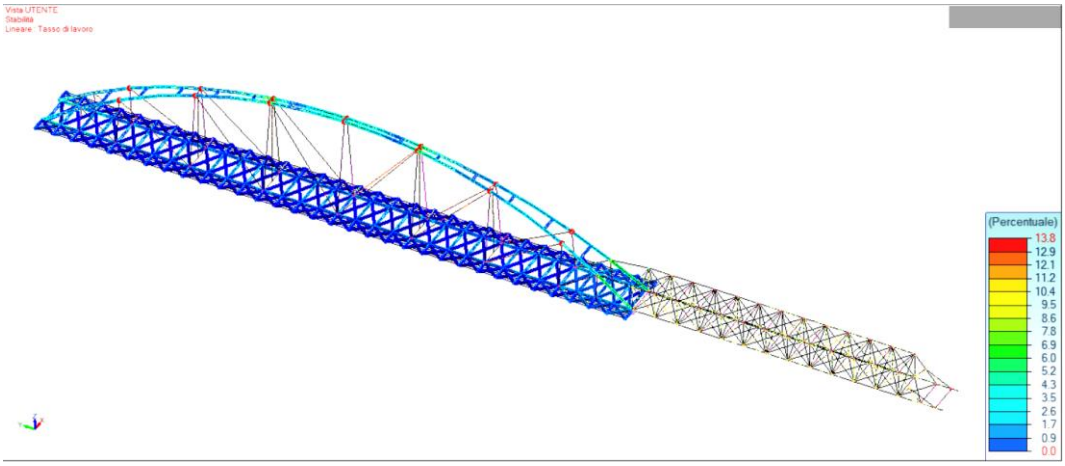


Figura 4.31 - Tasso di stabilità del ponte per il massimo sbalzo dell'avambecco

B) Ponte avanzato di 20m

B.1 Tasso di resistenza

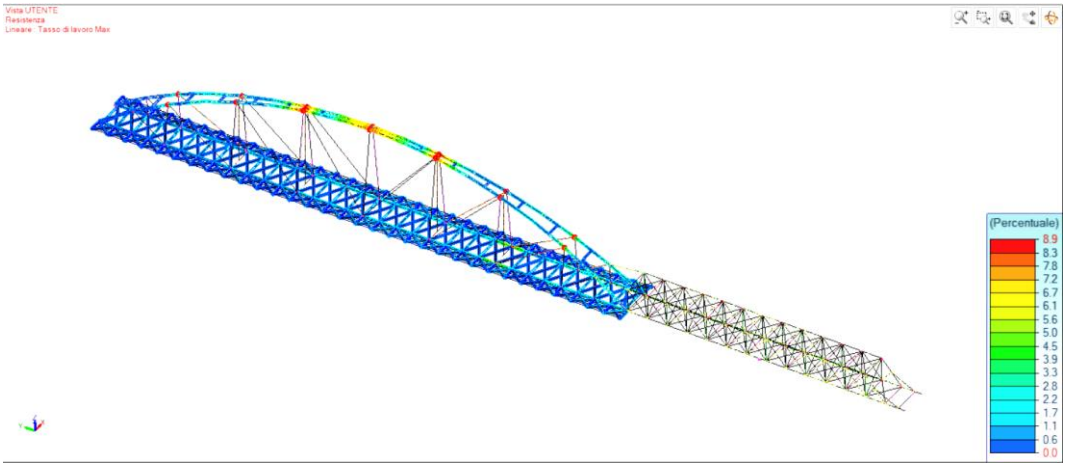


Figura 4.32 - Tasso di resistenza del ponte per un avanzamento di 20m

B.2 Tasso di stabilità

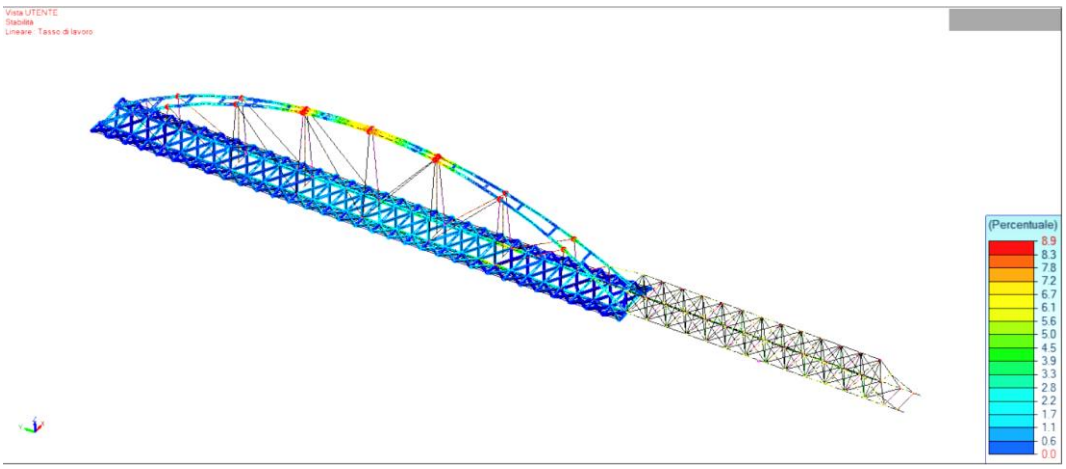


Figura 4.33 - Tasso di stabilità del ponte per un avanzamento di 20m

C) Ponte avanzato di 40m

C.1 Tasso di resistenza

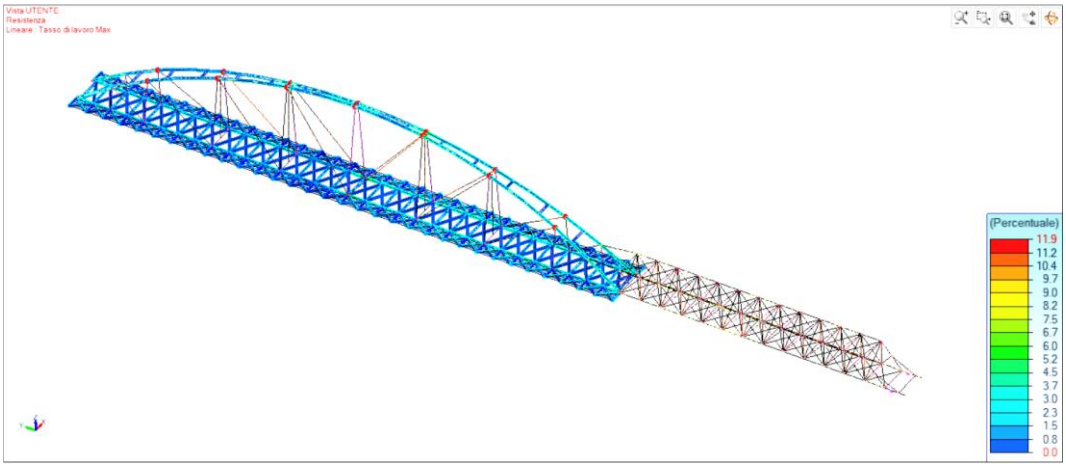


Figura 4.34 - Tasso di resistenza del ponte per un avanzamento di 40m

C.2 Tasso di stabilità

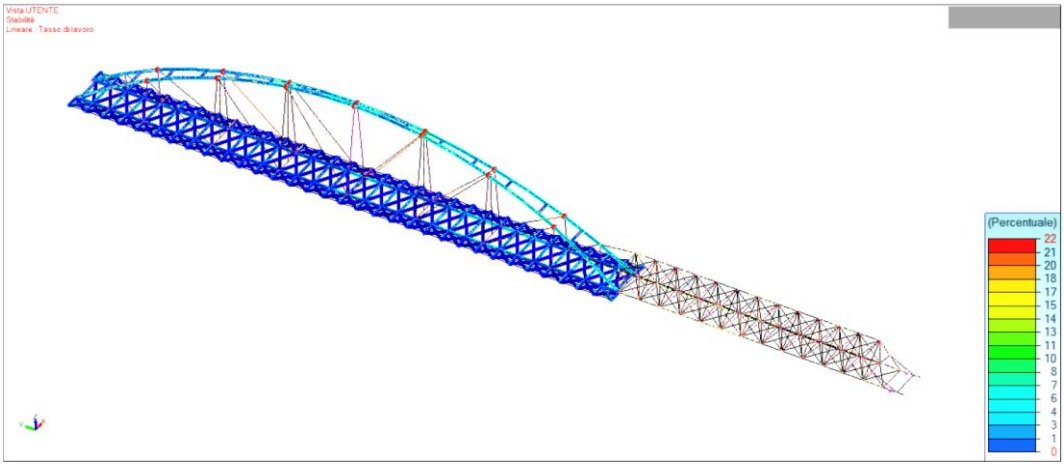


Figura 4.35 - Tasso di stabilità del ponte per un avanzamento di 40m

D) Ponte avanzato di 60m

D.1 Tasso di resistenza

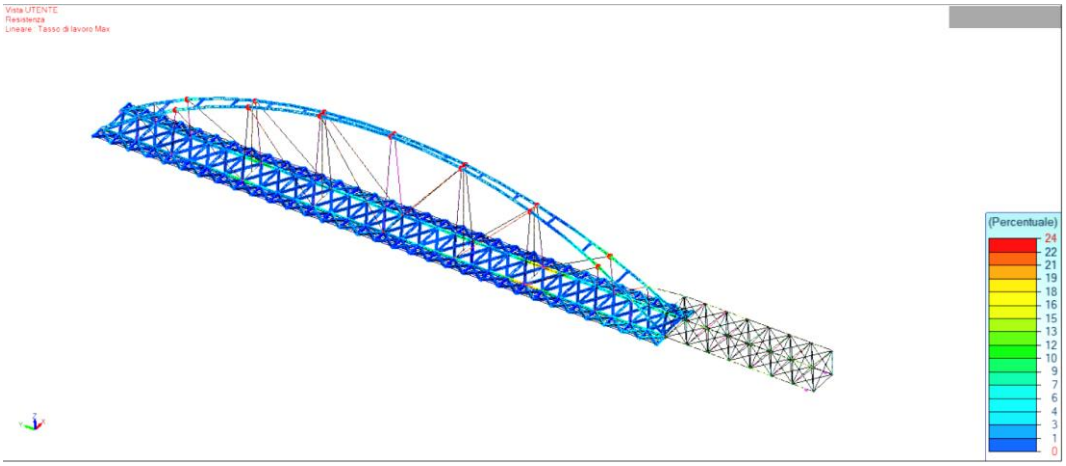


Figura 4.36 - Tasso di resistenza del ponte per un avanzamento di 60m

D.2 Tasso di stabilità

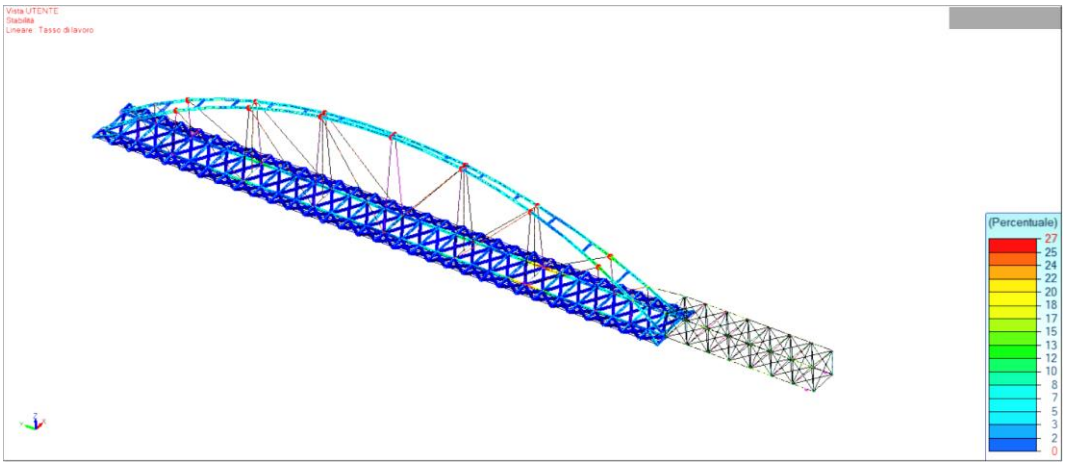


Figura 4.37 - Tasso di stabilità del ponte per un avanzamento di 60m

E) Ponte avanzato di 70m

E.1 Tasso di resistenza

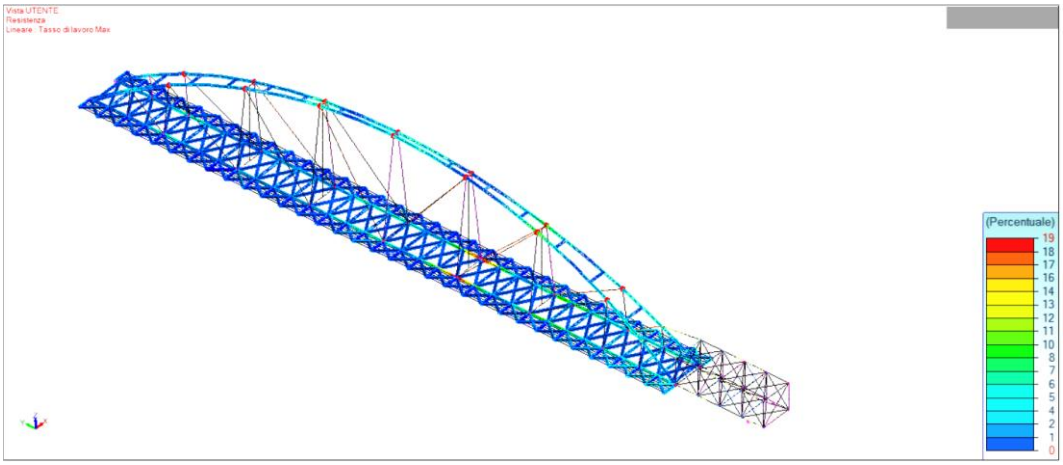


Figura 4.38 - Tasso di resistenza del ponte per un avanzamento di 70m

E.2 Tasso di stabilità

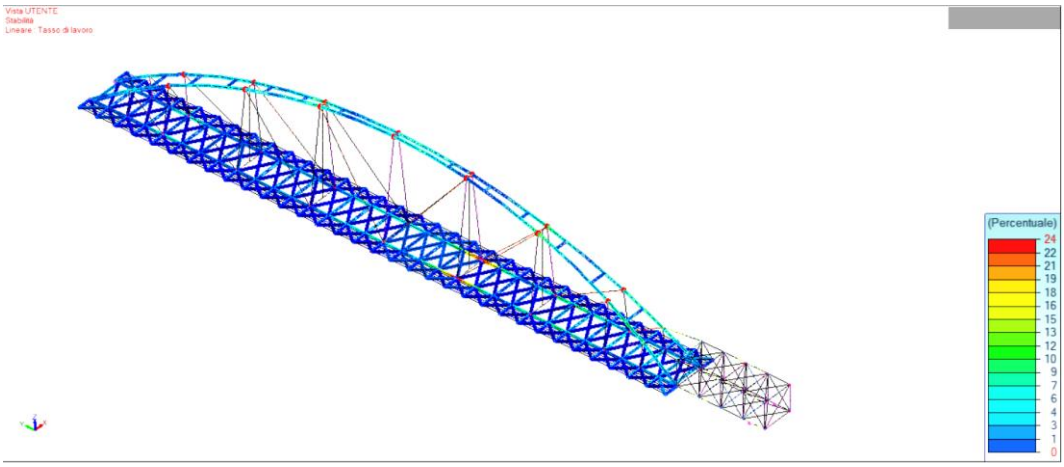


Figura 4.39 - Tasso di stabilità del ponte per un avanzamento di 70m

4.1.6 Calcolo della pila intermedia

Dopo aver verificato l'avambecco, la struttura provvisoria e gli elementi costituenti il ponte durante tutte le fasi di varo, sarà ora necessario progettare la pila intermedia provvisoria che garantirà lo schema strutturale utilizzato nei calcoli.
Seguendo la stessa linea di progettazione utilizzata per la realizzazione della struttura provvisoria, si andrà a realizzare una pila che possa essere facilmente e velocemente montata e smontata. Per questo motivo si andrà a realizzare una pila costituita da una sezione tubolare sormontata da una trave che ospiterà i rulli di scorrimento. Questi ultimi, dovendo essere a contatto con la trave, saranno posizionati al di sopra di martinetti idraulici, i quali, una volta azionati da un operatore, garantiranno la corretta aderenza tra il rullo e la travatura principale dell'impalcato.

I carichi che verranno utilizzati nella progettazione della pila provvisoria si baseranno sul massimo sforzo normale che si presenta nei vincoli intermedi. In particolare, si è osservato dalle analisi precedenti che il massimo sforzo normale si verifica durante la fase di avanzamento del ponte pari a 70m, con un carico pari a 600kN su ogni appoggio, come si può osservare dall'immagine seguente:

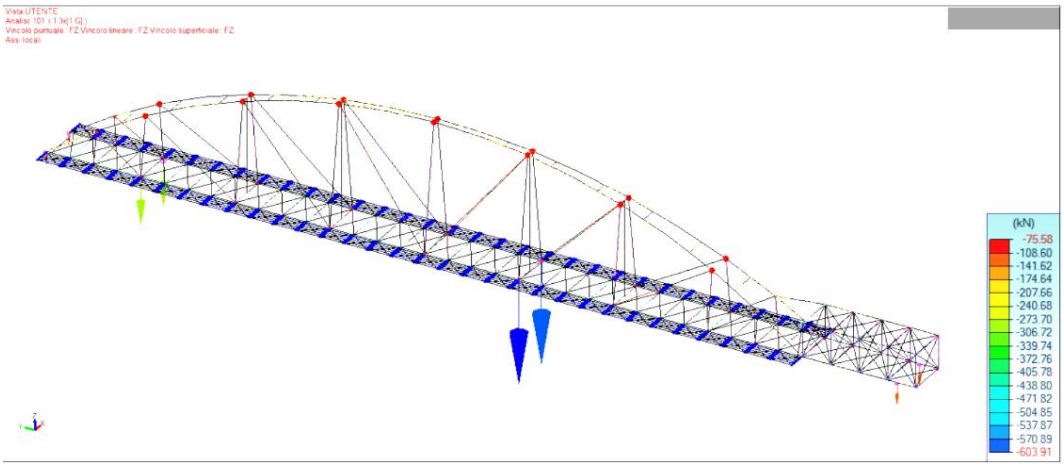


Figura 4.40 - Reazioni vincolari che scaricano sulla pila provvisoria

Il carico verticale, però, non sarà l'unico carico che verrà considerato nell'analisi. Si prenderà in considerazione, infatti, anche un carico orizzontale, dato dall'attrito che si produrrà allo scorrimento tra la travatura principale e il rullo. A favore di sicurezza, si prenderà in esame il valore standard del coefficiente d'attrito radente tra due superfici d'acciaio, pari a 0.2-0.3 volte il carico verticale.
I carichi da applicare sono dunque riassunti nella seguente tabella:

Carico concentrato	Valore
[-]	[kN]
Verticale	**600**
Orizzontale	**180**

Mediante il software IdeaStatica si andranno quindi a progettare il pulvino, che collegherà rigidamente la trave orizzontale con la pila, e la piastra di base, con la quale si collegherà la pila con un basamento il calcestruzzo provvisorio, che verrà smantellato una volta finita la fase di varo del ponte.
La pila provvisoria assumerà dunque la seguente forma:

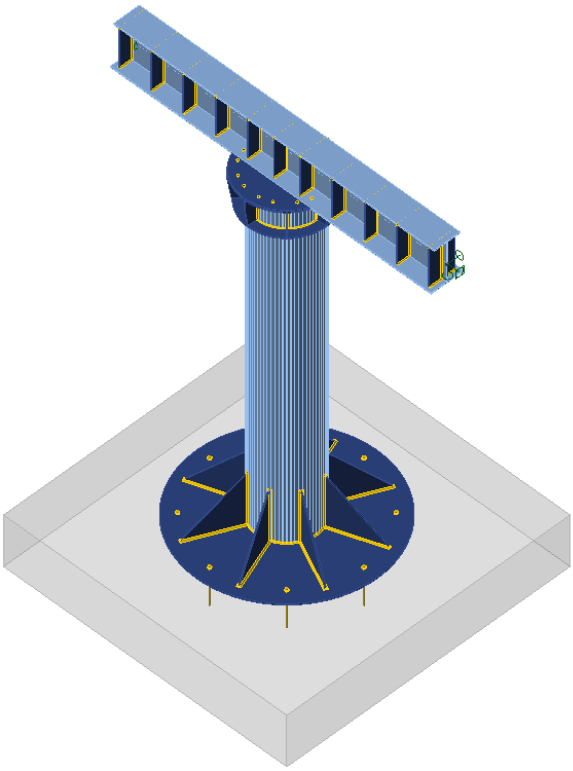


Figura 4.41 - Modello della pila provvisoria in IdeaStatica

In particolare, i risultati ottenuti dall'analisi dei due nodi sono riportati nel seguito:

A) <u>PULVINO</u>

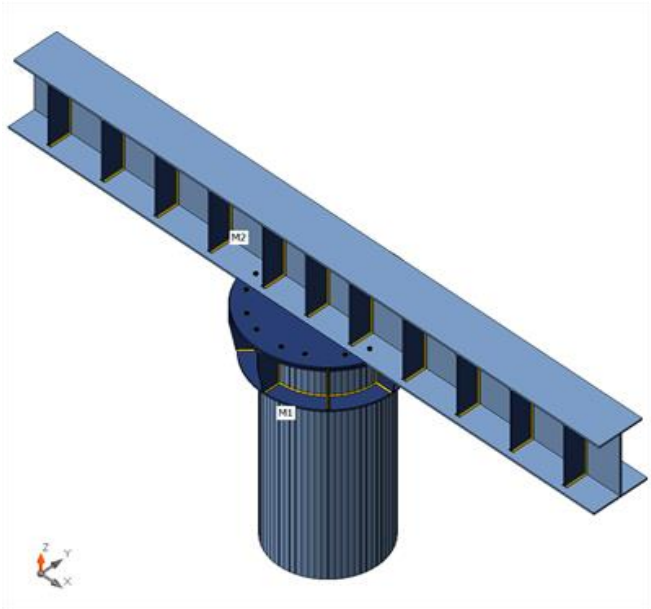


Figura 4.42 - Particolare del pulvino

Sezioni

Nome	Materiale
1 - B914/25	S 355
2 - Iwn650x(400/500)	S 355

Bulloni

Nome	Assieme di bulloni	Diametro [mm]	fu [MPa]	Superficie lorda [mm^2]
M20 8.8	M20 8.8	20	800,0	314

Effetti del carico

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	M2	0,0	-180,0	-600,0	0,0	0,0	0,0
	M2	0,0	-180,0	-600,0	0,0	0,0	0,0

Riassunto delle verifiche

Nome	Valore	Stato
Analisi	**100,0%**	OK
Piastre	**0,012 < 0,05**	OK
Bulloni	**42,6 < 100%**	OK
Saldature	**74,2 < 100%**	OK

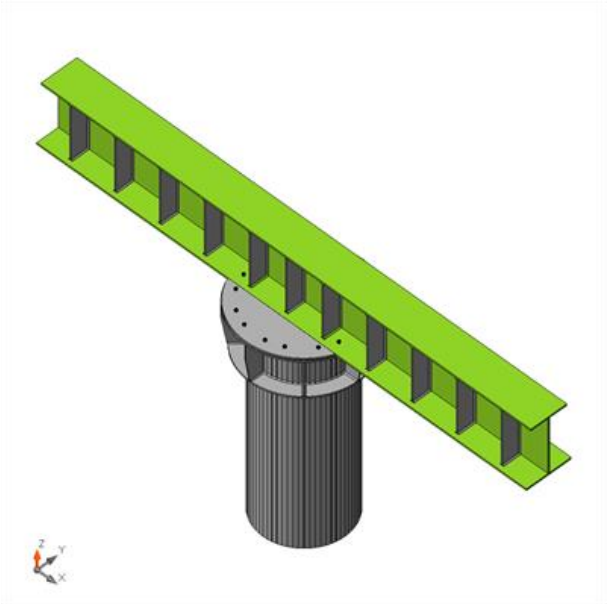


Figura 4.43 - Verifica globale del nodo

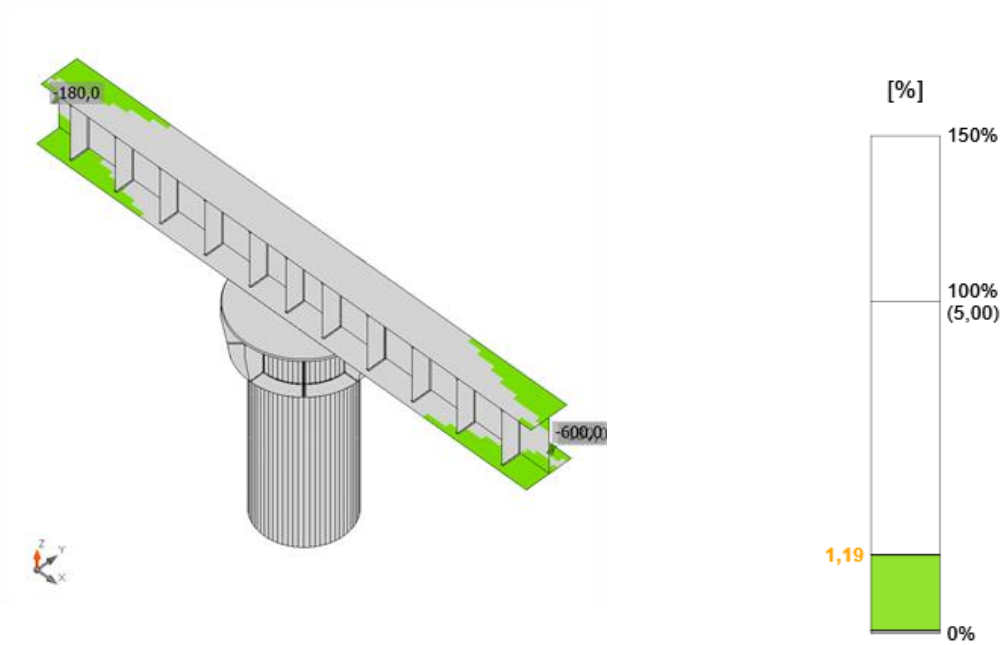


Figura 4.44 - Verifica deformazione del nodo

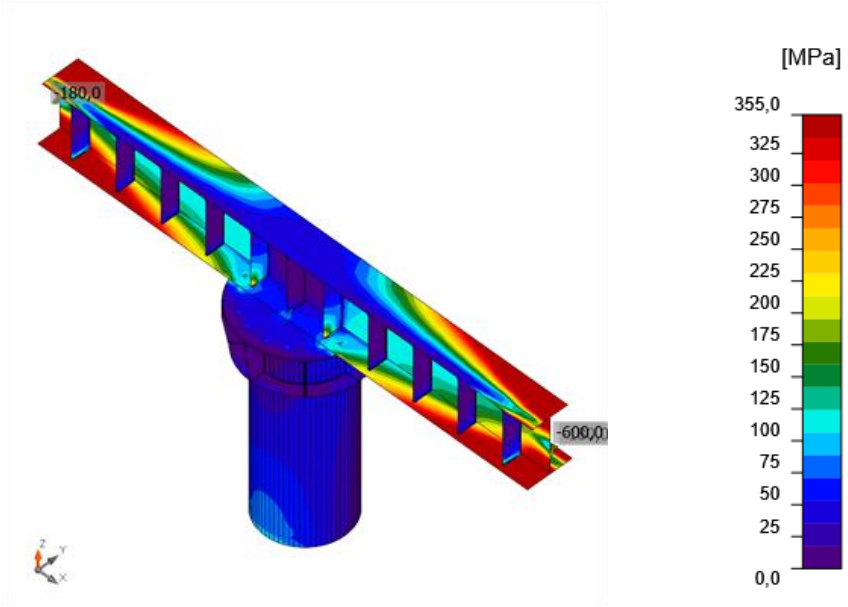


Figura 4.45 - Verifica sforzo equivalente del nodo

B) PIASTRA DI BASE

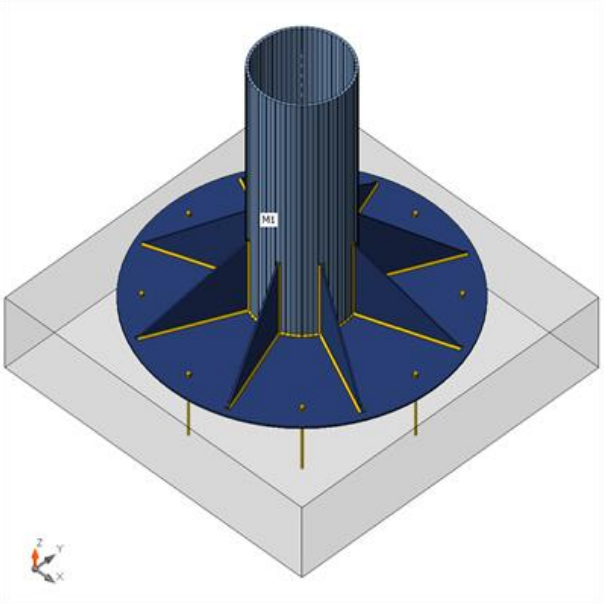


Figura 4.46 - Particolare piastra di base

Sezioni

Nome	Materiale
1 - B914/25	S 355

Ancoraggi

Nome	Assieme di bulloni	Diametro [mm]	fu [MPa]	Superficie lorda [mm^2]
M27 8.8	M27 8.8	27	800,0	573

Effetti del carico

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	M1	-1200,0	350,0		0,0	0,0	2000,0

Blocco di fondazione

Elemento	Valore	Unità
CB 1		
Dimensioni	3400 x 3400	mm
Altezza	800	mm
Ancoraggio	M27 8.8	
Lunghezza di ancoraggio	650	mm

Riassunto delle verifiche

Nome	Valore	Stato
Analisi	**100,0%**	OK
Piastre	**0,0056 < 0,05**	OK
Ancoraggi	**91,5 < 100%**	OK
Saldature	**80,7 < 100%**	OK
Basamento in calcestruzzo	**32,3 < 100%**	OK
Taglio	**79,6 < 100%**	OK

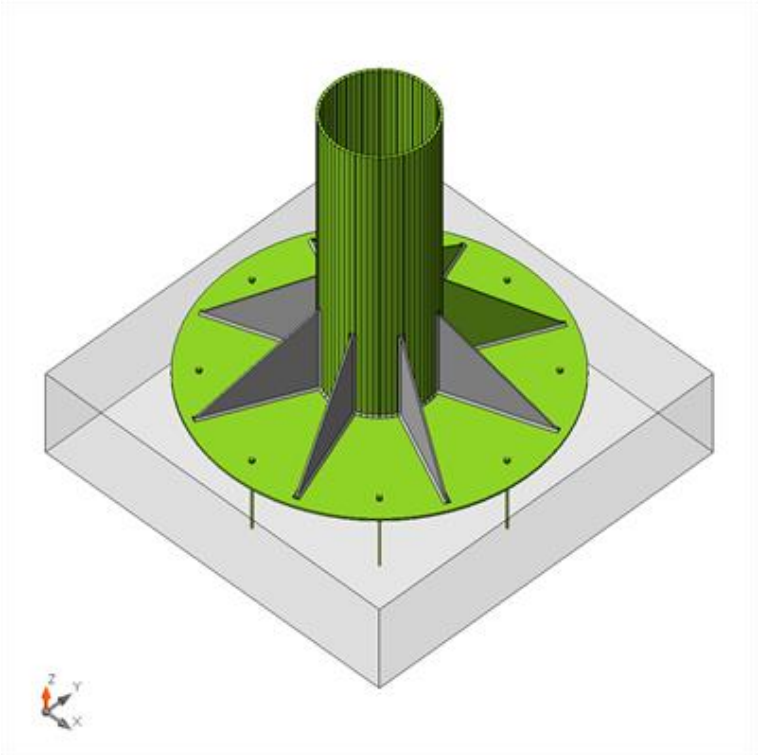


Figura 4.47 - Verifica globale del nodo

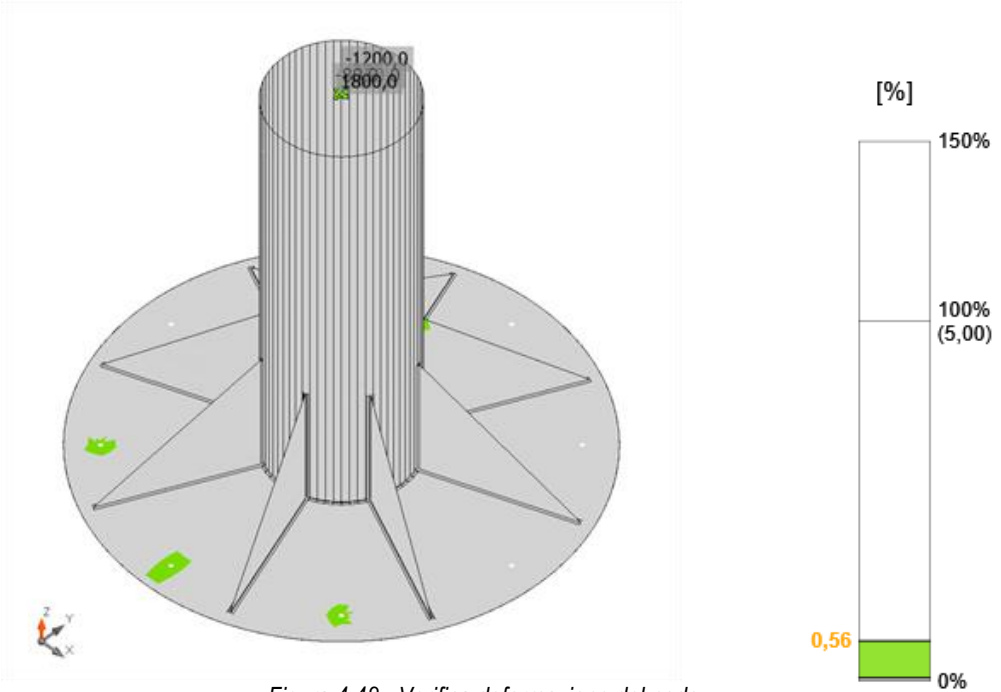


Figura 4.48 - Verifica deformazione del nodo

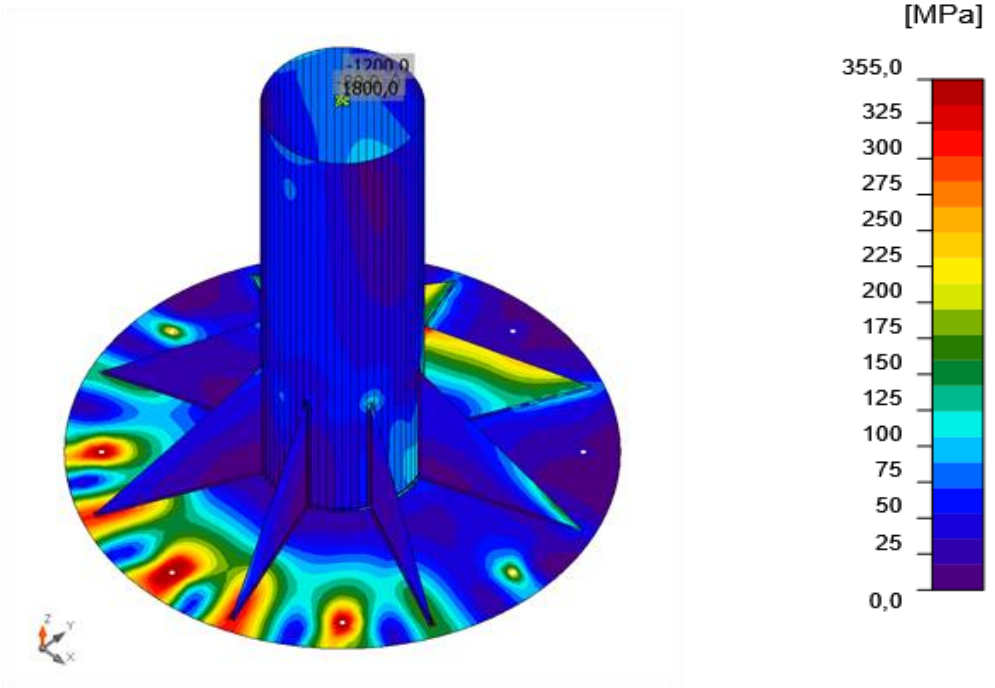


Figura 4.49 - Verifica di sforzo equivalente del nodo

4.1.7 Stima dei costi

Al fine di rendere la progettazione il più completa possibile, si andrà infine a valutare una stima del costo del varo longitudinale. In questo modo, infatti, si potranno successivamente prendere in considerazione altre metodologie di realizzazione del ponte, come per esempio il varo tramite autogrù e valutare da un punto di vista economico la soluzione più vantaggiosa.
La stima del prezzo del varo longitudinale, trascurando il costo della mano d'opera e del trasporto del materiale in cantiere, dovrà tenere conto delle seguenti voci:

- Carpenteria metallica costituente l'avambecco;
- Nodi costituenti l'avambecco;
- Carpenteria metallica e nodi della struttura provvisoria presente sul ponte;
- Costruzione della pila provvisoria;
- Scavo terreno nella zona di montaggio al fine di posizionare il ponte sulla corretta linea di varo.

Sapendo che il prezzo della carpenteria può essere considerato pari a 2.2 €/kg e che il prezzo dei nodi analizzati sarà un output del software IdeaStatica, si avrà la seguente tabella:

Strutture		**Peso**	**Prezzo**	**Costo**
[-]		[kg]	[€/kg]	[€]
Carpenteria	Avambecco	13500	2,2	29700
	Struttura provvisoria	9100	2,2	20020
	Pila intermedia	3070	2,2	6754
Nodi	Avambecco	-	-	11200
	Pulvino	-	-	3500
	Piastra di base	-	-	4900
			Totale	**76074**

Come anticipato poc'anzi, al fine di poter posizionare il ponte sulla corretta linea di varo, si dovranno eseguire delle operazioni di scavo del terreno antecedente il ponte e di scarifica del manto stradale e che verranno sintetizzate nella tabella seguente:

Operazioni	**Volume (stima)**	**Prezzo**	**Costo**
[-]	[m3]	[€/m3]	[€]
Scavo terreno	500	5	2500
Scarifica del manto stradale	80	13	1040
Reinterro dello scavo e costipamento	500	8	4000
Nuovo manto stradale	-	-	9600

Si può dunque osservare che, approssimando per eccesso, le operazioni e la carpenteria metallica, utili per poter realizzare il ponte mediante questa metodologia, avranno un prezzo complessivo stimato in 100.000,00€.

4.2 VARO MEDIANTE AUTOGRU

Il varo mediante autogrù è una buona alternativa al varo a spinta longitudinale, attraverso la quale sarà possibile sollevare e spostare rigidamente la struttura lungo il proprio asse.

Questa nuova tecnica, a differenza del varo longitudinale, il quale nascondeva le proprie criticità nella realizzazione di un avambecco ben progettato, porta con sé una criticità diversa, ossia la sicurezza nel cantiere e l'analisi di possibili interferenze tra i mezzi di sollevamento con la struttura o tra loro.
Le interferenze sono spesso la causa di molti problemi di gestione della sicurezza e della salute e risulta evidente come esse debbano essere valutate attentamente in fase di progetto, soprattutto se si valutano possibili interferenze tra mezzi di sollevamento.
E' noto che, nel caso di più gru operanti nella stessa area, per evitare il rischio di collisione è necessario installarle in modo che i rispettivi bracci ruotino a quote differenti e che le due torri si trovino ad una distanza superiore alla somma delle lunghezze dei rispettivi bracci. Inoltre, per evitare il rischio di collisione del braccio con le strutture adiacenti, fisse o mobili, occorre installare la gru considerando la flessibilità delle sue strutture: fermo restando le indicazioni del fabbricante della macchina, in linea generale come indicazione di buona tecnica, la distanza di sicurezza da osservare è di almeno 2 metri, misurata tra gli ostacoli e ogni punto della gru a rischio di collisione (ad esempio, punta del braccio, zavorra di controbraccio) ad esclusione della distanza dal gancio nella posizione di fine corsa superiore che deve essere almeno di 2.50 metri, qualora siano presenti lavoratori sul piano di lavoro sottostante la gru.
Nel caso le gru siano presenti nello stesso spazio aereo, invece, la distanza minima tra le gru deve essere tale da evitare comunque l'interferenza delle funi e dei carichi della gru più alta con la controbraccio della gru più bassa, pertanto tale distanza deve sempre essere superiore alla somma tra la lunghezza utile del braccio, relativa alla gru posta ad altezza maggiore, e la lunghezza del controbraccio, relativa alla gru posta all'altezza inferiore. Tale accorgimento elimina i rischi causati dall'impossibilità di avere la completa visibilità anche del movimento del controbraccio a durante il sollevamento-trasporto del carico. Nel caso in cui non sia possibile la configurazione sopra riportata, occorre predisporre un sistema automatico anti-interferenza o anticollisione, e un sistema di comunicazione o segnalazione della particolare condizione d'impianto.
A livello organizzativo, infine, sarà necessario che le fasi di movimentazione dei carichi siano programmate in modo da eliminare la contemporaneità delle manovre nelle zone di interferenza.

4.2.1 Schema di varo

Data la dimensione del ponte da varare, ossia 80m, si è deciso di coinvolgere nel varo della struttura due autogrù da posizionare in alveo, le quali lavoreranno non contemporaneamente, mentre un rimorchio modulare trasporterà la parte terminale della struttura.
In particolare, le fasi del varo studiato saranno le seguenti:

1) La struttura viene assemblata a lato della spalla del ponte in un cantiere provvisorio. Essa sarà assemblata su appoggi provvisori, i quali permetteranno al rimorchio modulare, dotato di pistoni idraulici, di poter prendere il carico la parte terminale del ponte una volta assemblato;

2) Mentre il rimorchio si carica di metà del peso proprio del ponte, dall'altra estremità della struttura il carico è assunto da un autogrù Terex Demag TC2800 posizionata in alveo;

3) Il rimorchio e l'autogrù, ad una velocità prestabilita, si muovono simultaneamente per spostare il ponte lungo il proprio asse. Durante questa operazione, il rimorchio procede lungo la strada, mentre l'autogrù compie un arco piano;

4) L'autogrù Terex Demag TC 2800, arriva al massimo sbraccio e passa il carico alla seconda autogrù, la Liebherr LG 1550 e quindi rimarrà in attesa;

5) L'autogrù Liebherr LG 1550 effettua un arco piano ed il rimorchio modulare continua a spostarsi lungo la strada fino a giungere a circa 1.2m-1.5m dal pulvino (parte inferiore della spalla del ponte, privata del paraghiaia);

6) L'autogrù Terex Demag TC 2800 prende in carico il ponte e libera il rimorchio modulare mentre l'autogrù Liebherr LG 1550 rimane in attesa;

7) Le due autogrù traslano il ponte fino a portarlo in appoggio sulle spalle.

Data questa soluzione si evidenzia subito come sia di fondamentale importanza conoscere in maniera precisa i carichi da mobilitare, in modo da poter studiare i diagrammi di lavoro delle autogrù, ottenendo come risultati il braccio del mezzo, la zavorra da utilizzare e la posizione che esse dovranno avere in alveo.

Analizzando il peso della struttura e tutte le componenti che verranno già assemblate prima del varo, si stima che esso sia circa pari a 230 ton. Il peso di 230 ton deriva dalle seguenti componenti:

Distinta pesi materiale		
Elementi	**Materiale**	**Peso**
[-]	[-]	[ton]
Carpenteria	Acciaio S355 JR	151,43
Piastrame, bulloneria e zincatura	Acciaio S355 JR	53,00
Struttura provvisoria	Acciaio S355 JR	5
Ringhiera passerella	Acciaio S355 JR	4,8
Tavolato	Legno lamellare GL28h	8,57
	Totale	**223**

Nei diagrammi di lavoro, dato che il peso totale sarà sempre diviso tra una autogrù ed il rimorchio modulare oppure tra le due autogrù (solo nella fase finale di posizionamento sugli appoggi), ci si baserà dunque su un carico da sollevare pari a 112 ton. Inoltre, considerando il peso della catena e del bilancino, struttura utile a sollevare l'estremità del ponte, il carico da sollevare sarà dunque pari a circa 120 ton.

4.2.2 Analisi delle autogrù

4.2.2.1 Terex Demag TC2800

L'autogrù Terex Demag TC2800 può assumere diverse configurazioni in funzioni del carico da mobilitare e l'altezza a cui dev'essere mobilitato.
Il modello scelto per il varo in esame sarà il modello SSL, il quale viene riportato nelle illustrazioni seguenti:

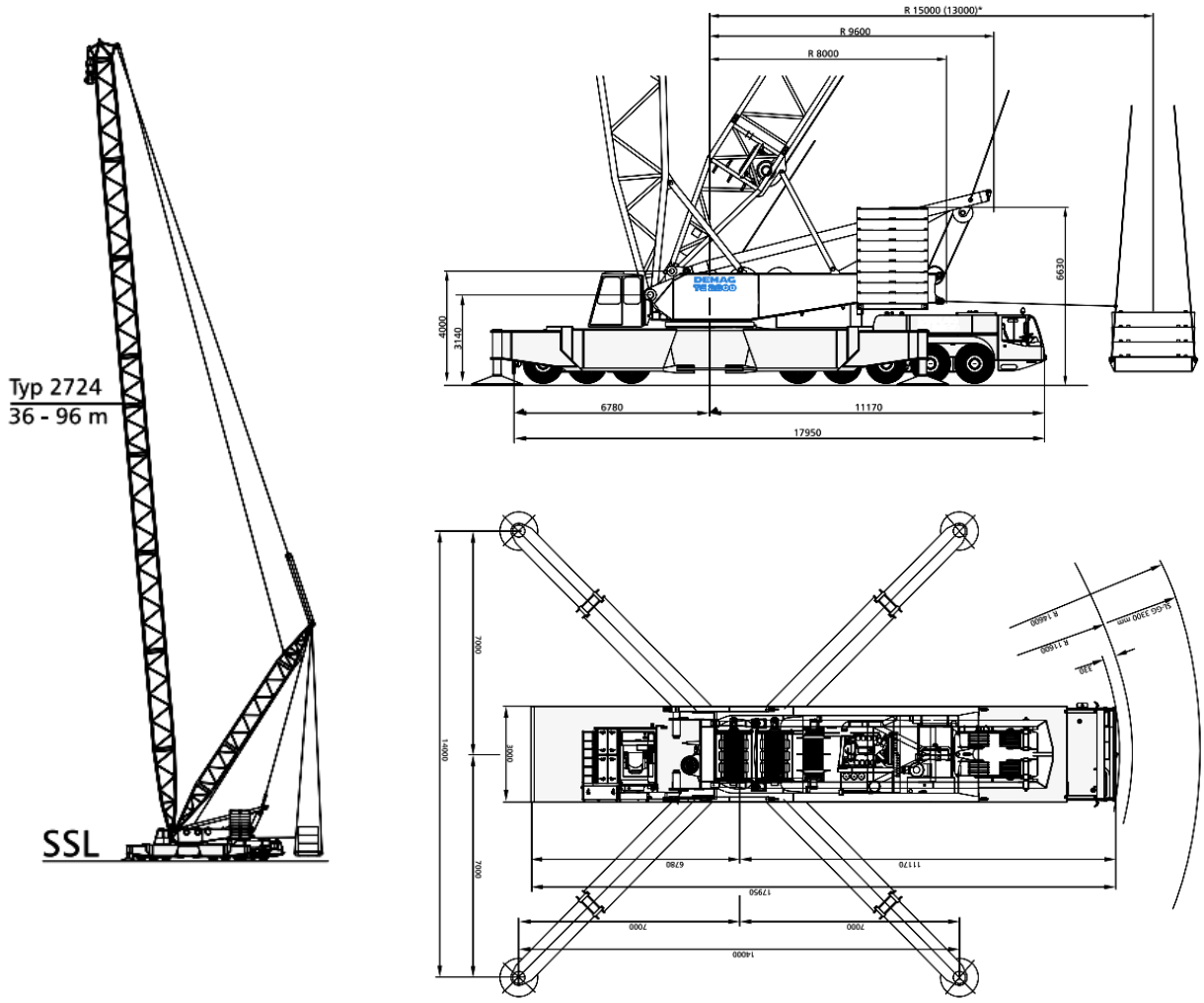


Figura 4.50 - Schema autogrù Terex Demag TC2800

Tale configurazione, dato l'elevato carico da sollevare, sarà caratterizzata, come si può osservare dall'immagine di sinistra, da un *sistema derrick.* Le gru caratterizzate da tale sistema di sollevamento, sono dotate sia di un braccio, che può essere orientato in qualunque direzione per mezzo di cavi e stralli, sia di una seconda trave, questa invece fissa, detta *torre* o *falcone*. La caratteristica principale che contraddistingue i derrick da altri tipi di gru è di non essere sottoposti a sollecitazioni flessionali, ma soltanto di compressione, il che li rende idonei ad applicazioni eccezionalmente gravose, come nel caso in esame.

Come è noto, le autogrù vengono scelte e dimensionate in funzione deli propri Diagrammi di lavoro. I diagrammi di lavoro sono delle tabelle fornite dai produttori all'interno delle quali, in funzione dei seguenti parametri:

- lunghezza del braccio della gru;
- raggio spazzato;
- zavorra.

Si ottiene la capacità di sollevamento della macchina. In particolare, scegliendo un braccio di lunghezza pari a 42m, per lo schema SSL, si avrà il seguente diagramma di lavoro:

160 t | 14 x 14 m | SL-Radius 15 m | 360° | **DIN/ISO**

36 m Main boom · Hauptausleger · Flèche principale

	Radius / Ausladung / Portée	0	50	100	150	200	250	300
	m	t	t	t	t	t	t	t
	7	549	586	600	-	-	-	-
	8	498	539	574	586	-	-	-
	9	424	500	531	563	586	-	-
	10	367	451	495	525	554	-	-
	12	287	355	420	461	487	513	-
	14	234	292	346	399	434	457	481
	16	197	247	293	339	382	412	433
SSL	18	169	213	254	294	334	369	389
	20	147	187	223	259	294	330	340
	22	130	167	199	231	263	295	300
	24	118	151	180	209	238	267	268
	26	106	137	164	190	217	244	244
	28	96	125	150	174	199	222	222
	30	87	115	138	161	183	196	196

54 m Main boom · Hauptausleger · Flèche principale

	Radius / Ausladung / Portée	0	50	100	150	200	250	300
	m	t	t	t	t	t	t	t
	9	424	493	518	518	-	-	-
	10	366	446	489	514	518	-	-
	12	284	354	415	455	481	507	-
	14	231	290	344	393	428	452	475
	16	193	244	291	337	376	407	428
	18	164	211	251	291	332	363	389
	20	142	184	220	256	292	325	348
SSL	22	125	163	195	228	260	292	314
	24	111	146	175	205	234	263	285
	26	99	132	159	185	212	239	262
	28	89	120	145	169	194	219	242
	30	81	110	133	156	178	201	224
	34	67	94	114	134	154	174	193
	38	56	81	99	117	134	152	165
	42	47	70	87	103	119	135	142
	46	41	61	77	92	106	121	124

42 m Main boom · Hauptausleger · Flèche principale

		0	50	100	150	200	250	300
	m	t	t	t	t	t	t	t
	8	495	537	572	580	-	-	-
	9	423	498	530	561	574	-	-
	10	365	450	493	523	553	-	-
	12	285	354	419	459	485	512	-
	14	232	291	344	397	432	456	478
	16	195	246	292	338	380	411	421
SSL	18	167	212	252	292	333	366	375
	20	145	186	222	257	293	329	337
	22	128	165	197	229	261	293	306
	24	114	148	177	206	236	265	280
	26	104	135	162	189	215	242	257
	28	94	123	148	173	197	222	236
	30	85	113	136	159	182	204	216
	34	70	97	117	137	157	177	179
	38	59	84	102	120	137	144	-

60 m Main boom · Hauptausleger · Flèche principale

		0	50	100	150	200	250	300
	m	t	t	t	t	t	t	t
	9	426	457	459	462	-	-	-
	10	366	444	459	462	-	-	-
	12	284	355	414	442	455	-	-
	14	230	290	344	391	426	449	-
	16	192	244	291	337	374	404	423
	18	163	210	250	291	331	361	377
SSL	20	141	183	219	255	291	323	338
	22	124	162	195	227	259	291	306
	24	109	145	175	204	233	262	278
	26	97	131	158	185	211	238	255
	28	87	119	144	168	193	218	235
	30	79	109	132	154	177	200	219
	34	65	92	112	132	152	172	192
	38	54	79	98	115	133	151	169
	42	46	68	86	102	118	134	150
	46	39	59	76	90	105	119	132
	50	34	52	68	81	94	108	114
	54	29	46	61	74	86	97	97

Figura 4.51 - Diagramma di lavoro autogrù Demag

Considerando dunque un raggio piano di lavoro pari a 28m, si calcolerà la distanza che percorrerà il ponte durante la fase 3 del varo andando a valutare la proiezione del raggio lungo la linea d'asse di varo.
In particolare, calcolando l'arcoseno dell'angolo tra il raggio massimo ed il raggio minimo, ossia il raggio necessario affinché il ponte durante il varo mantenga l'asse rettilineo quando la struttura si troverà in posizione ortogonale rispetto all'autogrù, sarà possibile valutare tale distanza con la formula:

$$d = 2r * \sin(\alpha)$$

Si riporta lo schema di movimento della prima autogrù nell'immagine seguente:

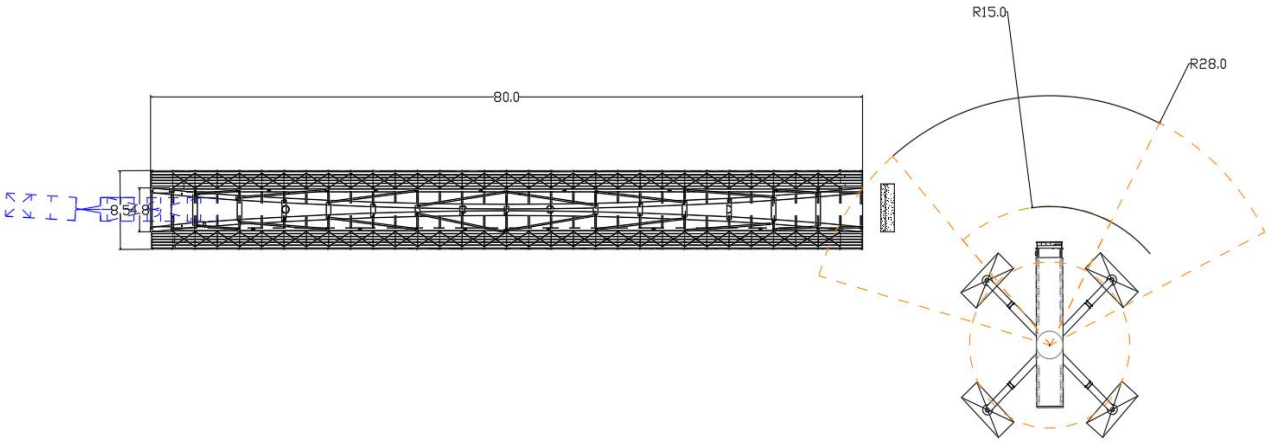


Figura 4.52 - Rappresentazione CAD fase 3 del varo

Si osserva che, per mantenere l'asse del varo rettilineo, come detto poc'anzi, l'autogrù dovrà ridurre, nella fase centrale di questa fase di varo, il proprio raggio da 28m a 15m.
Noti questi valori, dati dalla posizione che assumerà l'autogrù in alveo, si otterrà che l'avanzamento durante la fase 3 sarà pari a:

$$\alpha = \arccos\left({}^{15m}/_{28m}\right) = 57°$$

La distanza che percorrerà il ponte in questa fase sarà dunque pari a:

$$d = 2r * \sin(\alpha) = 2 * 28 * \sin(57) = 47m$$

4.2.2.2 Liebbher LG 1550

La seconda autogrù che verrà presa in considerazione è la Liebbher LG1550. Essa sarà molto simile all'autogrù analizzata precedentemente, poiché anch'essa sarà dotata di un sistema *derrick*. Di conseguenza, essa verrà analizzata in maniera del tutto analoga al caso precedente, riportando le immagini relative alla macchina e ai suoi diagrammi di lavoro.

Si riportano le immagini relativi all'autogrù.

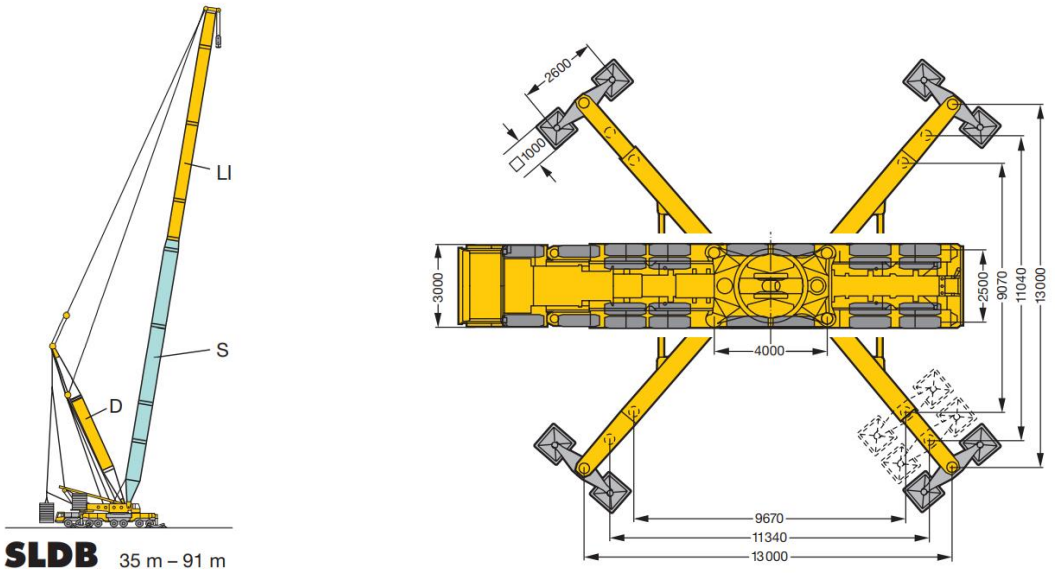


Figura 4.53 – Schema autogrù Liebbher 1550

Il cui diagramma di lavoro sarà il seguente:

35 m - 91 m | 31,5 m D | 360° | 160 t | 250 t / 13 m | DIN ISO

m	35 m	42 m	49 m	56 m	63 m	70 m	77 m	84 m	91 m	m
9	410									9
10	390	350								10
11	370	345								11
12	350	340	320	277						12
14	337	326	318	274	229					14
16	313	303	294	272	225	214	195			16
18	287	282	274	268	220	208	192	167	136	18
20	253	251	250	249	216	202	189	160	131	20
22	226	224	223	222	212	196	182	154	126	22
24	212	202	201	200	199	190	175	148	120	24
26	195	190	182	181	180	179	167	141	115	26
28	178	176	171	167	164	163	160	135	110	28
30	164	162	161	158	155	149	148	128	104	30
32	152	150	149	148	147	141	138	122	99	32
34		139	138	137	136	134	130	116	94	34
36		129	128	127	126	125	124	109	88	36
38		121	120	120	119	118	117	103	83	38
40			113	112	111	110	109	98	78	40
44			100	99	98	97	96	88	67	44
48				89	88	86	85	80	60	48
52					79	77	76	72	53	52
56					71	69	68	63	46	56
60						62	61	55	39	60
64							56	46	29	64
68							51	36	20	68
72								27	10	72

Traglasten über 350 t nur mit Zusatzeinrichtung
Lifting capacities above 350 t only with special equipment
Forces de levage plus de 350 t seulement avec équipement spécial

TAB 49166 / 49110

Figura 4.54 - Diagramma di lavoro autogrù Liebbher

Scegliendo un braccio di 35m, la capacità di sollevamento del mezzo sarà pari a 195 ton per un raggio di 26m, ossia una capacità molto maggiore delle esigenze richieste dal varo in esame. Questa scelta è dettata dal fatto

che questa configurazione è l'unica che permette una capacità di sollevamento compatibile con il carico da sollevare per un raggio che permetta alla struttura di poter poggiare sull'appoggio finale.

Calcolando, infatti, come nel caso precedente, la distanza che percorrerà il ponte grazie al mezzo in esame, si avrà:

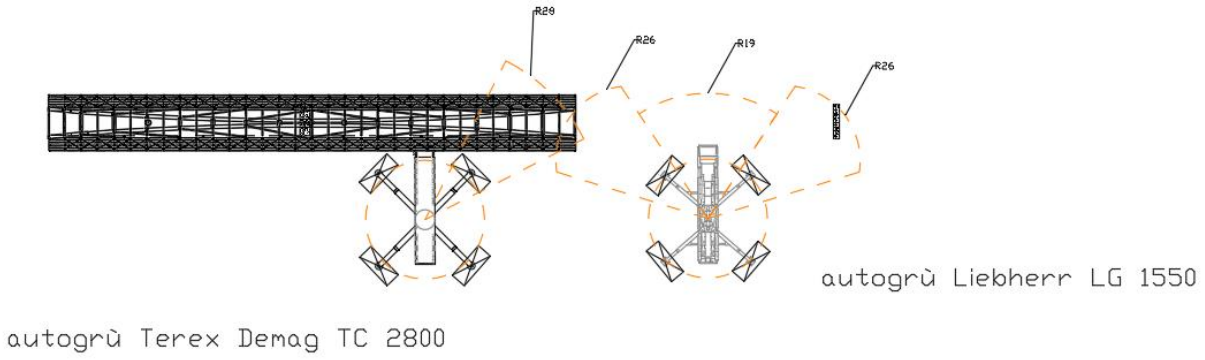


Figura 4.55 - Rappresentazione CAD fase 4-5 del varo

Analogamente al caso precedente, la distanza percorsa dal ponte durante la fase 5 del varò si otterrà valutando:

$$\alpha = \arccos\left({}^{19m}/_{26m}\right) = 43°$$

$$d = 2r * \sin(\alpha) = 2 * 26 * \sin(43) = 35m$$

Sommando dunque le distanze coperte dalle due autogrù, si avrà che:

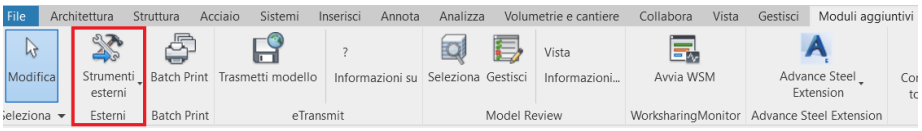
$$d_1 + d_2 = 47m + 35m = 82m > 80m$$

I raggi delle due autogrù offrono dunque la possibilità di varare il ponte, riuscendo a coprire la luce di 80m con un buon margine di sicurezza.

4.2.3 Analisi delle interferenze

Dopo aver studiato la sequenza delle fasi di varo ed aver individuato quali macchine di sollevamento siano necessarie, si andranno a studiare le possibili interferenze tra i bracci delle due autogrù, ma anche tra il sistema di sollevamento del mezzo e gli elementi strutturali del ponte.
L'analisi delle interferenze, ossia l'analisi delle possibili collisioni tra i mezzi in movimento all'interno del cantiere, è una delle fasi progettuali che più si è sviluppata grazie alla nuova metodologia BIM. Il BIM, infatti, grazie alla sempre migliore interoperabilità tra i software di modellazione e software di simulazione, come tra *Revit* e *Navisworks*, è ormai molto semplice simulare i movimenti delle macchine all'interno del cantiere, verificando che questi movimenti non vadano, appunto, ad interferire tra loro.

Dopo aver dunque modellato in *Revit* il ponte progettato e la famiglia delle autogrù ed averli inseriti all'interno del progetto *Revit* in cui è presente la topografia ottenuta dal rilievo laserscanner, si è esportato tale modello in un file nwd. mediante i plugin già presenti all'interno dello spazio *Revit*.



Si riportano nel seguito gli oggetti BIM esportati ed il modello finale ottenuto in *Navisworks* mediante tale procedura.

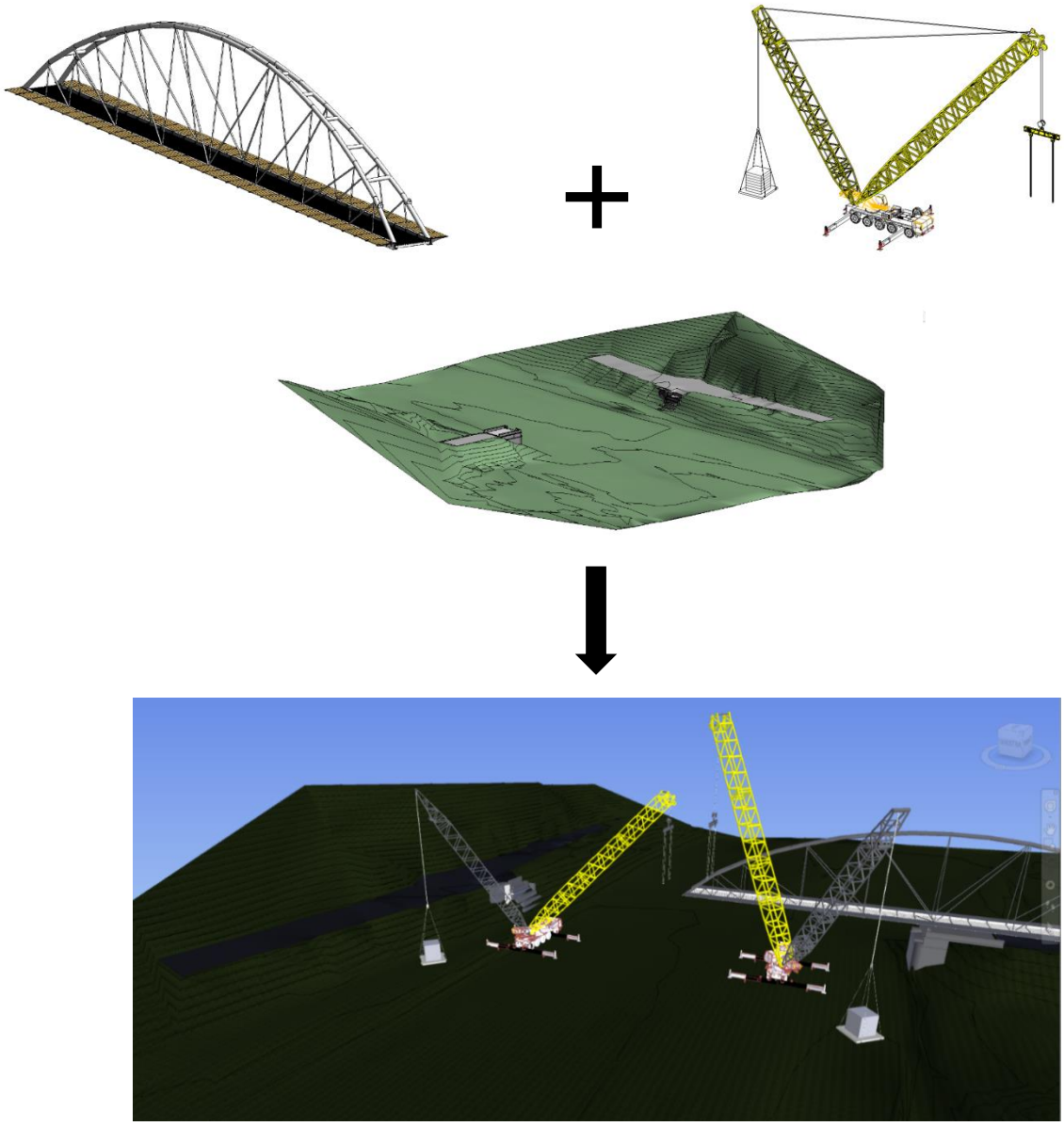


Figura 4.56 - Passaggio dei modelli da Revit a Navisworks

Una volta all'interno dell'ambiente *Navisworks* e dopo aver posizionato le autogrù nelle posizioni progettate, si entra all'interno della sezione "Animazione". All'interno di questa sezione, è possibile muovere rigidamente gli oggetti importati e le loro singole componenti, in modo da valutarne i movimenti e le eventuali interferenze. In particolare, assegnando una particolare durata e simultaneità ai diversi movimenti, si potrà dunque valutare in maniera precisa e reale i movimenti durante il varo progettato.

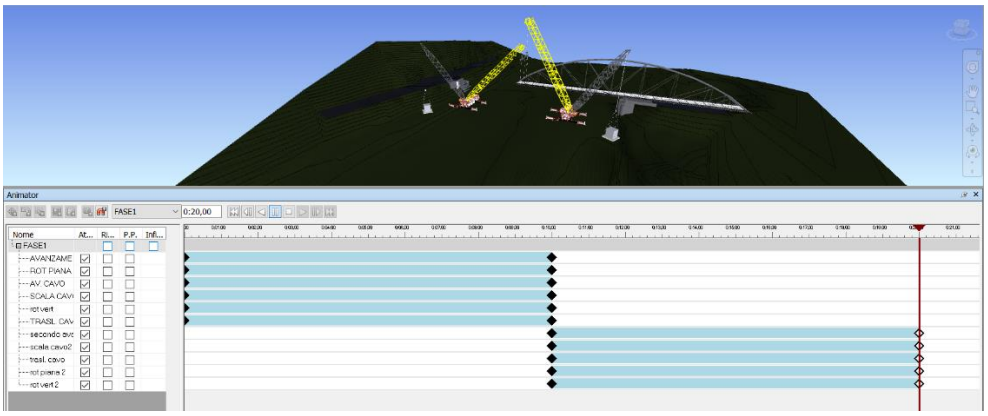


Figura 4.57 - Creazione animazione in Navisworks

Eseguendo la simulazione si osserva che le due autogrù, avendo lunghezza di bracci diversi e ruotando dunque ad altezze differenti ed avendo posizionato gli agganci per i cavi del bilancino sull'arco ad una distanza mutua di 1.5m, i due bracci non andranno mai a collidere, come si può osservare nell'immagine seguente:

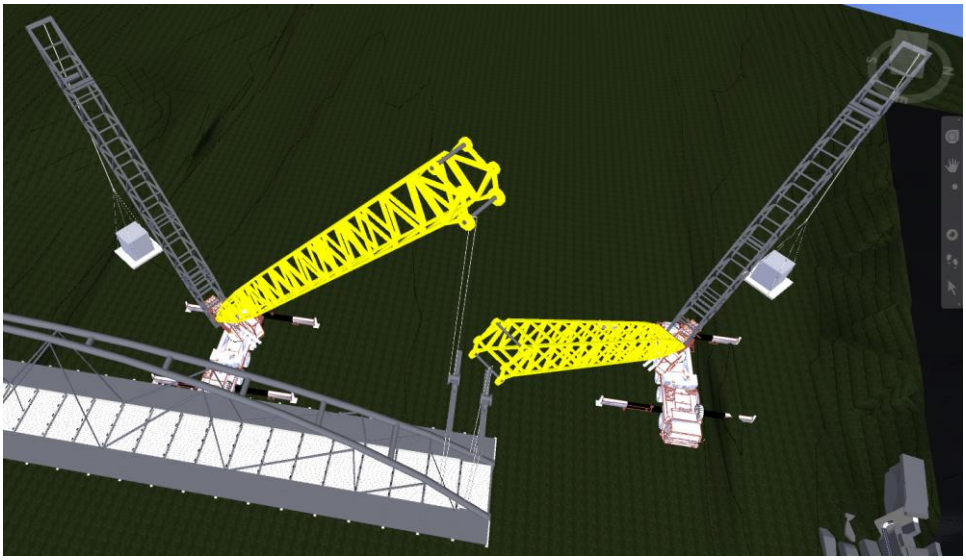


Figura 4.58 - Particolare di interazione analizzato durante la Clash Detective

Tale analisi, in particolare, è eseguita in maniera precisa grazie alla sezione "Clash Detective" presente all'interno di *Navisworks*. Attraverso questo strumento, il software controlla le possibili interferenze tra gli elementi di interesse all'interno del progetto.

Come si può notare dall'immagine seguente, dopo aver impostato la ricerca di interferenze tra il ponte e le due autogrù e tra le due stesse macchine, il risultato ottenuto descrive la presenza di interferenza tra i cavi di aggancio del bilancino e il ponte. Questo risultato, trascurabile, ci descrive però la bontà dell'analisi e dell'attendibilità dell'output finale, confermando che lo schema di varo progettato sia idoneo e praticabile.

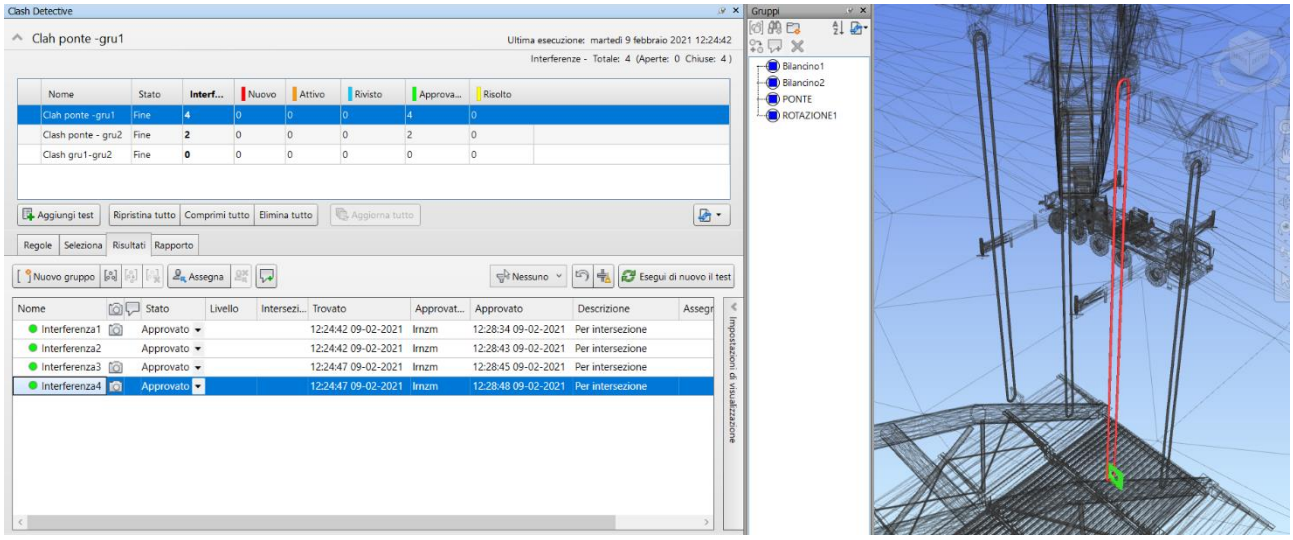


Figura 4.59 - Risultati dell'analisi delle interferenze

Si osserva, dunque, che nonostante la progettazione CAD preliminare sia stata essenziale al fine di valutare le dimensioni dei bracci delle autogrù basandosi sui raggi spazzati, solo grazie alla progettazione BIM è stato possibile verificare che tale soluzione è efficace e sicura. Le autogrù, avendo dovuto compiere dei movimenti nello spazio, ossia una rotazione piana ed una rotazione nel piano verticale, sono state verificate solo grazie all'utilizzo di ambienti di modellazione 3D, come appunto *Revit* e *Navisworks*, dimostrando l'enorme vantaggio ed unicità di questa metodologia di progettazione.

4.2.4 Stima dei costi

Come anticipato al paragrafo § 4.1.7, si concluderà l'analisi della specifica metodologia di varo mediante una stima dei costi, in modo da confrontare, a livello economico, le due soluzioni studiate.
Per la stima dei costi del varo mediante autogrù, l'autore si è basato sulle considerazioni e sulla proposta avanzate dalla *Arduino Trasporti S.p.A.*, azienda leader nel settore dei trasporti e sollevamenti eccezionali, come, appunto, sollevamento di ponti.

In particolare, il prezzo stimato per le operazioni richieste è pari a 65.000,00 €. Tale cifra include la locazione delle autogrù, di proprietà dell'azienda contattata, e del rimorchio modulare per la traslazione in asse del ponte ed assistenza alla posa sulle spalle.

5. CONCLUSIONI

La metodologia BIM, utilizzata dal rilievo laserscanner sino all'analisi delle interferenze durante le fasi di varo, si è dimostrata in grado di garantire una progettazione a 360 gradi, potendo affrontare ogni step della progettazione in maniera estremamente completa e precisa.

Il BIM, nella progettazione e nella gestione dei cantieri si rivela dunque l'arma vincente per garantire alla figura professionale del progettista una consapevolezza maggiore circa i problemi che possono presentarsi durante la realizzazione delle opere, prevenendoli ancora nelle fasi preliminari del progetto e adattando questo alle esigenze specifiche di ogni commessa.

Per tutte le sue potenzialità e per i vantaggi che porta alla progettazione, la metodologia BIM è e sarà in futuro l'unica metodologia di progettazione valida per ottenere risultati sempre migliori e sempre più completi.

Infine, Si conclude l'elaborato riportando quello che è il risultato finale della progettazione del nuovo ponte del Ciadel attraverso il render sviluppato in *Twinmotion* di quello che potrebbe rappresentare questa nuova struttura per la comunità di Roccavione.

Figura 5.1 - Render del nuovo ponte del Ciadel

RINGRAZIAMENTI

Mi sento in dovere di dedicare questa pagina alle persone che mi hanno supportato nella redazione di questo elaborato.

Innanzitutto, ringrazio il mio relatore ing. Rosario Ceravolo, il quale mi ha dato la possibilità di svolgere una tesi che ha permesso di superare il solo aspetto teorico circa l'analisi delle strutture ed affrontare per la prima volta in concreto i problemi di carattere tecnico-costruttivo legati alla progettazione di opere complesse.

Un ringraziamento speciale va al mio Tutor ing. Andrea Alberto che mi ha aiutato, supportato e motivato durante tutta la stesura dell'elaborato, presso l'azienda LGA Engineering. Grazie per l'entusiasmo che mi ha trasmesso ogni singolo giorno, grazie dei consigli mai banali, grazie per la disponibilità infinita e grazie per avermi mostrato quanto il lavoro sia più leggero quando la passione viene prima del dovere professionale.

Ringrazio tutto lo staff dell'azienda LGA, in cui ho svolto il tirocinio formativo e complementare alla redazione della tesi, per l'ospitalità, la gentilezza e per le skills acquisite sul campo.
Ringrazio, in particolare, i colleghi Matteo Buschini e Pier Paolo Cairo, per tutte le volte che hanno saputo darmi le giuste "dritte" in maniera semplice ed efficace.

Ringrazio, inoltre, Marco Arduino, A.D. della Arduino Trasporti S.p.A., i cui consigli pratici nella progettazione del varo mediante autogrù sono stati molto preziosi.

Ringrazio, infine, i miei genitori, senza i quali non avrei mai potuto intraprendere questo percorso. Grazie per tutti i sacrifici e per aver sempre creduto in me (….sin da quando calcavo le prime pedane).

Questo è solo l'inizio.

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.1 - Descrizione dei LOD - https://www.01building.it/bim/lod-progettazione-bim/ 6
Figura 1.2 - Rappresentazione della cattura della nuvola di punti - www.microgeo.it/it/prodotti-e-soluzioni/20151-laser-scanner.aspx 7
Figura 1.3 – Sopralluogo del ponte del "Ciadel" – Foto dell'autore 8
Figura 1.4 - Laserscanner durante il rilievo - Foto scattata dagli operatori 9
Figura 1.5 - Nuvola di punti in ReCap 10
Figura 1.6 - Dettaglio barra degli strumenti in Revit 11
Figura 1.7 - Nuvola di punti in Revit 11
Figura 1.8 - Modellazione ponte del "Ciadel" e della topografia 12
Figura 2.1 - Dettaglio della modellazione del ponte attuale 13
Figura 2.2 - Ponte ad arco sul fiume Centa - https://www.slideshare.net/franco_bontempi_org_didattica/lezione-ing-luca-romano-cm-2015-roma-la-sapienza 14
Figura 2.3 - Ponte ad arco sul fiume Gravina - http://www.matildi.com/it/progetto/ponte-ad-arco-sul-gravina-ss-n-655-bradanica-1-tronco-1-lotto-della-martella.html 14
Figura 2.4 - Cavalcavia Cavallera - https://www.promozioneacciaio.it/cms/it7165-cavalcavia-via-cavallera-autostrada-a4-descrizione-dell-opera.asp 15
Figura 2.5 - Ponte sul fiume Panaro - https://www.impresedilinews.it/ponte-di-500-tonnellate-lungo-80-m-montato-come-un-lego/ 15
Figura 2.6 - Disegno CAD prima prova d'altezza di chiave 17
Figura 2.7 - Applicazione carico equivalente sull'arco 17
Figura 2.8 - Rappresentazione distribuzione carichi equivalenti sull'arco di chiave 18m 18
Figura 2.9 - Andamento del momento flettente con chiave di 18m 18
Figura 2.10 - Reazione vincolare longitudinale del ponte con chiave di 18m 19
Figura 2.11 - Reazione vincolare trasversale (chiave 18m) 19
Figura 2.12 - Rappresentazione distribuzione carichi equivalenti sull'arco di chiave 15m 20
Figura 2.13 - Andamento del momento flettente con chiave di 15m 20
Figura 2.14 - Reazione vincolare longitudinale del ponte con chiave di 15m 21
Figura 2.15 - Reazione vincolare trasversale (chiave 15m) 21
Figura 2.16 - Rappresentazione distribuzione carichi equivalenti sull'arco di chiave 13m 21
Figura 2.17 - Andamento del momento flettente con chiave di 13m 22
Figura 2.18 - Reazione vincolare longitudinale del ponte con chiave di 13m 22
Figura 2.19 - Deformata dell'arco sotto il carico del peso proprio - schema con pendini solo verticali 23
Figura 2.20 - Deformata dell'arco sotto il carico del peso proprio - schema reticolare dei pendini alla Mohnié 23
Figura 3.1 - Diagramma sforzo deformazione dell'acciaio - EC3-1-1 26
Figura 3.2 - Tabella classe di esposizione del calcestruzzo - UNI EN 206-1 27
Figura 3.3 - Distribuzione carichi del traffico - NTC2018 31
Figura 3.4 - Esempio linea d'influenza 32
Figura 3.5 - Linea d'influenza del momento flettente nella sezione S per carico verticale viaggiante 33
Figura 3.6 - Distribuzione dei carichi del traffico per massimizzare il momento flettente nella sezione S 33
Figura 3.7 - Rotazione rigida dell'impalcato - Immagine tratta dalle slides del corso "Bridges construction and design", Politecnico di Torino, a.a. 2019/2020 34
Figura 3.8 - Schematizzazione rotazione rigida dell'impalcato - Immagine tratta dalle slides del corso "Bridges construction and design", Politecnico di Torino, a.a. 2019/2020 35
Figura 3.9 – Distribuzione dei carichi del traffico secondo ii coefficienti di ridistribuzione trasversale secondo Courbon 35
Figura 3.10 - Area di carico secondo Courbon 36
Figura 3.11 - Distribuzione dei carichi verticali in Advance Design 36
Figura 3.12 - Carichi orizzontali del traffico in Advance Design 37
Figura 3.13 - Tabelle di classificazione classe di esposizione - NTC2018 39
Figura 3.14 - Tipologie di impalcato - CNR-DT 207 R1/2018 41
Figura 3.15 - Forze del vento per unità di lunghezza - CNR-DT 207 R1/2018 41
Figura 3.16 - Andamento coef. c_{Fx} - CNR-DT 207 R1/2018 42
Figura 3.17 - Applicazione forze per unità di lunghezza in Advance Design 43
Figura 3.18 - Andamento coef. c_{Fx0} in funzione del numero di Reynolds - CNR-DT 207 R1/2018 44

FIGURA 3.19 - TABELLA SCABREZZA DEI DIVERSI MATERIALI - CNR-DT 207 R1/2018 44
FIGURA 3.20 - APPLICAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO SUGLI ELEMENTI A SEZIONE CIRCOLARE IN ADVANCE DESIGN 45
FIGURA 3.21 - ZONAZIONE AZIONE DELLA NEVE - NTC2018 46
FIGURA 3.22 - ZONAZIONE TEMPERATURA ARIA ESTERNA - NTC2018 47
FIGURA 3.23 – ANDAMENTO $T_{E,MAX}$ E $T_{E,MIN}$ – UNI EN 1-1-5 48
FIGURA 3.24 - FASE1 VALUTAZIONE SPETTRO ELASTICO - SITO DEL CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI 53
FIGURA 3.25 – FASE2 VALUTAZIONE SPETTRO ELASTICO - SITO DEL CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI 53
FIGURA 3.26 – FASE3 VALUTAZIONE SPETTRO ELASTICO - SITO DEL CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI 54
FIGURA 3.27 - INSERIMENTO PARAMETRI DELL'AZIONE SISMICA ALL'INTERNO DI ADVANCE DESIGN 54
FIGURA 3.28 - SEZIONE CHS508X30 IN ADVANCE DESIGN 60
FIGURA 3.29 - DIAGRAMMA MOMENTO CURVATURA PER LA DETERMINAZIONE DELLA CLASSE DELLE SEZIONI IN ACCIAIO - HTTPS://WWW.MARCODEPISAPIA.COM/CLASSI-PROFILI/ 61
FIGURA 3.30 - ANDAMENTO SFORZO DI COMPRESSIONE NELLE SEZIONI DELL'ARCO 62
FIGURA 3.31 - ANDAMENTO SFORZI DI TAGLIO NELLE DUE DIREZIONI PRINCIPALI 63
FIGURA 3.32 - INDIVIDUAZIONE DEL CONCIO ANALIZZATO IN DETTAGLIO 65
FIGURA 3.33 - TASSO DI LAVORO DELL'ARCO PER PRESSOFLESSIONE DEVIATA 65
FIGURA 3.34 - TABELLA DEI COEFFICIENTI C1 PER LA VALUTAZIONE DEL MOMENTO CRITICO - APPENDICE F EC3-1-1 69
FIGURA 3.35 - ANDAMENTO MOMENTO CRITICO LUNGO LE SEZIONI DELL'ARCO 70
FIGURA 3.36 - TASSO DI LAVORO DI STABILITÀ DELLE SEZIONI DELL'ARCO 73
FIGURA 3.37 - SEZIONE CHS508X16 IN ADVANCE DESIGN 73
FIGURA 3.38 - TASSO DI RESISTENZA MASSIMA DEI TRAVERSI DELL'ARCO 74
FIGURA 3.39 - TASSO DI STABILITÀ DEI TRAVERSI DELL'ARCO 74
FIGURA 3.40 - SEZIONE PENDINI VERTICALI IN ADVANCE DESIGN 75
FIGURA 3.41 - TASSO DI LAVORO SFORZO NORMALE DEI PENDINI VERTICALI 75
FIGURA 3.42 - SEZIONE PENDINI OBLIQUI ADVANCE DESIGN 76
FIGURA 3.43 - TASSO DI LAVORO SFORZO NORMALE DEI PENDINI OBLIQUI 76
FIGURA 3.44 - ANDAMENTO DELLE TENSIONI SECONDO VON MISES NELLE TRAVI A SEZIONE VARIABILE, CONSIDERANDO LA TEMPERATURA COME CARICO VARIABILE FONDAMENTALE 77
FIGURA 3.45 - ANDAMENTO DELLE TENSIONI SECONDO VON MISES NELLE TRAVI A SEZIONE VARIABILE, CONSIDERANDO IL CARICO FOLLA COME CARICO VARIABILE FONDAMENTALE 78
FIGURA 3.46 - INSERIMENTO DI RINFORZI D'ANIMA PER EVITARE FENOMENI DI INSTABILITÀ 79
FIGURA 3.47 - SEZIONE DELLA TRAVE PRINCIPALE 80
FIGURA 3.48 - CONFRONTO SFORZI DI TRAZIONE NELLE TRAVI PRINCIPALI RISPETTO AGLI SFORZI DI COMPRESSIONE NELL'ARCO 82
FIGURA 3.49 - TASSO DI LAVORO SFORZO NORMALE NELLE TRAVI 82
FIGURA 3.50 - SFORZI DI TAGLIO NELLE TRAVI 83
FIGURA 3.51 - TASSO DI LAVORO A TAGLIO NEL PIANO VERTICALE DELLE TRAVI PRINCIPALI 84
FIGURA 3.52 - TASSO DI LAVORO A TAGLIO NEL PIANO ORIZZONTALE DELLE TRAVI PRINCIPALI 84
FIGURA 3.53 - INDIVIDUAZIONE CONCIO DI TRAVE DA ANALIZZARE IN DETTAGLIO 85
FIGURA 3.54 - ANDAMENTO DEI MOMENTI FLETTENTI NELLE TRAVI PRINCIPALI 85
FIGURA 3.55 - TASSO DI LAVORO A PRESSOFLESSIONE DEVIATA DELLE TRAVI PRINCIPALI 87
FIGURA 3.56 - TASSO DI LAVORO A STABILITÀ FLESSIONALE DELLE TRAVI PRINCIPALI 88
FIGURA 3.57 - SEZIONE CONTROVENTI DI FALDA DELL'IMAPLCATO 89
FIGURA 3.58 - ANDAMENTO SFORZO NORMALE NEI CONTROVENTI DI FALDA DELL'IMPALCATO 91
FIGURA 3.59 - SFORZI DI COMPRESSIONE NATI NEI CONTROVENTI DI FALDA A CAUSA DELLA COMBINAZIONE SISMICA 91
FIGURA 3.60 - TASSO DI LAVORO A STABILITÀ DEI CONTROVENTI DI FALDA DELL'IMPALCATO 92
FIGURA 3.61 - SEZIONE DEL CONTROVENTO DI FALDA DELLA PASSERELLA 92
FIGURA 3.62 - TASSO DI LAVORO A SFORZO NORMALE DEI CONTROVENTI DI FALDA DELLA PASSERELLA 93
FIGURA 3.63 - TASSO DI LAVORO A STABILITÀ FLESSIONALE DEI CONTROVENTI DI FALDA DELLA PASSERELLA 93
FIGURA 3.64 - SEZIONE TRAVI TRASVERSALI COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO 94
FIGURA 3.65 - RAPPRESENTAZIONE DELLA LARGHEZZA EFFICACE - NTC2018 94
FIGURA 3.66 - SCHEMATIZZAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE PLASTICO 95
FIGURA 3.67 - RAPPRESENTAZIONE DELL'APPROFONDIMENTO DELL'ASSE NEUTRO E RELATIVE COMPONENTI DI REAZIONE NELL'ACCIAIO E NEL CALCESTRUZZO 96
FIGURA 3.68 - ANDAMENTO DEI MOMENTI FLETTENTI NEL SISTEMA DI TRAVI TRASVERSALI 96
FIGURA 3.69 - MOMENTI FLETTENTI MASSIMI NEGATIVI NELLE TRAVI TRASVERSALI 97
FIGURA 3.70 - MASSIMO TAGLIO AGENTE SULLE TRAVI TRASVERSALI 98
FIGURA 3.71 - DIAGRAMMA UTILE A DEFINIRE IL TASSO DI LAVORO DEL SISTEMA ACCIAIO-CALCESTRUZZO 98

FIGURA 3.72 - PIOLI CTF TECNARIA 100
FIGURA 3.73 - SCHEDA TECNICA RELATIVA AI PIOLI CTF TECNARIA 100
FIGURA 3.74 - RAPPRESENTAZIONE DELLE FORZE AGENTI NEL FENOMENO DI SHEAR LAG 101
FIGURA 3.75 - APPOGGIO MULTIDIREZIONALE TIPO VASOFLON - HTTPS://PDF.ARCHIEXPO.IT/PDF/FIP-INDUSTRIALE/APPOGGI-VASOFLON/125805-201175.HTML 103
FIGURA 3.76 - REAZIONI VINCOLARI VERTICALI 103
FIGURA 3.77 - INTRODUZIONE DEI PARAMETRI DI RIGIDEZZA NEI VINCOLI DELLA STRUTTURA IN ADVANCE DESIGN 104
FIGURA 3.78 - SPOSTAMENTO LONGITUDINALE DELLA STRUTTURA DOPO AVER INSERITO I VINCOLI CEDEVOLI 104
FIGURA 3.79 - SPOSTAMENTO TRASVERSALE DELLA STRUTTURA DOPO AVER INSERITO I VINCOLI CEDEVOLI 104
FIGURA 3.80 - DEFORMAZIONE MASSIMA DELLA STRUTTURA IN ESERCIZIO 105
FIGURA 3.81 - APPLICAZIONE DEI CARICHI PER VALUTARE GLI EFFETTI LOCALI 113
FIGURA 3.82 - ARMATURA NECESSARIA IN DIREZIONE LONGITUDINALE, LIVELLO INFERIORE 113
FIGURA 3.83 - ARMATURA NECESSARIA IN DIREZIONE LONGITUDINALE, LIVELLO SUPERIORE 113
FIGURA 3.84 - ARMATURA NECESSARIA IN DIREZIONE TRASVERSALE, LIVELLO INFERIORE 114
FIGURA 3.85 - ARMATURA NECESSARIA IN DIREZIONE TRASVERSALE, LIVELLO SUPERIORE 114
FIGURA 3.86 - ANDAMENTO COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE DINAMICA - IMMAGINE TRATTA DALLE SLIDES DEL CORSO "BRIDGES CONSTRUCTION AND DESIGN", POLITECNICO DI TORINO, A.A. 2019/2020 115
FIGURA 3.87 - TASSO DI LAVORO ARMATURA TRASVERSALE INFERIORE 115
FIGURA 3.88 - TASSO DI LAVORO ARMATURA TRASVERSALE SUPERIORE 115
FIGURA 3.89 - TASSO DI LAVORO ARMATURA TRASVERSALE INFERIORE 116
FIGURA 3.90 - TASSO DI LAVORO ARMATURA TRASVERSALE SUPERIORE 116
FIGURA 3.91 - VALORI DELLA FESSURAZIONE NELLA SOLETTA DI CALCESTRUZZO 117
FIGURA 3.92 - COEFFICIENTI DI SICUREZZA NELLE VERIFICHE A FATICA - EC3-1-9 118
FIGURA 3.93 - MODELLO DI CARICO A FATICA - NTC2018 118
FIGURA 3.94 – ANDAMENTO DI Λ_{MAX} AL VARIARE DELLA LUCE DEL PONTE – EC3-1-9 119
FIGURA 3.95 - APPLICAZIONE FORZE SECONDO FLM3 IN ADVANCE DESIGN 119
FIGURA 3.96 - ANDAMENTO DEL MOMENTO FLETTENTE DOPO L'APPLICAZIONE DEL FLM3 120
FIGURA 3.97 - ANDAMENTO TENSIONALE NELLE TRAVI PRINCIPALI 120
FIGURA 3.98 - ANDAMENTO DEL COEFFICIENTE Λ_1 – EC3-1-9 121
FIGURA 3.99 - TABELLA VALORI DI Λ_3 - EC3-1-9 122
FIGURA 3.100 - ANDAMENTO DEI COEFFICIENTI AERODINAMICI DI RESISTENZA – CNR-DT 207 R1/2018 125
FIGURA 3.101 - TABELLA VALORI DI A_G - CNR-DT 207 R1/2018 126
FIGURA 3.102 - PRIMO MODO DI VIBRARE DELLA STRUTTURA 127
FIGURA 3.103 - TABELLA DEI VALORI DEL RAPPORTO DI SMORZAMENTO STRUTTURALE PER IMPALCATI DA PONTE - CNR-DT 207 R1/2018 128
FIGURA 3.104 - ANDAMENTO DEL COEFFICENTE AERODINAMICO DI MOMENTO - CNR-DT 207 R1/2018 129
FIGURA 3.105 - RAPPRESENTAZIONE DELLA RIGIDEZZA TORSIONALE DI UN IMPALCATO DA PONTE - CNR-DT 207 R1/2018 129
FIGURA 3.106 - SECONDO MODO DI VIBRARE DELLA STRUTTURA 130
FIGURA 3.107 - QUARTO MODO DI VIBRARE DELLA STRUTTURA 131
FIGURA 3.108 - QUINTO MODO DI VIBRARE DELLA STRUTTURA 131
FIGURA 3.109 - OTTAVO MODO DI VIBRARE DELLA STRUTTURA 131
FIGURA 3.110 - TABELLA VALORI DEL NUMERO DI STROUHAL - CNR-DT 207 R1/2018 133
FIGURA 3.111 - FORZE PRODOTTE DAL DISTACCO DEI VORTICI - CNR-DT 207 R1/2018 134
FIGURA 3.112 - TABELLA VALORI DI Λ - CNR-DT 207 R1/2018 135
FIGURA 3.113 - TABELLA COEFFICIENTI K E K_W - CNR-DT 207 R1/2018 136
FIGURA 3.114 - TABELLA COEFFICIENTI C_{LAT} - CNR-DT 207 R1/2018 137
FIGURA 3.115 – VALUTAZIONE MASSA MODALE 137
FIGURA 3.116 - DIAGRAMMA RELAZIONE SFORZO NORMALE E PULSAZIONE - DISPENSE DEL CORSO INSTABILITÀ STATICA E DINAMICA DELLE STRUTTURE, POLITECNICO DI TORINO, A.A. 2019/2020 138
FIGURA 3.117 - ANDAMENTO SFORZI NORMALI NEI PENDINI 138
FIGURA 3.118 - INTEROPERABILITÀ TRA ADVANCE DESIGN E IDEASTATICA 139
FIGURA 3.119 - NODO GIUNTO COPRIGIUNTO BULLONATO TRA TRAVI PRINCIPALI 141
FIGURA 3.120 - VERIFICA GLOBALE DEL NODO 142
FIGURA 3.121 - VERIFICA DI DEFORMAZIONE DEL NODO 143
FIGURA 3.122 - VERIFICA SFORZO EQUIVALENTE DEL NODO 143
FIGURA 3.123 - NODO CONNESSIONE ARCO-TRAVE 144
FIGURA 3.124 - VERIFICA GLOBALE CONNESSIONE ARCO-TRAVE 145

FIGURA 3.125 – VERIFICA DEFORMAZIONE CONNESSIONE ARCO-TRAVE 145
FIGURA 3.126 - VERIFICA SFORZO EQUIVALENTE CONNESSIONE ARCO-TRAVE 146
FIGURA 3.127 - CONNESSIONE PENDINI-TRAVERSO-TRAVE PASSERELLA CON LA TRAVE PRINCIPALE 146
FIGURA 3.128 - VERIFICA GLOBALE NODO 148
FIGURA 3.129 - VERIFICA DEFORMAZIONE DEL NODO 148
FIGURA 3.130 - VERIFICA SFORZO EQUIVALENTE DEL NODO 149
FIGURA 4.1 - ESEMPIO DI UN AVAMBECCO – TESI.CAB.UNIPD.IT 151
FIGURA 4.2 - ESEMPIO DI RULLIERE - TESI.CAB.UNIPD.IT 152
FIGURA 4.3 - ESEMPIO DI SLITTE - TESI.CAB.UNIPD.IT 153
FIGURA 4.4 - DEFORMAZIONE CRITICA DELLA STRUTTURA DURANTE IL VARO 153
FIGURA 4.5 - MODELLO DELL'AVAMBECCO, REALIZZATO CON PROFILI A DOPPIO L ACCOPPIATI 154
FIGURA 4.6 - MODELLO DELL'AVAMBECCO COLLEGATO AL PONTE, RAFFORZATO CON COLONNE DI RAFFORZAMENTO PER IL VARO 154
FIGURA 4.7 - DEFORMAZIONE MASSIMA DELL'AVAMBECCO PER VALUTARE LA CONTROMONTA DA REALIZZARE 155
FIGURA 4.8 - TASSO DI RESISTENZA PER IL MASSIMO SBALZO DELL'AVAMBECCO 156
FIGURA 4.9 - TASSO DI STABILITÀ PER IL MASSIMO SBALZO DELL'AVAMBECCO 156
FIGURA 4.10 - TASSO DI RESISTENZA CON IL PONTE AVANZATO DI 20M 157
FIGURA 4.11 - TASSO DI STABILITÀ CON IL PONTE AVANZATO DI 20M 157
FIGURA 4.12 - TASSO DI RESISTENZA CON IL PONTE AVANZATO DI 40M 158
FIGURA 4.13 - TASSO DI STABILITÀ CON IL PONTE AVANZATO DI 40M 158
FIGURA 4.14 - TASSO DI RESISTENZA CON IL PONTE AVANZATO DI 60M 159
FIGURA 4.15 - TASSO DI STABILITÀ CON IL PONTE AVANZATO DI 60M 159
FIGURA 4.16 - DEFORMAZIONE DELLA STRUTTURA AD UN AVANZAMENTO DI 60M DEL PONTE 160
FIGURA 4.17 - TASSO DI RESISTENZA CON IL PONTE AVANZATO DI 70M 160
FIGURA 4.18 - TASSO DI STABILITÀ CON IL PONTE AVANZATO DI 70M 161
FIGURA 4.19 - NODO CARATTERISTICO DELLA STRUTTURA RETICOLARE DELL'AVAMBECCO 161
FIGURA 4.20 - NODO TIPICO DELL'AVAMBECCO 162
FIGURA 4.21 - VERIFICA DI DEFORMAZIONE DEL NODO 163
FIGURA 4.22 - VERIFICA GLOBALE DEL NODO 163
FIGURA 4.23 - VERIFICA DI SFORZO EQUIVALENTE DEL NODO 164
FIGURA 4.24 - PROSPETTO DEL PONTE CON EVIDENZIATE LE STRUTTURE DI RINFORZO PROVVISORIE 165
FIGURA 4.25 - PARTICOLARE 3D DELLA STRUTTURA DI RINFORZO 165
FIGURA 4.26 - SFORZI DI MASSIMA COMPRESSIONE NELLE STRUTTURE PROVVISORIE 165
FIGURA 4.27 - PARTICOLARE DELLE NERVATURE DELLA STRUTTURA PROVVISORIA 166
FIGURA 4.28 - STATO TENSIONALE DELLA STRUTTURA PROVVISORIA 166
FIGURA 4.29 - DEFORMAZIONE DELLA STRUTTURA PROVVISORIA 167
FIGURA 4.30 - TASSO DI RESISTENZA DEL PONTE PER IL MASSIMO SBALZO DELL'AVAMBECCO 168
FIGURA 4.31 - TASSO DI STABILITÀ DEL PONTE PER IL MASSIMO SBALZO DELL'AVAMBECCO 168
FIGURA 4.32 - TASSO DI RESISTENZA DEL PONTE PER UN AVANZAMENTO DI 20M 169
FIGURA 4.33 - TASSO DI STABILITÀ DEL PONTE PER UN AVANZAMENTO DI 20M 169
FIGURA 4.34 - TASSO DI RESISTENZA DEL PONTE PER UN AVANZAMENTO DI 40M 170
FIGURA 4.35 - TASSO DI STABILITÀ DEL PONTE PER UN AVANZAMENTO DI 40M 170
FIGURA 4.36 - TASSO DI RESISTENZA DEL PONTE PER UN AVANZAMENTO DI 60M 171
FIGURA 4.37 - TASSO DI STABILITÀ DEL PONTE PER UN AVANZAMENTO DI 60M 171
FIGURA 4.38 - TASSO DI RESISTENZA DEL PONTE PER UN AVANZAMENTO DI 70M 172
FIGURA 4.39 - TASSO DI STABILITÀ DEL PONTE PER UN AVANZAMENTO DI 70M 172
FIGURA 4.40 - REAZIONI VINCOLARI CHE SCARICANO SULLA PILA PROVVISORIA 173
FIGURA 4.41 - MODELLO DELLA PILA PROVVISORIA IN IDEASTATICA 174
FIGURA 4.42 - PARTICOLARE DEL PULVINO 174
FIGURA 4.43 - VERIFICA GLOBALE DEL NODO 175
FIGURA 4.44 - VERIFICA DEFORMAZIONE DEL NODO 176
FIGURA 4.45 - VERIFICA SFORZO EQUIVALENTE DEL NODO 176
FIGURA 4.46 - PARTICOLARE PIASTRA DI BASE 177
FIGURA 4.47 - VERIFICA GLOBALE DEL NODO 178
FIGURA 4.48 - VERIFICA DEFORMAZIONE DEL NODO 179
FIGURA 4.49 - VERIFICA DI SFORZO EQUIVALENTE DEL NODO 179
FIGURA 4.50 - SCHEMA AUTOGRÙ TEREX DEMAG TC2800 183
FIGURA 4.51 - DIAGRAMMA DI LAVORO AUTOGRÙ DEMAG 184

FIGURA 4.52 - RAPPRESENTAZIONE CAD FASE 3 DEL VARO 185
FIGURA 4.53 – SCHEMA AUTOGRÙ LIEBBHER 1550 186
FIGURA 4.54 - DIAGRAMMA DI LAVORO AUTOGRÙ LIEBBHER 186
FIGURA 4.55 - RAPPRESENTAZIONE CAD FASE 4-5 DEL VARO 187
FIGURA 4.56 - PASSAGGIO DEI MODELLI DA REVIT A NAVISWORKS 188
FIGURA 4.57 - CREAZIONE ANIMAZIONE IN NAVISWORKS 189
FIGURA 4.58 - PARTICOLARE DI INTERAZIONE ANALIZZATO DURANTE LA CLASH DETECTIVE 189
FIGURA 4.59 - RISULTATI DELL'ANALISI DELLE INTERFERENZE 190
FIGURA 5.1 - RENDER DEL NUOVO PONTE DEL CIADEL 191

BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA

Bibliografia

- Vanny Ceotto, *Studio del varo di un impalcato a geometria variabile con metodi di spinta incrementale,* tesi di laurea, Università degli studi di Padova, a.a. 2012/2013, rel. Renato Vitaliani;

- Giorgia Nobile, *Gestione del patrimonio storico architettonico: rilievo metrico 3D, modellazione BIM e analisi dei fenomeni di degrado*, tesi di laurea magistrale, rel. Marco Zerbinatti;

- Giulio Ballio, Claudio Bernuzzi, *Progettare costruzioni in acciaio*, Milano, Hoepli, 2008;

- Mario Paolo Petrangeli, *Progettazione e costruzione di ponti con cenni di patologia e diagnostica delle opere esistenti,* Milano, Casa Editrice Ambrosiana, 2017;

- Matteo Del Giudice, *Il disegno e l'ingegnere – BIM handbook for building and civil engineering students,* Torino, Levrotto & Bella, 2019;

- Anna Osello, Francesca Maria Ugliotti, *BIM verso il catasto del futuro – Conoscere, digitalizzare, condividere – Il caso studio della città di Torino,* Roma, Gangemi Editore, 2017;

- Sebastiano Bondi*, Ponte ad arco con impalcato metallico sospeso - analisi sismica in presenza di dispositivi di isolamento,* tesi di laurea, Università di Bologna, a.a. 2010/2011, rel. Maurizio Merli;

- *Manutenzione dei ponti in acciaio – Sostituzione di impalcati esistenti in C.A.P. con nuovi manufatti in carpenteria metallica,* I Quaderni Tecnici – volume VII, a cura di Anas S.p.a. in collaborazione con Promozione Acciaio, 2019;

- Alberto Carpinteri, Dispense del corso *Instabilità statica e dinamica delle strutture*, Politecnico di Torino, a.a. 2019/2020;

- Luca Giordano, Dispense del corso *Bridge construction and Design,* Politecnico di Torino, a.a. 2019/2020.

Sitografia

- https://www.techneteam.it/autodesk-recap-pro-recap-360/;
- https://www.techneteam.it/servizi/scan-to-bim/;
- https://www.promozioneacciaio.it/cms/it7165-cavalcavia-via-cavallera-autostrada-a4-descrizione-dell-opera.asp;
- https://www.slideshare.net/franco_bontempi_org_didattica/lezione-ing-luca-romano-cm-2015-roma-la-sapienza;
- https://www.impresedilinews.it/ponte-di-500-tonnellate-lungo-80-m-montato-come-un-lego/
- **https://www.puntosicuro.it/sicurezza-sul-lavoro-C-1/settori-C-4/edilizia-C-10/indicazioni-tecniche-per-le-interferenze-nell-utilizzo-delle-gru-a-torre-AR-14581/**