



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE

Scuola di Ingegneria

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Curriculum Strutture

Tesi di laurea magistrale - Anno Accademico 2020/2021

**Progetto di una passerella pedonale ad arco in  
acciaio e valutazione della risposta dinamica**

**Design of pedestrian steel arch bridge and  
evaluation of the dynamic response**

Candidato: Lorenzo Tonioni

Relatori: Prof. Ing. Salvatore Giacomo Morano  
Prof. Ing. Claudio Mannini

*Alla mia famiglia*

# INDICE

<b>Sommario</b> .....	1
<b>1. Inquadramento generale</b> .....	3
1.1 Inquadramento dell'opera .....	3
1.2 Caratteristiche opere vicine all'area di intervento.....	4
1.3 Geologia e geomorfologia.....	4
1.4 Geotecnica .....	4
1.5 Idraulica.....	5
1.6 Vincoli gravanti sull'area .....	6
1.7 Criteri utilizzati per le scelte progettuali .....	7
1.8 Descrizione dell'opera.....	7
<b>2. Ponte ad arco a via inferiore</b> .....	11
2.1 Sistemi collaboranti arco-trave.....	11
2.2 Evoluzione e tipologie del ponte ad arco a via inferiore.....	12
2.3 Metodi di calcolo per i sistemi collaboranti arco-trave.....	18
2.3.1 Statica dell'arco .....	18
2.3.2 Sistemi collaboranti arco-trave.....	22
2.4 Forme e rapporti geometrici dei ponti ad arco a via inferiore.....	28
2.5 Predimensionamento del sistema arco-trave .....	31
2.6 Sistemi di sospensione per ponte ad arco a via inferiore .....	44
2.6.1 Sospensioni Nielsen .....	46
2.6.2 Sospensioni a rete secondo Tveit .....	47
2.6.3 Sospensioni a rete secondo Brunn & Shanack .....	55
2.7 Scelta e ottimizzazione del sistema di sospensione .....	58
2.7.1 Modello piano.....	60
2.7.2 Descrizione della procedura di ottimizzazione.....	62
2.7.3 Fase I: valutazione efficienza strutturale per tipologia e peso variabile della sospensione.....	63
2.7.4 Fase II: valutazione della massima efficienza strutturale .....	71
2.7.5 Scelta del sistema arco-trave-pendini .....	83
<b>3. Normative e riferimenti</b> .....	86
<b>4. Caratteristiche dei materiali</b> .....	87
4.1 Calcestruzzo soletta in c.a. ....	87
4.2 Acciaio per c.a. ....	89
4.3 Acciaio per strutture metalliche .....	89
4.4 Pendini.....	90

4.5 Lamiera grecata.....	91
4.6 Pioli.....	91
4.7 Bulloni.....	91
4.8 Saldature.....	91
4.9 Piastre ed elementi di collegamento.....	91
<b>5. Analisi dei carichi.....</b>	<b>92</b>
5.1 Peso proprio degli elementi strutturali .....	92
5.2 Peso proprio degli elementi non strutturali .....	93
5.3 Azioni da ritiro e viscosità .....	93
5.4 Variazione termica .....	95
5.4.1 Simultaneità delle componenti uniformi e delle componenti lineari di temperatura.....	96
5.4.2 Modellazione del carico termico .....	97
5.5 Azione del vento .....	97
5.5.1 Pressione del vento .....	99
5.5.1.1 Pressione cinetica di riferimento .....	99
5.5.1.2 Coefficiente di esposizione.....	100
5.5.1.3 Pressione cinetica di picco.....	101
5.5.1.4 Velocità media del vento .....	102
5.5.2 Azioni aerodinamiche.....	102
5.5.2.1 Vento per l'impalcato da ponte.....	103
5.5.2.2 Vento per l'arco.....	104
5.5.2.3 Azioni aerodinamiche sulla struttura .....	106
5.5.3 Modellazione del carico vento.....	107
5.6 Azione della neve.....	107
5.7 Azione variabili da traffico .....	108
5.8 Azione sismica .....	110
5.8.1 Periodo di riferimento per l'azione sismica.....	110
5.8.2 Fattore di struttura .....	110
5.8.3 Stati limite e probabilità di superamento .....	111
5.8.4 Categorie di sottosuolo e condizioni stratigrafiche .....	111
5.8.5 Definizione dello spettro di risposta.....	111
5.8.5.1 Spettri di risposta elastici.....	112
5.8.5.2 Spettri di risposta di progetto.....	113
5.8.5.3 Eccentricità accidentale .....	115
5.8.5.4 Variabilità spaziale del moto .....	115
5.8.6 Modellazione dell'azione sismica.....	115

<b>6. Combinazioni</b> .....	117
6.1 Combinazioni allo Stato Limite Ultimo .....	119
6.2 Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio .....	120
6.2.1 Combinazione caratteristica .....	120
6.2.2 Combinazione frequente.....	120
6.2.3 Combinazione quasi permanente.....	120
6.3 Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.....	120
<b>7. Modelli di calcolo</b> .....	122
7.1 Modello Locale .....	122
7.2 Modello Globale.....	125
7.3 Validazione dei risultati .....	128
<b>8. Verifiche</b> .....	130
8.1 Classificazione delle sezioni .....	130
8.2 Resistenza delle membrature.....	133
8.2.1 Resistenza delle membrature in acciaio .....	133
8.2.2 Resistenza delle sezioni composte acciaio-calcestruzzo .....	134
8.3 Stabilità globale.....	140
8.4 Stabilità delle membrature .....	142
8.5 Verifiche strutturali .....	143
8.5.1 Combinazioni per le verifiche di resistenza mediante modello globale .....	144
8.5.2 Combinazioni per le verifiche di stabilità globale.....	145
8.6 Verifiche di stabilità globale .....	146
8.7 Verifica dell'impalcato.....	147
8.7.1 Lamiera grecata .....	147
8.7.2 Soletta in c.a. ....	152
8.7.3 Travette rompitratta.....	165
8.7.4 Traversi di campata .....	171
8.7.5 Traversi di testata .....	176
8.8 Verifica delle travi principali .....	180
8.9 Verifica degli archi.....	184
8.10 Verifica dei montanti e dei diagonali degli archi .....	187
8.11 Verifica dei pendini.....	188
8.12 Verifica dei controventi di montaggio .....	188
<b>9. Unioni</b> .....	190
9.1 Unione 4: nodo trave-traverso di campata .....	190

9.2 Unione 5: squadrette traversi-travette secondarie .....	196
9.3 Unione 6: collegamento dei controventi di montaggio .....	198
9.4 Unione 7: collegamento dei pendini di sospensione .....	204
<b>10. Comportamento dinamico per effetto dell'azione dei pedoni</b> .....	<b>213</b>
10.1 Vibrazioni per effetto dei pedoni .....	214
10.2 Valutazione della risposta dinamica .....	217
10.2.1 Analisi modale della struttura .....	217
10.2.2 Metodologia di analisi dinamica delle passerelle pedonali .....	223
10.2.3 Caratteristiche dinamiche della passerella .....	229
10.2.4 Analisi dinamica del problema di comfort .....	230
10.3 Intervento di mitigazione della risposta dinamica .....	242
10.3.1 Progettazione delle caratteristiche dinamiche del TMD .....	247
<b>Conclusioni</b> .....	<b>252</b>
Bibliografia .....	254
Indice delle figure .....	256
Indice delle tabelle .....	263
Appendice .....	268

---

## Sommaro

Il lavoro di tesi si occupa di progettare una passerella ciclo-pedonale sul fiume Arno. L'opera è destinata al collegamento della stazione ferroviaria di San Donnino, situata nel comune di Signa a confine con Campi Bisenzio, alla zona in prossimità della frazione di Badia a Settimo, nel comune di Scandicci e realizzare un collegamento diretto per i percorsi ciclo-pedonali sulle due sponde.

Il sito di costruzione è stato individuato partendo dall'opera realmente in corso di realizzazione e valutando le possibili soluzioni progettuali alternative.

La soluzione progettuale scelta è un ponte ad arco a via inferiore, in quanto è stata ritenuta la tipologia che si inserisce nel territorio in modo meno invasivo possibile, con una soluzione moderna, capace di esprimere un ottimo risultato dal punto di vista estetico e dell'efficienza.

Per soddisfare i requisiti precedenti e per la tipologia di opera da progettare, si è deciso di realizzare il sistema principale in acciaio. L'impalcato è realizzato con una soluzione mista acciaio-calcestruzzo, in grado di fornire un contributo di rigidità nel piano orizzontale.

In base ai risultati compositivi di opere realizzate con schema statico simile a quello scelto e adottando relazioni di letteratura, è stata predimensionata la forma del sistema arco-trave, progettando un arco ribassato in grado di soddisfare i criteri sopra detti.

La sospensione è stata ottimizzata, con l'obiettivo di realizzare un'opera snella e leggera. La tipologia e la disposizione dei pendini influenzano il comportamento strutturale, per cui sono state valutate più soluzioni mediante modelli piani agli elementi finiti, al fine di ottenere le migliori prestazioni salvaguardando l'uso dell'acciaio. Adottando il sistema di sospensione a rete si è realizzata una configurazione in grado di ridurre notevolmente le flessioni nel sistema arco-trave, la deformabilità, il rischio di instabilizzazione dell'arco e la perdita del tiro nei pendini, per cui è stato possibile adottare profili più snelli per l'arco e per la trave, ottenendo un notevole risparmio della quantità d'acciaio da carpenteria.

Per valutare in modo globale il comportamento strutturale e verificare le scelte progettuali, sono stati allestiti dei modelli tridimensionali agli elementi finiti, in grado di leggere il funzionamento complessivo dell'opera nelle varie fasi, dalla costruzione fino all'esercizio.

Data la tipologia di servizio e la leggerezza della soluzione ottenuta, sono state condotte delle valutazioni sul comportamento dinamico in relazione all'azione dei pedoni. Sono stati valutati i livelli di comfort con i modelli proposti dal Sètra, ottenendo un livello di comfort accettabile, che dimostra l'efficienza della soluzione progettata. Al fine di ottenere una condizione di comfort più elevata sono state progettate le caratteristiche di un TMD mediante relazioni semplificate.

## Abstract

In this thesis work, a cycle-pedestrian bridge was designed to cross the Arno river. The aim of the bridge is to connect the San Donnino railway station, located in the municipality of Signa on the border with Campi Bisenzio, to the area near the hamlet of Badia a Settimo in the municipality of Scandicci, and create a direct connection for cycle-pedestrian paths on both sides.

The site has been identified taking in account the bridge that is actually under construction, then alternative design solutions have been evaluated.

The chosen structural design is the tied-arch, regarded as the most suitable to fit in the local landscape: this modern solution allows an excellent result for appearance and structural efficiency. To enhance the previous requirements and for the type of the bridge to build, it has been decided to use steel for the main system and a mixed steel-concrete solution for the deck, capable to ensure sufficient in-plane stiffness for the whole structure.

Preliminary design of the shape of the arch-beam system has been carried out based upon already built bridges with similar structural scheme and upon theoretical expressions found in technical literature. As a result, a lowered arch shape has been identified to fulfill both appearance and efficiency criteria.

The suspension has been optimized with the aim to create a slender and light bridge. The type and the arrangement of hangers influence the structural behaviour, for which several solutions have been evaluated using two-dimensional finite element models, in order to obtain the best performance and to reduce the amount of steel used.

The Network arch bridge is a solution able to reduce the bending in the arch-beam system, the deformability, the risk of instability of the arch and the loss of tension in the hangers, for which it was possible to adopt sections slendrer for the arch and for the beam, obtaining a considerable saving in the quantity of construction steel.

The global structural behaviour has been studied and verified with three-dimensional finite element models, where the static behaviour has been evaluated in different stages, from the construction to service conditions.

Finally, due to the usage type and lightness of this kind of bridges, further evaluations have been made with regards to the dynamic behaviour under pedestrian loads. With the guidelines proposed by Sétra, comfort levels have been evaluated showing good results. This fact proves the efficiency of the designed solution. To obtain a better comfort condition, the characteristics of a TMD have been designed through simplified relations.

## 1. Inquadramento generale

L'area oggetto d'intervento è il tratto del fiume Arno racchiuso tra la zona dei Renai e Badia a Settimo. L'asse fluviale corre in direzione Est-Ovest attraverso aree fortemente antropizzate ed è l'elemento principale che divide la zona della stazione di San Donnino nella parte Nord, in località I Bassi (36 m s.l.m.), nell'area contigua ai Renai di Signa, dalla località di Badia a Settimo (35.5 m s.l.m.) e di San Colombano (35.3 m s.l.m.).

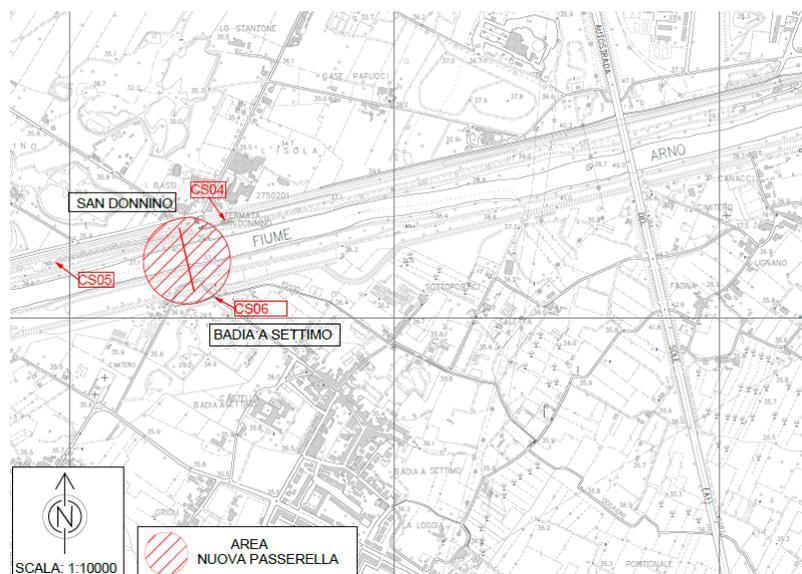


Figura 1 - Area di intervento

### 1.1 Inquadramento dell'opera

L'opera connessa alla stazione ferroviaria di San Donnino, sulla tratta Firenze -Pisa consentirà di incrementare il bacino di traffico che utilizzerà il trasporto ferroviario e servirà anche le frazioni di Badia a Settimo, San Colombano e Ugnano. La zona di Badia a Settimo è facilmente raggiungibile sia dalla SGC FI-PI-LI che dall'uscita della autostrada A1 di Scandicci.

La passerella si presenta anche come uno snodo fondamentale all'interno del progetto della Ciclopista dell'Arno (o ciclovia dell'Arno), che conta un totale di circa 270 km di itinerario ciclistico, a partire dalle sorgenti del fiume sul Monte Falterona fino alla foce nei pressi di Bocca d'Arno, a Pisa. Il progetto della passerella si occupa di risolvere le diverse criticità legate alla compatibilità tra tracciati a valenza ciclo-turistica e per pendolari (spostamenti casa-lavoro o casa-scuola).

Altro tema rilevante legato alla realizzazione della passerella è quello del miglioramento della fruizione di Badia a Settimo, soggetta ad un'importantissima emergenza architettonica e monumentale di questo territorio.

## 1. Inquadramento generale

---

### 1.2 Caratteristiche opere vicine all'area di intervento

La passerella si inserisce in una zona priva di collegamenti tra le due sponde del fiume Arno, infatti i più vicini sono il Viadotto dell'Indiano (più a monte) e il Ponte Nuovo sull'Arno a Lastra a Signa (più a valle), circa equidistanti rispetto all'area di intervento. Questi sono entrambi stradali, però permettono il collegamento ciclo-pedonale tra le sponde (in particolare il Viadotto dell'Indiano tramite la sua passerella posta al di sotto del piano viario permette un collegamento diretto).

A Lastra a Signa si trova una passerella pedonale. L'opera è realizzata in una sezione fluviale di ampiezza confrontabile a quella individuata per l'intervento. Lo schema è a travata con tre pile in alveo e due in area golenale.

Altri ponti sono dislocati in zone meno prossime all'area di intervento, ma presentano dimensioni diverse, con luci minori da superare.

Si può quindi concludere che tra le opere presenti solamente la passerella di Lastra a Signa ha caratteristiche funzionali e dimensionali simili a quelle della presente passerella, anche se il suo periodo di costruzione è piuttosto remoto e quindi non consente un confronto diretto con l'opera da realizzare.

### 1.3 Geologia e geomorfologia

L'area appartiene alla piana Firenze Prato e Pistoia. Questa ampia pianura alluvionale è una depressione di origine lacustre villafranchiana completamente riempita da depositi fluvio-lacustri ed alluvionali, che ricoprono con giacitura suborizzontale le unità del substrato. Il bacino è stato sede di sedimentazione lacustre, e poi fluviale, con un accumulo di depositi che nella zona di massima potenza arrivano anche a raggiungere spessori importanti (centinaio di metri).

L'opera è situata in una zona che da un punto di vista clivometrico è di tipico fondovalle alluvionale sub-pianeggiante (classe 1 valori compresa tra il 0 e il 5%), mentre allontanandosi dal fiume si passa a terreni tipici di aree deposizionali fluviali.

Nell'area oggetto d'intervento in prevalenza affiorano direttamente depositi alluvionali in evoluzione, costituiti da sabbie, limi e ghiaie, depositi prevalentemente limoso sabbiosi.

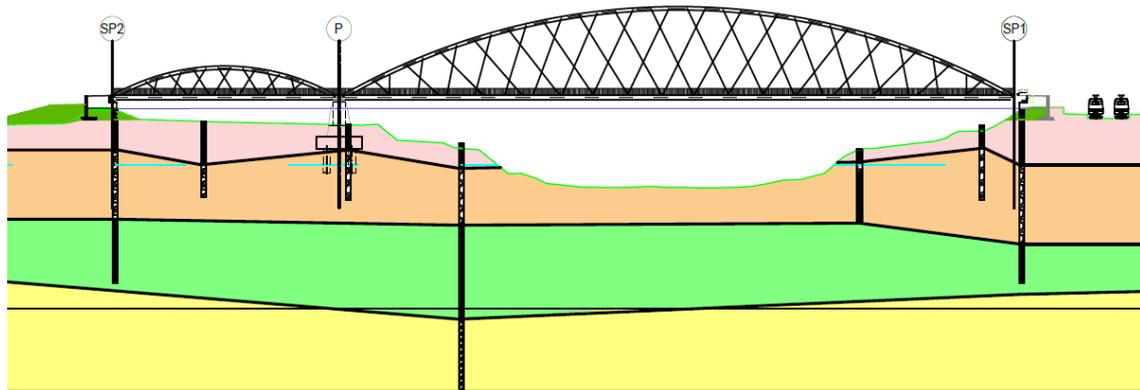
### 1.4 Geotecnica

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni si fa riferimento alla relazione geologico-geotecnica di progetto definitivo, che in base alle prove condotte permette di ricostruire il seguente schema stratigrafico:

- UNITÀ A. Depositi alluvionali limoso-sabbiosi, noti come "orizzonte Firenze 1".
- UNITA' B. Depositi alluvionali ghiaioso-sabbiosi, noti come "orizzonte Firenze 2".

- UNITA' C. Depositi limoso-argillosi fluvio-lacustri, noti come "orizzonte Firenze 4".
- UNITA' D. Depositi alluvionali ghiaioso-sabbiosi, noti come "orizzonte Firenze 3".

Dal monitoraggio condotto mediante installazione di un piezometro è stato evidenziato, che in circa un anno d'osservazione, la profondità del livello piezometrico non ha subito variazioni rilevanti nonostante la concentrazione di precipitazioni intense e di rilevante durata e continuità. Per cui si ritiene che la falda sia presente a -11 m in modo costante durante tutto l'anno, senza subire grosse variazioni.



UNITA' GEOTECNICA	FORMAZIONE GEOLOGICA	TIPO DEPOSITO	GRANULOMETRIA PREVALENTE
UNITA' A	Orizzonte "Firenze 1"	Depositi alluvionali e di piana d'erosione; terreni di riporto.	Limi e sabbie
UNITA' B	Orizzonte "Firenze 2"	Depositi alluvionali (fase torrentizia)	Sabbie e ghiaie
UNITA' C	Orizzonte "Firenze 4"	Depositi fluvio-lacustri	Limi e argille
UNITA' D	Orizzonte "Firenze 3"	Depositi di delta-conoide	Sabbie e ghiaie

Figura 2 - Unità geotecniche e profilo stratigrafico

## 1.5 Idraulica

Gli aspetti idraulici relativi alla passerella consistono nella trattazione delle problematiche che nascono dall'interferenza tra la struttura ed il regime delle acque del fiume Arno.

In base ai risultati della relazione idrologica e della relazione idraulica, viene individuata la quota della piena duecentennale ( $T_R = 200$  anni) pari a 40,48 m s.l.m.

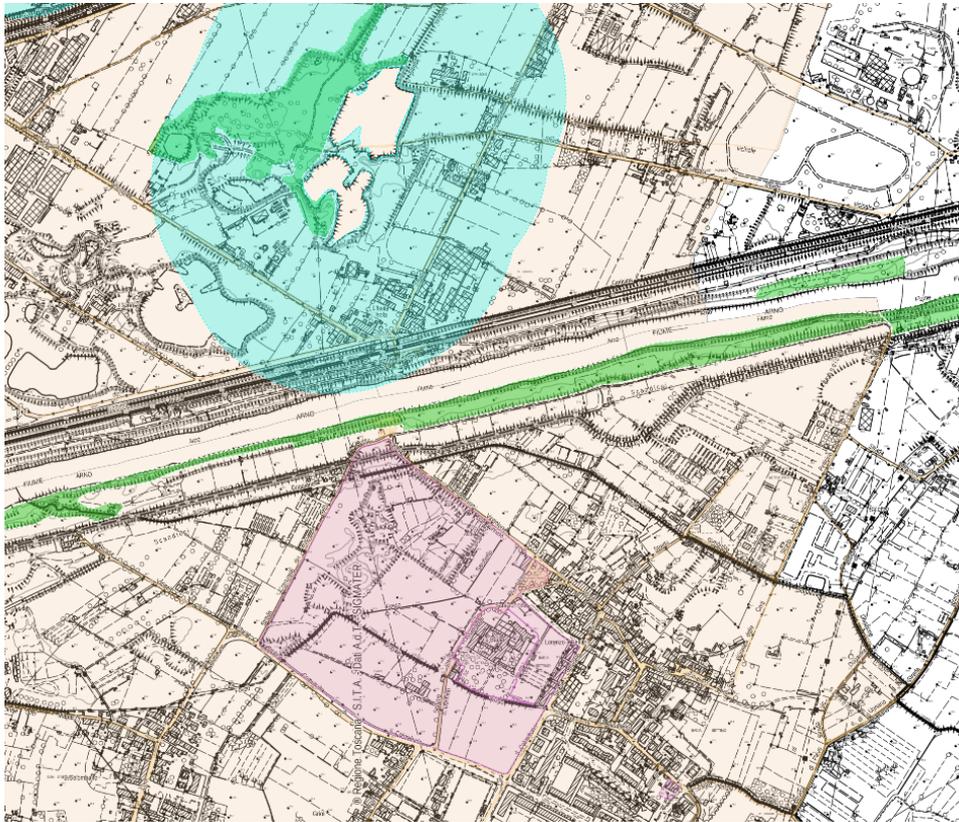
Al fine di garantire continuità del percorso ciclabile sulla sommità arginale e il superamento della quota di piena di progetto, è previsto una riprofilatura dell'argine (rialzamento per un'estensione di 80 m in sponda destra e 90 m in sponda sinistra; quest'ultima anche con ringrosso dell'argine). La quota del sottotrave rimarrà comunque superiore alla quota della sommità arginale per l'intera luce.

Ai fini della protezione dall'erosione localizzata in prossimità di pile e spalle si dispone materiale di pezzatura tale da non dare luogo allo scavo (realizzazione di una scogliera in massi ciclopici).

## 1. Inquadramento generale

### 1.6 Vincoli gravanti sull'area

I vincoli presenti sulla zona di intervento possono essere rappresentati in modo più diretto per via grafica, tramite l'ausilio del servizio webgis della Regione Toscana [12]:



	Zone gravate da usi civivi
	Beni architettonici tutelati ai sensi della parte II del D.Lgs. 42/2004
	Aree tutelate per legge lett. g: territori coperti da foreste o da boschi
	Aree tutelate per legge lett. b: territori contermini ai laghi

Figura 3 - Vincoli paesaggistici e architettonici

Come si può osservare dalla figura precedente quindi, l'area di intervento ricade in un vincolo di tutela indiretta per la presenza dell'Abbazia di San Salvatore e San Lorenzo a Settimo (La Badia). Si riportano i passaggi più importanti dell'art. 13 del D.Lgs. 490/1999: “è vietata l'istallazione di strutture collocate anche temporaneamente all'interno del predetto perimetro, che siano tali da determinare condizioni lesive per il decoro e che possano introdurre limitazioni alla libera visuale del monumento” e per cui “ogni modifica dell'assetto attuale dell'area dovrà essere preventivamente esaminata dalla Soprintendenza per i beni Ambientali e Architettonici di Firenze, Pistoia e Prato”. A tale decreto di vincolo indiretto è allegata oltre alla planimetria anche la

relazione storico-artistica/tecnico-scientifica che riporta come “...*Nonostante le notevoli trasformazioni territoriali della piana fiorentina, il complesso dell’abbazia continua ad essere elemento dominante dell’area circostante, risulta quindi essenziale mantenerne intatte le visuali...*”. Tale vincolo coinvolge solo una piccola parte del progetto della passerella, disposta secondo la sua localizzazione originale (circa 30 m sul lato in sinistra idraulica, appunto quello di Scandicci).

Si rileva invece ai sensi dell’art. 142 “aree tutelate per legge”, del D. Lgs. 42/2004 in virtù dell’adozione dell’implementazione del PIT con la parte paesaggistica. Si evidenziano quindi aree di interesse paesaggistico:

- comma 1 lettera b) i territori contermini ai laghi compresi in una fascia della profondità di 300 metri dalla linea di battigia, anche per territori elevati sui laghi;
- comma 1 lettera g) i territori coperti da foreste e da boschi, ancorché percorsi o danneggiati dal fuoco, e quelli sottoposti a vincolo di rimboschimento, come definiti dall’art.2 commi 2 e 6, del d.lgs.18 maggio 2001, n.227.

Quindi l’opera non può presentare un impatto visivo eccessivo e deve mantenere un’altezza il più contenuta possibile, cioè sono percorribili solo soluzioni con sviluppo ridotto in altezza.

### 1.7 Criteri utilizzati per le scelte progettuali

I criteri richiesti per le scelte progettuali da seguire sono i seguenti:

- l’inserimento del progetto nel territorio deve essere il meno invasivo possibile nel rispetto del paesaggio circostante;
- lasciare sgombro lo sguardo sia a monte che a valle;
- il progetto deve valorizzare ed arricchire il contesto territoriale in cui è inserito;
- il ponte deve garantire la continuità del percorso lungo la sommità arginale;
- il numero degli appoggi del ponte deve essere ridotto e possibilmente localizzato fuori alveo.

Si aggiunge inoltre che, le scelte progettuali devono condurre alla realizzazione di un’opera snella, leggera ed elegante.

### 1.8 Descrizione dell’opera

La nuova passerella realizzata in acciaio presenta una lunghezza complessiva di 181,10 m, suddivisa in due campate indipendenti, con schema statico ad arco a via inferiore a spinta eliminata e ciascuno costituito da due archi inclinati con pari angolo di inclinazione al fine di garantire continuità prospettica. La campata più lunga (lato stazione di San Donnino) presenta una luce di 135 m e una freccia dell’arco di 18 m (misurata tra l’asse della trave d’impalcato e l’asse del profilo

## 1. Inquadramento generale

---

dell'arco), mentre la campata minore risulta proporzionata secondo un rapporto tre a uno, con una luce di 45 m e una freccia di 6 m.

La scelta della tipologia ad arco a via inferiore è stata adottata in via della ridotta distanza delle quote delle sommità arginali rispetto alla quota del franco idraulico. La necessità di impiegare una struttura estradossata si doveva sposare con la necessità di mantenere altezze ridotte dell'arco e altezza dell'impalcato contenuta, per la presenza del vincolo architettonico in sponda sinistra e con l'obiettivo di ottenere una struttura snella.

Si è proceduto spezzando in due campate l'ostacolo da superare, con l'obiettivo di garantire una soluzione congrua con gli aspetti funzionali dell'opera, mantenendo comunque una luce netta superiore a 40 m rispetto alla spalla in sinistra idraulica (lato Badia a Settimo). Per limitare la possibilità di erosione localizzata al piede e il manifestarsi di fenomeni di perdita di stabilità si è disposto la pila al di fuori della zona dell'alveo inciso, posizionandola in zona golenale, imponendo una luce massima pari a 135 m, nell'ordine della dimensione tipica degli attraversamenti sull'Arno.

La struttura è ad asse rettilineo e presenta una larghezza di impalcato al fuori tutto di 8,70 m, ospitando una piattaforma pedonale di 6 m.

L'impalcato è portato da due travi longitudinali di bordo (catene) realizzate con piatti in composizione saldata con sezione a doppio T con l'anima diretta nel piano degli archi e flange orizzontali. Le due travi sono collegate da traversi disposti ad interasse 5 m, in cui il collegamento è realizzato disponendo due coprigiunti bullonati all'anima del traverso e su una piastra saldata lungo il lato interno della trave.

I traversi sono realizzati con piatti in composizione saldata con sezione a doppio T.

La soletta in calcestruzzo armato è gettata su lamiera grecata. I pannelli presentano nervature dirette trasversalmente e sono appoggiati su un sistema di travette longitudinali rompitratta che collegano due traversi consecutivi.

Le travette rompitratta sono dei profili IPE240, collegati ai traversi mediante giunti a squadretta.

I traversi e le travette longitudinali sono collegati monoliticamente alla soletta d'impalcato in calcestruzzo con un sistema di piolatura diffusa, per costituire una soluzione più resistente e rendere la sezione più efficace alla formazione di un piano rigido.

Tutti i profili metallici costituenti l'impalcato sono quindi a sezione aperta e facilmente ispezionabili nei loro dettagli di collegamento.

La lamiera grecata di acciaio viene impiegata come cassaforma a perdere, capace di sopportare il getto di calcestruzzo, l'armatura ed i carichi agenti in fase di costruzione. I pannelli di lamiera

arriveranno in cantiere pre tagliati e pre forati, al fine di essere posti in opera al termine del montaggio della struttura metallica.

Il getto della soletta viene realizzato al termine della posa in opera delle barre d'armatura e viene contenuto con un profilo angolare disposto al lato dell'impalcato. Quest'ultimo è collegato alla piattabanda del traverso e in direzione trasversale con le barre d'armatura della soletta. Si prevede un parapetto metallico con montanti in acciaio in sezione a T variabile in altezza.

Gli archi sono contenuti in piani convergenti inclinati di  $11^\circ$  rispetto alla verticale, garantendo un aspetto di forma più slanciato all'intera opera. Gli archi sono realizzati con profili tubolari a sezione costante, con l'obiettivo sempre di ottenere una soluzione di dimensioni e peso ridotti, sfruttando la grande capacità di resistenza all'instabilità di questa sezione.

L'inclinazione degli archi rispetto al piano verticale permette di avere collegamenti più corti, quindi più rigidi e più efficienti nella loro funzione di presidio all'instabilità fuori dal piano.

Per fornire maggior presidio contro l'instabilità, i due archi costituenti la campata più lunga (lato San Donnino) vengono collegati in chiave, mentre nella restante parte dell'arco e nella campata più piccola (lato Badia a Settimo) il sistema di collegamento è realizzato con maglie di controventi "a K".

La forma scelta è quella di un arco di cerchio, con raggio di curvatura costante, ritenuto più conveniente data la leggerezza della soluzione, sia per questioni pratico-realizzative, che funzionali, legate al materiale.

Il sistema di sospensione è realizzato con pendini in funi chiuse, protette contro la corrosione, con schema a rete (Network). La scelta di utilizzare per entrambe le campate il sistema Network con pendini di sospensione inclinati che si incrociano più volte nel piano dell'arco, determina una maggiore complessità nella fase di progettazione e una grande quantità di acciaio utilizzata per lo stesso sistema di sospensione, però porta in dote una serie di vantaggi estetici e funzionali.

La soluzione di collegare i pendini alle travi principali permette una scelta libera sul passo dei punti di attacco, che facilita la ricerca di una disposizione ottimizzata in grado di restituire una soluzione particolarmente snella e leggera della passerella. Il collegamento dei pendini alla trave viene realizzato con piastre saldate alla piattabanda superiore e forate per ospitare la giunzione bullonata con l'elemento a forcilla da cui parte la fune. Il collegamento con l'arco viene allestito in modo analogo, predisponendo le piastre saldate equidistanti lungo lo sviluppo del tubolare.

Adottando il sistema di sospensione a rete è stato possibile ridurre la lunghezza libera di inflessione dell'arco nel suo piano, ridurre il momento flettente nella trave-catena (le variazioni di forza verticale sono assorbite dalla variazione della forza nei pendini, per cui il carico è distribuito in

## 1. Inquadramento generale

---

modo migliore sulla trave che risente di un minor momento flettente) e ridurre notevolmente il rischio di instabilità dei pendini di sospensione in casi di carico non simmetrici.

La convenienza nell'adottare il sistema di sospensione a rete si riscontra quindi in un risparmio della quantità di acciaio da distribuire nel sistema arco-trave, determinando un profilo più snello e quindi aderente agli obiettivi della progettazione.

Per garantire l'isostaticità dell'impalcato nelle fasi di montaggio della carpenteria metallica e di getto della soletta vengono disposti dei controventi con diagonali costituiti da profili a L a lati uguali.

La struttura metallica è realizzata interamente con acciaio S355, al fine di uniformare la fornitura. Tutti gli elementi metallici sono studiati per esser prefabbricati in officina con conci di lunghezza non superiore a 12 metri. In relazione alla loro lunghezza i conci risultano trasportabili senza oneri specifici. Tutte le giunzioni previste tra i conci della trave di impalcato, tra i conci degli archi e gli elementi di collegamento sono di tipo saldato. Gli altri collegamenti tra gli elementi dell'impalcato sono di tipo bullonato, ad eccezione del collegamento nel nodo di testata per il traverso di estremità, che risulta saldato in opera.

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

I ponti ad arco costituiscono una soluzione strutturale che risale all'epoca dei Romani. Gli esempi delle opere arrivate fino ai giorni nostri sono costruzioni massicce, che testimoniano il carattere prevalente dei carichi permanenti sui carichi accidentali, dovuto alle tecniche costruttive e ai materiali utilizzati.

I ponti ad arco moderni si presentano con strutture decisamente più snelle, consentite dall'impiego di materiali più prestanti, in cui l'impalcato è differenziato dall'arco. Il calcestruzzo armato e l'acciaio sono i materiali concorrenti con cui si è iniziato a costruire grandi opere. La costruzione dell'arco in calcestruzzo armato permette di assorbire le compressioni che si determinano per il funzionamento dell'elemento, mentre la soluzione in acciaio consente di realizzare un'opera più leggera. Oltre a queste differenze dal punto di vista materiale, sono ovviamente rilevanti nella scelta di una soluzione progettuale anche quelle di natura geometrica e di forma, le caratteristiche dell'ostacolo da superare, ...ecc.

La scelta di questa tipologia progettuale deriva da un processo di valutazione di varie soluzioni, in cui si è cercato di soddisfare le richieste di funzionalità dell'opera legate ai vincoli dell'attraversamento e ai criteri di progetto (riportati al cap. 1.7). Tra le soluzioni analizzate, quella che si è ritenuto più funzionale al sito di costruzione è la tipologia di ponte ad arco a via inferiore.

### 2.1 Sistemi collaboranti arco-trave

Nei sistemi collaboranti arco-trave i carichi vengono portati in parte dall'impalcato e in parte dall'arco.

I sistemi arco-trave vengono utilizzati fin dal 1800 per la realizzazione dei ponti e possono essere a via superiore, a via inferiore, a via intermedia.

Nella soluzione di ponte ad arco a via superiore la via servita è sostenuta dall'arco. La connessione arco-trave è costituita da piedritti o montanti che realizzano un collegamento discreto, in grado di eliminare il rinfiacco e ridurre il peso della soluzione. Le spinte dell'arco vengono scaricate direttamente al terreno.

Nei ponti ad arco a via inferiore la via servita è appesa all'arco, per cui l'impalcato si mantiene all'altezza delle imposte degli archi. Unendo l'impalcato e le sezioni d'imposta dell'arco, il ponte assume la configurazione a spinta eliminata, perché la reazione orizzontale viene affidata all'impalcato che funziona come un tirante.

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

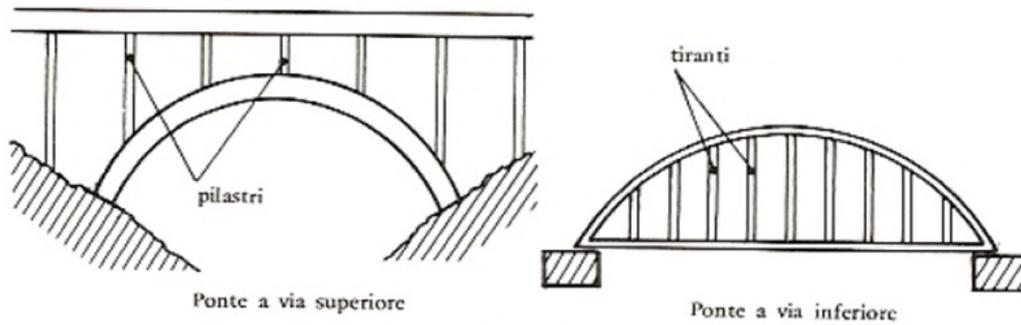


Figura 4 - Tipologie di ponte ad arco: a via superiore (a sinistra), a via inferiore (a destra) [11]

La soluzione ad arco a via intermedia, si ha quando l'impalcato si trova ad una quota intermedia tra l'imposta e la chiave.

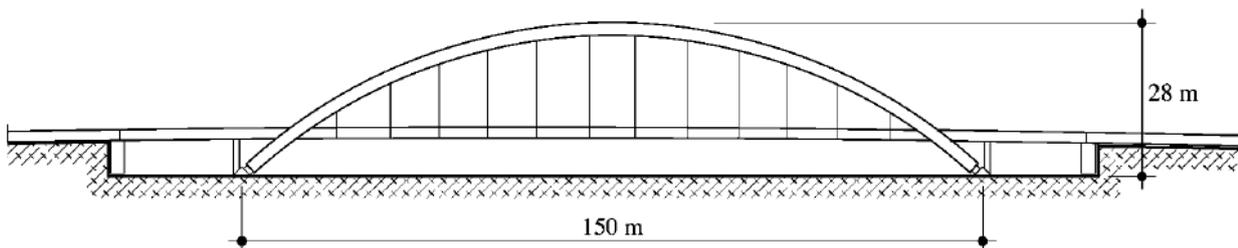


Figura 5 - Ponte ad arco a via intermedia, Praca Dalla Coutinho (Brasile) [7]

### 2.2 Evoluzione e tipologie del ponte ad arco a via inferiore

La nascita di ponti ad arco a via inferiore coincide con l'epoca di affermazione della ghisa come materiale di costruzione per i ponti, però la vera diffusione di questa soluzione è piuttosto recente rispetto ad altre, a causa del funzionamento statico degli elementi costruttivi, in cui si impiegano materiali resistenti a trazione, per i tiranti di sospensione e per la trave-catena d'impalcato.

L'invenzione del sistema di ponte ad arco a via inferiore si deve all'ingegnere statunitense Squire Whipple, che nel 1841 depositò il brevetto "Bowstring iron-bridge truss".

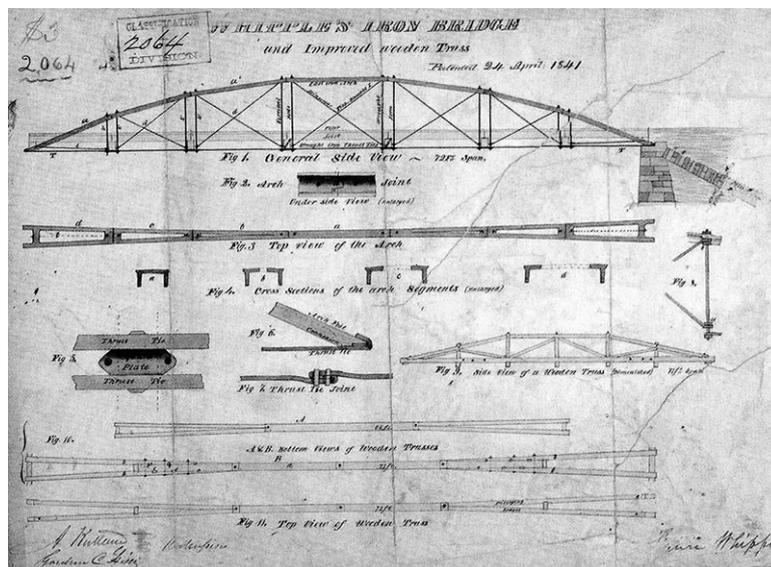


Figura 6 - Disegno del brevetto depositato dall'ingegnere Squire Whipple nel 1841 [5]

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

La prima realizzazione di un ponte ad arco a via inferiore è High Level Bridge di Newcastle, costruito tra il 1847 e il 1849, su progetto dell'ingegnere inglese Robert Stephenson, celebre per la costruzione di altri importanti opere, tra cui il Britannia Bridge sullo stretto di Menai. Il ponte fu commissionato per formare un collegamento ferroviario verso la Scozia per la rete ferroviaria inglese in via di sviluppo e si compone di due piani, uno più alto in cui transitano i treni e di una carreggiata sottostante per veicoli stradali e pedonali. La struttura ha una lunghezza di più di 400 m, suddivisi in sei campate, ognuna formata da archi in ghisa che trasmettono la spinta a tiranti in ferro costituenti il livello inferiore dell'impalcato e appesi tramite pendini robusti agli archi stessi. Il livello superiore viaggia ad una quota di poco inferiore a 40 metri sul livello del fiume.

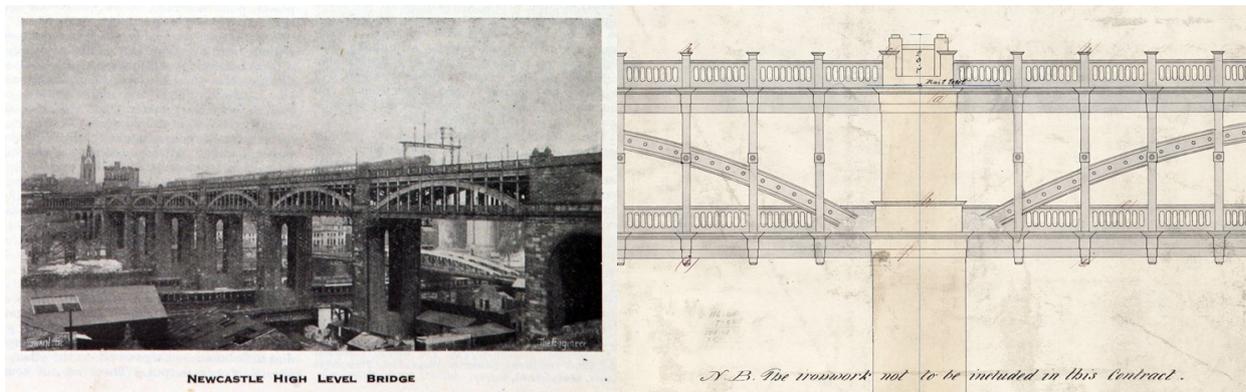


Figura 7 - Primo ponte ad arco a via inferiore: High Level Bridge, Newcastle [6]

Nel 1851 l'ingegnere austriaco Fritz Langer invertì il rapporto di rigidità, creando così un sistema (detto appunto Langer) in cui l'arco è molto meno rigido rispetto alla trave sottostante. Questo sistema, molto impiegato nei paesi di lingua tedesca e in quelli nord-americani, si è diffuso per i particolari pregi che lo caratterizzano sia dal punto di vista statico che da quello economico e costruttivo. La trave orizzontale è collegata da tiranti verticali a cortina, per cui i carichi vengono trasmessi dalla trave all'arco in modo uniforme, in virtù della grande rigidità della trave. Le tensioni di flessione e taglio che sarebbero presenti nell'arco se fosse realmente rigido come la trave, si manifestano solo nella trave, lasciando all'arco sottile l'assorbimento del solo sforzo normale di compressione [3].

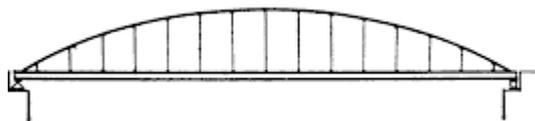


Figura 8 - Ponte ad arco a via inferiore sistema Langer [3]

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

---



Figura 9 - Ponte di Vaiana, Serravezza, Lucca: sistema Langer [21]

Successivamente alla Seconda Guerra Mondiale l'ingegnere svedese Octavius Nielsen propose la possibilità di ottimizzare la collaborazione fra arco e trave-catena tramite l'inclinazione dei pendini. In questo modo è possibile diminuire le sezioni dei due elementi strutturali principali rendendo più leggera e funzionale l'intera opera, quindi in grado anche di coprire luci più grandi. Il problema principale di questo sistema è la possibilità di avere qualche pendino inclinato che va in compressione. In questo caso l'equilibrio è affidato localmente alla resistenza flessionale della trave-catena o dell'arco, se questi elementi non sono snodati in corrispondenza dei punti di sospensione [3].

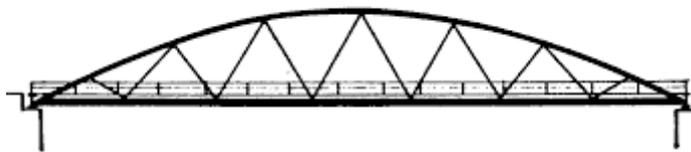


Figura 10 - Ponte ad arco a via inferiore sistema Nielsen [3]



Figura 11 - Ponte di Castelmoron (Svezia, 1933): sistema Nielsen [22]

Le problematiche di perdita del tiro possono essere superate mediante la soluzione proposta dall'ingegnere norvegese Per Tveit intorno agli anni '60. I pendini di sospensione sono non solo inclinati ma incrociati tra di loro, anche con più di un punto di intersezione, formando un reticolo.

Il sistema di sospensione costituisce una rete, motivo per cui nella denominazione anglosassone vengono definiti ponti “network”.

Questa tipologia costruttiva sarà approfondita in seguito nel capitolo 2.6.

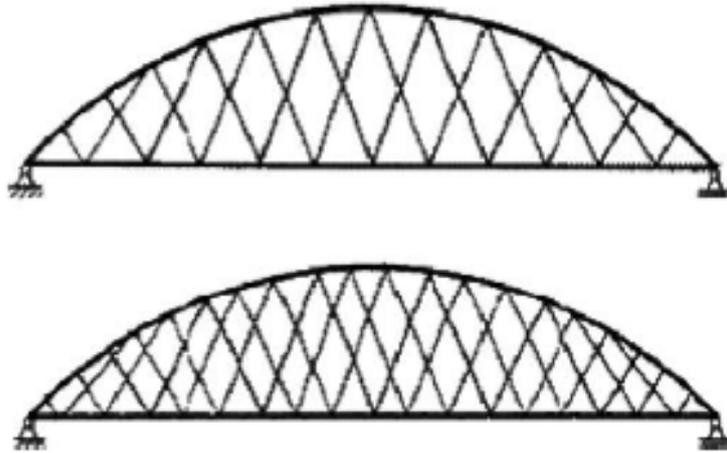


Figura 12 - Ponte ad arco a via inferiore sistema Network [22]



Figura 13 - Ponte Fehmarnsund, Germania: sistema Network [22]

Oltre a questi tre schemi, per la sospensione è diffusa anche un'altra tipologia, quella con pendini a raggiera.

Il comportamento strutturale di un sistema a raggiera è simile a quello dei ponti ad arco con pendini verticali. Questi pendini determinano grandi momenti flettenti nell'arco e nella trave [2].

Il vantaggio di questo schema si riscontra in impalcati in acciaio, dove all'eventuale trazione dovuta alla spinta eliminata, si possono sommare le trazioni aggiuntive dovute alla conformazione radiale dei pendini.

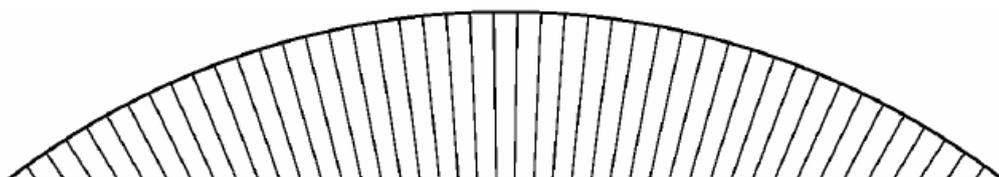


Figura 14 - Ponte ad arco a via inferiore sistema a raggiera [2]

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

---



*Figura 15 - Ponte sul fiume Ombrone a Grosseto [15]*

Nella maggior parte dei casi i pendini vengono realizzati con cavi, però in alcuni casi, per aumentare la rigidità complessiva della struttura o per risolvere il problema della perdita del tiro delle sospensioni, vengono utilizzati dei pendini rigidi, costituiti da profili o piatti d'acciaio.



*Figura 16 - Ponte sul fiume Isarco a Campiglio, Bolzano: pendini con profili d'acciaio*

Un altro aspetto molto importante dei ponti ad arco a via inferiore è la configurazione degli archi o dell'arco singolo. La configurazione di questo elemento influenza il comportamento della stabilità fuori dal piano e le scelte per l'impalcato.

La configurazione con due archi su piani paralleli, situati ai bordi di un ponte a spinta eliminata, è sicuramente la più frequente. La disposizione può essere modificata, disponendo i due archi, su piani inclinati verso l'interno o verso l'esterno.

La soluzione con archi inclinati verso l'interno permette di realizzare elementi di collegamento tra gli archi più corti, quindi più rigidi ed efficienti per il presidio della stabilità fuori dal piano.

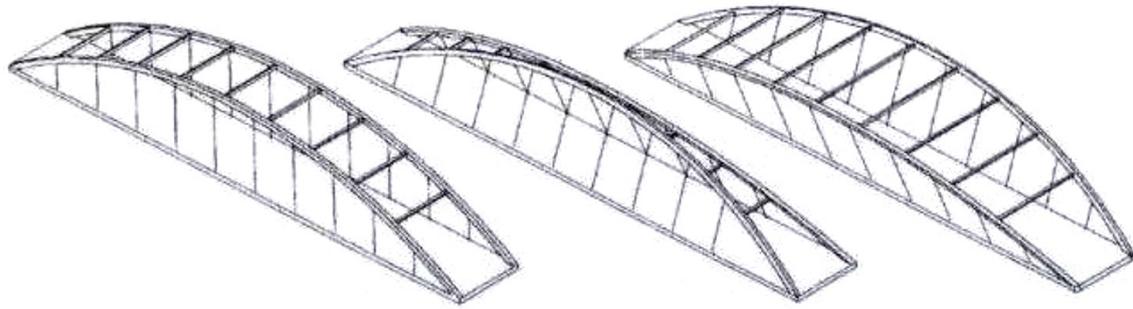


Figura 17 - Configurazioni degli archi nei ponti a via inferiore [8]



Figura 18 - Vista in sezione trasversale degli archi doppi disposti nelle tre configurazioni diverse [16]

Un altro possibile schema è quello con un unico arco centrale disposto lungo l'asse del ponte o in posizione inclinata rispetto al piano verticale. Il presidio contro l'instabilità laterale e l'assorbimento delle forze trasversali è affidato alla rigidità torsionale dell'impalcato.

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

---



*Figura 19 - Ponte con arco singolo: passerella ciclo-pedonale Nomi-Calliano, Trento [14]*

Un'altra variante è quella in cui l'arco è singolo nella porzione centrale, ma si apre in due verso le imposte. La sospensione può essere solo centrale o da entrambi i lati.



*Figura 20 - Ponte ad arco centrale che si apre verso le imposte [16]*

### 2.3 Metodi di calcolo per i sistemi collaboranti arco-trave

Per comprendere meglio il funzionamento dei sistemi collaboranti, si può partire considerando il caso di arco isolato rispetto all'impalcato, quindi valutare dei metodi di predimensionamento per i sistemi collaboranti arco-trave.

#### 2.3.1 Statica dell'arco

I parametri che maggiormente influenzano il comportamento dell'arco sono la geometria e le condizioni di vincolo.

La reazione orizzontale di spinta dell'arco è responsabile di riequilibrare il momento originato dai carichi e presenta la tendenza ad aumentare al diminuire della freccia dell'arco.

Per freccia nulla si ottiene la condizione di trave, dove la spinta assume valore nullo.

Quindi al ridursi della freccia dell'arco corrisponde un aumento della spinta, fino a che non si raggiunge un valore del rapporto freccia/luce, per cui la spinta inizia a diminuire tendendo a zero.

Per questo valore si registra sostanzialmente un passaggio tra un regime di comportamento ad arco ad uno a trave, dove la flessione diviene prevalente sullo sforzo normale di compressione [8].

Si può osservare che in relazione alle condizioni di vincolo, si possono individuare tre tipologie di archi:

- arco a tre cerniere;
- arco a due cerniere;
- arco incastrato.

L'arco a tre cerniere è una struttura isostatica, in cui considerando una generica condizione di carico si può determinare la spinta dell'arco per equilibrio.

Partendo dall'equazione  $M_{t,app} = M_a + H \cdot y$ , che lega il momento flettente in una trave in semplice appoggio di pari luce e caricata nello stesso modo dell'arco ( $M_{t,app}$ ), con il momento flettente nell'arco  $M_a$  e la spinta  $H$ , scrivendo la relazione per la sezione  $C$  in cui il momento è nullo (la curva delle pressioni deve passare per le sezioni delle cerniere  $A$ ,  $B$  e  $C$  per qualunque carico), si ottiene:

$$H_{3c} = M_{t,app}^{x=l/2} / f$$

dove  $M_{t,app}^{x=l/2}$  è il momento nella trave in semplice appoggio nella sezione di mezzeria allineata con la chiave dell'arco,  $f$  è la freccia dell'arco e  $H_{3c}$  è la spinta orizzontale per il caso di arco a tre cerniere.

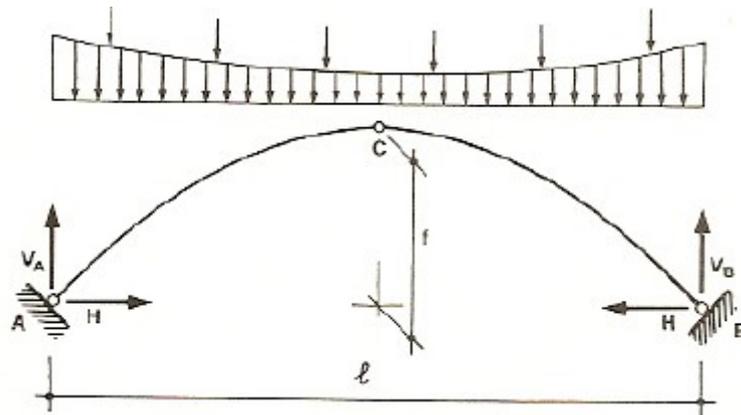


Figura 21 - Arco a tre cerniere [11]

Gli altri due casi di vincolo costituiscono dei sistemi iperstatici e quindi è necessario condurre un calcolo elastico per conoscere la spinta orizzontale  $H$ .

La spinta è staticamente indeterminata e può essere determinata sostituendo una cerniera con un appoggio scorrevole e rispettando la congruenza del vincolo soppresso. La spinta deve essere tale da far accorciare la corda dell'arco di quanto la fanno allungare i carichi, nell'ipotesi di estremo reso libero di scorrere orizzontalmente [8].

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

L'equazione di congruenza diviene:

$$H \cdot u' = u_0$$

dove  $u_0$  è lo spostamento dell'appoggio scorrevole provocato dai carichi esterni ed  $u'$  è lo spostamento provocato da una forza unitaria applicata nello stesso verso della spinta orizzontale  $H$ .

Entrambi gli spostamenti risentono sia della deformabilità flessionale dell'arco, proporzionale ad  $1/EJ$ , che della deformabilità assiale, proporzionale ad  $1/EA$ , con  $J$  e  $A$ , rispettivamente momento d'inerzia e area della sezione dell'arco. La deformabilità dell'arco per taglio è lecito trascurarla [11].

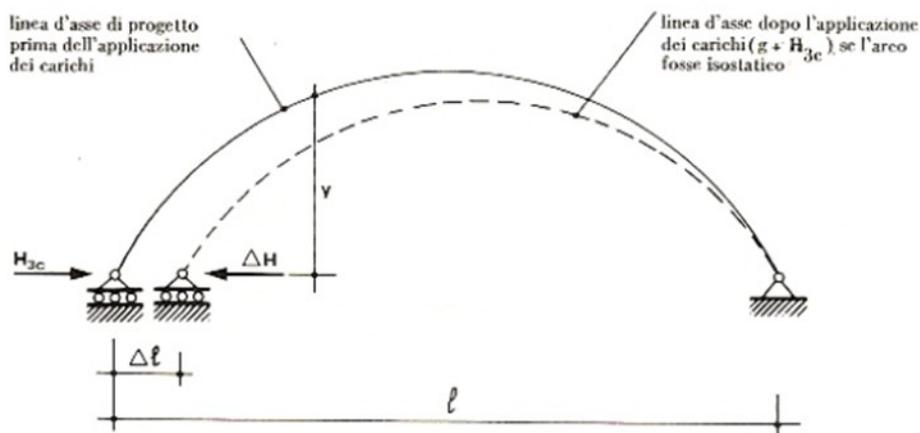


Figura 22 - Calcolo della spinta orizzontale  $H$  nell'arco a due cerniere [11]

La riduzione della spinta nell'arco a due cerniere rispetto all'arco a tre cerniere corrispondente è dovuta all'accorciamento elastico dell'arco provocato dallo sforzo normale (per il rispetto dei vincoli deve nascere una forza di segno opposto ad  $H_{3c}$  che ripristina la congruenza e va a ridurre la spinta). La caduta di spinta vale

$$\Delta H = -H_{3c} \frac{\int_{arco} \frac{ds}{EA}}{\int_{arco} \cos^2 \varphi \frac{ds}{EA} + \int_{arco} y^2 \frac{ds}{EJ}}$$

dove la coordinata  $s$  descrive la linea d'asse dell'arco e  $\varphi$  rappresenta l'angolo di apertura a partire dalla verticale rispetto al centro dell'arco di cerchio fino alla sezione  $S$  (si veda figura sotto).

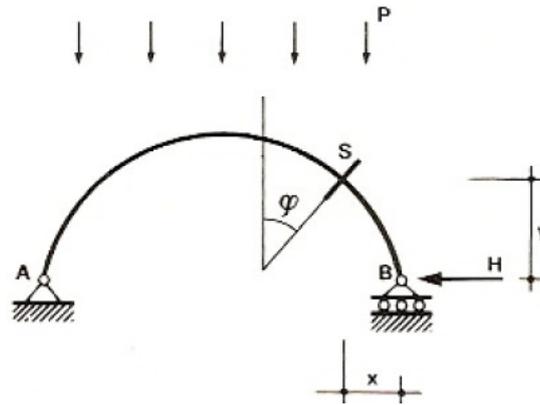


Figura 23 - Definizione della geometria dell'arco [11]

Di conseguenza la spinta alle imposte sarà  $H = H_{3c} + \Delta H$  [11].

Negli archi incastrati possono essere applicati considerazioni simili, sapendo che in questo caso le incognite iperstatiche sono tre. La relazione completa per il calcolo della spinta orizzontale è:

$$H = \frac{\int_{\text{arco}} \frac{M_0 y_0}{EJ} ds}{\int_{\text{arco}} \frac{y_0^2}{EJ} ds + \int_{\text{arco}} \frac{ds}{EA}}$$

scritta assumendo l'origine delle coordinate nel baricentro elastico dell'arco e definendo la generica sezione S tramite le sue coordinate  $(x_0, y_0)$ ; il momento flettente  $M_0$  è quello prodotto nella sezione generica dai soli carichi agenti sulla struttura principale isostatica.

Il baricentro elastico dell'arco simmetrico si trova applicando la definizione di baricentro alla geometria dell'arco stesso rispetto alla sezione di chiave:

$$y_0 = \frac{\int \frac{y}{EJ} ds}{\int \frac{1}{EJ} ds}$$

in cui  $y$  è la distanza verticale tra il baricentro della sezione di chiave e la generica sezione [8].

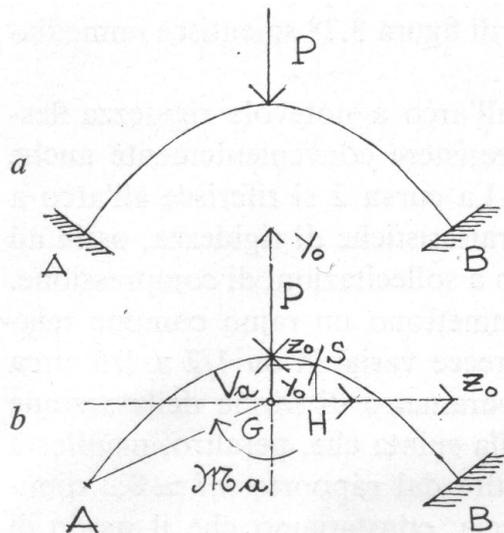


Figura 24 - Determinazione del baricentro elastico dell'arco [8]

### 2.3.2 Sistemi collaboranti arco-trave

Le azioni che gravano sull'impalcato vengono in parte assorbite dalla trave (che quindi lavora a flessione) e in parte dall'arco, a cui vengono trasmesse tramite i pendini di sospensione. Un sistema collaborante arco-trave è un sistema in cui la trave è capace di collaborare con l'arco all'assorbimento dei carichi poiché ha una rigidezza flessionale non trascurabile.

Si possono definire i due casi limite per lo studio del sistema arco-trave:

- trave infinitamente rigida flessionalmente, in cui la trave risulta indeformabile. L'impossibilità da parte dell'arco di assorbire momenti flettenti, a causa della sua snellezza, fa sì che il sistema di forze ripartite che gli vengono trasmesse dai collegamenti abbia come poligono funicolare la linea d'asse dell'arco, qualsiasi sia il carico esterno, quindi l'arco risulta solo compresso [11]. I pendini non costituiscono appoggi fissi per la trave.
- arco infinitamente rigido flessionalmente, in cui la rigidezza flessionale dell'arco è molto maggiore rispetto a quella della trave. L'arco non si deforma e i pendini, possono essere considerati appoggi fissi per la trave d'impalcato.

Quindi la trave-catena è impegnata a trazione assorbendo il tiro dell'arco e per flessione tra due punti di sospensione (schema di trave su più appoggi).

L'arco assorbe sforzo normale, momento flettente e taglio dovuti ai carichi che, dalla trave, vengono trasferiti ai pendini e quindi all'arco.

La situazione reale è intermedia tra questi due casi limite.

Le ipotesi alla base dei metodi di calcolo sono:

- la distanza tra i punti di sospensione è piccola rispetto alla luce del ponte, in modo da poter considerare una distribuzione continua (“a cortina”) dei montanti stessi;
- i collegamenti tra arco e trave sono incernierati alle estremità, così da poter trascurare i momenti flettenti da essi assorbiti;
- punti dell’arco e della trave corrispondenti sulla stessa verticale subiscono stessi abbassamenti verticali, cioè si trascura la deformabilità assiale dei collegamenti e gli spostamenti orizzontali dell’arco rispetto alle frecce di inflessione;
- la trave irrigidente ha momento d’inerzia costante. Qualora tale ipotesi non sia verificata, è lecito assumere nei calcoli un momento d’inerzia medio senza che per questo la distribuzione delle sollecitazioni nella struttura venga sensibilmente alterata.

Queste ipotesi sono comuni ad entrambi gli schemi limite [11].

a) Caso di arco sottile e trave irrigidente

In questo schema di calcolo si assume che l’arco sia infinitamente flessibile rispetto alla trave ( $E_a J_a / E_t J_t \rightarrow 0$ , dove  $J_a$  è il momento d’inerzia dell’arco e  $J_t$  è il momento d’inerzia della trave). L’ipotesi di arco flessibile comporta che il sistema ha un solo grado di iperstaticità in più rispetto a quello della trave considerata isolata, quindi per una trave semplicemente appoggiata si ha un’unica incognita che può essere assunta pari alla spinta orizzontale  $H$  nell’arco. Questo metodo conduce a soluzioni sottostimate per le sollecitazioni nell’arco poiché si trascurano le sollecitazioni di flessione in esso, mentre la valutazione delle tensioni nella trave è ovviamente in eccesso [11].

Se l’arco è una parabola del second’ordine, potrà sopportare solo un carico uniformemente ripartito pari  $p = -H \cdot y'' = cost$ , che cambiato di segno, agirà sulla trave irrigidente (supposta priva di tiranti) insieme ai carichi [11].

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

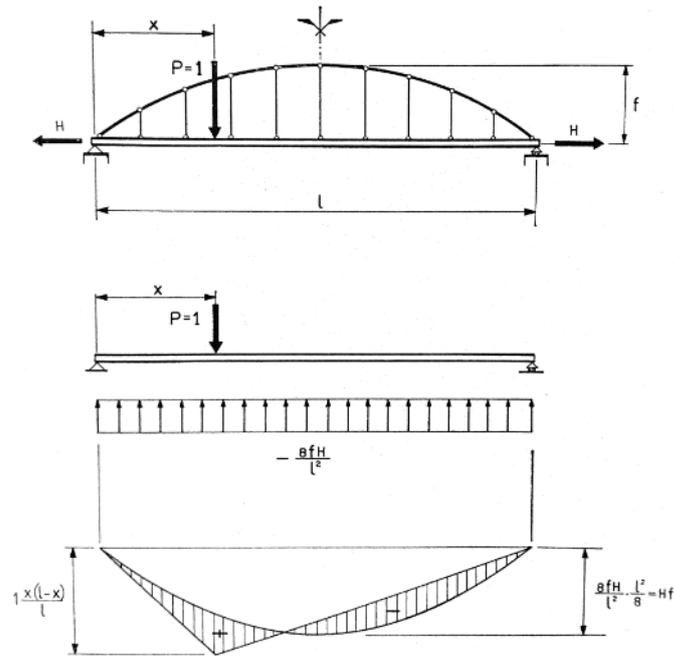


Figura 25 - Stato di sollecitazione trave d'impalcato nello schema con arco sottile e trave irrigidente [3]

Il diagramma del momento flettente nella trave è individuato dalle ordinate intercette tra il diagramma del momento corrispondente al carico agente sulla trave isolata e il diagramma parabolico corrispondente al carico reazione dei tiranti.

Siccome il diagramma parabolico del momento flettente corrispondente al carico reazione è:

$$p \frac{l}{2} - p \frac{x^2}{2} = H \cdot y(x)$$

con  $y(x)$  ordinata del baricentro della sezione dell'arco all'ascissa  $x$  [3].

Allora per qualsiasi condizione di carico si può scrivere l'equilibrio di una parte del sistema mediante la seguente relazione:

$$M_t(x) = M_0(x) - H \cdot y(x)$$

dove

- $M_t(x)$  è il momento flettente nella trave irrigidente;
- $M_0(x)$  è il momento flettente di tutte le forze verticali e i carichi agenti (esterni) che precedono la sezione di ascissa  $x$  (escluso il contributo dei tiranti che entra nell'addendo della spinta), determinato per la trave isolata. Per la trave in semplice appoggio di pari luce ha:

$$M_0(x) = V_A \cdot x - \frac{qx^2}{2}$$

dove  $V_A$  è la reazione verticale all'appoggio della stessa trave e  $q$  è il carico applicato.

- $H$  è la spinta orizzontale.

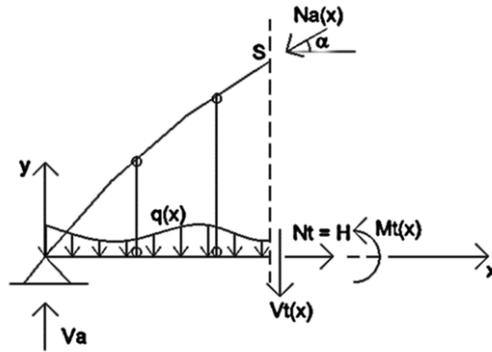


Figura 26 - Sistema collaborante arco-trave: metodo di calcolo per arco sottile e trave irrigidente in un ponte ad a via inferiore

Per calcolare l'incognita della spinta orizzontale H bisognerà scrivere l'equazione di congruenza (metodo delle forze) per l'estremo lasciato libero di scorrere orizzontalmente:

$$H \cdot u' = u_0$$

dove

- $u'$  è lo spostamento provocato da azione unitaria (applicata nello stesso verso di H) che tiene conto della deformabilità flessionale della sola trave e della deformabilità assiale dell'arco;
- $u_0$  è lo spostamento provocato dai carichi esterni.

Partendo dalla relazione generale per la determinazione del valore della spinta orizzontale per arco iperstatico, si può modificare la formula considerando che, in questo caso, la rigidità flessionale del sistema collaborante è concentrata nella trave e la relazione di congruenza si può correggere introducendo il termine che tiene conto della deformabilità assiale della trave-catena per un ponte ad arco a via inferiore. La soluzione è la seguente:

$$H \cdot u' - u_0 = -\frac{H \cdot l}{E_t A_t}$$

$$H = \frac{u_0}{u' + \frac{l}{E_t A_t}} = \frac{\int_{trave} \frac{M_{t,app}(x) \cdot y(x)}{E_t J_t} dx}{\int_{trave} \frac{y^2}{E_t J_t} dx + \frac{l}{E_t A_t} + \int_{arco} \frac{1}{\cos^2(\varphi) \cdot E_a A_a} ds}$$

Da questa relazione si nota come all'aumentare della deformabilità del tirante, il valore della spinta orizzontale si riduca, cioè la struttura tende a comportarsi come una trave in semplice appoggio.

Nota la spinta orizzontale H si può ricavare il diagramma dei momenti flettenti nella trave e derivando rispetto a x, quello del taglio, per la condizione di carico in esame. Nell'arco si ha solamente sforzo normale pari a  $H/\cos\varphi$  [11].

Si rimanda all'Appendice per la dimostrazione della relazione sopra ottenuta per questo caso limite.

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

---

### b) Caso di arco infinitamente rigido rispetto alla trave

In questo schema di calcolo si assume che l'arco sia infinitamente rigido rispetto alla trave ( $E_a J_a / E_t J_t \rightarrow \infty$ ).

L'assorbimento del momento esterno è duale del caso precedente, in quanto è nullo il contributo della trave, per cui al posto della rigidezza flessionale della trave c'è quello dell'arco.

Il momento flettente nella generica sezione dell'arco vale  $M_a(s) = M_{t,app}^{x=x_s} - H \cdot y_s$ , dove  $M_{t,app}^{x=x_s}$  è il momento provocato dai carichi esterni sulla trave semplicemente appoggiata [11].

La spinta H deve essere ridotta per tenere in conto dell'effetto di caduta di spinta dovuto alla deformazione elastica dell'arco:

$$H = \frac{u_0}{u' + \frac{l}{E_t A_t}} = \frac{\int_{arco} \frac{M_{t,app}(x) \cdot y(x)}{E_a J_a} ds}{\int_{arco} \frac{y^2}{E_a J_a} ds + \frac{l}{E_t A_t} + \int_{arco} \frac{1}{\cos^2(\varphi) \cdot E_a A_a} ds}$$

dove si nota che la soluzione è quella relativa all'arco iperstatico, in cui però si aggiunge il contributo della deformabilità assiale della trave-catena.

### c) Caso di arco con rigidezza flessionale finita

In questo schema di calcolo si assume che l'arco e la trave siano di rigidezza finita e paragonabile ( $E_a J_a \approx E_t J_t$ ).

La trave collabora ad assorbire i momenti flettenti quindi l'obiettivo è quello di ottenere uno strumento per capire la quota parte di carico assorbita dalla trave e quella assorbita dall'arco.

Il metodo proposto da Ritter (in "L'arco incastrato con trave irrigidente", Memories AIPC, 1940-41) è applicabile quando oltre a tutte le ipotesi sopra riepilogate, si hanno stessi vincoli per l'arco e la trave [11].

Con queste ipotesi gli spostamenti verticali della trave  $v_t$  e dell'arco  $v_a$  sono uguali (pendini infinitamente rigidi e quindi indeformabili assialmente), per cui trascurando la deformabilità per taglio, i momenti flettenti nelle generiche sezioni risultano:

- nella trave  $M_t(x) = -E_t J_t v_t''$
- nell'arco  $M_a(x) = -E_a J_a v_a'' \cos \varphi$

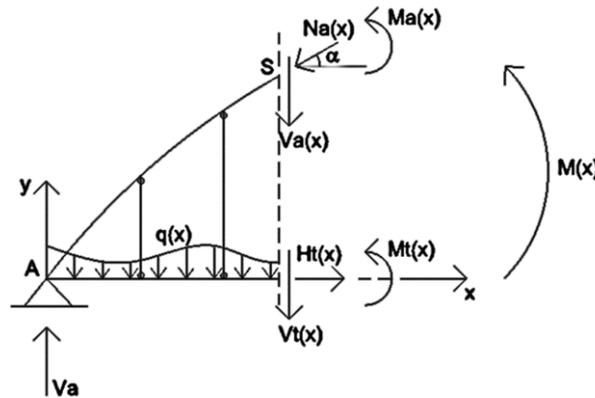


Figura 27 - Sollecitazioni nel caso di sistema arco-trave con rigidezza finita e confrontabile

per cui risulta che le due equazioni del sistema risolvete sono la congruenza delle curvature tra arco e trave e l'equilibrio del momento complessivo come somma del momento nell'arco, nella trave e il contributo della spinta H [11]:

$$\begin{cases} \frac{M_a}{E_a J_a \cos \varphi} = \frac{M_t}{E_t J_t} \\ M = M_a + M_t + H \cdot y \end{cases}$$

Si scrivono le espressioni della linea elastica per la trave e per l'arco:

$$M_a(x) = -E_a J_a \cos \varphi \cdot \frac{d^2 v_a(x)}{dx^2} \quad \text{per l'arco}$$

$$M_t(x) = -E_t J_t \cdot \frac{d^2 v_t(x)}{dx^2} \quad \text{per la trave}$$

Quindi sostituendo le relazioni nell'equazione di equilibrio si trova:

$$M(x) = M_a(x) + M_t(x) + H \cdot y(x) = -E_a J_a \cos \varphi \cdot \frac{d^2 v_a(x)}{dx^2} - E_t J_t \cdot \frac{d^2 v_t(x)}{dx^2} + H \cdot y(x)$$

Accorpare le relazioni e imponendo l'uguaglianza degli abbassamenti della trave con l'arco si trova:

$$M(x) = (-E_a J_a \cos \varphi - E_t J_t) \cdot \frac{d^2 v(x)}{dx^2} + H \cdot y(x)$$

Dalla precedente relazione si conclude che il calcolo dei momenti complessivi nel sistema arco-trave di rigidezza confrontabile e finita, si riconduce ad un arco equivalente avente in ogni sezione l'area uguale a quella dell'arco effettivo e momento d'inerzia ideale [11]. Il metodo di Ritter determina un arco ideale con rigidezza pari a

$$E_a \bar{J} \cos \varphi = E_a J_a \cos \varphi + E_t J_t$$

Determinate le caratteristiche di sollecitazione per l'arco ideale, si possono ricavare le sollecitazioni nei rispettivi elementi in base alla congruenza delle curvature, cioè si può risolvere in modo approssimato, ripartendo il momento totale secondo i seguenti coefficienti di ripartizione basati sulla rigidezza flessionale dell'arco e della trave:

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

$$r_a = \frac{E_a J_a \cos \varphi}{E_a J_a \cos \varphi + E_t J_t}$$

$$r_t = \frac{E_t J_t}{E_a J_a \cos \varphi + E_t J_t} = 1 - r_a$$

Si ricorda che tale trattazione e tali risultati sono frutto della forte ipotesi di elementi di sospensione inestensibili e di comportamento a cortina, per cui tanto più queste saranno vicino a realizzarsi e tanto più esatti saranno i risultati di questo metodo di calcolo.

### 2.4 Forme e rapporti geometrici dei ponti ad arco a via inferiore

Individuata la tipologia strutturale dell'opera e definiti gli obiettivi progettuali di mantenere un aspetto snello e leggero, con un'altezza ridotta, al fine di determinare un impatto contenuto sull'area circostante, si sono valutate le caratteristiche di forma e geometria delle strutture realizzate che rispettano questi canoni.

Ben consapevoli che l'analisi svolta non sia esaustiva del problema, a causa delle singolarità di ogni attraversamento e di tutte le variabili che si possono riscontrare in ciascun progetto, considerando inoltre, il numero potenzialmente infinito di opere da inserire nel campione di indagine, si è ritenuto comunque indicativo studiare le caratteristiche di ponti diversi tra loro per tipo di servizio, tipologia di schema statico e forma degli archi, dimensioni, sospensione, ...ecc.

Per arrivare a conoscere i rapporti di forma congrui con questa tipologia di opera da realizzare, si sono inseriti nel campione di indagine i seguenti dodici ponti:

Analisi di opere realizzate		Dimensioni di progetto (in metri)				
Struttura	Servizio	L	f	b <sub>c</sub>	B	h <sub>imp</sub>
Crema (CR) <sup>[9]</sup>	Passerella	50.00	8.00	3.00	4.00	0.39
sul fiume Ombrone (GR) <sup>[15]</sup>	Passerella	72.00	14.40	3.50	4.47	1.10
Nomi-Calliano (TN) <sup>[14]</sup>	Passerella	101.95	12.73	3.00	5.53	1.13
M-500, Madrid <sup>[10]</sup>	Passerella	52.00		5.00		
N-VI, Madrid <sup>[10]</sup>	Passerella	60.00	8.57	5.00		
N-II, Madrid <sup>[10]</sup>	Passerella	80.00	6.96	6.00		
Deba, Guipúzcoa <sup>[10]</sup>	Stradale	110.00	20.00	10.00	18.60	1.20
sul fiume Guadalquivir, Cordoba <sup>[10]</sup>	Stradale	130.00	25.00	16.00	20.40	0.90
Campiglio, Bolzano	Passerella	70.00	7.00			
Riva Trigoso, Sestri Levante <sup>[16]</sup>	Passerella	54.00	8.50	6.00	9.50	
ponte della Musica, Roma <sup>[16]</sup>	Pedoni+veicoli	182.00		14.00	20.00	
Kukes, Albania <sup>[16]</sup>	Stradale	270.00	43.40	23.20	25.50	4.20

Tabella 1 - Opere analizzate: dimensioni di progetto

dove

- L è la luce del ponte o della campata ad arco a via inferiore;
- f è la freccia dell'arco;
- b<sub>c</sub> è la larghezza della sede calpestabile;
- B è la larghezza fuori tutto dell'opera;

- $h_{Imp}$  è l'altezza della trave d'impalcato.

A partire dalle dimensioni sopra riportate si possono individuare i rapporti geometrici delle parti costituenti il ponte:

- $L/f$  indica il rapporto tra luce e freccia e caratterizza l'aspetto generale dell'opera;
- $f/b_c$  indica il rapporto tra la freccia e la larghezza della sede occupabile, mentre  $B/b_c$  è il rapporto tra le larghezze dell'impalcato, che si prendono rappresentativi dell'aspetto di forma della sezione trasversale;
- $L/h_{Imp}$  indica il rapporto tra la luce del ponte e l'altezza della trave di impalcato e denota la snellezza della soluzione.

Analisi di opere realizzate		Rapporti di geometrici			
Struttura	Tipologia servizio	$L/f$	$f/b_c$	$B/b_c$	$L/h_{Imp}$
Crema (CR)	Passerella	6.25	2.67	1.33	128.21
sul fiume Ombrone (GR)	Passerella	5	4.11	1.28	65.45
Nomi-Calliano (TN)	Passerella	8	4.24	1.84	90.22
M-500, Madrid	Passerella				
N-VI, Madrid	Passerella	7	1.71		
N-II, Madrid	Passerella	11.5	1.16		
Deba, Guipúzcoa	Stradale	5.5	2.00	1.86	91.67
sul fiume Guadalquivir, Cordoba	Stradale	5.2	1.56	1.28	144.44
Campiglio, Bolzano	Passerella	10			
Riva Trigoso, Sestri Levante	Passerella	6.35	1.42	1.58	
ponte della Musica, Roma	Pedoni+veicoli			1.43	
Kukes, Albania	Stradale	6.22	1.87	1.10	64.29

Tabella 2 - Opere analizzate: rapporti geometrici

Dalla precedente tabella si possono ricavare i valori medi dei rapporti geometrici che sono i veri obiettivi di questo studio:

- $L/f = 7.10$ ;
- $f/b_c = 2.31$ ;
- $B/b_c = 1.46$ ;
- $L/h_{Imp} = 97.38$ .

Questi rapporti costituiscono un indirizzo per un primo predimensionamento dell'opera nella sua forma, che è stato accompagnato con uno studio del risultato compositivo, per arrivare a definire una versione iniziale del progetto, da cui si sono potute sviluppare le analisi che verranno descritte nei capitoli seguenti.

A livello pratico questi valori sono stati impiegati partendo da un valore di luce del ponte  $L$ , per individuare la freccia  $f$ . In seconda battuta è stato possibile fissare la larghezza della sede pedonale  $b_c$  e una misura indicativa per la larghezza fuori tutto  $B$ .

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

Si riportano di seguito i valori “finali” per le dimensioni della campata più lunga della passerella progettata in questo lavoro di tesi:

- $L = 135$  m, fissato individuando la posizione della pila in alveo secondo le scelte progettuali riportate al cap. 1.8;
- $f = 18$  m, imponendo un rapporto  $L/f$  pari a 7.5;
- $b_c = 6$  m, per cui risulta  $f/b_c = 3$ ;
- $B = 8.90$  m, imponendo un rapporto  $B/b_c = 1.48$ ;
- $h_{imp} = 1$  m, che attraverso il rapporto  $L/h_{imp} = 135$ , testimonia l’ottimo risultato ottenuto in termini di snellezza della soluzione.

Per completezza di analisi e per sottolineare ancora i risultati raggiunti nella fase progettuale, si riportano di seguito le caratteristiche delle opere valutate:

Analisi di opere realizzate		Sospensione		
Struttura	Servizio	Tipologia	$\phi$ (mm)	Materiale
Crema (CR)	Passerella	Network	13.2	FLC
sul fiume Ombrone (GR)	Passerella	Raggiera	20	FLC
Nomi-Calliano (TN)	Passerella	Raggiera	20	FLC
M-500, Madrid	Passerella	Nielsen	42	S460N
N-VI, Madrid	Passerella	Nielsen	42	S460N
N-II, Madrid	Passerella	Network	42	S460N
Deba, Guipúzcoa	Stradale	Network	56	S460
sul fiume Guadalquivir, Cordoba	Stradale	Network	37, 40, 45	FLC
Campiglio, Bolzano	Passerella	Reticolare		
Riva Trigoso, Sestri Levante	Passerella	Langer		
ponte della Musica, Roma	Pedoni+veicoli	Montanti		
Kukes, Albania	Stradale	Langer	52, 56, 60, 68	FLC

Tabella 3 - Opere analizzate: sospensione

Analisi di opere realizzate		Sistema arco	Sistema spinte
Struttura	Servizio		
Crema (CR)	Passerella	doppio inclinato	eliminate
sul fiume Ombrone (GR)	Passerella	doppio inclinato	scaricate
Nomi-Calliano (TN)	Passerella	singolo inclinato	eliminate
M-500, Madrid	Passerella		
N-VI, Madrid	Passerella	doppio inclinato	eliminate
N-II, Madrid	Passerella	doppio inclinato	eliminate
Deba, Guipúzcoa	Stradale	doppio inclinato	eliminate
sul fiume Guadalquivir, Cordoba	Stradale	doppio inclinato	eliminate
Campiglio, Bolzano	Passerella	doppio inclinato	
Riva Trigoso, Sestri Levante	Passerella	singolo inclinato	eliminate
ponte della Musica, Roma	Pedoni+veicoli	doppio inclinato	scaricate
Kukes, Albania	Stradale	unico al centro	eliminate

Tabella 4 - Opere analizzate: arco

Come si può osservare dai risultati sopra riportati, i rapporti  $L/h_{Imp}$  più alti che testimoniano una maggior snellezza sono ottenuti con le sospensioni a rete, che sono riconosciute come le più efficienti. Questa osservazione verrà confermata dai risultati dei capitoli seguenti.

### 2.5 Predimensionamento del sistema arco-trave

L'individuazione delle dimensioni geometriche costituisce un risultato importante ma non esaustivo per arrivare a studiare la struttura. A partire dai valori ipotizzati secondo lo studio delle opere realizzate è possibile procedere al predimensionamento del sistema solo dopo aver individuato una forma della struttura.

In particolare, per la passerella ad arco a via inferiore a spinta eliminata da progettare, si ritiene conveniente realizzare un impalcato ad asse rettilineo, con quote agli estremi uguali tra loro e fissate nella quota degli argini fluviali, con un arco individuato da un raggio di curvatura costante.

La soluzione ad arco di cerchio si ritiene la più conveniente per diverse ragioni. In prima battuta, perché una geometria parabolica presenta il vantaggio di essere funicolare di un solo carico uniformemente distribuito, ma perde facilmente questa proprietà appena si modifica la condizione di carico (peso proprio dell'arco stesso e condizioni di carico accidentale disposte diversamente dalla condizione uniformemente distribuita), quindi data la ricerca di leggerezza della soluzione si ritiene non conveniente seguire questa strada. La scelta di costruire una struttura in acciaio, con l'obiettivo di restituire il miglior risultato sia dal punto di vista funzionale che estetico, rende ancora più ragionevole la scelta di una forma dell'arco con direttrice circolare, perché il materiale ha la proprietà di assorbire bene il momento flettente che nasce anche con una condizione di carico uniformemente distribuita sull'impalcato.

La sezione trasversale degli archi si sceglie di realizzarla con un profilo tubolare, per garantire i risultati funzionali ed estetici prefissati, quindi la soluzione di forma ad arco di cerchio è ancora in questo caso la più conveniente, perché una direttrice circolare per l'arco si può ottenere mediante la calandratura a raggio costante dei profili (la parabola richiederebbe una calandratura a raggio variabile e quindi sicuramente più difficoltosa).

Nonostante queste scelte progettuali, il primo predimensionamento svolto con le relazioni di letteratura del cap. 2.3.2, sono state condotte studiando uno schema di ponte ad arco a via inferiore a spinta eliminata in cui l'arco è una parabola, per semplicità di risoluzione delle equazioni.

Al termine di questa fase si procederà a studiare la soluzione ad arco di cerchio più vicina, con l'ausilio di programmi di calcolo agli elementi finiti valutando le differenze tra i due casi e per cogliere gli aspetti legati alla scelta della sospensione (si rimanda al cap. 2.7 per i risultati ottenuti).

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

Come detto, si parte con una forma dell'arco di predimensionamento che sia funicolare dei carichi permanenti. Considerando che la maggior parte dei carichi permanenti si trova ad agire sulla superficie orizzontale dell'impalcato come un'azione distribuita e che il peso dell'arco è notevolmente inferiore rispetto a quella dell'impalcato, si procede considerando una densità di carico costante sulla proiezione orizzontale. L'arco parabolico isostatico è funicolare del carico stesso.

Data l'equazione di una parabola generica con sistema di riferimento disposto in un estremo vincolato dell'arco si trova:

$$y(x) = ax^2 + bx + c$$

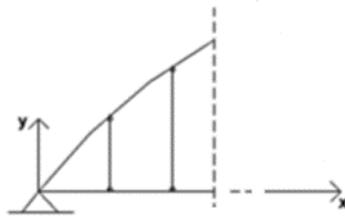


Figura 28 - Arco parabolico e sistema di riferimento

L'equazione precedente rappresenta una famiglia di parabole, quindi imponendo il passaggio per tre punti A, B, C, indicati rispettivamente come i vincoli alle imposte e la sezione in chiave, si trova l'equazione esatta della forma dell'arco:

$$\text{punto A vincolo all'imposta: } x = 0, \quad y = 0 \rightarrow c = 0$$

$$\text{punto B vincolo all'imposta: } x = l, \quad y = 0 \rightarrow al^2 + bl = 0$$

$$\text{punto C in chiave: } x = l/2, \quad y = f \rightarrow al^2/4 + bl/2 = f$$

Per cui il sistema risolvete di tre equazioni in tre incognite fornisce

$$\begin{cases} c = 0 \\ b = 4f/l \\ a = -4f/l^2 \end{cases}$$

da cui risulta

$$y(x) = -\frac{4f}{l^2}x^2 + \frac{4f}{l}x$$

Considerando che la luce da coprire è pari a 135 m e la freccia dell'arco è di 18 m, si ottiene:

$$\begin{aligned} l &= 135 \text{ m} \\ f &= 18 \text{ m} \end{aligned} \quad y(x) = -0.00395x^2 + 0.53333x$$

Derivando l'equazione della traiettoria dell'arco si ottiene l'inclinazione locale dell'arco rispetto all'orizzontale:

$$\tan \varphi = y'(x) = -\frac{8f}{l^2}x + \frac{4f}{l}$$

$$\tan \varphi = y'(x) = -0.0079x + 0.53333$$

La risoluzione delle equazioni avviene considerando i due schemi limite, quello di arco sottile e trave irrigidente e quello di arco infinitamente rigido rispetto alla trave (per le relazioni complete si veda il cap. 2.3.2).

La risoluzione viene ulteriormente suddivisa considerando che i carichi permanenti si trovano ad agire sempre nello stesso modo, per cui possono essere studiati una sola volta. Viceversa, i carichi variabili possono assumere qualsiasi configurazione, quindi si studiano anche qui due condizioni limite: la condizione di carico uniforme con l'obiettivo di valutare gli effetti del massimo impegno assiale delle membrature principali (trave-catena e arco) e una condizione più severa per l'impegno flessionale con carico applicato su una porzione dell'impalcato.

Questa procedura di predimensionamento manuale si conclude con la somma delle tensioni dovute alle varie condizioni di carico. In particolare, si sceglierà un profilo per la trave valutando i risultati dello schema di trave irrigidente e arco sottile, mentre si sceglierà l'arco per il caso duale di arco infinitamente rigido rispetto alla trave. L'assunzione di questi profili conduce ad una soluzione ridondante rispetto al problema piano, quindi l'affinamento della soluzione per arrivare ad un'economia degli elementi è rimandato alle valutazioni condotte con il modello piano agli elementi finiti (si veda cap. 2.7).

Per completezza di analisi e conferma dei risultati ottenuti è stato svolto anche il caso di trave e arco di rigidezze simili.

#### Stima dei carichi per il predimensionamento

La soluzione di partenza per il predimensionamento si compone di un impalcato con una soletta gettata in opera, resa collaborante con un sistema di travi secondarie e traversi mediante piolatura, per cui è stato possibile stimare il loro peso risolvendo schemi manuali semplificati.

Per gli altri elementi costituenti la struttura metallica si è potuto ipotizzare delle sezioni a partire da profili commerciali.

Si riporta brevemente di seguito i carichi utilizzati per la procedura di predimensionamento, nella frazione dei carichi permanenti stimati e in quella relativa ai carichi variabili, in cui si è considerato la folla di normativa:

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

Azioni permanenti: stima dei pesi propri degli elementi strutturali		
Peso proprio struttura metallica	490.36	kg/m <sup>2</sup>
Peso proprio struttura metallica (compreso unioni incremento forfetario del 15%)	563.92	kg/m <sup>2</sup>
Peso totale soletta	3060.00	kN
Peso totale delle parti strutturali	7540.95	kN
Peso struttura per unità di lunghezza $g_{1,k}$	55.86	kN/m

Tabella 5 - Predimensionamento del sistema arco-trave: stima dei carichi permanenti strutturali

Azioni permanenti: stima dei pesi propri degli elementi portati		
Peso elementi portati per unità di lunghezza $g_{2,k}$ (pavimentazione, impermeabilizzazione, parapetto)	8.89	kN/m

Tabella 6 - Predimensionamento del sistema arco-trave: carichi permanenti portati

Azioni variabili: stima dei pesi propri degli elementi portati		
Peso della folla da normativa	5	kN/m <sup>2</sup>
Azione della folla per unità di lunghezza $q_k$	30	kN/m

Tabella 7 - Predimensionamento del sistema arco-trave: azioni variabili della folla

Da cui si ricavano i valori combinati allo SLU

Carichi di predimensionamento della struttura		
Carichi permanenti strutturali		
$g_1$	75.41	kN/m
Carichi permanenti non strutturali		
$g_2$	13.34	kN/m
Carichi permanenti uniformemente distribuiti		
$g$	88.75	kN/m
Carichi accidentali di folla		
$q$	40.50	kN/m

Tabella 8 - Predimensionamento del sistema arco-trave: carichi combinati allo SLU

Si divide tutti i carichi per due, affidandone metà ad ogni sistema arco-trave:

$g_{SLU} = 44.375 \text{ kN/m}$  per i permanenti uniformemente distribuiti;

$q_{SLU} = 20.25 \text{ kN/m}$  per la folla.

Carichi permanenti strutturali e non strutturali disposti in modo uniformemente distribuito

- Trave semplicemente appoggiata di pari luce

La trave appoggiata della stessa luce del ponte, caricata con un carico verticale uniformemente distribuito ha reazione verticale agli appoggi pari a

$$V_A = V_B = \frac{g_{SLU}l}{2} = 2995.24 \text{ kN}$$

Il momento nella trave ha il seguente andamento:

$$M_{t,app}(x) = V_A \cdot x - g_{SLU} \frac{x^2}{2}$$

che assume valore massimo in mezzeria:  $M(x) = g_{SLU} \frac{l^2}{8} = 101089.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$ .

- Spinta dell'arco

Ipotizzando che i carichi permanenti strutturali e non strutturali si possano considerare tutti uniformemente distribuiti sulla superficie orizzontale dell'impalcato, la spinta nell'arco a tre cerniere vale:

$$H_{3c} = \frac{g_{SLU} l^2}{8f} = 5616.08 \text{ kN}$$

- Metodo della spinta addizionale

Si risolvono i casi limite del sistema arco-trave per una condizione di carico uniforme su tutta la luce della struttura.

#### a) Arco sottile e trave irrigidente

Si considera che la trave sia infinitamente rigida a flessione rispetto all'arco:  $E_a J_a / E_t J_t \rightarrow 0$ .

La spinta viene calcolata secondo questa relazione determinata sopra:

$$H = \frac{u_0}{u' + \frac{l}{E_t A_t}} = \frac{\int_{trave} \frac{M_{t,app}(x) \cdot y(x)}{E_t J_t} dx}{\int_{trave} \frac{y^2}{E_t J_t} dx + \frac{l}{E_t A_t} + \int_{arco} \frac{1}{\cos^2(\varphi) \cdot E_a A_a} ds}$$

dove

- $M_{t,app}(x)$  è il momento flettente della trave semplicemente appoggiata di pari luce con lo stesso carico applicato in modo uniforme;
- $E_t J_t$  è la rigidezza della trave, prodotto del modulo elastico dell'acciaio per il momento d'inerzia della sezione ipotizzata;
- $E_t A_t$  è la rigidezza assiale della trave, prodotto del modulo elastico dell'acciaio per l'area della sezione d'acciaio;
- $\cos^2(\varphi) \cdot E_a A_a$  è la rigidezza assiale dell'arco proiettata lungo la direzione orizzontale e individuata dal prodotto del modulo elastico dell'acciaio della sezione dell'arco per l'area della sezione e proiettando lungo la direzione orizzontale.

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

Ipotizzando i seguenti profili

Ipotesi sezioni sistema arco-trave (acciaio S355)					
Arco: profilo tubolare 711/30 mm			Trave: profilo tubolare 1067/30 mm		
D	711	mm	D	1067	mm
t	30	mm	t	30	mm
A <sub>arco</sub>	6.42E+04	mm <sup>2</sup>	A <sub>trave</sub>	9.77E+04	mm <sup>2</sup>
J <sub>arco</sub>	3.73E+09	mm <sup>4</sup>	J <sub>trave</sub>	1.31E+10	mm <sup>4</sup>
W <sub>arco</sub>	1.05E+07	mm <sup>3</sup>	W <sub>trave</sub>	2.46E+07	mm <sup>3</sup>
E <sub>arco</sub>	210000	N/mm <sup>2</sup>	E <sub>trave</sub>	210000	N/mm <sup>2</sup>
Rigidezze dell'arco			Rigidezze della trave		
E <sub>a</sub> *A <sub>a</sub>	1.35E+10	N	E <sub>t</sub> *A <sub>t</sub>	2.05E+10	N
E <sub>a</sub> *J <sub>a</sub>	7.83E+14	N mm <sup>2</sup>	E <sub>t</sub> *J <sub>t</sub>	2.76E+15	N mm <sup>2</sup>

Tabella 9 - Predimensionamento del sistema arco-trave: sezioni trasversali elementi principali

I termini della formula del calcolo della spinta possono essere risolti analiticamente o per via numerica, discretizzando gli integrali in sommatorie.

Il numeratore che rappresenta lo spostamento provato dai carichi esterni  $u_0$  vale:

$$\int_{trave} \frac{M_{t,app}(x) \cdot y(x)}{E_t J_t} dx = \int_{trave} \frac{\left( V_A \cdot x - g_{SLU} \frac{x^2}{2} \right) \cdot \left( -\frac{4f}{l^2} x^2 + \frac{4f}{l} x \right)}{E_t J_t} dx$$

da cui sviluppando le varie funzioni si arriva a scrivere

$$\int_{trave} \frac{M_{t,app}(x) \cdot y(x)}{E_t J_t} dx = \int_{trave} \frac{2g_{SLU} \cdot f}{E_t J_t \cdot l^2} (x^4 - 2x^3 l + x^2 l^2) dx$$

in definitiva si trova

$$\int_{trave} \frac{M_{t,app}(x) \cdot y(x)}{E_t J_t} dx = \frac{2g_{SLU} \cdot f}{E_t J_t \cdot l^2} \left[ \frac{x^5}{5} - \frac{x^4 l}{2} + \frac{x^3 l^2}{3} \right]_0^l = \frac{g_{SLU} \cdot f}{15} \cdot \frac{l^3}{E_t J_t}$$

Allo stesso modo il contributo relativo alla rigidezza flessionale della trave si trova integrando l'equazione dell'arco:

$$\int_{trave} \frac{y(x)^2}{E_t J_t} dx = \frac{1}{E_t J_t} \int_0^l \left( -\frac{4f}{l^2} x^2 + \frac{4f}{l} x \right)^2 dx = \frac{8}{15} \frac{f^2 l}{E_t J_t}$$

Il contributo della rigidezza assiale della trave-catena può essere valutato direttamente dal secondo termine presentato a denominatore, mentre il terzo termine relativo al contributo di rigidezza assiale dell'arco viene determinato risolvendo l'integrale per via numerica.

Si riportano i valori dei contributi espressi:

$$\int_{trave} \frac{M_{t,app}(x) \cdot y(x)}{E_t J_t} dx = \frac{g_{SLU} \cdot f}{15} \cdot \frac{l^3}{E_t J_t} = 47.447 \text{ m}$$

$$\int_{trave} \frac{y(x)^2}{E_t J_t} dx = \frac{8 f^2 l}{15 E_t J_t} = 8.448 \cdot 10^{-3} \text{ m/kN}$$

$$\frac{l}{E_t A_t} = 6.58 \cdot 10^{-6} \text{ m/kN}$$

$$\int_{arco} \frac{1}{\cos^2(\varphi) \cdot E_a A_a} ds = 1.15 \cdot 10^{-5} \text{ m/kN}$$

I risultati che si ottengono mostrano come i termini di deformabilità assiale costituiscono un contributo trascurabile rispetto a quelli flessionali (intercorrono tre ordini di grandezza di differenza).

La spinta orizzontale risultante nel caso di trave irrigidente e arco sottile per carichi permanenti vale

$$H = \frac{47.447 \text{ m}}{8.467 \cdot 10^{-3} \text{ m/kN}} = 5604.09 \text{ kN}$$

In modo analogo, si poteva ottenere questo valore attraverso il metodo della spinta addizionale, cioè riducendo la spinta di un contributo pari a

$$\Delta H = -H_{3c} \frac{\int_{arco} \frac{1}{E_a A_a} ds + \frac{l}{E_t A_t}}{\int_{trave} \frac{y^2}{E_t J_t} dx + \frac{l}{E_t A_t} + \int_{arco} \frac{1}{\cos^2(\varphi) \cdot E_a A_a} ds}$$

$$\Delta H = -5616.08 \cdot \frac{1.047 \cdot 10^{-5} + 6.58 \cdot 10^{-6}}{8.467 \cdot 10^{-3}} = -11.31 \text{ kN}$$

Si nota infatti che

$$H = H_{3c} + \Delta H$$

Il momento flettente nella trave si trova a questo punto mediante

$$M_t(x) = M_{t,app}(x) - H \cdot y(x) = V_A \cdot x - g_{SLU} \frac{x^2}{2} - H \cdot y(x)$$

L'andamento del momento flettente nella trave è riportato nel seguente grafico:

Momento flettente con carichi permanenti: schemi limite

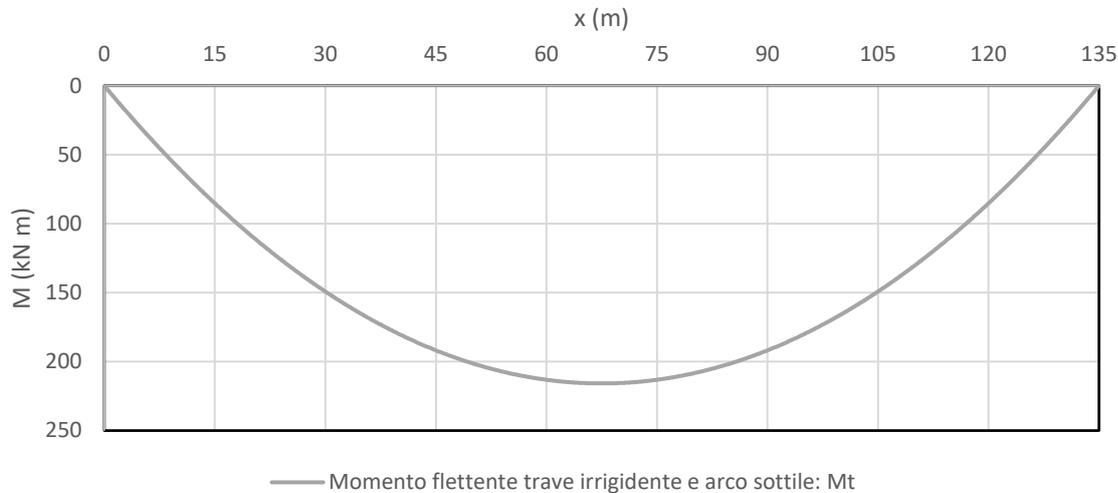


Figura 29 - Momento flettente nella trave con schema limite di trave irrigidente e arco sottile

Il valore di massimo momento flettente nella sezione di mezzera della trave vale

$$M_t \left( x = \frac{l}{2} \right) = 215.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

L'arco è sollecitato solamente a sforzo normale in compressione. Il valore dello sforzo normale si può trovare mediante la seguente relazione:

$$N_a = H / \cos \varphi$$

Il valore massimo dello sforzo normale si trova all'imposta e vale  $N_a = -H / \cos(28.072^\circ) = -6351.31 \text{ kN}$ .

b) Arco infinitamente rigido rispetto alla trave

Si considera che l'arco sia infinitamente rigido a flessione rispetto alla trave:  $E_a J_a / E_t J_t \rightarrow \infty$ .

La spinta viene calcolata secondo la seguente relazione determinata al cap. 2.3.2 e risulta simile a quella per il caso duale a, presentando però la rigidezza flessionale dell'arco al posto di quella della trave:

$$H = \frac{u_0}{u' + \frac{l}{E_t A_t}} = \frac{\int_{\text{arco}} \frac{M_{t,app}(x) \cdot y(x)}{E_a J_a} ds}{\int_{\text{arco}} \frac{y^2}{E_a J_a} ds + \frac{l}{E_t A_t} + \int_{\text{arco}} \frac{1}{\cos^2(\varphi) \cdot E_a A_a} ds}$$

$$H = \frac{170.675 \text{ m}}{(3.039 \cdot 10^{-2} + 6.58 \cdot 10^{-6} + 1.15 \cdot 10^{-5}) \text{ m/kN}} = \frac{170.675 \text{ m}}{3.041 \cdot 10^{-2} \text{ m/kN}} = 5612.74 \text{ kN}$$

Si può ricavare il momento flettente nell'arco mediante

$$M_a(x) = M_{t,app}(x) - H \cdot y(x) = V_A \cdot x - g_{SLU} \frac{x^2}{2} - H \cdot y(x)$$

L'andamento del momento flettente nell'arco è riportato nel seguente grafico:

### Momento flettente con carichi permanenti: schemi limite

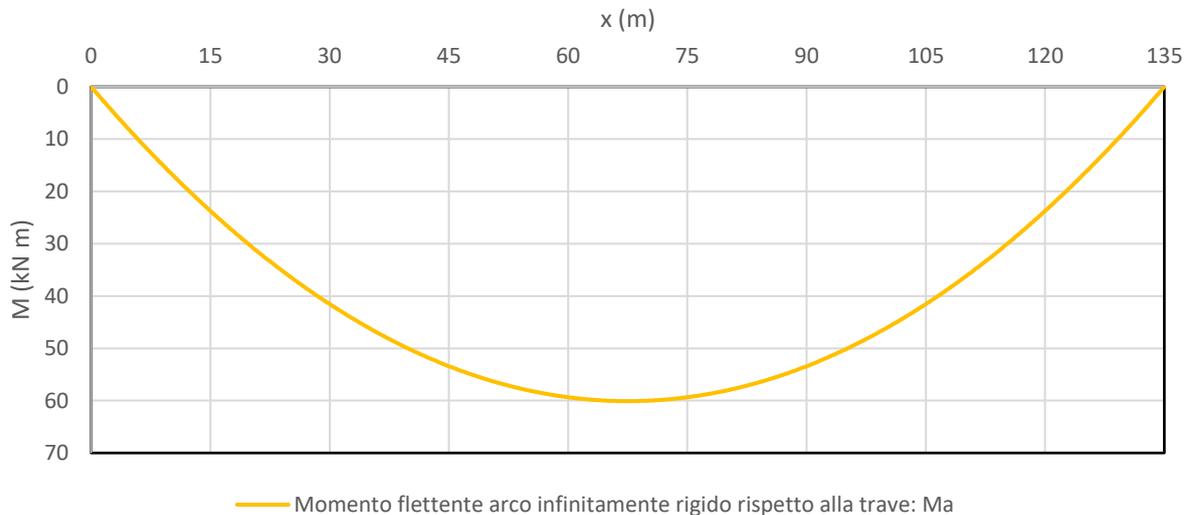


Figura 30 - Momento flettente nell'arco con schema limite di arco infinitamente rigido rispetto alla trave

Il valore di massimo momento flettente nella sezione di chiave dell'arco vale

$$M_a \left( x = \frac{l}{2} \right) = 60 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lo sforzo normale di compressione nell'arco si determina mediante:

$$N_a = H / \cos \varphi$$

Il valore massimo dello sforzo normale si trova all'imposta e vale  $N_a = -H / \cos(28.072^\circ) = -6361.11 \text{ kN}$ . In chiave, ovviamente lo sforzo normale è pari al tiro nella trave-catena, quindi  $N_a = H = 5612.74 \text{ kN}$ .

In questo schema limite, con l'ipotesi di pendini di sospensione infinitamente rigidi, si studia il comportamento in flessione locale della trave, considerata appoggiata nelle sezioni in cui questa è collegata con la sospensione.

#### Carico accidentale della folla disposto in modo uniformemente distribuito

I risultati sono gli stessi del caso precedente, quindi si riportano brevemente i risultati ottenuti:

##### a) Arco sottile e trave irrigidente

La spinta orizzontale risultante nel caso di trave irrigidente e arco sottile per carico variabile vale

$$H = \frac{21.652 \text{ m}}{8.448 \cdot 10^{-3} + 6.58 \cdot 10^{-6} + 1.15 \cdot 10^{-5} \text{ m/kN}} = 2557.42 \text{ kN}$$

Lo sforzo normale massimo nell'arco nella sezione d'imposta vale  $N_a = -2898.41 \text{ kN}$ .

Il massimo momento flettente nella sezione di mezzeria della trave vale  $M_t = 98.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$ .

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

---

### b) Arco infinitamente rigido rispetto alla trave

La spinta orizzontale risultante nel caso di arco infinitamente rigido rispetto alla trave per carico variabile vale

$$H = \frac{77.887 \text{ m}}{3.039 \cdot 10^{-2} + 6.58 \cdot 10^{-6} + 1.15 \cdot 10^{-5} \text{ m/kN}} = 2561.37 \text{ kN}$$

Lo sforzo normale massimo nell'arco nella sezione d'imposta vale  $N_a = -2902.88 \text{ kN}$ .

Il massimo momento flettente nella sezione di chiave dell'arco vale  $M_a = 27 \text{ kN} \cdot \text{m}$ .

### Carico accidentale della folla disposto per massimizzare il momento flettente

I carichi antisimmetrici e parziali sulla campata sono quelli che provocano momenti flettenti maggiori e richiedono inerzie maggiori alle sezioni della trave e dell'arco. Lo schema di carico impiegato per massimizzare il momento flettente è quello di un carico uniforme su metà impalcato, per cui la soluzione si può ottenere come somma dello schema di carico simmetrico più quello antisimmetrico.

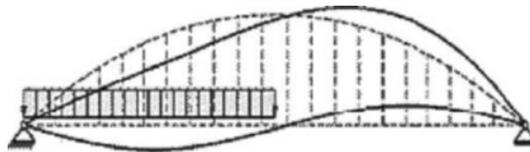


Figura 31 – Predimensionamento del sistema arco-trave: schema di carico folla per il massimo momento flettente [22]

Lo schema di carico con disposizione simmetrica si può studiare con le relazioni già impiegate nei casi sopra, mentre lo schema antisimmetrico si risolve nel caso di trave irrigidente e arco sottile considerando la trave di metà luce in semplice appoggio.

### a) Arco sottile e trave irrigidente

La spinta orizzontale risultante nel caso di trave irrigidente e arco sottile per carico variabile vale

$$H = 1278.71 \text{ kN}$$

Lo sforzo normale massimo nell'arco nella sezione d'imposta vale  $N_a = -1449.20 \text{ kN}$ .

Il massimo momento flettente nella trave vale  $M_t = 5803.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$ .

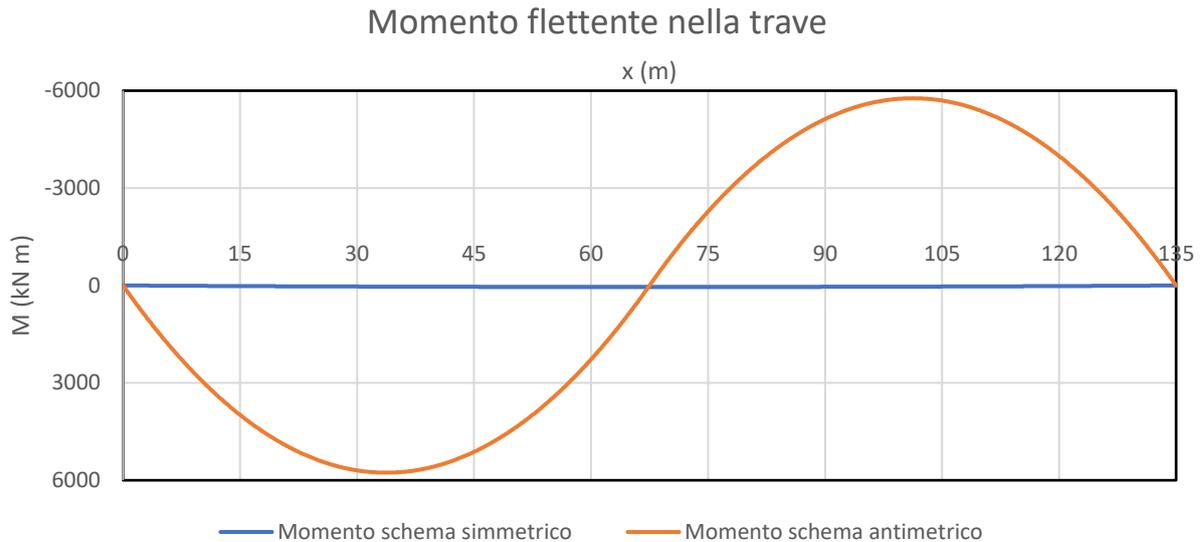


Figura 32 - Momento flettente nella trave con schema limite di trave irrigidente e arco sottile per carichi accidentali di folla

### Risoluzione del caso con rigidzze simili tra arco e trave

Il calcolo dei momenti complessivi nel sistema arco-trave di rigidzza confrontabile e finita, si riconduce ad un arco equivalente con rigidzza pari a

$$E_a \bar{J} \cos \varphi = E_a J_a \cos \varphi + E_t J_t$$

Applicando tale rigidzza flessionale nel calcolo della spinta orizzontale  $H$  con la stessa formula del caso limite di arco infinitamente rigido rispetto alla trave, per carico permanente e carico variabile uniformemente distribuito si trova:

$$H = \frac{317.662 \text{ m}}{(3.884 \cdot 10^{-2} + 6.58 \cdot 10^{-6} + 1.15 \cdot 10^{-5}) \text{ m/kN}} = \frac{317.662 \text{ m}}{3.886 \cdot 10^{-2} \text{ m/kN}} = 8175.17 \text{ kN}$$

Determinate le caratteristiche di sollecitazione per l'arco ideale, si possono ricavare le sollecitazioni nei rispettivi elementi ripartendo il momento totale secondo i seguenti coefficienti di ripartizione basati sulla rigidzza flessionale dell'arco e della trave:

$$(-E_a J_a \cos \varphi - E_t J_t) \cdot \frac{d^2 v(x)}{dx^2} = (M_t(x) + M_a(x)) = M_{t,app}(x) - H \cdot y(x)$$

$$r_a = \frac{E_a J_a \cos \varphi}{E_a J_a \cos \varphi + E_t J_t} \quad \text{da cui si trova} \quad M_a(x) = r_a \cdot [M_{t,app}(x) - H \cdot y(x)]$$

$$r_t = \frac{E_t J_t}{E_a J_a \cos \varphi + E_t J_t} \quad \text{da cui si trova} \quad M_t(x) = r_t \cdot [M_{t,app}(x) - H \cdot y(x)]$$

Si riportano per completezza i confronti del massimo momento flettente nella trave e nell'arco, nella condizione di carico con permanenti e accidentali disposti uniformemente distribuiti:

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

- confronto del momento flettente nella trave

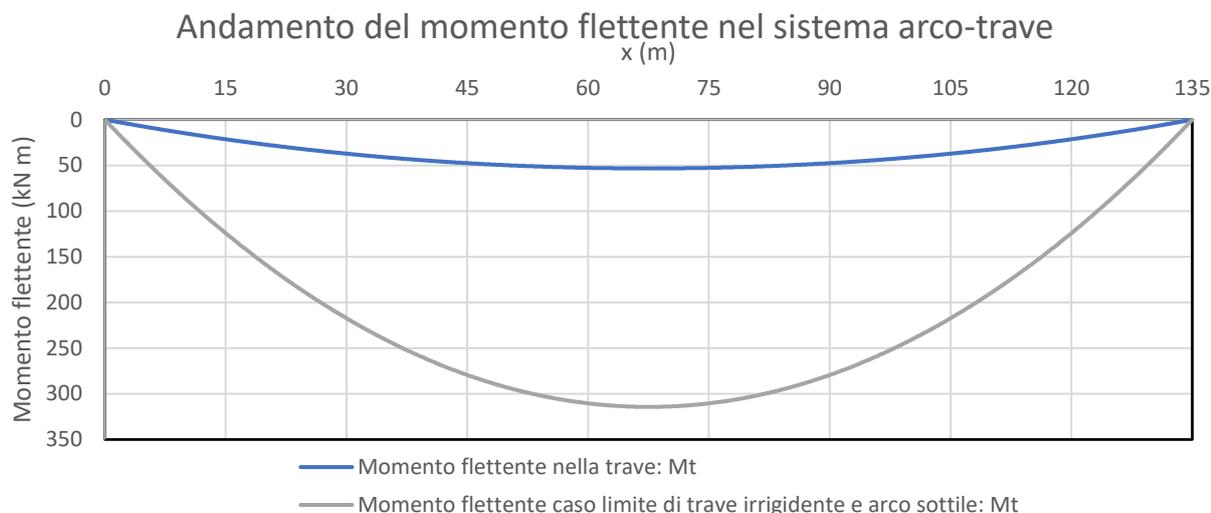


Figura 33 - Predimensionamento del sistema arco-trave: momento flettente nella trave per il caso di rigidzze simili

- confronto del momento flettente nell'arco

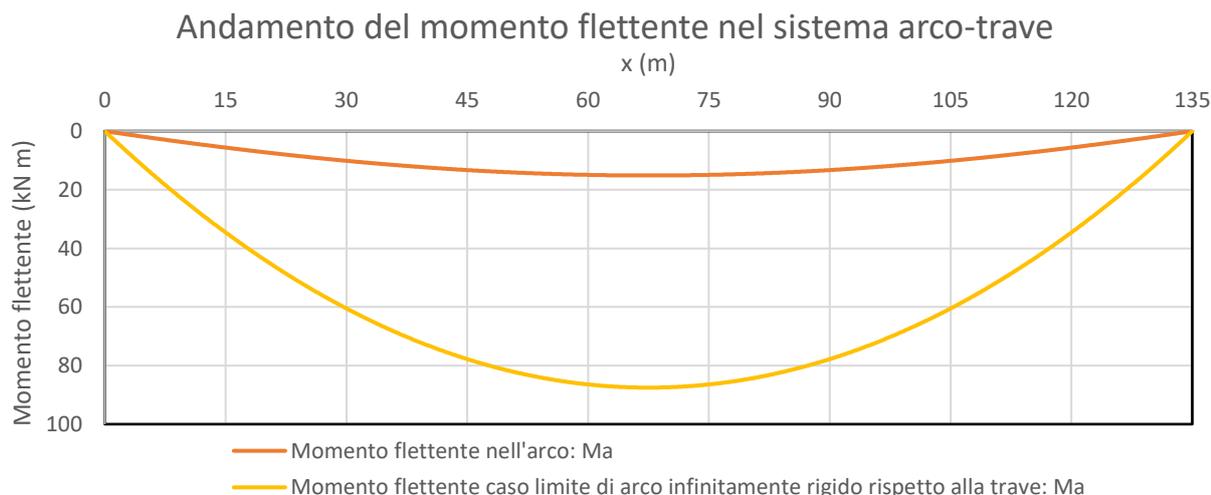


Figura 34 - Predimensionamento del sistema arco-trave: momento flettente nell'arco per il caso di rigidzze simili

dove i valori massimi sono

Momento massimo nella trave con carichi uniformemente distribuiti		
Arco sottile e trave irrigidente	314.32	kN m
Rigidzze simili	53.36	kN m
Momento massimo nell'arco con carichi uniformemente distribuiti		
Arco infinitamente rigido rispetto alla trave	87.52	kN m
Rigidzze simili	15.13	kN m

Tabella 10 - Predimensionamento del sistema arco-trave: confronto valori massimi del momento flettente

I risultati ottenuti nello schema con rigidzze simili confermano come i casi limite di rigidzza infinita in uno dei due elementi principali e nulla nell'altro, forniscano una sovrastima importante del regime di flessione.

Somma dei risultati e verifica delle sezioni degli elementi principali

Si riportano di seguito le condizioni di carico valutate nei rispettivi schemi di carico, con cui si sono verificati i profili scelti dal punto di vista della resistenza.

- trave irrigidente e arco sottile per condizione di pieno carico

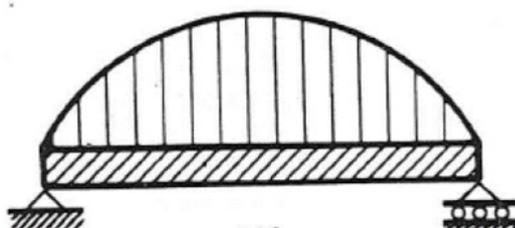


Figura 35 - Rappresentazione di trave irrigidente e arco sottile

Elemento di verifica	Trave-catena profilo tubolare 1067/30 mm			
Caratteristiche di sollecitazione	Sforzo normale di trazione	H	8161.51	kN
	Momento flettente positivo	M	314.32	kN m
Tensioni	Tensione massima estradosso	$\sigma_{\text{estr}}$	70.78	N/mm <sup>2</sup>
	Tensione massima intradosso	$\sigma_{\text{intr}}$	96.29	N/mm <sup>2</sup>

Tabella 11 - Predimensionamento del sistema arco-trave: verifica della trave per trave irrigidente e arco sottile a pieno carico

Elemento di verifica	Arco profilo tubolare 711/30 mm			
Caratteristiche di sollecitazione	Sforzo normale di trazione	H	-9249.71	kN
Tensioni	Tensione massima	$\sigma$	-144.08	N/mm <sup>2</sup>

Tabella 12 - Predimensionamento del sistema arco-trave: verifica dell'arco per trave irrigidente e arco sottile a pieno carico

Entrambe le sezioni sono verificate.

- arco infinitamente rigido rispetto alla trave per condizione di pieno carico

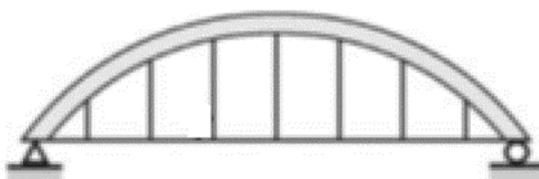


Figura 36 - Rappresentazione di arco infinitamente rigido rispetto alla trave [7]

Elemento di verifica	Trave-catena profilo tubolare 1067/30 mm			
Caratteristiche di sollecitazione	Sforzo normale di trazione	H	8174.11	kN
	Momento flettente positivo	M	32.31	kN m
Tensioni	Tensione massima estradosso	$\sigma_{\text{estr}}$	82.35	N/mm <sup>2</sup>
	Tensione massima intradosso	$\sigma_{\text{intr}}$	84.98	N/mm <sup>2</sup>

Tabella 13 - Predimensionamento del sistema arco-trave: verifica della trave per arco infinitamente rigido rispetto alla trave a pieno carico

Dove il momento flettente proviene da una flessione locale stimata come dal valore di massimo momento flettente per trave continua su appoggi fissi.

Elemento di verifica	Arco profilo tubolare 711/30 mm			
Caratteristiche di sollecitazione	Sforzo normale di trazione	H	-8174.11	kN
	Momento flettente positivo	M	87.52	kN m

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

Tensioni	Tensione massima estradosso	$\sigma_{estr}$	-135.67	N/mm <sup>2</sup>
	Tensione massima intradosso	$\sigma_{intr}$	-118.98	N/mm <sup>2</sup>

Tabella 14 - Predimensionamento del sistema arco-trave: verifica dell'arco per arco infinitamente rigido rispetto alla trave a pieno carico

Entrambe le sezioni sono verificate.

- trave irrigidente e arco sottile per condizione di massimo momento flettente

Elemento di verifica	Trave-catena profilo tubolare 1067/30 mm			
Caratteristiche di sollecitazione	Sforzo normale di trazione	H	6882.80	kN
	Momento flettente positivo	M	5966.06	kN m
Tensioni	Tensione massima estradosso	$\sigma_{estr}$	-171.62	N/mm <sup>2</sup>
	Tensione massima intradosso	$\sigma_{intr}$	312.52	N/mm <sup>2</sup>

Tabella 15 - Predimensionamento del sistema arco-trave: verifica della trave per trave irrigidente e arco sottile con massimo momento flettente

Elemento di verifica	Arco profilo tubolare 711/30 mm			
Caratteristiche di sollecitazione	Sforzo normale di trazione	H	-7800.51	kN
Tensioni	Tensione massima	$\sigma$	-121.50	N/mm <sup>2</sup>

Tabella 16 - Predimensionamento del sistema arco-trave: verifica dell'arco per trave irrigidente e arco sottile con massimo momento flettente

Entrambe le sezioni sono verificate.

La struttura scelta ricade in un caso intermedio tra i due casi limite qui valutati, con l'obiettivo di ottenere una soluzione più aderente ai criteri di progetto richiesti. La variazione rispetto a questi due casi limite consiste nella presenza di un momento flettente in entrambe le sezioni, con una ripartizione in funzione delle loro rigidità flessionali.

I metodi di risoluzione impiegati conducono ad un risultato ridondante rispetto al problema della resistenza, tuttavia, sarà necessario controllare che questo sia confermato dal modello piano agli elementi finiti, visto che tra le ipotesi del metodo abbiamo assunto una sospensione con distribuzione continua ("a cortina"), che ovviamente non è traducibile in un caso reale. Tanto più i punti di sospensione saranno vicini tra loro e tanto maggiore sarà la corrispondenza con questa ipotesi, viceversa i contributi di flessione locale divengono importanti.

In generale si può considerare che la sezione dell'arco può essere affetta dal problema della stabilità, per cui una sua riduzione rispetto al profilo qui determinato potrebbe rivelarsi anche ingiustificata. Per questo motivo si costruiscono i primi modelli piani a partire da un arco con sezione tubolare 711/30.

### 2.6 Sistemi di sospensione per ponte ad arco a via inferiore

Per le approssimazioni degli schemi limite utilizzati per il primo predimensionamento del sistema arco-trave, si ritiene di investigare le soluzioni di sospensioni e i loro effetti sugli elementi strutturali principali.

La tipologia di sospensione e quindi la disposizione delle funi, il numero di pendini e l'inclinazione, influenzano pesantemente il comportamento del ponte, modificando notevolmente i risultati e permettendo soluzioni compositive molto diverse tra loro.

La descrizione generale dei sistemi di sospensione è stata affrontata nel cap. 2.2. Sapendo quelle che sono le caratteristiche e i risultati conseguibili con ognuno dei sistemi di sospensione, si è deciso di approfondire la conoscenza della sospensione a rete (Network) e della Nielsen, così da essere in grado di costruirle e ottimizzarle.

L'arco non può essere funicolare di tutte le possibili disposizioni di carico accidentale, quindi, il trasferimento dei carichi dall'impalcato ai vincoli è ottenuto tramite differenti schemi strutturali dipendenti dal collegamento arco-trave.

Il comportamento a flessione del ponte ad arco a via inferiore è fortemente influenzato da un numero consistente di fattori:

- rigidezza relativa tra trave e arco;
- passo e orientamento dei pendini;
- estensione e rigidezza dei pendini;

per cui si può ricorrere all'utilizzo di metodi numerici per tenerli in conto tutti in modo più accurato [7].

Il rapporto di rigidezza tra arco e trave è già stato esaminato per quanto riguarda i casi risolti in modo manuale precedentemente, valutando come si ripartiscono le azioni flessionali nel caso di un sistema con pendini verticali disposti a cortina e infinitamente rigidi.

Con pendini verticali, una parte degli sforzi di taglio generati dai carichi verticali agenti in posizione non simmetrica è trasferita ai vincoli come compressione dell'arco, mentre il resto diventa sforzo di taglio per l'arco e la trave-catena (ripartito in relazione al rapporto tra le loro rigidezze flessionali), quindi le flessioni appaiono in entrambi gli elementi.

Con pendini inclinati il carico è trasferito ai vincoli in modo più efficiente grazie alle componenti inclinate del tiro nelle funi stesse. Il sistema arco-pendini-trave lavora d'insieme attraverso la sua iperstaticità.

Tanto più vicini sono i pendini e migliore è il funzionamento di questo sistema [10].

Considerando il caso di carichi applicati su una superficie limitata o concentrati, quando la trave d'impalcato ha una rigidezza decisamente superiore rispetto agli altri elementi, gli effetti sono assorbiti direttamente dalla sua flessione, viceversa, se è deformabile vengono chiamati a reagire anche le funi vicine, in aggiunta a quelle collegate alla zona direttamente caricata, quindi il carico

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

è trasferito all'arco con una maggiore distribuzione, producendo valori più bassi di momento flettente [7].

L'utilizzo di pendini inclinati permette di migliorare la distribuzione di carico nell'arco in modo più efficiente, infatti la lunghezza sopra la quale un carico presente sull'impalcato è trasferito all'arco è significativamente maggiore quando i pendini sono inclinati [7].

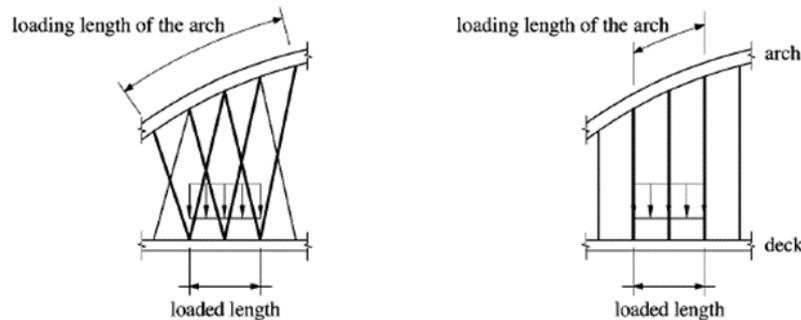


Figura 37 – Lunghezze di arco direttamente collaboranti per carichi concentrati: differenze tra l'utilizzo di pendini inclinati e verticali [7]

Considerando quindi i sistemi a pendini inclinati (Nielsen e Network) come i più efficienti, l'altro aspetto molto importante è costituito dal passo tra i pendini. Negli ultimi anni questo fattore ha subito la tendenza a ridursi sempre di più, avvicinando i punti di sospensione, soprattutto per la tipologia a rete.

### 2.6.1 Sospensioni Nielsen

Il sistema Nielsen determina uno sviluppo del sistema a pendini verticali. Le funi di sospensione oblique permettono di assorbire gli sforzi di taglio causati dai carichi distribuiti in modo antifunicolare, per cui si ha una riduzione del momento flettente nell'arco e nella trave [10].

Il limite del sistema Nielsen è dovuto alla possibile instabilità che appare in uno o più pendini quando il rapporto tra carichi accidentali e carichi permanenti è troppo alto (tipicamente strutture leggere, tra le quali le passerelle pedonali).

In un arco simmetrico dotato di sospensione Nielsen, le funi più soggette all'inversione dello sforzo sono quelle centrali, viceversa, nelle funi più esterne, l'inversione è più difficile, perché l'arco risulta più in grado di assorbire gli sforzi di taglio per carico accidentale [3].

Considerando condizioni di carico parziali dell'impalcato (si veda figura sotto) e ipotizzando la trave-catena suddivisa in un numero  $n$  di parti uguali dai punti di sospensione, affinché il pendino AB risulti sempre teso si può dimostrare [3] che

$$n \leq 4 \frac{g}{p}$$

dove

$g$  è il carico permanente uniformemente distribuito;

$p$  è il carico accidentale applicato sulla porzione di impalcato.

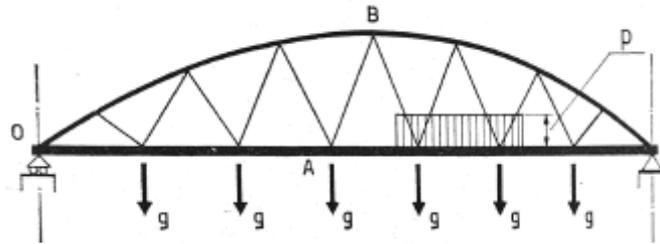


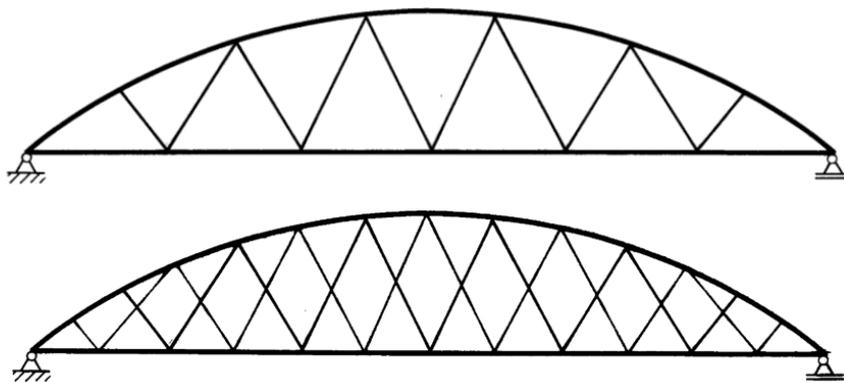
Figura 38 - Determinazione della sospensione Nielsen con pendini sempre tesi [3]

Dalla risoluzione di questa semplice equazione si può predimensionare un sistema di sospensione che risulti sempre teso, però è immediato notare come per strutture leggere questa condizione limita notevolmente il numero di punti di sospensione con notevoli svantaggi dal punto di vista statico (flessioni elevate nella trave e nell'arco, minor resistenza all'instabilizzazione per l'arco). La condizione sopra espressa si può rispettare solo con sovraccarichi leggeri e per luci piccole, mentre al crescere della luce, il valore del carico permanente per unità di lunghezza rimane quasi costante e risulta antieconomico appesantire la struttura solo per avere un numero elevato di punti di sospensione [3].

### 2.6.2 Sospensioni a rete secondo Tveit

Il sistema di sospensione a rete utilizza pendini di sospensione inclinati che si incrociano più volte nel piano dell'arco. La complessità maggiore del sistema e la grande quantità di acciaio utilizzata per il sistema di sospensione determina una notevole riduzione del rischio di instabilità dei pendini di sospensione in casi di carico non simmetrici.

Tra i nodi collegati, la tendenza dell'arco è quella di muoversi verso l'alto e la tendenza della trave è quella di abbassarsi. Questo fu utilizzato come un vantaggio da Tveit che progettando l'introduzione di un set aggiuntivo di pendini tra la trave e l'arco introdusse il sistema a rete.



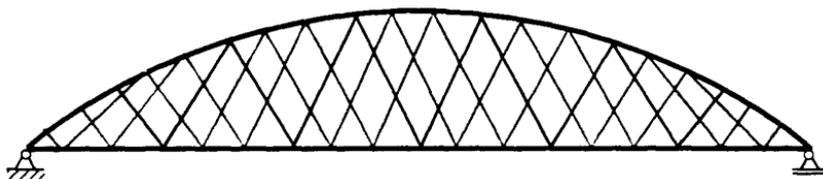


Figura 39 - Sistema Network ottenuto a partire dal sistema Nielsen con la disposizione di uno o due set aggiuntivi di pendini [22]

L'aggiunta di uno o più set di pendini al sistema di sospensione iniziale (Nielsen), permette di ridurre la lunghezza libera di inflessione dell'arco nel suo piano e il momento flettente nella trave-catena [22].

Tveit definisce il sistema di ponte ad arco a via inferiore con sospensione network, come quello in cui alcuni pendini incontrano altri pendini almeno due volte.

Visto che il funzionamento del sistema arco-pendini-trave può essere assimilato a quello di una trave in semplice appoggio in cui le flange sono l'arco e la trave, mentre i pendini sono l'anima, gran parte della forza di taglio è scaricata verso i vincoli dalla componente verticale della forza nell'arco. La variazione della forza di taglio è invece assorbita dalla variazione della forza nei pendini, per cui il carico è distribuito sulla trave che risente di un minor momento flettente. Lo sforzo di trazione nella trave e di compressione nell'arco sono inversamente proporzionali alla loro distanza. Per ragioni estetiche la distanza tra arco e trave deve essere limitata, ma comunque se la freccia è fissata, il risparmio di materiale dipende da quanto si riesce a rendere leggera la trave e l'anima [22].

Se l'arco è parte di una circonferenza, nella trave ci sono momenti distribuiti. Una riduzione del raggio di curvatura vicino all'imposta permette di ridurre il momento flettente nel portale esterno (più rigido per sopperire alla mancanza del controvento) e permette una forza assiale costante per una porzione più lunga dell'arco [22].

- Riduzione del momento flettente nella trave d'impalcato

Un ponte con sospensione a pendini verticali è meno efficiente per alcune disposizioni di carichi variabili. Nel caso di carichi accidentali distribuiti solo su metà campata si assiste ad una riduzione dello sforzo normale nell'arco, però anche un incremento delle flessioni provocato dal movimento verso il lato scarico dell'arco e quindi un momento flettente maggiore [22].

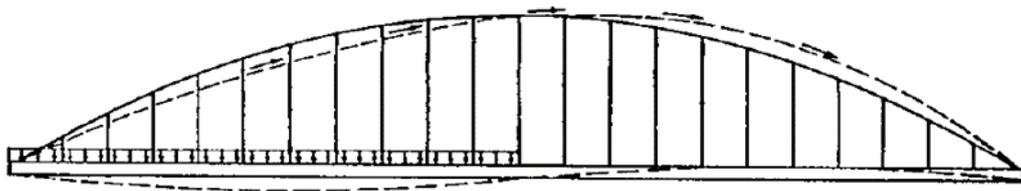


Figura 40 - Flessioni elevate per ponte ad arco a via inferiore con pendini verticali e carico solo su metà campata [22]

Inclinando i pendini e disponendoli in modo incrociato si assiste alla riduzione del momento flettente nella trave, perché il carico si ridistribuisce tra le varie orditure di sospensione fino ad essere riequilibrato [22].

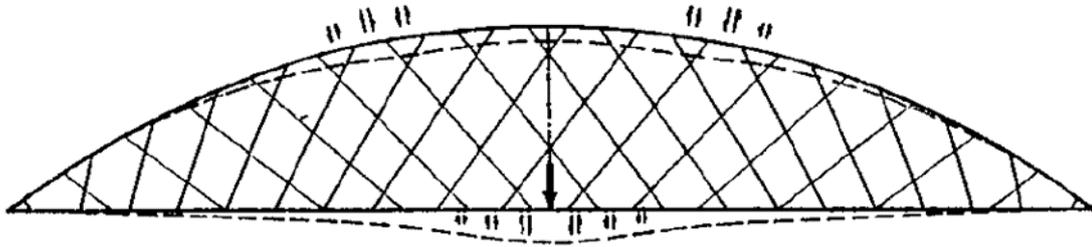


Figura 41 - Ridistribuzione di carico e riduzione della flessione in un sistema di sospensione a rete [22]

- Variazione degli sforzi normali negli elementi principali

Con la disposizione di pendini inclinati, la variazione di forza assiale nell'arco e nella trave si può stimare preventivamente in corrispondenza delle sezioni di metà campata mediante le seguenti relazioni:

$$N_{arco} = \frac{ql^2}{8f} + \frac{qf}{2 \cdot \tan^2(v_h)} \quad \text{per l'arco}$$

$$N_{trave} = \frac{ql^2}{8f} - \frac{qf}{2 \cdot \tan^2(v_h)} \quad \text{per la trave}$$

dove  $v_h$  è l'angolo di inclinazione dei pendini rispetto all'orizzontale, considerando un carico uniformemente distribuito sull'intera campata [22].

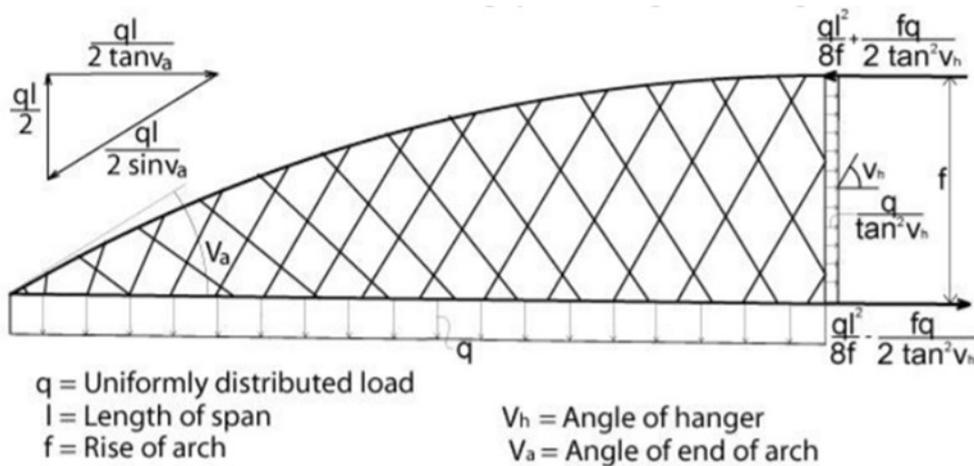


Figura 42 - Sforzo normale aggiuntivo per inclinazione dei pendini: stima dei valori in corrispondenza della sezione di mezzeria per carico uniformemente distribuito [22]

- Forza di tiro nei pendini

La forza preliminare nei pendini di sospensione si può ottenere dalle linee di influenza. I nodi di collegamento della sospensione nella trave possono essere disposti in modo tale da ottenere circa la stessa forza massima in tutti i pendini e fornire ad essi una resistenza adatta contro la perdita di

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

---

tiro. Quando alcuni pendini perdono la trazione, il momento flettente nella trave cresce e la resistenza all'instabilità dell'arco è ridotta [22].

- Disposizione dei punti di collegamento dei pendini lungo l'arco

I pendini disposti equidistanti lungo l'arco forniscono il più piccolo momento flettente quando la luce del ponte è interamente caricata. Due pendini collegati allo stesso punto sull'arco porterebbero più flessione e determinerebbero soluzioni con minor efficienza nel fornire un contributo stabilizzate all'arco stesso nel suo piano, perché in condizioni di carico parziale hanno maggior tendenza a perdere il tiro [22].

- Numero e dimensione della sezione dei pendini

Il numero ottimale e la dimensione dei pendini è una questione centrale nella progettazione degli archi a rete. La presenza di un numero elevato di pendini aumenta il tempo di lavoro in termini di progettazione, costruzione in officina e montaggio, tuttavia questo incremento può essere ridotto se tutti i pendini hanno la stessa sezione trasversale e gli stessi ganci di collegamento. Ovviamente un numero maggiore di pendini determina anche sezioni necessarie più piccole [22].

- Disposizione dei punti di collegamento dei pendini lungo la trave

I pendini vicino all'estremità tendono ad avere forze massime inferiori rispetto a quelli centrali, per cui si può contrastare questa tendenza agendo sul distanziamento, cioè aumentando la distanza tra i pendini presenti nei tratti più esterni della campata. Tuttavia, questo non sempre è possibile perché richiede che il passo non sia fissato. Per cui in mezzo alla campata i nodi di collegamento dei pendini possono essere disposti alla stessa distanza, mentre nel resto della membratura, i pendini possono essere collegati alla trave a distanze diverse per ottenere la stessa forza massima nei pendini. In questo modo si evitano lunghe distanze tra i punti di sospensione che sono causa di momenti flettenti maggiori nella trave [22].

- Pendenza dei pendini

La pendenza dei pendini gioca un ruolo fondamentale, perché tanto più essi sono ripidi e tanto più sono efficienti all'assorbimento di carichi concentrati, determinando momenti flettenti minori. Tuttavia, se i pendini sono troppo verticali, maggiore sarà la loro tendenza al rilassamento [22].

Quando i pesi propri e i carichi variabili sono fissati, la tendenza al rilassamento dipende principalmente dalla pendenza dei pendini e dalla forma dell'arco. La rigidità della trave e la sezione trasversale influenzano anch'essi il risultato ma in misura minore. La presenza di travi

rigide e pendini di piccola sezione trasversale riducono la tendenza al rilassamento. Dopo che i pendini iniziano a rilassarsi il momento flettente cresce più velocemente al crescere di carichi accidentali asimmetrici o parziali [22].

In letteratura, all'interno degli articoli di Tveit si possono trovare diversi grafici di correlazione tra la pendenza dei pendini e il rilassamento del primo pendino, per ponti ad arco a via inferiore di rapporti di freccia/luce (termine che caratterizza la forma dell'arco) variabile.

Procedendo in ordine crescente di rapporto freccia/luce (ovvero con ponti sempre meno ribassati) si hanno i seguenti grafici:

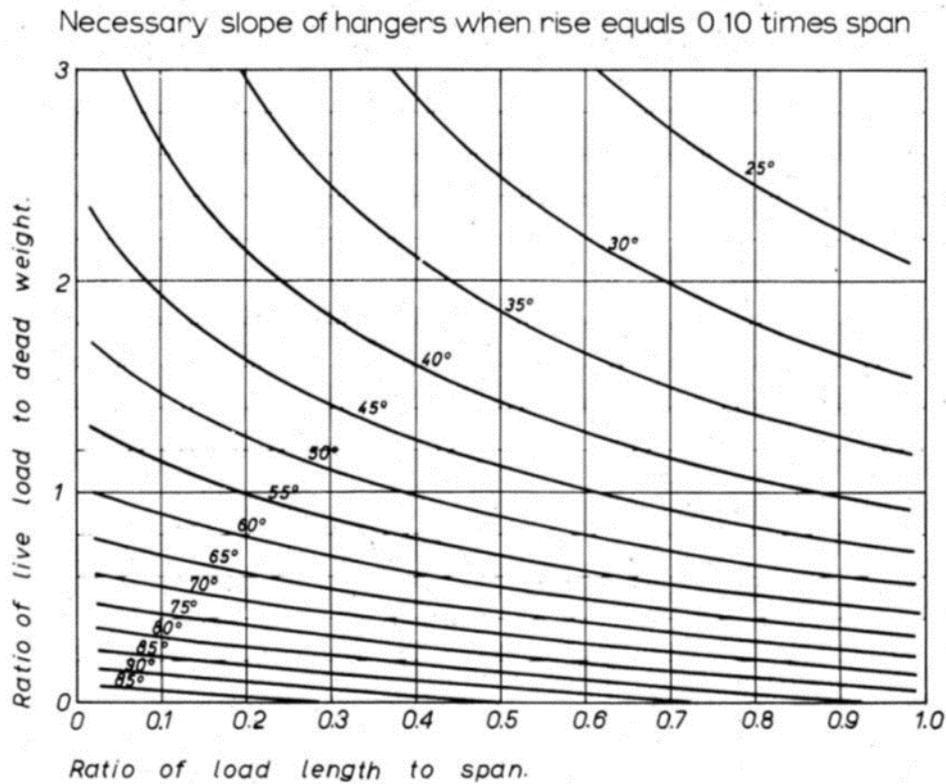


Figura 43 - Diagramma di correlazione tra la pendenza dei pendini e il rilassamento del primo pendino per un ponte ad arco con rapporto freccia/luce di 0.10 [22]

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

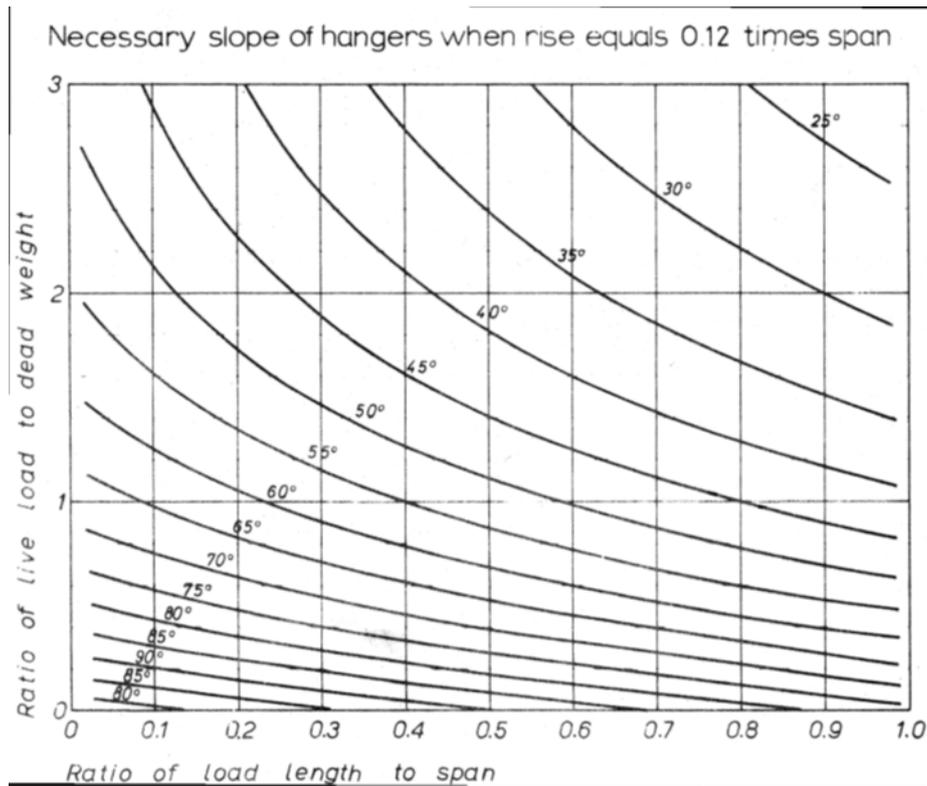


Figura 44 - Diagramma di correlazione tra la pendenza dei pendini e il rilassamento del primo pendino per un ponte ad arco con rapporto freccia/luce di 0.12 [22]

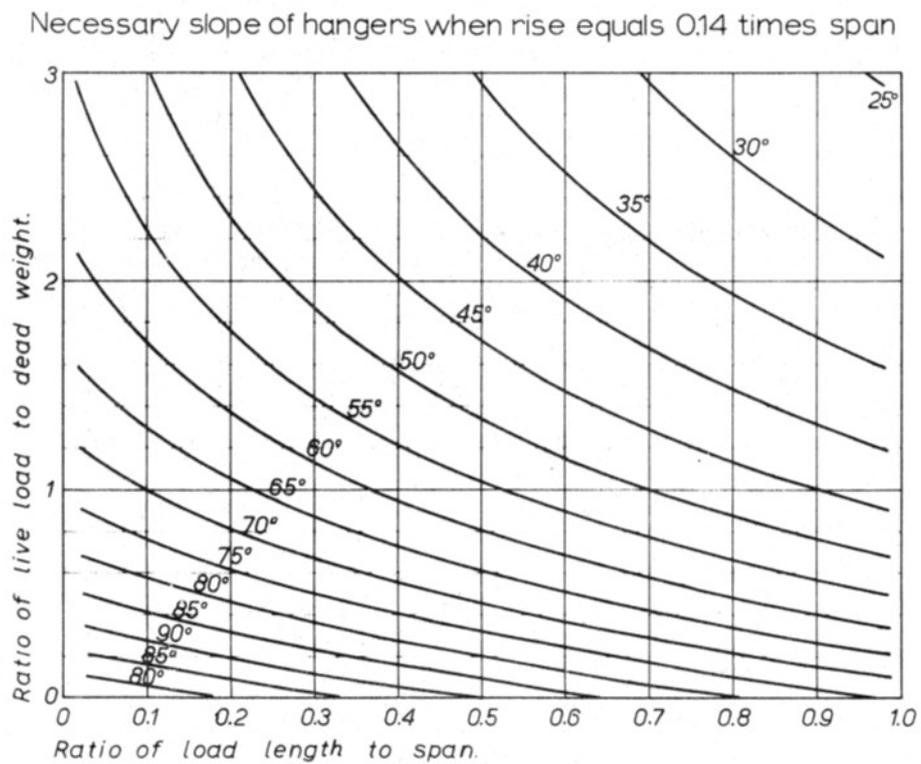


Figura 45 - Diagramma di correlazione tra la pendenza dei pendini e il rilassamento del primo pendino per un ponte ad arco con rapporto freccia/luce di 0.14 [22]

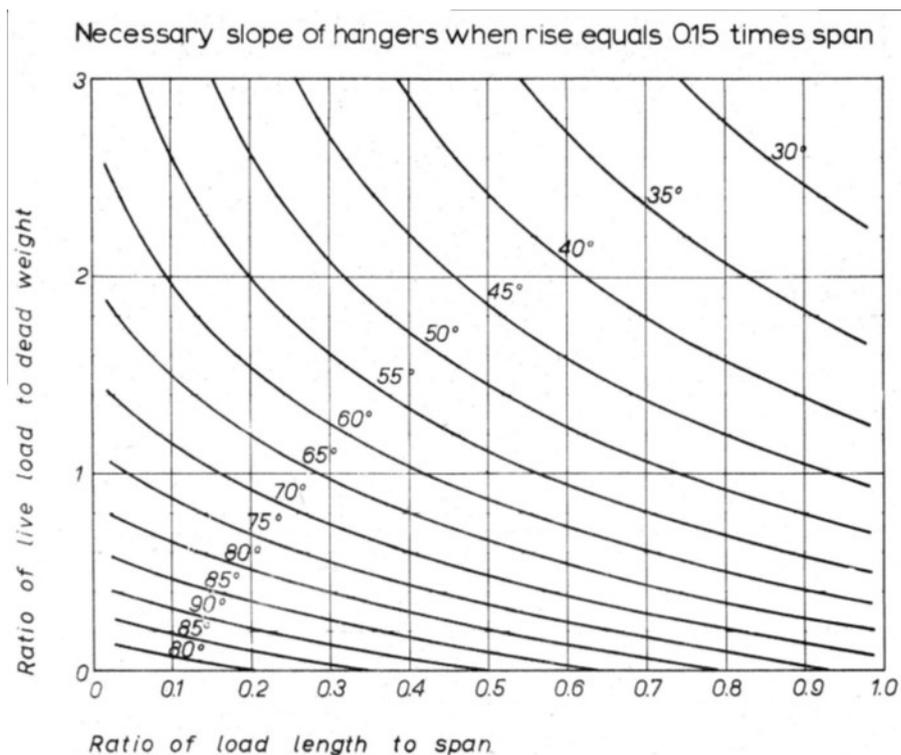


Figura 46 - Diagramma di correlazione tra la pendenza dei pendini e il rilassamento del primo pendino per un ponte ad arco con rapporto freccia/luce di 0.15 [22]

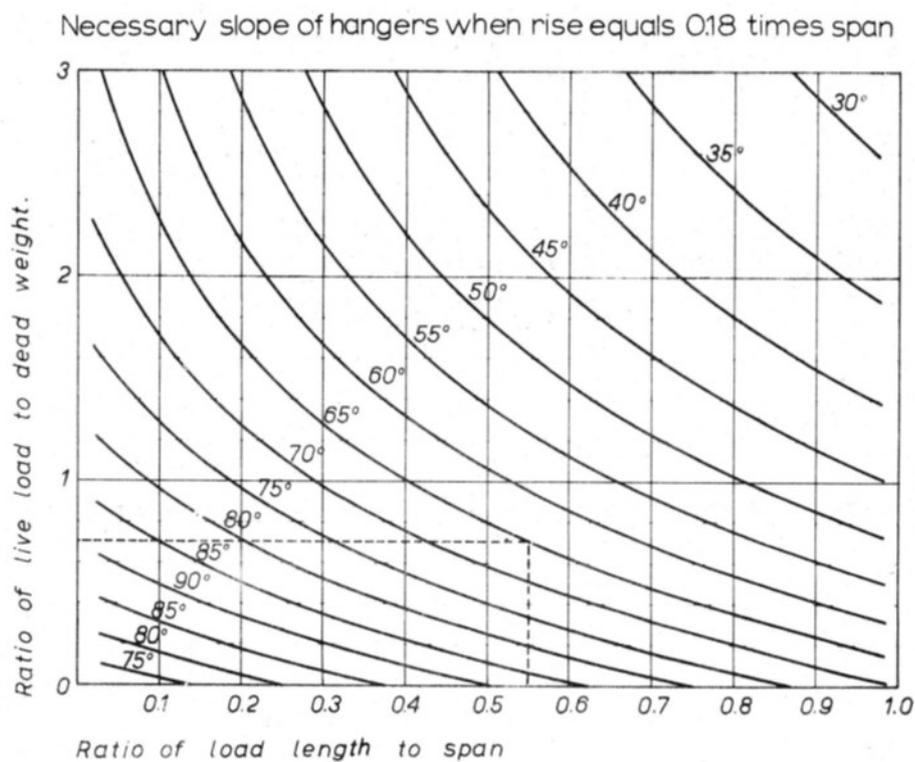


Figura 47 - Diagramma di correlazione tra la pendenza dei pendini e il rilassamento del primo pendino per un ponte ad arco con rapporto freccia/luce di 0.18 [22]

Dai precedenti grafici si nota che:

- pendini più verticali (pendenze prossime ai  $90^\circ$ ) si possono rilassare più facilmente;

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

---

- a parità del rapporto tra carichi accidentali e permanenti, i pendini più verticali lavorano bene fino a che la frazione di luce caricata è ridotta, ma al crescere di essa sono necessari pendini più inclinati per evitare di perderne uno per rilassamento. Questa informazione è molto utile a livello pratico per costruire un sistema di sospensione a rete efficiente, infatti si può partire con pendini più verticali e man mano che si percorre l'impalcato inclinarli sempre di più. Il set duale che viene costruito nell'altra direzione può essere fatto specchiato;
- a parità di inclinazione dei pendini, un arco più alto è migliore, perché la sua forma opera riducendo la tendenza al rilassamento di una fune.

Infine, la scelta di un buon sistema di sospensione è influenzata pesantemente dalla distanza tra i punti di collegamento nella parte centrale della trave-catena e dal numero di volte che i pendini si incontrano tra loro nella stessa zona centrale [22].

Riassumendo, per pendini con schema a rete i dettami da seguire per la scelta di un sistema di sospensione efficiente sono i seguenti:

- la disposizione dei nodi di collegamento dei pendini è consigliabile che sia equidistante lungo lo sviluppo dell'arco per qualsiasi disposizione di sospensione, con l'eccezione dei nodi esterni per cui possono essere variati. La convergenza in un nodo può provocare grandi momenti flettenti nel caso in cui un pendino perda il tiro;
- la disposizione dei nodi di collegamento dei pendini alla trave è consigliabile che sia equidistante al centro. Considerando un set di pendini di sospensione, le distanze dei nodi crescono con un certo incremento procedendo nella direzione in cui aumentano la loro inclinazione. L'altro set di pendini è l'equivalente con specchiatura;

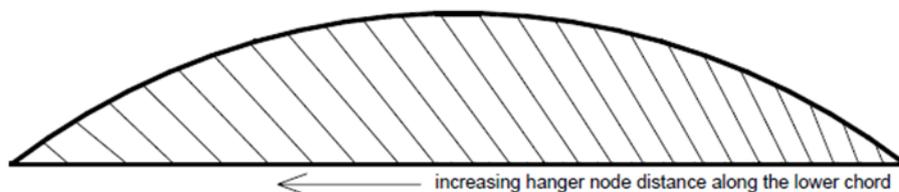


Figura 48 - Disposizione di un set di pendini [2]

- il numero di pendini è consigliabile che sia il più elevato possibile, infatti è preferibile disporre molti pendini di piccola sezione, così da avere passi più corti, che determinano una minor tendenza al rilassamento, momenti flettenti nell'arco e nella trave più piccoli e un maggior contributo alla resistenza contro l'instabilità dell'arco nel suo piano;
- la forma dell'arco come rapporto freccia/luce influenza la disposizione, perché guida nella scelta di una pendenza più funzionale in relazione al carico e alla possibilità di perdita del

tiro nei pendini, inoltre l'arco stesso è consigliabile che sia parte di una circonferenza, eventualmente con raggio di curvatura ridotto in prossimità delle imposte.

Dato un sistema arco-trave caratterizzato da un certo rapporto di forma (rapporto freccia/luce), si può partire fissando i pendini in modo equidistante sull'arco, poi si fanno scendere le funi verso la trave con pendenze progettate. L'inclinazione di partenza di un set di pendini può essere determinata in funzione dei grafici sopra esposti (Figura 43-Figura 47) rispetto al valore del rapporto freccia/luce del ponte, quindi la riduzione di inclinazione tra due pendini adiacenti può essere descritta da una variazione di angolo costante.

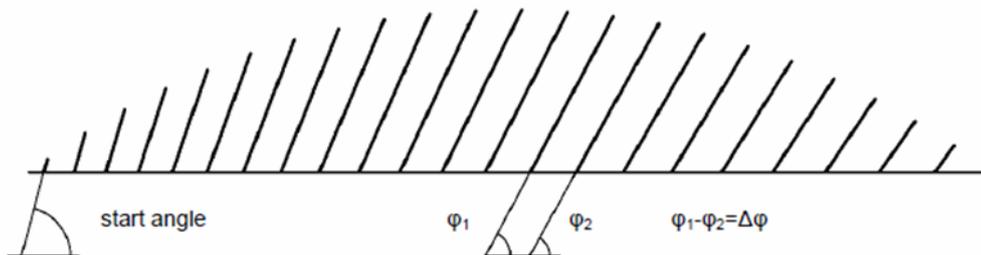


Figura 49 - Modifica dell'inclinazione dei pendini in un sistema di sospensione a rete [2]

Il successivo set di pendini viene disposto specchiato rispetto all'asse di simmetria.

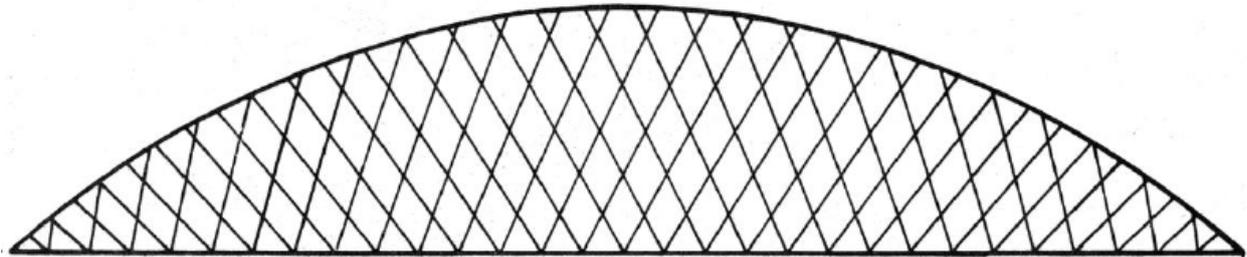


Figura 50 - Sistema a rete ottenuto aggiungendo un secondo set di pendini specchiato rispetto al primo [22]

### 2.6.3 Sospensioni a rete secondo Brunn & Shanack

Un altro modello di sospensione a rete è stato proposto da Brunn & Schanack (2003). L'idea si basa sulle proprietà della linea delle pressioni, per cui se la linea d'asse dell'arco si discosta poco da questa, i momenti flettenti nell'arco stesso sono minimizzati. Mediante l'applicazione di un carico distribuito uniformemente, che agisce nella direzione radiale, si può raggiungere la condizione di minimo del momento flettente.

Se la forza assiale è la stessa in tutti i pendini, la risultante delle forze è diretta lungo la linea di intersezione tra essi. L'uguaglianza della forza nei pendini non si può realizzare sempre, infatti per la variabilità dei carichi accidentali, queste possono risultare diverse, ma le forze nei pendini dirette radialmente, hanno la proprietà di ridurre comunque i momenti flettenti nell'arco [2].

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

---

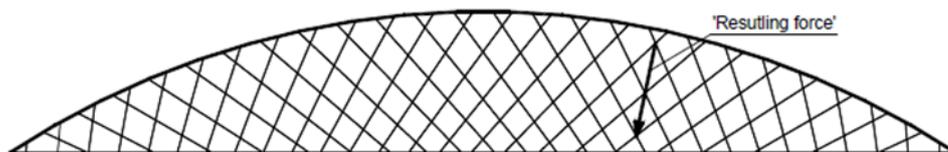


Figura 51 - Illustrazione schematica di un ponte ad arco a via inferiore con disposizione a risultante radiale dei pendini [2]

Assumendo un arco circolare vincolato con due cerniere e caricato in modo uniforme lungo la direzione radiale, i momenti flettenti nell'arco sono nulli. I pendini trasferiscono le azioni trasportate ai nodi dell'arco, per cui il carico distribuito è sostituito dalle forze concentrate. Se i pendini sono equidistanti lungo l'arco e si incrociano sulle direttrici radiali, allora le forze saranno dirette in questa direzione e applicate all'arco equidistanti, per cui il momento flettente nell'arco è piccolo. Se il numero di pendini (forze) fosse infinito, la linea delle pressioni coinciderebbe esattamente con la linea d'asse dell'arco, per cui non ci sarebbero momenti flettenti [2].

Nel ponte ad arco a via inferiore i carichi agiscono prevalentemente sulla superficie orizzontale dell'impalcato, quindi, i carichi verticali possono essere trasferiti all'arco lungo la direzione radiale, utilizzando pendini radiali. Le forze nelle funi saranno uguali perché la curvatura è costante e i pendini sono collegati all'arco in punti equidistanti tra loro, quindi la risultante del carico verticale è nel centro del cerchio che descrive l'arco [2].

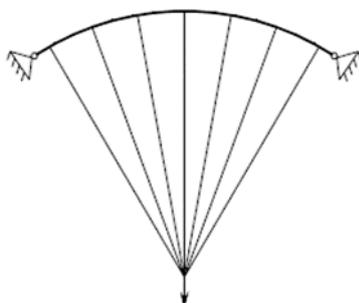


Figura 52 - Diretrice radiale della disposizione dei pendini e uguaglianza delle forze (Brunn & Schanack, 2003)

Collegando l'arco con una trave orizzontale rigida a flessione, la presenza di un carico verticale può essere ridistribuito a tutti i pendini.

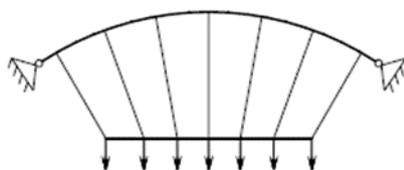


Figura 53 - Introduzione di una trave rigida collegata all'arco mediante pendini diretti radialmente [2]

Per raggiungere i benefici di un sistema di sospensione a rete, ogni pendino radiale di sospensione può essere diviso in una coppia di pendini simmetrici rispetto alla direttrice radiale. In questo modo le forze nei pendini aumentano, ma di poco se le risultanti delle forze sono dirette lungo le direttrici radiali [2].

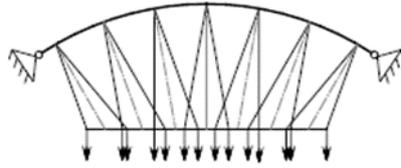


Figura 54 - Divisione di pendini radiali in due pendini simmetrici alla direttrice radiale [2]

Nella fase successiva gli incroci dei pendini vengono posizionati sotto l'arco, poiché due pendini in un nodo all'arco non sono desiderati, così com'era per il caso della sospensione a rete secondo Tveit.

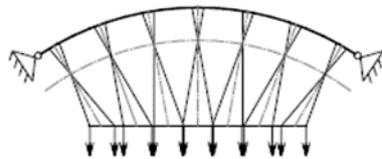


Figura 55 - Divisione dei pendini radiali in una coppia simmetrica, con pendini non convergenti allo stesso nodo nell'arco [2]

Riferendosi quindi al caso vero e proprio di un ponte ad arco a via inferiore, con condizioni di vincolo esterno di spostamento orizzontale bloccato da un lato e libero dall'altro si trova:

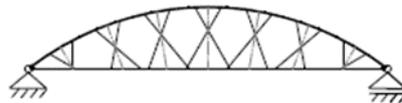


Figura 56 - Ponte ad arco a via inferiore con sistema di sospensione incrociato a disposizione radiale [2]

Il progetto finale per ottenere un vero e proprio sistema Network, si ottiene incrementando il numero di pendini e seguendo la geometria introdotta sopra, in modo da farli incontrare per più di due volte. Tale disposizione dei pendini trasferisce i carichi verticali il più possibile in una direzione radiale, determinando piccoli momenti flettenti nell'arco. Inoltre, i pendini sono quasi allineati alle deviazioni dell'arco. Ciò si traduce in piccole forze di sospensione [2].

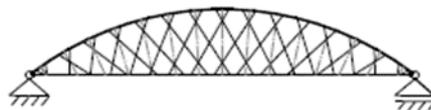


Figura 57 - Ponte ad arco a via inferiore con sistema di sospensione Network a disposizione radiale [2]

Per questa tipologia di sospensione è possibile concludere che essa è in grado di fornire i più piccoli valori di momento flettente nell'arco e le più piccole forze nel sistema di sospensione per carichi uniformi e simmetrici [2].

L'unica variabile del sistema è data dall'angolo con cui i pendini si incrociano tra loro. Due pendini incrociano simmetricamente la direttrice radiale in corrispondenza di una circonferenza concentrica di quella descritta dalla linea d'asse dell'arco e ognuno di loro forma lo stesso angolo con la direttrice radiale [2].

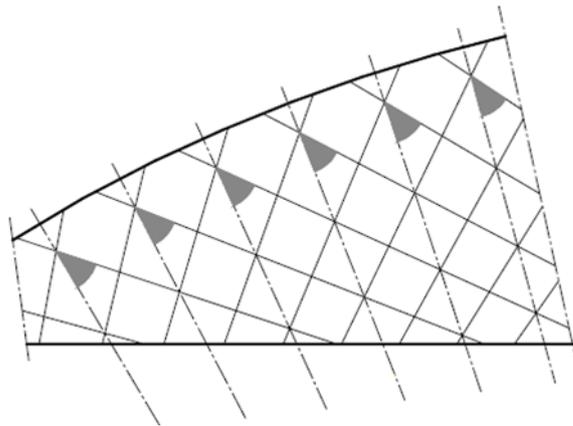


Figura 58 – Geometrizzazione della sospensione con pedini che si incrociano simmetricamente rispetto alla direttrice radiale [2]

Gli autori propongono un esempio di tre possibili configurazioni:

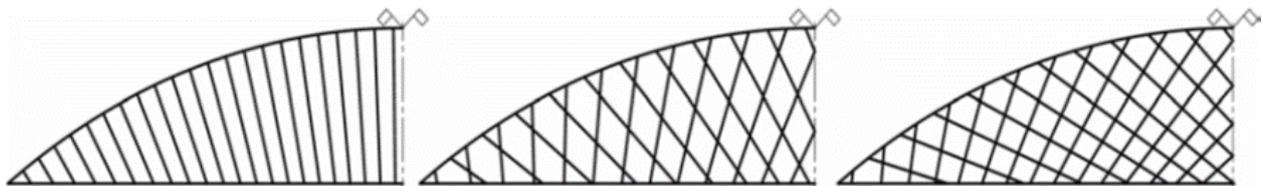


Figura 59 - Differenti disposizioni dei pedini con angolo di incrocio di  $0.835^\circ$ ,  $25^\circ$  e  $41^\circ$  [2]

Per tutte le questioni precedenti si ritiene che il sistema Network garantisca un'alta efficienza della risposta strutturale, permettendo un progetto abbastanza uniforme dei pedini di sospensione, minimizzando le tensioni di flessione nell'arco e nella trave. Questo determina strutture con elevata snellezza, un minor impiego di acciaio e qualità estetiche significative.

### 2.7 Scelta e ottimizzazione del sistema di sospensione

Come detto il comportamento a flessione del ponte ad arco a via inferiore è fortemente influenzato da un numero consistente di fattori per cui si ricorre all'utilizzo di modelli piani agli elementi finiti per tenerli in conto tutti in modo più accurato.

In base alle premesse del cap. 2.6, partendo dalla configurazione del sistema arco-trave (con sospensione a pedini verticali "a cortina") predimensionato tramite gli schemi limite, che forniscono sezioni resistenti dell'arco e della trave sovrabbondanti, si confrontano i risultati di modelli agli elementi finiti (modelli F.E.M.) con diverse geometrie di sospensione.

L'utilizzo di sospensioni ottimizzate permette di ridurre la rigidità flessionale degli elementi principali e quindi i momenti flettenti da questi richiamati nel sistema iperstatico che si viene a definire, così da poter ridurre il peso della soluzione. Nell'ottica dei criteri di progetto definiti, l'utilizzo delle sospensioni più efficienti permette quindi di realizzare elementi principali più snelli, però se questi non vengono così realizzati, allora non ci sarà nessun beneficio, perché rimanendo rigidi a flessione continueranno a richiamare elevate sollecitazioni.

Prima si valutano gli effetti della presenza dei soli carichi permanenti, cercando di scegliere una disposizione che permetta di minimizzare gli sforzi all'interno della struttura in questa configurazione, successivamente si controlla che non vengano determinati effetti troppo grandi al momento dell'applicazione degli accidentali.

I controlli da eseguire sulla soluzione del modello piano allestito sono di resistenza, di deformabilità e di stabilità per l'arco.

La disposizione della sospensione deve minimizzare i valori del momento flettente nel sistema arco-trave.

Gli abbassamenti della struttura sono il parametro fondamentale da riportare in rapporto alla luce della stessa struttura per controllarne la deformabilità.

Per quanto riguarda la stabilità dell'arco questa sarà verificata in modo semplificato andando a stimare il contributo instabilizzante della flessione trasversale, che non viene letta dal modello piano.

I casi di carico accidentale indagati nel modello F.E.M. del sistema arco-trave sono stati implementati con l'obiettivo di massimizzare lo sforzo normale massimo (configurazione di pieno carico) e il momento flettente mediante condizioni di carico parziali dell'impalcato.

Si riportano di seguito i cinque schemi di carico modellati:

- folla 100, in cui la folla occupa interamente l'impalcato

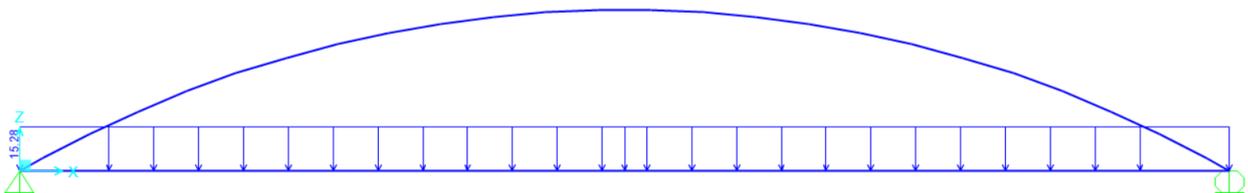


Figura 60 - Schema di pieno carico per massimizzare lo sforzo normale

- folla 50 L, in cui la folla occupa metà dell'impalcato nella zona laterale

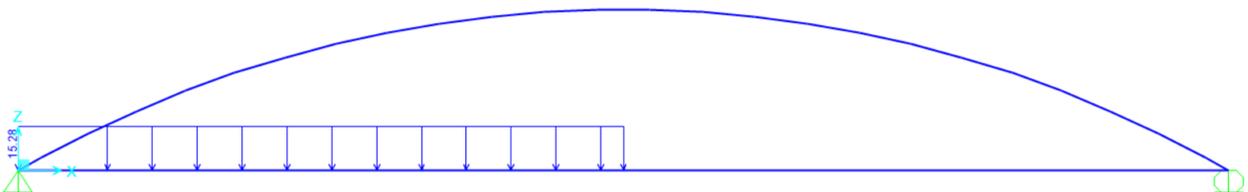


Figura 61 - Schema di carico 50 L per massimizzare la flessione

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

- folla 50 C, in cui la folla occupa metà dell'impalcato nella zona centrale

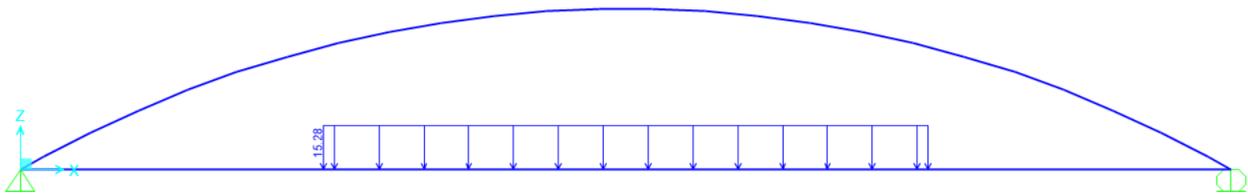


Figura 62 - Schema di carico 50 C per massimizzare la flessione

- folla 50 1\_3, in cui la folla occupa il primo e il terzo quarto dell'impalcato in direzione longitudinale

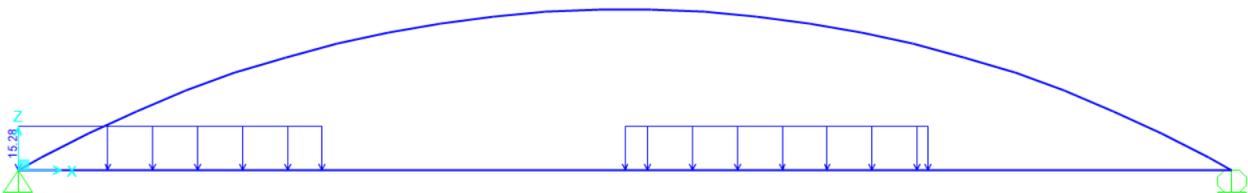


Figura 63 - Schema di carico 50 1\_3 per massimizzare la flessione

- folla 50 1\_4, in cui la folla occupa il primo e l'ultimo quarto dell'impalcato in direzione longitudinale

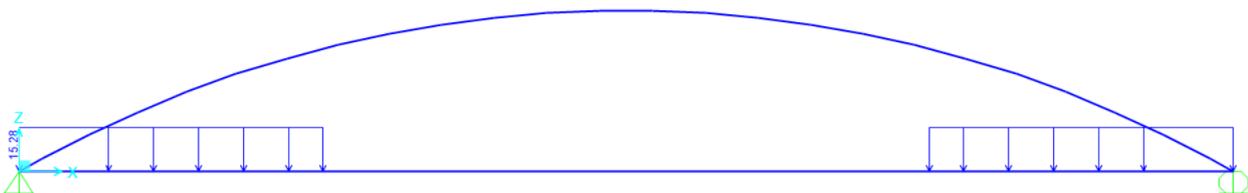


Figura 64 - Schema di carico 50 1\_4 per massimizzare la flessione

### 2.7.1 Modello piano

In base alla configurazione strutturale del sistema arco-trave-pendini (si veda sezione trasversale della versione definitiva sotto riportata e cap. 1.8 per maggiori dettagli) è possibile studiare l'ottimizzazione della sospensione e più in generale di tutto il sistema, prendendo in considerazione in modo singolo ciascuna coppia arco-trave collegata dai pendini inseriti in quel piano.

L'arco è inclinato rispetto al piano verticale, per cui sarà necessario affidare i carichi verticali applicati sull'impalcato e relativi a metà della larghezza della passerella nella stessa direzione inclinata, semplicemente proiettando la componente verticale dei carichi stimati. I carichi saranno applicati direttamente alla trave d'impalcato.

Il modello viene ottenuto considerando le dimensioni dello stesso sistema nel piano inclinato, importando la geometria costruita su AutoCAD nel software di analisi strutturale.

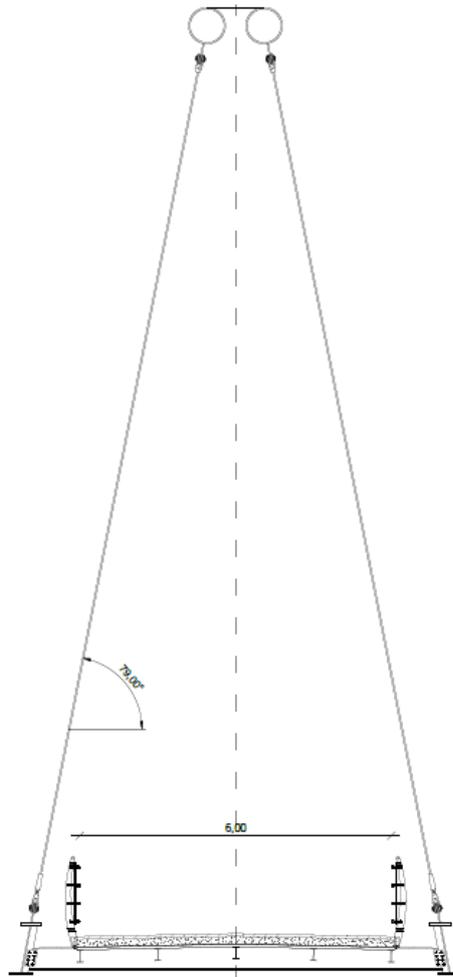


Figura 65 - Sezione trasversale della passerella pedonale: inclinazione del sistema piano arco-pendini-trave

Nel modello piano costruito, l'arco è stato modellato con una direttrice circolare che fosse il più vicino possibile alla parabola studiata per il predimensionamento manuale del sistema arco-trave (si veda cap. 2.5). Questa differenza di forma realmente presente ha delle conseguenze dal punto di vista statico, che si sommano con le differenze di soluzione dovute alla discretizzazione in elementi finiti dell'arco circolare.

Il software F.E.M. ha elementi finiti solo dritti, per cui la rappresentazione di un elemento curvo avviene per tratti lineari. Tra due segmenti adiacenti c'è una variazione di angolo concentrata per cui lo sforzo normale in un elemento si trasforma in un taglio e uno sforzo normale.

Si è potuto verificare che agendo sul numero di elementi che rappresentano l'arco, le questioni legate alla discretizzazione dovute alla modellazione in elementi finiti e il passaggio da una parabola ad un arco circolare, non determinano variazioni significative dal punto di vista dei risultati. Le variazioni dello sforzo normale sono circa nulle e le variazioni dei momenti flettenti sono apprezzabili, ma comunque trascurabili rispetto ai valori ottenuti per disposizioni di carico che massimizzano questa caratteristica di sollecitazione (carichi parziali).

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

---

Il collegamento arco-trave all'estremità si realizza con un nodo monolitico, quindi, non sono stati aggiunti degli svincoli tra i due elementi.

I modelli sono stati creati utilizzando elementi frame per gli archi e le travi dell'impalcato.

I pendini sono modellati con elementi frame, come aste incernierate, per impedire la trasmissione di flessione, ma farli funzionare solo per sforzo normale, controllando che al termine delle analisi nelle varie combinazioni di calcolo ogni fune risulti tesa, quindi in funzione. Per le stesse ragioni vengono annullati i pesi dei pendini.

I pendini sono funi chiuse (Full Locked Coils, indicati in breve come FLC).

Il ponte ad arco a via inferiore per funzionare con lo schema a spinta eliminata necessita di avere delle condizioni di vincolo agli appoggi che permettano la trasmissione della spinta dell'arco alla trave-catena, quindi un estremo viene preso fisso (cerniera), mentre l'altro viene preso come scorrevole orizzontalmente (carrello).

Ogni modello allestito è stato validato nei risultati significativi controllabili facilmente in modo manuale, verificando che le porzioni elementari identificabili fornissero risultati congrui con le soluzioni teoriche di letteratura.

Per l'arco isolato sono stati controllati i valori di spinta orizzontale e sforzo normale in chiave.

Per la trave-catena sono stati controllati le reazioni d'appoggio e i momenti flettenti massimi.

### 2.7.2 Descrizione della procedura di ottimizzazione

Come detto in precedenza, il numero elevato di fattori che influenzano il risultato strutturale in un ponte ad arco a via inferiore sono molto numerosi, quindi per ottenere una soluzione funzionale, economica e snella, per soddisfare i requisiti del progetto, si è dovuto operare modificando diversi parametri con l'obiettivo di arrivare a capire quale fosse la configurazione più adatta.

Per attuare una procedura di ottimizzazione della soluzione, si è preferito limitare le variabili in gioco, così da avere un controllo diretto sui parametri estrapolati.

La procedura di ottimizzazione è stata articolata in due fasi.

Nella prima fase si mantengono fissate la forma del sistema arco-trave e le sezioni dei due elementi principali secondo i risultati del primo predimensionamento manuale (si veda cap. 2.5), facendo variare la sospensione secondo le tipologie studiate e per peso della quantità di acciaio per le funi. Si sono valutati i risultati di flessione nella trave e nell'arco, gli abbassamenti della trave e i tiri nelle funi del sistema di sospensione. Le configurazioni ritenute efficienti per quanto riguarda il peso della soluzione e i valori di flessione e deformazione sono state analizzate in modo più approfondito nella fase successiva, mentre quelle ritenute non soddisfacenti sono state scartate.

Nella seconda fase si valutano diverse configurazioni a partire da quelle ritenute accettabili nella prima fase. Il rapporto di forma del sistema arco-trave è ancora mantenuto costante e si mantiene costante la forma della sospensione determinata nella fase precedente, ma si fanno variare tutti gli elementi in termini di sezioni. La variabilità delle sezioni dell'arco, della trave e dei pendini fornisce una variazione del peso della soluzione, ma soprattutto una variazione di peso economico (compensato) stimato a partire da un rapporto di prezzo fissato tra l'acciaio per le sospensioni e l'acciaio da carpenteria metallica.

### 2.7.3 Fase I: valutazione efficienza strutturale per tipologia e peso variabile della sospensione

Sono stati costruiti inizialmente dieci modelli: uno con sospensione Langer, uno con sospensione a raggiera, quattro con sospensione Nielsen, due con sospensione a rete secondo Tveit e due con sospensione a rete secondo Brunn & Shanack.

Si riportano di seguito i modelli piani del sistema arco-trave-pendini utilizzati per questa fase e le scelte progettuali condotte per costruirli:

- Langer

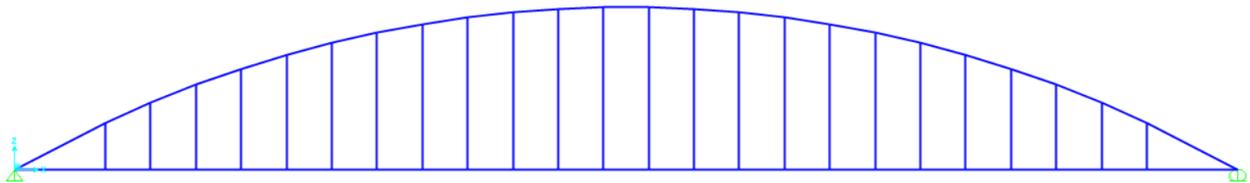


Figura 66 - Fase I di valutazione dell'efficienza strutturale: sistema arco-pendini-trave con sospensione Langer

I pendini verticali sono posizionati nelle sezioni trasversali in cui sono disposti i traversi, quindi a passo cinque metri, saltando la fune più esterna da entrambi i lati, in quanto questa risulta troppo corta e di difficile tesatura.

- Raggiera

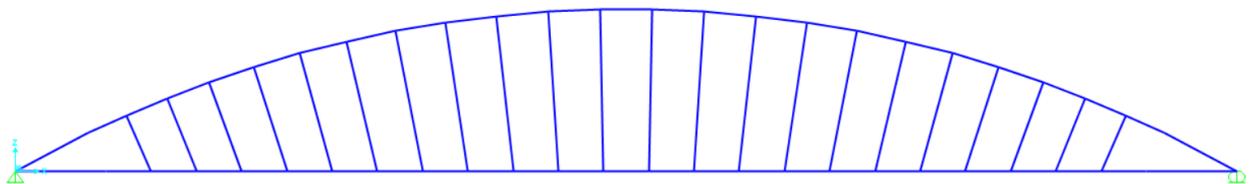


Figura 67 - Fase I di valutazione dell'efficienza strutturale: sistema arco-pendini-trave con sospensione a raggiera

I pendini sono stati disposti con una direttrice radiale e anche in questo caso si è mantenuta la condizione di collegamento con la trave nelle sezioni trasversali in cui sono disposti i traversi.

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

---

- Nielsen

Si realizzano quattro casi, facendo variare il numero di campi e il diametro dei pendini, per evitare la perdita del tiro e garantire il soddisfacimento della resistenza con il tiro massimo.

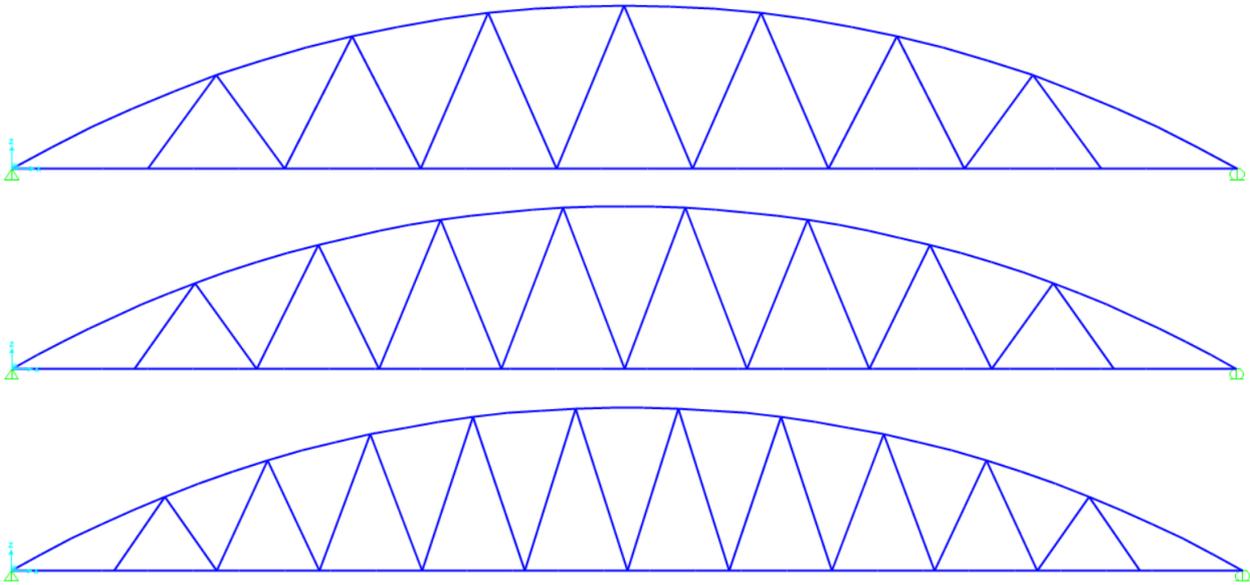


Figura 68 - Fase I di valutazione dell'efficienza strutturale: sistema arco-pendini-trave con sospensione Nielsen con diverso numero di campi

Il numero di campi viene predimensionato secondo la relazione determinata al cap. 2.6.1 dove si ottiene:

$$n \leq 4 \frac{g}{p} = 8.8$$

per cui si parte suddividendo la trave d'impalcato in nove campi di 15 m ciascuno e tracciando un pendino fino al punto sull'arco che si trova sulla verticale della sezione della trave a metà tra due punti di sospensione. In questo modo ogni campo di trave ha due pendini simmetrici rispetto al piano verticale passante per il loro punto di attacco sull'arco.

Passando da un campo a quello adiacente l'inclinazione dei pendini si modifica.

Osservando che i pendini rimanevano tutti tesi, si è fatto crescere il numero di campi fino a raggiungere la condizione di perdita del tiro in almeno un pendino, arrivando a capire quale sia il limite superiore di pendini da inserire. Si è verificato che questa condizione viene raggiunta con dodici campi di pendini.

L'incremento della dimensione del diametro dei pendini viene disposto con l'obiettivo di soddisfare la verifica di resistenza, ben consapevoli che una sospensione più rigida richiamerà sollecitazioni più grandi, ma avrà anche una capacità di resistenza maggiore.

- Network secondo il modello di Tveit

Si parte dal primo pendino con pendenza identificata in base ai diagrammi forniti da Tveit (si veda cap. 2.6.2), quindi sdraiando quelli successivi secondo una variazione dell'angolo di inclinazione fissato si ottiene un set di pendini. Si costruiscono due casi, diversi per variazione di angolo di inclinazione. Questi sono indicati nelle tabelle seguenti rispettivamente come Tveit\_1 e Tveit\_2.

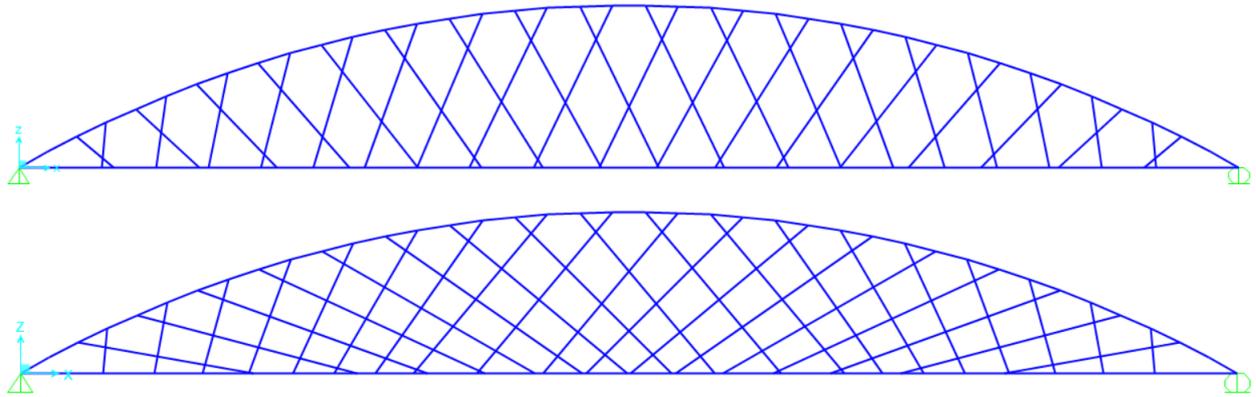


Figura 69 - Fase I di valutazione dell'efficienza strutturale: sistema arco-pendini-trave con sospensione Network secondo Tveit per due diverse variazioni dell'angolo di inclinazione

In base alle indicazioni riportate al cap. 2.6.2 si sono costruiti i due casi di sospensione.

Si sceglie di avere traversi a passo costante, per poterli uniformare e ottenere una soluzione più regolare. Collegando i pendini direttamente alla trave d'impalcato e derogando dalla condizione di passaggio dalle sezioni in cui arrivano i traversi, si possono eseguire gli ancoraggi in sezioni "a piacere", purché la trave presenti una buona rigidezza a flessione trasversale. Questa scelta va nella direzione di massimizzare l'ottimizzazione della soluzione progettuale, ritenendola giustificata in quanto i carichi sono quelli di una passerella pedonale, quindi modesti rispetto ad un'opera a servizio stradale o ferroviario.

Si suddivide l'arco in tratti di ugual lunghezza. Il numero di questi tratti è calibrato con l'obiettivo di ottenere una sospensione di peso paragonabile con gli altri casi già risolti, ma soprattutto per raggiungere la massima efficienza. In questo modo ho fissato i punti di sospensione sull'arco.

Individuato il primo punto di sospensione per ogni schema, si sceglie la pendenza del primo pendino secondo i diagrammi di Tveit. Nel nostro caso il rapporto freccia/luce è un valore intermedio tra 0.12 e 0.14, che sono due valori per cui Tveit fornisce i diagrammi di pendenza minima. La pendenza minima per non avere instabilizzazione viene valutata in funzione della percentuale di impalcato caricato e secondo il rapporto tra i carichi accidentali e i permanenti.

Si riportano i diagrammi con l'individuazione del valore di pendenza consigliato, a partire da un rapporto tra carichi accidentali e carichi permanenti pari a 0.50:

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

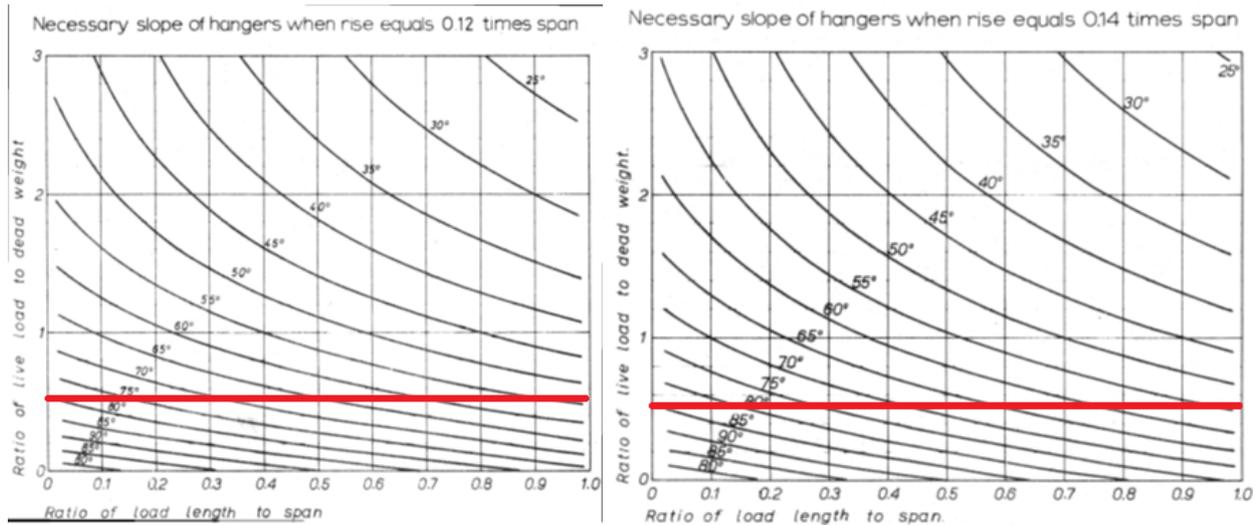


Figura 70 - Fase I di valutazione dell'efficienza strutturale: determinazione dell'angolo di inclinazione del primo pendino nel sistema arco-pendini-trave con sospensione Network secondo Tveit

Sapendo che pendini più verticali sono più efficienti per i carichi concentrati, si assume come pendenza iniziale:  $\varphi_0 = 85^\circ$ .

Partendo dai punti di sospensione sull'arco e facendo scendere i cavi lungo delle direttrici ad una certa inclinazione sono automaticamente determinati i tracciati.

L'inclinazione per ogni cavo viene determinata a partire dall'inclinazione di quello precedente riducendo di un valore fissato ( $\Delta\varphi$ ).

Nel primo caso dei due sopra presentati, si ha  $\Delta\varphi = -3^\circ$ , mentre nel secondo si ha  $\Delta\varphi = -5^\circ$ , determinando rispettivamente, una sospensione con pendini più ritti e con pendini più sdraiati.

Nel tratto al centro della trave si mantengono pendini ad inclinazione costante, lasciando fisso l'angolo di inclinazione, così da avere punti di sospensione equidistanti e non abbattendo troppo l'inclinazione perdendo così in efficienza.

Costruito un set di pendini con questa procedura, il secondo set è stato ottenuto specchiando rispetto all'asse di simmetria del ponte.

- Network secondo il modello di Brunn & Shanack

Anche in questo caso sono stati costruiti due sospensioni diverse, variando il parametro di rotazione di due pendini rispetto alla direzione radiale.

Questi due casi sono indicati rispettivamente Radial 30 e Radial 50.

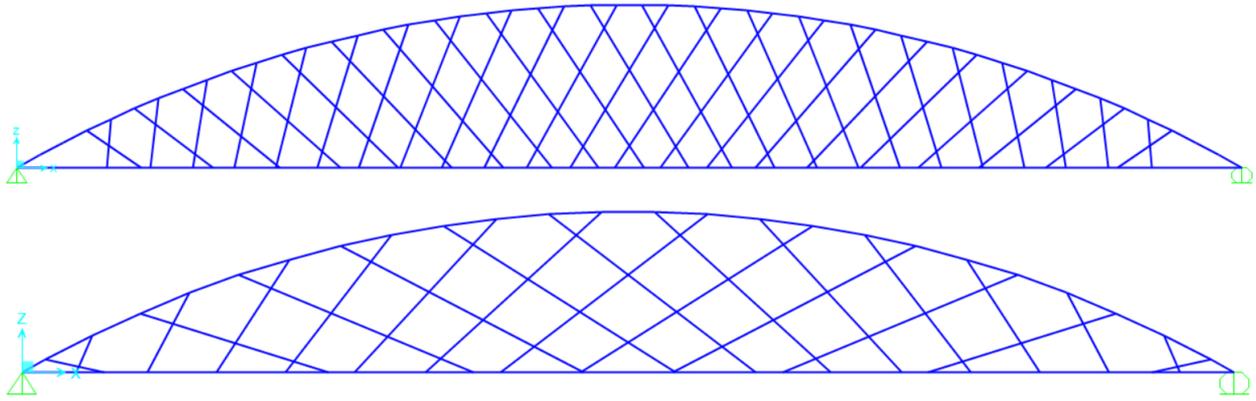


Figura 71 - Fase I di valutazione dell'efficienza strutturale: sistema arco-pendini-trave con sospensione Network secondo Brunn & Shanack per due diversi angoli di rotazione rispetto alla direzione radiale

In modo analogo al caso precedente della sospensione secondo Tveit, si suddivide l'arco in parti uguali e si accetta la non corrispondenza tra i punti di sospensione sulla trave e i traversi. Si traccia una circonferenza concentrica all'interno dell'arco che determinerà la posizione in cui i pendini si intersecano. Si tracciano le direttrici radiali da cui poi si possono ottenere i cavi, mediante una rotazione di ogni singolo pendino di un angolo fissato (e uguale per tutti) rispetto al punto di intersezione con la circonferenza concentrica. Nel primo caso l'angolo di rotazione è scelto pari a  $30^\circ$ , mentre nel secondo caso si è cercato di ridurre notevolmente il peso della sospensione diradando i punti di attacco sull'arco e impostando un angolo di inclinazione più grande, pari a  $50^\circ$ .

Come detto tutti i modelli presentano le solite sezioni ricavate in fase di primo predimensionamento. Dato che i modelli di sospensione a rete presentano una lunghezza totale dei cavi circa doppia delle altre tipologie di sospensione, si è utilizzata una sezione minore per il singolo pendino, in modo che la massa totale della sospensione rimanesse confrontabile.

I parametri controllati per valutare l'efficienza strutturale e riportati nelle tabelle successive sono i seguenti:

- i pendini vengono indicati nella tipologia FLC con il diametro del cavo. Tutte le configurazioni hanno pendini uniformi;
- la stima della lunghezza delle funi in un certo sistema di sospensione viene calcolata sommando la misura di ogni cavo presa da nodo a nodo, trascurando l'ingombro della forcina di collegamento;
- il peso totale della sospensione si ottiene dalla lunghezza della sospensione in base alla densità lineare di ogni cavo;
- gli sforzi normali nell'arco e nella trave variano poco tra i vari casi, quindi vengono esclusi e non si considerano come stimatori per valutare l'efficienza;

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

- i momenti flettenti nell'arco e nella trave variano molto tra i vari casi modellati, quindi si ritengono dei buoni stimatori dell'efficienza strutturale. Si riportano sia i valori in combinazione SLU, sia i valori con solo i carichi accidentali applicati.
- gli abbassamenti della trave sono anch'essi degli ottimi stimatori della deformabilità della soluzione.
- i parametri per la valutazione della sospensione sono il tiro massimo (o tensione massima) e il tiro medio. Il tiro massimo è necessario per valutare il rispetto della resistenza per il pendino più impegnato, mentre il tiro medio è utile a capire quanto sono uniformi i tiri e quindi quanto è efficiente impiegare un pendino di diametro uguale per tutti, per limitare gli sprechi. La tensione massima viene calcolata perché permetterà di rappresentare l'impegno del pendino indipendentemente dalla sua dimensione.

Si riportano di seguito i risultati della prima fase di valutazione dell'efficienza strutturale, in forma tabellare e in forma grafica:

Tipologia sospensione	Pendini	Funi: stima lunghezza [m]	Peso totale sospensione [kg]
Langer	FLC32	322.6	1838.82
Raggiera	FLC32	304.6	1736.22
Nielsen_9 campi	FLC32	230.72	1315.10
Nielsen_9 campi	FLC40	230.72	2076.48
Nielsen_10 campi	FLC32	255.32	1455.32
Nielsen_12 campi	FLC32	304	1732.8
Network_TVEIT_1	FLC24	531.5	1700.8
Network_TVEIT_2	FLC24	733.32	2346.62
Network_RADIAL 30	FLC24	695.36	2225.15
Network_RADIAL 50	FLC24	492.3	1575.36

Tabella 17 - Fase I di valutazione dell'efficienza strutturale: configurazione e caratteristiche di ogni sospensione valutata

Tipologia sospensione	Peso tot. [kg] sospensione	Parametri di confronto in combinazione SLU		
		$ M_{trave} $ [kN m]	$ M_{arco} $ [kN m]	Abbassamenti [cm]
Langer	1838.82	5202.25	1414.14	94.82
Raggiera	1736.22	5653.63	1502.66	101.53
Nielsen_9 campi	1315.10	3696.00	3696.00	34.41
Nielsen_9 campi	2076.48	3591.94	3591.94	29.10
Nielsen_10 campi	1455.32	3155.76	3155.76	33.24
Nielsen_12 campi	1732.8	2336.60	2336.6	31.5
Network_TVEIT_1	1700.8	1119.27	868.6	29.18
Network_TVEIT_2	2346.62	1619.34	1237.41	38.4
Network_RADIAL 30	2225.15	1061.21	1061.21	27.23
Network_RADIAL 50	1575.36	2287.90	1610.64	74.6

Tabella 18 - Fase I di valutazione dell'efficienza strutturale: massimo momento flettente e massimi abbassamenti

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

Tipologia sospensione	Peso tot. [kg] sospensione	Parametri di confronto da soli carichi accidentali		
		$ M_{trave} ^{SLU}$ [kN m]	$ M_{arco} ^{SLU}$ [kN m]	Abbassamenti $^{SLE}$ [cm]
Langer	1838.82	4674.07	1284.06	60.78
Raggiera	1736.22	5004.61	1225.98	64.07
Nielsen_9 campi	1315.10	1304.68	1304.68	11.13
Nielsen_9 campi	2076.48	1235.69	1235.69	8.22
Nielsen_10 campi	1455.32	1111.54	1111.54	11.02
Nielsen_12 campi	1732.8	933.45	823.23	11.28
Network_TVEIT_1	1700.8	774.61	309.23	8.09
Network_TVEIT_2	2346.62	767.72	436.73	9.50
Network_RADIAL 30	2225.15	633.23	376.09	6.81
Network_RADIAL 50	1575.36	1116.90	567.30	19.07

Tabella 19 - Fase I di valutazione dell'efficienza strutturale: massimo momento flettente e massimi abbassamenti da soli carichi accidentali

Tipologia sospensione	Peso tot. [kg] sospensione	Parametri di confronto sospensione: tiri nei pendini		
		Tiro Max [kN]	Tensione max [N/mm <sup>2</sup> ]	Tiro Medio[kN]
Langer	1838.82	414.00	607.92	304.77
Raggiera	1736.22	459.83	675.22	311.86
Nielsen_9 campi	1315.10	887.05	1302.57	515.88
Nielsen_9 campi	2076.48	908.11	843.18	519.09
Nielsen_10 campi	1455.32	589.75	866.01	330.78
Nielsen_12 campi	1732.8	2 pendini compressi		
Network_TVEIT_1	1700.8	237.15	619.19	225.05
Network_TVEIT_2	2346.62	362.00	945.18	267.36
Network_RADIAL 30	2225.15	231.10	603.40	186.47
Network_RADIAL 50	1575.36	564.11	1472.88	482.84

Tabella 20 - Fase I di valutazione dell'efficienza strutturale: parametri di confronto per le sospensioni

In rosso vengono riportati i valori del tiro che non rispettano il limite di resistenza  $F_{R,d}$ .

Efficienza al variare del peso della sospensione: momento flettente massimo nella trave per carichi accidentali viaggianti

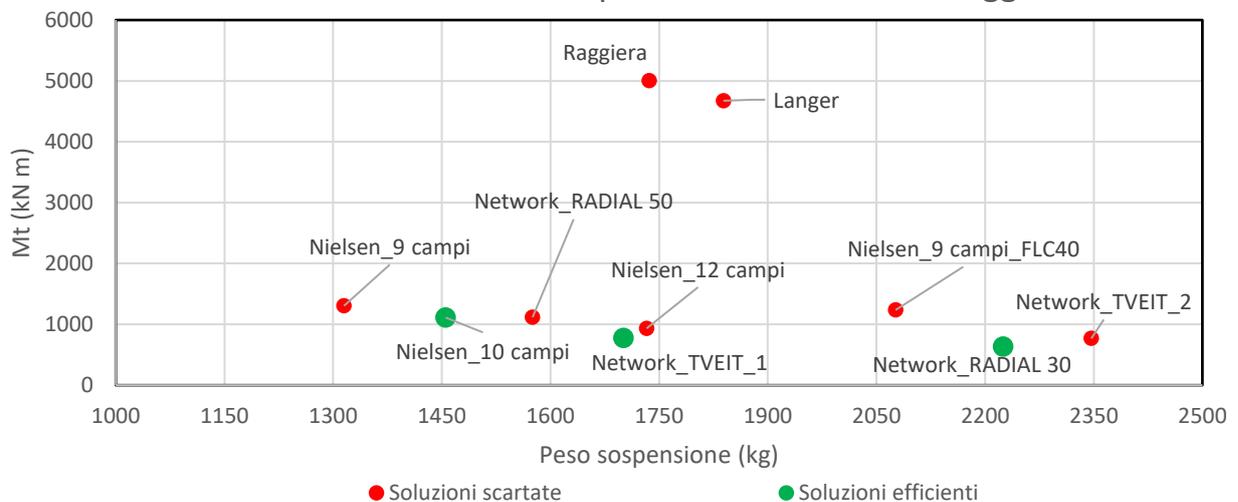


Figura 72 - Fase I di valutazione dell'efficienza strutturale: momento flettente massimo nella trave per carichi accidentali

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

### Efficienza al variare del peso della sospensione: abbassamenti massimi nella trave per carichi accidentali viaggianti

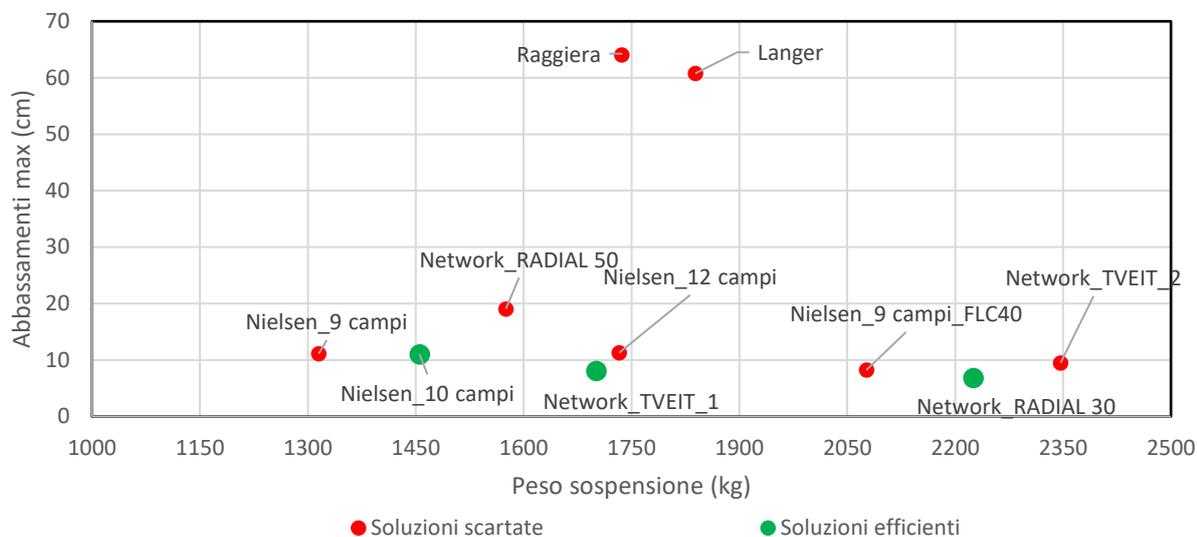


Figura 73 - Fase I di valutazione dell'efficienza strutturale: abbassamento massimo nella trave per carichi accidentali

### Efficienza al variare del peso della sospensione: tensione massima nel sistema di sospensione

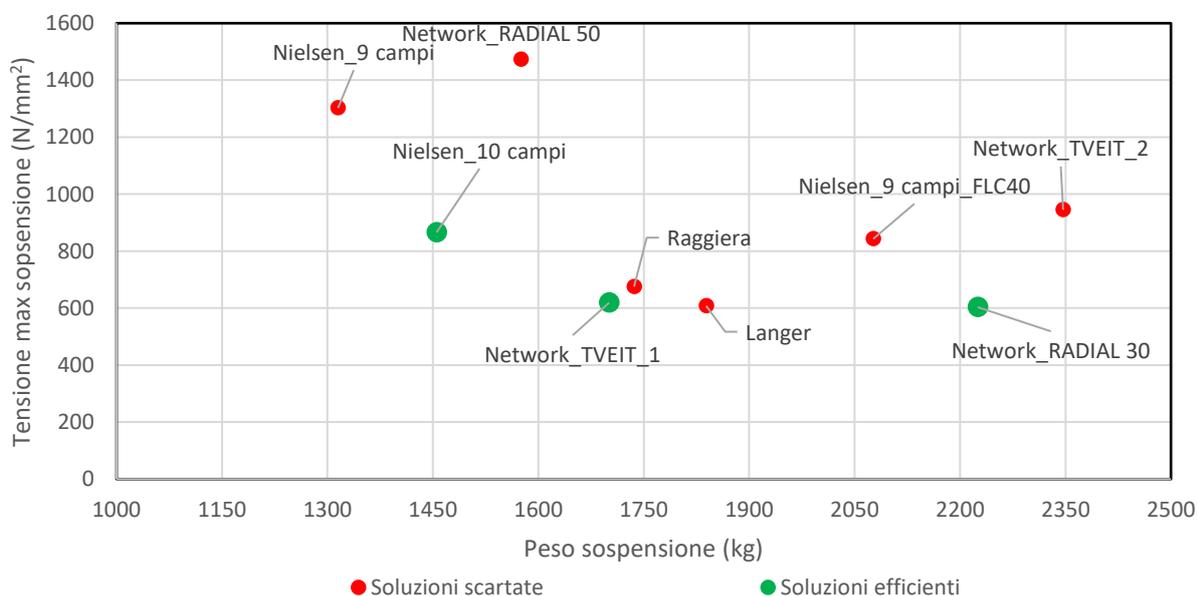


Figura 74 - Fase I di valutazione dell'efficienza strutturale: tensione massima nel sistema di sospensione in combinazione SLU

I risultati qui riportati rispettano le attese, confermando come le sospensioni più efficienti siano le Nielsen e le Network. Per questa ragione e visto che l'arco è piuttosto ribassato, si preferisce approfondire queste soluzioni più efficienti.

Le soluzioni Langer e a raggiera determinano sistemi particolarmente deformabili e con momenti elevati. Il vantaggio pratico-realizzativo e progettuale di queste soluzioni non giustifica comunque

un loro impiego, visto gli svantaggi statici che richiederebbero un probabile irrobustimento degli elementi principali.

Tra le sospensioni Nielsen si sceglie quella che divide la trave in dieci campi, in quanto è in grado di soddisfare le richieste di resistenza e trazione nei pendini (a differenza della configurazione a 9 campi con pendini FLC32 e di quella a 12 campi), determinando il minimo momento flettente tra le configurazioni di questa tipologia, con un peso molto ridotto, se confrontato soprattutto con le altre due soluzioni accettate.

La sospensione Tveit\_1 viene preferita alla Tveit\_2, perché con un utilizzo minore di acciaio per le funi si ottengono momenti più bassi nella trave e nell'arco, abbassamenti massimi più piccoli, un tiro massimo nei cavi più basso e tiri più omogenei. Tutti questi risultati assicurano come la soluzione 1 sia la più efficiente delle due, con impegno flessionale minore, minor deformabilità e tiri nei pendini distribuiti in modo migliore. Questo risultato conferma come pendini più ritti siano più efficienti di pendini più sdraiati.

La sospensione Radial 30 si ritiene confrontabile con le altre soluzioni a rete, secondo Tveit, in quanto permette di abbattere il momento nella trave e diminuire notevolmente la deformabilità. Questa soluzione richiede una quantità maggiore di cavi per la sospensione, quindi, in prima battuta pare meno conveniente della Tveit a livello economico, visto che i parametri controllati sono molto simili tra loro.

La sospensione Radial 50 viene scartata perché non soddisfa il limite di resistenza dei pendini.

### 2.7.4 Fase II: valutazione della massima efficienza strutturale

A partire dalle tre soluzioni sopra accettate si ricerca la massima prestazione di ogni sistema. A parità di carichi portati, con forma del sistema arco-trave fissata, si fanno variare le sezioni dell'arco, della trave e dei pendini. Nella quasi totalità dei casi vengono impiegate sezioni commerciali, lasciando ad una fase successiva del modello completo l'ottimizzazione delle sezioni più nel dettaglio.

Ogni soluzione viene valutata in modo indipendente dalle altre, dopodiché si confronteranno solo quelle ritenute valide, secondo i criteri di funzionalità (resistenza, stabilità, deformabilità, tiro dei pendini...ecc.) e di costo compensato.

I parametri estrapolati da ogni sistema analizzato e le verifiche condotte sono le seguenti:

- per le sospensioni la tensione massima e minima dei pendini valutate con i soli carichi permanenti, con i soli accidentali e in combinazione SLU. Al termine dell'analisi si controlla che i pendini risultino tutti tesi in ogni combinazione di carico;

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

---

- le tensioni massime e minime, dell'arco e della trave per verificare la resistenza con i soli carichi permanenti, con i soli accidentali e in combinazione SLU;
- gli abbassamenti massimi della trave d'impalcato e il loro rapporto rispetto alla luce del ponte per verificare la deformabilità con i carichi accidentali viaggianti;
- la verifica di stabilità per l'arco.

Quindi si valuta l'incidenza del costo degli elementi appartenenti al sistema arco-trave-pendini, considerando come indicatori:

- il costo pesato della sospensione determinato a partire dal peso della sospensione in ogni configurazione e moltiplicandolo per un coefficiente rappresentativo del rapporto tra il prezzo dell'acciaio da sospensione per unità di peso e il prezzo dell'acciaio da carpenteria per unità di peso. In particolare, si è considerato
  - o peso totale della sospensione (in kg), valutato come nella prima fase, come prodotto della lunghezza totale stimata della sospensione per la densità al metro del cavo impiegato;
  - o rapporto tra i prezzi dell'acciaio pari a 10
$$\frac{\text{prezzo acciaio da sospensione}}{\text{prezzo acciaio da carpenteria}} = 10$$
  - o costo pesato della sospensione come prodotto del peso totale per dieci
$$\text{costo pesato sospensione} = 10 \cdot \text{peso totale sospensione}$$
- il peso dell'acciaio da carpenteria, ottenuto moltiplicando il peso per unità di volume dell'acciaio da carpenteria (78.5 kN/m<sup>3</sup>) per il volume dell'arco e della trave (prodotto della sezione trasversale per la lunghezza dell'elemento);
- il peso economico (compensato) dell'acciaio come somma del costo pesato della sospensione e del peso dell'acciaio da carpenteria;
- l'incidenza dell'acciaio da carpenteria ottenuta dividendo il peso economico (compensato) per la superficie della parte calpestabile della passerella pedonale.

Si riportano i risultati per una configurazione alla volta, indicando in rosso quelle non verificate e l'elemento che non soddisfa i controlli. Le configurazioni verificate sono indicate in verde.

Le verifiche sono riportate in percentuale come rapporto tra l'ente resistente e l'ente sollecitante.

Sospensione a rete secondo Tveit

La configurazione di partenza è la Network\_Tveit\_1 della fase I.

N.	Sistema arco-pendini-trave			Carichi permanenti g					
	Pendini	Profili sezioni acciaio S355		Parametri sospensioni		Tensioni massime		Abbassamenti trave	
		Arco	Trave	$\sigma_{\min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{\max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma^{\text{trave}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{\text{arco}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$v_{\max}$ [cm]	$L/v_{\max}$ [1]
1	FLC24	$\phi 711/30$ mm	$\phi 1067/30$ mm	258.07	286.98	56.14	-107.07	13.63	990
2	FLC28	$\phi 711/30$ mm	$\phi 1067/30$ mm	190.37	224.25	53.59	-101.26	12.52	1078
3	FLC24	$\phi 711/30$ mm	HE 1000 B	208.98	263.31	105.40	-84.59	15.44	874
4	FLC28	$\phi 711/30$ mm	HE 1000 B	149.59	214.78	101.72	-80.40	14.52	930
5	FLC24	$\phi 610/30$ mm	$\phi 1067/30$ mm	258.85	291.79	51.99	-121.98	14.40	938
6	FLC28	$\phi 610/30$ mm	$\phi 1067/30$ mm	190.97	234.52	50.51	-115.63	13.29	1016
7	FLC24	$\phi 610/30$ mm	HE 1000 B	209.93	267.63	99.23	-97.22	15.88	850
8	FLC24	$\phi 457/30$ mm	HE 800 B	207.54	280.36	110.49	-124.44	17.96	752
9	FLC24	$\phi 610/40$ mm	HE 700 B	203.04	275.19	140.00	-75.41	16.77	805
10	FLC24	$\phi 610/30$ mm	HE 700 B	204.62	273.43	132.01	-92.24	17.27	782
11	FLC24	$\phi 610/30$ mm	HE 800 B	205.97	271.10	120.04	-93.79	16.77	805
12	FLC24	$\phi 711/25$ mm	HE 600 B	200.94	280.10	153.41	-87.94	18.22	741
13	FLC24	$\phi 711/30$ mm	HE 700 B	203.38	275.58	138.97	-79.00	16.93	797

Tabella 21 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Tveit carichi permanenti

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

N.	Sistema arco-pendini-trave			Carichi accidentali viaggianti $q_{folla}$						% verifica deformabilità
	Pendini	Profili sezioni acciaio S355		Parametri sospensioni		Tensioni massime allo SLU		Abbassamenti trave		
		Arco	Trave	$\sigma_{min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{trave}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{arco}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$v_{max}$ [cm]	$L/v_{max}$ [1]	
1	FLC24	$\phi 711/30$ mm	$\phi 1067/30$ mm	-163.79	316.70	34.93	-53.21	8.08	1671	48%
2	FLC28	$\phi 711/30$ mm	$\phi 1067/30$ mm	-127.06	239.57	31.46	-50.06	6.81	1982	40%
3	FLC24	$\phi 711/30$ mm	HE 1000 B	-182.44	336.22	61.54	-50.72	9.84	1372	58%
4	FLC28	$\phi 711/30$ mm	HE 1000 B	-139.58	252.83	59.11	-47.94	8.63	1564	51%
5	FLC24	$\phi 610/30$ mm	$\phi 1067/30$ mm	-164.80	317.47	35.63	-61.73	8.37	1613	50%
6	FLC28	$\phi 610/30$ mm	$\phi 1067/30$ mm	-127.63	239.95	31.98	-58.28	7.21	1872	43%
7	FLC24	$\phi 610/30$ mm	HE 1000 B	-183.67	337.23	60.77	-59.69	10.25	1317	61%
8	FLC24	$\phi 457/30$ mm	HE 800 B	-197.17	351.07	69.49	-81.30	11.87	1137	70%
9	FLC24	$\phi 610/40$ mm	HE 700 B	-200.76	355.97	83.40	-46.09	10.61	1272	63%
10	FLC24	$\phi 610/30$ mm	HE 700 B	-201.44	356.50	82.10	-58.43	11.24	1201	67%
11	FLC24	$\phi 610/30$ mm	HE 800 B	-195.73	350.20	73.66	-58.91	10.90	1239	65%
12	FLC24	$\phi 711/25$ mm	HE 600 B	-206.36	362.39	97.54	-56.09	11.83	1141	70%
13	FLC24	$\phi 711/30$ mm	HE 700 B	-199.91	355.21	84.62	-48.66	10.83	1247	64%

Tabella 22 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Tveit carichi accidentali viaggianti

2. Ponte ad arco a via inferiore

N.	Sistema arco-pendini-trave			g + q: Carico permanente + Carico accidentale viaggiante				
	Pendini	Profili sezioni acciaio S355		% verifica resistenza			% verifica stabilità	Pendini tutti tesi ?
		Arco	Trave	Arco	Pendini	Trave	Arco	
1	FLC24	φ711/30 mm	φ1067/30 mm	65%	88%	34%	78%	SI
2	FLC28	φ711/30 mm	φ1067/30 mm	61%	66%	32%	92%	SI
3	FLC24	φ711/30 mm	HE 1000 B	55%	83%	67%	67%	SI
4	FLC28	φ711/30 mm	HE 1000 B	52%	62%	65%	79%	SI
5	FLC24	φ610/30 mm	φ1067/30 mm	74%	88%	33%	158%	SI
6	FLC28	φ610/30 mm	φ1067/30 mm	70%	66%	31%	147%	SI
7	FLC24	φ610/30 mm	HE 1000 B	63%	84%	64%	126%	SI
8	FLC24	φ457/30 mm	HE 800 B	83%	85%	73%	195%	SI
9	FLC24	φ610/40 mm	HE 700 B	49%	85%	90%	68%	SI
10	FLC24	φ610/30 mm	HE 700 B	61%	85%	87%	101%	SI
11	FLC24	φ610/30 mm	HE 800 B	62%	85%	78%	102%	SI
12	FLC24	φ711/25 mm	HE 600 B	58%	86%	102%	90%	SI
13	FLC24	φ711/30 mm	HE 700 B	52%	85%	90%	74%	SI

Tabella 23 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Tveit combinazione permanenti + variabili

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

N.	Sistema arco-pendini-trave			Indicatori dell'incidenza del costo delle parti				
	Pendini	Profili sezioni acciaio S355		Peso totale sospensione [kg]	Costo pesato sospensione	Peso acciaio carpenteria [kg]	Peso economico (compensato) dell'acciaio	Incidenza acciaio per m <sup>2</sup> di opera
		Arco	Trave					
1	FLC24	φ711/30 mm	φ1067/30 mm	1701.12	17011.2	174754.38	1.92E+05	473.50
2	FLC28	φ711/30 mm	φ1067/30 mm	2285.88	22858.8	174754.38	1.976E+05	487.93
3	FLC24	φ711/30 mm	HE 1000 B	1701.12	17011.2	113606.81	1.306E+05	322.51
4	FLC28	φ711/30 mm	HE 1000 B	2285.88	22858.8	113606.81	1.365E+05	336.95
5	FLC24	φ610/30 mm	φ1067/30 mm	1701.12	17011.2	164216.07	1.812E+05	447.47
6	FLC28	φ610/30 mm	φ1067/30 mm	2285.88	22858.8	164216.07	1.871E+05	461.91
7	FLC24	φ610/30 mm	HE 1000 B	1701.12	17011.2	103068.49	1.201E+05	296.49
8	FLC24	φ457/30 mm	HE 800 B	1701.12	17011.2	80010.55	9.702E+04	239.56
9	FLC24	φ610/40 mm	HE 700 B	1701.12	17011.2	111896.34	1.289E+05	318.29
10	FLC24	φ610/30 mm	HE 700 B	1701.12	17011.2	93149.23	1.102E+05	272.00
11	FLC24	φ610/30 mm	HE 800 B	1701.12	17011.2	96095.34	1.131E+05	279.28
12	FLC24	φ711/25 mm	HE 600 B	1701.12	17011.2	88404.31	1.054E+05	260.29
13	FLC24	φ711/30 mm	HE 700 B	2285.88	22858.8	103687.55	1.265E+05	312.46

Tabella 24 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Tveit indicatori incidenza

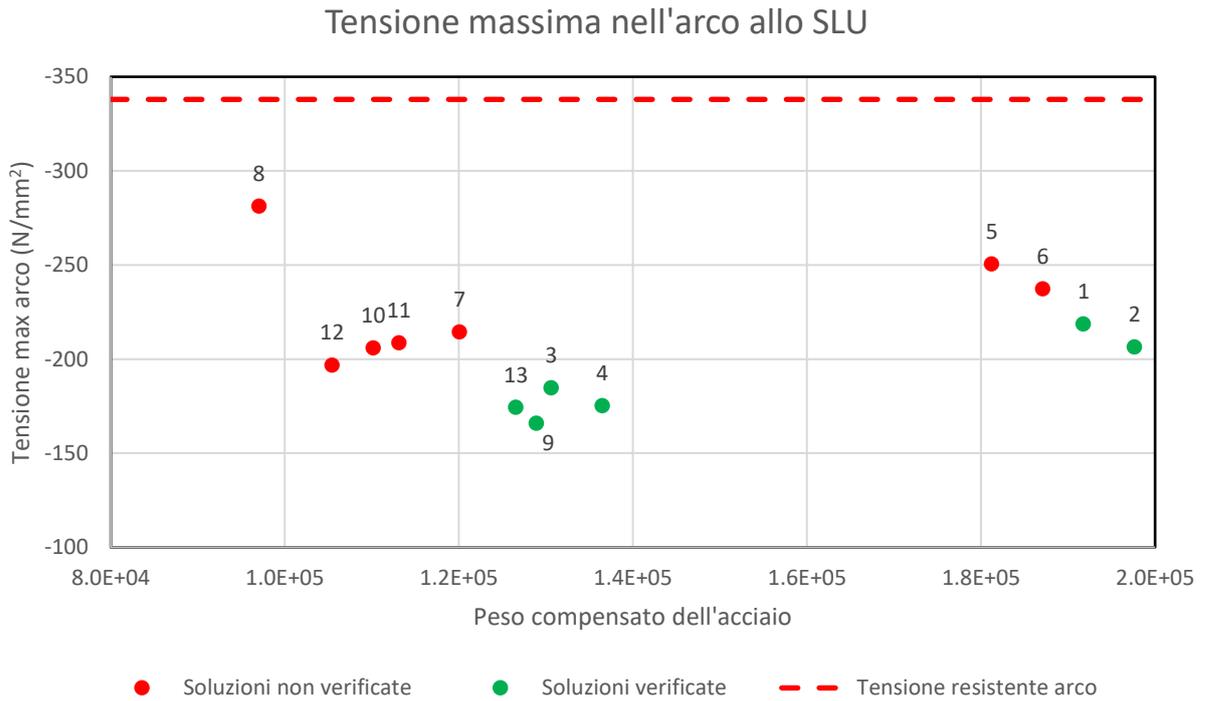


Figura 75 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Tveit tensione massima arco allo SLU

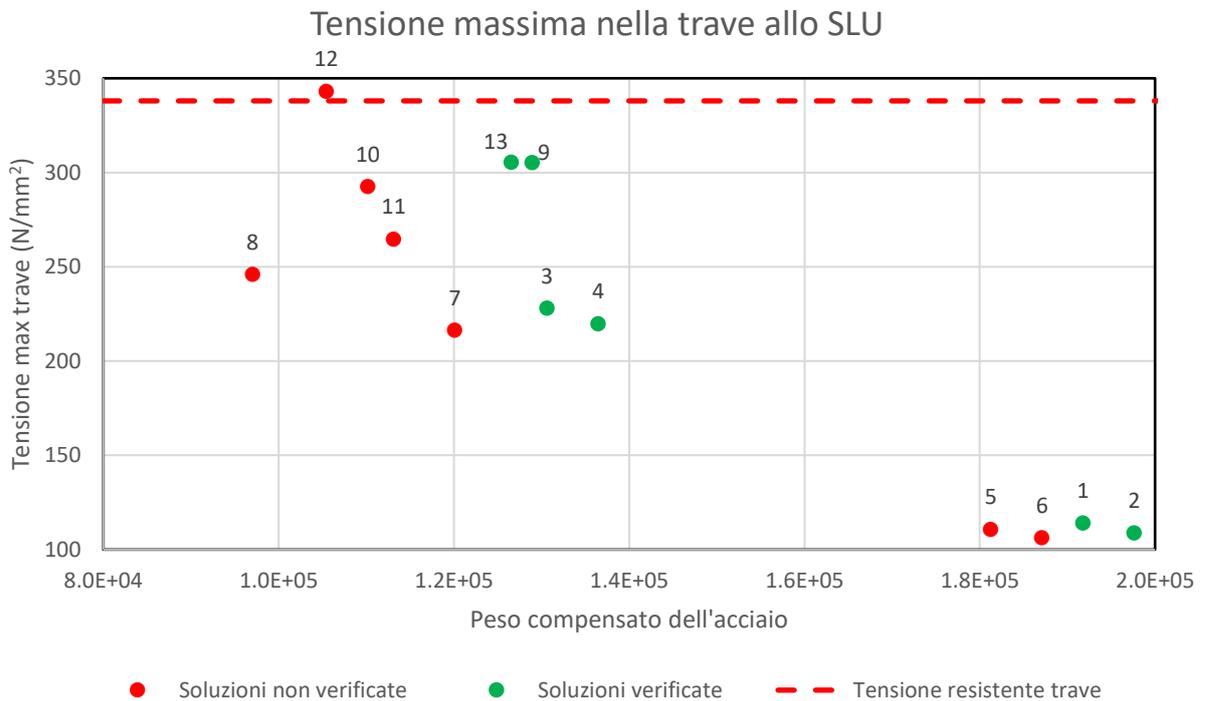


Figura 76 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Tveit tensione massima trave allo SLU

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

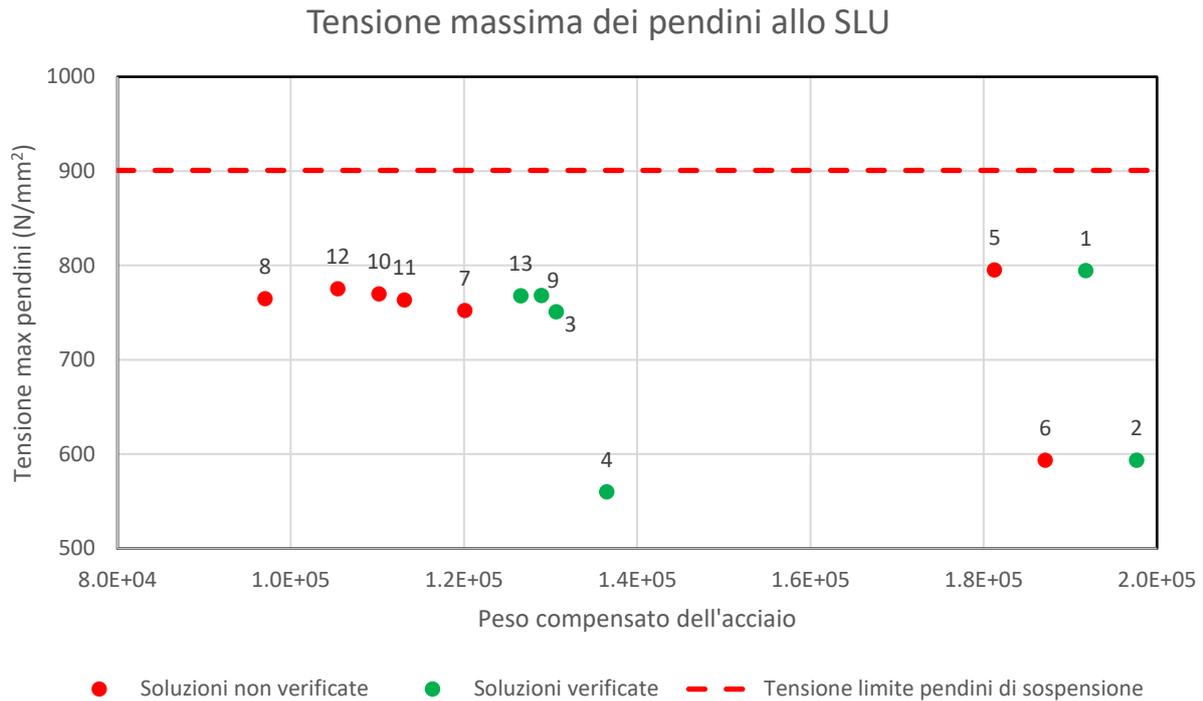


Figura 77 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Tveit tensione massima pendini allo SLU

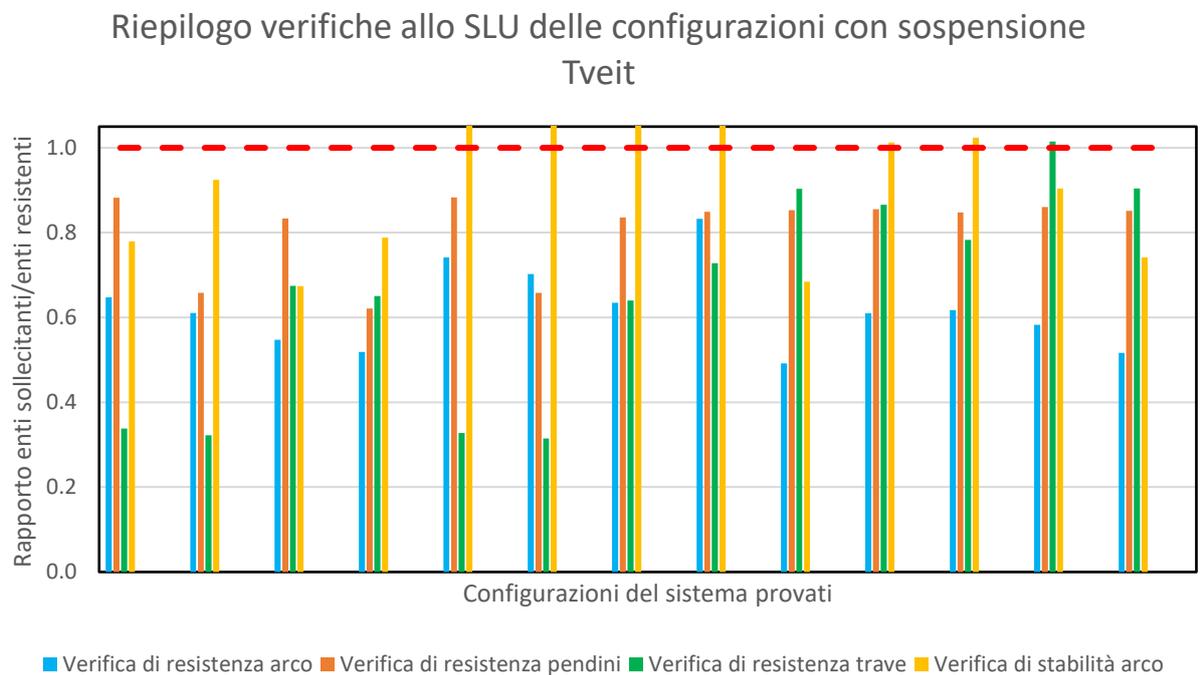


Figura 78 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Tveit riepilogo verifiche

### Riepilogo verifiche di deformabilità delle configurazioni con sospensione Tveit

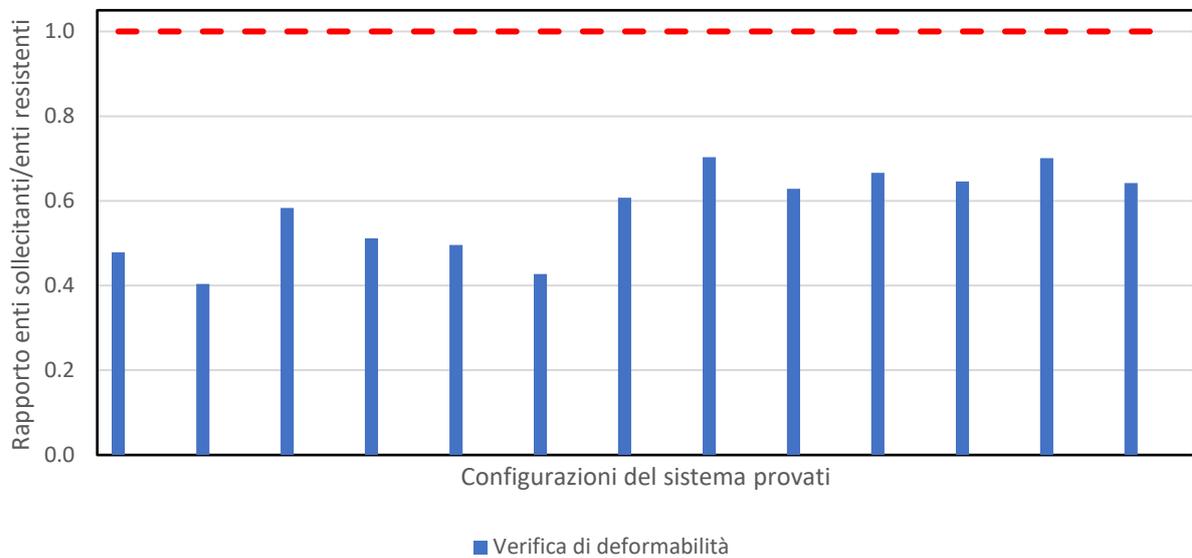


Figura 79 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Tveit riepilogo verifica deformabilità

Dai risultati precedenti si può notare come:

- per la trave il profilo limite impiegabile senza penalizzare troppo le altre parti strutturali e cercando di mantenere un rapporto di rigidezza equilibrato tra le parti è un HE700B, quindi, non è possibile scendere al di sotto di tale sezione minima;
- per l'arco il problema vero e proprio è rappresentato dalla stabilità, per cui la sezione minima adottabile è un tubolare 711/30 mm;
- i pendini sono impiegabili tra un  $\phi 24$  e un  $\phi 28$ . Diametri minori non sono stati analizzati, in quanto ritenuti troppo piccoli per la luce da coprire e i carichi da portare;
- le soluzioni verificate sono 1, 2, 3, 4, 9, 13. Tra queste emerge come la 1 e la 2 costituiscono un limite superiore, fornendo un'incidenza maggiore. Si può concludere che questo è dovuto alla sezione impiegata per la trave in questi due casi, infatti, il peso per unità di lunghezza del tubolare  $\phi 1067/30$  è maggiore della trave HE1000B. pur avendo circa la stessa altezza, la sezione a doppio T è ritenuta più efficiente.

La soluzione 2 e 4 sono costruite con pendini di diametro maggiore determinando un'efficienza inferiore. Vengono inizialmente scartate, considerando però la possibilità di ricorrere ad un incremento della sezione dei cavi qualora fosse necessario in sede di progetto.

Verranno confrontate solamente le soluzioni 1, 3, 9 e 13 per la scelta iniziale della soluzione progettuale.

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

### Sospensione a rete secondo Brunn & Shanack

La configurazione di partenza è la Network\_Radial 30 della fase I.

Avendo potuto osservare i risultati della sospensione a rete di Tveit, in base alla somiglianza di risultati ottenibili, è stato possibile studiare meno configurazioni, concentrandosi subito sulla ricerca di un'ottimizzazione della trave, che abbiamo constatato essere l'elemento che può essere maggiormente ottimizzato.

N.	Sistema arco-pendini-trave			Carichi permanenti g					
	Pendini	Profili sezioni acciaio S355		Parametri sospensioni		Tensioni massime		Abbassamenti trave	
		Arco	Trave	$\sigma_{\min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{\max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma^{\text{trave}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{\text{arco}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$v_{\max}$ [cm]	$L/v_{\max}$ [1]
1	FLC24	$\phi 711/30$ mm	$\phi 1067/30$ mm	205.14	279.99	59.94	-115.71	13.16	1026
2	FLC24	$\phi 711/30$ mm	HE 1000 B	166.28	235.15	111.86	-92.00	14.98	901
3	FLC24	$\phi 610/40$ mm	HE 700 B	158.81	242.89	150.93	-83.28	16.31	828

Tabella 25 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Brunn & Shanack carichi permanenti

N.	Sistema arco-pendini-trave			Carichi accidentali viaggianti $q_{\text{folia}}$						
	Pendini	Profili sezioni acciaio S355		Parametri sospensioni		Tensioni massime allo SLU		Abbassamenti trave		% verifica deformabilità
		Arco	Trave	$\sigma_{\min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{\max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma^{\text{trave}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{\text{arco}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$v_{\max}$ [cm]	$L/v_{\max}$ [1]	
1	FLC24	$\phi 711/30$ mm	$\phi 1067/30$ mm	-102.25	228.70	29.63	-57.89	6.82	1979	40%
2	FLC24	$\phi 711/30$ mm	HE 1000 B	-115.16	237.02	65.85	-55.65	8.61	1568	51%
3	FLC24	$\phi 610/40$ mm	HE 700 B	-131.72	269.62	90.94	-51.51	9.54	1415	57%

Tabella 26 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Brunn & Shanack carichi accidentali viaggianti

N.	Sistema arco-pendini-trave			g + q: Carico permanente + Carico accidentale viaggiante				
	Pendini	Profili sezioni acciaio S355		% verifica resistenza			% verifica stabilità	Pendini tutti tesi ?
		Arco	Trave	Arco	Pendini	Trave	Arco	
1	FLC24	$\phi 711/30$ mm	$\phi 1067/30$ mm	70%	68%	36%	108%	SI
2	FLC24	$\phi 711/30$ mm	HE 1000 B	60%	63%	72%	92%	SI
3	FLC24	$\phi 610/40$ mm	HE 700 B	55%	67%	98%	89%	SI

Tabella 27 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Brunn & Shanack combinazione permanenti + variabili

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

N.	Sistema arco-pendini-trave		Indicatori dell'incidenza del costo delle parti					
	Pendini	Profili sezioni acciaio S355		Peso totale sospensione [kg]	Costo pesato sospensione	Peso acciaio carpenteria [kg]	Peso economico (compensato) dell'acciaio	Incidenza acciaio per m <sup>2</sup> di opera
		Arco	Trave					
1	FLC24	φ711/30 mm	φ1067/30 mm	2225.15	22251.52	174754.38	1.97E+05	486.43
2	FLC24	φ711/30 mm	HE 1000 B	2225.15	22251.52	113606.81	1.36E+05	335.45
3	FLC24	φ610/40 mm	HE 700 B	2225.15	22251.52	111896.34	1.34E+05	331.23

Tabella 28 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Brunn & Shanack indicatori incidenza

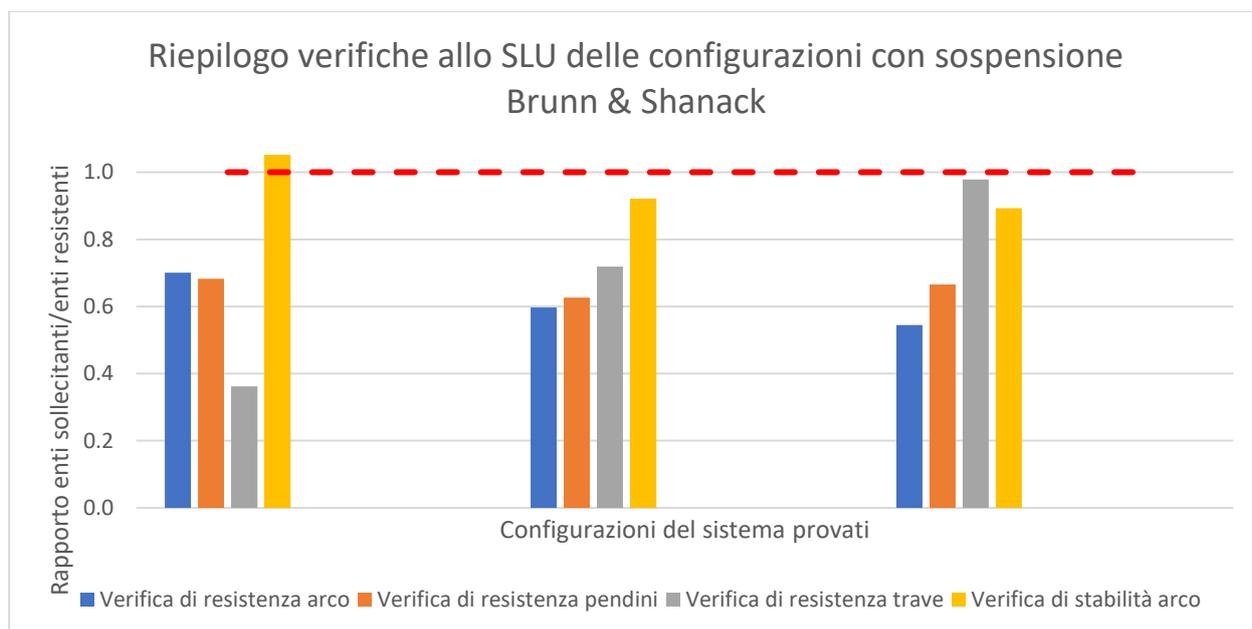


Figura 80 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Brunn & Shanack riepilogo verifiche

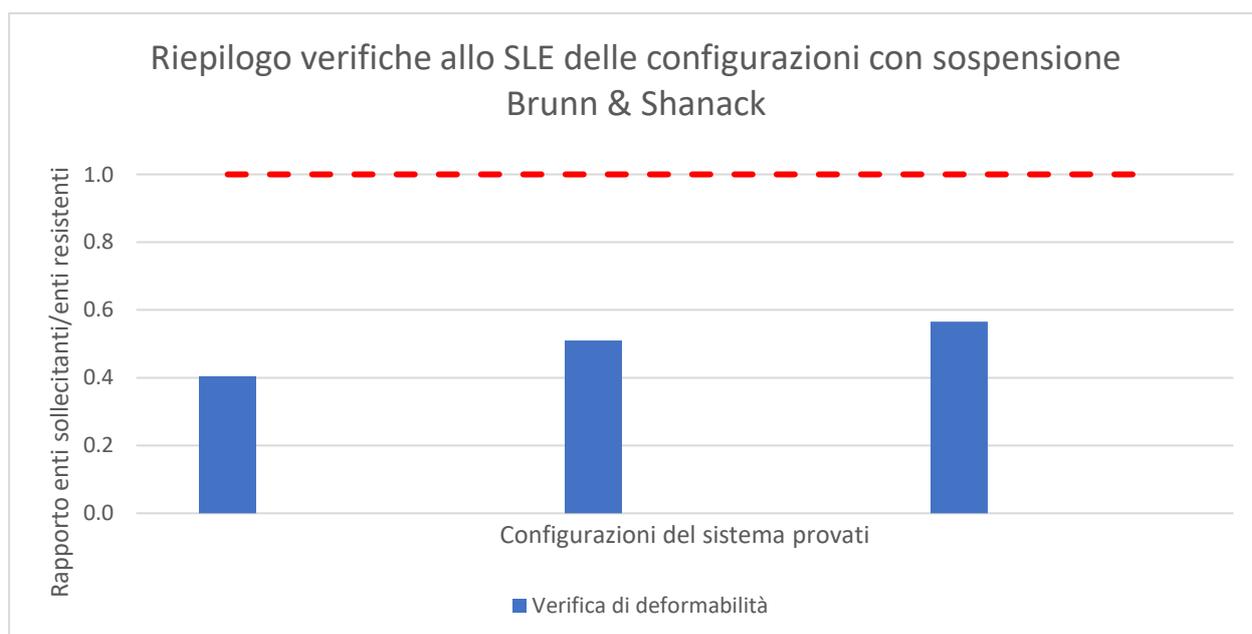


Figura 81 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Tveit riepilogo verifica deformabilità

## 2. Ponte ad arco a via inferiore

---

### Sospensione Nielsen

La configurazione di partenza è la Nielsen\_10 campi della fase I.

In questa tipologia di sospensione è stato molto difficile ottenere una soluzione che fosse verificata e paragonabile con le altre precedenti. In particolare, già la configurazione Nielsen\_10 campi di partenza si è dimostrata non verificata per la stabilità dell'arco.

La stabilità dell'arco e il noto problema delle Nielsen di perdere il tiro con carichi parziali affliggono la soluzione.

Per quanto riguarda la stabilità, la Nielsen non riesce a fornire un presidio all'instabilizzazione nel piano tanto efficace quanto era in grado di fornirlo la Network (sia nel modello Tveit che nel modello di Brunn & Shanack), in quanto il collegamento con la trave-catena non è altrettanto diffuso.

Nei casi di perdita del tiro si può intervenire modificando la sospensione inserendo tiranti con profili in grado di assorbire anche la compressione, oppure si può incrementare la rigidità della trave.

La prima di queste due soluzioni risulta in questo caso non percorribile, quindi si utilizza la rigidità della trave-catena per migliorare la tendenza all'instabilità dell'arco.

Si è modificata la sezione della trave fino alla condizione di raggiungimento di tutte le verifiche soddisfatte. La sezione è dovuta crescere molto e perciò è stato ritenuto più efficiente utilizzare una sezione in composizione saldata.

L'utilizzo di una trave d'impalcato più rigida permette di stabilizzare l'arco attraverso i pendini e limitare le perdite di tiro, però va ad assorbire una quota parte di carico decisamente maggiore, riducendo il beneficio della sospensione Nielsen.

Riepilogando la soluzione Nielsen verificata presenta:

- pendini FCL36;
- trave in composizione saldata a doppio T di altezza 1430 mm;
- arco con tubolare  $\phi 711/30$ ;
- un'incidenza pari a  $422.68 \text{ kg/m}^2$ .

Per il confronto di questa soluzione con le altre verificate si rimanda al capitolo successivo.

## 2.7.5 Scelta del sistema arco-trave-pendini

Si riportano di seguito le sette configurazioni definitive da cui si è scelta la soluzione progettuale:

N.	Sospensione		Profili sezioni		% verifica deformabilità	% verifica resistenza			% verifica stabilità
	Tipo	Cavi	Arco	Trave		Arco	Pendini	Trave	
1	Nielsen	FLC36	φ711/30 mm	composizione saldata	54%	74%	83%	43%	86%
2	Tveit	FLC24	φ711/30 mm	φ1067/30 mm	48%	65%	88%	34%	78%
3	Tveit	FLC24	φ711/30 mm	HE 1000 B	58%	55%	83%	67%	67%
4	Tveit	FLC24	φ610/40 mm	HE 700 B	63%	49%	85%	90%	68%
5	Tveit	FLC24	φ711/30 mm	HE 700 B	64%	52%	85%	90%	74%
6	Brunn & Shanack	FLC24	φ711/30 mm	HE 1000 B	51%	60%	63%	72%	92%
7	Brunn & Shanack	FLC24	φ610/40 mm	HE 700 B	57%	55%	67%	98%	89%

Tabella 29 - Confronto efficienza soluzioni: verifiche

N.	Sospensione		Profili sezioni		Sospensione		S355	Peso compensato	Incidenza per m <sup>2</sup>
	Tipo	FLC	Arco	Trave	Peso [kg]	Costo pesato	Peso [kg]		
1	Nielsen	36	φ711/30 mm	composizione saldata	2112.19	21121.92	150062.21	171184.13	422.68
2	Tveit	24	φ711/30 mm	φ1067/30 mm	1701.12	17011.20	174754.38	191765.58	473.50
3	Tveit	24	φ711/30 mm	HE 1000 B	1701.12	17011.20	113606.81	130618.01	322.51
4	Tveit	24	φ610/40 mm	HE 700 B	1701.12	17011.20	111896.34	128907.54	318.29
5	Tveit	24	φ711/30 mm	HE 700 B	2285.88	22858.80	103687.55	126546.35	312.46
6	B. & S.	24	φ711/30 mm	HE 1000 B	2225.15	22251.52	113606.81	135858.33	335.45
7	B. & S.	24	φ610/40 mm	HE 700 B	2225.15	22251.52	111896.34	134147.86	331.23

Tabella 30 - Confronto efficienza soluzioni: indicatori incidenza

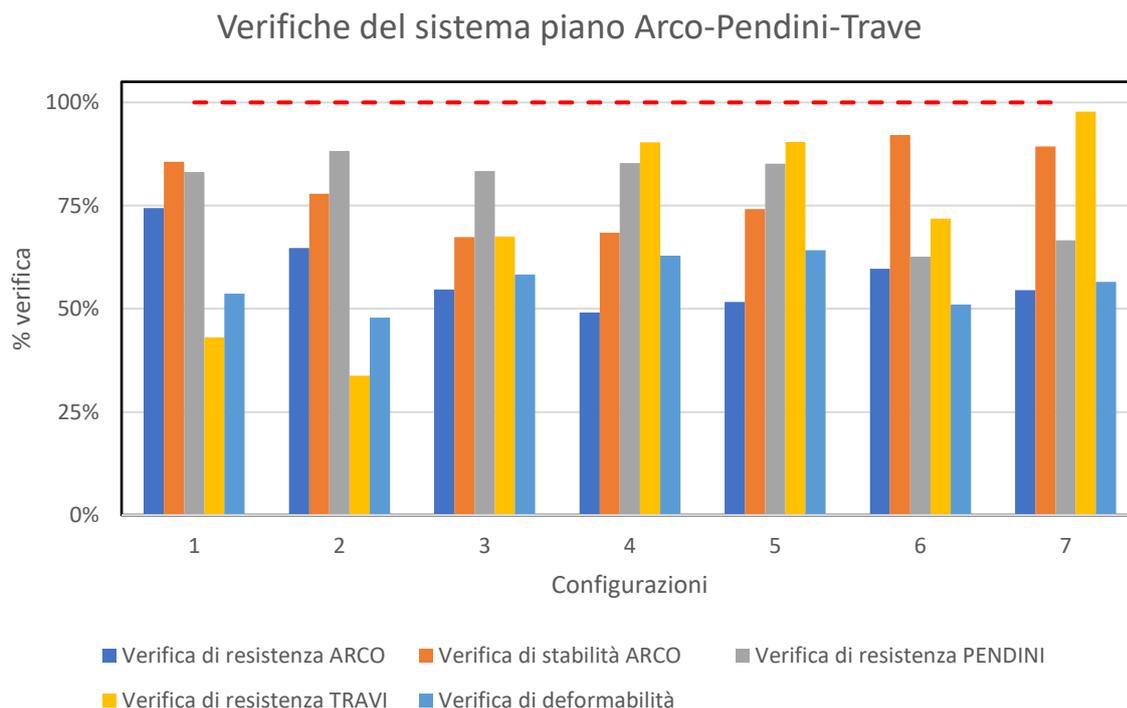


Figura 82 - Confronto efficienza soluzioni: verifiche

Si è deciso di escludere a priori i sistemi con sospensione secondo Brunn & Shanack, perché in questo caso, nonostante un utilizzo maggiore di acciaio per le sospensioni non sono più efficienti di quelle secondo Tveit.

Tra le sospensioni a rete secondo Tveit si può escludere subito dal confronto la soluzione 2. Questa si ritiene non conveniente per la scelta della trave d'impalcato (come già discusso per le sospensioni Tveit in Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale). Il peso per unità di lunghezza del tubolare  $\phi 1067/30$  è maggiore della trave HE1000B. Pur avendo circa la stessa altezza, la sezione a doppio T è ritenuta più efficiente.

La Nielsen si ritiene meno efficiente della sospensione a rete (sistemi 3, 4 e 5), perché presenta un'incidenza più grande di circa il 30%. Per questa ragione viene esclusa nonostante risulti più facile e veloce da costruire di un sistema a rete.

Il sistema di sospensione a rete conferma le aspettative, perché si dimostra il più efficiente.

Scelgo il sistema arco-trave-pendini 3, perché a fronte di un'incidenza circa uguale tra il sistema 3 e il 5, il sistema 5 (come anche il 4) presenta delle verifiche molto più al limite, quindi con un margine ridotto di modifica sulle componenti strutturali. Viceversa, nel modello 3 c'è la possibilità di studiare gli effetti fuori piano considerando la presenza di un buon margine di sicurezza delle verifiche.

Bisogna ricordare che il modello piano utilizzato per queste analisi è in grado di leggere con un buon livello di precisione solamente ciò che avviene nel sistema arco-trave-pendini, ma non ciò che succede fuori piano. Per questa ragione verrà costruito un modello globale (tridimensionale) in grado di rappresentare il comportamento statico complessivo della struttura.

Per il funzionamento nel piano sarà importante rappresentare il comportamento statico reale del sistema, quindi descrivere nel modo più corretto possibile la trasmissione delle azioni. Ad esempio, rispetto ai modelli qui sopra riportati, sarà possibile modellare l'effetto del carico che passa dai traversi alle travi come delle azioni concentrate nelle sezioni di collegamento.

Per il funzionamento fuori dal piano, per l'arco si ritiene che la scelta del profilo sarà dipendente soprattutto dalla disposizione degli elementi di collegamento di presidio all'instabilità fuori piano, mentre per la trave sarà molto importante la sua rigidezza trasversale, il collegamento con i traversi di campata e con i pendini.

Per chiudere è necessario ricordare che la sospensione allestita e scelta in questa fase è una soluzione "teorica", costruita soprattutto alla ricerca della soluzione ottimale dal punto di vista del funzionamento statico e della snellezza, però è necessario trasformare questa in una soluzione adottabile dal punto di vista pratico. Nel definire la soluzione progettuale da adottare ci si è preoccupati di risolvere i maggiori problemi legati all'utilizzo della soluzione a rete, quindi in particolare, l'interferenza tra i pendini, la riduzione al minimo delle piastre di nodo per il collegamento alla trave, ... ecc.

Queste modifiche rappresentano delle variazioni trascurabili dal punto di vista statico nella soluzione, quindi, l'allestimento del modello globale può esser fatto utilizzando le forme e le sezioni scelte in questo capitolo.

### 3. Normative e riferimenti

L'intero progetto è stato realizzato secondo le prescrizioni e le indicazioni della Normativa Italiana vigente. In aggiunta, si è fatto ricorso a norme e documenti su scala europea di comprovata validità.

Si riporta di seguito l'elenco dei riferimenti normativi utilizzati.

- D.M. 17 Gennaio 2018 - Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” (NTC2018);
- Circ. 7 del 21 Gennaio 2019 - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- CNR-DT 207 R1/2018 - Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni;
- EN 1990: Basis of structural design. Appendice A2: Applicazione ai ponti;
- EN1991: Actions on structures. Part 1-5: General actions -Thermalactions;
- EN1993: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints;
- EN1993: Design of steel structures. Part 1-11: Design of structures with tension components;
- EN1993: Design of steel structures. Part 2: Steel Bridges;
- EN 1994: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings;
- UNI EN 206-1 (2006), Calcestruzzo – Parte 1: specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- UNI EN 11104:2004 – Istruzioni complementari per l'applicazione della UNI EN 206-1.

## 4. Caratteristiche dei materiali

Per la realizzazione dell'opera si prevede l'impiego dei materiali indicati nei paragrafi che seguono.

### 4.1 Calcestruzzo soletta in c.a.

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo. Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali e per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, si prevede un idoneo copriferro.

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono corrispondere le classi di esposizione
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco		
X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: ambiente molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità relativa dell'aria 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.
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
Nel caso in cui il calcestruzzo che contiene armatura o altri inserti metallici sia esposto all'aria ed all'umidità, l'esposizione deve essere classificata come segue:		
XC1	Permanente secco, acquoso o saturo d'acqua	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità relativa dell'aria bassa. Calcestruzzo permanentemente immerso in acqua o esposto a condensa.
XC2	Prevalentemente acquoso o saturo d'acqua, raramente secco	Calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo. Calcestruzzo di strutture di contenimento acqua. Calcestruzzo di molte fondazioni.
XC3	Moderata o alta umidità dell'aria	Calcestruzzo in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità dell'aria da moderata ad alta.
XC4	Ciclicamente secco e acquoso o saturo d'acqua	Calcestruzzo in esterni con superfici soggette a alternanze di ambiente secco ed acquoso o saturo d'acqua. Calcestruzzo ciclicamente esposto all'acqua in condizioni che non ricadono nella classe XC4.

Figura 83 - Classe di esposizione (da UNI EN 206-1)

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

Figura 84 - Condizioni ambientali (da Tab. 4.1.III delle NTC2018)

#### 4. Caratteristiche dei materiali

			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	
$C_{min}$	$C_0$	ambiente	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	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

Figura 85 - Copriferrini minimi in mm (da Tab. C4.1.IV della Circolare 7/2019)

Il copriferro minimo da adottare è pari a 3 cm, a cui si aggiunge 1 cm di tolleranza di posa. Al fine di ridurre eccessivamente l'altezza utile in una sezione di una soletta non di elevato spessore come quella progettata, si è deciso di adottare un copriferro pari a 3 cm, con l'aggiunta di disposizioni aggiuntive per la protezione delle barre.

Per ciò che riguarda la classe del calcestruzzo minima da adottare, si utilizza la seguente indicazione:

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti			XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2
Massimo rapporto $a/c$	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45		
Minima classe di resistenza	C12/15	C25/30	C30/37	C32/40	C32/40	C35/45	C30/37	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30	C30/37	C30/37	32/40	35/45			
Minimo contenuto in cemento ( $kg/m^3$ ) <sup>d)</sup>	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360			
Contenuto minimo in aria (%)											b)	4,0 <sup>a)</sup>						

Figura 86 - Valori limite per il calcestruzzo (da prospetto 5 UNI 11104:2016)

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo sono le seguenti:

Classe di resistenza minima	C 32/40
Resistenza cubica a compressione caratteristica	$R_{ck}$ 40 MPa
Resistenza cilindrica a compressione caratteristica a 28 giorni	$f_{ck}$ 320 MPa
Resistenza cilindrica a compressione media	$f_{cm}$ 40 MPa
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	$f_{cd}$ 18.13 MPa
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$ 3.02 MPa
Resistenza a trazione caratteristica, frattile 5%	$f_{ctk}$ 2.12 MPa
Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd}$ 1.41 MPa
Resistenza a trazione per flessione media	$f_{cfm}$ 3.63 MPa
Modulo elastico istantaneo	$E_{cm}$ 33345 MPa
Rapporto di Poisson	$\nu$ 0.2
Dove sono stati assunti i seguenti coefficienti:	
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$ 0.85

---

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo	$\gamma_c$ 1.5
Inoltre si assume:	
Classe di esposizione	XC4
Copriferro minimo	30 mm
Rapporto max. acqua/cemento	0.50

#### 4.2 Acciaio per c.a.

Si impiega acciaio B450C con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk}$ 450 MPa
Resistenza di calcolo dell'acciaio	$f_{yd}$ 391.3 MPa
Tensione a rottura caratteristica	$f_{tk}$ 540 MPa

Dove sono stati assunti i seguenti coefficienti:

Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio	$\gamma_a$ 1.15 -
---	-------------------

Si assume nel calcolo il seguente valore del peso specifico:

Peso specifico	$\gamma$ 78.5 kN/m <sup>3</sup>
----------------	---------------------------------

#### 4.3 Acciaio per strutture metalliche

Per la struttura metallica si considera la classe di esecuzione EXC3. Gli elementi strutturali sono tutti realizzati con spessori non superiori a 40 mm, per cui si fa riferimento solo alle resistenze relative ad elementi di questo spessore.

Si utilizza acciaio tipo S355 J2 aventi le seguenti caratteristiche meccaniche:

Tensione di snervamento caratteristica ( $t < 40$ mm)	$f_{yk}$ 355 MPa
Resistenza di calcolo dell'acciaio ( $t < 40$ mm)	$f_{yd}$ 338.1 MPa
Tensione a rottura caratteristica ( $t < 40$ mm)	$f_{tk}$ 510 MPa
Modulo elastico	$E_s$ 210000 MPa
Rapporto di Poisson	$\nu$ 0.3

Sono definiti i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

Resistenza delle sezioni di classe	$\gamma_{M0}$ 1.05
Resistenza delle membrature all'instabilità (ponti)	$\gamma_{M1}$ 1.10
Resistenza delle sezioni nette in corrispondenza delle forature	$\gamma_{M2}$ 1.25

Si assume nel calcolo il seguente valore del peso specifico:

Peso specifico	$\gamma$ 78.5 kN/m <sup>3</sup>
----------------	---------------------------------

## 4. Caratteristiche dei materiali

---

### 4.4 Pendini

Si utilizzano funi chiuse (Full Locked Coil Strands) fornite dal catalogo del produttore Redaelli [19]. Vengono impiegati due diametri diversi dei cavi per le due campate della struttura, di conseguenza anche i dispositivi di collegamento saranno diversi.

#### Campata lato San Donnino: FLC 28

Diametro	d 28 mm
Forza di rottura minima	$F_{u,k}$ 775 kN
Forza resistente di progetto	$F_{u,d}$ 470 kN
Sezione metallica	A 521 mm <sup>2</sup>
Rigidezza elastica	EA 86 MN
Massa	4.3 kg/m
Capocorda a forcina TTF 28	
Forza di rottura minima	$F_{u,k}$ 970 kN
Forza resistente di progetto	$F_{u,d}$ 588 kN
Massa	12 kg
Capocorda a forcina regolabile TBF 28	
Forza di rottura minima	$F_{u,k}$ 850 kN
Forza resistente di progetto	$F_{u,d}$ 515 kN
Massa	24 kg

#### Campata lato Badia a Settimo: FLC 20

Diametro	d 20 mm
Forza di rottura minima	$F_{u,k}$ 395 kN
Forza resistente di progetto	$F_{u,d}$ 239 kN
Sezione metallica	A 266 mm <sup>2</sup>
Rigidezza elastica	EA 43.9 MN
Massa	2.2 kg/m

Sono definiti i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

Resistenza dei cavi chiusi	$\gamma_R$ 1.1
Capocorda a forcina TTF 20	
Forza di rottura minima	$F_{u,k}$ 490 kN
Forza resistente di progetto	$F_{u,d}$ 297 kN
Massa	4.4 kg
Capocorda a forcina regolabile TBF 20	

---

Forza di rottura minima	$F_{u,k}$ 440 kN
Forza resistente di progetto	$F_{u,d}$ 267 kN
Massa	8.9 kg

#### 4.5 Lamiera grecata

Si utilizza pannelli realizzati acciaio S 280 GD con pannelli della serie A55/P600 sp. 10/10, del produttore Metecno [17]:

Tensione di rottura a trazione	$f_t$ 360 MPa
Tensione di snervamento caratteristica	$f_y$ 280 MPa
Modulo elastico longitudinale	E 210000 Mpa

#### 4.6 Pioli

Si utilizzano pioli connettitori tipo Nelson acciaio ex St37-3k (S235 J2+ C450), con le seguenti caratteristiche meccaniche [18]:

Tensione di rottura a trazione	$f_t$ 450 MPa
Tensione di snervamento	$f_y$ 350 MPa
Allungamento (minimo)	15%

#### 4.7 Bulloni

Si utilizzano bulloni ad alta resistenza classe 10.9:

Tensione di snervamento	$f_{yb}$ 900 MPa
Tensione di rottura	$f_{tb}$ 1000 MPa

Sono definiti i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2}$ 1.25
------------------------	--------------------

#### 4.8 Saldature

Le tensioni di snervamento e di rottura, così come le caratteristiche di allungamento e di resilienza del materiale di apporto, dovranno essere equivalenti o migliori rispetto a quelle riferite al materiale base.

Per le verifiche delle saldature eseguite a parziale penetrazione e a cordone d'angolo si utilizza come coefficiente di sicurezza  $\gamma_{M2}$  pari a 1.25.

#### 4.9 Piastre ed elementi di collegamento

Tutti gli elementi di collegamento e le piastre sono realizzate in acciaio S355, in conformità al resto della struttura metallica.

### 5. Analisi dei carichi

Le azioni prese in considerazione per il progetto della passerella sono riepilogate di seguito:

- Azioni permanenti
  - o Peso proprio degli elementi strutturali
  - o Carichi permanenti portati
- Distorsioni e deformazioni impresse, considerate negli effetti dovuti al ritiro e alla viscosità;
- Azioni variabili da traffico
  - o Folla
  - o Veicolo di servizio
- Azioni variabili
  - o Variazioni termiche
  - o Vento
  - o Neve
  - o Azioni sui parapetti
- Azioni sismiche

#### 5.1 Peso proprio degli elementi strutturali

Il peso proprio degli elementi strutturali è costituito dal peso proprio delle strutture portanti, per cui è computato considerando il peso specifico dei materiali riportati al cap. 4.

Il peso della soletta in c.a. viene computato considerando un peso specifico di  $25 \text{ kN/m}^3$ .

I pesi propri delle masse strutturali sono computati automaticamente dal codice di calcolo utilizzato per le analisi sulla base delle geometrie assegnate. Per le componenti in acciaio sono stati adottati pesi specifici maggiorati per tener forfetariamente conto della presenza di piastre irrigidimenti, fazzoletti, bullonature, saldature, ecc. non direttamente schematizzati nel modello di calcolo.

Si riportano di seguito i valori indicativi dei pesi strutturali per la campata più lunga (lato San Donnino):

- Archi e controventi  $13.83 \text{ kN/m}$
- Impalcato solo acciaio  $13.18 \text{ kN/m}$ , in esercizio con soletta in c.a.  $41.11 \text{ kN/m}$

per l'incidenza totale di acciaio per unità di superficie della passerella è pari a  $456 \text{ kg/m}^2$ , mentre l'incidenza del totale dei pesi strutturali è  $921.5 \text{ kg/m}^2$ .

## 5.2 Peso proprio degli elementi non strutturali

Tra i carichi permanenti portati si trovano:

- pavimentazione della sede ciclo-pedonale in conglomerato bituminoso ( $15 \text{ kN/m}^3$ ) di spessore 5 cm, con strato impermeabilizzante, per un totale di circa  $0.8 \text{ kN/m}^2$ , ma preso cautelativamente pari a  $1 \text{ kN/m}^2$ .
- parapetto e sistema di aggancio all'impalcato per  $1 \text{ kN/m}$ , da considerarsi nella sua effettiva posizione laterale per entrambi i lati della passerella.

## 5.3 Azioni da ritiro e viscosità

Il ritiro del calcestruzzo è stato valutato determinando la deformazione totale come somma del ritiro da essiccamento e del ritiro autogeno:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

La deformazione per ritiro da essiccamento  $\varepsilon_{cd}$  è dovuta alla lenta migrazione delle particelle di acqua all'interno della pasta cementizia indurita.

La deformazione per ritiro autogeno  $\varepsilon_{ca}$  è dovuta alla maturazione del calcestruzzo nel periodo successivo al getto.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento si calcola secondo

$$\varepsilon_{cd,inf} = k_h \cdot \varepsilon_{c0}$$

dove i due parametri possono essere valutati mediante le tabelle 11.2.Va e 11.2.Vb in funzione delle caratteristiche del materiale del getto, dell'umidità relativa e della geometria del getto.

La geometria del getto viene tenuta in considerazione mediante la dimensione fittizia  $h_0$  pari al rapporto di due volte l'area della sezione in calcestruzzo  $A_c$  e il perimetro della sezione esposto all'aria  $u$

$$h_0 = 2A_c/u$$

Considerando che l'area di calcestruzzo fa riferimento al getto di soletta piena (spessore 15 cm) e che si ipotizzi in via cautelativa come porzione esposta all'aria il lato superiore del getto (6 m), si ha

$$h_0 = 300 \text{ mm}$$

Secondo la tabella 11.2.Vb il valore di  $k_h$  è 0.75.

## 5. Analisi dei carichi

Tab. 11.2.Vb – Valori di  $k_h$

$h_0$ (mm)	$k_h$
100	1,00
200	0,85
300	0,75
$\geq 500$	0,70

Figura 87 - Valore del coefficiente  $k_h$  secondo NTC2018

Il valore del parametro  $\varepsilon_{c0}$  viene ricavato mediante la tabella 11.2.Va in funzione della resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo. Interpolando tra i valori evidenziati per un valore di umidità relativa del 75% si trova -0.304‰.

Tab. 11.2.Va – Valori di  $\varepsilon_{c0}$

$f_{ck}$	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in %)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Figura 88 - Valore del parametro di deformazione per ritiro da essiccamento estrapolato per interpolazione lineare da NTC2018

Di conseguenza il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento vale

$$\varepsilon_{cd,inf} = 0.75 \cdot (-0.304\text{‰}) = -0.000228$$

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno  $\varepsilon_{ca,inf}$  può essere valutato mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{ca,inf} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = -0.000055$$

Il valore della deformazione a tempo infinito vale

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = -0.000283$$

Il coefficiente di viscosità a tempo infinito viene ricavato secondo le indicazioni del cap. 11.2.10.7 delle NTC2018 mediante la tabella 11.2.VI, in funzione della dimensione fittizia sopra calcolata, del valore di umidità relativa del 75% e del valore della resistenza a compressione del calcestruzzo dopo un tempo  $t_0$  dalla messa in carica.

Viene individuato un coefficiente pari a 1,7.

Tab. 11.2.VI – Valori di  $\phi(\infty, t_0)$ . Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%

$t_0$	$h_0 \leq 75$ mm	$h_0 = 150$ mm	$h_0 = 300$ mm	$h_0 \geq 600$ mm
3 giorni	3,5	3,2	3,0	2,8
7 giorni	2,9	2,7	2,5	2,3
15 giorni	2,6	2,4	2,2	2,1
30 giorni	2,3	2,1	1,9	1,8
$\geq 60$ giorni	2,0	1,8	1,7	1,6

Tab. 11.2.VII - Valori di  $\phi(\infty, t_0)$ . Atmosfera con umidità relativa di circa il 55%

$t_0$	$h_0 \leq 75$ mm	$h_0 = 150$ mm	$h_0 = 300$ mm	$h_0 \geq 600$ mm
3 giorni	4,5	4,0	3,6	3,3
7 giorni	3,7	3,3	3,0	2,8
15 giorni	3,3	3,0	2,7	2,5
30 giorni	2,9	2,6	2,3	2,2
$\geq 60$ giorni	2,5	2,3	2,1	1,9

Figura 89 - Coefficiente di viscosità ricavato dalla tabella 11.2.VI delle NTC2018

## 5.4 Variazione termica

Le sollecitazioni termiche nascono nell'impalcato agiscono come un'azione istantanea in funzione dell'escursione giornaliera.

A causa della conformazione della struttura, le variazioni termiche vengono studiate in modo separato e ricombinate per l'impalcato e per gli elementi strutturali principali (archi, travi e pendini) aggiungendo le componenti differenziali.

Per l'impalcato vengono definite in accordo con l'EN 1991-1-5, secondo le indicazioni del capitolo 6 "Temperature changes in bridges". L'impalcato viene tratto in modo diverso in funzione della tipologia con cui viene realizzato:

- tipo 1 impalcato in acciaio;
- tipo 2 impalcato composto;
- tipo 3 impalcato in calcestruzzo.

Le azioni termiche si dividono in una componente uniforme e una componente differenziale.

La temperatura iniziale di riferimento è fissata in 15 °C, pari al valore medio della temperatura durante il periodo di costruzione e comunque indicata come temperatura iniziale nel caso di assenza di determinazioni più precise.

Si considera un'escursione termica contraddistinta dai seguenti valori:

- $T_{\min} = -15$  °C;
- $T_{\max} = +45$  °C.

Per cui le variazioni termiche uniformi sull'impalcato sono:

- $\Delta T_{U,\text{neg}} = -30$  °C;
- $\Delta T_{U,\text{pos}} = +30$  °C.

## 5. Analisi dei carichi

Le variazioni termiche (verticali) differenziali da applicare tra il lato inferiore in acciaio e il lato superiore in calcestruzzo dell'impalcato sono ricavati dalla tabella 6.1:

**Table 6.1: Recommended values of linear temperature difference component for different types of bridge decks for road, foot and railway bridges**

Type of Deck	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Type 1: Steel deck	18	13
Type 2: Composite deck	15	18
Type 3: Concrete deck: - concrete box girder - concrete beam - concrete slab	10 15 15	5 8 8

NOTE 1: The values given in the table represent upper bound values of the linearly varying temperature difference component for representative sample of bridge geometries.  
NOTE 2: The values given in the table are based on a depth of surfacing of 50 mm for road and railway bridges. For other depths of surfacing these values should be multiplied by the factor  $k_{sur}$ . Recommended values for the factor  $k_{sur}$  is given in Table 6.2.

Figura 90 - Variazioni termiche differenziali lineari per l'impalcato (da EN 1991-1-5)

Per cui la variazione termica lineare assume segno positivo quando la soletta è più calda del profilo in acciaio:

$$\Delta T_{L,heat} = 15 \text{ °C}$$

viceversa, la variazione termica lineare assume segno negativo quando la soletta è più fredda del profilo in acciaio:

$$\Delta T_{L,cool} = 18 \text{ °C}.$$

In via semplificata, a favore di sicurezza si assume una condizione di pari variazione con  $\Delta T_M = 18 \text{ °C}$ , sia in segno positivo che in segno negativo.

Le variazioni termiche differenziali tra gli elementi possono determinare diversi effetti. I valori sono individuati riadattando le indicazioni del cap. 6.1.6 dell'EN 1991-1-5, prendendo:

$$\Delta T_{arco} = \pm 10 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{travi} = \pm 10 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{pendini} = \pm 10 \text{ °C}$$

### 5.4.1 Simultaneità delle componenti uniformi e delle componenti lineari di temperatura

La simultaneità delle componenti di temperatura può essere considerata mediante le formule seguenti (EN 1991-1-5):

$$\Delta T_U + 0.75 \cdot \Delta T_L$$

$$0.35 \cdot \Delta T_U + \Delta T_L$$

#### 5.4.2 Modellazione del carico termico

Le variazioni termiche uniformi determinano un allungamento dell'elemento strutturale (se positive), una contrazione (se negative); essi si assegnano in maniera identica a tutti gli elementi strutturali.

Le variazioni termiche lineari si assegnano non direttamente, ma si assegna il valore di gradiente  $\Delta T/h$ , dato dal rapporto tra la variazione termica e l'altezza della sezione. Questi, se moltiplicati per il coefficiente di dilatazione termica restituiscono la curvatura. Per quanto riguarda i segni, una variazione differenziale positiva induce in un elemento la formazione di fibre tese al lembo inferiore; viceversa una variazione negativa.

Le variazioni termiche differenziali tra gli elementi principali si assegnano come variazioni termiche uniformi a questi ultimi.

### 5.5 Azione del vento

L'azione del vento determina un comportamento della struttura non semplice da studiare. La complessità del fenomeno di interazione fluido-struttura, in aggiunta alle caratteristiche proprie della struttura determinano il grado di difficoltà elevato del problema.

L'utilizzo di materiali da costruzione sempre più prestanti, dotati di un elevato rapporto resistenza-peso e l'incremento della snellezza delle strutture, determina la loro tendenza ad interagire con l'azione esterna del vento.

La determinazione della distribuzione delle pressioni dovute all'azione eolica può essere svolta mediante azioni pseudo-statiche oppure considerando gli effetti dinamici.

Le normative indicano nel coefficiente dinamico, il termine mediante cui si definisce il legame tra le azioni statiche equivalenti e quelle dinamiche di picco:

$$\text{Azioni statiche equivalenti} = \text{Azioni aerodinamiche di picco} \cdot c_d$$

Le azioni statiche equivalenti sono le azioni che applicate staticamente alla costruzione o ai suoi elementi danno luogo a spostamenti e sollecitazioni pari ai massimi indotti dall'azione dinamica del vento effettivo.

La differenza tra i due metodi è dovuta al grado di flessibilità della struttura e allo smorzamento strutturale.

Infatti, per strutture di grande estensione superficiale e/o rigidi e/o dotati di elevato smorzamento, gli effetti riduttivi causati dalla non contemporaneità delle azioni di picco prevalgono

## 5. Analisi dei carichi

---

sull'amplificazione della risposta dinamica. In questo caso, a meno di migliori valutazioni e in via cautelativa (valutazioni più accurate del coefficiente dinamico spesso conducono a riduzioni delle azioni di progetto), è lecito identificare le azioni statiche equivalenti parallele alla direzione del vento con le azioni aerodinamiche di picco, ponendo coefficiente dinamico unitario.

Viceversa, nel caso di strutture molto più snelle o flessibili o dotati di piccolo smorzamento, l'amplificazione della risposta dinamica prevale sugli effetti riduttivi causati dalla non contemporaneità delle azioni di picco, (il coefficiente dinamico in direzione parallela alla direzione del vento è abitualmente maggiore di 1).

La tipologia strutturale dell'opera in esame corrisponde al secondo di questi due casi, infatti, è snella e realizzata in acciaio, quindi con bassi valori di smorzamento proprio. Aggiungendo che una passerella pedonale, presenta bassi valori dei carichi permanenti, si ottiene come possa risultare opportuna un'indagine più ampia, che prenda in considerazione i modi di vibrare della struttura e le sue frequenze, che chiarisca il livello di accoppiamento delle componenti della risposta e che indagli la sua suscettibilità ai fenomeni di interazione.

Tuttavia, al fine di questo lavoro di tesi non è stato posto l'obiettivo di indagare tale fenomeno e quindi, in via semplificata, si sono studiati gli effetti del vento assegnando azioni pseudo-statiche alle porzioni della struttura direttamente caricate dal vento, determinate con coefficiente dinamico pari a 1 (ipotizzo che avvenga un'amplificazione dinamica, però non per la velocità massima).

Le azioni del vento sono state calcolate dividendo tra arco e impalcato.

Le azioni del vento per l'impalcato sono calcolate facendo riferimento alla sua quota media rispetto al fondo valle, mentre per l'arco si è adottato un approccio semplificato, assegnando a tutta la sagoma, in modo cautelativo, il valore massimo della pressione ottenuto per la quota del colmo dell'arco. Per l'arco, inoltre, sono state escluse possibili riduzioni dovute agli effetti di bordo (effetto delle snellezze).

La valutazione della velocità di progetto e della pressione cinetica di picco del vento procede seguendo le indicazioni della CNR:

- definizione della posizione geografica e l'altitudine sul livello del mare della costruzione, si valuta la velocità base di riferimento;
- definizione del periodo di ritorno di progetto  $T_R$ , e determinazione della velocità di riferimento di progetto  $v_T$ ;
- identificazione della rugosità locale del terreno nel sito dove sorge la costruzione, mediante cui si determina la categoria di esposizione;
- definizione della topografia locale del sito dove sorge la costruzione, per cui si valuta il coefficiente di topografia  $c_t$ ;

- per la determinazione delle azioni aerodinamiche sui corpi con superfici arrotondate, si valuta la velocità media del vento  $v_m$ ;
- si valuta la pressione cinetica di picco del vento  $q_p$ .

A seguire vengono valutate le azioni aerodinamiche di picco, che come detto, corrisponderanno alle azioni statiche equivalenti.

### 5.5.1 Pressione del vento

La pressione del vento nella normativa vigente è determinata dalla relazione seguente:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove

- $q_r$  è la pressione cinetica di riferimento;
- $c_e$  è il coefficiente di esposizione;
- $c_p$  è il coefficiente di pressione;
- $c_d$  è il coefficiente dinamico.

La formulazione presente nella CNR-DT207 indica, come in mancanza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva rugosità e topografia del terreno limitrofo alla costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di  $z = 200$  m, si possa ricavare la pressione cinetica di picco del vento  $q_p$  (valore atteso della pressione cinetica massima del vento sull'intervallo di tempo di 10 minuti), dalla seguente relazione:

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e(z)$$

con  $v_r$  pari alla velocità di riferimento di progetto.

#### 5.5.1.1 Pressione cinetica di riferimento

Data la posizione geografica e l'altitudine sul livello del mare, si valuta la velocità base di riferimento che caratterizza la ventosità della zona dove sorge la struttura.

La velocità di base di riferimento è definita come il valore della velocità media del vento su un intervallo di tempo di 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo, su un terreno pianeggiante e omogeneo con lunghezza di rugosità  $z_0 = 0.05$  m (II categoria di esposizione), riferito a un periodo di ritorno  $T_R = 50$  anni.

Il sito di costruzione ricade nella zona 3 secondo la Tabella 3.I della CNR-DT207, per cui i valori dei parametri sono i seguenti:

- $v_{b,0}$  velocità base di riferimento al livello del mare, pari a 27 m/s;
- $a_0$  altitudine di riferimento fornita per 500 m;

## 5. Analisi dei carichi

- $k_s$  parametro fornito pari a 0.37.

Il sito di costruzione si trova ad una quota inferiore a quella di riferimento ( $a_s < a_0$ ), per cui la velocità di riferimento risulta pari a 27 m/s.

Considerando un tempo di ritorno pari a 100 anni, si assumerà un coefficiente di ritorno  $c_r$  pari a 1,039, determinato secondo la relazione 3.4d della CNR-DT207:

$$c_r = 0.65 \left\{ 1 - 0.138 \cdot \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right] \right\} = 1.039$$

La velocità di riferimento di progetto si ottiene a partire dalla velocità di base di riferimento:

$$v_r = v_b \cdot c_r = 28.06 \text{ m/s}$$

La densità media di massa dell'aria  $\rho$ , in mancanza di stime precise legate alle condizioni locali del sito dove sorge la costruzione si assume pari a 1.25 kg/m<sup>3</sup>.

La pressione cinetica di riferimento risulterà pari a

$$q_r = \frac{1}{2} \rho \cdot v_r^2 = 492.1 \text{ N/m}^2$$

Per il vento in esercizio si considera un tempo di ritorno pari a 20 anni, quindi, in modo analogo si trova:

- coefficiente di ritorno  $c_r$  pari a 0.947;
- velocità di riferimento  $v_r$  pari a 25.57 m/s;
- pressione cinetica di riferimento  $q_r$  pari a 408.5 N/m<sup>2</sup>.

### 5.5.1.2 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito dove sorge la costruzione.

Considerando una classe di rugosità D, una distanza dalla costa di 70 km e la quota sul livello del mare entro i 500 m s.l.m., si rientra nella categoria di esposizione II.

ZONE 1,2,3,4,5						
	2 km	10 km	30 km	500 m	750 m	
A	—	IV	IV	V	V	V
B	—	III	III	IV	IV	IV
C	—	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

\* Categoria II in zona 1,2,3,4  
 Categoria III in zona 5  
 \*\* Categoria III in zona 2,3,4,5  
 Categoria IV in zona 1

Figura 91 - Categoria di esposizione del sito di costruzione

Per cui i parametri ottenuti dalla Tabella 3.II della CNR-DT 207, sono riepilogati di seguito:

Parametri riferiti alla categoria di esposizione del sito di costruzione		
$z_0$	$K_r$	$z_{\min}$
0.05	0.19	4
m		m

Tabella 31 - Parametri del sito di costruzione funzione della categoria di esposizione

Il coefficiente di topografia è assunto pari ad 1.

Il coefficiente di esposizione ha quindi un valore costante fino a 4 m, mentre per  $z > 4$  m un andamento parabolico (in base alle relazioni 3.10a-b della CNR-DT207). Come indicato in precedenza, a vantaggio di sicurezza per  $z > 4$  m si assume un valore costante pari al massimo, corrispondente al punto più alto dell'elemento a cui viene assegnata l'azione del vento.

- Impalcato

Per la campata dal lato San Donnino considerando una quota di riferimento  $z$  pari a 15 m e pari alla distanza dell'impalcato rispetto al fondo valle, si ha

$$c_e = k_r^2 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) \cdot \left[ \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) + 7 \right] = 2.62$$

Dal lato di Badia a Settimo con  $z$  pari a 7.50 m si ha  $c_e = 2.17$ .

- Arco

Considerando una quota di riferimento  $z$  pari a 33 m, presa cautelativamente in chiave all'arco e valutata per tutta la sagoma dell'arco. Si ha

$$c_e = k_r^2 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) \cdot \left[ \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) + 7 \right] = 3.16$$

Dal lato di Badia a Settimo con  $z$  pari a 13.50 m si ha  $c_e = 2.55$ .

I calcoli dei capitoli seguenti sono riportati solo per la campata più lunga.

Le formule sono le stesse, quindi i valori sono ottenuti nello stesso modo.

Si riportano solo i valori finali di carico portato dal vento e da riportare nel modello di calcolo.

### 5.5.1.3 Pressione cinetica di picco

Vengono valutate le pressioni cinetiche di picco agenti sull'impalcato e sull'arco:

- Impalcato

$$q_{p,impalcato}(z) = q_r \cdot c_e(z) = 1289.30 \text{ N/m}^2$$

## 5. Analisi dei carichi

---

- Arco

$$q_{p,arco}(z) = q_r \cdot c_e(z) = 1555.04 \text{ N/m}^2$$

### 5.5.1.4 Velocità media del vento

La velocità media del vento su un intervallo di tempo di 10 minuti, in mancanza di analisi specifiche per altezze sul suolo non maggiori di  $z=200$  m, può essere determinata tramite la relazione:

$$v_m(z) = v_r \cdot c_m(z) = 28.06 \text{ m/s}$$

dove il coefficiente di profilo medio del vento  $c_m$  si valuta mediante le relazioni 3.6a-b della CNR-DT2007:

$$c_m(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \cdot c_t(z_{min}), \quad \text{per } z \leq z_{min}$$

$$c_m(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z), \quad \text{per } z > z_{min}$$

Si ottiene:

Velocità media del vento		
z [m]	$c_m$	$v_m$ [m/s]
< 4.00	0.833	23.36
33.00	1.234	34.61

Tabella 32 - Velocità media del vento

### 5.5.2 Azioni aerodinamiche

Si definiscono le azioni aerodinamiche di picco sulla costruzione rappresentate dalle forze e dai momenti per unità di lunghezza esercitati dal vento lungo l'asse del ponte in modo proporzionale alla pressione cinetica di picco  $q_p$ , come i valori attesi delle azioni massime del vento, su un intervallo di tempo di 10 minuti, valutate trascurando gli effetti riduttivi dovuti alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e gli effetti amplificativi prodotti dalle vibrazioni strutturali.

Le azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento su costruzioni ed elementi snelli possono essere espresse mediante la formulazione del cap. 3.3.4 della CNR-DT207, come una coppia di forze ortogonali e un momento torcente, per unità di lunghezza, applicati lungo l'asse di riferimento della costruzione o dell'elemento.

Tali forze e momenti sono definiti convenzionalmente positivi o negativi in funzione della loro direzione.

Essi sono forniti dalle relazioni seguenti (formule 3.14a-b-c della CNR-DT207):

$$f_X(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fX}$$

$$f_Y(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fY}$$

$$m_Z(z) = q_p(z) \cdot l^2 \cdot c_{mZ}$$

dove

- $q_p$  è la pressione cinetica di picco del vento;
- $z$  è la quota sul suolo;
- $c_{fX}$ ,  $c_{fY}$  sono i coefficienti di forza secondo le due direzioni ortogonali e  $c_{mZ}$  è il coefficiente di momento intorno all'asse, definiti convenzionalmente positivi o negativi in funzione della direzione della forza o del momento di volta in volta considerati;
- $l$  è la dimensione di riferimento associata ai coefficienti di forza e di momento.

#### 5.5.2.1 Vento per l'impalcato da ponte

Il flusso che si instaura nell'intorno di un impalcato da ponte e la conseguente distribuzione della pressione esercitata dal vento sulla superficie dell'impalcato, costituiscono fenomeni molto complessi, fortemente dipendenti da numerosi fattori (forma dell'impalcato e di elementi aggiuntivi quali schermi e barriere, presenza e distanza di un eventuale impalcato affiancato, presenza e distribuzione di veicoli o convogli in transito... ecc.). In assenza di analisi e valutazioni specifiche più approfondite, si sono utilizzati i criteri forniti dal capitolo G.11 della CNR-DT207. L'utilizzo dei coefficienti di forze e momento presenti in questo capitolo della norma è stato considerato un buon metodo di determinazione delle azioni da vento sulla costruzione, nonostante le limitazioni imposte per ponti ad arco, ponti sospesi o strallati, i ponti coperti o mobili, i ponti con curvature planimetriche significative e i ponti costituiti da più impalcati affiancati ... ecc., in quanto queste sono poste per cautelarsi da effetti dinamici, ma in realtà i coefficienti sono ottenuti come involuppo da coefficienti di forza e momento di molte strutture diverse (anche ad arco, sospese, ... ecc.).

Assumendo vento agente in direzione prevalentemente orizzontale e ortogonalmente all'asse dell'impalcato, si ottiene un sistema di azioni aerodinamiche per unità di lunghezza, riconducibili a una forza parallela alla direzione del vento, una forza verticale e un momento intorno alla linea d'asse.

I coefficienti di forza e di momento per unità di lunghezza sono forniti dalle relazioni seguenti (G.25a-b-c della CNR-DT207):

## 5. Analisi dei carichi

$$c_{fX} = \begin{cases} \frac{1.85}{d/h_{tot}} - 0,10 & 2 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \frac{1.35}{d/h_{tot}} & d/h_{tot} > 5 \end{cases} \quad \text{nella direzione del vento}$$

$$c_{fY} = \begin{cases} \pm \left( 0.7 + 0.1 \frac{d}{h_{tot}} \right) & 0 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \pm 1.2 & d/h_{tot} > 5 \end{cases} \quad \text{nella direzione verticale}$$

$$c_{mZ} = \pm 0.2 \quad \text{intorno all'asse del ponte}$$

dove:

- $d$  è la larghezza dell'impalcato nella direzione del vento;
- $h_{tot}$  è l'altezza totale d'ingombro dell'impalcato.

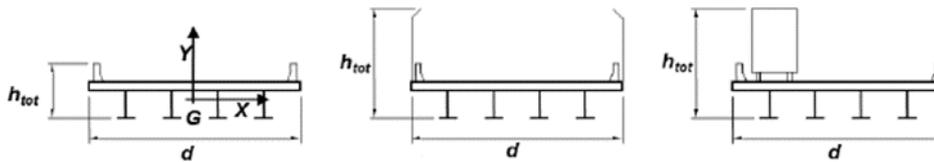


Figura 92 - Definizione delle dimensioni dell'impalcato del ponte secondo la Figura G.56 della CNR-DT207

Considerando che la dimensione di riferimento per l'impalcato della passerella pedonale è la sua larghezza, pari a 8.60 m e che l'altezza totale considerando barriere completamente opache al vento è di 2.40 m, si ottiene  $d/h_{tot} = 3.58$ , per cui dalle relazioni sopra si trovano i seguenti coefficienti:

$$c_{fX} = 0.416$$

$$c_{fY} = \pm 1.06$$

$$c_{mZ} = \pm 0.2$$

### 5.5.2.2 Vento per l'arco

Il vento esercita sulle strutture e sugli elementi a sezione circolare una forza per unità di lunghezza, nella direzione del flusso, che può essere calcolata trascurando gli effetti di bordo, utilizzando i coefficienti di forza della relazione G.23a-b della CNR-DT207, indicati al capitolo G.10.6 per "Strutture ed elementi a sezione circolare".

Il coefficiente di forza  $c_{fX_0}$  delle sezioni circolari in funzione del numero di Reynolds  $Re$  e dal rapporto  $k/b$ , essendo  $k$  la scabrezza della superficie e  $b$  il diametro della sezione.

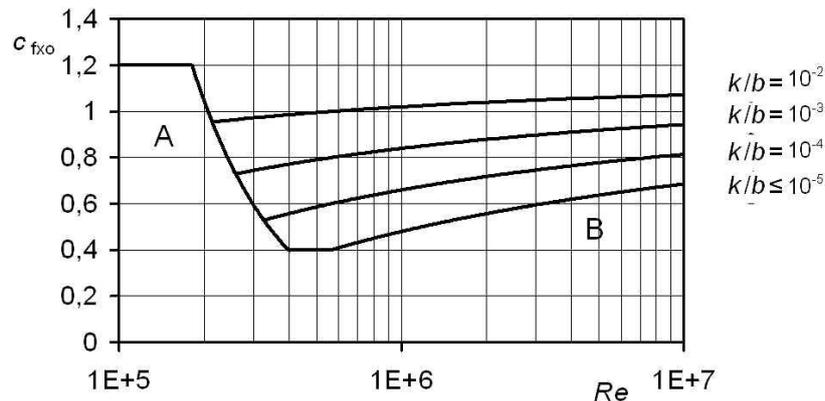


Figura 93 - Coefficienti di forza per elementi a sezione circolare (da CNR-DT207)

Il calcolo del numero di Reynolds è necessario per la stima del coefficiente di forza relativo all'arco, poiché tale elemento strutturale è realizzato con una sezione trasversale circolare. La relazione per la determinazione del parametro di calcolo adimensionale è

$$Re(z) = \frac{l \cdot v_m(z)}{\nu} = 1.641 \cdot 10^6$$

dove

$l$  è una dimensione caratteristica della costruzione o dell'elemento considerato, in questo caso il diametro del tubolare dell'arco, pari a 0.711 m;

$v_m$  è la velocità media del vento, calcolata precedentemente ed espressa in m/s;

$\nu$  è la viscosità cinematica dell'aria, presa pari a  $15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ .

La scabrezza della superficie vale 0,05 per l'acciaio lucido, secondo la Tabella G.XVIII.

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

Figura 94 - Scabrezza della superficie (da CNR-DT207)

Per cui il rapporto  $k/b$  vale  $7.032 \cdot 10^{-5}$ , quindi si utilizza la curva B per stimare il coefficiente di forza in direzione del flusso del vento:

$$c_{fx0} = 1.2 + \frac{0.18 \cdot \log_{10}(10 \cdot k/b)}{1 + 0.4 \cdot \log_{10}(Re/10^6)} = 0.677 > 0.4$$

che viene assunto costante per tutto lo sviluppo dell'arco.

## 5. Analisi dei carichi

---

### 5.5.2.3 Azioni aerodinamiche sulla struttura

Considerando il sistema di riferimento del modello globale del ponte, con l'asse X diretto lungo l'asse longitudinale dell'opera, l'asse Y in direzione trasversale e l'asse Z in direzione verticale, si individuano i seguenti carichi sul modello.

Per l'impalcato la dimensione di riferimento  $l$  è la larghezza, mentre per l'arco la dimensione di riferimento è il diametro del tubolare, quindi si sono trovate le azioni in direzione trasversale per unità lunghezza. Si trovano:

#### Campata lato San Donnino

- azione in direzione trasversale per unità di lunghezza

in esercizio  $f_{w,Y} = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fX} = 1289.30 \frac{N}{m^2} \cdot 8.6 m \cdot 0.416 = 4.61 kN/m$

in costruzione  $f_{w,Y} = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fX} = 3.83 kN/m$

- azione in direzione verticale per unità di lunghezza

in esercizio  $f_{w,Z} = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fY} = 1289.30 \frac{N}{m^2} \cdot 8.6 m \cdot 1.06 = 11.72 kN/m$

in costruzione  $f_{w,Z} = 9.73 kN/m$

- azione torcente attorno all'asse del ponte

in esercizio  $f_{w,X} = q_p(z) \cdot l^2 \cdot c_{fY} = 1289.30 \frac{N}{m^2} \cdot (8.6 m)^2 \cdot 0.2 = 19.04 kN \cdot m/m$

in costruzione  $f_{w,X} = 15.81 kN m/m$

- azione trasversale sull'arco

in esercizio  $f_{w,arco} = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fX} = 1555.04 \frac{N}{m^2} \cdot 0.711 m \cdot 0.679 = 0.75 kN/m$

in costruzione  $f_{w,arco} = 0.62 kN/m$

#### Campata lato Badia a Settimo

- azione in direzione trasversale per unità di lunghezza

in esercizio  $f_{w,Y} = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fX} = 3.83 kN/m$

in costruzione  $f_{w,Y} = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fX} = 3.18 kN/m$

- azione in direzione verticale per unità di lunghezza

in esercizio  $f_{w,Z} = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fY} = 9.73 kN/m$

in costruzione  $f_{w,Z} = 8.08 kN/m$

- azione torcente attorno all'asse del ponte

in esercizio  $f_{w,X} = q_p(z) \cdot l^2 \cdot c_{fY} = 15.81 kN \cdot m/m$

in costruzione  $f_{w,X} = 13.13 kN m/m$

- azione trasversale sull'arco

in esercizio  $f_{w,arco} = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fx} = 0.59 \text{ kN/m}$

in costruzione  $f_{w,arco} = 0.49 \text{ kN/m}$

Non sono valutati effetti di scia tra gli archi, per cui si trascura l'effetto di interazione tra gli elementi cilindrici allineati lungo la direzione del vento.

### 5.5.3 Modellazione del carico vento

L'effetto del vento si mette in conto considerando, diverse condizioni di carico:

- vento in fase di costruzione su arco e impalcato;
- vento in fase di esercizio a ponte scarico su arco e impalcato;
- vento in fase di esercizio a ponte carico su arco e impalcato.

Riepilogando, i carichi dovuti al vento applicati al ponte sono i seguenti:

- azione del vento in direzione trasversale applicata alla trave principale di impalcato per unità di lunghezza
- azione del vento in direzione verticale applicata agli elementi in acciaio che compongono l'impalcato, in relazione alla loro area di influenza;
- azione torcente attorno all'asse del ponte applicata alle travi principali come carico verticale per unità di lunghezza discorde tra i due elementi e determinata dal rapporto tra il momento stesso e la distanza tra le travi
- azione del vento in direzione trasversale applicata all'arco per unità di lunghezza.

### 5.6 Azione della neve

Il carico neve è valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- $\mu$  coefficiente di forma della struttura, che per l'impalcato si assume pari a 0.8, riferendosi al caso di pendenza nulla;
- $q_{sk}$  valore caratteristico del carico neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni;
- $C_E$  coefficiente di esposizione preso di valore unitario;
- $C_t$  coefficiente termico preso uguale a 1.

Il valore del carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima ed esposizione. Per la sua determinazione si fa riferimento alla suddivisione in zone riportata nelle NTC. Il sito di costruzione ricade in zona II ad una quota inferiore ai 200 m. Si ha  $q_{sk} = 1 \text{ kN/m}^2$ .

Si assume il carico neve pari a  $0.8 \text{ kN/m}^2$ .

## 5. Analisi dei carichi

Considerando che il carico da neve è di entità molto inferiore rispetto ai carichi da traffico e che non si considera concomitante col carico da traffico (il ponte non è coperto), si ritiene trascurabile per la fase in esercizio dell'opera, ma si considera per la fase di costruzione.

### 5.7 Azione variabili da traffico

La passerella pedonale, in accordo alle NTC 2018 è destinata al solo transito dei carichi relativi allo schema di carico 5, costituito da folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di  $5 \text{ kN/m}^2$ . Il carico si considera applicato con la disposizione più gravosa per le singole verifiche (si rimanda ai capitoli successivi per la definizione di tale distribuzione). Si considera anche la presenza di un veicolo di servizio secondo lo schema della Circolare 7/2019. Il mezzo è costituito da due assi di peso  $Q_{sv1} = 40 \text{ kN}$  e  $Q_{sv2} = 80 \text{ kN}$ , comprensivi di effetti dinamici. A questo schema si associa una forza orizzontale di frenamento pari al 60% del carico verticale.

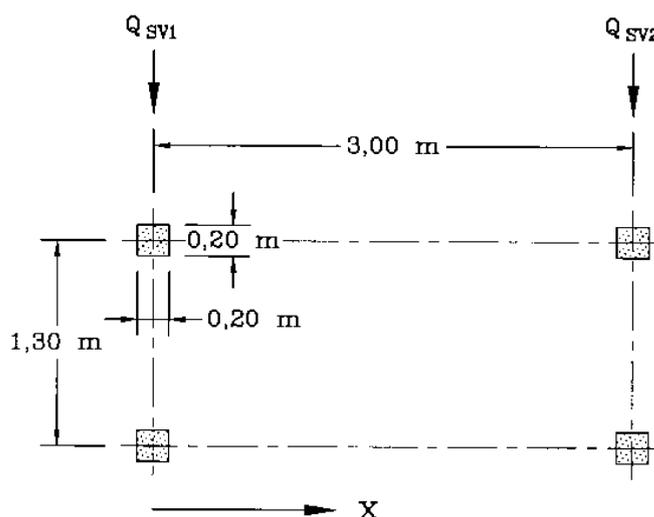


Figura 95 - Veicoli di servizio come azione variabile da traffico (da Circ. 7/2019)

#### Modellazione del carico folla

La folla in quanto carico verticale dovuto al traffico va disposto in modo da massimizzare gli effetti.

Si riportano di seguito i casi di carico assegnati nel modello globale e il relativo carico totale dato dalla somma delle reazioni vincolari nei dispositivi di appoggio (sotto indicata come  $R_v \text{ tot}$ ).

Si è deciso di operare con la funzione Envelope dei Load Cases per ridurre il tempo di combinazione manuale, per svolgere un'analisi cautelativa ma che non portasse ad un'eccessiva sovrastima delle sollecitazioni. Si è scelto di dividere i Load Cases in 4 envelope.

Il criterio adottato si è basato sulle seguenti considerazioni:

- l'entità totale del carico folla agisce prevalentemente sullo sforzo normale nel sistema arco-trave-pendini, per cui a carichi maggiori sono associati valori maggiori di azione assiale (anche se comunque i valori sono ovviamente influenzati dalla distribuzione di carico);
- i valori di momento flettente sono prevalentemente determinati dalla distribuzione del carico.

Di seguito si trovano i Load Case valutati e le combinazioni in cui si sono raggruppati:

Load case folla	Rv tot kN	Combo
-----		
folla 100	4044	folla1
-----		
Folla 80	3243	
Folla 70	2838	folla2
-----		
Folla 33 33 33 H	2034	
Folla 50 1 4	2031	
Folla 50 L	2031	
Folla 70 30 H	2031	
Folla 100 C	2028	
Folla 100 L	2028	
Folla 50 1 3	2028	
Folla 50 50 H	2028	
Folla 80 20 H	2028	
Folla 50 C	2025	folla3
-----		
Folla 30	1218	
Folla 50 L H	1014	
Folla 50 C H	1012.5	folla4

All'interno di ogni combinazione di Envelope lo sforzo normale N nel sistema arco-trave rimane entro un range di variazione contenuto. Al tempo stesso si leggono valori diversi di sollecitazione flettente e si può svolgere le verifiche con i valori massimi.

## 5. Analisi dei carichi

### 5.8 Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, 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 di base è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ( $a_g$ ) in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento ad una certa probabilità di eccedenza ( $P_{VR}$ ) in un dato periodo di riferimento ( $V_R$ ).

#### 5.8.1 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Per la passerella in esame si assume vita nominale  $V_N$  pari a 50 anni, in base all'identificazione della struttura come una costruzione con livello di prestazione ordinaria (Tabella 2.4.I delle NTC2018).

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Figura 96 - Vita nominale dell'opera

In base alle indicazioni del cap. 2.4.2 delle NTC2018, si individua la costruzione come appartenente alla Classe III (ponti la cui interruzione provochi situazioni di emergenza), per cui mediante la Tabella 2.4.II si determina un coefficiente d'uso pari a 1.5.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Il periodo di riferimento per l'azione sismica è individuato dal prodotto della vita nominale dell'opera per il coefficiente d'uso:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \text{ anni}$$

#### 5.8.2 Fattore di struttura

Sia per le azioni sismiche orizzontali che per azioni sismiche verticali si assume a favore di sicurezza  $q=1$ , non prevedendo nessun meccanismo dissipativo.

## 5.8.3 Stati limite e probabilità di superamento

I periodi di ritorno dell'azione sismica sono i seguenti:

SLO	Stato limite di esercizio SLE – $P_{VR} = 81\%$	45 anni
SLD	Stato limite di esercizio SLE – $P_{VR} = 63\%$	75 anni
SLV	Stato limite ultimo SLU – $P_{VR} = 10\%$	712 anni
SLC	Stato limite ultimo SLU – $P_{VR} = 5\%$	1462 anni

Tabella 33 - Periodi di ritorno dell'azione sismica

## 5.8.4 Categorie di sottosuolo e condizioni stratigrafiche

I parametri seguenti caratterizzano la risposta sismica locale:

- Categoria di sottosuolo 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.

Figura 97 - Determinazione della categoria di sottosuolo

- Categoria topografica T1

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

Figura 98 - Determinazione della categoria topografica

Per cui il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  vale 1, secondo la Tabella 3.2.V delle NTC2018.

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 $30^\circ$	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di $30^\circ$	1,4

Figura 99 - Determinazione del coefficiente di amplificazione topografico

## 5.8.5 Definizione dello spettro di risposta

Le forme spettrali, dato  $P_{VR}$ , sono definite dai seguenti parametri riferiti su sito rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al suolo;

## 5. Analisi dei carichi

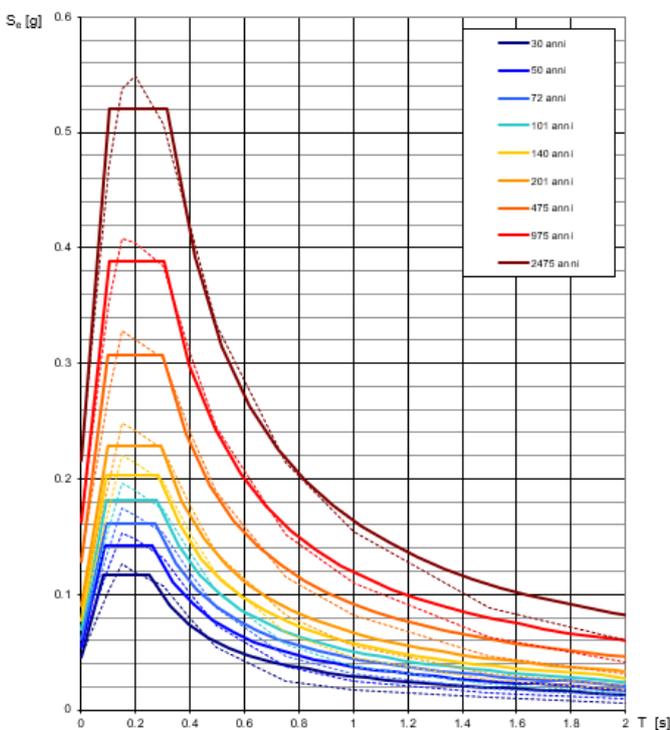
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro;
- $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante.

Una volta definiti questi parametri si può definire in maniera univoca lo spettro di risposta elastico  $S_e(T)$ . Tale spettro è riferito ad un sito rigido orizzontale. Note le caratteristiche del sottosuolo, le caratteristiche topografiche e l'eventuale capacità dissipativa della struttura è possibile determinare lo spettro di progetto.

### 5.8.5.1 Spettri di risposta elastici

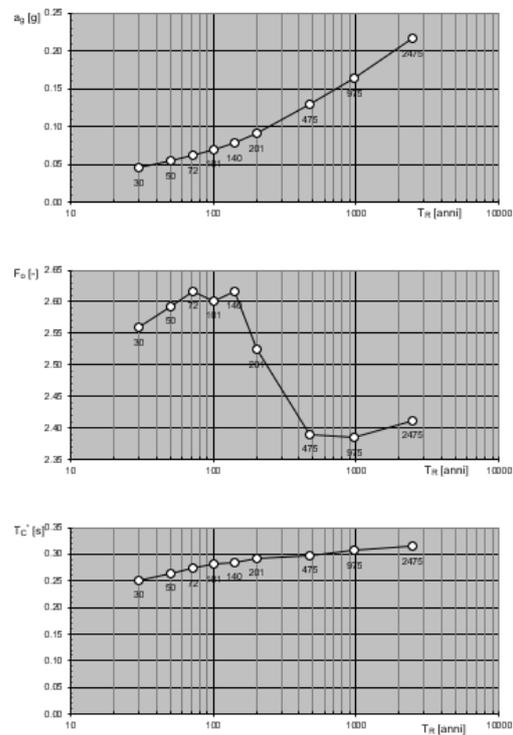
Si riportano di seguito gli spettri elastici di normativa determinati per il sito di costruzione:

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento



NOTA:  
Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$ : variabilità col periodo di ritorno  $T_R$

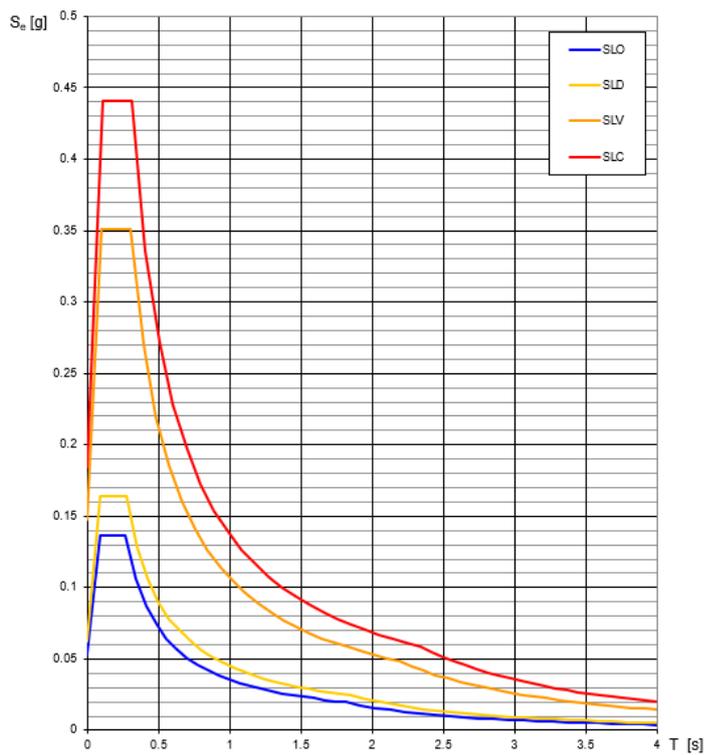


$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0.045	2.559	0.251
50	0.055	2.592	0.264
72	0.062	2.617	0.274
101	0.070	2.602	0.280
140	0.077	2.617	0.285
201	0.091	2.525	0.292
475	0.129	2.390	0.298
975	0.163	2.384	0.307
2475	0.216	2.412	0.314

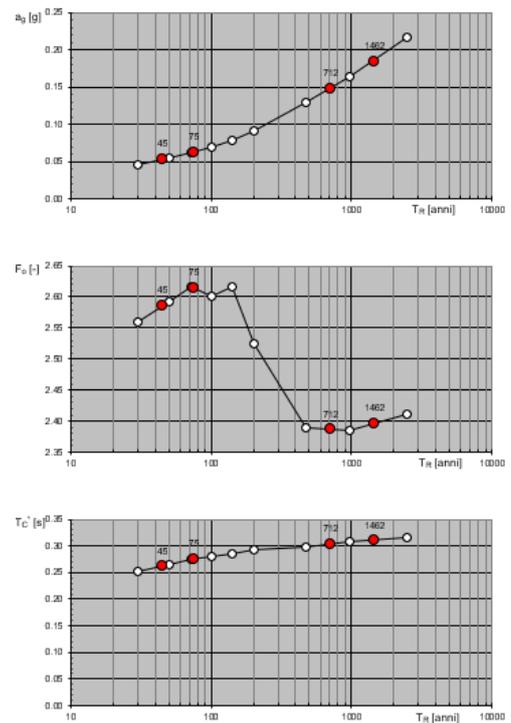
Figura 100 - Valori dei parametri e spettri elastici per i periodi di ritorno  $T_R$

Assegnando i parametri di riferimento per la costruzione, si determinano gli spettri elastici relativi ad essa:

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Valori di progetto dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  in funzione del periodo  $d$



SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	45	0.053	2.586	0.261
SLD	75	0.063	2.615	0.275
SLV	712	0.147	2.387	0.303
SLC	1462	0.184	2.396	0.310

Figura 101 - Valori dei parametri e spettri elastici per gli Stati Limite della costruzione

5.8.5.2 Spettri di risposta di progetto

Vengono riportati di seguito i parametri e gli spettri relativi alla direzione orizzontale e verticale per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:

## 5. Analisi dei carichi

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.147 g
$F_a$	2.387
$T_B$	0.303 s
$S_c$	1.489
$C_R$	1.557
$S_T$	1.000
$q$	1.000

Parametri dipendenti	
$S$	1.489
$\eta$	1.000
$T_B$	0.157 s
$T_C$	0.472 s
$T_D$	2.188 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_c \cdot S_T \quad (\text{MTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{0.5 + \psi} \geq 0.55; \eta = 1/q \quad (\text{MTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5})$$

$$T_C = T_B / 3 \quad (\text{MTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_D = C_R \cdot T_C \quad (\text{MTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{MTC-07 Eq. 3.2.9})$$

### Espressioni dello spettro di risposta (MTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_a} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left( \frac{T}{T_C} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left( \frac{T_D}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_c(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (MTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

$T$ [s]	$S_c$ [g]
0.000	0.219
0.157	0.523
0.472	0.523
0.554	0.446
0.635	0.388
0.717	0.344
0.799	0.309
0.880	0.280
0.962	0.256
1.044	0.236
1.126	0.219
1.207	0.204
1.289	0.191
1.371	0.180
1.453	0.170
1.534	0.161
1.616	0.153
1.699	0.145
1.780	0.139
1.861	0.133
1.943	0.127
2.025	0.122
2.106	0.117
2.188	0.113
2.274	0.104
2.361	0.097
2.447	0.090
2.533	0.084
2.620	0.079
2.706	0.074
2.792	0.069
2.878	0.065
2.965	0.061
3.051	0.058
3.137	0.055
3.224	0.052
3.310	0.049
3.396	0.047
3.482	0.045
3.569	0.042
3.655	0.040
3.741	0.039
3.827	0.037
3.914	0.035
4.000	0.034

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
$a_{gv}$	0.078 g
$S_c$	1.000
$S_T$	1.000
$q$	1.000
$T_B$	0.050 s
$T_C$	0.150 s
$T_D$	1.000 s

Parametri dipendenti	
$F_a$	1.236
$S$	1.000
$\eta$	1.000

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_c \cdot S_T \quad (\text{MTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{MTC-08 § 3.2.3.5})$$

$$F_a = 1,35 \cdot F_g \cdot \left( \frac{a}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{MTC-08 Eq. 3.2.11})$$

### Espressioni dello spettro di risposta (MTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_a} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left( \frac{T}{T_C} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left( \frac{T_D}{T} \right)$$

### Punti dello spettro di risposta

$T$ [s]	$S_c$ [g]
0.000	0.076
0.050	0.182
0.150	0.182
0.235	0.116
0.320	0.085
0.405	0.067
0.430	0.056
0.575	0.047
0.660	0.041
0.745	0.037
0.830	0.033
0.915	0.030
1.000	0.027
1.094	0.023
1.188	0.019
1.281	0.017
1.375	0.014
1.469	0.013
1.563	0.011
1.656	0.010
1.750	0.009
1.844	0.008
1.938	0.007
2.031	0.007
2.125	0.006
2.219	0.006
2.313	0.005
2.406	0.005
2.500	0.004
2.594	0.004
2.688	0.004
2.781	0.004
2.875	0.003
2.969	0.003
3.063	0.003
3.156	0.003
3.250	0.003
3.344	0.002
3.438	0.002
3.531	0.002
3.625	0.002
3.719	0.002
3.813	0.002
3.906	0.002
4.000	0.002

### Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite SLV

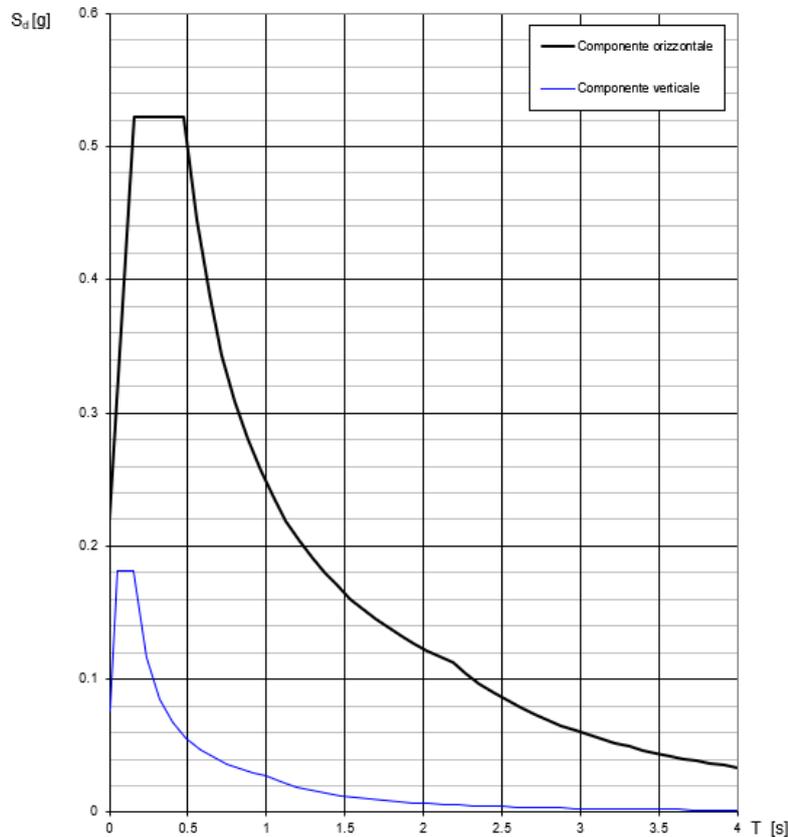


Figura 102 - Spettri di risposta di progetto per lo SLV

#### 5.8.5.3 Eccentricità accidentale

Nel capitolo 7.9.3 delle NTC2018 (seguendo le indicazioni del capitolo 7.2.6) viene indicato come, in assenza di più accurate determinazioni, per tenere conto di eventuali incertezze nella variabilità del moto e nella distribuzione delle masse e delle rigidità, si può assumere l'eccentricità accidentale riferita all'impalcato pari a 0.03 volte la dimensione dell'impalcato stesso, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica.

La distribuzione delle masse lungo l'impalcato tiene in conto dell'effettiva geometria e degli effettivi carichi gravitazionali presenti.

#### 5.8.5.4 Variabilità spaziale del moto

La variabilità spaziale del moto sismico è stata considerata, assumendo categoria di sottosuolo C per tutta struttura, anche se dalla relazione geologica e geotecnica è stata determinata categoria B per la pila e la spalla sinistra, categoria C per la spalla destra.

#### 5.8.6 Modellazione dell'azione sismica

La risposta della struttura sarà valutata mediante analisi dinamica lineare.

Lo spettro di progetto è stato possibile assegnarlo direttamente anche sul software agli elementi finiti utilizzato per la modellazione.

Si è utilizzato un valore del rapporto di smorzamento strutturale pari all'1% per tutti i modi di vibrare.

Si riportano di seguito le schermate mediante cui si arriva ad assegnare il carico sismico:

- funzione di "Response Spectrum"

## 5. Analisi dei carichi

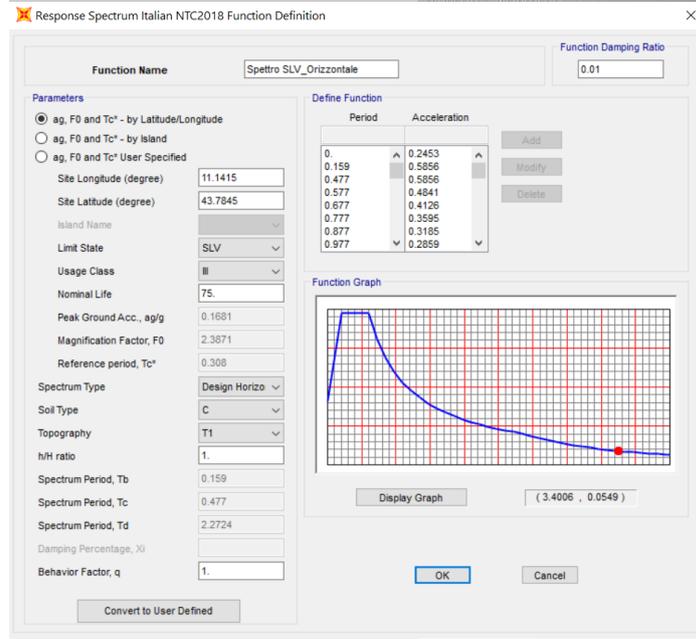


Figura 103 - Response Spectrum per lo SLV in direzione orizzontale

- definizione del Load Case per l'azione sismica in una direzione

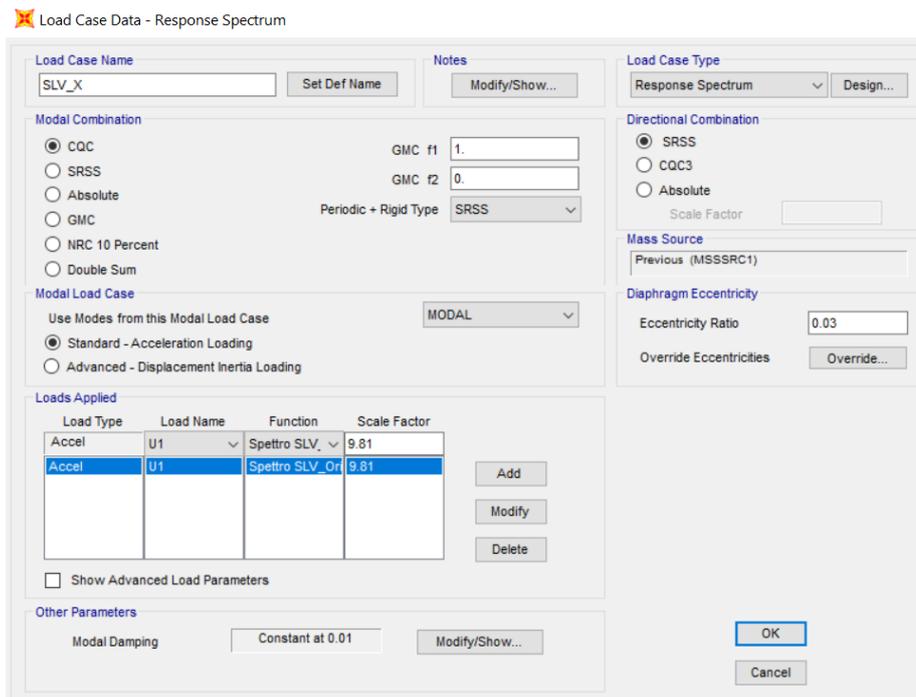


Figura 104 - Definizione del Load Case per l'azione sismica

L'azione viene definita per ogni direzione X, Y, Z, quindi gli effetti  $E_x$ ,  $E_y$ ,  $E_z$  saranno combinati tra loro secondo le indicazioni del cap. 7.3.5 delle NTC2018.

## 6. Combinazioni

Ai fini delle verifiche agli stati limite, si eseguono le combinazioni di carico richieste dal cap. 2.5.3 delle NTC2018.

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Infatti, gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

dove:

- $G_1$  rappresenta i carichi permanenti strutturali;
- $G_2$  rappresenta i carichi permanenti non strutturali;
- $P$  rappresenta un'eventuale presollecitazione (es. precompressione)
- $Q_{k1}, Q_{k2}, Q_{k3}, \dots$  rappresentano invece le azioni variabili che agiscono sulla struttura;
- $\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_{Qi}$  sono i coefficienti parziali per le azioni, rispettivamente per carichi permanenti strutturali, non strutturali e carichi variabili, definiti nella tab. 2.6.I delle NTC2018;
- $\Psi_{0j}, \Psi_{1j}, \Psi_{2j}$  sono i coefficienti di combinazione relativi alle suddette azioni variabili, definiti nella tab.2.5.I delle NTC 2018.

Per i coefficienti parziali per le azioni vengono impiegati i valori della tab. 5.1.V delle NTC2018 (colonna A1 relativa alle verifiche strutturali):

## 6. Combinazioni

		Coefficiente	EQU <sup>10</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Q1}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{t1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{t2}$ , $\gamma_{t3}$ , $\gamma_{t4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Figura 105 - Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

Per i coefficienti di combinazione per le azioni variabili si utilizza la tab. 5.1.VI delle NTC2018:

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\Psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\Psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\Psi_2$ (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 in esecuzione	0,6	0,2	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,8	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
	in esecuzione	0,0	0,0	0,0
Temperatura	SLU e SLE	0,8	0,6	0,5
		0,6	0,6	0,5

Figura 106 - Coefficienti di combinazione per le azioni variabili

Le prestazioni di resistenza della struttura vanno assicurate anche in fase di costruzione, per cui si devono determinare delle combinazioni anche in questa fase.

Per la scrittura delle combinazioni si definiscono i seguenti casi di carico:

- Temperatura
- Ritiro
- Traffico
- Neve
- Vento
- Sisma

Si rimanda al capitolo successivo per la determinazione degli effetti massimi di ogni azione e per i criteri di progettazione impiegati.

Il ritiro è un'azione presente solo a lungo termine, per cui ogni combinazione in teoria dovrebbe essere realizzata doppia, tenendo conto delle fasi differite, una a breve termine senza ritiro e una con ritiro. L'azione del ritiro non viene assegnata nei modelli globali, ma si tiene in conto della sua presenza in modo manuale laddove determina degli effetti negativi. Per questo motivo nelle tabelle seguenti non viene riportato il ritiro, ma tale azione verrà considerata aggiungendola per gli effetti che provoca e moltiplicati per il rispettivo coefficiente parziale di cui sopra.

A partire dai carichi sopra riportati, l'azione del vento e l'azione termica non sono state mai portate in conto in modo simultaneo sulla struttura (EN 1990 – Appendice A2).

### 6.1 Combinazioni allo Stato Limite Ultimo

Combinazione	G1	G2	Temperatura	Traffico	Neve	Vento
SLU 1	1.35	1.50				
SLU 2	1.35	1.50	1.50			
SLU 3	1.35	1.50		1.35		
SLU 4	1.35	1.50				1.50
SLU 5	1.35	1.50			1.50	
SLU 6	1.35	1.50			1.50	0.80 * 1.50
SLU 7	1.35	1.50			0.80 * 1.50	1.50
SLU 8	1.35	1.50	1.50	0.40 * 1.35		
SLU 9	1.35	1.50	0.60 * 1.50	1.35		
SLU 10	1.35	1.50		1.35		0.60 * 1.50
SLU 11	1.35	1.50	0.60 * 1.50	1.35		0.60 * 1.50
SLU 12	1.35	1.50		0.40 * 1.35		1.50
SLU 13	1.35	1.50	1.50		0.80 * 1.50	
SLU 14	1.35	1.50	0.60 * 1.50		1.50	

Tabella 34 - Combinazioni allo SLU

All'interno della tabella si trovano anche combinazioni che vengono controllate solo in fase di costruzione (5, 6, 7, 13, 14).

Le combinazioni in cui viene inserita la neve, sono state eseguite combinando gli effetti con quelli provenienti dalla temperatura considerando solo le variazioni termiche per il caso “freddo”, cioè con solo quelle negative, comunque combinate tra loro per massimizzare gli effetti.

## 6. Combinazioni

### 6.2 Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio

#### 6.2.1 Combinazione caratteristica

Combinazione	G1	G2	Temperatura	Traffico	Neve	Vento
SLE 1	1.00	1.00				
SLE 2	1.00	1.00	1.00			
SLE 3	1.00	1.00		1.00		
SLE 4	1.00	1.00				1.00
SLE 5	1.00	1.00			1.00	
SLE 6	1.00	1.00			1.00	0.80
SLE 7	1.00	1.00			0.80	1.00
SLE 8	1.00	1.00	1.00	0.40		
SLE 9	1.00	1.00	0.60	1.00		
SLE 10	1.00	1.00		1.00		0.60
SLE 11	1.00	1.00	0.60	1.00		0.60
SLE 12	1.00	1.00		0.40		1.00
SLE 13	1.00	1.00	1.00		0.80	
SLE 14	1.00	1.00	0.60		1.00	

Tabella 35 - Combinazioni allo SLE Rara

#### 6.2.2 Combinazione frequente

Combinazione	G1	G2	Temperatura	Traffico	Neve	Vento
FREQ 1	1.00	1.00	0.60			
FREQ 2	1.00	1.00		0.75		
FREQ 3	1.00	1.00				0.20
FREQ 4	1.00	1.00			0.60	
FREQ 5	1.00	1.00	0.60		0.50	
FREQ 6	1.00	1.00	0.50		0.60	
FREQ 7	1.00	1.00	0.50	0.75		

Tabella 36 - Combinazioni frequenti

#### 6.2.3 Combinazione quasi permanente

Combinazione	G1	G2	Temperatura	Traffico	Neve	Vento
QP 1	1.00	1.00	0.50			
QP 2	1.00	1.00			0.50	
QP 3	1.00	1.00	0.50		0.50	

Tabella 37 - Combinazioni quasi permanenti

### 6.3 Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita

La risposta della struttura sarà valutata mediante analisi dinamica lineare, pertanto gli effetti dell'azione sismica ( $E_x$ ,  $E_y$ ,  $E_z$ ) calcolati uno per volta vanno combinati tra loro applicando la regola riportata al paragrafo 7.3.5 delle Norme Tecniche. Si ottiene per il sisma i seguenti effetti:

$$E = \begin{cases} \pm E_x \pm 0,3 \cdot E_y \pm 0,3 \cdot E_z \\ \pm 0,3 \cdot E_x \pm E_y \pm 0,3 \cdot E_z \\ \pm 0,3 \cdot E_x \pm 0,3 \cdot E_y \pm E_z \end{cases}$$

Combinazione	G1	G2	Temperatura	Traffico	Neve	Vento	Sisma
SLV 1	1.00	1.00	0.50				1.00
SLV 2	1.00	1.00					1.00

Tabella 38 - Combinazioni SLV

Ciascuna delle due combinazioni precedenti avrà otto “sotto-combinazioni”, che tengono conto delle diverse direzioni dell’azione sismica come visto in precedenza.

## 7. Modelli di calcolo

L'analisi strutturale della passerella è stata effettuata con l'ausilio di più modelli di calcolo, i quali hanno consentito la rappresentazione e la verifica dei diversi elementi strutturali componenti il ponte in tutte le condizioni. I modelli utilizzati si dividono in due famiglie:

- Modello locale dell'impalcato, per lo studio della soletta;
- Modelli globali per lo studio statico e sismico, in fase di costruzione e di esercizio, degli elementi strutturali principali.

### 7.1 Modello Locale

L'impalcato è realizzato con una struttura portante composta in acciaio-calcestruzzo.

Si riporta di seguito una vista della sezione trasversale:

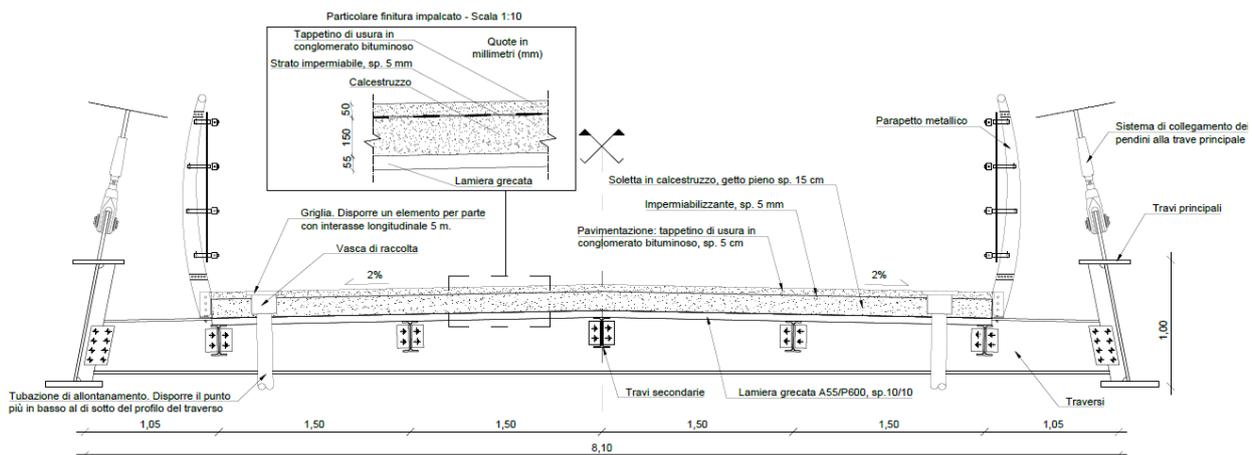


Figura 107 - Sezione trasversale dell'impalcato della passerella pedonale

Per tenere in conto in modo più accurato dell'effettiva distribuzione delle rigidezze e della ripartizione del carico, dopo aver eseguito un predimensionamento mediante modello di trave equivalente viene utilizzato un modello locale dell'impalcato, in grado di descrivere l'effetto del collegamento monolitico della soletta con i traversi e le travette secondarie e di valutare l'effetto della deformabilità delle travette rompitratta longitudinali.

L'appoggio della soletta sui traversi ha due conseguenze per la soletta:

- ridurre gli effetti trasversali in prossimità del traverso stesso;
- far insorgere momenti longitudinali che in assenza del traverso sarebbero nati solo per effetto Poisson.

La soletta viene modellata con elementi shell con una mesh adeguata a rappresentare le variazioni di sforzi che passano nella soletta e a distribuire le impronte di carico del mezzo di servizio.

Le travi longitudinali rompitratta sono elementi snelli e molto deformabili, per cui vengono modellati direttamente, mentre i traversi vengono rappresentati con allineamenti di appoggi (ipotizzandoli infinitamente rigidi, in quanto sono elementi robusti e collegati alle travi principali supportate dalle sospensioni).

All'interno del modello è fondamentale andare a descrivere l'effetto della composizione delle travi rompitratta, correggendo mediante l'utilizzo del Set Modifiers, la loro rigidezza flessionale verticale. In prima battuta, si calcolano le rigidezze della sezione composta progettata, quindi si aggiunge agli elementi frame la differenza tra questa e la rigidezza propria. La rigidezza propria della soletta in c.a. è modellata direttamente mediante gli elementi shell, per cui si può considerare come termini aggiuntivi i due termini di trasporto dati dal prodotto delle aree per la distanza dei rispettivi baricentri dal baricentro della sezione.

Tali operazioni sono state svolte considerando in via semplificata due istanti di verifica: a breve termine con il modulo elastico istantaneo del calcestruzzo, quindi a tempo infinito considerando il modulo elastico ridotto per effetto della viscosità.

Visto il collegamento progettato tra travette e traversi (squadrette), si inserisce uno svincolo alla rotazione, considerando il giunto d'anima una cerniera.

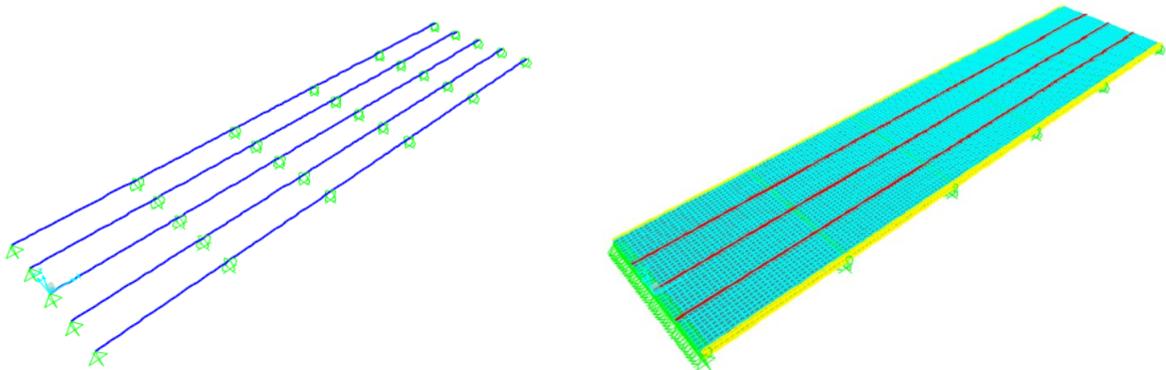


Figura 108 - Modello locale dell'impalcato

La disposizione dei carichi mobili deve essere studiata per realizzare le condizioni di carico più gravose per le singole verifiche.

La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di  $45^\circ$ , fino al piano medio della struttura della soletta sottostante, secondo lo schema indicato in normativa e di seguito riportato:

## 7. Modelli di calcolo

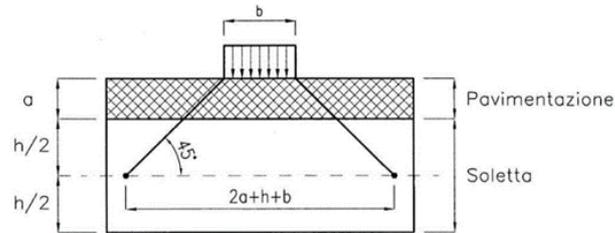


Figura 109 - Diffusione del carico concentrato nelle solette

Le impronte di carico fornite dalla Normativa misurate sulla superficie della pavimentazione, se riportate al piano medio della soletta considerando una diffusione a 45°, determinano una superficie di dimensioni maggiori:

in direzione longitudinale  $A = a + 2 \cdot s_p + s_s$

in direzione trasversale  $B = b + 2 \cdot s_p + s_s$

dove:

- $a$  è la dimensione dell'impronta in direzione longitudinale;
- $b$  è la dimensione dell'impronta in direzione trasversale;
- $s_p$  è lo spessore medio della pavimentazione;
- $s_s$  è lo spessore della soletta.

All'interno del modello si rappresentano i carichi di impronta su una superficie così determinata. La soletta è stata modellata come elemento shell di spessore 15 cm, pari al getto continuo al di sopra delle nervature e spessore costituente la sezione resistente nella fase di verifica. Ai fini della rappresentazione della rigidità si è quindi trascurato la porzione di getto inclusa all'interno delle nervature della lamiera grecata, invece per la rappresentazione del peso proprio esatto è stato possibile tenere in considerazione il contributo di calcestruzzo aggiuntivo mediante il Set modifiers della sezione rappresentata di soletta:

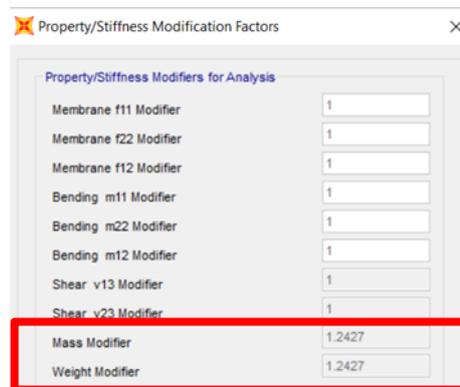


Figura 110 - Set modifiers peso proprio soletta: valutazione calcestruzzo nelle nervature di lamiera

pari a

$$\frac{\text{peso proprio complessivo soletta e lamiera}}{\text{peso proprio soletta in getto continuo 15 cm}} = \frac{4.66 \text{ kN/m}^2}{25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.15 \text{ m}} = 1.2427$$

---

## 7.2 Modello Globale

Il modello agli elementi finiti realizzato nel software di analisi strutturale rappresenta la struttura mediante elementi frame e shell.

La progettazione viene svolta secondo un'approccio elastico-lineare, per cui il modello viene allestito considerando che si svolgeranno analisi lineari.

Gli elementi frame sono impiegati per gli archi, le travi di impalcato, i traversi, le travette longitudinali, i controventi dell'impalcato e dell'arco.

Gli elementi shell sono utilizzati per modellare la soletta dell'impalcato.

I pendini sono stati modellati con elementi pinned frame, assegnando il materiale e la sezione appropriata, aggiungendo dei rilasci tramite il comando Release Partial Fixty per i momenti flettenti e impostando sezioni prive di peso proprio (tramite Set Modifiers con Weight pari a 0). In questo modo gli elementi sono in grado di sopportare esclusivamente sforzi di trazione o compressione. Al termine delle analisi sarà da verificare che tutti i cavi siano effettivamente tesi nelle varie combinazioni di calcolo allestite.

Ogni componente è stato modellato con la propria sezione resistente, andando a modificare, laddove necessario le proprietà di massa e rigidità.

Il comportamento globale della struttura deve tenere in conto principalmente:

- del funzionamento del sistema arco-trave-pendini;
- della presenza della soletta in c.a., che determina per gli elementi dell'impalcato un funzionamento a struttura composta, con la conseguenza di avere fasi separate con rigidità e resistenza diversa, oltre a considerare gli effetti della fessurazione del calcestruzzo;
- della necessità di eseguire le verifiche anche durante le fasi di costruzione.

La soletta in c.a. nonostante in questo caso non sia particolarmente spessa, ha una rigidità assiale elevata (molto più grande delle travi metalliche principali), per cui si prende una parte delle sollecitazioni che dovrebbero finire sulle travi-catena. Se la soletta fosse interamente fessurata allora queste azioni andrebbero a finire per intero sulle travi-catena.

Per le questioni precedenti vengono eseguiti tre modelli di calcolo separati:

Fase 1 – solo la parte metallica resistente

- Modello “1” di solo acciaio con le rigidità delle sezioni metalliche per studiare gli effetti delle azioni in fase di costruzione ed in particolare in fase di getto della soletta, quando

## 7. Modelli di calcolo

---

questa costituisce solamente un carico da portare (il peso della soletta viene modellato come carico verticale sulle travette rompitratta secondo la loro area di influenza).

All'interno di questo modello si leggono le sollecitazioni dovute ai pesi propri e si eseguono le verifiche relative alla fase di costruzione.

Fase 2 – soletta collaborante con le sezioni metalliche dell'impalcato. Si articola questa fase in due modelli distinti.

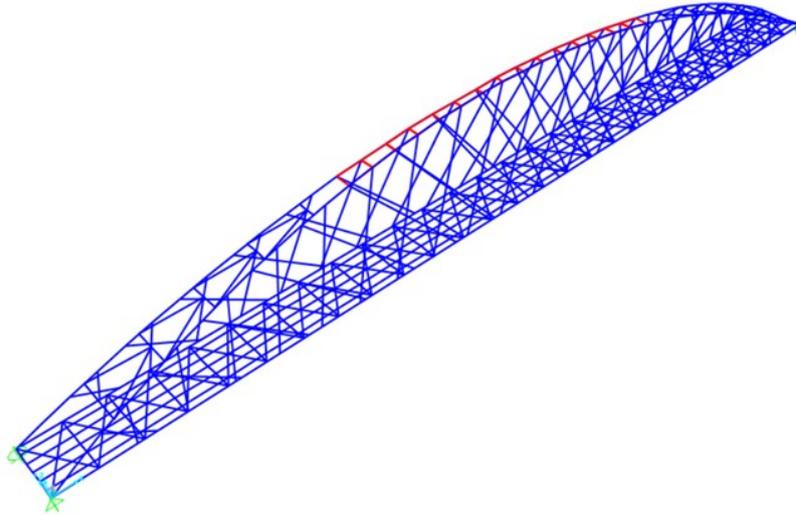
- Modello “2” con soli elementi frames, con le rigidità corrette nelle porzioni in cui c'è la composizione con la soletta, per studiare gli effetti dei carichi verticali aggiuntivi (permanenti portati e accidentali).
- Modello “3” con soletta in calcestruzzo per considerare l'effetto della sua notevole rigidità in direzione orizzontale, che è fondamentale ad assorbire gli effetti di flessione trasversale dovuti ai carichi orizzontali (vento e sisma).

In via semplificata, non è stata considerata la riduzione della rigidità della soletta per effetto della viscosità del calcestruzzo, ma sono stati analizzati solo condizioni a breve termine con il modulo del calcestruzzo istantaneo. Si è ritenuto possibile operare in questo modo, perché la variazione di rigidità negli elementi di impalcato non si è valutata incidente per quanto riguarda gli effetti sulle travi principali, i pendini, gli archi e il sistema di controvento degli archi.

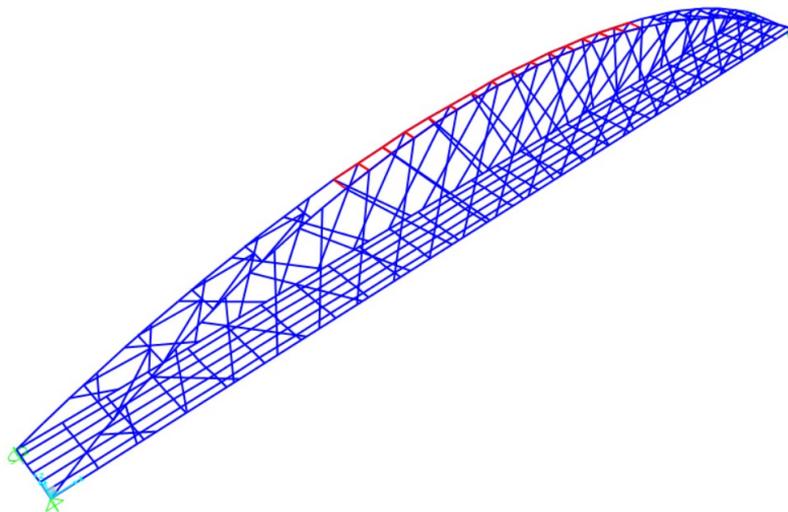
Ricapitolando, le caratteristiche di sollecitazione vengono estrapolate da tre modelli separati:

- (modello 1) per la valutazione della struttura in fase di montaggio/costruzione/getto della soletta;
- (modello 2) per la valutazione dei carichi permanenti portati  $g_2$  e per i carichi variabili verticali. Si valuta in modo cautelativo che la soletta sia interamente fessurata e che le sollecitazioni del sistema arco-trave rimangano in questi due elementi di carpenteria metallica, senza passare dentro la soletta.
- (modello 3) per la valutazione dei carichi orizzontali con la soletta modellata. La notevole rigidità della soletta in direzione orizzontale fa sì che essa assorba tutti gli effetti di flessione trasversale per vento e sisma.

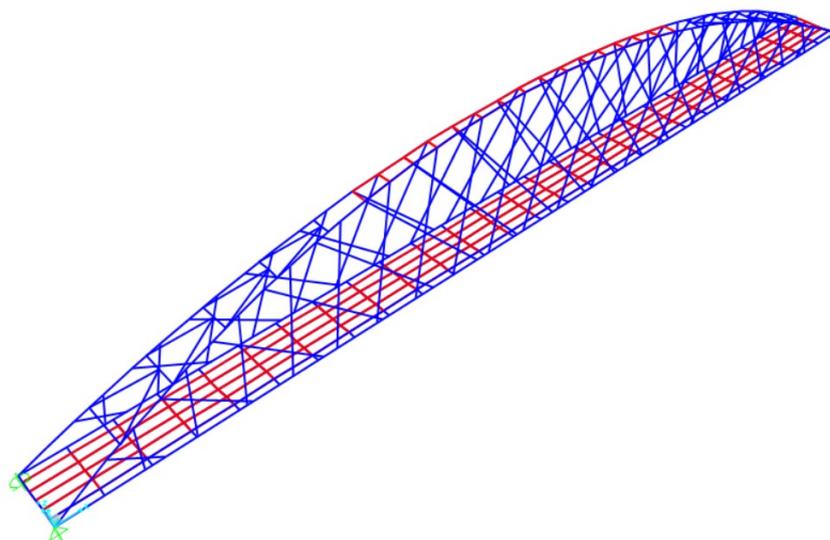
Le combinazioni delle sollecitazioni secondo le indicazioni di normativa (riportate al capitolo precedente), avviene in modo manuale, moltiplicando gli effetti caratteristici estrapolati dal modello (per ogni configurazione di carico) per i relativi coefficienti di combinazione e coefficienti parziali di sicurezza.



*Figura 111 - Modello globale (fase 1) della campata lato San Donnino*



*Figura 112 - Modello globale (fase 2 senza soletta) della campata lato San Donnino*



*Figura 113 - Modello globale (fase 2 con soletta) della campata lato San Donnino*

## 7. Modelli di calcolo

L'impalcato deve essere vincolato nel rispetto dello schema statico del ponte ad arco a via inferiore a spinta eliminata.

I vincoli allo spostamento longitudinale da un lato dell'impalcato saranno impediti e dall'altro saranno lasciati liberi per poter far funzionare la trave come catena dell'arco. In modo analogo, gli spostamenti trasversali sono completamente vincolati da un alto e dall'altro sono liberi per non sovrasollecitare i dispositivi di appoggio, ma lasciar funzionare la struttura tramite i propri collegamenti trasversali.

Lo schema degli appoggi è tipico dei ponti isostatici e prevede quattro vincoli disposti agli angoli dell'impalcato in corrispondenza del punto di intersezione dell'arco con il tirante di impalcato.

Si dispone un vincolo fisso, allineato longitudinalmente con un vincolo unidirezionale, mentre in direzione trasversale si dispongono vincoli multidirezionali.



Figura 114 - Sistema di vincolo isostatico

Con l'obiettivo di rappresentare in modo più realistico la rigidità di alcune parti della struttura si sono modellate le zone di compenetrazione tra gli elementi di carpenteria metallica. In particolare, mediante il comando End Length Offset è stato possibile impostare la lunghezza della zona rigida e un fattore di rigidità per ogni nodo selezionato. Questo comando è stato utilizzato per i nodi tra gli elementi tubolari dell'arco e per il nodo di testata.

### 7.3 Validazione dei risultati

I modelli sopra presentati sono stati validati, confrontando gli sforzi forniti dall'output dell'analisi strutturale nel modello agli elementi finiti con quelli calcolabili manualmente con schemi di funzionamento semplificati. Per brevità si riporta solamente la validazione per il modello globale "1" in riferimento ai pesi propri e la validazione del modello globale "2" per l'azione della folla.

Validazione carichi permanenti strutturali – modello "1"

- Soletta in c.a.

Il valore ottenuto per la reazione vincolare verticale su uno dei quattro appoggi nel modello vale

$$R_{v,modello} = 944.77 \text{ kN}$$

Il valore teorico trovato applicando il peso proprio della soletta in c.a. sull'impalcato vale

$$R_{v,teorico} = \left( 4.66 \frac{kN}{m^2} \cdot 135 m \cdot 6 m \right) / 4 = 943.65 kN$$

Trovando un errore pari a 0.12% e in base agli altri controlli eseguiti si ritiene ben modellata la soletta dal punto di vista dei pesi.

- Peso proprio carpenteria metallica

Il valore ottenuto per la reazione vincolare verticale su uno dei quattro appoggi nel modello vale

$$R_{v,modello} = 846.93 kN$$

Il valore teorico trovato dividendo il peso della carpenteria metallica sugli appoggi vale

$$R_{v,teorico} = 3332.71/4 = 833.18 kN$$

L'errore è 1.65%, quindi si ritiene che il peso della carpenteria metallica sia ben modellato.

Validazione carichi accidentali folla caratteristica – modello “2”

- Folla caratteristica compatta

Si sono controllati i valori delle reazioni verticali per tutte i casi di folla modellati ottenendo un errore massimo di 3 kN, che determina un errore massimo inferiore all'1%.

Il valore ottenuto per lo sforzo normale in chiave nel modello vale

$$N_{chiave\ arco,modello} = 1902.77 kN$$

Il valore teorico trovato applicando l'azione della folla caratteristica compatta sull'impalcato per lo sforzo normale in chiave dell'arco con la relazione valida per l'arco a tre cerniere vale

$$N_{arco\ chiave,teorico} = \left( \frac{5 \cdot 135^2}{8 \cdot 18} \right) / 2 = 1898.44 kN$$

L'errore è 0.23%, quindi si ritiene che la folla sia ben modellata.

## 8. Verifiche

Le verifiche condotte sulla struttura sono verifiche di resistenza, verifiche di stabilità globale e locale a livello di membratura, verifiche di deformabilità.

Le verifiche di resistenza vengono condotte assumendo per i carichi le fattorizzazioni previste dal NTC2018 per gli Stati Limite Ultimi (SLU) e per gli Stati Limite di Esercizio (SLE). Le sollecitazioni si ricavano dalle analisi effettuate con i modelli agli elementi finiti.

Si eseguono inoltre le verifiche per la soletta in calcestruzzo sia agli Stati Limite Ultimi (SLU) per quanto riguarda la resistenza, sia agli Stati Limite di Esercizio (SLE) per quanto riguarda la fessurazione.

Le verifiche di stabilità globale per la struttura vengono svolte mediante un'analisi di buckling condotta dal modello agli elementi finiti che permette di determinare i moltiplicatori critici per le condizioni di carico. Questi moltiplicatori viene garantito che non siano mai inferiori a 5.

Nonostante la tipologia della struttura realizzata in acciaio la renda sensibile al problema della fatica, le condizioni di carico a cui è sottoposta (passerella ad uso ciclo-pedonale) rendono il problema del danneggiamento per fatica non rilevante per l'opera.

### 8.1 Classificazione delle sezioni

Avendo a che fare con elementi di carpenteria metallica, in accordo con il cap. 4.2.3 delle NTC 2018, è necessario assicurarsi che il metodo di analisi sia coerente con le ipotesi di progetto, ma soprattutto che le ipotesi scelte e il modello di calcolo adottato, siano in grado di riprodurre il comportamento globale della struttura e quello locale delle sezioni adottate.

Bisogna prestare attenzione al problema dell'instabilità locale dei pannelli componenti la sezione. Riguardo a questo aspetto la normativa attuale fornisce una classificazione delle sezioni.

Le sezioni vengono classificate in base alla loro capacità rotazionale e se ne individuano 4 tipologie: le sezioni di classe 1 si definiscono duttili, le sezioni di classe 2 si definiscono compatte e sono quelle sezioni in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico. Le sezioni di classe 3 si dicono semi compatte per cui le tensioni calcolate possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico. Infine, le sezioni di classi 4 sono dette snelle e per queste, 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 la sezione geometrica effettiva si sostituisce ad una sezione efficace.

Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale  $C_{\theta}$  definita come:

$$C_{\vartheta} = \vartheta_r / \vartheta_y - 1$$

dove  $\vartheta_r$  e  $\vartheta_y$  sono le curvatures corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento.

Le Tab. 4.2.III, 4.2.IV e 4.2.V delle NTC2018 forniscono indicazioni per la classificazione delle sezioni.

Tabella 4.2.I - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

		Parti interne compresse				
		Inflessione intorno all'asse		Inflessione intorno all'asse		
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha-1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{30\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha-1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67+0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62\epsilon(1-\psi)\sqrt{-\psi}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

\*)  $\psi \leq -1$  si applica se la tensione di compressione  $\sigma \leq f_{yk}$  o la deformazione a trazione  $\epsilon_y > f_{yk}/E$

Figura 115 - Classificazione per i pannelli interni

## 8. Verifiche

Tabella 4.2.II- 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)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_e}$ Per $K_e$ vedere EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Figura 116 - Classificazione per i pannelli esterni

Tabella 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

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	$h/t \leq 15\epsilon$ $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
Sezioni Tubolari						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$ (Per $d/t > 90\epsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)					
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\epsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Figura 117 - Classificazione per altre sezioni

Per le sezioni ricadenti in classe 4, si fa riferimento al capitolo “C4.2.4.1.3.4.2 Stabilità dei pannelli soggetti a compressione” della circolare delle NTC2018, determinando l’area della sezione efficace in base allo stato tensionale agente.

Tabella C4.2.VIII Larghezza efficace di pannelli compressi con entrambi i bordi longitudinali irrigiditi

Distribuzione delle tensioni		Larghezza efficace del pannello				
		$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 1$ $b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 \cdot b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 \cdot b_{eff}$				
		$1 > \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} \cdot b_{eff}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$				
		$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot \frac{\bar{b}}{1 - \psi}$ $b_{e1} = 0,4 \cdot b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6 \cdot b_{eff}$				
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1,00	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
fattore $k_\sigma$	4,00	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98(1 - \psi)^2$

Distribuzione delle tensioni		Larghezza efficace del pannello	
		$1 > \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot c$	
		$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot \frac{c}{1 - \psi}$	
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	$1 \geq \psi \geq -3$		
fattore $k_\sigma$	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$		

Figura 118 - Stabilità dei pannelli soggetti a compressione

## 8.2 Resistenza delle membrature

Gli elementi da verificare sono sezioni in acciaio, per cui si fa riferimento alle indicazioni del cap. 4.2.4.1.2 delle NTC2018, mentre per gli elementi in sezione mista collegati in modo monolitico con la soletta, si fa riferimento alle indicazioni del cap. 4.3.4.2 delle NTC2018. Per entrambi le tipologie di sezioni si fa riferimento ad un metodo elastico di valutazione della capacità resistente.

### 8.2.1 Resistenza delle membrature in acciaio

Per la verifica delle sezioni in acciaio la resistenza di progetto da considerare dipende dalla classificazione delle sezioni.

Le verifiche vengono condotte in campo elastico (ammessa per tutti i tipi di sezione), mediante il criterio elastico di Von Mises (stati di sforzo piani tipici delle travi):

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

## 8. Verifiche

---

dove:

$\sigma_{x,Ed}$  è il valore di progetto della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$  è il valore di progetto della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

$\tau_{Ed}$  è il valore di progetto della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura;

$f_{yk}$  è il valore caratteristico della tensione di snervamento del materiale acciaio;

$\gamma_{M0}$  è il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature, sempre pari a 1.05.

### 8.2.2 Resistenza delle sezioni composte acciaio-calcestruzzo

Le travi rompitratta di impalcato e i traversi sono realizzate a sezione mista acciaio-calcestruzzo. Le travi composte acciaio calcestruzzo sono travi formate dall'unione di due materiali differenti; per questo motivo dal punto di vista del calcolo, le travi hanno bisogno di essere uniformate ad un unico materiale (attraverso il coefficiente di omogeneizzazione  $n$ ). Inoltre, la presenza del calcestruzzo rende diverso il comportamento delle travi miste da quello delle travi di solo acciaio. Il calcestruzzo "subisce" i fenomeni lenti di scorrimento viscoso e ritiro e ciò comporta una redistribuzione di tensione nel sistema totale, che sono funzioni del tempo; pertanto, il calcolo degli stati tensionali deve essere fatto considerando le varie fasi di sollecitazione a cui verrà assoggettata la struttura, che devono essere necessariamente previste in fase di progetto.

Lo studio delle travi di impalcato si svolge quindi secondo due fasi fondamentali:

- prima fase: la sezione resistente è la sola sezione in acciaio; la soletta è stata appena gettata perciò non partecipa alla resistenza della sezione; i carichi agenti sono il peso proprio della soletta e degli elementi strutturali in acciaio.
- seconda fase: la sezione resistente è formata dalla trave in acciaio e dalla soletta divenuta solidale dopo la maturazione del calcestruzzo. I carichi agenti sono gli carichi accidentali e i permanenti non strutturali.

Devono essere però distinte due sottofasi di verifiche:

- tempo 0: non si risentono gli effetti del ritiro e della viscosità. Si utilizza un valore del coefficiente di omogeneizzazione della sezione a tempo 0;
- tempo  $\infty$ : si risentono gli effetti dei fenomeni lenti del ritiro e della viscosità. Questi due fenomeni comportano variazioni di tensione nel sistema misto.

Le tensioni di calcolo devono essere cumulate nella sezione secondo i seguenti schemi:

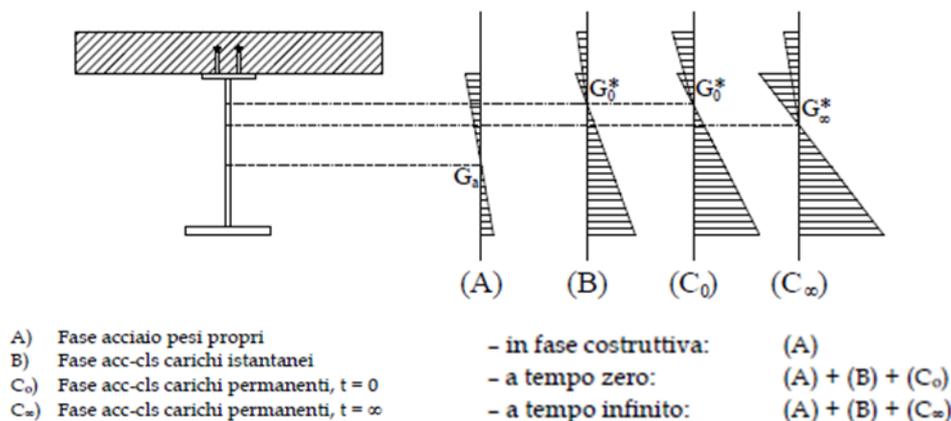


Figura 119 - Metodo di calcolo per sezioni composte acciaio-calcestruzzo

Per la verifica della sezione si fa riferimento allo stato limite ultimo elastico della sezione, secondo il quale la resistenza ultima si verifica quando anche in un solo punto della sezione si ha il raggiungimento della resistenza di progetto nell'acciaio o nel calcestruzzo.

La resistenza a taglio è assicurata unicamente dalla trave in acciaio.

Per quanto riguarda i problemi di stabilità, si è valutato il problema dell'imbozzamento dei pannelli d'anima.

### Il calcolo della sezione

Le NTC2018 individuano le larghezze efficaci secondo il cap. 4.3.2.3. La distribuzione delle tensioni normali negli elementi composti deve essere determinata mediante un modello che tiene conto della diffusione degli sforzi nelle ali della trave metallica e nella soletta in calcestruzzo. La larghezza efficace  $b_{eff}$  della soletta in calcestruzzo sarà pari a

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

dove  $b_0$  è la distanza tra gli assi dei connettori,  $b_{ei}$  è il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta, individuato come il valore minimo tra  $L_e/8$  e  $b_i$ .  $L_e$  è la distanza tra due punti di nullo del diagramma dei momenti, mentre  $b_i$  è la distanza dell'asse trave fino alla metà dell'interasse tra le travi nella stessa direzione.

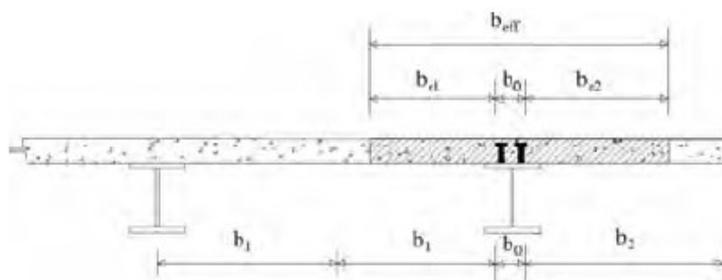


Figura 120 - Larghezza efficace  $b_{eff}$  e aliquote  $b_{ei}$  secondo la normativa

## 8. Verifiche

Per gli appoggi di estremità, la formula si modifica considerando solamente i valori di geometria della stessa, infatti  $b_{eff} = b_0 + \beta_1 \cdot b_{e1} + \beta_2 \cdot b_{e2}$ , dove  $\beta_i = \left(0.55 + 0.025 \cdot \frac{L_e}{b_{eff,i}}\right) \leq 1$ .

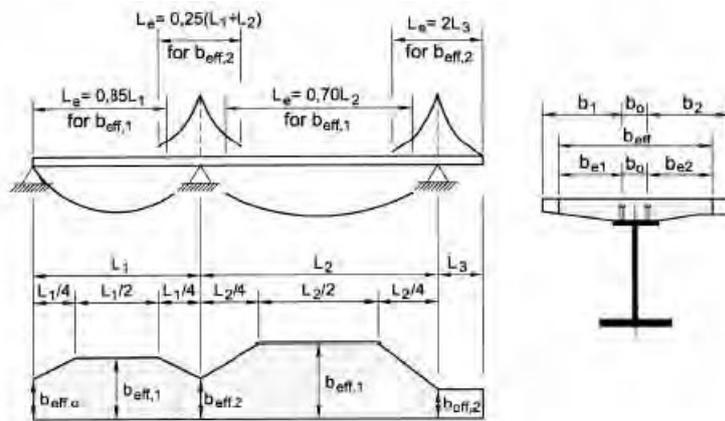


Figura 121 - Larghezza efficace  $b_{eff}$  e luci equivalenti  $L_e$  per le travi continue

Una volta valutate queste dimensioni si passa ad omogenizzare ad acciaio la sezione. Il modulo elastico dell'acciaio  $E_s$  si può ritenere costante e pari a  $210000 \text{ N/mm}^2$  in base alle indicazioni delle NTC2018 per gli acciai per strutture metalliche e per strutture composte (cap. 11.3.4). Viceversa, nel calcestruzzo il modulo elastico  $E_c$  si riduce nel tempo. In base alle indicazioni delle NTC2018 il modulo elastico (istantaneo) del calcestruzzo si può assumere in fase di progettazione pari a  $E_{cm} = 22000[f_{cm}/10]^{0.3}$  in  $\text{N/mm}^2$ .

La viscosità del calcestruzzo viene rappresentata mediante una riduzione della rigidità (si riduce il modulo elastico). L'effetto della viscosità si riscontra per un carico che viene mantenuto per lungo tempo (per questo riguarda solamente i carichi permanenti e non gli accidentali).

In base alle indicazioni delle NTC2018, al cap. 11.2.10.7, la viscosità può essere stimata in sede di progettazione, se la tensione di compressione del calcestruzzo, al tempo  $t_0 = j$  di messa in carico, non è superiore a  $0.45 f_{ckj}$ , attraverso il coefficiente di viscosità  $\varphi(\infty, t_0)$ . Il coefficiente di viscosità a tempo infinito, a meno di valutazioni più precise, può essere dedotto dalle Tabelle 11.2.VI e 11.2.VII dove  $h_0$  è la dimensione fittizia definita al cap. 11.2.10.6 e pari a  $2A_c/u$ , dove  $A_c$  è l'area della sezione e  $u$  è il perimetro della sezione in calcestruzzo esposto all'aria (si rimanda al cap. 5.3 per la determinazione di questo valore).

Il valore del modulo di elasticità del calcestruzzo a tempo infinito si ricava mediante la relazione seguente:

$$E_{c\infty} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$$

per cui in genere si registra un valore compreso tra un mezzo e un terzo di quello istantaneo.

Lo studio analitico della sezione dipende dalla posizione dell'asse neutro, infatti, bisogna distinguere il caso in cui questo taglia la soletta in calcestruzzo da quello in cui cade al di sotto di essa.

Infatti, in una sezione mista inflessa possono verificarsi i tre seguenti casi di seguito trattati:

1. soletta interamente compressa, con asse neutro che taglia la trave di acciaio;
2. soletta parzialmente compressa, con asse neutro al di sopra della trave di acciaio;
3. soletta tesa (a causa di un momento negativo).

Una volta nota la larghezza collaborante della sezione e avendo definito il coefficiente di omogeneizzazione  $n$ , si procede a calcolare le grandezze statiche relative alla sezione composta.

L'area della sezione composta resa omogenea è

$$A = A_a + A_s + A_c/n$$

dove  $A_a$  rappresenta l'area della sezione trasversale della trave in acciaio,  $A_s$  è l'area dell'armatura in soletta e  $A_c$  è l'area della sezione trasversale della soletta in calcestruzzo.

Nel primo e nel terzo caso riportati sopra (apportando però la correzione di considerare soletta tutta tesa e quindi non reagente), la sezione reagente è nota a priori. La determinazione dell'asse neutro della sezione reagente, si esegue con gli ordinari metodi della geometria delle masse omogeneizzando la parte di sezione in calcestruzzo rispetto all'acciaio.

Si ricava la posizione del baricentro ( $y=y_n$ ) della sezione composta:

$$y_n = \frac{n \cdot (A_a y_a + A_s y_s) + A_c y_c}{n \cdot (A_a + A_s) + A_c}$$

Indicando le distanze dal bordo superiore rispettivamente del profilato metallico (pedice  $a$ ), della armatura metallica longitudinale della soletta (pedice  $s$ ) ed infine della soletta di calcestruzzo (pedice  $c$ ).

A questo punto si determinano i momenti di inerzia baricentrici  $J_c$  e  $J_a$ , rispettivamente della soletta di calcestruzzo e della trave in acciaio, ed infine il momento di inerzia della sezione composta resa omogenea:

$$J = J_a + A_a \cdot (y_a - y)^2 + \frac{J_c}{n} + \frac{A_c}{n} \cdot (y_c - y)^2 + A_s \cdot (y - y_s)^2$$

Nel caso di soletta parzializzata (soletta parzialmente compressa), la posizione del baricentro meccanico si ottiene imponendo che il momento statico della sezione reagente composta dalla trave metallica, dall'armatura della soletta e dalla parte compressa della soletta stessa, sia pari a zero. Si arriva a scrivere un'equazione di secondo grado:

$$y_n^2 + \frac{2 \cdot n}{b_c} \cdot (A_a + A_s) \cdot y_n - \frac{2 \cdot n}{b_c} \cdot (A_a \cdot y_a + A_s \cdot y_s) = 0$$

## 8. Verifiche

---

La soluzione determina la posizione dell'asse neutro.

A questo punto si può calcolare il momento d'inerzia della sezione, considerando solo la parte di sezione reagente:

$$J = J_a + A_a \cdot (y_a - y)^2 + \frac{b_c \cdot y^3}{3n} + A_s \cdot (y - y_s)^2$$

### Il calcolo della tensioni normali per sezione mista inflessa

Il calcolo delle tensioni si effettua con la formula di Navier per la flessione, omogeneizzando le tensioni del calcestruzzo. Le tensioni rilevanti sono quella estrema della soletta ( $\sigma_{c,sup}$ ), dell'armatura ( $\sigma_s$ ), degli estremi inferiore ( $\sigma_{a,inf}$ ) e superiore ( $\sigma_{a,sup}$ ) della trave metallica. Tali tensioni si scrivono:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{M}{n \cdot I_n} \cdot y_n \\ \sigma_s &= \frac{M}{I_n} \cdot (y_n - y_s) \\ \sigma_{a,s} &= \frac{M}{I_n} \cdot (y_n - h_c) \\ \sigma_{a,i} &= \frac{M}{I_n} \cdot (y_n - h)\end{aligned}$$

essendo  $h_c$  ed  $h$  le distanze del bordo inferiore e superiore della trave metallica dall'estremo superiore della trave composta.

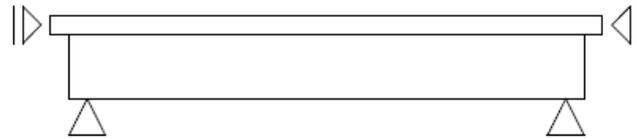
### Il calcolo degli effetti delle distorsioni

Le distorsioni tra acciaio e calcestruzzo avvengono per ritiro e per le distorsioni termiche, infatti, i due materiali hanno coefficienti di dilatazione  $\alpha_t$  diversi ( $\alpha_{t,a} = 1.2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  ;  $\alpha_{t,cls} = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ ), per cui si possono generare effetti anche importanti.

Il ritiro avviene in diversi anni, però non ci si preoccupa dell'evoluzione ma solamente del suo effetto massimo a lungo termine (si considera concomitante la viscosità), per cui questo effetto va aggiunto per le verifica a  $t_\infty$  ( $A+B+C_\infty+R$ ). Il ritiro presenta analogie di comportamento con la differenza di temperatura, infatti, può essere studiato come una particolare differenza di temperatura che agisce solamente sulla soletta di calcestruzzo, tale da provocare un accorciamento di  $\varepsilon_R = \alpha_t \cdot \Delta T$ .

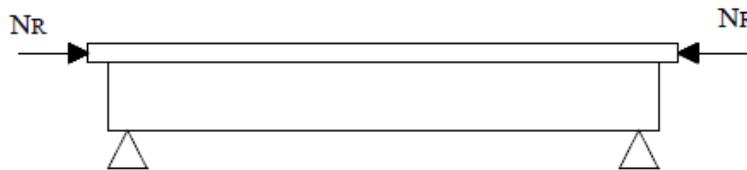
Può essere studiato mediante il metodo dell'equilibrio:

- in fase I vengono bloccate le estremità della soletta e quindi non potendo avere scorrimento nasce uno sforzo di trazione nella soletta in calcestruzzo (indicato con  $N_R$ ), che si riapplica nella fase successiva;



$$\varepsilon_R = \frac{N_R}{A_C \cdot E_C}$$

- in fase II si sbloccano i vincoli ausiliari e si riapplicano le reazioni vincolari con segno opposto posizionandole nel baricentro dell'area in calcestruzzo (soletta);



$$N_R = \varepsilon_R \cdot A_C \cdot E_C$$

Si può trasportare la risultante  $N_R$  nel baricentro della sezione mista acciaio-calcestruzzo, considerando quindi anche il momento di trasporto  $M_R = N_R \cdot d_c$  (positivo per sforzo normale di compressione).

A livello di sezione, applicando il metodo dell'equilibrio per studiare l'effetto del ritiro si ottengono i seguenti diagrammi di tensione:

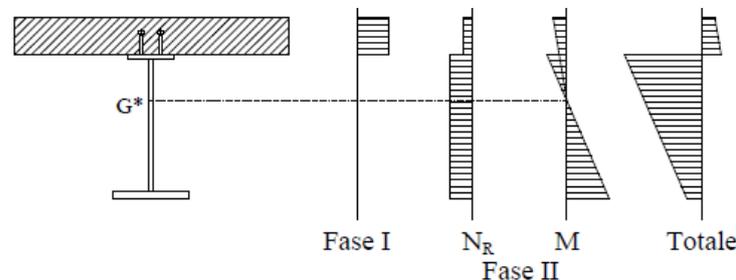


Figura 122 - Diagrammi di tensione nella sezione mista di acciaio-calcestruzzo per effetto del ritiro

Quindi le tensioni per ritiro a tempo  $t_\infty$  hanno le seguenti proprietà:

- risultante complessiva nulla, perché l'azione di ritiro è una coazione;
- il calcestruzzo teso può fessurarsi e rompersi, però questa condizione di carico è opposta a quella di compressione dovuta alla presenza dei carichi permanenti portati a lungo termine, per quanto riguarda la trave isostatica. In genere, si aggiunge un additivo espandente nel calcestruzzo per ridurre il fenomeno di ritiro e avere così meno effetti di tensioni di trazione in esso, però si perde anche l'effetto benefico di compressione sull'acciaio che può andare a ridurre l'elevata trazione provocata da tutte le altre condizioni di carico.

## 8. Verifiche

---

Il ritiro è sicuramente un accorciamento, quindi funziona come una variazione termica negativa, mentre in realtà, la variazione di temperatura può essere sia positiva che negativa.

L'andamento termico, in modo coerente con la formulazione dell'EN 1991-1-5 (si veda cap. 5.4) non è un andamento a farfalla, ma uno schema discontinuo con valori costanti, ma diversi per acciaio e calcestruzzo. Quindi una variazione termica positiva solo nella soletta può causare delle tensioni uguali ma contrarie a quelle calcolate (e illustrate nella figura sopra).

In definitiva, le verifiche da condurre possono essere riassunte sommando i diagrammi di tensione delle seguenti:

$$\begin{cases} \text{in fase costruttiva} & A \\ \text{in fase di esercizio a breve termine } (t_0) & A + (AC - A) + (AC - P_0) + (AC - \Delta t_0) \\ \text{in fase di esercizio a lungo termine } (t_\infty) & A + (AC - A) + (AC - P_\infty) + (AC - \Delta t_\infty) + (AC - R_0) \end{cases}$$

ricordando che il ritiro va portato in conto solamente quando agisce come effetto sfavorevole.

### Il calcolo delle tensioni tangenziali

Il taglio provoca le tensioni tangenziali. La resistenza a taglio verticale della membratura è affidata interamente alla trave metallica, dove le tensioni tangenziali possono essere calcolate secondo la soluzione di Jourawsky:

$$\tau = \frac{T \cdot S_x^*}{J_{x,a} \cdot t}$$

dove lo spessore  $t$  è costante e  $J_{x,a}$  rappresenta il momento d'inerzia della sezione reagente (in questo caso l'intera sezione della trave metallica), mentre il momento statico  $S_x^*$  è il momento statico della parte di sezione considerata rispetto all'asse neutro.

Nel caso di sezioni in parete sottile si possono assumere nulle le componenti di tensione tangenziale parallele alla corda, ma soprattutto è possibile confondere il valore puntuale con il valore medio sulla corda.

Lo sforzo di taglio è assorbito pressoché interamente dall'anima (di altezza  $h_w$ ) della nervatura metallica. Per questo motivo è lecito calcolare la tensione tangenziale massima ponendola uguale alla tensione tangenziale media dell'anima della trave.

$$\tau_{max} = \frac{T \cdot S_{x,s}^*}{J_{x,s} \cdot t_w} \cong \tau_{media} = \frac{T}{A_w} = \frac{T}{h_w \cdot t_w}$$

### 8.3 Stabilità globale

L'analisi di instabilità (o analisi di buckling) viene eseguita mediante l'utilizzo del modello agli elementi finiti, per tenere in conto di tutti gli aspetti che possono essere presenti in una struttura "complessa" e dell'impossibilità di stimare i risultati con modelli manuali. Si svolge un'analisi di

---

tipo lineare, che determina i modi di instabilizzarsi della struttura sotto particolari condizioni di carico.

La formulazione del problema si traduce nella risoluzione del seguente problema agli autovalori:

$$[K - \lambda \cdot G(r)] \cdot \psi = 0$$

dove

- K è la matrice di rigidezza del sistema;
- G(r) è la rigidezza geometrica (P-delta) dovuta al vettore dei carichi r;
- $\lambda$  è la matrice diagonale contenente tutti gli autovalori (moltiplicatori critici);
- $\psi$  è la matrice che ha come colonne gli autovettori (modo di instabilità).

Ogni autovalore e l'autovettore ad esso associato definiscono univocamente l'i-esimo modo di instabilità della struttura.

L'autovalore rappresenta il cosiddetto "fattore di buckling", ovvero lo scalare per il quale bisogna moltiplicare il vettore dei carichi di progetto per innescare l'instabilità della struttura secondo il modo i-esimo. Fattori di buckling < 1 indicano che la struttura si instabilizza per carichi inferiori a quelli considerati nel vettore r. Il fattore di buckling è stato in questa verifica utilizzato con la funzione di fattore di sicurezza della struttura nei confronti dell'instabilità, per arrivare a determinare uno sforzo normale critico.

Il valore del carico instabilizzante viene calcolato a partire dalla rigidezza iniziale elastica della struttura.

In pratica, bisogna verificare di essere sufficientemente lontani dalla condizione critica di instabilità globale della struttura, per cui l'analisi globale potrà essere svolta con la teoria del primo ordine.

L'analisi di buckling è articolata come segue:

- si sono creati dei Load Cases (con i carichi assegnati alla struttura già combinati agli SLU), di tipo buckling, imponendo un numero massimo dei modi e la tolleranza per arrivare a convergenza;

## 8. Verifiche

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1.35
Load Pattern	G2,parapetto	1.5
Load Pattern	G2,pavimentazione	1.5
Load Pattern	Folla 100	1.35
Load Pattern	Vento_Z	-0.9
Load Pattern	Vento_X	0.9
Load Pattern	Vento_Y	0.9

Figura 123 - Load Cases di Buckling

- dopo aver ricavato lo sforzo normale massimo di ogni Load Cases combinando manualmente i valori trovati per ogni Load Pattern al suo interno, si è moltiplicato per il relativo fattore di buckling, ottenendo così un valore del carico critico dell'arco  $N_{cr}$ ;
- con il carico critico così calcolato, si sono effettuate le verifiche di stabilità delle membrature (si veda paragrafo successivo) considerando anche l'influenza del momento flettente. Quest'ultimo contribuisce esclusivamente in termini tensionali, poiché la sezione circolare cava, essendo a simmetria centrale, non è soggetta a svergolamento.

La verifica di stabilità globale si esaurisce al momento della determinazione dei moltiplicatori critici più bassi, individuando quali sono i modi critici nel piano dell'arco e quali sono i modi critici fuori dal piano dell'arco.

A priori non si conosce quale sia la condizione di carico più sfavorevole, per cui l'analisi di buckling è stata condotta per le tre principali distribuzioni della folla sull'impalcato (folla compatta uniforme detta "Folla 100", "Folla 70" e "Folla 80"), per gli effetti di vento che tendevano a massimizzare lo sforzo normale di compressione nell'arco, la temperatura e la neve (solo in costruzione). Per ulteriori indicazioni si rimanda al cap. 8.5.2.

Le verifiche di stabilità globali sono state condotte in fase di costruzione mediante l'utilizzo delle analisi di buckling nel modello "1" e in esercizio mediante il modello "3".

### 8.4 Stabilità delle membrature

Per la verifica delle sezioni dell'arco e dei controventi dell'arco soggette a compressione  $N_{Ed}$  e a momenti flettenti  $M_{y,Ed}$  e  $M_{z,Ed}$  agenti nei due piani principali d'inerzia, si verifica che risulti soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{\min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$$

dove

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad \text{è la snellezza normalizzata}$$

$$\Phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad \text{è il fattore di instabilità (da calcolarsi in entrambe le direzioni).}$$

Dalla tabella 4.2.VI dell'NTC 2018, si è ricavato il valore di  $\alpha$  in funzione del tipo di acciaio e di sezione

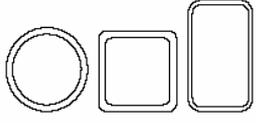
Sezione trasversale	Limiti	Inflessione intorno all'asse	Curva di instabilità		
			S235, S275, S355, S420	S460	
	Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a <sub>0</sub>	
	Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c	
Curva di instabilità	a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Fattore di imperfezione $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Figura 124 - Fattore di imperfezione per la sezione cava nella verifica di instabilità della membratura

## 8.5 Verifiche strutturali

I modelli delle due campate sono stati analizzati in modo separato. La struttura più lunga (luce di 135 m) dal lato di San Donnino è stata ottimizzata per funzionare in modo congruo con le verifiche richieste, garantendo pesi ridotti e una soluzione snella; viceversa, la struttura più piccola (luce di 45 m) dal lato di Badia a Settimo è stata replicata nelle componenti strutturali. L'unica modifica per la campata dal lato di Badia a Settimo è stata quella di ridurre il diametro dei pendini, cercando un considerevole risparmio sull'utilizzo di questo materiale che risulta essere notevolmente costoso.

Le verifiche per la campata più corta si ritiene che possano essere condotte solo sugli elementi principali (arco, trave e pendini), tuttavia, considerando che gli sforzi presenti nella campata più corta sono notevolmente inferiori e si sono utilizzati per l'arco e la trave stesse sezioni della

## 8. Verifiche

---

campata maggiore, non si riportano le verifiche eseguite per brevità, ma si riportano solo quelle nelle funi.

Si riporta di seguito un riepilogo di come sono stati modellati e combinati i vari carichi e i loro effetti, quindi, come sono stati trattati ai fini delle varie verifiche.

### 8.5.1 Combinazioni per le verifiche di resistenza mediante modello globale

Si riporta i risultati e le operazioni per ogni tipo di Load Case:

#### - Folla

Ci sono eseguite 4 sotto combinazioni, da considerare una per volta in ogni combinazione da involuppare a mano (Folla1, Folla2, Folla3, Folla4). Si rimanda al cap. 5.7 per l'individuazione del metodo di involuppo utilizzato per le condizioni di carico allestite.

#### - Mezzo di servizio

Si fa l'envelope dei nove Load Patterns assegnati, visto che il carico è sempre lo stesso, ma applicato in posizioni diverse. Ai fini delle verifiche degli elementi principali e dei traversi la presenza del mezzo costituisce un'azione secondaria rispetto alla folla, viceversa risulta dimensionante per le verifiche della soletta d'impalcato e delle travette secondarie.

#### - Temperatura

Si scrivono 4 combinazioni da considerare: 2 in esercizio, 2 in esecuzione.

Le combinazioni in esercizio (denominate Env T1 esercizio e Env T2 esercizio) sono ottenute secondo le indicazioni dell'ENV 1991-1-5 (si veda cap. 5.4.2 per le indicazioni su come è stato combinato il carico termico). Operando con la funzione Range Add tra le variazioni termiche uniformi e le variazioni termiche differenziali è stato possibile valutare tutte le combinazioni più gravose per ogni elemento da verificare.

Le combinazioni in esecuzione (denominate Env T1 esecuzione e Env T2 esecuzione) sono ottenute operando in modo analogo.

#### - Neve

Si è considerato un solo caso di carico di neve applicata uniformemente su tutto l'impalcato. Questo carico si considera solo in esecuzione.

#### - Vento

Si sono assegnati i 6 casi di carico di vento nelle tre direzioni e ciascuna per entrambi i versi, quindi, si sono ricondotti al massimo effetto possibile che può essere trovato in ogni sezione di ogni elemento mediante la combinazione Range Add.

---

- Sisma

La normativa richiede di calcolare la risposta per le tre componenti  $E_X+0.3*E_Y+0.3*E_Z$ , quindi gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi. Per questo motivo ogni combinazione di azioni richiesta dalla norma contiene 8 sotto combinazioni ottenute facendo variare i segni.

Ciascuna di queste otto combinazioni definisce un envelope (Sisma1, Sisma2, Sisma3) e ognuna andrà combinata con i carichi delle combinazioni sismiche da normativa.

- Ritiro

Viene tenuto in conto manualmente solamente quando determina un effetto negativo e applicato sulla porzione di impalcato in soluzione mista acciaio-calcestruzzo.

### 8.5.2 Combinazioni per le verifiche di stabilità globale

Si controlla la stabilità in esecuzione utilizzando il modello 1 e la stabilità in esercizio mediante il modello 3.

Per la stabilità dell'arco sono stati valutati preliminarmente quali Load Case determinano una compressione nell'arco:

- per il vento si è preso quello che agisce in Z-, che tirando verso il basso comprime l'arco, poi si è combinato con le azioni nelle altre due direzioni (trasversale e torcente);
- per la temperatura le condizioni di carico che comprimono l'arco sono la variazione di temperatura uniforme di espansione, la variazione differenziale di “arco caldo” (si comprime allungamento impedito), la variazione differenziale di trave fredda (si tende per accorciamento impedito, quindi l'arco si comprime);
- per la folla vengono considerati i casi di carico coincidenti con il maggior livello di riempimento, per cui si hanno i valori di sforzo normale di compressione più alti nell'arco (Folla100, Folla70, Folla80);
- per la neve si aggiunge l'effetto del suo carico verticale sull'impalcato.

Per le condizioni in fase di costruzione, i risultati si estrapolano da 5 Load Cases modellati secondo le combinazioni SLU:

- permanenti+vento
- permanenti+temperatura
- permanenti+neve
- permanenti+neve+vento
- permanenti+vento+neve

## 8. Verifiche

Per le condizioni in esercizio, i risultati si estrapolano da 12 Load Cases modellati secondo le combinazioni SLU:

- permanenti+folla [3 casi]
- permanenti+folla+temperatura [3 casi]
- permanenti+folla+vento [3 casi]
- permanenti+vento+folla [3 casi]

### 8.6 Verifiche di stabilità globale

Si riportano di seguito i Load Cases di Buckling in ordine crescente secondo i moltiplicatori critici trovati per la struttura in esercizio e i relativi modi:

Load Case Buckling	Carichi presenti	fuori piano			piano arco o misti		
Buckling_esercizio 4	Folla 100 + Vento	Mode	1	5.776	Mode	2	7.112
Buckling_esercizio 6	Folla 80 + Vento	Mode	1	5.950	Mode	2	7.313
Buckling_esercizio 5	Folla 70 + Vento	Mode	1	6.167	Mode	3	7.571
Buckling_esercizio 1	Folla 100 + Temperatura	Mode	1	6.205	Mode	7	7.725
Buckling_folla 1	Folla 100	Mode	1	6.299	Mode	2	7.772
Buckling_esercizio 3	Folla 80 + Temperatura	Mode	1	6.406	Mode	7	7.962
Buckling_folla 3	Folla 80	Mode	1	6.507	Mode	2	8.137
Buckling_esercizio 2	Folla 70 + Temperatura	Mode	1	6.643	Mode	8	8.268
Buckling_esercizio 7	Vento + Folla 100	Mode	1	6.652	Mode	2	8.249
Buckling_folla 2	Folla 70	Mode	1	6.766	Mode	2	8.322
Buckling_esercizio 9	Vento + Folla 80	Mode	1	6.743	Mode	2	8.356
Buckling_esercizio 8	Vento + Folla 70	Mode	1	6.854	Mode	2	8.491
Buckling_vento	Vento	Mode	2	7.769	Mode	2	9.705
Buckling_permanenti	Solo permanenti	Mode	1	9.563	Mode	2	12.049

Tabella 39 - Moltiplicatori critici della verifica di stabilità globale in esercizio

Il più piccolo moltiplicatore critico si registra per il modo 1 fuori dal piano dell'arco nella combinazione con folla compatta e vento. Il suo valore è superiore al valore limite di 5, per cui la verifica è soddisfatta.

Si riportano di seguito i Load Cases di Buckling in ordine crescente secondo i moltiplicatori critici trovati per la struttura in fase di costruzione e i relativi modi:

Load Case Buckling	Carichi presenti	fuori piano			piano arco o misti		
Buckling_esecuzione 1	vento + neve	Mode	6	6.440	Mode	15	8.374
Buckling_esecuzione 2	neve + vento	Mode	5	6.520	Mode	14	8.483
Buckling_vento costruzione	solo vento	Mode	6	6.836	Mode	15	8.913
Buckling_esecuzione neve	solo neve	Mode	2	7.307	Mode	13	9.555
Buckling_temperatura	solo temperatura	Mode	2	7.939	Mode	16	10.379
Buckling_permanenti	solo permanenti	Mode	2	14.767	Mode	15	20.189

Tabella 40 - Moltiplicatori critici della verifica di stabilità globale in costruzione

Il più piccolo moltiplicatore critico si registra per il modo 6 fuori dal piano dell'arco nella combinazione con vento e neve. Il suo valore è superiore al valore limite di 5, per cui la verifica è soddisfatta.

## 8.7 Verifica dell'impalcato

Si riportano le verifiche dell'impalcato in tutte le sue parti: travi secondarie e traversi, soletta in calcestruzzo armato e la lamiera grecata con funzione di cassero a perdere.

### 8.7.1 Lamiera grecata

La lamiera grecata funziona da cassero a perdere, per cui è soggetta al peso proprio, al peso del getto del calcestruzzo della soletta e al peso dei mezzi d'opera (di  $1.5 \text{ kN/m}^2$  secondo EC4 cap. 7.3.2). La lamiera grecata è stata scelta a partire dal catalogo Metecno [17], adottando il profilo A55/P600 in sp. 10/10 mm.

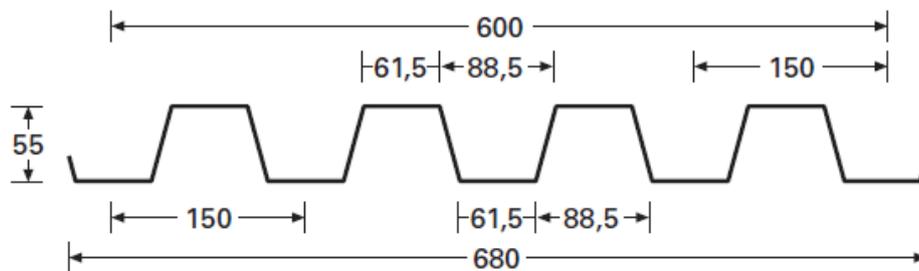


Figura 125 - Profilo e geometria del pannello di lamiera grecata

Si deve considerare la posizione più sfavorevole dei carichi.

La lamiera grecata arriva in cantiere già tagliata e preforata, pronta per essere disposta nella sua posizione prevista. I pannelli sono disposti con le nervature dirette in direzione trasversale e devono seguire la pendenza trasversale dell'impalcato conferita dai traversi e dalla diversa quota delle travette secondarie.

Per cui la lamiera grecata viene scelta eseguendo una verifica allo SLU per flessione e una per taglio, considerando in via semplificata, lo schema di trave continua su tre appoggi (costituiti dalle travette rompitratta longitudinali) Ogni pannello è ordito dalla travetta di riva fino a quella di mezzzeria.

Le sollecitazioni sono state ottenute risolvendo i seguenti schemi:

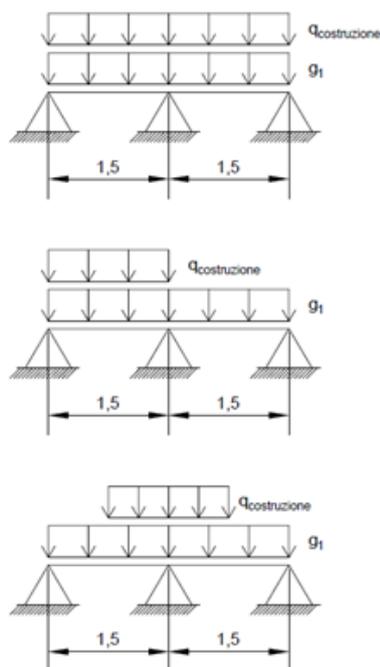


Figura 126 - Schemi statici lamiera grecata

Inviluppando i risultati si sono trovati i seguenti sforzi:

$M_{Ed}^+$	1.47	kN*m/m
$M_{Ed}^-$	-2.40	kN*m/m
$V_{Ed}$	8.01	kN/m

Tabella 41 - Enti sollecitanti SLU lamiera grecata

### Verifica a flessione

Si riportano di seguito i calcoli con cui si è arrivati a determinare gli enti resistenti.

Il capitolo della norma di riferimento è il C4.2.4.1.3.4.2 della Circ. 2019.

Trattandosi di sezione di classe 4, le verifiche allo stato limite ultimo vanno eseguite sulla sezione efficace.

Le proprietà inerziali della sezione reale sono le seguenti:

Momento di inerzia	Compressione superiore ( $M^+$ )		Compressione inferiore ( $M^-$ )	
	$W_{\text{bordo inf}}$	$W_{\text{bordo sup}}$	$W_{\text{bordo inf}}$	$W_{\text{bordo sup}}$
$\text{cm}^4/\text{m}$	$\text{cm}^3/\text{m}$	$\text{cm}^3/\text{m}$	$\text{cm}^3/\text{m}$	$\text{cm}^3/\text{m}$
73.46	30.76	23.27	27.14	26.81

Tabella 42 - Proprietà inerziali della lamiera grecata

Si determinano le larghezze efficaci della flangia compressa e dell'anima compressa. Per entrambi i pannelli siamo nel caso di elementi compressi con entrambi i bordi longitudinali irrigiditi.

Il coefficiente  $\rho$  viene calcolato dalla reazione C4.2.57:

$$\rho = 1,0 \quad \text{se } \lambda_p \leq 0,673$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,055(3 + \psi)}{\lambda_p^2} \geq \frac{1}{\lambda_p} \quad \text{se } \lambda_p > 0,673$$

dove

- $\psi = \sigma_2/\sigma_1$ , è il rapporto tra le tensioni ai bordi del pannello, essendo  $\sigma_1$  la tensione di compressione massima in valore assoluto e  $\sigma_2$  la tensione dall'altro lato del pannello;
- la snellezza relativa del pannello  $\lambda_p$  vale

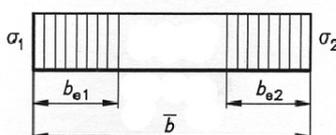
$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}}{28,4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$$

in cui il coefficiente per l'instabilità per compressione  $k_\sigma$ , dipendente da  $\psi$  e dalle condizioni di vincolo e dato nella Tabella C4.2.VIII per i pannelli con entrambi i bordi longitudinali irrigiditi.

La tensione critica per definizione vale  $\sigma_{cr} = k_\sigma \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{\bar{b}}\right)^2$ .

Il modulo elastico della lamiera vale 210000 Mpa e il coefficiente di Poisson vale 0.3.

Per la piattabanda interamente compressa si ha

Distribuzione delle tensioni (compressione positiva)	Larghezza efficace $b_{eff}$						
	$\psi = +1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 b_{eff}$						
	<table border="1"> <tr> <td><math>\psi = \sigma_2/\sigma_1</math></td> <td>+ 1</td> </tr> <tr> <td>Coefficiente di imbozzamento</td> <td>4,0</td> </tr> <tr> <td><math>k_\sigma</math></td> <td></td> </tr> </table>	$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	+ 1	Coefficiente di imbozzamento	4,0	$k_\sigma$	
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	+ 1						
Coefficiente di imbozzamento	4,0						
$k_\sigma$							

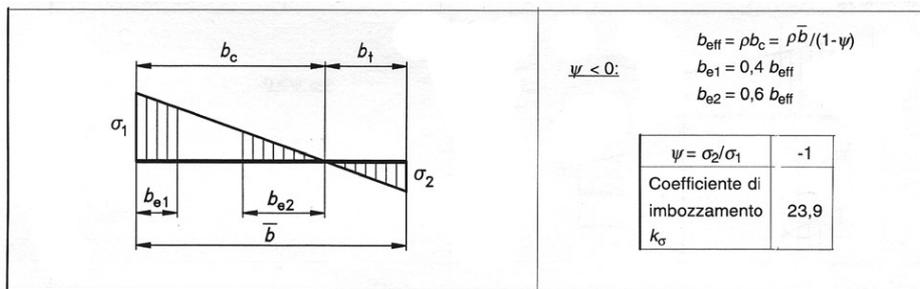
Determinazione della larghezza efficace della flangia compressa			
Rapporto tra le tensioni della flangia	$\psi$	1	
Coefficiente di imbozzamento pannello	$K_\sigma$	4	
Tensione critica instabilità pannello	$\sigma_{cr}$	200.73	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento del pannello	$f_y$	280	N/mm <sup>2</sup>
Snellezza relativa del pannello	$\lambda_p$	1.181	
Fattore di riduzione flangia pannello	$\rho$	0.689	
Larghezza efficace del pannello	$b_{eff}$	42	mm
Larghezza parti caricate esterne	$b_{e1} = b_{e2}$	21	mm

Tabella 43 - Larghezze efficaci del pannello flangia di lamiera

I risultati ottenuti sono analoghi siano per il caso di momento positivo che di momento negativo, in quanto la flangia risulta essere delle stesse dimensioni, vincolata e caricata allo stesso modo.

## 8. Verifiche

Per l'anima con diagramma delle tensioni a farfalla si ha



$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	+1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -2$
Coefficiente di imbozzamento $k_\sigma$	4,0	$\frac{8,2}{1,05 + \psi}$	7,81	$7,81 - 6,29 \psi + 9,78 \psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Determinazione della larghezza efficace dell'anima compressa			
Momento positivo $M_{Ed}^+$			
Tensione bordo inf	$\sigma_2$	-47.79	N/mm <sup>2</sup>
Tensione bordo sup	$\sigma_1$	63.17	N/mm <sup>2</sup>
Rapporto tensioni anima	$\psi^{M^+}$	-0.757	
Coeff imbozzamento pannello	$K_\sigma$	18.165	
Tensione critica instabilità pannello	$\sigma_{cr}$	911.575	N/mm <sup>2</sup>
Snellezza relativa del pannello	$\lambda_P$	0.554	
Fattore di riduzione anima pannello	$\rho$	1.000	
Larghezza efficace del pannello	$b_{eff}$	56.6	mm
Momento negativo $M_{Ed}^-$			
Tensione bordo inf	$\sigma_1$	88.43	N/mm <sup>2</sup>
Tensione bordo sup	$\sigma_2$	-89.52	N/mm <sup>2</sup>
Rapporto tensioni anima	$\psi^{M^-}$	-0.988	
Coeff imbozzamento pannello	$K_\sigma$	23.567	
Tensione critica instabilità pannello	$\sigma_{cr}$	1182.641	N/mm <sup>2</sup>
Snellezza relativa del pannello	$\lambda_P$	0.487	
Fattore di riduzione anima pannello	$\rho$	1.000	
Larghezza efficace del pannello	$b_{eff}$	56.6	

Tabella 44 - Larghezze efficaci del pannello d'anima di lamiera

Si determinano le proprietà inerziali della sezione efficace:

Proprietà inerziali della sezione efficace di lamiera			
Momento di inerzia nervatura lamiera	J	12.16	cm <sup>4</sup>
Momento di inerzia lamiera	J	72.96	cm <sup>4</sup> /m
Momento di inerzia lamiera efficace nervatura	$J_{eff}$	10.53	cm <sup>4</sup>
Momento di inerzia lamiera efficace	$J_{eff}$	63.18	cm <sup>4</sup> /m
Modulo di resistenza $M^+$	$W^{M^+}$	24.95	cm <sup>3</sup> /m
Modulo di resistenza $M^-$	$W^{M^-}$	20.60	cm <sup>3</sup> /m

Tabella 45 - Proprietà inerziali della sezione efficace della lamiera grecata

Si determinano i momenti resistenti moltiplicando la tensione di snervamento di progetto del materiale della lamiera per i moduli di resistenza rispettivi, quindi, si eseguono le verifiche confrontando i momenti sollecitanti e quelli resistenti

Momenti resistenti lamiera grecata acciaio S280GD				
Momento resistente positivo SLU		$M_{Rd}^+$	6.65	kN*m/m
Momento resistente negativo SLU		$M_{Rd}^-$	5.49	kN*m/m
Verifica a flessione				
Campata	$M_{Ed}^+/M_{Rd}^+$	0.22	<1	<b>Verificata</b>
Appoggio	$M_{Ed}^-/M_{Rd}^-$	0.44	<1	<b>Verificata</b>

Tabella 46 - Momenti resistenti e verifica a flessione della lamiera grecata

### Verifica a taglio

Si riportano di seguito i calcoli con cui si è arrivati a determinare gli enti resistenti. Il taglio è assorbito interamente dall'anima della lamiera. Le anime sono inclinate e quindi il taglio andrebbe scomposto nelle loro direzioni. In via semplificata si è considerato la proiezione verticale delle anime.

$$V_{Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} / \gamma_{M0}$$

Verifica a taglio allo SLU				
Numero di anime per metro di lamiera		$n_{anime} / m$	13	
Altezza lamiera = lunghezza anima		$h_{lamiera}$	55	mm
Spessore della lamiera		$s_{plamiera}$	1	mm
Area resistente a taglio della lamiera		$A_v$	715	mm <sup>2</sup>
Determinazione del taglio resistente		$V_{Rd}$	110.08	kN/m
Verifica a taglio	$V_{Ed}/V_{Rd}$	0.07	<1	<b>Verificata</b>

Tabella 47 - Verifica di resistenza a taglio della lamiera

Per completezza si controlla anche l'instabilità per taglio del pannello d'anima della lamiera:

Verifica di instabilità per taglio				
Limite esecuzione verifica (anime non irrigidite)				
Rapporto dimensioni anime		$d/t_w$	56.63	
Rapporto tensioni acciaio lamiera		$\varepsilon$	0.916	
Limite esecuzione verifica instabilità		$69*\varepsilon$	63.21	
	$(d/t_w)/69*\varepsilon$	0.90	<1	Non eseguire

Tabella 48 - Verifica di instabilità per taglio della lamiera grecata

Si conclude che la verifica di stabilità non risulta necessaria.

Tutte le verifiche relative alla lamiera grecata sono soddisfatte.

## 8. Verifiche

---

### 8.7.2 Soletta in c.a.

Si realizza una soletta in c.a di spessore in getto continuo al di sopra delle greche di lamiera di 15 cm e doppio strato di armatura in entrambe le direzioni.

I carichi agenti sulla soletta sono i seguenti:

- peso proprio degli elementi strutturali costituito dalla soletta stessa  $\rightarrow G_1$ ;
- peso proprio degli elementi non strutturali (impermeabilizzante e pavimentazione disposti come uniformemente distribuiti su tutta la larghezza dell'impalcato; parapetto e struttura metallica di fissaggio disposti lateralmente)  $\rightarrow G_2$ ;
- carichi variabili da traffico (individuati nello schema di carico 5, oltre che dal veicolo di servizio)  $\rightarrow Q_{k, traffico}$ .

Al fine di una fase di predimensionamento viene studiata la soletta di impalcato con i carichi lineari dedotti da quelli superficiali distribuiti su una fascia di 1 m di larghezza, mentre quelli concentrati sono determinati a partire dal modello di trave equivalente e poi ricondotti ad una trave di larghezza unitaria.

In fase di verifica è stato costruito un modello locale dell'impalcato per tenere meglio in conto del reale funzionamento delle varie parti in gioco (si veda il cap. 7.1). Le verifiche verranno quindi condotte con enti sollecitanti di lastra.

La disposizione dei carichi variabili da traffico (folla e veicolo di servizio) dovrà essere tale da massimizzare gli effetti: tagli, momenti longitudinali e trasversali, in campata e sugli appoggi.

I carichi permanenti vanno disposti nelle zone in cui sono effettivamente presenti, mentre quelli accidentali vanno disposti sull'impalcato in modo tale da massimizzare di volta in volta l'effetto cercato.

La disposizione dei carichi accidentali è stata fatta seguendo la teoria delle linee d'influenza, andando a fissare di volta in volta il punto e la caratteristica di sollecitazione da massimizzare per poi determinare la posizione dei carichi da adottare.

La folla è stata assegnata come carico per unità di superficie sulle shell nelle "specchiature" delimitate da travette longitudinali rompitratta e trasversi. Si sono assegnate varie configurazioni per cercare di massimizzare i vari effetti.

Il veicolo di servizio è mobile sia in direzione longitudinale che in direzione trasversale, per cui sono state assegnate sei posizioni diverse da cui si è estrapolato gli effetti massimi.

Sfruttando la simmetria della sezione è stato possibile ridurre notevolmente le disposizioni di carico da studiare.

Si estrapolano i risultati delle sollecitazioni massime sugli elementi shell del modello locale.

Si riportano di seguito i valori utilizzate nelle verifiche:

Sollecitazioni in direzione trasversale: Schema di carico folla				
Stato limite	SLU	SLE Rara	SLE Frequente	SLE Quasi Permanente
M <sup>+</sup> (kN m/m)	3.01	2.2	1.88	1.04
M <sup>-</sup> (kN m/m)	5.16	3.78	3.34	2.75
V (kN/m)	33.84			

Tabella 49 - Sollecitazioni in direzione trasversale sulla soletta con carico folla

Sollecitazioni in direzione longitudinale: Schema di carico folla				
Stato limite	SLU	SLE Rara	SLE Frequente	SLE Quasi Permanente
M <sup>+</sup> (kN m/m)	4.87	3.56	3.15	1.92
M <sup>-</sup> (kN m/m)	35.78	26.23	23.21	14.15

Tabella 50 - Sollecitazioni in direzione longitudinale sulla soletta con carico folla

Sollecitazioni in direzione trasversale: Schema di carico veicolo di servizio				
Stato limite	SLU	SLE Rara	SLE Frequente	SLE Quasi Permanente
M <sup>+</sup> (kN m/m)	11.65	8.95	1.04	1.04
M <sup>-</sup> (kN m/m)	8.35	6.14	2.75	2.75
V (kN/m)	38.97			

Tabella 51 - Sollecitazioni in direzione trasversale sulla soletta con mezzo di servizio

Sollecitazioni in direzione longitudinale: Schema di carico veicolo di servizio				
Stato limite	SLU	SLE Rara	SLE Frequente	SLE Quasi Permanente
M <sup>+</sup> (kN m/m)	14.08	10.88	1.92	1.92
M <sup>-</sup> (kN m/m)	41.34	30.44	14.15	14.15

Tabella 52 - Sollecitazioni in direzione longitudinale sulla soletta con mezzo di servizio

Le verifiche vengono svolte con i valori massimi, ottenuti da questi involupando:

Sollecitazioni in direzione trasversale: Involuppi				
Stato limite	SLU	SLE Rara	SLE Frequente	SLE Quasi Permanente
M <sup>+</sup> (kN m/m)	11.65	8.95	1.88	1.04
M <sup>-</sup> (kN m/m)	8.35	6.14	3.34	2.75
V (kN/m)	38.97			

Tabella 53 - Sollecitazioni in direzione trasversale sulla soletta: involuppo

Sollecitazioni in direzione longitudinale: Involuppi				
Stato limite	SLU	SLE Rara	SLE Frequente	SLE Quasi Permanente
M <sup>+</sup> (kN m/m)	14.08	10.88	3.15	1.92
M <sup>-</sup> (kN m/m)	41.34	30.44	23.21	14.15

Tabella 54 - Sollecitazioni in direzione longitudinale sulla soletta: involuppo

La presenza del parapetto metallico viene considerata manualmente.

L'elemento che sostiene il corrimano si trova ad essere fissato su un profilo longitudinale "a L" disposto longitudinalmente e parallelo alla soletta per contenere il getto. Il parapetto è costituito da una serie di montanti disposti ad interasse costante e fissati al profilo angolare, che sarà a sua volta fissato ai traversi longitudinali e alla soletta in c.a.

## 8. Verifiche

Il profilo angolare è fissato mediante un'unione bullonata con la piattabanda del profilo del traverso, mentre sarà collegato con la soletta tramite delle barre in acciaio saldate ad esso e annegate nel getto.

In corrispondenza della sezione con il traverso, il peso proprio del parapetto viene scaricato direttamente su di esso.

In una campata tra due traversi consecutivi, il peso proprio del parapetto viene scaricato sul profilo angolare, che mediante il collegamento trasferisce il carico alla soletta. L'azione risulta eccentrica per la soletta, quindi trasferisce una coppia. Questo momento in direzione trasversale risulta però trascurabile.

Il momento nella sezione di soletta è dovuto ad una forza orizzontale applicata a livello del corrimano è pari a 1.50 kN/m, secondo quanto richiesto dal cap. 5.1.3.10 delle NTC2018 (con coefficiente di amplificazione pari a 1,50).

Si determina l'ente sollecitante per la soletta e per il collegamento montante-soletta:

Carico orizzontale d'esercizio			
Altezza del parapetto	h	1.50	m
Interasse montante	i	1	m
Carico orizzontale d'esercizio	$H_k$	1.5	kN/m
Coefficiente di combinazione	$\gamma_Q$	1.5	
Carico orizzontale di progetto	$H_{Ed}$	2.25	kN/m
Carico sul singolo montante	$H_{ed,mont}$	2.25	kN
Altezza schema di mensola	$h_1$	1.66	m
Momento di incastro alla base	$M_{Ed}$	3.74	kN m

Tabella 55 - Determinazione dell'azione sollecitante sulla soletta per carico orizzontale d'esercizio

per cui cautelativamente si prende il momento sollecitante pari a 4 kN m e applicato alla sezione esterna della soletta. Questo dovrà essere assorbito da un'adeguata armatura saldata sull'angolare e ancorata nel getto.

### Rispetto dei requisiti di normativa

Tutte le parti costituenti la soletta devono rispettare le prescrizioni riguardanti i dettagli costruttivi e i valori limite richiesti.

Le verifiche vengono condotte sulla sola sezione di soletta in c.a. di getto pieno, di spessore pari a 15 cm.

In realtà la soletta è gettata su lamiera grecata, per cui si fa riferimento ai dettagli costruttivi richiesti anche per questa tipologia.

---

- Spessore della soletta

Al cap. 4.3.6.5.2 delle NTC2018 viene richiesto che un'altezza complessiva minima del solaio composto, diversa tra il caso di soletta collaborante con le travi o meno. Lo spessore della soletta deve risultare non minore di 8 cm (9 cm nel caso di trave composta con la soletta) e che lo spessore del getto continuo al di sopra delle nervature non sia inferiore a 4 cm (5 cm con trave collaborante). La soletta viene realizzata con un getto continuo di 15 cm di spessore al di sopra di uno strato gettato all'interno delle nervature della lamiera alta 55 mm, quindi la richiesta è soddisfatta.

- Appoggi

Al cap. 4.3.6.5.4 delle NTC2018 viene richiesto che le solette composte sostenute da elementi in acciaio o calcestruzzo debbano avere una larghezza di appoggio minima di 75 mm (valida anche per lamiere sovrapposte o continue), con una dimensione di appoggio del bordo della lamiera grecata di almeno 50 mm.

La soletta in c.a. si trova appoggiata con la superficie intradossale costituita dalla lamiera grecata, su travette rompitratta in acciaio con dimensione della flangia di 120 mm, per cui la dimensione minima di appoggio è garantita.

### Verifiche allo SLU

La normativa prevede il controllo dei seguenti stati limite ultimi:

- SLU per resistenza a flessione, per cui si eseguono le seguenti verifiche
  - o Verifica a flessione longitudinale;
  - o Verifica a flessione trasversale;
- SLU per resistenza a taglio, per cui si eseguono le seguenti verifiche
  - o Verifica a taglio della sezione trasversale.

### Verifica a flessione

Le ipotesi di base per il modello di calcolo sono quelle specificate al cap. 4.1.2.3.4 delle NTC2018, per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali nei confronti di sforzo normale e flessione:

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

I diagrammi di progetto dei materiali, in accordo con il cap. 4.1.2.1.2 sono stati assunti:

- diagramma tensioni-deformazioni  $\sigma$ - $\epsilon$  del calcestruzzo del tipo stress-block (rettangolo);
- diagramma tensioni-deformazioni dell'acciaio di tipo elastico-perfettamente plastico indefinito.

## 8. Verifiche

Si riportano di seguito i diagrammi dei materiali:

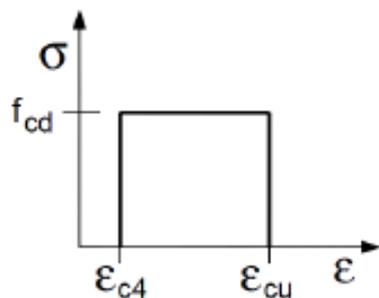


Figura 127 - Diagramma stress-block per il calcestruzzo

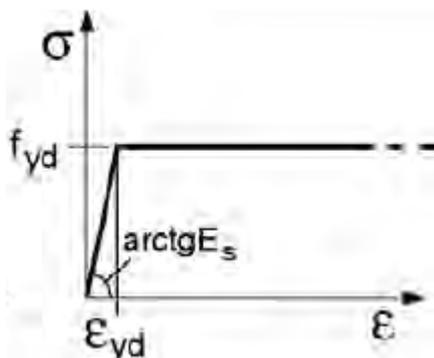


Figura 128 - Diagramma EPP per l'acciaio da c.a.

### Verifica a flessione trasversale

In accordo con quanto prescritto al cap. 4.1.2.3.4.2 la verifica di resistenza (SLU) viene condotta controllando che:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

dove:

- $M_{Rd}$  è il valore di progetto del momento resistente;
- $M_{Ed}$  è il valore di progetto del momento di domanda.

La sezione resistente progettata è la seguente:

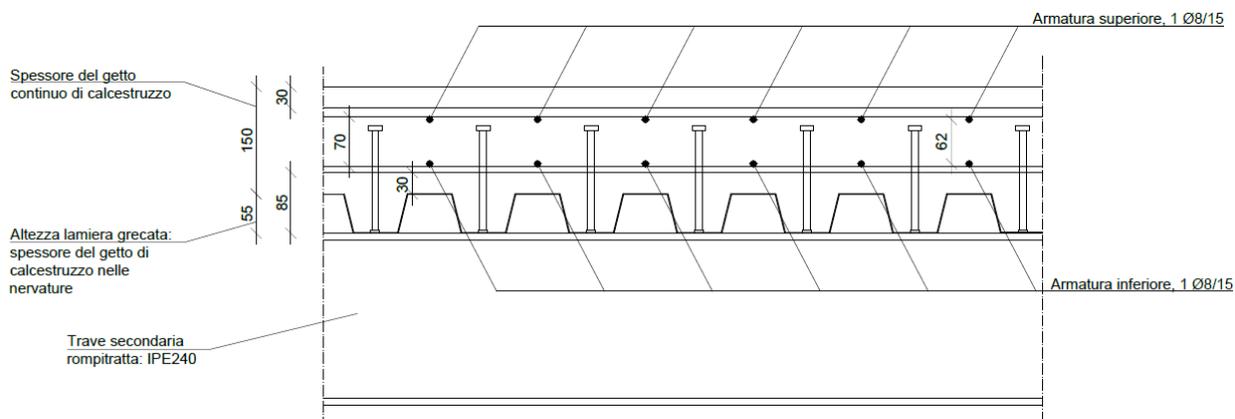


Figura 129 - Sezione trasversale soletta

Si riportano le tabelle di riepilogo delle verifiche condotte:

Verifica a flessione trasversale: momento positivo allo SLU					
Progetto in armatura doppia (Rc, Ras, Ras')					
Armatura	n ferri	Diametro	$\rho$	$A_{s,t}$	x
$\phi 8/15$ cm	1	8	150	301.59	16.27
$\phi 8/15$ cm	1	8	150	301.59	
		mm	mm	mm <sup>2</sup> /m	mm
Momento sollecitante positivo			$M_{Ed}^+$	11.65	kNm/m
Momento resistente positivo			$M_{Rd}^+$	16.64	kNm/m
Verifica a flessione		$M_{Ed}^+/M_{Rd}^+$	0.70	<1	<b>Verificata</b>

Tabella 56 - Verifica della soletta a flessione trasversale per momento positivo allo SLU

Verifica a flessione trasversale: momento negativo allo SLU					
Progetto in armatura doppia (Rc, Ras, Ras')					
Armatura	n ferri	Diametro	$\rho$	$A_{s,t}$	x
$\phi 8/15$ cm	1	8	150	301.59	16.27
$\phi 8/15$ cm	1	8	150	301.59	
		mm	mm	mm <sup>2</sup> /m	mm
Momento sollecitante positivo			$M_{Ed}^-$	8.35	kNm/m
Momento resistente positivo			$M_{Rd}^-$	15.69	kNm/m
Verifica a flessione		$M_{Ed}^-/M_{Rd}^-$	0.53	<1	<b>Verificata</b>

Tabella 57 - Verifica della soletta a flessione trasversale per momento negativo allo SLU

dove si è indicato con x la profondità dell'asse neutro.

Risulta  $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ , per cui le verifiche sono soddisfatte.

#### Verifica a flessione longitudinale

La verifica di resistenza (SLU) viene condotta in modo analogo al caso precedente, controllando che:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

Le sezioni resistenti progettate sono le seguenti:

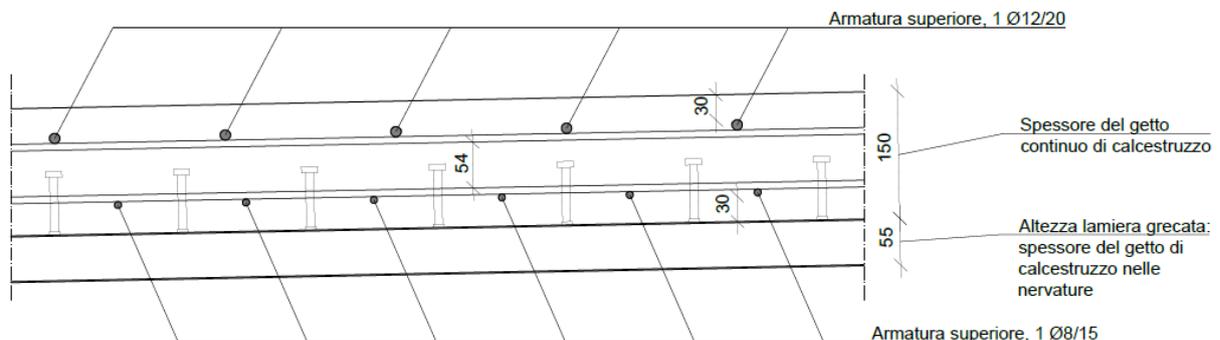


Figura 130 - Sezione longitudinale soletta in campata

## 8. Verifiche

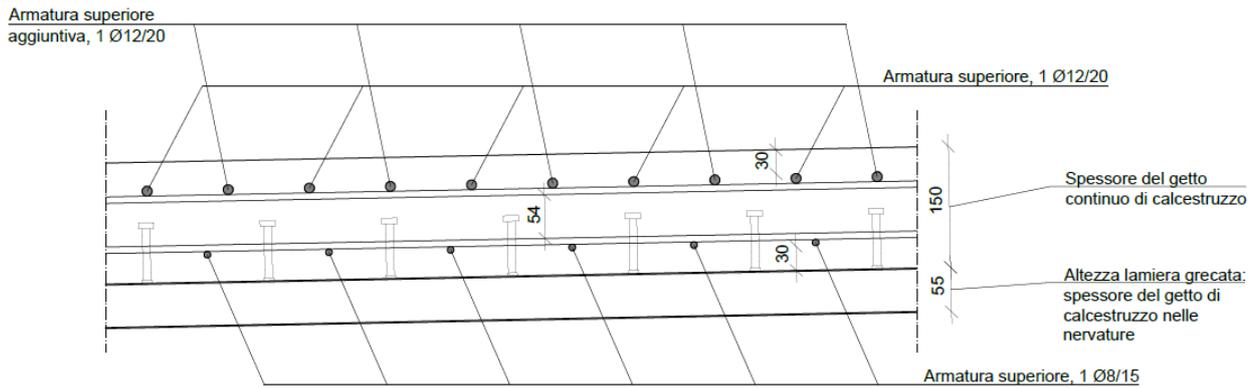


Figura 131 - Sezione longitudinale soletta sul traverso

Si riportano le tabelle di riepilogo delle verifiche condotte:

Verifica a flessione longitudinale: momento positivo allo SLU					
Progetto in armatura doppia (Rc, Ras, Ras')					
Armatura	n ferri	Diametro	p	$A_{s,t}$	x
Ø12/20 cm	1	12	200	565.49	23.39
Ø8/15 cm	1	8	150	301.59	
		mm	mm	mm <sup>2</sup> /m	mm
Momento sollecitante positivo			$M_{Ed}^+$	14.08	kNm/m
Momento resistente positivo			$M_{Rd}^+$	18.48	kNm/m
Verifica a flessione	$M_{Ed}^+/M_{Rd}^+$		0.76	<1	<b>Verificata</b>

Tabella 58 - Verifica della soletta a flessione longitudinale per momento positivo allo SLU

Verifica a flessione longitudinale: momento negativo in asse al traverso allo SLU					
Progetto in armatura doppia (Rc, Ras, Ras')					
Armatura	n ferri	Diametro	p	$A_{s,t}$	x
Ø12/20 cm	1	12	200	565.49	38.64
Ø12/20 cm	1	12	200	565.49	
Ø8/15 cm	1	8	150	301.59	
		mm	mm	mm <sup>2</sup> /m	mm
Momento sollecitante positivo			$M_{Ed}^-$	41.34	kNm/m
Momento resistente positivo			$M_{Rd}^-$	45.80	kNm/m
Verifica a flessione	$M_{Ed}^-/M_{Rd}^-$		0.90	<1	<b>Verificata</b>

Tabella 59 - Verifica della soletta a flessione longitudinale per momento negativo in asse al traverso allo SLU

Verifica a flessione longitudinale: momento negativo in campata allo SLU					
Progetto in armatura doppia (Rc, Ras, Ras')					
Armatura	n ferri	Diametro	p	$A_{s,t}$	x
Ø12/20 cm	1	12	200	565.49	23.39
0	0	0	200	0.00	
Ø8/15 cm	1	8	150	301.59	
		mm	mm	mm <sup>2</sup> /m	mm
Momento sollecitante positivo			$M_{Ed}^-$	15.60	kNm/m

Momento resistente positivo		$M_{Rd}$	26.06	kNm/m
Verifica a flessione	$M_{Ed}/M_{Rd}$	0.60	<1	<b>Verificata</b>

Tabella 60 - Verifica della soletta a flessione longitudinale per momento negativo in campata allo SLU

Risulta  $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ , per cui le verifiche sono soddisfatte.

### Verifica a taglio

Nella soletta non è stata disposta un'armatura specifica a taglio, quindi, l'unica resistenza alle sollecitazioni taglianti è offerta dai meccanismi resistenti del calcestruzzo e dell'armatura longitudinale adottata.

La verifica a taglio su elementi senza armature trasversali resistenti a taglio è trattata al cap. 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018 ove si afferma che “è comunque necessario disporre un'armatura minima secondo quanto previsto al punto 4.1.6.1.1. E' consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi”.

Disponendo un doppio strato di armatura a doppia orditura, intervallate da uno spessore di calcestruzzo di circa 5 cm, si ritiene che i carichi siano ripartiti in modo efficace, per cui si procede eseguendo la verifica e senza disporre armatura resistente a taglio.

La verifica di resistenza (SLU) viene condotta controllando che:

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

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto al taglio si valuta con la relazione 4.1.23 delle NTC2018:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d ; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

con

- $f_{ck}$  espresso in Mpa;
- $k = 1 + (200/d)^{1/3} \leq 2$ ;
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ ;
- $d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);
- $\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ( $\leq 0,02$ ) che si estende per non meno di  $(l_{bd} + d)$  oltre la sezione considerata, dove  $l_{bd}$  è la lunghezza di ancoraggio;
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$  [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );
- $b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

## 8. Verifiche

---

In analogia con quanto fatto per la verifica a flessione, il controllo è stato condotto assumendo come taglio sollecitante il massimo in valore assoluto tra quelli determinati con gli schemi di carico e le disposizioni progettate pari a:

$$V_{Ed} = 38.97 \text{ kN}$$

La sezione resistente permette di determinare i seguenti parametri della formula, che individuano il taglio resistente:

Verifica a taglio					
k	$v_{min}$	d (mm)	$\rho_l$	$V_{Rd}$ (kN)	$V_{Ed}/V_{Rd}$
2	0.56	104	0.003	58.24	0.67

Tabella 61 - Verifica a taglio della soletta

Risulta  $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ , per cui la verifica è soddisfatta.

### Verifiche allo SLE

La normativa prevede il controllo dei seguenti stati limite di esercizio:

- SLE per tensioni di esercizio, per cui si eseguono le seguenti verifiche
  - o Verifica della tensione massima di compressione del calcestruzzo nella condizione di esercizio;
  - o Verifica della tensione massima di trazione dell'acciaio nella condizione di esercizio;
- SLE per fessurazione, per cui si eseguono le verifiche previste dalla Tabella 4.1.IV delle NTC2018.

Si riportano di seguito le massime tensioni nella soletta nelle combinazioni SLE, trovate con VCA SLU (utilizzando il metodo "n"). Con queste si eseguiranno i controlli cui sopra.

Titolo: ca

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	15	1	3.02	4.6
			2	3.02	10.8

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 8.95 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

Materiali B450C C32/40

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200 000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  18.13 ‰  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  $\bar{\rho}$   
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12.25  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.7333  
 $\tau_{c1}$  2.114

$\sigma_c$  -6.973 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  279.9 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  1.4 ‰  
d 10.8 cm  
x 2.938 x/d 0.272  
 $\delta$  0.78

Figura 132 - Momento positivo in direzione trasversale in soletta per SLE Rara

Titolo: ca

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	15	1	5.65	3.6
			2	3.02	11.6

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 10.80 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Materiali B450C C32/40

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200 000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  18.13 ‰  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  $\bar{\rho}$   
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12.25  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.7333  
 $\tau_{c1}$  2.114

$\sigma_c$  -7.568 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  328.7 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  1.644 ‰  
d 11.6 cm  
x 2.978 x/d 0.2567  
 $\delta$  0.7609

Figura 133 - Momento positivo in direzione longitudinale in soletta per SLE Rara

## 8. Verifiche

Titolo: cal

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	15	1	3.02	4.6
			2	3.02	10.8

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 -3.34 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Verifica  
 N° iterazioni: 5

Precompresso

Materiali  
 B450C C32/40  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  18.13  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 [?]  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12.25  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.7333  
 $\tau_{c1}$  2.114

$\sigma_c$  -2.762 N/mm²  
 $\sigma_s$  110.2 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0.5509 ‰  
 d 10.4 cm  
 x 2.842 x/d 0.2733  
 $\xi$  0.7816

Figura 134 - Momento negativo in direzione trasversale in soletta per SLE Frequente

Titolo: cal

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	15	1	11.31	3.6
			2	3.02	11.6

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 -23.21 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Verifica  
 N° iterazioni: 4

Precompresso

Materiali  
 B450C C32/40  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  18.13  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 [?]  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12.25  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.7333  
 $\tau_{c1}$  2.114

$\sigma_c$  -9.7 N/mm²  
 $\sigma_s$  210.4 N/mm²  
 $\epsilon_s$  1.052 ‰  
 d 11.4 cm  
 x 4.661 x/d 0.4088  
 $\xi$  0.9511

Figura 135 - Momento negativo in direzione longitudinale in soletta per SLE Frequente

Titolo: ca

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	15	1	3.02	4.6
			2	3.02	10.8

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Materiali

B450C C32/40

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200 000 N/mm²  $f_{cd}$  18.13  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12.25  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.7333  
 $\tau_{c1}$  2.114

$\sigma_c$  -2.274 N/mm²  
 $\sigma_s$  90.72 N/mm²

$\epsilon_s$  0.4536 ‰  
d 10.4 cm  
x 2.842 x/d 0.2733  
 $\delta$  0.7816

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

Figura 136 - Momento negativo in direzione trasversale in soletta per SLE Quasi Permanente

Titolo: ca

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	15	1	11.31	3.6
			2	3.02	11.6

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> -14.15 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Materiali

B450C C32/40

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200 000 N/mm²  $f_{cd}$  18.13  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12.25  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.7333  
 $\tau_{c1}$  2.114

$\sigma_c$  -5.914 N/mm²  
 $\sigma_s$  128.3 N/mm²

$\epsilon_s$  0.6413 ‰  
d 11.4 cm  
x 4.661 x/d 0.4088  
 $\delta$  0.9511

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Figura 137 - Momento negativo in direzione longitudinale in soletta per SLE Quasi Permanente

Si riportano le verifiche relative alle tensioni in esercizio:

Verifiche tensioni massima di compressione del calcestruzzo in esercizio			
Combinazione caratteristica Rara	$\sigma_{c,max}$	12.72	N/mm²
Tensione massima di compressione	$0.6 * f_{ck}$	19.2	N/mm²
Controllo tensione massima di compressione	$\sigma_{c,max}/0.6f_{ck}$	0.66	<b>Verificata</b>
Combinazione caratteristica Quasi Permanente	$\sigma_{c,max}$	5.91	N/mm²
Tensione massima di compressione	$0.45 * f_{ck}$	14.4	N/mm²
Controllo tensione massima di compressione	$\sigma_{c,max}/0.45f_{ck}$	0.41	<b>Verificata</b>

Tabella 62 - Verifiche tensioni massime nel calcestruzzo in esercizio in soletta

## 8. Verifiche

Verifiche tensioni massima dell'acciaio in esercizio			
Combinazione caratteristica Rara	$\sigma_{s,max}$	328.70	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima lato acciaio	$0.8 * f_{yk}$	360	N/mm <sup>2</sup>
Controllo tensione massima di compressione	$\sigma_{s,max}/0.8f_{yk}$	0.91	<b>Verificata</b>

Tabella 63 - Verifiche tensioni massime nell'acciaio in esercizio in soletta

Si riportano le verifiche relative alla fessurazione, condotta con il metodo semplificato:

Verifiche di fessurazione			
Condizioni ambientali: aggressive		Armatura da c.a.: poco sensibile	
Tensione acciaio SLE Frequente	$\sigma_s$	210.40	N/mm <sup>2</sup>
Tensione acciaio SLE Quasi Permanente	$\sigma_s$	128.30	N/mm <sup>2</sup>

Tabella 64 - Tensioni acciaio per verifica di fessurazione con il metodo semplificato

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	$w_k$	Poco sensibile 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	$\leq w_1$

Figura 138 - Livello di verifica richiesto per la fessurazione della soletta

Per cui si eseguono due verifiche:

- sul diametro massimo delle barre impiegate nell'armatura della soletta

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Figura 139 - Diametri massimi richiesti per le barre per la verifica di fessurazione in soletta

Diametro max barre da c.a. impiegate	12	mm
Diametro massimo delle barre per combinazione frequente	16	mm
Verifica combinazione frequente diametro max barra		<b>Verificata</b>
Diametro massimo delle barre per combinazione quasi permanente	25	mm
Verifica combinazione frequente diametro max barra		<b>Verificata</b>

Tabella 65 - Verifiche sul diametro massimo delle barre per la fessurazione in soletta

- sulla spaziatura massima impiegata tra le barre in soletta

**Tabella C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione**

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_s = 0.4$ mm	$w_s = 0.3$ mm	$w_s = 0.2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Figura 140 - Spaziatura massima richiesta per le barre per la verifica di fessurazione in soletta

Spaziatura max barre da c.a. impiegate	100	mm
Spaziatura massima delle barre per combinazione frequente	200	mm
Verifica combinazione frequente diametro max barra		<b>Verificata</b>
Spaziatura massima delle barre per combinazione quasi permanente	200	mm
Verifica combinazione frequente diametro max barra		<b>Verificata</b>

Tabella 66 - Verifiche sulla spaziatura massimo delle barre per la fessurazione in soletta

Tutte le verifiche agli SLE sono soddisfatte.

### 8.7.3 Travette rompitratta

Le travette secondarie rompitratta sono monolitiche con la soletta, collegate mediante una piolatura diffusa lungo la loro luce, che si estende tra due traversi successivi (5 m).

Le travi rompitratta si progettano come elementi in semplice appoggio, di sezione composta, per cui è necessario eseguire le verifiche in esercizio e le verifiche in fase solo acciaio.

Si ritiene cautelativo considerare una condizione di vincolo in semplice appoggio delle travi, trascurando l'effetto del momento di passaggio trasmesso tra due campate adiacenti dalla continuità della soletta ed eseguire una verifica nella sola sezione di mezzeria con il massimo momento flettente portato dai carichi verticali.

Lo schema di calcolo semplificato è lecito per via del collegamento d'anima realizzato con squadrette, presente all'estremità di ogni travetta e che la collega con il traverso. La travetta sarà calcolata sulla luce di interasse tra gli assi dei traversi, mentre i giunti bullonati della squadretta sono progettati per trasferire le azioni di taglio presenti all'estremità e il momento di trasporto fino all'asse della bullonatura (si rimanda al cap. 9.2 per la verifica del collegamento).

## 8. Verifiche

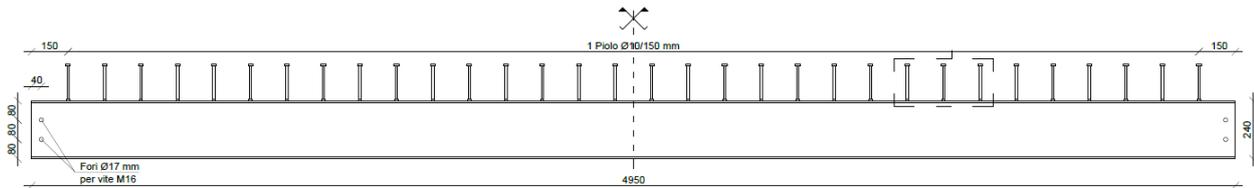


Figura 141 - Travette secondaria: vista longitudinale

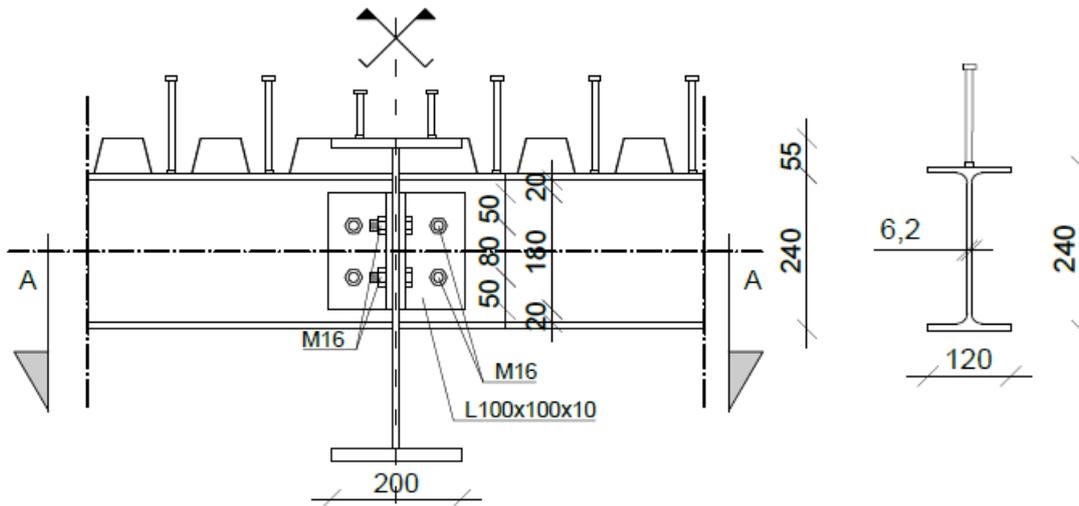


Figura 142 - Collegamento travetta-traverso e sezione trasversale della travetta

### Sezione resistente

Le travi con soletta collaborante sono identificate per tipologia di sezione composta secondo la figura 4.3.3 delle NTC2018.

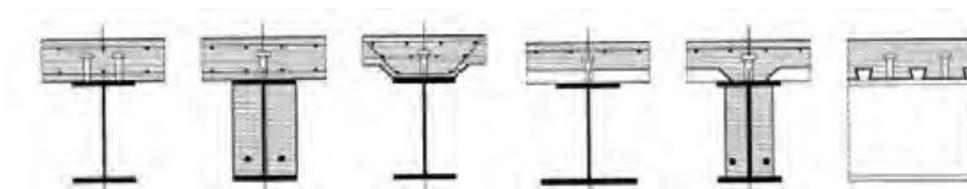


Figura 143 - Tipologie di sezione composta per travi (da fig. 4.3.3 di NTC2018)

Le travi longitudinali rompitratta possono essere studiate come travi con soletta collaborante nella fase in esercizio, quando il getto ha fatto presa, visto che la sezione di acciaio viene collegata in modo monolitico con lo spessore di calcestruzzo tramite una piolatura diffusa lungo la sua luce.

La valutazione della porzione di soletta collaborante con la trave viene fatta in base alla disposizione geometrica delle sezioni metalliche e alla geometria del sistema di connessione.

La larghezza efficace della soletta collaborante vale  $b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$ , in cui

- $b_0$  è nullo perché è la distanza tra gli assi dei connettori, ma sulla piattabanda superiore della trave è fissato un solo piolo;

- $b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{L_e}{8}; b_i\right) = 0.625$  perché l'interasse tra le travi rompitratta è pari a 1.50 m, mentre la distanza tra due punti di minimo del diagramma del momento è pari alla luce della trave, vista la condizione di vincolo di semplice appoggio, quindi 5 m.

Quindi  $b_{eff} = 0.625 + 0.625 = 1.25$  m.

Le nervature della lamiera sono orientate perpendicolarmente alla direzione della trave, per cui si tiene conto del solo calcestruzzo fuori dalle greche, in modo analogo a quanto fatto per la soletta.

Travetta rompitratta:	IPE 240	
Interasse travette	1.5	m
Luce di calcolo	5	m
Sezione acciaio classe	1	
Geometria sezione profilo acciaio		
Altezza h	240	mm
Base b	120	mm
sp. Anima $t_w$	6.2	mm
sp. flangia $t_f$	9.8	mm
Raggio raccordo r	15	mm
Caratteristiche profilo trave acciaio		
Area A	3912	mm <sup>2</sup>
Peso G	0.307	kN/m
Momento d'inerzia $J_y$	38920000	mm <sup>4</sup>
Profondità baricentro $y_{Gs}$	120	mm
Modulo resistenza $W_{El,y}$	324300	mm <sup>3</sup>

Tabella 67 - Sezione metallica travetta rompitratta

Le sezioni delle travette sono tutte uguali. La verifica viene condotta sia per le travette di riva, che per quelle di campata, ma visto che quest'ultime risultano dimensionanti, si riportano solo le verifiche condotte per esse. Quelle per le travette di riva saranno automaticamente verificate.

Si fa riferimento a due condizioni di calcolo: breve termine (indicate con pedice "t0") e lungo termine (indicate con pedice "tinf").

Si riportano le proprietà inerziali per la trave composta a breve termine

Asse neutro a breve termine da lembo superiore	$y_{G,t0}$	9.38	cm
Momento d'inerzia della sezione reagente	$J_{t0}$	30509.83	cm <sup>4</sup>
Area sezione reagente	$A_{t0}$	236.19	cm <sup>2</sup>

Tabella 68 - Proprietà inerziali trave rompitratta composta a breve termine

da cui si determinano i moduli di resistenza per il calcolo delle tensioni nelle sezioni reagenti della trave a breve termine

## 8. Verifiche

Modulo resistenza bordo superiore cls	$W_{cls\ sup,t0}$	3251.22	cm <sup>3</sup>
Modulo resistenza bordo inferiore cls	$W_{cls\ inf,t0}$	5432.78	cm <sup>3</sup>
Modulo resistenza armatura superiore	$W_{arm\ sup,t0}$	5274.76	cm <sup>3</sup>
Modulo resistenza armatura inferiore	$W_{arm\ inf,t0}$	13768.72	cm <sup>3</sup>
Modulo resistenza profilo bordo superiore	$W_{a\ sup,t0}$	2744.71	cm <sup>3</sup>
Modulo resistenza profilo bordo inferiore	$W_{a\ inf,t0}$	868.83	cm <sup>3</sup>

Tabella 69 - Moduli di resistenza per la trave rompitratta nella condizione a breve termine

Si riportano le proprietà inerziali per la trave composta a lungo termine

Asse neutro a breve termine da lembo superiore	$y_{G,tinf}$	13.49	cm
Momento d'inerzia della sezione reagente	$J_{tinf}$	24722.94	cm <sup>4</sup>
Area sezione reagente	$A_{tinf}$	149.10	cm <sup>2</sup>

Tabella 70 - Proprietà inerziali trave rompitratta composta a lungo termine

da cui si determinano i moduli di resistenza per il calcolo delle tensioni nelle sezioni reagenti della trave a lungo termine

Modulo resistenza bordo superiore cls	$W_{cls\ sup,tinf}$	1832.63	cm <sup>3</sup>
Modulo resistenza bordo inferiore cls	$W_{cls\ inf,tinf}$	16377.07	cm <sup>3</sup>
Modulo resistenza armatura superiore	$W_{arm\ sup,tinf}$	2499.69	cm <sup>3</sup>
Modulo resistenza armatura inferiore	$W_{arm\ inf,tinf}$	13078.20	cm <sup>3</sup>
Modulo resistenza profilo bordo superiore	$W_{a\ sup,tinf}$	3527.01	cm <sup>3</sup>
Modulo resistenza profilo bordo inferiore	$W_{a\ inf,tinf}$	797.27	cm <sup>3</sup>

Tabella 71 - Moduli di resistenza per la trave rompitratta nella condizione a lungo termine

### Sollecitazioni

Le verifiche sono condotte sulla sezione di mezzeria, per cui le sollecitazioni sono determinate facilmente risolvendo la trave in semplice appoggio. Le verifiche sono condotte agli SLU, in quanto queste risultano sicuramente dimensionanti.

Si riportano le sollecitazioni determinate per ogni azione presente sull'impalcato:

Sollecitazioni	Pesi propri	Traffico (folla)	Traffico (veicolo)	Carichi permanenti portati
M [kN m]	30.76	31.64	112.13	7.03
V [kN]	24.61	25.31	100.80	5.63

Tabella 72 - Sollecitazioni dovute ai carichi verticali nella trave rompitratta composta

Sollecitazioni	Ritiro	Variazione termica
M [kN m]	47.11	19.08
N [kN]	786.40	1012.88

Tabella 73 - Sollecitazioni dovute alle coazioni nella trave rompitratta composta

Verifiche di resistenza in esercizio

La verifica viene svolta in termini tensionali (metodo elastico), secondo le relazioni riportate al cap. 8.2.2.

Si riporta di seguito i valori delle tensioni calcolate nelle varie fasi:

Trave rompitratta di campata: tensioni sollecitanti allo SLU							
Tensioni	Fase A:	Fase A-C:	Fase A-C:	Fase A-C:	Ritiro	Variazione	Variazione
N/mm <sup>2</sup>	G1	Q <sub>traffico</sub>	G2 (t=0)	G2 (t=inf)		termica	termica
						$\Delta T_{heat}$	$\Delta T_{cool}$
$\sigma_{sup}$ soletta	0.00	-5.48	-0.34	-0.23	-0.42	2.34	-2.34
$\sigma_{inf}$ soletta	0.00	3.28	0.21	0.03	1.26	0.85	-0.85
$\sigma_{sup}$ armatura	0.00	-21.26	-1.33	-2.81	-71.59	46.50	-46.50
$\sigma_{inf}$ armatura	0.00	8.14	0.51	-0.54	-56.35	41.50	-41.50
$\sigma_{sup}$ acciaio	-94.84	40.85	2.56	1.99	-39.39	35.93	-35.93
$\sigma_{inf}$ acciaio	94.84	129.06	8.09	8.82	6.34	20.92	-20.92

Tabella 74 - Tensioni allo SLU per la trave rompitratta composta

Per cui le tensioni totali sollecitanti sono le seguenti:

Trave di campata: tensioni totali sollecitanti		
Tensioni	Condizioni a	Condizioni a
N/mm <sup>2</sup>	breve termine	lungo termine
$\sigma_{sup}$ soletta	-8.16	-8.46
$\sigma_{inf}$ soletta	4.33	5.41
$\sigma_{sup}$ armatura	-69.09	-151.91
$\sigma_{inf}$ armatura	50.15	-126.05
$\sigma_{sup}$ acciaio	-87.36	-192.12
$\sigma_{inf}$ acciaio	252.91	259.98

Tabella 75 - Tensioni massime allo SLU per la trave rompitratta composta

Le verifiche allo SLU sono riportate di seguito:

Verifiche allo SLU	Tensioni	Massima tensione SLU	Tensione resistente di progetto	Esito verifica
	N/mm <sup>2</sup>			
	$\sigma_{cls}$ soletta	8.46	18.13	<b>Verificata</b>
	$\sigma_{barre}$ c.a.	151.91	391.30	<b>Verificata</b>
	$\sigma_{id}$ acciaio	252.91	338.10	<b>Verificata</b>

Tabella 76 - Verifiche di resistenza in esercizio allo SLU per travette rompitratta composte

## 8. Verifiche

### Verifiche di stabilità del pannello d'anima

I pannelli d'anima degli elementi strutturali, laminati oppure realizzati in soluzione composta saldata, devono essere verificati nei confronti dei fenomeni di instabilità dell'equilibrio allo stato limite ultimo.

I pannelli d'anima rettangolari delle travi a pareti piena devono essere verificati nei riguardi dell'instabilità per taglio quando il rapporto tra l'altezza dell'anima e il suo spessore supera il valore:

$$\frac{h_w}{t} > \frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$$

dove:

- t è lo spessore dell'anima della trave;
- $h_w$  è l'altezza dell'anima della trave;
- $\eta=1.2$ .

Per la trave in esame risulta:

Rapporto forma anima	Fattore	Tensione di snervamento	Rapporto limite
$h_w/t$	$\eta$	$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$72/\eta \cdot (235/f_{yk})^{0.5}$
30.71	1.2	355	48.82

Tabella 77 - Controllo condizioni di instabilità per taglio in travetta rompitratte

Per cui sono escluse condizioni di instabilità per questo profilo e non risulta necessario eseguire verifiche di stabilità.

### Verifiche di resistenza in costruzione

La verifica in fase di costruzione si svolge sulla sezione resistente di solo acciaio.

Si verifica la trave considerando sempre lo schema di semplice appoggio, applicando il peso proprio, il peso della lamiera grecata e del getto di soletta, sommati con il contributo del peso dei mezzi d'opera (1.5 kN/m<sup>2</sup>).

Si riportano in modo sintetico i dati della verifica condotta:

carico in combinazione SLU	13.2 kN/m
luce di calcolo	5.00 m
modulo di resistenza elastico della sezione	324300 mm <sup>3</sup>

per cui conducendo verifiche con metodo elastico si ottiene

Verifica a flessione in mezzera:				
Momento sollecitante	$M_{Ed}$	41.30	kNm	
Momento resistente	$M_{Rd}$	109.64	kNm	
Verifica a flessione	$M_{Ed}/M_{Rd}$	0.38	<1	<b>Verificata</b>

Tabella 78 - Verifica di resistenza a flessione per la trave rompitratte in fase di costruzione

Verifica a taglio all'appoggio:				
Area a taglio piano anima	$A_w$	1914.76	mm <sup>2</sup>	
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	33.04	kN	
Tensione sollecitante	$\tau_{Ed}$	17.26	N/mm <sup>2</sup>	
Verifica a taglio	$\tau_{Ed} \leq f_{yk}/\sqrt{3}/\gamma_{M0}$	0.09	<1	<b>Verificata</b>

Tabella 79 - Verifica di resistenza a taglio per la trave rompitratta in fase di costruzione

#### 8.7.4 Traversi di campata

I traversi di campata collegano le travi principali trasferendo ad esse le azioni verticali e di flessione. La sezione di questi elementi cresce progressivamente dalla sezione di appoggio verso la mezzeria della passerella per conferire pendenza trasversale alla superficie calpestabile. Solo la parte centrale di questi elementi è collegata monoliticamente con la soletta.

Si può quindi considerare che:

- per la flessione verticale in esercizio si tenga conto della composizione con la soletta nella porzione centrale, mentre i momenti che insorgono in costruzione finiscono interamente nella sezione di solo acciaio;
- per la flessione trasversale, se insorgono momenti in fase di esercizio, allora questi non arriveranno mai sulla sezione metallica ma rimarranno confinati nella soletta, che ha una rigidità molto elevata a livello di membrana.

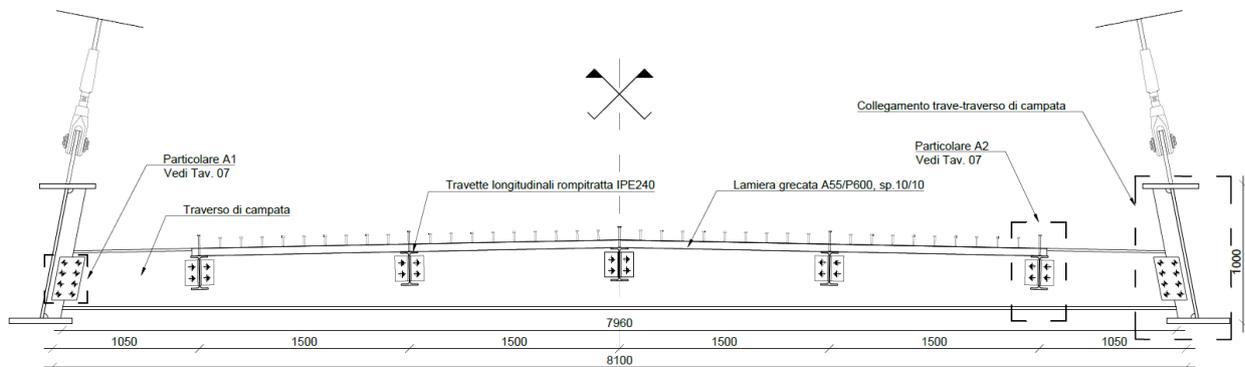


Figura 144 - Traverso di campata: vista in sezione trasversale d'impalcato

Il funzionamento del traverso dipende dal collegamento con la trave, oltre che dalle caratteristiche di rigidità di questa. La trave è dotata di scarsa rigidità torsionale, per cui non è in grado di assorbire interamente le rotazioni di flessione del traverso. Il collegamento trave-traverso si ritiene che sia in grado di trasferire un po' di rotazione, ma il suo funzionamento è lontano da quello di un vincolo rigido. Per progettare il traverso di campata in modo cautelativo, si considera uno schema statico di trave in semplice appoggio, determinando il massimo momento flettente nella sezione di mezzeria e trascurando i momenti dovuti ad un possibile schema statico di semi-incastro.



Sezione variabile a composizione saldata			
Dimensioni sezione acciaio	h	419.5 / 500	mm
	b	200	mm
	t <sub>w</sub>	10	mm
	t <sub>f1</sub>	16	mm
	t <sub>f2</sub>	20	mm
Calcolo classificazione della sezione			
Anima	c <sub>min</sub>	383.50	mm
	c <sub>max</sub>	464.00	mm
	t	10.00	mm
	c <sub>min</sub> /t	38.35	mm
	c <sub>max</sub> /t	46.40	mm
Classe a flessione			1
Piattabanda	c	95.00	mm
	t <sub>max</sub>	20.00	mm
	t <sub>min</sub>	16.00	mm
	c/t <sub>max</sub>	4.75	mm
	c/t <sub>min</sub>	5.94	mm
Classe a flessione			1

Tabella 80 - Sezione metallica del traverso di campata e classificazione

Si riportano di seguito le proprietà della sezione di mezzeria (alta 500 mm) sottoposta alla verifica di resistenza a flessione:

Area della sezione metallica	A <sub>a</sub>	11840	mm <sup>2</sup>
Baricentro sezione (da bordo inferiore)	x <sub>Ga</sub>	235.11	mm
Momento d'inerzia sezione acciaio	J <sub>a</sub>	498647008	mm <sup>4</sup>
Modulo di resistenza bordo superiore	W <sub>a,sup</sub>	1882454.78	mm <sup>4</sup>
Modulo di resistenza bordo inferiore	W <sub>a,inf</sub>	2120926.46	mm <sup>4</sup>

Tabella 81 - Proprietà sezione metallica traverso di campata

Si fa riferimento a due condizioni di calcolo: breve termine (indicata con pedice “t0”) e lungo termine (indicata con pedice “tinf”).

Si riportano le proprietà inerziali per la trave composta a breve termine:

Asse neutro a breve termine da lembo superiore	y <sub>G,t0</sub>	138.53	mm
Momento d'inerzia della sezione reagente	J <sub>t0</sub>	1705116973.01	mm <sup>4</sup>
Area sezione reagente	A <sub>t0</sub>	59079.52	mm <sup>2</sup>

Tabella 82 - Proprietà inerziali traverso di campata in sezione composta a breve termine

da cui si determinano i moduli di resistenza per il calcolo delle tensioni nelle sezioni reagenti della trave a breve termine:

## 8. Verifiche

Modulo resistenza bordo superiore cls	$W_{cls\ sup,t0}$	12308447.98	mm <sup>3</sup>
Modulo resistenza bordo inferiore cls	$W_{cls\ inf,t0}$	148687993.19	mm <sup>3</sup>
Modulo resistenza armatura superiore	$W_{arm\ sup,t0}$	18427272.68	mm <sup>3</sup>
Modulo resistenza armatura inferiore	$W_{arm\ inf,t0}$	55846426.74	mm <sup>3</sup>
Modulo resistenza profilo bordo superiore	$W_{a\ sup,t0}$	148687993.19	mm <sup>3</sup>
Modulo resistenza profilo bordo inferiore	$W_{a\ inf,t0}$	3333772.20	mm <sup>3</sup>

Tabella 83 - Moduli di resistenza per il traverso di campata in sezione composta nella condizione a breve termine

Si riportano le proprietà inerziali per la trave composta a lungo termine:

Asse neutro a breve termine da lembo superiore	$y_{G,tinf}$	200.50	mm
Momento d'inerzia della sezione reagente	$J_{tinf}$	1376761585.26	mm <sup>4</sup>
Area sezione reagente	$A_{tinf}$	30784.45	mm <sup>2</sup>

Tabella 84 - Proprietà inerziali traverso di campata in sezione composta a lungo termine

da cui si determinano i moduli di resistenza per il calcolo delle tensioni nelle sezioni reagenti della trave a lungo termine:

Modulo resistenza bordo superiore cls	$W_{cls\ sup,tinf}$	6866800.18	mm <sup>3</sup>
Modulo resistenza bordo inferiore cls	$W_{cls\ inf,tinf}$	27265110.00	mm <sup>3</sup>
Modulo resistenza armatura superiore	$W_{arm\ sup,tinf}$	8911345.77	mm <sup>3</sup>
Modulo resistenza armatura inferiore	$W_{arm\ inf,tinf}$	14884655.44	mm <sup>3</sup>
Modulo resistenza profilo bordo superiore	$W_{a\ sup,tinf}$	27265110.00	mm <sup>3</sup>
Modulo resistenza profilo bordo inferiore	$W_{a\ inf,tinf}$	3062841.78	mm <sup>3</sup>

Tabella 85 - Moduli di resistenza per il traverso di campata in sezione composta nella condizione a lungo termine

### Sollecitazioni

Le verifiche di flessione sono condotte sulla sezione di mezzeria, inoltre si svolge una verifica al taglio sulla sezione in prossimità dell'appoggio.

Le sollecitazioni di flessione sono determinate risolvendo lo schema di trave in semplice appoggio, mentre le sollecitazioni di sforzo normale dovute al funzionamento trasversale globale (effetti dovuti alla sospensione e alla spinta degli archi all'appoggio) sono determinate dal modello agli elementi finiti, con il vantaggio che si riesce a leggere in modo migliore le azioni che finiscono su questi elementi.

Le verifiche sono condotte agli SLU, in quanto queste risultano sicuramente dimensionanti.

Si riportano le sollecitazioni determinate nella sezione di mezzeria per ogni azione presente sull'impalcato:

Sollecitazioni	M	N <sub>min</sub>	N <sub>max</sub>
Carichi	kN*m	kN	kN
Fase acciaio pesi propri	263.88	62.80	140.89
Fase acc-cls carichi istantanei	258.19	22.96	75.77
Fase acc-cls carichi permanenti	65.25	6.80	22.41
Ritiro	154.62	1346.01	
Variazione termica	100.56	1733.64	
Vento	58.11	32.87	32.87

Tabella 86 - Sollecitazioni nella sezione di mezzeria del traverso di campata

dove

per N<sub>min</sub> si sono considerati i valori di sforzo normale di compressione nel traverso, mentre per N<sub>max</sub> i valori di sforzo normale di trazione. Visto la presenza di traversi che vanno in trazione e traversi compressi si sono eseguite su entrambi, cautelativamente, le verifiche con il valore di momento massimo.

Le azioni di taglio all'appoggio sono le seguenti:

Sollecitazioni	V
Carichi	kN
Fase acciaio pesi propri	77.77
Fase acc-cls carichi istantanei	75.00
Fase acc-cls carichi permanenti	20.00

Tabella 87 - Sollecitazioni di taglio nella sezione all'appoggio del traverso di campata

### Verifiche di resistenza in esercizio

La verifica viene svolta in termini tensionali (metodo elastico), secondo le relazioni riportate al cap. 8.2.2

Le verifiche allo SLU sono riportate di seguito:

- verifica di resistenza a flessione sulla sezione di mezzeria

Verifica a flessione sezione di mezzeria	Tensioni	Massima	Tensione resistente di	Esito verifica
	N/mm <sup>2</sup>	tensione SLU	progetto	
	σ <sub>cls</sub> soletta	13.45	18.13	<b>Verificata</b>
	σ <sub>barre c.a.</sub>	121.53	391.30	<b>Verificata</b>
	σ <sub>id</sub> acciaio	262.59	338.10	<b>Verificata</b>

Tabella 88 - Verifiche di resistenza a flessione in esercizio allo SLU per traversi di campata

- verifica di resistenza a taglio sulla sezione all'appoggio

Verifica a taglio sezione all'appoggio	Tensioni	Massima	Tensione resistente di	Esito verifica
	N/mm <sup>2</sup>	tensione SLU	progetto	
	τ <sub>Ed</sub> acciaio	34.55	195.20	<b>Verificata</b>

Tabella 89 - Verifiche di resistenza a taglio in esercizio allo SLU per traversi di campata

## 8. Verifiche

### Verifiche di stabilità del pannello d'anima

Per la trave in esame risulta:

Rapporto forma anima	Fattore	Tensione di snervamento	Rapporto limite
$h_w/t$	$\eta$	$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$72/\eta*(235/f_{yk})^{0.5}$
46.40	1.2	355	48.82

Tabella 90 - Controllo condizioni di instabilità per taglio in traversi di campata

Per cui sono escluse condizioni di instabilità per questo profilo e non risulta necessario eseguire verifiche di stabilità.

### Verifiche di resistenza in costruzione

La verifica in fase di costruzione si svolge sulla sezione resistente di solo acciaio.

La tensione massima si registra per la combinazione "SLU 5" (1,35\*G1 + 1,50\*Vento + 0,8\*1,50\*Neve). Si riportano gli enti sollecitanti:

N <sub>max</sub>	N <sub>min</sub>	V2	V3	M2	M3
kN	kN	kN	kN	kN m	kN m
522.47	-413.89	40.40	13.14	18.59	393.73

Tabella 91 - Enti sollecitanti per il traverso di campata in combinazione SLU 5

Calcolando la tensione al bordo libero della sezione con la formula di Navier:

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{yEd}}{W_y} + \frac{M_{zEd}}{W_z}$$

Si trova:  $\sigma_{id} = 307.10 \text{ N/mm}^2 < f_{yd}$  Verificata

### 8.7.5 Traversi di testata

I traversi di testata collegano le travi principali e gli archi. Il regime di sforzi che sono chiamati a trasferire è notevolmente maggiore rispetto a quello dei traversi di campata, tuttavia, anche il profilo è molto più robusto. Si può condurre la verifica nello stesso modo di quanto fatto sopra.

### Sezione resistente

La larghezza efficace della soletta collaborante vale  $b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 1.823$ , ridotta dalla presenza dello sbalzo longitudinale di soletta che termina nel giunto.

La sezione metallica è di classe 3.

Sezione variabile a composizione saldata			
Dimensioni sezione acciaio	h	525 / 585	mm
	b	580	mm
	t <sub>w</sub>	20	mm
	t <sub>f1</sub>	25	mm
	t <sub>f2</sub>	25	mm

Calcolo classificazione della sezione			
Anima	$c_{\min}/t$	23.75	mm
	$c_{\max}/t$	47.5	mm
Classe a flessione			1
Piattabanda	$c/t_{\max}$	11.2	mm
	Classe a flessione		

Tabella 92 - Sezione metallica del traverso di testata e classificazione

Si riportano di seguito per proprietà della sezione di mezzzeria (alta 585 mm) sottoposta alla verifica di resistenza:

Area della sezione metallica	$A_a$	3970	mm <sup>2</sup>
Baricentro sezione (da bordo inferiore)	$x_{Ga}$	292.50	mm
Momento d'inerzia sezione acciaio	$J_a$	2530327708	mm <sup>4</sup>
Modulo di resistenza bordo superiore	$W_{a,sup}$	8650693.02	mm <sup>4</sup>
Modulo di resistenza bordo inferiore	$W_{a,inf}$	8650693.02	mm <sup>4</sup>

Tabella 93 - Proprietà sezione metallica traverso di testata

Si fa riferimento a due condizioni di calcolo: breve termine (pedice “t0”) e lungo termine (pedice “tinf”).

Si riportano le proprietà inerziali per la trave composta a breve termine:

Asse neutro a breve termine da lembo superiore	$y_{G,t0}$	237.23	mm
Momento d'inerzia della sezione reagente	$J_{t0}$	5427805568.12	mm <sup>4</sup>
Area sezione reagente	$A_{t0}$	83138.81	mm <sup>2</sup>

Tabella 94 - Proprietà inerziali traverso di testata in sezione composta a breve termine

da cui si determinano i moduli di resistenza per il calcolo delle tensioni nelle sezioni reagenti della trave a breve termine:

Modulo resistenza bordo superiore cls	$W_{cls\ sup,t0}$	22879593.85	mm <sup>3</sup>
Modulo resistenza bordo inferiore cls	$W_{cls\ inf,t0}$	62221590.20	mm <sup>3</sup>
Modulo resistenza armatura superiore	$W_{arm\ sup,t0}$	28383135.08	mm <sup>3</sup>
Modulo resistenza armatura inferiore	$W_{arm\ inf,t0}$	41999996.86	mm <sup>3</sup>
Modulo resistenza profilo bordo superiore	$W_{a\ sup,t0}$	62221590.20	mm <sup>3</sup>
Modulo resistenza profilo bordo inferiore	$W_{a\ inf,t0}$	10904320.20	mm <sup>3</sup>

Tabella 95 - Moduli di resistenza per il traverso di testata in sezione composta nella condizione a breve termine

Si riportano le proprietà inerziali per la trave composta a lungo termine:

Asse neutro a breve termine da lembo superiore	$y_{G,tinf}$	311.46	mm
Momento d'inerzia della sezione reagente	$J_{tinf}$	4141761582.98	mm <sup>4</sup>
Area sezione reagente	$A_{tinf}$	55788.45	mm <sup>2</sup>

Tabella 96 - Proprietà inerziali traverso di testata in sezione composta a lungo termine

## 8. Verifiche

da cui si determinano i moduli di resistenza per il calcolo delle tensioni nelle sezioni reagenti della trave a lungo termine:

Modulo resistenza bordo superiore cls	$W_{cls\ sup,tinf}$	13297914.11	mm <sup>3</sup>
Modulo resistenza bordo inferiore cls	$W_{cls\ inf,tinf}$	25652016.57	mm <sup>3</sup>
Modulo resistenza armatura superiore	$W_{arm\ sup,tinf}$	15602235.73	mm <sup>3</sup>
Modulo resistenza armatura inferiore	$W_{arm\ inf,tinf}$	20356688.83	mm <sup>3</sup>
Modulo resistenza profilo bordo superiore	$W_{a\ sup,tinf}$	25652016.57	mm <sup>3</sup>
Modulo resistenza profilo bordo inferiore	$W_{a\ inf,tinf}$	9778903.11	mm <sup>3</sup>

Tabella 97 - Moduli di resistenza per il traverso di testata in sezione composta nella condizione a lungo termine

### Sollecitazioni

Le sollecitazioni sono determinate dal modello agli elementi finiti.

Si riportano le sollecitazioni determinate per ogni azione presente sull'impalcato:

Sollecitazioni	$M_3 = M_y$	N
Carichi	kN*m	kN
Fase acciaio pesi propri	205.17	306.79
Fase acc-cls carichi istantanei	155.60	147.77
Fase acc-cls carichi permanenti	41.90	50.36
Ritiro	154.62	1346.01
Variazione termica	100.56	1733.64
Vento	53.24	162.68

Tabella 98 - Sollecitazioni nella sezione di mezzeria nel traverso di testata

A cui si aggiungono le azioni di flessione trasversale dovute al trasferimento delle azioni dei pesi propri dagli archi, infatti, in fase di getto della soletta le azioni che insorgono devono essere assorbite dalla sezione di acciaio (viceversa quelle che in esercizio finiranno direttamente dentro la soletta che ha fatto presa):

- momento trasversale  $M_2 = M_z = 339.36$  kN\*m
- taglio orizzontale  $V_3 = V_y = 81.12$  kN.

Le azioni di taglio all'appoggio sono le seguenti:

Sollecitazioni	V
Carichi	kN
Fase acciaio pesi propri	67.50
Fase acc-cls carichi istantanei	48.60
Fase acc-cls carichi permanenti	15.45

Tabella 99 - Sollecitazioni di taglio nella sezione all'appoggio del traverso di testata

### Verifiche di resistenza in esercizio

La verifica viene svolta in termini tensionali (metodo elastico), secondo le relazioni riportate al cap. 8.2.2.

Le verifiche allo SLU sono riportate di seguito:

- verifica di resistenza a flessione sulla sezione di mezzeria

Verifica a flessione sezione di mezzeria	Tensioni	Massima tensione SLU	Tensione resistente di progetto	Esito verifica
	N/mm <sup>2</sup>			
	$\sigma_{cls}$ soletta	10.96	18.13	<b>Verificata</b>
	$\sigma_{barre}$ c.a.	26.05	391.30	<b>Verificata</b>
	$\sigma_{id}$ acciaio	85.71	338.10	<b>Verificata</b>

Tabella 100 - Verifiche di resistenza a flessione in esercizio allo SLU per traversi di testata

- verifica di resistenza a taglio sulla sezione all'appoggio

Verifica a taglio sezione all'appoggio	Tensioni	Massima tensione SLU	Tensione resistente di progetto	Esito verifica
	N/mm <sup>2</sup>			
	$\tau_{Ed}$ acciaio	6.58	195.20	<b>Verificata</b>

Tabella 101 - Verifiche di resistenza a taglio in esercizio allo SLU per traversi di testata

### Verifiche di stabilità del pannello d'anima

Per la trave in esame risulta:

Rapporto forma anima	Fattore	Tensione di snervamento	Rapporto limite
$h_w/t$	$\eta$	$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$72/\eta * (235/f_{yk})^{0.5}$
26.75	1.2	355	48.82

Tabella 102 - Controllo condizioni di instabilità per taglio in traversi di testata

Per cui sono escluse condizioni di instabilità per questo profilo e non risulta necessario eseguire verifiche di stabilità.

### Verifiche di resistenza in costruzione

La verifica in fase di costruzione si svolge sulla sezione resistente di solo acciaio.

La tensione massima si registra per la combinazione "SLU 5" (1,35\*G1 + 1,50\*Vento + 0,8\*1,50\*Neve). Si riportano gli enti sollecitanti:

$N_{max}$	$V_2 = V_z$	$V_3 = V_y$	$M_2 = M_z$	$M_3 = M_y$
kN	kN	kN	kN m	kN m
750.14	42.37	235.20	521.45	270.15

Tabella 103 - Enti sollecitanti per il traverso di testata in combinazione SLU 5

Calcolando la tensione al bordo libero della sezione con la formula di Navier:

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{yEd}}{W_y} + \frac{M_{zEd}}{W_z}$$

Si trova:  $\sigma_{id} = 236.05 \text{ N/mm}^2 < f_{yd}$  Verificata

## 8. Verifiche

### 8.8 Verifica delle travi principali

La sezione della trave è una composizione saldata che presenta l'anima diretta nel piano dell'arco. Lo schema statico di arco a via inferiore con spinta eliminata determina una condizione di tenso-flessione per le travi principali sotto l'azione dei carichi verticali.

Le azioni scambiate con il sistema di sospensione e con i traversi determinano una flessione in entrambi i piani della sezione.

Il collegamento trave-traverso è in grado di trasferire un po' di rotazione tra i due elementi. Per seguire una strategia progettuale cautelativa si ipotizza che il collegamento sia in grado di funzionare come vincolo rigido, quindi di trasferire la rotazione alla trave. All'interno del modello agli elementi finiti il collegamento trave-traverso viene ipotizzato rigido, per cui vengono sovradimensionati i momenti torcenti nella trave.

La sezione resistente corrente presente in campata è la seguente (in rosso i punti in cui vengono calcolate le tensioni nelle verifiche):

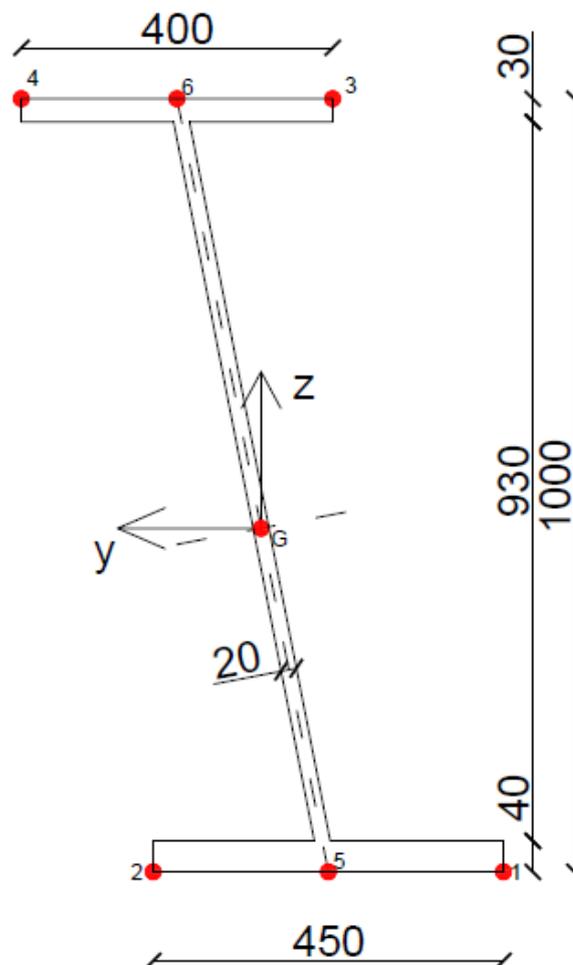


Figura 146 - Sezione resistente della trave in campata e punti di calcolo delle tensioni sollecitanti

Dimensioni caratteristiche della sezione resistente:			
Altezza totale del profilo	H	1000	mm
Altezza dell'anima	$h_w$	947.42	mm
Spessore dell'anima	$t_w$	20	mm
Larghezza piattabanda superiore	$B_1$	400	mm
Larghezza piattabanda inferiore	$B_2$	450	mm
Spessore piattabanda superiore	$t_{f1}$	30	mm
Spessore piattabanda inferiore	$t_{f2}$	40	mm

Tabella 104 - Dimensioni della sezione resistente della trave in campata

La sezione è di classe 1, perché:

- per l'anima  $c/t = 47.36 \rightarrow$  classe 1
- per la piattabanda superiore  $c/t = 6.4 \rightarrow$  classe 1
- per la piattabanda inferiore  $c/t = 5.4 \rightarrow$  classe 1

Le proprietà meccaniche della sezione sono le seguenti:

Area del profilo	A	48948.4759	mm <sup>2</sup>
Momento d'inerzia y-y	$J_{y-y}$	8187653668	mm <sup>4</sup>
Momento d'inerzia z-z	$J_{z-z}$	793240796.8	mm <sup>4</sup>
Momento d'inerzia torsionale	$J_t$	15726463.47	mm <sup>4</sup>
Area dell'anima	$A_w$	18948.476	mm <sup>2</sup>

Tabella 105 - Proprietà della sezione corrente della trave principale

Per il calcolo delle tensioni da utilizzare nel criterio di verifica elastico si utilizzano le relazioni seguenti:

- per le tensioni normali si impiega la formula di Navier

$$\sigma_{x,Ed}^{(i)} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_z}{J_z} \cdot y_i \pm \frac{M_y}{J_y} \cdot z_i$$

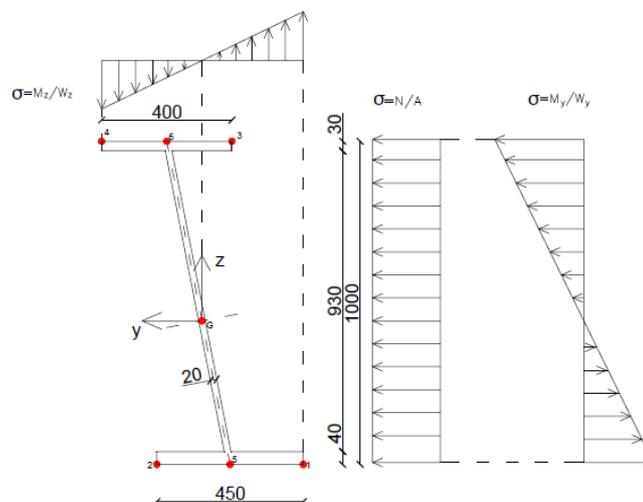


Figura 147 - Diagrammi di tensione normale nella trave principale

## 8. Verifiche

- per le tensioni tangenziali dovute al taglio in direzione verticale la teoria conduce all'utilizzo della formula di Jourawski

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S_z^*}{J_z \cdot b}$$

tuttavia, per semplificare il calcolo in modo cautelativo si proietta l'azione di taglio lungo l'anima e si assegna interamente ad essa;

- per le tensioni tangenziali dovute al taglio in direzione orizzontale si utilizza un approccio simile, assegnando il taglio alle anime del profilo;
- per le tensioni tangenziali dovute alla torsione, rientrando nel caso di travi in parete sottile aperte, si ha torsione uniforme (primaria o DSV) e torsione non uniforme (secondaria o Vlasov). In base alle condizioni di vincolo e alle caratteristiche della trave, si considera che la torsione sia retta dal flusso delle tensioni tangenziali primarie.

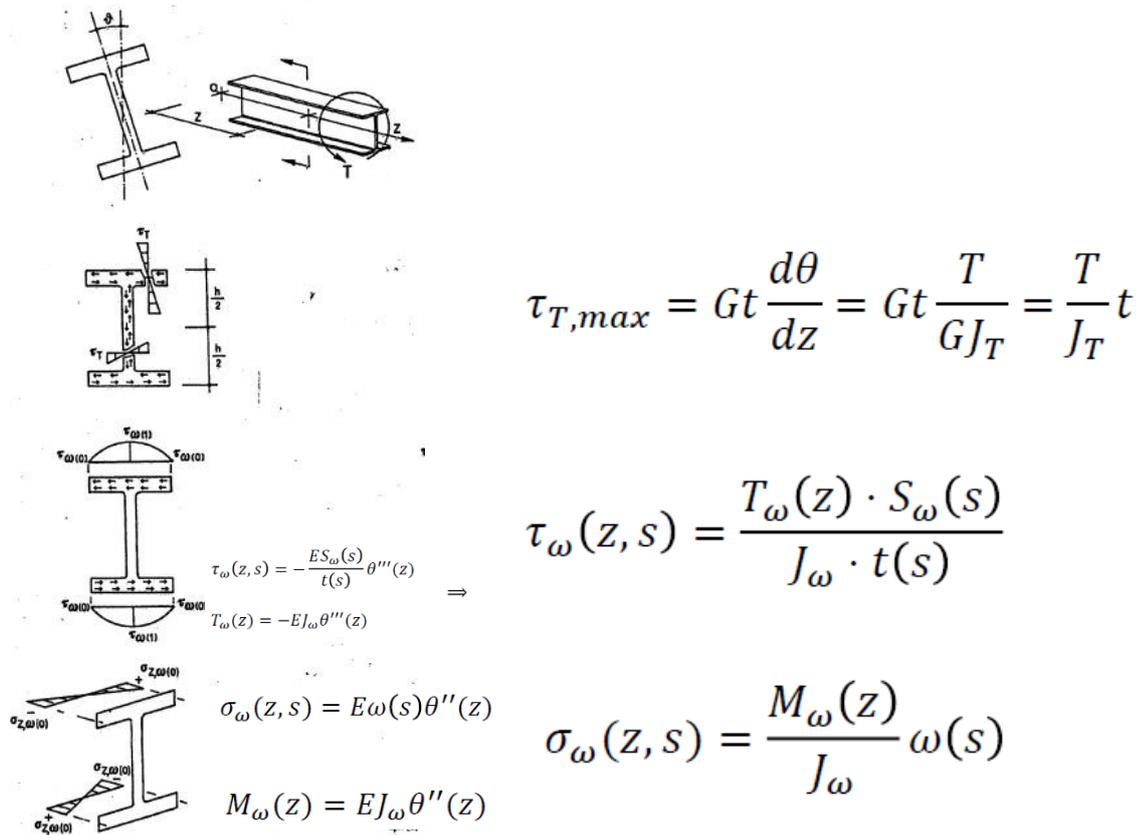


Figura 148 - Torsione primaria e secondaria in una sezione aperta in parete sottile

Verifiche di resistenza

Si riportano di seguito le combinazioni e i relativi stati limite a cui si riferiscono, con la tensione massima che si riscontra in ognuna di esse:

Stato Limite	Combinazione	Tensione massima (N/mm <sup>2</sup> )
SLU esercizio	Solo temperatura: $1,35 \cdot G1 + 1,50 \cdot G2 + 1,50 \cdot \text{Temperatura}$	175.48
SLU esercizio	Solo traffico (folla 1): $1,35 \cdot G1 + 1,50 \cdot G2 + 1,35 \cdot \text{Traffico}$	230.85
SLU esercizio	Solo traffico (folla 2): $1,35 \cdot G1 + 1,50 \cdot G2 + 1,35 \cdot \text{Traffico}$	231.84
SLU esercizio	Solo traffico (folla 3): $1,35 \cdot G1 + 1,50 \cdot G2 + 1,35 \cdot \text{Traffico}$	273.48
SLU esercizio	Solo traffico (folla 4): $1,35 \cdot G1 + 1,50 \cdot G2 + 1,35 \cdot \text{Traffico}$	244.38
SLU esercizio	Solo vento: $1,35 \cdot G1 + 1,50 \cdot G2 + 1,50 \cdot \text{Vento}$	208.32
SLU esercizio	Temperatura + Traffico (folla 1): $1,35 \cdot G1 + 1,50 \cdot G2 + 1,50 \cdot \text{Temperatura} + 0,40 \cdot 1,35 \cdot \text{Traffico}$	207.02
SLU esercizio	Temperatura + Traffico (folla 2): $1,35 \cdot G1 + 1,50 \cdot G2 + 1,50 \cdot \text{Temperatura} + 0,40 \cdot 1,35 \cdot \text{Traffico}$	207.41
SLU esercizio	Temperatura + Traffico (folla 3): $1,35 \cdot G1 + 1,50 \cdot G2 + 1,50 \cdot \text{Temperatura} + 0,40 \cdot 1,35 \cdot \text{Traffico}$	218.68
SLU esercizio	Temperatura + Traffico (folla 4): $1,35 \cdot G1 + 1,50 \cdot G2 + 1,50 \cdot \text{Temperatura} + 0,40 \cdot 1,35 \cdot \text{Traffico}$	210.66
SLU esercizio	Traffico (folla 1) + Temperatura: $1,35 \cdot G1 + 1,50 \cdot G2 + 1,35 \cdot \text{Traffico} + 0,6 \cdot 1,50 \cdot \text{Temperatura}$	244.98
SLU esercizio	Traffico (folla 2) + Temperatura: $1,35 \cdot G1 + 1,50 \cdot G2 + 1,35 \cdot \text{Traffico} + 0,6 \cdot 1,50 \cdot \text{Temperatura}$	245.97
SLU esercizio	Traffico (folla 3) + Temperatura: $1,35 \cdot G1 + 1,50 \cdot G2 + 1,35 \cdot \text{Traffico} + 0,6 \cdot 1,50 \cdot \text{Temperatura}$	290.96
SLU esercizio	Traffico (folla 4) + Temperatura: $1,35 \cdot G1 + 1,50 \cdot G2 + 1,35 \cdot \text{Traffico} + 0,6 \cdot 1,50 \cdot \text{Temperatura}$	261.87
SLU esercizio	Traffico (folla 1) + vento: $1,35 \cdot G1 + 1,50 \cdot G2 + 1,35 \cdot \text{Traffico} + 0,6 \cdot 1,50 \cdot \text{Vento}$	264.67
SLU esercizio	Traffico (folla 2) + vento: $1,35 \cdot G1 + 1,50 \cdot G2 + 1,35 \cdot \text{Traffico} + 0,6 \cdot 1,50 \cdot \text{Vento}$	265.65
SLU esercizio	Traffico (folla 3) + vento: $1,35 \cdot G1 + 1,50 \cdot G2 + 1,35 \cdot \text{Traffico} + 0,6 \cdot 1,50 \cdot \text{Vento}$	303.59
SLU esercizio	Traffico (folla 4) + vento: $1,35 \cdot G1 + 1,50 \cdot G2 + 1,35 \cdot \text{Traffico} + 0,6 \cdot 1,50 \cdot \text{Vento}$	274.49
SLU esercizio	Traffico (folla 1) + Temperatura + Vento: $1,35 \cdot G1 + 1,50 \cdot G2 + 1,35 \cdot \text{Traffico} + 0,6 \cdot 1,50 \cdot \text{Temperatura} + 0,6 \cdot 1,50 \cdot \text{Vento}$	278.81
SLU esercizio	Traffico (folla 2) + Temperatura + Vento: $1,35 \cdot G1 + 1,50 \cdot G2 + 1,35 \cdot \text{Traffico} + 0,6 \cdot 1,50 \cdot \text{Temperatura} + 0,6 \cdot 1,50 \cdot \text{Vento}$	279.79
SLU esercizio	Traffico (folla 3) + Temperatura + Vento: $1,35 \cdot G1 + 1,50 \cdot G2 + 1,35 \cdot \text{Traffico} + 0,6 \cdot 1,50 \cdot \text{Temperatura} + 0,6 \cdot 1,50 \cdot \text{Vento}$	321.07
SLU esercizio	Traffico (folla 4) + Temperatura + Vento: $1,35 \cdot G1 + 1,50 \cdot G2 + 1,35 \cdot \text{Traffico} + 0,6 \cdot 1,50 \cdot \text{Temperatura} + 0,6 \cdot 1,50 \cdot \text{Vento}$	291.98
SLU esercizio	Vento + Traffico (folla 1): $1,35 \cdot G1 + 1,50 \cdot G2 + 1,50 \cdot \text{Vento} + 0,4 \cdot 1,35 \cdot \text{Traffico}$	239.86

## 8. Verifiche

SLU esercizio	Vento + Traffico (folla 2): 1,35*G1+1,50*G2+1,50*Vento+0,4*1,35*Traffico	240.24
SLU esercizio	Vento + Traffico (folla 3): 1,35*G1+1,50*G2+1,50*Vento+0,4*1,35*Traffico	248.32
SLU esercizio	Vento + Traffico (folla 4): 1,35*G1+1,50*G2+1,50*Vento+0,4*1,35*Traffico	243.49
SLU costruzione	1,35*G1+1,50*Temperatura "1"	141.58
SLU costruzione	1,35*G1+1,50*Temperatura "2"	136.66
SLU costruzione	1,35*G1+1,50*Vento	180.83
SLU costruzione	1,35*G1+1,50*Neve	144.94
SLU costruzione	1,35*G1+1,50*Vento+0,8*1,50*Neve	193.83
SLU costruzione	1,35*G1+1,50*Neve+0,8*1,50*Vento	186.66
SLU costruzione	1,35*G1+1,50*Temperatura "freddo"+0,8*1,50*Neve	151.07
SLV	G1+G2+Sisma 1	135.68
SLV	G1+G2+Sisma 2	143.52
SLV	G1+G2+Sisma 3	127.23
SLV	G1+G2+Sisma 1+0,50*Temperatura	143.53
SLV	G1+G2+Sisma 2+0,50*Temperatura	149.20
SLV	G1+G2+Sisma 3+0,50*Temperatura	135.08

Tabella 106 - Tensioni massima nelle combinazioni di calcolo per la trave principale

La tensione massima si trova nella combinazione Traffico (folla 3) + Temperatura + Vento:  $1,35*G1+1,50*G2+1,35*Traffico+0,6*1,50*Temperatura+0,6*1,50*Vento$ , in cui

$$\sigma_{id} = 321.07 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 338 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Verificata } (\sigma_{id}/f_{yd} = 0.95)$$

### Verifiche di stabilità del pannello d'anima

Per la trave in esame risulta:

Rapporto forma anima	Fattore	Tensione di snervamento	Rapporto limite
$h_w/t$	$\eta$	$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$72/\eta*(235/f_{yk})^{0.5}$
47.36	1.2	355	48.82

Tabella 107 - Controllo condizioni di instabilità per taglio in traversi di testata

Per cui sono escluse condizioni di instabilità per questo profilo e non risulta necessario eseguire verifiche di stabilità.

## 8.9 Verifica degli archi

Gli archi sono realizzati con profili tubolari commerciali:

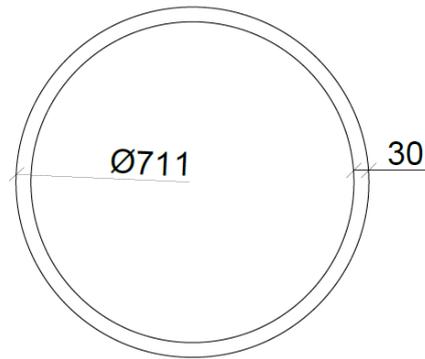


Figura 149 - Sezione tubolare dell'arco

Sezione soggetta a verifica di resistenza	Tubolare arco	711/30	
Area per verifica di resistenza: tensioni normali	A	64182.74	mm <sup>2</sup>
Modulo di resistenza sezione soggetta a verifica di resistenza	W <sub>el</sub>	10486362.58	mm <sup>3</sup>
Area per verifica di resistenza: tensioni tangenziali di taglio	A <sub>v</sub>	32091.37	mm <sup>2</sup>
Area per verifica di resistenza: tensioni tangenziali di torsione	A <sub>T</sub>	364237.04	mm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento del materiale della sezione	f <sub>yk</sub>	355	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale per le verifiche di resistenza nell'acciaio	γ <sub>M0</sub>	1.05	
Sezione soggetta a verifica di stabilità: tubolare dell'arco	χ <sub>LT</sub>	1	
Curva di stabilità sezione: a	Fattore di imperfezione α	0.21	

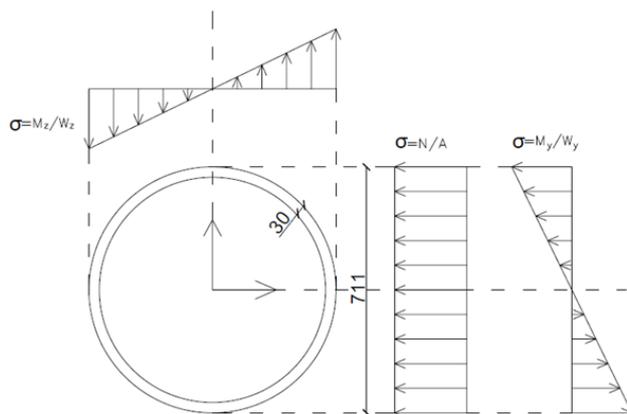
Tabella 108 - Tubolare dell'arco: caratteristiche della sezione

La sezione è di classe 1, infatti D/t = 23.7.

L'arco si trova in condizione di presso-flessione.

Per il calcolo delle tensioni da utilizzare nel metodo di verifica elastico le relazioni impiegate sono le seguenti:

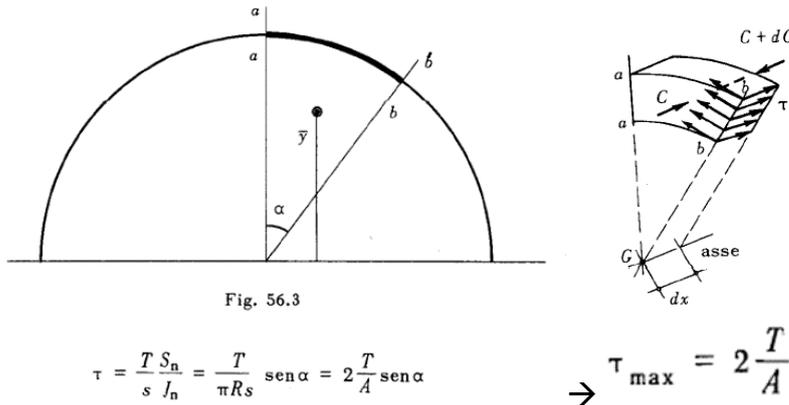
- la tensione normale si determina



$$\sigma_{x,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{yEd}}{W_y} + \frac{M_{zEd}}{W_z}$$

- la tensione tangenziale per taglio è calcolata con il taglio massimo presente in quella sezione, adottando la formula di Jourawski.

Per le sezioni di corona circolare



- per le tensioni tangenziali dovute al momento torcente si è calcolato il contributo massimo mediante la formula di Bredt

$$\tau_T = \frac{T}{2\Omega t}$$

dove  $\Omega$  è l'area della sezione racchiusa all'interno della linea media della sezione.

Si riportano i risultati delle verifiche condotte:

Stato Limite	Fase di verifica	Tipo di verifica	Tensione massima (N/mm <sup>2</sup> )	Risultato verifica	% verifica
SLU	Esercizio	Resistenza	262.52	Verificata	77.6%
SLU	Costruzione	Resistenza	172.47	Verificata	51.0%
SLV	Esercizio	Resistenza	145.49	Verificata	43.0%
SLE Rara	Esercizio	Resistenza	188.82	Verificata	55.8%

Tabella 109 - Verifiche di resistenza archi principali

Le verifiche di stabilità a livello di membratura sono condotte in esercizio e in costruzione.

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{\min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{\text{yeq,Ed}} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{\text{cr,y}}}\right)} + \frac{M_{\text{zeq,Ed}} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{\text{cr,z}}}\right)} \leq 1$$

Si riportano i risultati di entrambi le verifiche in modo sintetico:

- per la verifica in esercizio si ha  $0.82 < 1$ , con

N <sub>CR,z</sub>	N <sub>CR,y</sub>	$\lambda_y$	$\lambda_z$	$\varphi_y$	$\varphi_z$	$\chi_y$	$\chi_z$	$\chi_{\min}$
kN	kN							
56869.82	70026.72	0.633	0.570	0.746	0.702	0.877	0.901	0.877

Tabella 110 - Verifica di stabilità in esercizio archi principali

- per la verifica in fase di costruzione si ha  $0.60 < 1$ , con

N <sub>CR,z</sub>	N <sub>CR,y</sub>	$\lambda_y$	$\lambda_z$	$\varphi_y$	$\varphi_z$	$\chi_y$	$\chi_z$	$\chi_{\min}$
kN	kN							
46525.01	60499.73	0.700	0.614	0.797	0.732	0.848	0.885	0.848

Tabella 111 - Verifica di stabilità in costruzione archi principali

## 8.10 Verifica dei montanti e dei diagonali degli archi

Sono realizzati con profili tubolari commerciali uguali:

Sezione soggetta a verifica di resistenza	Tubolare arco	355.6/20	
Area per verifica di resistenza: tensioni normali	A	21086.36989	mm <sup>2</sup>
Modulo di resistenza sezione soggetta a verifica di resistenza	W <sub>el</sub>	1675574.185	mm <sup>3</sup>
Area per verifica di resistenza: tensioni tangenziali di taglio	A <sub>v</sub>	10543.18495	mm <sup>2</sup>
Area per verifica di resistenza: tensioni tangenziali di torsione	A <sub>T</sub>	88457.32169	mm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento del materiale della sezione	f <sub>yk</sub>	355	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale per le verifiche di resistenza nell'acciaio	γ <sub>M0</sub>	1.05	
Sezione soggetta a verifica di stabilità: tubolare dell'arco	χ <sub>LT</sub>	1	
Curva di stabilità sezione: a	Fattore di imperfezione	0.21	

Tabella 112 - Tubolare dei collegamenti tra gli archi: caratteristiche della sezione

La sezione è di classe 1, infatti D/t = 17.78.

I diagonali del controvento "a K" risultano presso-inflessi, per cui saranno eseguite verifiche di resistenza e stabilità.

I montanti sono tenso-inflessi, quindi saranno eseguite solo verifiche di resistenza.

Si riportano i risultati delle verifiche condotte:

- diagonali

Stato Limite	Fase di verifica	Tipo di verifica	Tensione massima (N/mm <sup>2</sup> )	Risultato verifica	% verifica
SLU	Esercizio	Resistenza	58.86	Verificata	17.4%
SLU	Costruzione	Resistenza	46.10	Verificata	13.6%
SLV	Esercizio	Resistenza	40.24	Verificata	11.9%
SLE Rara	Esercizio	Resistenza	42.36	Verificata	12.5%

Tabella 113 - Verifiche di resistenza diagonali di collegamento archi

Le verifiche di stabilità a livello di membratura sono condotte in esercizio e in costruzione.

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{yeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{zeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$$

Si riportano i risultati di entrambi le verifiche in modo sintetico:

- o per la verifica in esercizio si ha  $0.30 < 1$ , con

N <sub>CR,z</sub>	N <sub>CR,y</sub>	λ <sub>y</sub>	λ <sub>z</sub>	φ <sub>y</sub>	φ <sub>z</sub>	χ <sub>y</sub>	χ <sub>z</sub>	χ <sub>min</sub>
kN	kN							
10977.21	10977.21	0.826	0.826	1.185	1.185	0.491	0.491	0.491

Tabella 114 - Verifica di stabilità in esercizio diagonali di collegamento archi

## 8. Verifiche

- per la verifica in fase di costruzione si ha  $0.17 < 1$ , con

$N_{CR,z}$	$N_{CR,y}$	$\lambda_y$	$\lambda_z$	$\varphi_y$	$\varphi_z$	$\chi_y$	$\chi_z$	$\chi_{min}$
kN	kN							
10977.21	10977.21	0.826	0.826	0.907	0.907	0.781	0.781	0.781

Tabella 115 - Verifica di stabilità diagonali di collegamento archi

- montanti

Stato Limite	Fase di verifica	Tipo di verifica	Tensione massima (N/mm <sup>2</sup> )	Risultato verifica	% verifica
SLU	Esercizio	Resistenza	331.16	Verificata	97.9%
SLU	Costruzione	Resistenza	256.36	Verificata	75.8%
SLV	Esercizio	Resistenza	180.94	Verificata	53.5%
SLE Rara	Esercizio	Resistenza	255.14	Verificata	75.5%

Tabella 116 - Verifiche di resistenza montanti di collegamento archi

### 8.11 Verifica dei pendini

Per le funi di sospensione si esegue la verifica di resistenza, quindi, si controlla che i pendini non perdano il tiro in nessuna combinazione.

Si riportano i risultati delle verifiche condotte sia per i pendini della campata dal lato San Donnino (FLC28), che per quelli dal lato Badia a Settimo (FLC20).

Verifica di resistenza pendini FLC28: campata lato San Donnino					
Stato Limite	Fase di verifica	Tipo di verifica	Tiro massimo (kN)	Risultato verifica	% verifica
SLU	Esercizio	Resistenza	331.04	Verificata	70.4%
SLU	Costruzione	Resistenza	185.26	Verificata	39.4%
SLV	Esercizio	Resistenza	160.93	Verificata	34.2%
SLE Rara	Esercizio	Resistenza	240.19	Verificata	51.1%

Tabella 117 - Verifiche di resistenza pendini lato San Donnino

Verifica di resistenza pendini FLC20: campata lato Badia a Settimo					
Stato Limite	Fase di verifica	Tipo di verifica	Tiro massimo (kN)	Risultato verifica	% verifica
SLU	Esercizio	Resistenza	195.51	Verificata	81.8%
SLU	Costruzione	Resistenza	120.05	Verificata	50.2%
SLV	Esercizio	Resistenza	101.14	Verificata	42.3%
SLE Rara	Esercizio	Resistenza	141.66	Verificata	59.3%

Tabella 118 - Verifiche di resistenza pendini lato Badia a Settimo

La struttura è stata progettata in maniera tale da non perdere il tiro nei pendini in nessun caso di carico. Dal controllo eseguito, tale condizione risulta rispettata.

### 8.12 Verifica dei controventi di montaggio

Durante la fase di costruzione dell'opera, mancando la rigidità della soletta si inseriscono dei controventi a presidio della flessione trasversale dell'impalcato, per stabilizzare la struttura e

limitare gli spostamenti dovuti ai carichi orizzontali (vento). Questi elementi al termine della costruzione, quando la soletta ha fatto presa vengono rimossi.

I diagonali del controvento sono stati predimensionati ipotizzando un funzionamento reticolare dell'impalcato sotto l'azione del carico trasversale del vento con modello di sola asta tesa (facendo lavorare i diagonali solo a trazione), per cui si è svolto solamente una verifica in termini di resistenza.

Lo sforzo normale massimo di trazione è pari a 467.1 kN, per cui adottando profili angolari a lati uguali L100x100x10 si ottiene:

$$\sigma_{id} = N/A = 467100/1920 = 243.28 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 338 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Verificata}$$

La resistenza della sezione netta in corrispondenza dei fori per l'inserimento dei bulloni che garantiscono il collegamento con le piastre di nodo, si controlla considerando la riserva di resistenza dovuta al comportamento incrudente del materiale. La relazione di calcolo è la seguente:

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{A_{net} f_{tk}}{\gamma_{M2}} = 0.9 \frac{1573.6 \cdot 510}{1.25} = 577.8 \text{ kN} > N_{Ed} = 467.1 \text{ kN} \quad \text{Verificata}$$

con bulloni M20 (diametro foro 20+1 mm) disposti per collegare il profilo.

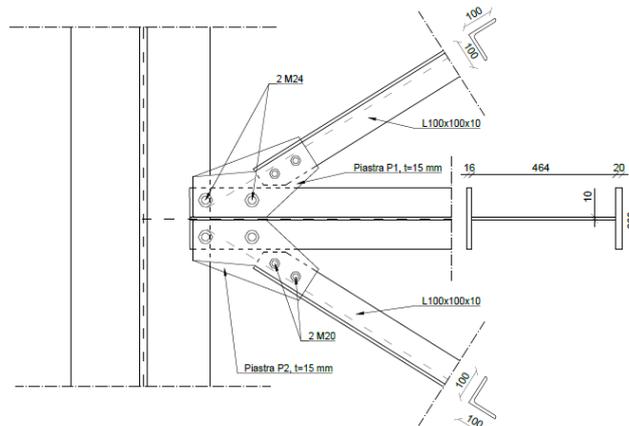


Figura 150 - Collegamento diagonale di controvento di montaggio

## 9. Unioni

I collegamenti progettati sono i seguenti:

Unione 1: nodo arco-trave-traverso, realizzata mediante saldatura a completo ripristino tra il tubolare dell'arco e i piatti componenti le sezioni di trave e traverso di testata. Per i particolari si rimanda alla Tav. 5.

Unione 2: trave-trave, realizzata mediante saldatura a completo ripristino del tipo testa a testa, “a V” con cordone di ripresa al rovescio per le piattabande, “a X” per le anime. Per i particolari si rimanda alla Tav. 3.

Unione 3: arco-arco, realizzata mediante saldatura a completo ripristino del tipo testa a testa, “a V”. Per i particolari si rimanda alla Tav. 8.

Unione 4: nodo trave-traverso di campata, realizzata mediante irrigidente saldato sul lato interno della trave, su cui si bullona una coppia di coprigiunti, che vanno ad attaccarsi all'anima del traverso. Per i particolari si rimanda alle Tavv. 3-4-7.

Unione 5: collegamento a squadretta tra travette secondarie e traversi. Le squadrette realizzate con profili angolari permettono di eseguire un giunto d'anima tra le travette e i traversi. Per i particolari si rimanda alle Tavv. 4-7.

Unione 6: collegamento dei controventi di montaggio, tutti quanti realizzati con bullonatura, per garantire facilità di montaggio e smontaggio al termine della presa della soletta. Per i particolari si rimanda alle Tavv. 6-7.

Unione 7: collegamenti dei pendini di sospensione mediante capocorda a forcilla che mordono piastre saldate all'arco e alla trave.

Le verifiche relative alle unioni 1-2-3 vengono omesse. Le altre unioni vengono dimensionate secondo le prescrizioni delle NTC2018 (cap. 4.2.8) e dell'EN1993-1-8:2005.

### 9.1 Unione 4: nodo trave-traverso di campata

Il giunto di collegamento tra la trave e il traverso di campata è stato realizzato disponendo il massimo numero di bulloni per trasferire il momento tra il traverso e la trave.

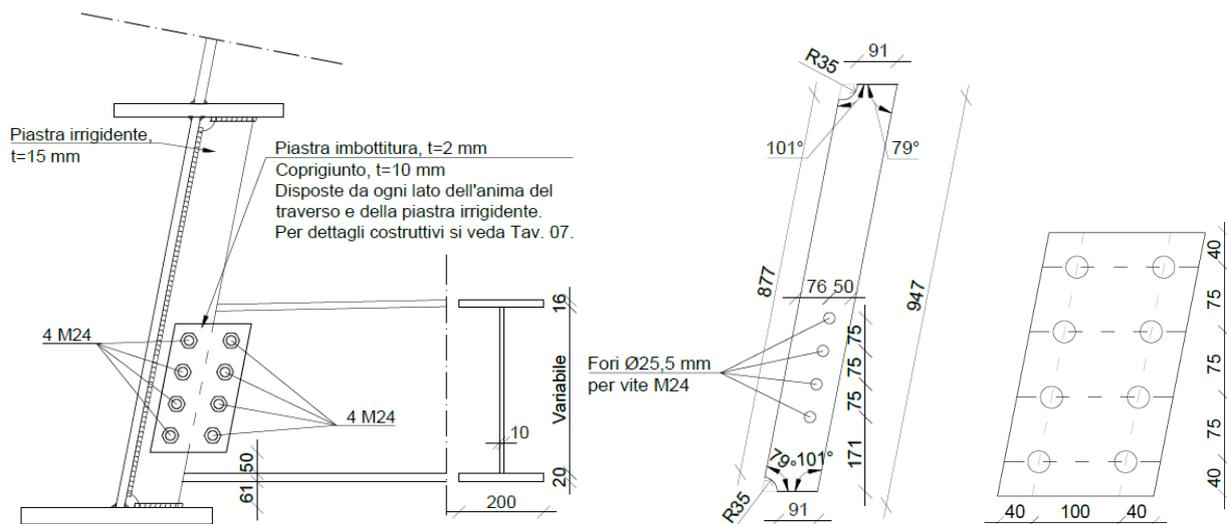


Figura 151 - Composizione del collegamento trave-traverso di campata

Le sollecitazioni scaricate dal traverso devono passare alla trave.

Si immagina che le sollecitazioni vengano trasferite dal traverso ai due coprigiunti nel punto teorico di intersezione tra l'asse del traverso stesso e quello del giunto. Ogni bullonatura ha il compito di collegare due parti diverse: la fila più interna di bulloni collega il traverso con i coprigiunti, mentre la fila più esterna collega l'irrigidente con i coprigiunti. Si realizzano due bullonature identiche, per cui la verifica viene condotta su quella che risulta più sollecitata a causa del momento di trasporto.

Le sollecitazioni passano dall'irrigidente alla trave mediante i cordoni di saldatura.

Le sollecitazioni di calcolo estrapolate dal modello agli elementi finiti sono le seguenti:

Sollecitazione	Valore	Unità di misura
N <sup>+</sup>	271.94	kN
N <sup>-</sup>	-125.43	kN
V	263.45	kN
M	-4.65	kN

Tabella 119 - Sollecitazioni di calcolo al nodo trave-traverso di campata

### Verifica bullonatura

Si riportano le azioni di calcolo sul baricentro della bullonatura:

Sollecitazione	Valore	Unità di misura
N	271.94	kN
V	263.45	kN
M	16.83	kN

Tabella 120 - Sollecitazioni di calcolo bullonatura

determinate considerando un'eccentricità tra il baricentro di calcolo e il baricentro della bullonatura

$$e_x = 55 \text{ mm}$$

$$e_y = 25.71 \text{ mm}$$

Caratteristiche della bullonatura:

$\phi_{\text{bulloni}}$	24	mm
Classe di resistenza	10.9	
n.ro sezioni resistenti	2	
Gioco foro	1.5	mm

Tabella 121 - Caratteristiche bullonatura traverso-coprighiunto

Si esegue la verifica a taglio sul bullone più sollecitato, componendo le forze con le rispettive direzioni di azione e confrontando il taglio sollecitante con quello resistente:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{77}{216.96} = 0.355 < 1$$

dove

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{bt} \cdot A}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \cdot 1000 \cdot 452}{1.25} = 216.96 \text{ kN}$$

#### Verifica a rifollamento del piatto di unione

Si esegue la verifica sul piatto d'anima del traverso e sul coprighiunto. La verifica per l'irrigidente viene omessa in quanto sicuramente verificata se lo sono le altre due sopra indicate.

- Verifica a rifollamento anima del traverso

Si controlla che il taglio massimo sui bulloni sia inferiore alla resistenza di calcolo a rifollamento del piatto costituente l'anima del traverso

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{77}{244.8} = 0.315 < 1$$

dove

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2.5 \cdot 1 \cdot 510 \cdot 24 \cdot 10}{1.25} = 244.8 \text{ kN}$$

con

Dimensioni bullonatura sul piatto		
$e_1$	70	mm
$e_2$	40	mm
$p_1$	75	mm
$p_2$	100	mm
$d_0$	25.5	mm

Tabella 122 - Dimensione bullonatura sul piatto d'anima del traverso

Parametri di calcolo resistenza a rifollamento		
$\alpha$	1	relazioni per bulloni di bordo
k	2.5	
d	24	mm
t	15	mm
$f_{tk}$	510	N/mm <sup>2</sup>

Tabella 123 - Parametri di calcolo resistenza a rifollamento sul piatto d'anima del traverso

- Verifica a rifollamento giunto d'anima

Si controlla che il taglio massimo sui bulloni sia inferiore alla resistenza di calcolo a rifollamento del piatto costituente il giunto d'anima

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{77}{191.6} = 0.402 < 1$$

dove

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2.5 \cdot 0.522 \cdot 510 \cdot 24 \cdot 15}{1.25} = 191.6 \text{ kN}$$

con

Dimensioni bullonatura sul piatto		
$e_1$	40	mm
$e_2$	40	mm
$p_1$	75	mm
$p_2$	100	mm
$d_0$	25.5	mm

Tabella 124 - Dimensione bullonatura sul piatto del coprigiunto nel nodo trave-traverso di campata

Parametri di calcolo resistenza a rifollamento		
$\alpha$	0.522	relazione per bulloni di bordo
k	2.5	
d	24	mm
t	15	mm
$f_{tk}$	510	N/mm <sup>2</sup>

Tabella 125 - Parametri di calcolo resistenza a rifollamento sul piatto del coprigiunto nel nodo trave-traverso di campata

Verifica piastra di collegamento

Si esegue una verifica sul collegamento costituito da i due coprigiunti. La sezione indebolita dai fori deve permettere il passaggio degli sforzi.

Le caratteristiche della sezione sono le seguenti:

J	10672093	mm <sup>4</sup>
W	118578.8	mm <sup>3</sup>
A	3870	mm <sup>2</sup>

Tabella 126 - Caratteristiche inerziali della sezione della piastra indebolita dai fori: coprigiunto trave-traverso

## 9. Unioni

---

La tensione sollecitante sulla sezione resistente vale:

$$\sigma_p = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = 210.01 \frac{N}{mm^2} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 338 \text{ N/mm}^2$$

### Verifica saldature irrigidente-trave

I cordoni di saldatura tra la trave e l'irrigidente hanno il compito di trasferire le azioni. Si ipotizza una diffusione degli sforzi semplificata per cui il momento flettente, la forza orizzontale dovuta allo sforzo normale e alla proiezione del taglio vanno a finire nei cordoni superiore e inferiore lungo le piattabande, mentre il taglio proiettato lungo l'anima va a finire nel cordone diretto nella stessa direzione lungo l'anima.

Le verifiche vengono condotte sulle sezioni di gola ribaltate sull'irrigidente.

I cordoni di saldatura sono alti  $z = 10 \text{ mm}$ . La sezione di gola vale  $a = \frac{z}{\sqrt{2}} = 7.07 \text{ mm}$ .

- Verifica cordoni di saldatura piatti superiore e inferiore

Si considera una lunghezza del cordone ridotta a vantaggio di sicurezza, privandolo di due porzioni all'estremità per evitare penalizzazioni di resistenza dovute a mancanze o difetti: lunghezza di ogni cordone  $l_c = 90 \text{ mm}$ .

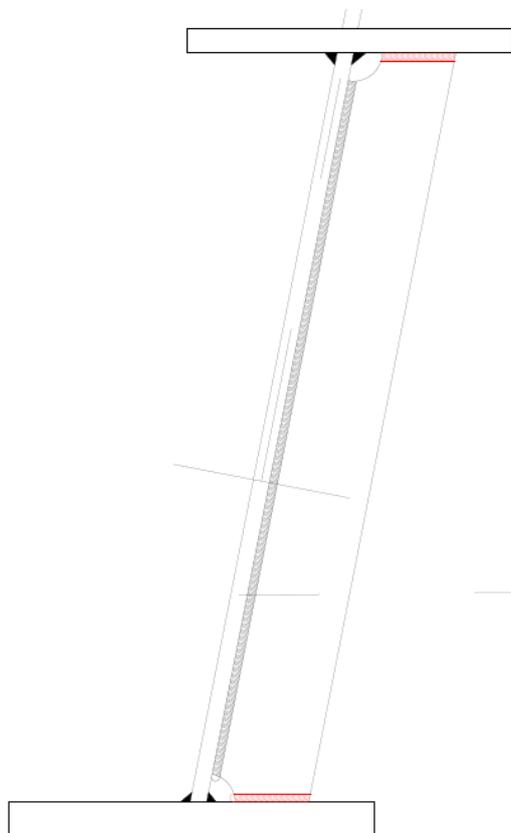


Figura 152 - Cordoni di saldatura lungo i piatti superiore e inferiore: sezione resistente evidenziata in rosso

Si controlla che siano simultaneamente verificate le seguenti:

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{//}^2} = 232 \frac{N}{mm^2} < \beta_1 \cdot f_{yk} = 0.7 \cdot 355 = 248.5 \text{ N/mm}^2$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| = 20.25 \frac{N}{mm^2} < \beta_2 \cdot f_{yk} = 0.85 \cdot 355 = 301.75 \text{ N/mm}^2$$

dove

$$n_{\perp} = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$t_{\perp} = 20.25 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{//} = 231.11 \text{ N/mm}^2$$

- Verifica cordoni di saldatura anima

Si considera una lunghezza del cordone ridotta a vantaggio di sicurezza, privandolo di due porzioni all'estremità per evitare penalizzazioni di resistenza dovute a mancanze o difetti: lunghezza di ogni cordone  $l_c = 875 \text{ mm}$ .

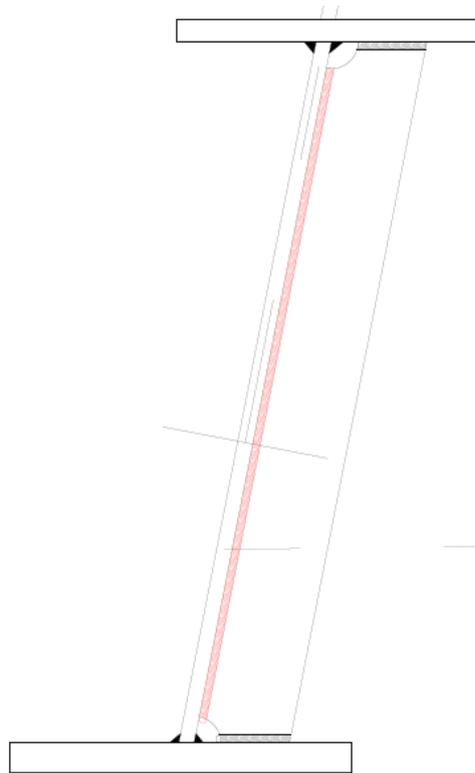


Figura 153 - Cordoni di saldatura lungo l'anima: sezione resistente evidenziata in rosso

Si controlla che siano simultaneamente verificate le seguenti:

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{//}^2} = 27.95 \frac{N}{mm^2} < \beta_1 \cdot f_{yk} = 0.7 \cdot 355 = 248.5 \text{ N/mm}^2$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| = 17.61 \frac{N}{mm^2} < \beta_2 \cdot f_{yk} = 0.85 \cdot 355 = 301.75 \text{ N/mm}^2$$

dove

$$n_{\perp} = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$t_{\perp} = 17.61 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{//} = 21.7 \text{ N/mm}^2$$

### 9.2 Unione 5: squadrette traversi-travette secondarie

Il collegamento viene eseguito disponendo quattro angolari L100x100x10 bullonati sulle anime delle travette rompitratta e sulle anime dei traversi.

Le sollecitazioni sono trasferite dalle travette rompitratta alle squadrette mediante la fila di bulloni che morde l'anima dello stesso profilo. Le azioni assorbite dalla bullonatura saranno di taglio, dovute alla forza verticale di taglio e ad una coppia di trasporto dovuta all'eccentricità tra l'anima del traverso e l'asse del collegamento (si è assunto schema di travetta in semplice appoggio in asse al traverso).

Il trasferimento degli sforzi dalle squadrette al traverso avviene mediante un'altra coppia di bulloni, che saranno sollecitati a taglio dalla sola forza verticale.

I piatti costituenti il collegamento sono verificati contro la possibilità di rifollamento.

Le azioni trasferite sono tutte da dividere per due, tenendo conto della presenza di due piani di taglio, dovuti a due angolari che mordono le anime dei profili da unire.

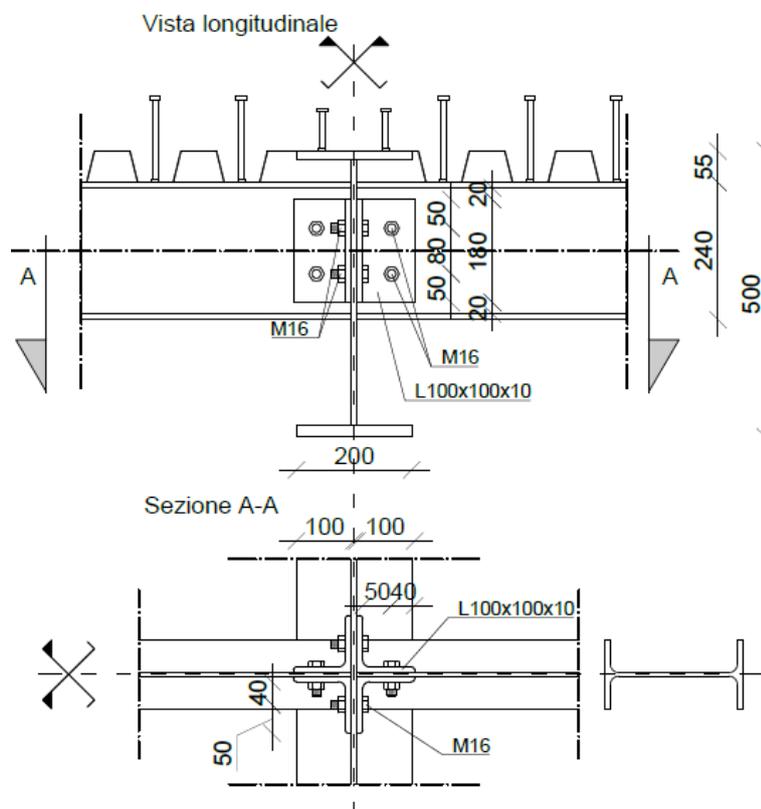


Figura 154 - Collegamento con squadrette tra le travette secondarie e i traversi

Verifica bullonatura travette-angolari

Si riportano le azioni di calcolo sul baricentro della bullonatura:

V	131.03	kN
e	60	mm
M	7.9	kNm

Tabella 127 - Sollecitazioni di calcolo bullonatura travette-angolari

Caratteristiche della bullonatura:

$\Phi_{\text{bulloni}}$	16	mm
Classe di resistenza	10.9	
n.ro sezioni resistenti	2	
Gioco foro	1	mm

Tabella 128 - Caratteristiche bullonatura travette-squadrette

Si esegue la verifica a taglio sul bullone più sollecitato, componendo le forze con le direzioni di azione e confrontando il taglio sollecitante con quello resistente:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{59.25}{96.48} = 0.614 < 1$$

dove

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{btk} \cdot A}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \cdot 1000 \cdot 201}{1.25} = 96.48 \text{ kN}$$

Mentre l'ente sollecitante sarà calcolato come:

Taglio diretto in direzione verticale dovuto alla forza verticale V diviso sul numero di bulloni  $n_b$  (due) e sul numero di piani di taglio (due)

$$F_{v,Ed}^{(V)} = \frac{1}{n_{\text{piani taglio}} n_b} V = \frac{1}{2} \cdot \frac{131.03}{2} = 32.76 \text{ kN}$$

Taglio diretto orizzontalmente dovuto alla coppia M ottenuto come rapporto tra quest'ultima e la distanza tra i bulloni, quindi diviso per il numero di piani di taglio (due)

$$F_{v,Ed}^{(M)} = \frac{1}{n_{\text{piani taglio}} d_b} M = \frac{1}{2} \cdot \frac{7.9}{0.08} = 49.38 \text{ kN}$$

Per cui sommando considerando il verso delle rispettive componenti si trova

$$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{v,Ed}^{(V)2} + F_{v,Ed}^{(M)2}} = 59.26 \text{ kN}$$

Verifica bullonatura angolari-traversi

Si riportano le azioni di calcolo sul baricentro della bullonatura:

V	131.03	kN
---	--------	----

Tabella 129 - Sollecitazioni di calcolo bullonatura angolari-traversi

Caratteristiche della bullonatura:

## 9. Unioni

$\phi_{\text{bulloni}}$	16	mm
Classe di resistenza	10.9	
n.ro sezioni resistenti	2	
Gioco foro	1	mm

Tabella 130 - Caratteristiche bullonatura squadrette-traversi

Si esegue la verifica a taglio sul bullone più sollecitato, componendo le forze con le direzioni di azione e confrontando il taglio sollecitante con quello resistente:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{32.76}{96.48} = 0.340 < 1$$

dove

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{btk} \cdot A}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \cdot 1000 \cdot 201}{1.25} = 96.48 \text{ kN}$$

Mentre l'ente sollecitante sarà calcolato come:

Taglio diretto in direzione verticale dovuto alla forza verticale V diviso sul numero di bulloni  $n_b$  (due) e sul numero di piani di taglio (due)

$$F_{v,Ed}^{(V)} = \frac{1}{n_{\text{piani taglio}} n_b} V = \frac{1}{2} \cdot \frac{131.03}{2} = 32.76 \text{ kN}$$

### Verifica a rifollamento piatto d'unione

Si esegue la verifica sul piatto d'anima della travetta, in quanto profilo più debole tra quelli collegati.

Si controlla che il taglio massimo sui bulloni sia inferiore alla resistenza di calcolo a rifollamento del piatto costituente l'anima della travetta

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{59.26}{244.8} = 0.315 < 1$$

dove

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2.5 \cdot 1 \cdot 510 \cdot 16 \cdot 6.2}{1.25} = 101.18 \text{ kN}$$

### 9.3 Unione 6: collegamento dei controventi di montaggio

I controventi di montaggio vengono realizzati con angolari a lati uguali L100x100x10. Il collegamento di questi profili viene eseguito mediante doppi coprigiunti e disponendo una piastra di imbottitura, interposta al fine di colmare la differenza di spessore tra il controvento e la piattabanda inferiore del traverso a cui ci si collega. Nonostante i diagonali del controvento siano profili angolari per cui la bullonatura in genere si esegue senza l'aggiunta di piastre, in questo caso

si è reso necessario disporre due piastre di collegamento per avere due piani di taglio e minimizzare i bulloni da disporre.

Lo sforzo di trazione massimo presente nei diagonali del controvento costituisce l'azione sollecitante, per cui questo dovrà essere trasferito dai bulloni alla piastra di nodo e quindi da questa alla bullonatura che riporta l'azione sul traverso a cui ci si collega al piatto inferiore.

Il nodo centrale è realizzato con una sola piastra che accoglie i bulloni di collegamento con i diagonali. Il funzionamento è analogo agli altri casi, però inserendo una sola piastra sarà necessario progettare una bullonatura più resistente e verificare il rifollamento della stessa piastra.

Lo sforzo normale massimo di trazione sarà l'azione di progetto, pari a 467.1 kN.

#### Verifica bullonatura controventi di montaggio

Gli angolari sono forati lungo l'asse di truschino, che non coincide con l'asse baricentrico.

La risultante delle tensioni nell'asta viaggia lungo l'asse baricentrico. Serviranno quindi delle azioni taglianti nei bulloni (trasmesse dagli angolari e dalla piastra), perpendicolari all'asse baricentrico, per deviare il flusso delle tensioni dall'asse baricentrico dell'asta all'asse di truschino e da questo di nuovo al primo. Questo equivale ad un momento parassita nella bullonatura pari a  $Ne$ , dove  $e$  rappresenta proprio l'eccentricità tra i due assi, in questo caso pari a 21.8 mm.

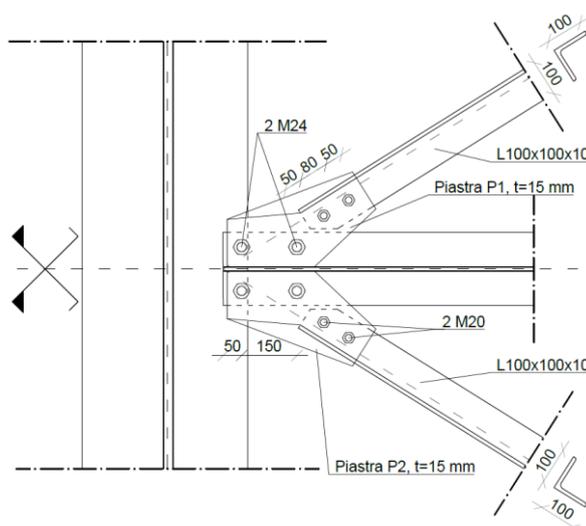


Figura 155 - Collegamento diagonale controvento con piastra di nodo

Si riportano le azioni di calcolo sulla bullonatura:

N	467.1	kN
e	21.8	mm
p	80	mm
$Ne/p$	127.3	kN

Tabella 131 - Sollecitazioni di calcolo bullonatura controventi di montaggio

## 9. Unioni

Caratteristiche della bullonatura:

$\phi_{\text{bulloni}}$	20	mm
Classe di resistenza	10.9	
n.ro sezioni resistenti	2	
Gioco foro	1	mm

Tabella 132 - Caratteristiche bullonatura controventi di montaggio

Si esegue la verifica a taglio sul bullone più sollecitato, componendo le forze con le direzioni di azione e confrontando il taglio sollecitante con quello resistente:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{133.02}{150.72} = 0.883 < 1$$

dove

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{btk} \cdot A}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \cdot 1000 \cdot 314}{1.25} = 150.72 \text{ kN}$$

Mentre l'ente sollecitante sarà calcolato come:

Taglio diretto in direzione orizzontale lungo l'asse profilo e dovuto alla forza normale N nel diagonale, diviso sul numero di bulloni  $n_b$  (due) e sul numero di piani di taglio (due)

$$F_{v,Ed}^{(N)} = \frac{1}{n_{\text{piani taglio}} n_b} N = \frac{1}{2} \cdot \frac{467.1}{2} = 116.78 \text{ kN}$$

Taglio diretto orizzontalmente ortogonalmente all'asse profilo e dovuto all'azione parassita, ottenuto come rapporto tra quest'ultima e il numero di piani di taglio (due)

$$F_{v,Ed}^{(Ne)} = \frac{Ne/p}{n_{\text{piani taglio}}} = \frac{127.3}{2} = 63.64 \text{ kN}$$

Per cui sommando considerando il verso delle rispettive componenti si trova

$$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{v,Ed}^{(N)2} + F_{v,Ed}^{(Ne)2}} = 133.02 \text{ kN}$$

### Verifica a rifollamento

Si controlla che il taglio massimo sui bulloni sia inferiore alla resistenza di calcolo a rifollamento del piatto costituente il coprigiunto di nodo

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{133.02}{191.6} = 0.402 < 1$$

dove

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2.5 \cdot 0.79 \cdot 510 \cdot 20 \cdot 10}{1.25} = 161.16 \text{ kN}$$

con

Dimensioni bullonatura sul piatto		
$e_1$	50	mm
$e_2$	50	mm
$p_1$	80	mm
$d_0$	21	mm

Tabella 133 - Dimensione bullonatura sul piatto del coprigiunto nella piastra di nodo del controvento di montaggio

Parametri di calcolo resistenza a rifollamento		
$\alpha$	0.79	relazione per bulloni di bordo
$k$	2.5	
$d$	20	mm
$t$	10	mm
$f_{tk}$	510	N/mm <sup>2</sup>

Tabella 134 - Parametri di calcolo resistenza a rifollamento sul piatto del coprigiunto del controvento di montaggio

### Verifica globale della piastra

Ipotizzo una diffusione degli sforzi a 45° dal primo bullone e che la ripartizione degli sforzi sia proporzionale alle aree delle sezioni identificate dai due coprigiunti.

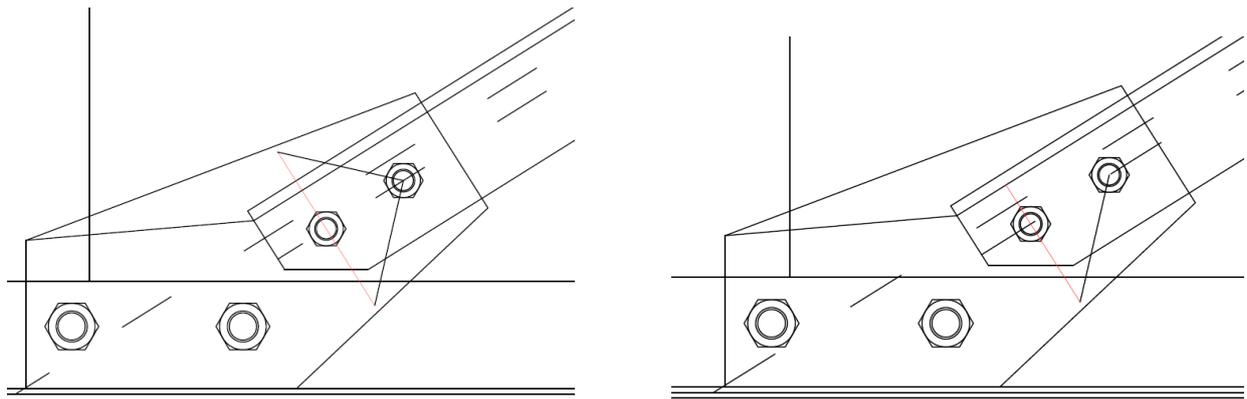


Figura 156 - Diffusione a 45°: sezione intera nella piastra inferiore (a sinistra), sezione ridotta nella piastra superiore (a destra)

Larghezze equivalenti cono di diffusione			
Larghezza sezione piastra inferiore	$b_1$	160	mm
Larghezza sezione piastra superiore	$b_2$	120	mm

Tabella 135 - Larghezze equivalenti sezione con completa diffusione del carico

La tensione nella sezione di verifica della piastra è

$$\sigma_P = \frac{N}{(b_1 + b_2) \cdot t_p} = 111.21 \frac{N}{mm^2} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 338 \text{ N/mm}^2$$

### Verifica bullonatura travette-angolari

Si determina il baricentro della bullonatura, quindi si ottengono le azioni di calcolo sulla bullonatura, come somma della forza centrata e della coppia di trasporto:

N	467.1	kN
e	97	mm
Ne	45.31	kN

Tabella 136 - Sollecitazioni di calcolo bullonatura sul traverso per i controventi di montaggio

## 9. Unioni

Caratteristiche della bullonatura:

$\phi_{\text{bulloni}}$	24	mm
Classe di resistenza	10.9	
n.ro sezioni resistenti	2	
Gioco foro	1.5	mm

Tabella 137 - Caratteristiche bullonatura sul traverso per i controventi di montaggio

Si esegue la verifica a taglio sul bullone più sollecitato, componendo le forze con le direzioni di azione e confrontando il taglio sollecitante con quello resistente:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{190.7}{216.96} = 0.879 < 1$$

dove

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{btk} \cdot A}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \cdot 1000 \cdot 452}{1.25} = 216.96 \text{ kN}$$

Mentre l'ente sollecitante sarà calcolato come:

Taglio diretto in direzione orizzontale lungo l'asse profilo e dovuto alla forza normale N nel diagonale, diviso sul numero di bulloni  $n_b$  (due) e sul numero di piani di taglio (due)

$$F_{v,Ed}^{(N)} = \frac{1}{n_{\text{piani taglio}} n_b} N = \frac{1}{2} \cdot \frac{467.1}{2} = 116.78 \text{ kN}$$

Taglio diretto orizzontalmente ortogonalmente all'asse profilo e dovuto all'azione parassita, ottenuto come rapporto tra quest'ultima e il numero di piani di taglio (due)

$$F_{v,Ed}^{(Ne)} = \frac{Ne}{n_{\text{piani taglio}} \sum \rho_b^2} = \frac{45.31}{2} \frac{75.15}{11293.84} = 150.74 \text{ kN}$$

Per cui sommando considerando il verso delle rispettive componenti si trova

$$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{v,Ed}^{(N)^2} + F_{v,Ed}^{(Ne)^2}} = 190.7 \text{ kN}$$

### Verifica a rifollamento

Si controlla che il taglio massimo sui bulloni sia inferiore alla resistenza di calcolo a rifollamento del piatto più debole nell'unione, costituito dalla piastra di coprigiunto di nodo

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{190.7}{223.9} = 0.852 < 1$$

dove

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2.5 \cdot 0.61 \cdot 510 \cdot 24 \cdot 15}{1.25} = 223.9 \text{ kN}$$

con

Dimensioni bullonatura sul piatto		
$e_1$	47.25	mm
$e_2$	47.25	mm
$p_1$	127.23	mm
$P_2$	80	mm
$d_0$	25.5	mm

Tabella 138 - Dimensione bullonatura sul piatto del coprighiunto del controvento di montaggio: collegamento trasverso

Parametri di calcolo resistenza a rifollamento		
$\alpha$	0.61	relazione per bulloni di bordo
$k$	2.5	
$d$	24	mm
$t$	15	mm
$f_{tk}$	510	N/mm <sup>2</sup>

Tabella 139 - Parametri di calcolo resistenza a rifollamento sul piatto del coprighiunto del controvento di montaggio: collegamento trasverso

### Verifica bullonatura controventi di montaggio nella piastra centrale

La verifica è articolata come il caso precedente. Cambiano solo il numero di bulloni e i piani di taglio che non sono più due, ma uno singolo.

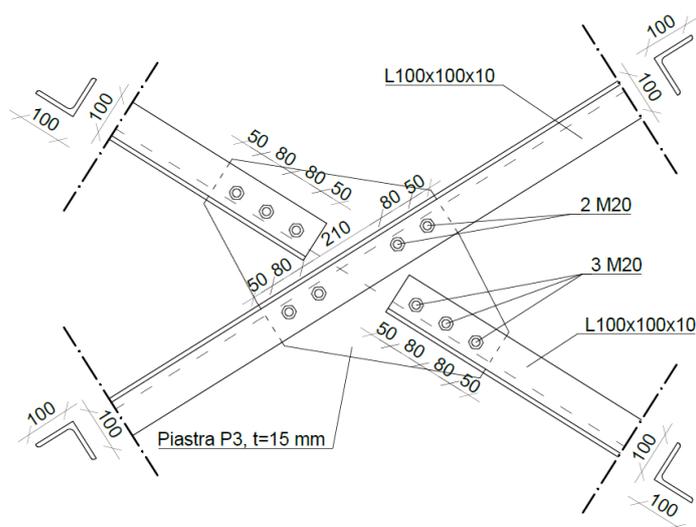


Figura 157 - Collegamento diagonale controvento con piastra di nodo al centro

Caratteristiche della bullonatura:

$\Phi_{\text{bulloni}}$	24	mm
Classe di resistenza	10.9	
n.ro sezioni resistenti	1	
Gioco foro	1.5	mm

Tabella 140 - Caratteristiche bullonatura controventi di montaggio nodo al centro

Si esegue la verifica a taglio sul bullone più sollecitato, componendo le forze con le direzioni di azione e confrontando il taglio sollecitante con quello resistente:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{165.66}{216.96} = 0.883 < 1$$

## 9. Unioni

---

dove

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{btk} \cdot A}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \cdot 1000 \cdot 452}{1.25} = 216.96 \text{ kN}$$

### Verifica a rifollamento

Si controlla che il taglio massimo sui bulloni sia inferiore alla resistenza di calcolo a rifollamento del piatto costituente il coprigiunto di nodo

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{165.66}{238.68} = 0.694 < 1$$

dove

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2.5 \cdot 0.65 \cdot 510 \cdot 24 \cdot 15}{1.25} = 238.68 \text{ kN}$$

con

Dimensioni bullonatura sul piatto		
e <sub>1</sub>	50	mm
e <sub>2</sub>	50	mm
p <sub>1</sub>	80	mm
d <sub>0</sub>	25.5	mm

Tabella 141 - Dimensione bullonatura sul piatto del coprigiunto nella piastra di nodo centrale del controvento di montaggio

Parametri di calcolo resistenza a rifollamento		
α	0.65	relazione per bulloni di bordo
k	2.5	
d	24	mm
t	15	mm
f <sub>tk</sub>	510	N/mm <sup>2</sup>

Tabella 142 - Parametri di calcolo resistenza a rifollamento sul piatto del coprigiunto del controvento di montaggio nodo al centro

### 9.4 Unione 7: collegamento dei pendini di sospensione

La sospensione viene realizzata mediante la disposizione a rete con funi chiuse. Ogni pendino viene collegato con la trave e con il tubolare dell'arco.

Il collegamento viene progettato con sistemi di ancoraggio realizzati con forcelle. Le forcelle sono diverse, perché nel collegamento con la trave in basso si inseriscono forcelle regolabili che permettono la messa in opera e l'eventuale variazione del tiro nel tempo, mentre nel collegamento con l'arco in alto si inseriscono forcelle prive della parte di regolazione.

La forcella necessita di uno spessore da mordere a cui si andrà a collegare, per cui si predispone un "sandwich" di tre piatti di lamiera saldati insieme che riempiono lo spazio all'interno della forcella.

Il piatto centrale sarà quello responsabile di portare il tiro fino al profilo su cui si collega, quindi, si progetta una saldatura con l'arco e una saldatura con la trave.

### Verifica capocorda

I pendini di sospensione sono funi chiuse (Full Locked Coils) di diametri diversi: FLC28 nella campata più lunga dal lato di San Donnino e FLC20 nella campata più corta dal lato di Badia a Settimo. Il collegamento viene progettato solamente per le funi più grandi FLC28.

Si riportano le caratteristiche della fune ricavate dal catalogo del produttore [19] e la condizione di riepilogo di progetto:

Product code	d (mm)	$F_{u,k}^{(1)}$ (kN)	$F_{R,d}^{(2)}$ (kN)	A (mm <sup>2</sup> )	EA (MN)	Mass (kg/m)	d	Diametro nominale Nominal diameter
FLC 16	16	250	152	170	28.1	1.4	$F_{u,k}$	MBL (Forza di rottura minima) (Minimum breaking load)
FLC 20	20	395	239	266	43.9	2.2	$F_{R,d}$	Forza resistente di progetto Design load
FLC 24	24	570	345	383	63.2	3.2	A	Sazione metallica Metallic cross section
FLC 28	28	775	470	521	86.0	4.3	EA	Rigidzza elastica Elastic stiffness
FLC 32	32	1015	615	681	112	5.7	Note:	
FLC 36	36	1285	779	862	142	7.2	<sup>(1)</sup> $F_{u,k}$	MBL / $\gamma_R$ with $\gamma_R = 1$ (EC3 1-11)
FLC 40	40	1605	973	1077	178	9.0	<sup>(2)</sup> $F_{R,d}$	(MBL / 1.5) / $\gamma_R$ with $\gamma_R = 1.1$

Figura 158 - Caratteristiche funi di progetto: FLC28

Pendini in funi chiuse (Full Locked Coil Strands)	FLC 28		
Tiro massimo pendini in esercizio	$F_{max}$	331.04	kN
Resistenza a rottura di progetto per trazione	$F_{R,d}$	470	kN
Verifica di resistenza pendini	$F_{max}/F_{R,d}$	70.4%	

Tabella 143 - Condizione di progetto funi FLC28

Il progetto dei capicorda viene svolto seguendo le indicazioni dello stesso produttore relativamente alle tipologie di ancoraggi proposti.

Si riportano sinteticamente le tipologie adottate e le loro caratteristiche:

- Collegamento con l'arco: capocorda a forcella

Collegamento con l'arco: capocorda a forcella	TTF28		
Diametro massimo fune	$d_{max}$	32	mm
Forza resistente di progetto	$F_{R,d}$	588	kN
Verifica di resistenza pendini	$F_{max}/F_{R,d}$	56.3%	
Verifica gerarchia resistenze al nodo	$F_{R,d}^{(pendino)}/F_{R,d}^{(capocorda)}$	79.9%	

Tabella 144 - Collegamento con l'arco: capocorda a forcella

## 9. Unioni

Product code	d max (mm)	F <sub>u,k</sub> <sup>(1)</sup> (kN)	F <sub>R,d</sub> <sup>(2)</sup> (kN)	C (mm)	D HOLE (mm)	E (mm)	F (mm)	S max (mm)	T min (mm)	T max (mm)	Mass (kg)	
TTF 12	15	190	115	38	25.5	60	123	50	16	22	1.2	d <sub>max</sub> Diametro massimo fune Max strand diameter
TTF 16	19	320	194	48	32	78	159	60	24	30	2.5	F <sub>u,k</sub> MBL (Forza di rottura minima) (Minimum breaking load)
TTF 20	24	490	297	60	39	94	195	75	30	37	4.4	F <sub>R,d</sub> Forza resistente di progetto Design load
TTF 24	28	700	424	72	46	112	231	85	38	45	7.1	D <sub>HOLE</sub> Diametro del foro Hole diameter
<b>TTF 28</b>	<b>32</b>	<b>970</b>	<b>588</b>	<b>84</b>	<b>54</b>	<b>132</b>	<b>267</b>	<b>100</b>	<b>50</b>	<b>56</b>	<b>12</b>	S <sub>max</sub> per/for T max
TTF 32	36	1285	779	95	61	150	303	110	55	60	17	Note:
TTF 36	40	1605	973	104	67	164	334	120	65	70	23	<sup>(1)</sup> F <sub>u,k</sub> MBL / γ <sub>R</sub> with γ <sub>R</sub> = 1 (EC3 1-11)
TTF 40	44	1950	1182	120	76	188	375	135	70	75	33	<sup>(2)</sup> F <sub>R,d</sub> (MBL / 1.5) / γ <sub>R</sub> with γ <sub>R</sub> = 1.1



Figura 159 - Collegamento con l'arco: capocorda a forcella

- Collegamento con la trave: capocorda a forcella regolabile

Collegamento con l'impalcato: capocorda a forcella regolabile		TBF28	
Diametro massimo fune	d <sub>max</sub>	32	mm
Forza resistente di progetto	F <sub>R,d</sub>	515	kN
Verifica di resistenza pendini	F <sub>max</sub> /F <sub>R,d</sub>	64.3%	
Verifica gerarchia resistenze	F <sub>R,d</sub> (pendino) / F <sub>R,d</sub> (capocorda)	91.3%	

Tabella 145 - Collegamento con la trave: capocorda a forcella regolabile

Product code	d max (mm)	F <sub>u,k</sub> <sup>(1)</sup> (kN)	F <sub>R,d</sub> <sup>(2)</sup> (kN)	C (mm)	D HOLE (mm)	E (mm)	ØA (mm)	H (mm)	S max (mm)	T min (mm)	T max (mm)	Adjust. (mm)	Mass (kg)	
TBF 12	15	160	97	38	25.5	60	40	317	50	16	22	± 40	2.3	d <sub>max</sub> Diametro massimo fune Max strand diameter
TBF 16	19	280	170	48	32	78	55	402	60	24	30	± 50	5.0	F <sub>u,k</sub> MBL (Forza di rottura minima) (Minimum breaking load)
TBF 20	24	440	267	60	39	94	65	487	75	30	37	± 60	8.9	F <sub>R,d</sub> Forza resistente di progetto Design load
TBF 24	28	620	376	72	46	112	75	597	85	38	45	± 80	14	D <sub>HOLE</sub> Diametro del foro Hole diameter
<b>TBF 28</b>	<b>32</b>	<b>850</b>	<b>515</b>	<b>84</b>	<b>54</b>	<b>132</b>	<b>90</b>	<b>682</b>	<b>100</b>	<b>50</b>	<b>56</b>	<b>± 90</b>	<b>24</b>	S <sub>max</sub> per/for T max
TBF 32	36	1150	697	95	61	150	100	781	110	55	60	± 100	35	Adjust. Regolazione Adjustment
TBF 36	40	1400	848	104	67	164	110	875	120	65	70	± 110	48	Note:
TBF 40	44	1750	1061	120	76	188	120	970	135	70	75	± 120	65	<sup>(1)</sup> F <sub>u,k</sub> MBL / γ <sub>R</sub> with γ <sub>R</sub> = 1 (EC3 1-11)
														<sup>(2)</sup> F <sub>R,d</sub> (MBL / 1.5) / γ <sub>R</sub> with γ <sub>R</sub> = 1.1



Figura 160 - Collegamento con la trave: capocorda a forcella regolabile

La scelta progettuale è stata quella di utilizzare dei capicorda con una resistenza maggiore dei pendini, pur consapevoli del maggior ingombro richiesto per il collegamento.

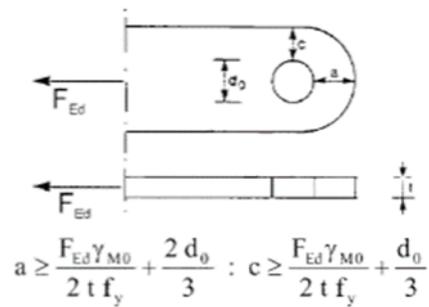
### Verifica dei collegamenti a perno

Si esegue la verifica di resistenza di progetto a taglio del perno, secondo le indicazioni dell'EN1993-1-8:2005 (cap.3.13) e delle NTC2018 (cap. 4.2.8.1.2).

- Collegamento a perno: verifica dei requisiti geometrici degli elementi terminali

Il controllo del rispetto dei requisiti geometrici viene svolto mediante le indicazioni della tab. 3.9 del cap. 3.13 dell'EN1993-1-8:

Type A: Given thickness  $t$



Type B: Given geometry

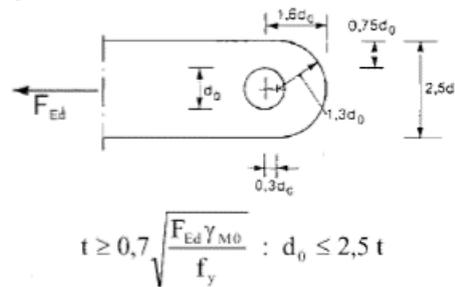


Figura 161 - Requisiti geometrici collegamenti a perno

Si riportano i risultati dei controlli operati:

Verifica dei requisiti geometrici degli elementi terminali del perno			
Distanza minima foro-bordo libero estremo della piastra	$a_{min}$	55.58	mm
Distanza minima foro-bordo libero laterale della piastra	$c_{min}$	37.58	mm
Spessore minimo della piastra	$t_{min}$	21.90	mm
Tensione snervamento materiale piastra	$f_{yk}$	355	N/mm <sup>2</sup>
Spessore della piastra di collegamento	$t_p$	25	mm
Diametro massimo del foro	$d_{0,max}$	62.5	mm
Diametro del foro elementi del capocorda (da catalogo Redaelli)	$d_{hole}$	54	mm
Dimensione foro: $d_{foro} < d_{0,max}$	Verificata		
Coefficiente parziale di sicurezza resistenza	$\gamma_{M0}$	1.05	
Spessore della piastra: $t_{piastra} > t_{min}$	Verificata		
Distanza max asse foro-bordo libero (da catalogo Redaelli)	$S_{max}$	85	mm
Distanza asse foro-bordo libero	$S$	84	mm
Distanza foro-bordo libero estremo della piastra	$a$	57.00	mm
Distanza foro-bordo libero: $a > a_{min}$	Verificata		
Larghezza minima piastra nella sezione foro	$B_{min}$	130	mm
Distanza foro-bordo libero laterale della piastra	$c$	38.00	mm
Distanza foro-bordo libero: $a > a_{min}$	Verificata		

Tabella 146 - Verifica dei requisiti geometrici degli elementi terminali del perno

- Collegamento a perno: verifica della resistenza a taglio

La verifica della resistenza a taglio del perno viene svolta mediante le indicazioni del cap. 4.2.8.1.2 delle NTC2018:

## 9. Unioni

Verifica di resistenza a taglio del perno	Verificata		
Area della sezione del perno	A	2290.22	mm <sup>2</sup>
Tensione a rottura del perno	f <sub>upk</sub>	1000	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza resistenza collegamenti a perno	γ <sub>M2</sub>	1.25	
Resistenza di progetto a taglio del perno	F <sub>v,Rd</sub>	1099.31	kN

Tabella 147 - Verifica di resistenza a taglio del perno

dove si è valutato l'ente resistente mediante la relazione 4.2.75:

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{upk} \cdot A}{\gamma_{M2}}$$

mentre l'ente sollecitante è il tiro massimo nei pendini, pari a 331.04 kN.

- Collegamento a perno: verifica di resistenza globale della piastra

La verifica viene svolta sulla sezione interessata dal foro in quanto è presente un foro singolo per l'occhiellatura della forcina. La piastra centrale viene saldata insieme con due piastre di imbottitura laterali di spessore pari a 15 mm per entrambe. Le tensioni vengono controllate sullo spessore completo della piastra.

L'ente sollecitante si calcola come rapporto tra il tiro massimo nel pendino e la sezione resistente:

$$\sigma_p = \frac{F_{max}}{b \cdot t_p} = \frac{331.04 \cdot 10^3}{130 \cdot 55} = 46.30 \text{ N/mm}^2$$

dove t<sub>p</sub> è lo spessore della piastra pari a 25 mm sommato alle due piastre di imbottitura laterali, mentre b è la larghezza della sezione in asse al foro e pari a 130mm

L'ente resistente è la tensione di snervamento del materiale della piastra, realizzata in acciaio S355:

$$\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1.05} = 338 \text{ N/mm}^2$$

La verifica globale della piastra è soddisfatta:

$$\sigma_p = 46.30 \text{ N/mm}^2 < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 338 \text{ N/mm}^2$$

- Collegamento a perno: verifica di resistenza locale a rifollamento della piastra

La verifica viene svolta sullo spessore complessivo della piastra (spessore del sandwich 55 mm) mediante la relazione 4.2.76:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{331.04}{1506.21} = 0.220 < 1$$

dove

$$F_{b,Rd} = \frac{1.5 \cdot d \cdot t_p \cdot f_{tk}}{\gamma_{M0}} = \frac{1.5 \cdot 54 \cdot 55 \cdot 355}{1.05} = 1506.21 \text{ kN}$$

### Verifica delle saldature di collegamento

Il collegamento tra la piastra e il tubolare dell'arco (in alto), tra la piastra e la trave di impalcato (in basso) viene realizzata a completa penetrazione, per cui non si eseguono verifiche di resistenza. Si è scelto di far arrivare le piastre in cantiere già al finito, collegate con gli elementi strutturali principali, per cui l'utilizzo di una saldatura a completa penetrazione garantisce continuità materiale e permette di considerare la resistenza pari al valore minimo tra quello degli elementi connessi.

### Verifica della connessione tubolare-piastra

La verifica del collegamento tra la piastra e il tubolare viene svolta secondo le indicazioni dell'EN1993-1-8 cap. 7-4, che disciplina le unioni saldate con elementi a sezione cava.

Il collegamento si riconosce tra quelli proposti nella tab. 7.3 (connessione tra piastra ed elemento tubolare):

Table 7.3: Design resistances of welded joints connecting gusset plates to CHS members

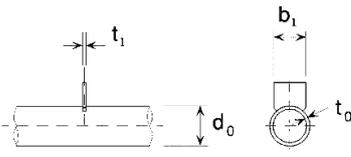
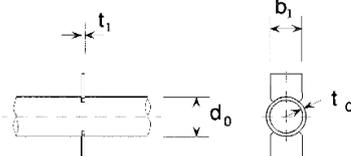
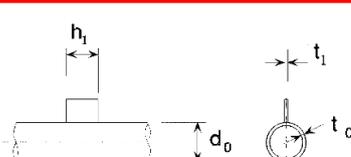
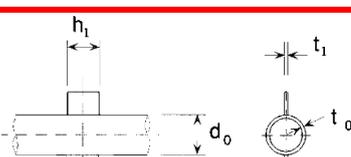
Chord face failure	
	$N_{1,Rd} = k_p f_y t_0^2 (4 + 20\beta^2) / \gamma_{M5}$ $M_{p,1,Rd} = 0$ $M_{op,1,Rd} = 0,5 b_1 N_{1,Rd}$
	$N_{1,Rd} = \frac{5k_p f_y t_0^2}{1 - 0,81\beta} / \gamma_{M5}$ $M_{p,1,Rd} = 0$ $M_{op,1,Rd} = 0,5 b_1 N_{1,Rd}$
	$N_{1,Rd} = 5k_p f_y t_0^2 (1 + 0,25\eta) / \gamma_{M5}$ $M_{p,1,Rd} = h_1 N_{1,Rd}$ $M_{op,1,Rd} = 0$
	$N_{1,Rd} = 5k_p f_y t_0^2 (1 + 0,25\eta) / \gamma_{M5}$ $M_{p,1,Rd} = h_1 N_{1,Rd}$ $M_{op,1,Rd} = 0$
Punching shear failure	
$\sigma_{ms,t_1} = (N_{Ed} / A + M_{Ed} / W_{pl,t}) t_1 \leq 2t_0 (f_{y0} / \sqrt{3}) / \gamma_{M5}$	
Range of validity	Factor $k_p$
In addition to the limits given in Table 7.1:	For $n_p > 0$ (compression):
$\beta \geq 0,4$ and $\eta \leq 4$	$k_p = 1 - 0,3 n_p (1 + n_p)$ but $k_p \leq 1,0$
where $\beta = b_1 / d_0$ and $\eta = h_1 / d_0$	For $n_p \leq 0$ (tension): $k_p = 1,0$

Figura 162 - Resistenza di progetto connessione piastra-tubolare

## 9. Unioni

Per utilizzare le relazioni di questo capitolo della norma è necessario verificare il rispetto dei requisiti geometrici e di classificazione della sezione, indicati nella tab. 7.1:

Diameter ratio		$0.2 \leq d_1/d_0 \leq 1,0$
Chords	tension	$10 \leq d_0/t_0 \leq 50$ (generally), but:
	compression	Class 1 or 2 and $10 \leq d_0/t_0 \leq 50$ (generally), but:
Braces	tension	$d_1/t_1 \leq 50$
	compression	Class 1 or 2
Overlap		$25\% \leq \lambda_{ov} \leq \lambda_{ov,lim,2}$ see 7.1.2 (6)
Gap		$g \geq t_1 + t_2$

Figura 163 - Range di validità per connessioni saldate tra elementi a sezione cava

Il tubolare dell'arco è  $\phi 711/30$ , per cui è un elemento di classe 1 con  $d_0/t_0 = 23.7$ , quindi rientra nell'intervallo di validità.

In aggiunta ai limiti della tab. 7.1 si controlla il rispetto dei limiti della tab 7.3, per cui con  $\eta = \frac{h_1}{d_0} \leq 4$  si richiede che la lunghezza di collegamento della piastra al tubo sia non superiore a 2844 mm. Tale condizione è verificata ampiamente per tutte le piastre. Inoltre, per collegamenti in trazione si assume  $k_p$  pari a 1.

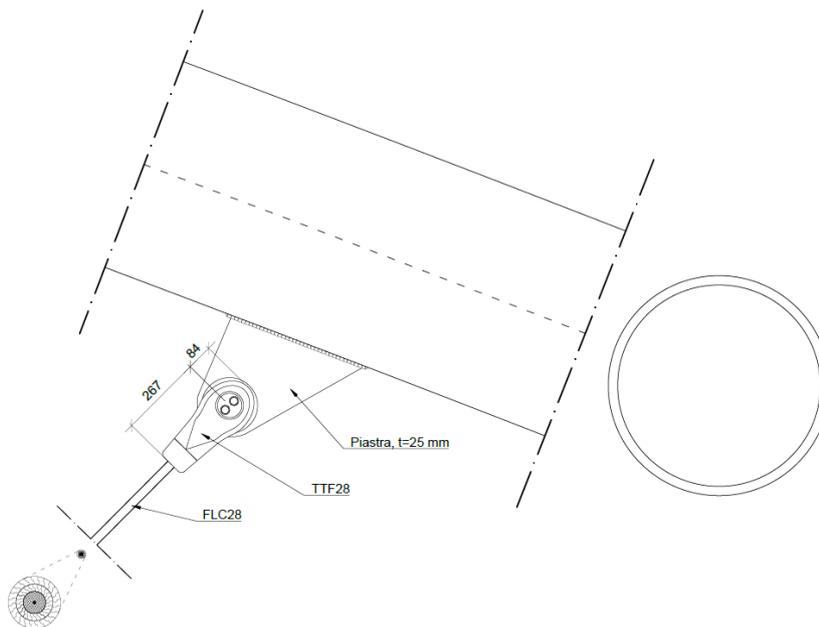


Figura 164 - Piastra di collegamento del pendino al tubolare dell'arco

Si verificano i due meccanismi di rottura:

- Verifica per rottura della faccia del tubolare (Chord face failure), dove la sezione resistente è l'impronta della piastra sul tubo;
- Verifica per rottura da punzonamento (Punching shear failure), dove la sezione resistente è il tubolare dell'arco.

La relazione di calcolo da soddisfare per membrature soggette a sforzi assiali e momenti flettenti è la seguente:

$$\frac{N_{i,Ed}}{N_{i,Rd}} + \left[ \frac{M_{ip,i,Ed}}{M_{ip,i,Rd}} \right]^2 + \frac{|M_{op,i,Ed}|}{M_{op,i,Rd}} \leq 1$$

dove

- $N_{i,Ed}$  è lo sforzo normale sollecitante
  - $N_{i,Rd}$  è lo sforzo normale resistente
  - $M_{ip,i,Ed}$  è il momento flettente sollecitante nel piano
  - $M_{ip,i,Rd}$  è il momento flettente resistente nel piano
  - $M_{op,i,Ed}$  è il momento flettente sollecitante fuori dal piano
  - $M_{op,i,Rd}$  è il momento flettente resistente fuori dal piano.
- Verifica per rottura della faccia del tubolare (Chord face failure)

Si riporta i risultati della verifica condotta:

Rottura sulla faccia del tubolare (chord face failure)		Verificata	
Forza assiale di trazione sollecitante	$N_{i,Ed}$	331.04	kN
Momento flettente nel piano del collegamento (in plane)	$M_{ip,i,Ed}$	0	kN m
Momento flettente fuori piano del collegamento (out plane)	$M_{ip,i,Ed}$	0	kN m
Coefficiente di piastra	$k_p$	1	
Tensione snervamento materiale	$f_{yk}$	355	N/mm <sup>2</sup>
Spessore del tubolare dell'arco	$t_0$	30	mm
Lunghezza minima piastra sul tubolare	$h_1$	500	mm
Diametro del tubolare dell'arco	$d_0$	711	mm
Coefficiente rapporto di forma collegamento	$\eta$	0.703	
Coefficiente parziale di sicurezza resistenza collegamento	$\gamma_{M5}$	1	
Forza assiale di trazione resistente	$N_{i,Rd}$	1878.35	kN
Momento flettente resistente nel piano del collegamento (in plane)	$M_{ip,i,Rd}$	939.18	kN m
Momento flettente resistente fuori piano del collegamento (out plane)	$M_{op,i,Rd}$	0	kN m
Verifica relazione 7.3 EN 1993-1-8		0.176	

Tabella 148 - Verifica per rottura della faccia del tubolare dell'arco

- Verifica per rottura da punzonamento (Punching shear failure)

La relazione di verifica è la seguente:

$$\sigma_{max} t_1 = \left( \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{W_{el}} \right) t_1 \leq 2t_0 \left( \frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_{M5}$$

dove  $t_0$  è lo spessore del tubolare dell'arco pari a 30 mm, mentre  $f_{y0}$  è la tensione di snervamento pari a 355 N/mm<sup>2</sup>.

Il coefficiente parziale di sicurezza relativo alla connessione è unitario.

## 9. Unioni

Si riporta i risultati della verifica condotta:

Rottura per punzonamento (punching shear failure)	Verificata		
Area = area del tubolare	$A_{\text{tubolare}}$	64182.74	$\text{mm}^2$
Modulo di resistenza = modulo tubolare	$W_{\text{tubolare}}$	10486362.58	$\text{mm}^3$
Tensione massima sollecitante	$\sigma_{\text{max}}$	128.94	N/mm

Tabella 149 - Verifica per rottura da punzonamento della faccia del tubolare dell'arco

### Verifica della connessione trave-piastra

La rottura dal lato della faccia della trave è scongiurata per la conformazione del collegamento, infatti, la piastra a cui si attacca la forcella esce dalla piattabanda superiore lungo la direzione dell'anima della trave stessa.

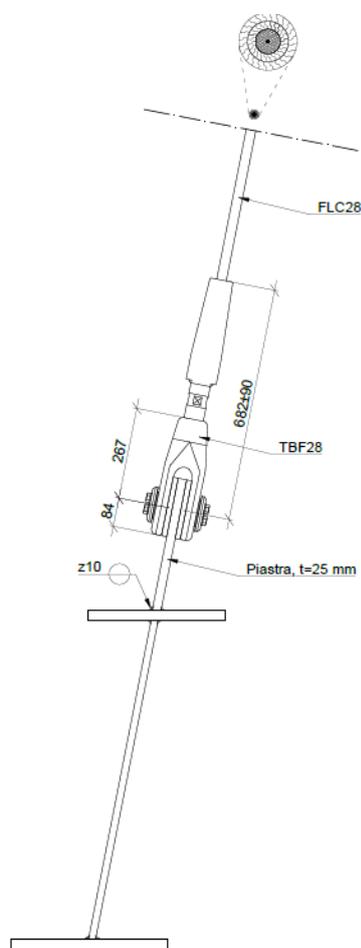


Figura 165 - Piastra di collegamento del pendino alla trave

## 10. Comportamento dinamico per effetto dell'azione dei pedoni

Il problema delle vibrazioni dovute all'interazione pedone-struttura è un fenomeno che si può riscontrare in passerelle pedonali, soprattutto in opere moderne dove l'utilizzo di nuovi materiali e nuove tecnologie permettono di realizzare soluzioni snelle e flessibili.

Le vibrazioni strutturali per effetto del carico dei pedoni costituiscono un problema piuttosto recente, che risale agli inizi degli anni duemila. I casi celebri del Millenium Bridge di Londra e della Passerella Solférino di Parigi sono stati i primi due esempi di strutture in cui si è manifestato un problema di vibrazione eccessiva, che hanno richiesto un intervento di progettazione di riduzione della risposta dinamica.

Le attuali normative considerano il carico da traffico per i ponti pedonali con un approccio analogo a quello utilizzato per gli altri carichi variabili. In particolare, al cap. 5 delle NTC2018 viene fornito il valore caratteristico di un'azione da applicare staticamente alla struttura, che viene detta "comprensiva degli effetti dinamici". Tuttavia, l'utilizzo di un carico statico equivalente non permette di valutare gli aspetti dinamici del problema, che in questo caso sono legati alla sincronizzazione che può avvenire tra la struttura e i pedoni stessi. Le questioni di maggior rilievo del problema dinamico riguardano il comfort degli utilizzatori della passerella e in condizioni ultime, la resistenza per eccessiva amplificazione delle tensioni negli elementi strutturali e nei collegamenti.

Il livello di sincronizzazione su un ponte è funzione della risposta, in quanto è la risposta strutturale stessa ad indurre una modifica dell'andatura dei pedoni, per cui il fenomeno risulta non lineare. Al crescere della risposta, crescerà l'azione portata dai pedoni coinvolti, che tendono ad accordarsi sempre di più col ponte, cioè si sviluppa un moto coordinato tra la forzante (i pedoni in transito) e la struttura.

Quando i pedoni avvertono una condizione di eccessivo discomfort o alterazione della percezione di equilibrio, arrestano il loro moto e quindi il fenomeno si ferma. Il processo di risposta si mantiene non divergente, per via del fattore umano.

Per questo motivo il controllo della condizione allo stato limite ultimo per la resistenza della struttura è successivo solamente alla verifica per lo stato limite di servizio, in cui si valutano le condizioni di comfort per gli utilizzatori dell'opera.

Al fine di evitare che l'opera venga considerata inaffidabile e insicura, per non scoraggiare gli utenti all'utilizzo, è necessario valutare l'impatto dei fenomeni dinamici legati all'azione dei pedoni.

## 10. Comportamento dinamico per effetto dell'azione dei pedoni

---

Per definire la procedura di analisi del problema sono stati utilizzati come riferimenti:

- Sétra - Technical guide. Footbridges: Assessment of vibration behaviour of footbridges (2006). Service d'Études techniques des routes et autoroutes.
- EUR 23984 EN - Joint Research Centre. Design of Lightweight Footbridges for Human Induced Vibrations (2009).

Applicando le metodologie dei precedenti riferimenti normativi sono state svolte verifiche agli stati limite di esercizio per il controllo delle condizioni di comfort, per assicurare che le sensazioni percepite dagli utenti siano accettabili.

### 10.1 Vibrazioni per effetto dei pedoni

Quando la struttura oscilla con valori di accelerazione maggiori di quelli corrispondenti alla soglia di disturbo, il pedone accusa disagio, che inizialmente corrisponde ad una sensazione di perdita di equilibrio. L'utente vuole eliminare questa sensazione e agisce andando a modificare il proprio passo e coordinandosi con la frequenza di oscillazione del ponte. La struttura subirà una forzante in fase col suo moto e alla stessa frequenza (la struttura governa la natura della forzante e le modalità secondo cui questa le viene applicata).

Il problema dinamico, come detto, risulta ancora più rilevante nel caso di strutture snelle e flessibili dove le azioni dinamiche assumono una rilevanza sempre maggiore (la loro frazione sul carico totale si avvicina a quella dei pesi propri), per cui con elevata deformabilità si possono avere grandi spostamenti. Fissando la rigidità della struttura, l'ampiezza della risposta risulta funzione del livello di massa coinvolto e dello smorzamento strutturale.

Il pedone singolo non è in grado di generare questo tipo di fenomeno. Le condizioni che risultano più incidenti sono quelle di persone in gruppo o di folla.

La descrizione delle forze dinamiche dovute al transito dei pedoni assume quindi una grande complessità, perché variano nel tempo, agiscono in tutte le direzioni (laterale, verticale, longitudinale) e dipendono dalla frequenza del passo, dalla velocità di camminata e dalla lunghezza del passo.

Il parametro principale da cui dipendono i risultati di carico dei pedoni è la frequenza, rappresentante il numero di passi per secondo. Una stima dei valori di frequenza è fornita dalla tabella seguente:

Designation	Specific features	Frequency range (Hz)
Walking	Continuous contact with the ground	1.6 to 2.4
Running	Discontinuous contact	2 to 3.5

Figura 166 - Stima dei valori di frequenza per i pedoni (Sétra)

Le frequenze tipiche per una camminata normale possono essere descritte da una funzione di densità di probabilità di tipo gaussiano, simmetrica rispetto ad un valore medio di 2 Hz e con deviazione standard di 0.2 Hz.

La complessità nella rappresentazione del carico dei pedoni si può risolvere adottando schematizzazioni semplificate, molto diffuse a livello progettuale, per la loro facilità di implementazione e controllo della risposta. Tra questi modelli di calcolo il più diffuso è quello proposto dal Sètra, che schematizza le forzanti come una sovrapposizione di sinusoidi, rappresentabili in serie secondo Fourier:

$$F(t) = G_0 + G_1 \cdot \sin(2\pi f_m t) + \sum_{i=2}^n G_i \cdot \sin(2\pi i f_m t - \varphi_i)$$

dove

- $G_0$  è la forza statica (peso dei pedoni per la componente verticale);
- $G_1$  è l'ampiezza della prima armonica;
- $G_i$  è l'ampiezza della  $i$ -esima armonica;
- $f_m$  è la frequenza di camminata;
- $\varphi_i$  è l'angolo di fase della  $i$ -esima armonica rispetto alla prima;
- $n$  è il numero di armoniche prese in conto.

Il valore medio di 700 N può essere considerato per  $G_0$ .

Il Sètra permette di scomporre la forza in tre componenti: una verticale e due orizzontali, di cui una in direzione longitudinale e una in direzione laterale (o trasversale al moto), considerando oltre al termine statico, la prima armonica proporzionale alla parte statica:

- componente verticale per un pedone

$$F_v(t) = G_0 + 0.4 \cdot G_0 \cdot \sin(2\pi f_m t)$$

- componente orizzontale trasversale per un pedone

$$F_{ht}(t) = 0.05 \cdot G_0 \cdot \sin\left(2\pi \left(\frac{f_m}{2}\right) t\right)$$

- componente orizzontale longitudinale per un pedone

$$F_{hl}(t) = 0.2 \cdot G_0 \cdot \sin(2\pi f_m t)$$

In particolare, si può notare come la frequenza del carico trasversale sia la metà di quella del carico verticale e longitudinale (la metà della frequenza del passo). Questo è dovuto alla natura della camminata umana, per cui due passi determinano due azioni nella stessa direzione per le componenti verticale e longitudinale (sono equivalenti in verso), mentre le azioni trasversali

## 10. Comportamento dinamico per effetto dell'azione dei pedoni

saranno dirette in versi opposti, perché il baricentro della persona si sposta alternativamente ad ogni passo.

Nella simulazione degli effetti di carico di un numero consistente di pedoni o della folla bisogna considerare diversi fattori che influenzano il risultato, complicando l'analisi dinamica. Tra questi si possono indicare:

- le caratteristiche proprie dei pedoni per peso, frequenza del passo e velocità;
- il numero di persone presenti sul ponte, per cui gli effetti di sincronizzazione possono essere più o meno marcati;
- la sfasatura iniziale dovuta ai diversi momenti quando i pedoni entrano sulla passerella pedonale;
- il fattore umano, per cui i pedoni possono modificare il loro passo in relazione ai fenomeni percepiti e al contesto.

Per simulare in modo completo il carico dinamico della folla si ricorre a ipotesi semplificative, moltiplicando l'azione elementare di un pedone per un coefficiente riduttivo.

I metodi si basano sulla definizione di diversi casi di carico di folla, utilizzando calcoli di probabilità ed elaborazioni statistiche.

I modelli permettono di valutare condizioni di distribuzione di pedoni con movimento a frequenze e fasi casuali su una passerella con diversi modi propri di vibrare.

Si valuta il numero equivalente di pedoni disposti in modo uniforme e alla frequenza naturale della passerella, in grado di produrre lo stesso effetto della distribuzione di pedoni casuali.

La metodologia di calcolo per il numero equivalente di pedoni  $N_{eq}$  è riepilogata dalla figura seguente, in cui viene presentato in modo sintetico il metodo di calcolo del Sètra.

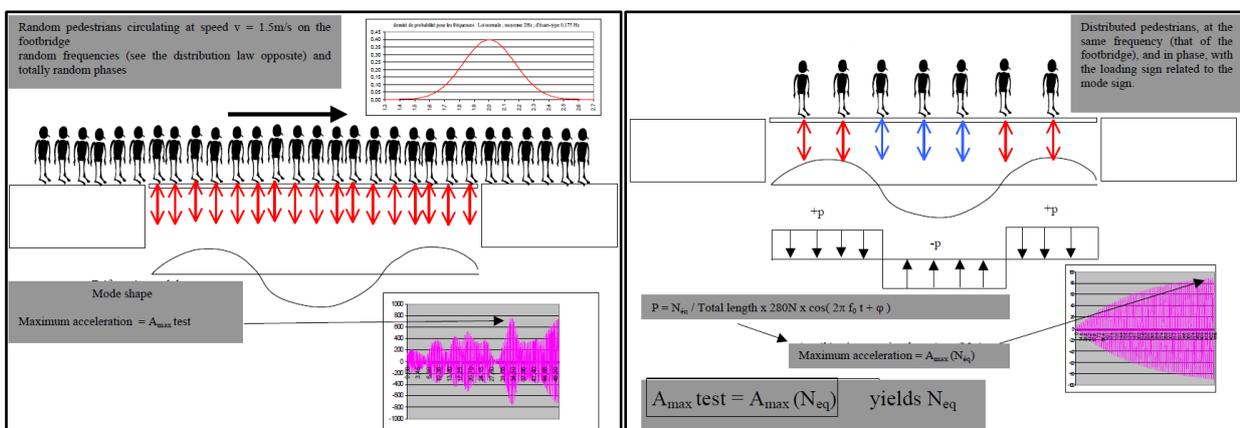


Figura 167 - Metodo di calcolo per il numero equivalente di pedoni (Sètra)

In sintesi, il numero di pedoni equivalenti  $N_{eq}$  sarà distribuito sul ponte, applicando una forza di segno uguale al segno della forma modale considerata, con frequenza pari alla frequenza naturale della struttura, per cui si calcola l'accelerazione massima ottenuta in condizioni di risonanza.

Si possono considerare due leggi per la stima del numero di pedoni equivalenti:

- in condizioni di folla densa o scarsa  $N_{eq} = 10.8\sqrt{n_p\xi}$ , dove  $n_p$  è il numero di pedoni presenti sulla passerella dati dal prodotto della densità per la superficie pedonale dell'opera, mentre  $\xi$  è il rapporto di smorzamento rispetto al critico;
- in condizioni di folla molto densa  $N_{eq} = 1.85\sqrt{n_p}$ .

### 10.2 Valutazione della risposta dinamica

Le valutazioni dinamiche sono condotte considerando solamente il caso di folla di pedoni in camminata, escludendo dal controllo il caso di pedoni in corsa, ipotizzando che sia impedito il transito sull'opera da realizzare per eventi di gara.

Le valutazioni condotte per studiare il comportamento dinamico della struttura soggetta al transito dei pedoni si possono suddividere nelle seguenti fasi:

- valutazione delle frequenze dei modi di vibrare e della loro forma per capire l'entità del rischio di eccitazione dovuta ai pedoni;
- valutazione dell'effetto del transito dei pedoni;
- dimensionamento di una eventuale contromisura all'effetto delle vibrazioni da traffico pedonale.

#### 10.2.1 Analisi modale della struttura

L'analisi modale viene svolta utilizzando il modello globale agli elementi finiti della struttura. Per valutare il comportamento dinamico della passerella è necessario utilizzare il modello globale "3" con la soletta modellata, per tenere in conto del comportamento dal punto di vista deformativo dell'intera struttura.

Per una struttura "complessa" come può essere quella progettata, per validare i risultati dell'analisi modale si può procedere validando i risultati sulle parti isolate della struttura, riconducibili a elementi ben definiti con risultati confrontabili manualmente.

Si è operato confrontando i periodi dell'impalcato isolato con valori ricavabili dal modello di trave. Se i risultati sono sufficientemente corretti, allora si può ritenere che l'attribuzione delle masse e delle rigidità sia giusta, per cui il risultato ottenuto si può ritenere corretto.

## 10. Comportamento dinamico per effetto dell'azione dei pedoni

---

### Validazione impalcato

La massa dell'impalcato dovuta alle parti strutturali, alla pavimentazione e al parapetto metallico, distribuita per unità di lunghezza, è pari a 4905 kg/m. Le componenti sono le seguenti:

$$g_1 = g_{1,acciaio} + g_{1,soletta} = 1312 + 2793 = 4105 \text{ kg/m}$$

$$g_2 = g_{2,pavimentazione} + g_{2,parapetto} = 600 + 100 \times 2 = 800 \text{ kg/m}$$

La frequenza naturale di un modo di oscillazione flessionale per l'impalcato, schematizzato come una trave con luce libera pari alla lunghezza della campata, con massa e inerzia uniforme, è determinata dalla seguente espressione:

$$n_i = \frac{\lambda_i^2}{2\pi} \sqrt{\frac{E \cdot J}{\bar{m} \cdot l^4}}$$

dove

- $l$  è la lunghezza della trave, quindi pari alla luce dell'impalcato;
- $E$  è il modulo di elasticità del materiale;
- $J$  è il momento di inerzia flessionale della sezione trasversale della struttura, calcolato rispetto all'asse perpendicolare al piano di inflessione;
- $\bar{m}$  è la massa per unità di lunghezza;
- $\lambda_i$  è un coefficiente che dipende dalle condizioni di vincolo della trave schematizzata.

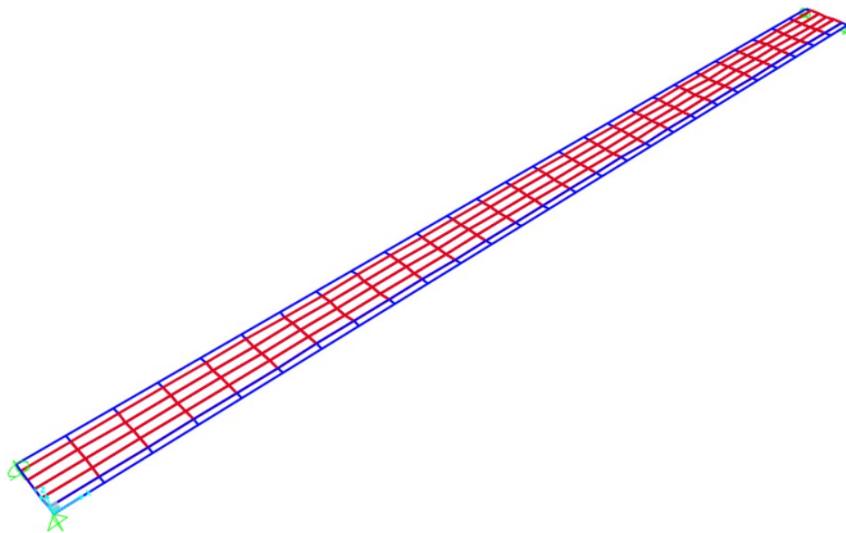


Figura 168 - Modello dell'impalcato isolato utilizzato per la validazione dell'analisi modale

La validazione viene svolta per la campata di maggior interesse in riferimento al problema studiato, quindi quella più lunga situata dal lato della Stazione di San Donnino, che ha una luce di 135 m.

- Flessione verticale (nel piano XZ)

La frequenza del primo modo di oscillazione flessionale verticale è calcolata a partire dalla rigidità delle travi principali che portano l'impalcato. In via approssimata, si considera che

l'articolazione della sezione trasversale dell'impalcato non permetta di considerare il contributo di rigidità della soletta, in quanto non c'è congruenza di spostamenti tra le travi e quest'ultima.

Si determina la frequenza del modo di oscillazione per flessione verticale per la trave teorica schematizzata in semplice appoggio con rigidità flessionale pari a quella delle travi principali:

$$n_{1,verticale}^{teorico} = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{(2.1 \cdot 10^{11}) \cdot (1.6375 \cdot 10^{-2})}{4905 \cdot 135^4}} = 0.07217 \text{ Hz}$$

dove

- il modulo elastico dell'acciaio E è espresso in N/m<sup>2</sup>;
- il momento d'inerzia per flessione verticale J<sub>y</sub> è espresso in m<sup>4</sup> come somma della rigidità delle due travi. Vale 1.6375 · 10<sup>-2</sup> m<sup>4</sup>;
- il coefficiente che tiene in conto delle condizioni di vincolo della trave vale π.

La frequenza ottenuta dal modello agli elementi finiti dell'impalcato isolato per il primo modo di flessione verticale vale:

$$n_{1,verticale}^{FEM} = 0.07274 \text{ Hz}$$

I due risultati differiscono del 0.80%, per cui l'approssimazione è molto buona.

- Flessione trasversale (nel piano XY)

La frequenza del primo modo di flessione trasversale può essere calcolata una volta nota la rigidità dell'impalcato in direzione orizzontale. Non essendo noto a priori questo valore e dovuto principalmente alla soletta in calcestruzzo armato e alle travi principali, si calcola applicando sul modello un carico distribuito orizzontale unitario alla quota del baricentro dell'impalcato.

Lo spostamento che si ottiene dall'analisi agli elementi finiti è pari a 8.284 mm. Per cui la rigidità equivalente dell'impalcato si ottiene invertendo la relazione dello spostamento per una trave in semplice appoggio:

$$J_z = \frac{5}{384} \frac{q \cdot l^4}{E \cdot w} = \frac{5}{384} \frac{1 \text{ N/m} \cdot 135000^4 \text{ mm}^4}{210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 8.284 \text{ mm}} = 2.486 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

L'ordine di grandezza del momento d'inerzia per la flessione trasversale dell'impalcato pare sensato, in quanto considerando solamente il contributo della soletta in calcestruzzo armato si trova:

$$J_{z,soletta} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{150 \text{ mm} \cdot 6000^3 \text{ mm}^3}{12} = 2.7 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

dove

- h è lo spessore del getto pieno di soletta considerata come parte reagente;

## 10. Comportamento dinamico per effetto dell'azione dei pedoni

- $b$  è la larghezza della soletta.



Figura 169 - Vista in pianta della flessione trasversale dell'impalcato isolato con carico uniformemente distribuito unitario

Si determina la frequenza naturale del modo di oscillazione per flessione trasversale per la trave teorica schematizzata in semplice appoggio con il momento d'inerzia sopra determinato:

$$n_{1,trasversale}^{teorico} = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{(2.1 \cdot 10^{11}) \cdot (2.486)}{4905 \cdot 135^4}} = 0.88919 \text{ Hz}$$

dove

- il modulo elastico dell'acciaio  $E$  è espresso in  $\text{N/m}^2$ ;
- il momento d'inerzia per flessione trasversale  $J_z$  è espresso in  $\text{m}^4$ ;
- il coefficiente che tiene in conto delle condizioni di vincolo della trave vale  $\pi$ , schematizzando uno schema di semplice appoggio in direzione trasversale.

La frequenza ottenuta dal modello agli elementi finiti dell'impalcato isolato per il primo modo di flessione trasversale vale:

$$n_{1,trasversale}^{FEM} = 0.90617 \text{ Hz}$$

I due risultati differiscono del 1.90%, per cui l'approssimazione è molto buona.

Si ritiene che il modello dell'impalcato sia corretto per la rappresentazione del comportamento dinamico della struttura.

### Modi di vibrare della struttura

I risultati dell'analisi modale svolta per la struttura sono riportati di seguito nei primi quindici modi naturali di vibrare:

Modo	Descrizione	T (s)	n (Hz)
1	flessionale trasversale simmetrico	1.5078	0.6632
2	torsionale complessivo	0.8239	1.2137
3	flessionale verticale antisimmetrico	0.6199	1.6133
4	flessionale verticale simmetrico	0.6056	1.6513
5	flessionale trasversale antisimmetrico + torsionale	0.5305	1.8850
6	flessionale verticale simmetrico	0.4568	2.1891
7	flessionale trasversale antisimmetrico + torsionale	0.3918	2.5522
8	flessionale verticale antisimmetrico	0.3766	2.6553
9	torsionale complessivo	0.3245	3.0819
10	flessionale verticale simmetrico	0.3025	3.3061
11	torsionale complessivo	0.2783	3.5938

## 10. Comportamento dinamico per effetto dell'azione dei pedoni

12	flessionale verticale antisimmetrico	0.2553	3.9167
13	torsionale complessivo antisimmetrico	0.2538	3.9399
14	torsionale complessivo antisimmetrico	0.2309	4.3307
15	flessionale verticale simmetrico	0.2227	4.4912

Tabella 150 - Modi di vibrare della campata lato San Donnino

I modi sono ordinati dal più deformabile al più rigido. Il primo modo contraddistinto dal periodo più alto (frequenza più bassa) è il più deformabile. Oltre alle frequenze proprie, la forma del modo determina importanti conseguenze, anche per il problema dinamico dell'eccitazione delle vibrazioni per i pedoni.

Il comportamento dinamico della struttura è piuttosto complesso, però si possono fare delle valutazioni sulle parti singole, basate anche sullo studio dei modi propri di queste, per comprendere meglio i risultati.

I modi principali dell'arco sono caratterizzati da deformate antimedie, perché per rigidità assiale elevata si oppone all'allungamento o all'accorciamento. Per il sistema di collegamento tra gli archi costituito dai controventi e dal profilo di unione in chiave, la rigidità dell'arco a flessione in direzione trasversale è superiore a quella in direzione verticale, quindi i primi modi dell'arco saranno di flessione nel proprio piano, poi compaiono modi di inflessione fuori dal piano.

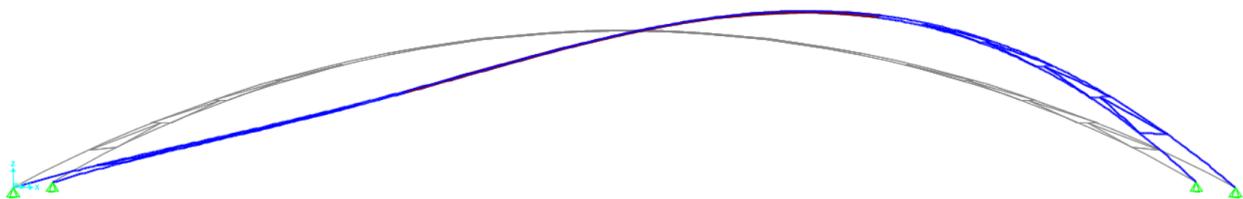


Figura 170 - Primo modo dell'arco isolato:  $n1=0.3248$  Hz

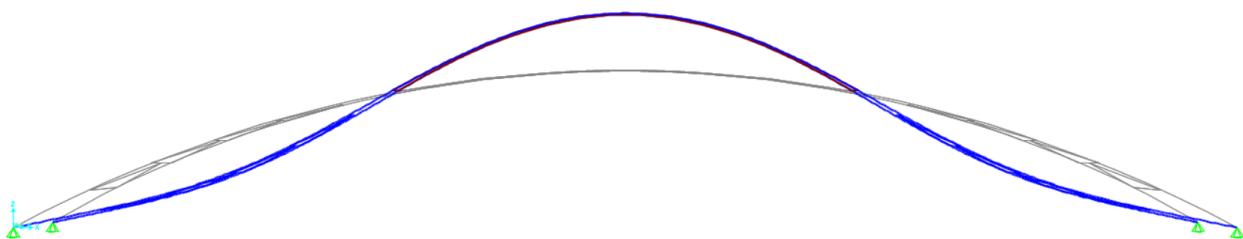


Figura 171 - Secondo modo dell'arco isolato:  $n2=0.7343$  Hz

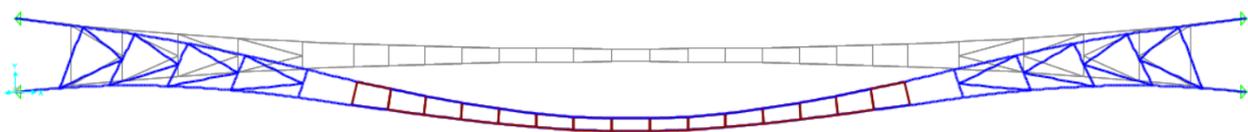


Figura 172 - Terzo modo dell'arco isolato:  $n3=0.8014$  Hz

L'impalcato è anch'esso notevolmente deformabile in flessione verticale, per cui il primo modo è quello di trave inflessa. Il secondo modo è torsionale per l'impalcato, mentre per trovare il modo

## 10. Comportamento dinamico per effetto dell'azione dei pedoni

---

di flessione trasversale bisogna scendere fino al sesto, a causa della presenza della soletta che fornisce un contributo di rigidità notevole nel piano.

Il terzo e il quinto modo dell'impalcato isolato sono di flessione verticale e presentano una forma simile, rispettivamente, a quella del primo e secondo modo naturale dell'arco isolato. La vicinanza tra la frequenza del primo modo dell'arco e la frequenza del terzo modo dell'impalcato, guidano il terzo modo di vibrare complessivo della struttura (come si può vedere dalla Figura 192). In modo analogo, la vicinanza tra la frequenza del secondo modo di vibrare dell'arco e la frequenza del quinto modo dell'impalcato, guidano il quarto modo di vibrare complessivo della struttura (Figura 193).



Figura 173 - Primo modo dell'impalcato isolato:  $n1=0.0727$  Hz

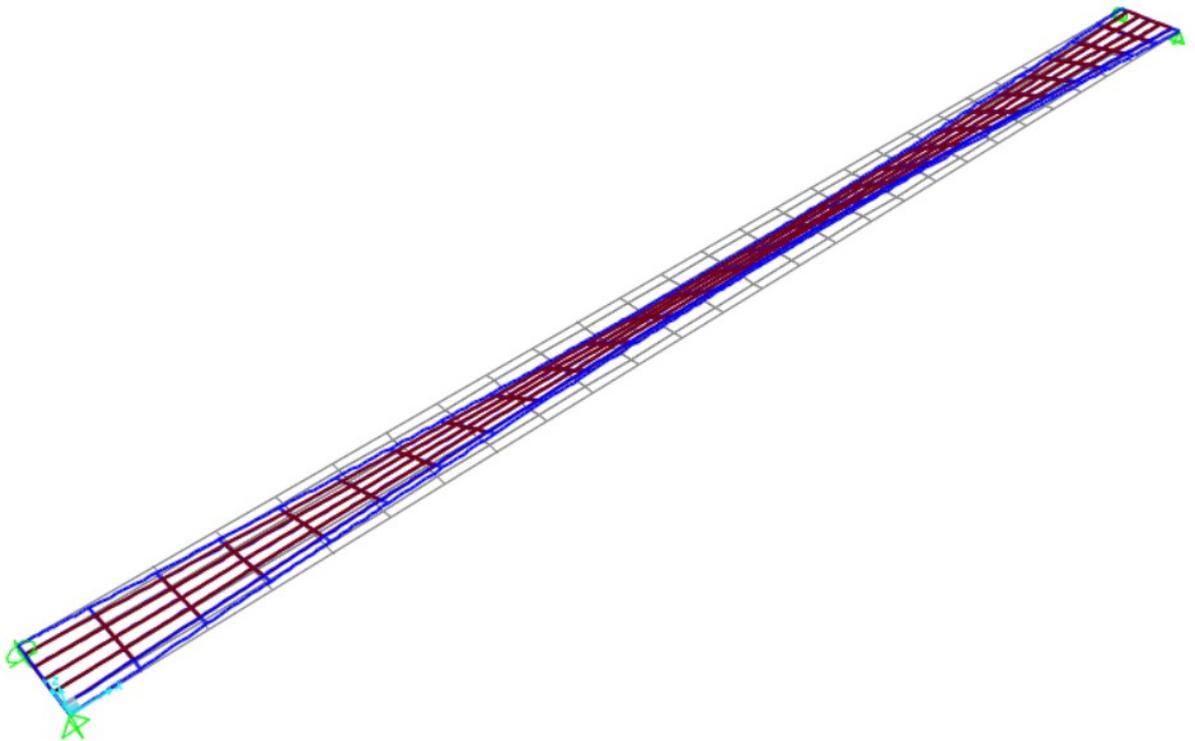


Figura 174 - Secondo modo dell'impalcato:  $n2=0.2495$  Hz

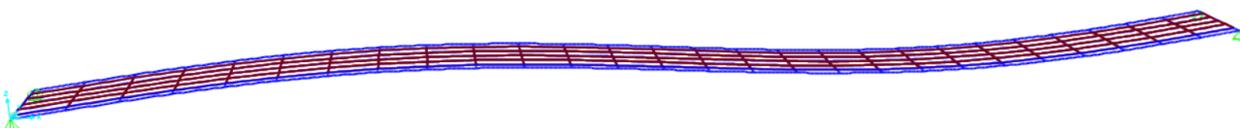


Figura 175 - Terzo modo dell'impalcato isolato:  $n3=0.29066$  Hz

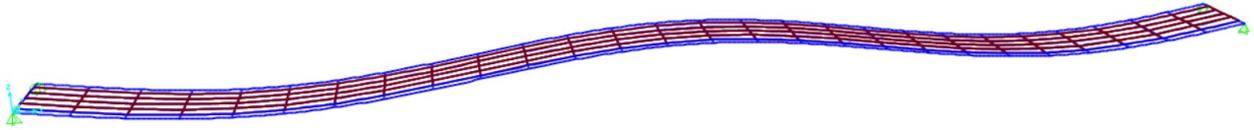


Figura 176 - Quinto modo dell'impalcato isolato:  $n_5=0.65199$  Hz



Figura 177 - Sesto modo dell'impalcato:  $n_3=0.9062$  Hz

Analizzando i modi propri della struttura completa emerge come i modi di vibrare di flessione verticale non risultino i più deformabili, a causa della presenza della sospensione a rete che fornisce un sistema di collegamento diffuso tra arco e impalcato. La sospensione funge anche da presidio contro modi torsionali in cui viene coinvolto l'impalcato con una rotazione e per cui i pendini si oppongono agli abbassamenti richiamando la rigidità dell'arco a presidio. Di conseguenza, il primo modo è di tipo trasversale.

### 10.2.2 Metodologia di analisi dinamica delle passerelle pedonali

Si riporta di seguito il diagramma di flusso con cui il Sétra organizza la metodologia di analisi di una passerella pedonale al fine di determinare la condizione di comfort per gli utenti, in riferimento al problema di sincronizzazione pedoni-struttura.

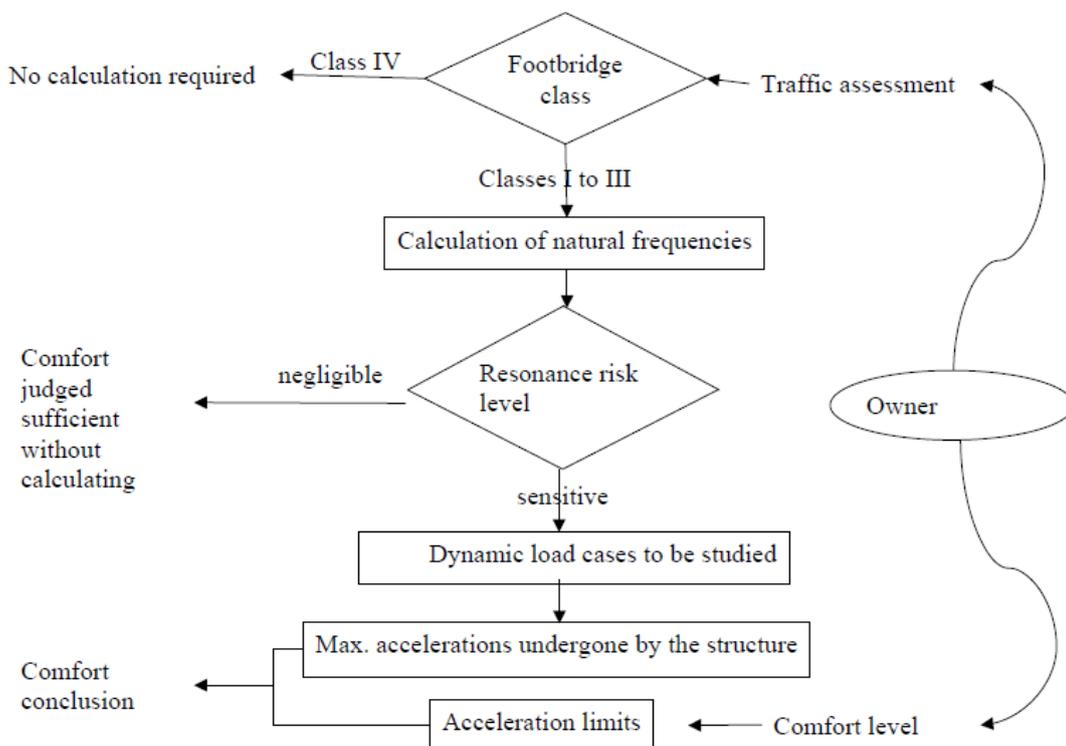


Figura 178 - Diagramma di flusso della metodologia di analisi dinamica per transito dei pedoni sull'opera

## 10. Comportamento dinamico per effetto dell'azione dei pedoni

---

Al fine di verificare il comfort degli utenti si scelgono la classe del ponte e la condizione di comfort obiettivo da raggiungere.

La classe del ponte si identifica secondo le quattro categorie proposte dal Sètra:

- classe IV: passerella utilizzata raramente, costruita per collegare aree scarsamente popolate o per dare continuità a percorsi pedonali;
- classe III: passerella pedonale per uso standard, che occasionalmente può essere attraversata da grandi gruppi di persone, ma non verrà mai caricata sull'intera superficie;
- classe II: passerella pedonale urbana che collega aree popolate, soggette a traffico pesante e che possono occasionalmente essere caricate sull'intera area;
- classe I: passerella pedonale urbana che collega aree altamente popolate (ad esempio zone limitrofe a stazioni) o che è frequentemente attraversata da folle consistenti e condizioni di traffico pesante.

Il livello di comfort è da scegliere secondo tre livelli proposti:

- massimo comfort, dove le accelerazioni a cui la struttura è soggetta risultano praticamente impercettibili per gli utilizzatori;
- comfort medio, dove le accelerazioni a cui la struttura è soggetta sono parzialmente percettibili dagli utilizzatori;
- minimo comfort, dove in condizioni di carico rare, le accelerazioni a cui è soggetta la struttura sono percettibili dagli utilizzatori, ma non divengono intollerabili.

L'eccitazione dovuta ai pedoni in transito sulla passerella è un carico dovuto all'oscillazione verticale del baricentro della persona e un'oscillazione orizzontale dovuta all'alternanza del passo tra un piede e l'altro, per cui il baricentro oscilla da destra a sinistra. Per questa ragione lo studio del problema dinamico della sincronizzazione pedoni-struttura viene fatta studiando separatamente il fenomeno per i moti verticali e per quelli orizzontali (si veda schema di carico Sètra riportato sotto).

Il livello di comfort richiesto è determinato in funzione dell'accelerazione della struttura, in quanto parametro fisico direttamente determinabile e non affetto dalla soggettività e dal contesto ambientale. Vengono definiti quattro range di accelerazioni, diverse tra vibrazioni verticali e vibrazioni orizzontali. Gli intervalli 1, 2, 3 corrispondono rispettivamente al massimo, medio e minimo livello di comfort, mentre il quarto intervallo corrisponde ad un livello di accelerazione non accettabile in cui si perde la condizione di comfort.

Si riportano di seguito le indicazioni del Sètra:

## 10. Comportamento dinamico per effetto dell'azione dei pedoni

Acceleration ranges	0	0.5	1	2.5
Range 1	Max			
Range 2		Mean		
Range 3			Min	
Range 4				

Figura 179 - Intervalli di accelerazione (in  $m/s^2$ ) per il comfort rispetto alle vibrazioni verticali

Acceleration ranges	0	0.1	0.15	0.3	0.8
Range 1	Max				
Range 2			Mean		
Range 3				Min	
Range 4					

Figura 180 - Intervalli di accelerazione (in  $m/s^2$ ) per il comfort rispetto alle vibrazioni orizzontali

L'accelerazione orizzontale è bene che sia limitata in ogni caso al valore di  $0,10 m/s^2$ , per impedire effetti di lock-in prolungati.

Per passerelle pedonali di classe I, II e III, è necessario determinare le frequenze dei modi di vibrare naturali della struttura. Queste frequenze riguardano modi di vibrare in tre direzioni: verticale, trasversale e longitudinale. I modi di vibrare sono determinati in due condizioni di massa, per passerella vuota e per passerella caricata con la quantità di un pedone di 700 N per metro quadro di superficie calpestabile ( $70 kg/m^2$ ).

I range in cui si collocheranno le frequenze rendono possibile la valutazione del rischio di risonanza dovuto al traffico pedonale, da cui in funzione di questo e della classe dell'opera si individuano i casi di carico dinamici da studiare per verificare il criterio di comfort.

I range di frequenza per la classificazione del rischio di risonanza sono quattro e sono numerati in ordine decrescente:

- range 1, massimo rischio di risonanza;
- range 2, medio rischio di risonanza;
- range 3, basso rischio di risonanza per situazioni di carico standard;
- range 4, con rischio di risonanza trascurabile.

Il Sétra riporta due grafici rappresentativi dei range di frequenza, uno relativo alle vibrazioni verticali e longitudinali, uno relativo alle vibrazioni trasversali:

## 10. Comportamento dinamico per effetto dell'azione dei pedoni

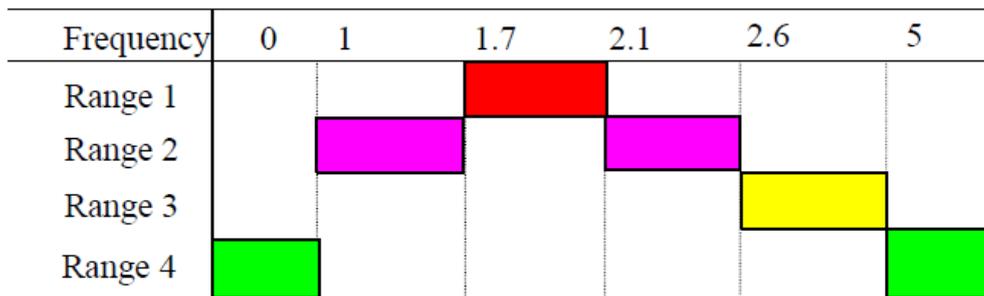


Figura 181 - Range di frequenza (in Hz) per vibrazioni verticali e longitudinali

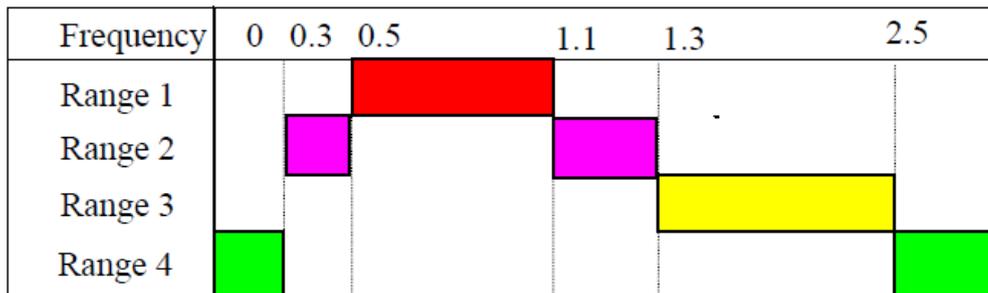


Figura 182 - Range di frequenza (in Hz) per vibrazioni orizzontali

I calcoli dinamici da effettuare per la struttura sono individuati secondo la classe della passerella e il range di frequenza all'interno del quale ricade un modo di vibrare naturale, tra tre casi di carico:

- caso 1, per folla rada e densa;
- caso 2, per folla molto densa;
- caso 3, completare per una condizione di folla uniformemente distribuita (effetti dovuti alla seconda armonica).

I calcoli da effettuare sono identificati secondo lo schema seguente:

		Load cases to select for acceleration checks		
Traffic	Class	Natural frequency range		
		1	2	3
Sparse	III	Case 1	Nil	Nil
			Case 1	Case 3
Dense	II			
Very dense	I	Case 2	Case 2	Case 3

Figura 183 - Casi di carico e verifiche da considerare

I casi di carico implementati dal Sétra sono stati costruiti per rappresentare in modo semplificato e pratico dal punto di vista progettuale, gli effetti di una certa quantità di pedoni sul ponte. I casi

## 10. Comportamento dinamico per effetto dell'azione dei pedoni

di carico sono costruiti per ogni modo naturale di vibrare, secondo la frequenza identificata all'interno di un certo range di rischio di risonanza.

### - Caso 1: folla rada e densa

Questo caso di carico va considerato solo per passerella di classe III (folla sparsa) e II (folla densa). La densità di pedoni ( $d$ ) indica il numero di pedoni presenti per unità di superficie della passerella e viene assunta in funzione della classe della stessa.

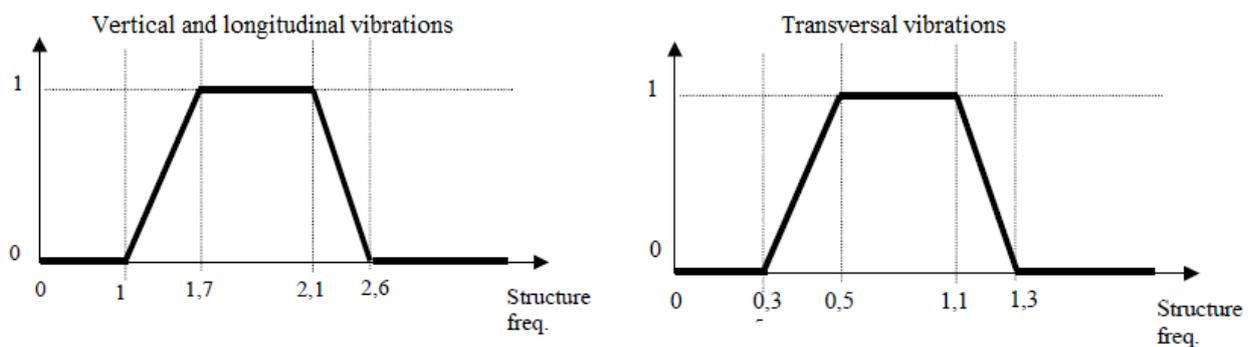
Class	Density $d$ of the crowd
III	0.5 pedestrians/m <sup>2</sup>
II	0.8 pedestrians/m <sup>2</sup>

*Figura 184 - Densità di pedoni per classe di passerella pedonale*

La folla si considera uniformemente distribuita su tutta la superficie del ponte ( $S$ ), per cui il numero totale di pedoni sarà  $n_p = S \cdot d$ .

Il numero di pedoni che si muovono alla stessa frequenza e in fase, producendo lo stesso effetto di una distribuzione casuale di pedoni è definito come il numero di pedoni equivalenti  $N_{eq} = 10.8\sqrt{n_p\xi}$  (valido per condizioni di folla scarsa e densa), dove  $\xi$  è il rapporto di smorzamento rispetto al critico.

Il carico viene moltiplicato per un coefficiente riduttivo  $\psi$  che tiene in conto come il rischio di risonanza divenga meno rilevante per range di frequenza lontani dagli intervalli più critici. L'andamento del fattore di riduzione è il seguente:



*Figura 185 - Coefficiente riduttivo del carico dinamico dei pedoni nel caso di camminata: per vibrazioni verticali e longitudinali (a sinistra), per vibrazioni trasversali (a destra)*

Il carico per unità di superficie viene determinato secondo le seguenti relazioni:

<i>Direzione</i>	<i>Carico per m<sup>2</sup></i>
<i>Verticale (V)</i>	$d \times (280 \text{ N}) \times \cos(2\pi f_v t) \times 10.8\sqrt{\xi/n_p} \times \psi$
<i>Longitudinale (L)</i>	$d \times (140 \text{ N}) \times \cos(2\pi f_l t) \times 10.8\sqrt{\xi/n_p} \times \psi$
<i>Trasversale (T)</i>	$d \times (35 \text{ N}) \times \cos(2\pi f_t t) \times 10.8\sqrt{\xi/n_p} \times \psi$

## 10. Comportamento dinamico per effetto dell'azione dei pedoni

---

Il carico deve essere applicato all'intero ponte, con verso uguale a quello del modo di vibrare, per ogni punto, istante per istante, in modo da produrre il massimo effetto.

### - Caso 2: folla molto densa

Questo caso di carico deve essere tenuto in conto per ponti di classe I.

Si considera la densità di un pedone per  $m^2$ , applicati uniformemente sulla superficie caricata della passerella.

Il numero di pedoni equivalenti tutti in fase è determinato in relazione al numero di pedoni in fase casuale ( $n_p$ ) secondo  $N_{eq} = 1,85\sqrt{n_p}$ .

Le relazioni dei carichi sono le seguenti:

<i>Direzione</i>	<i>Carico per <math>m^2</math></i>
<i>Verticale (V)</i>	$1 \times (280 \text{ N}) \times \cos(2\pi f_v t) \times 1,85\sqrt{1/n_p} \times \psi$
<i>Longitudinale (L)</i>	$1 \times (140 \text{ N}) \times \cos(2\pi f_l t) \times 1,85\sqrt{1/n_p} \times \psi$
<i>Trasversale (T)</i>	$1 \times (35 \text{ N}) \times \cos(2\pi f_t t) \times 1,85\sqrt{1/n_p} \times \psi$

Dove si nota che il coefficiente riduttivo è lo stesso del caso precedente e così anche le ampiezze della forza relativa al singolo pedone.

### - Caso 3: effetto della seconda armonica della folla

Questo caso di carico considera l'effetto della seconda armonica sulle sollecitazioni causate dai pedoni in camminata, disposti in media al doppio della frequenza della prima armonica. Questo effetto viene valutato in modo simile ai casi di carico precedenti e viene considerato solamente per i ponti di classe I e II.

La densità dei pedoni è diversa a seconda della classe del ponte considerata: 0.8 pedoni/ $m^2$  per ponti di classe II, 1 pedone/ $m^2$  per ponti di classe I.

La folla viene considerata uniformemente distribuita. L'ampiezza della forza associata al singolo pedone viene presa ridotta rispetto ai valori riferiti alla prima armonica: 70 N per la direzione verticale, 35 N per la direzione longitudinale, 7 N per la direzione trasversale.

Per passerelle pedonali di classe II, la quantità di pedoni equivalenti sarà analoga al caso di carico 1, mentre per passerelle di classe I, la quantità sarà determinata in modo analogo al caso di carico 2.

Il coefficiente riduttivo dovuto all'incertezza di coincidenza tra la frequenza del carico e della frequenza naturale del ponte è individuato sempre da  $\psi$ , però con andamento diverso e riportato nelle figure sotto:

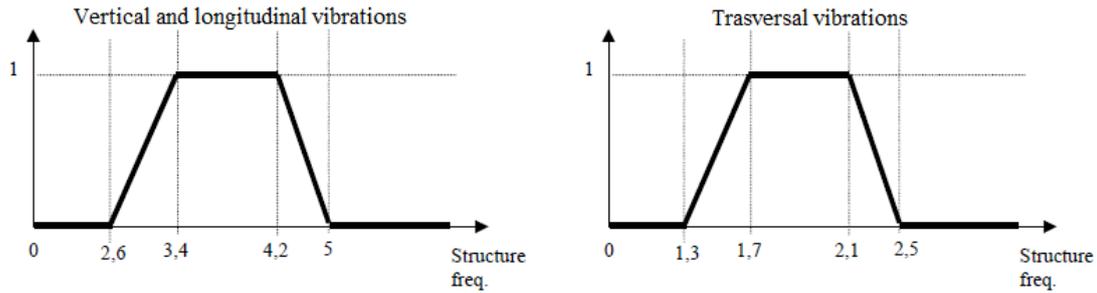


Figura 186 - Coefficiente riduttivo del carico dinamico dei pedoni nel caso di camminata per effetto della seconda armonica: per vibrazioni verticali e longitudinali (a sinistra), per vibrazioni trasversali (a destra)

In sintesi, i carichi da applicare con questo schema sono i seguenti:

<i>Direzione</i>	<i>Carico per m<sup>2</sup></i>
<i>Verticale (V)</i>	$d \times (70 \text{ N}) \times \cos(2\pi f_v t) \times 10.8 \sqrt{\xi/n_p} \times \psi$
<i>Longitudinale (L)</i>	$d \times (35 \text{ N}) \times \cos(2\pi f_l t) \times 10.8 \sqrt{\xi/n_p} \times \psi$
<i>Trasversale (T)</i>	$d \times (7 \text{ N}) \times \cos(2\pi f_t t) \times 10.8 \sqrt{\xi/n_p} \times \psi$

### 10.2.3 Caratteristiche dinamiche della passerella

Mentre la massa e la rigidità sono modellabili con elevato livello di accuratezza, le proprietà di smorzamento sono molto difficili da caratterizzare e da progettare, infatti, va precisato che una stima dell'effettivo smorzamento strutturale può essere ottenuta solo attraverso misurazioni effettuate sulla struttura finita.

La risposta in campo dinamico dipende fortemente dallo smorzamento e il suo valore non può essere progettato, per cui ci si può basare su risultati di test sperimentali condotti su strutture realizzate, ricordando che al fine di non sottostimare troppo il risultato in termini di vibrazioni è necessario non sovrastimare lo smorzamento strutturale.

I valori utilizzabili ai fini progettuali per il rapporto di smorzamento critico in problemi di vibrazione strutturale secondo indicazione del Comitato Euro-International du Béton (CEB Bulletin d'Information N.209) sono i seguenti:

Type of deck	Critical damping ratio	
	Minimum value	Average value
Reinforced concrete	0.8%	1.3%
Prestressed concrete	0.5%	1.0%
Metal	0.2%	0.4%
Mixed	0.3%	0.6%
Timber	1.5%	3.0%

Figura 187 - Rapporti di smorzamento critico per tipologia di impalcato (Sétra)

Valori simili sono riportati in altri documenti di comprovata validità (tra cui EUR 23984 EN, CNR-DT207).

## 10. Comportamento dinamico per effetto dell'azione dei pedoni

---

Dato lo schema statico della struttura, nel piano verticale la soletta trasferisce le azioni al sistema arco-trave pendini mediante i traversi, quindi, il valore di riferimento del rapporto di smorzamento rispetto al critico per una struttura mista (tra 0.5% e 0.6%) si può pensare come un limite superiore. Nel piano orizzontale la soletta è l'elemento più rigido, in grado di fornire un contributo di smorzamento elevato, però solamente per il moto dell'impalcato, ma non per quello dell'arco. Allora, poiché la struttura della passerella è realizzata con impalcato in soluzione mista acciaio-calcestruzzo, in cui si prevede che in ogni direzione ci sia un contributo importante degli elementi in acciaio (i collegamenti sono realizzati prevalentemente mediante bullonatura nell'impalcato e con saldature nell'arco) si prende un rapporto di smorzamento uguale per tutti i modi e pari allo 0.4%.

### 10.2.4 Analisi dinamica del problema di comfort

Si riportano i passaggi della procedura di calcolo per la valutazione delle condizioni di comfort della struttura.

#### Determinazione della classe del ponte

Si è scelto una classe III per il ponte, ritenendola quella più aderente alle caratteristiche ambientali e al sito di costruzione.

#### Scelta del livello di comfort

Si pone come livello di comfort obiettivo la condizione di massimo comfort, che dovrà essere verificata in relazione alle accelerazioni massime della struttura.

#### Range di frequenza: classificazione del rischio

Le frequenze naturali della struttura permettono di valutare il rischio di risonanza dovuto al traffico pedonale.

Le frequenze naturali vengono determinate in due condizioni di massa: nella condizione di ponte scarico (privo di pedoni) e nella condizione di ponte caricato sulla superficie calpestabile in funzione delle condizioni di folla per la massa di un pedone da 700 N per ogni metro ( $70 \text{ kg/m}^2$ ).

In base alle frequenze naturali si classificheranno i modi di vibrare secondo uno dei quattro range a rischio di risonanza decrescente.

L'analisi modale viene svolta dal modello agli elementi finiti, facendo variare la sorgente di massa per simulare rispettivamente l'assenza e la presenza dei pedoni, eventualmente computando quest'ultimi secondo un Load Case appropriato. Si riportano di seguito le schermate che mostrano la differenza del "Mass Source" nelle due condizioni analizzate:

## 10. Comportamento dinamico per effetto dell'azione dei pedoni

- senza pedoni, aggiungendo al peso proprio il contributo dei permanenti non strutturali

Mass Source Name: MSSSRC1

Mass Source

- Element Self Mass and Additional Mass
- Specified Load Patterns

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
G2_pavimentazione	1.
G2_pavimentazione	1.
G2_parapetto	1.

Buttons: Add, Modify, Delete

Figura 188 - Impostazione del Mass Source per la determinazione dei modi di vibrare naturali in condizione senza pedoni

- con pedoni, aggiungendo il contributo di massa dei pedoni secondo la densità  $d$  relativa alla classe del ponte

Mass Source Name: MSSSRC1

Mass Source

- Element Self Mass and Additional Mass
- Specified Load Patterns

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
G2_pavimentazione	1.
G2_pavimentazione	1.
G2_parapetto	1.
Pedoni_Classe3	1.

Buttons: Add, Modify, Delete

Figura 189 - Impostazione del Mass Source per la determinazione dei modi di vibrare naturali con pedoni

Si assegna sulla parte calpestabile dai pedoni una distribuzione di carico determinata come

*peso di un pedone*  $\times$  *densità pedoni*  $\times$  *superficie passerella*

$$700 \left[ \frac{N}{m^2} / \text{pedone} \right] \times d \left[ \frac{\text{pedoni}}{m^2} \right] \times S [m^2]$$

## 10. Comportamento dinamico per effetto dell'azione dei pedoni

$$d = \begin{cases} 0.5 \text{ pedoni}/m^2 & \text{classe III} \\ 0.8 \text{ pedoni}/m^2 & \text{classe II} \\ 1 \text{ pedone}/m^2 & \text{classe I} \end{cases}$$

Si riportano di seguito i dati ricavati dall'analisi modale svolta in presenza e senza la massa dei pedoni.

Modo	Descrizione	Senza pedoni		Con pedoni: classe III d=0.5 ped/m <sup>2</sup>	
		T (s)	n (Hz)	T (s)	n (Hz)
1	flessionale trasversale simmetrico	1.5078	0.6632	1.5375	0.6504
2	torsionale complessivo	0.8239	1.2137	0.8288	1.2066
3	flessionale verticale antisimmetrico	0.6199	1.6133	0.6319	1.5826
4	flessionale verticale simmetrico	0.6056	1.6513	0.6185	1.6169
5	flessionale trasversale antisimm. + torsionale	0.5305	1.8850	0.5363	1.8646
6	flessionale verticale simmetrico	0.4568	2.1891	0.4663	2.1445
7	flessionale trasversale antisimm. + torsionale	0.3918	2.5522	0.3980	2.5125
8	flessionale verticale antisimmetrico	0.3766	2.6553	0.3848	2.5989
9	torsionale complessivo	0.3245	3.0819	0.3264	3.0634
10	flessionale verticale simmetrico	0.3025	3.3061	0.3096	3.2301
11	torsionale complessivo	0.2783	3.5938	0.2804	3.5666
12	flessionale verticale antisimmetrico	0.2553	3.9167	0.2612	3.8282
13	torsionale complessivo antisimmetrico	0.2538	3.9399	0.2566	3.8973
14	torsionale complessivo antisimmetrico	0.2309	4.3307	0.2326	4.2999
15	flessionale verticale simmetrico	0.2227	4.4912	0.2276	4.3942

Tabella 151 - Modi di vibrare della campata lato San Donnino: confronto tra le varie distribuzioni di massa dei pedoni

Si riportano di seguito i modi di vibrare significativi:

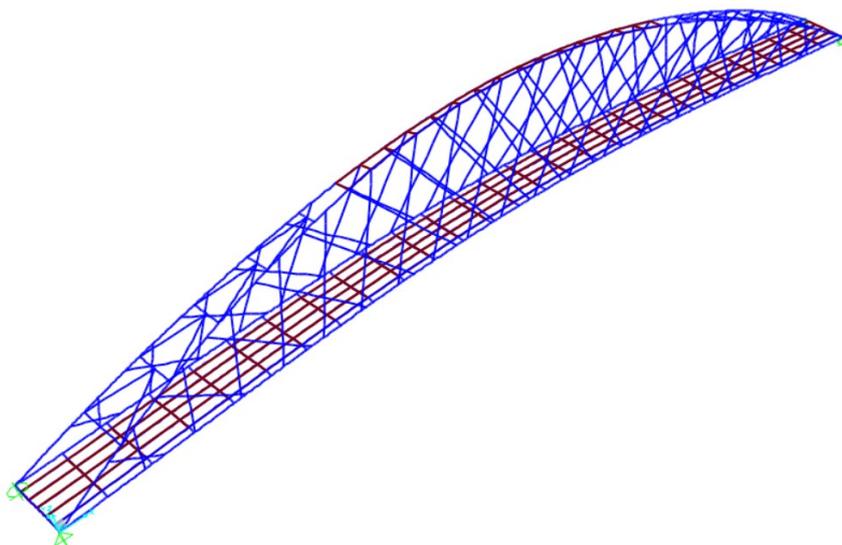
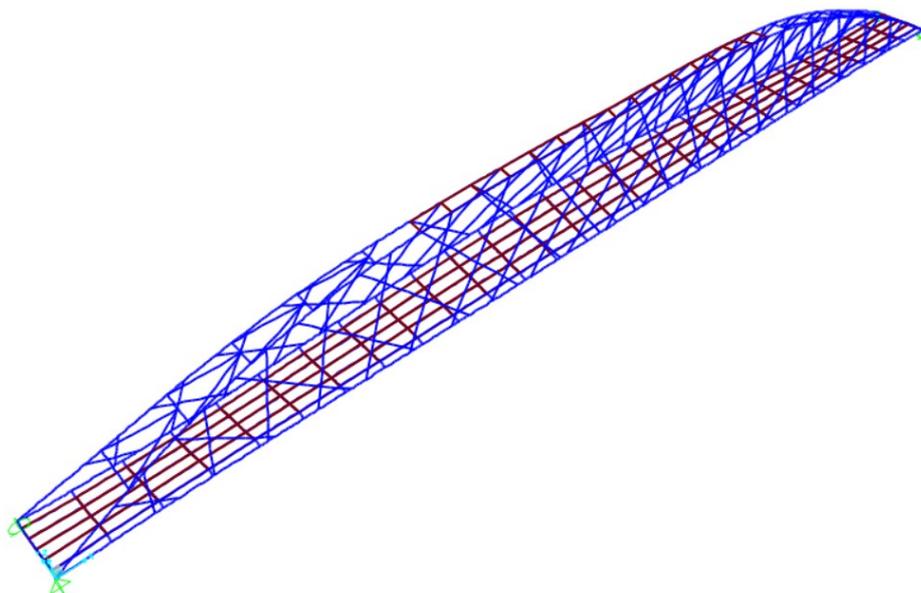
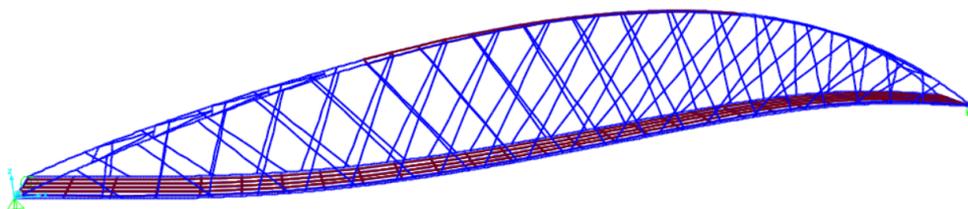


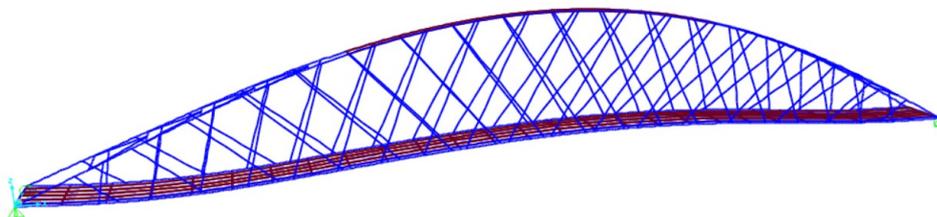
Figura 190 - Modo 1: flessione trasversale simmetrico



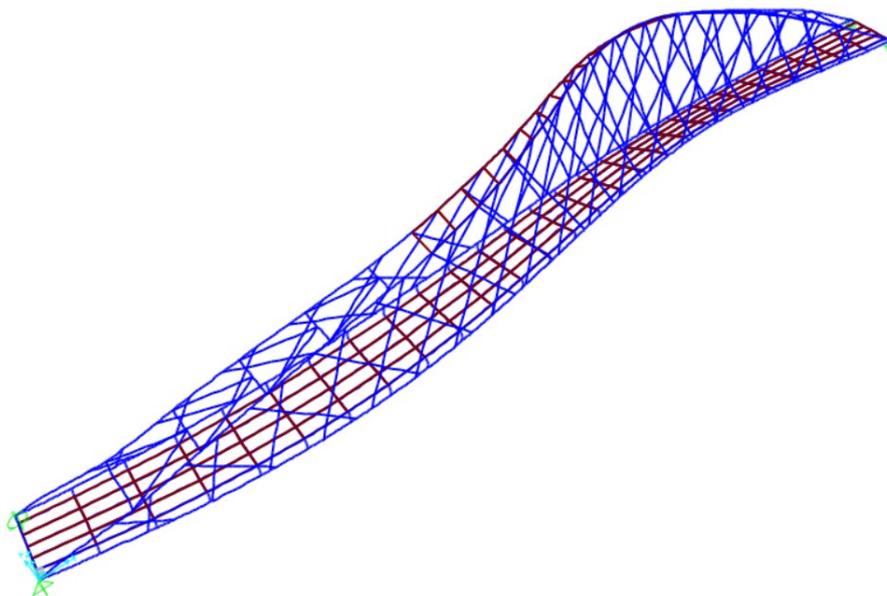
*Figura 191 - Modo 2: torsionale complessivo*



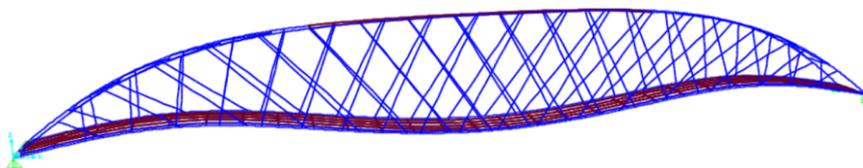
*Figura 192 - Modo 3: flessione verticale antisimmetrico*



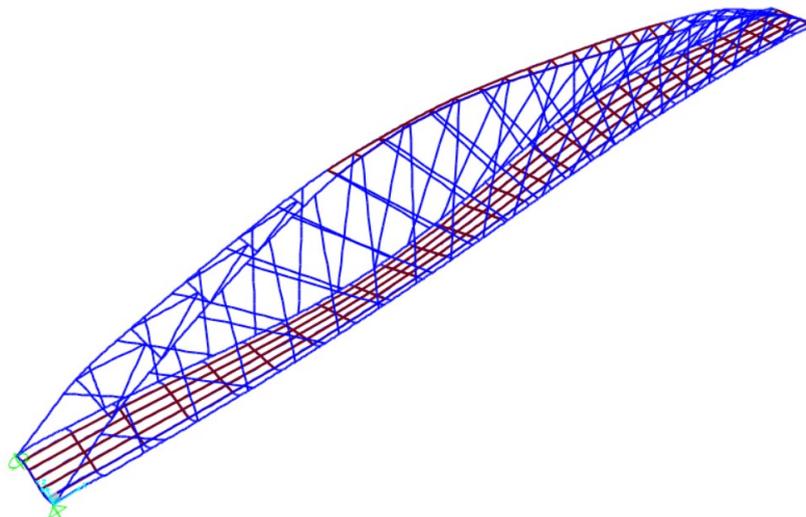
*Figura 193 - Modo 4: flessione verticale simmetrico*



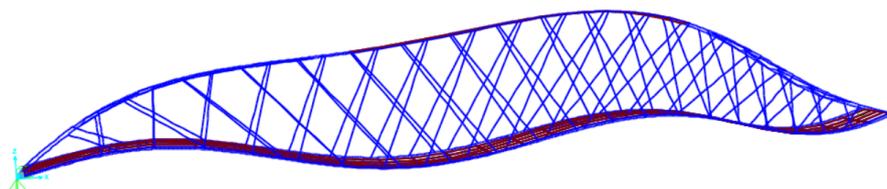
*Figura 194 - Modo 5: flessione trasversale antisimmetrico*



*Figura 195 - Modo 6: flessione verticale simmetrica*



*Figura 196 - Modo 7: flessione trasversale e torsione*



*Figura 197 - Modo 8: flessione verticale antisimmetrica*

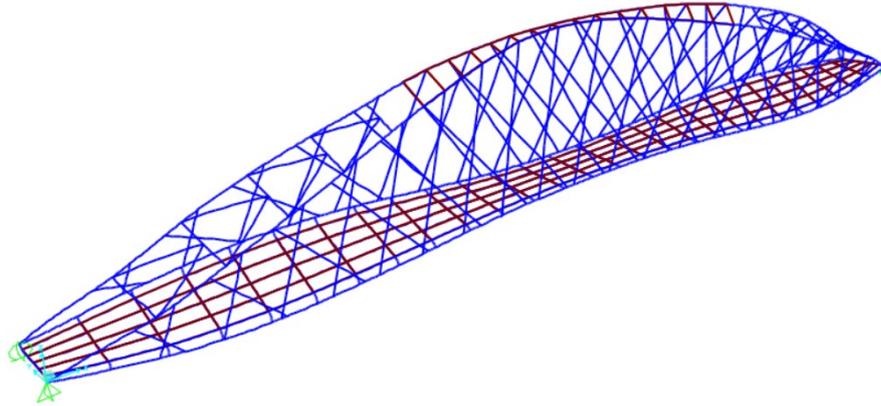


Figura 198 - Modo 9: torsionale complessivo

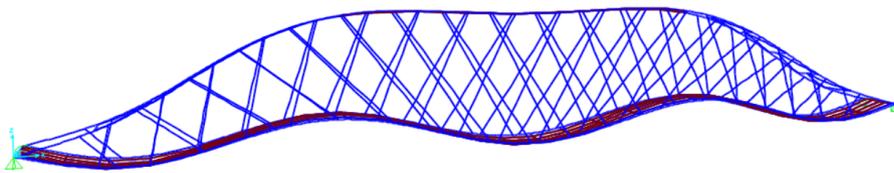


Figura 199 - Modo 10: flessione verticale simmetrica

I modi di interesse per l'analisi del problema dei pedoni sono solo quelli che interessano l'impalcato, quindi, svolta l'analisi modale si controlla il rischio di risonanza rispetto ai range di frequenza e l'entità degli spostamenti modali che riguardano l'impalcato nelle varie direzioni.

Si riporta l'individuazione del rischio di risonanza rispetto ai range di frequenza:

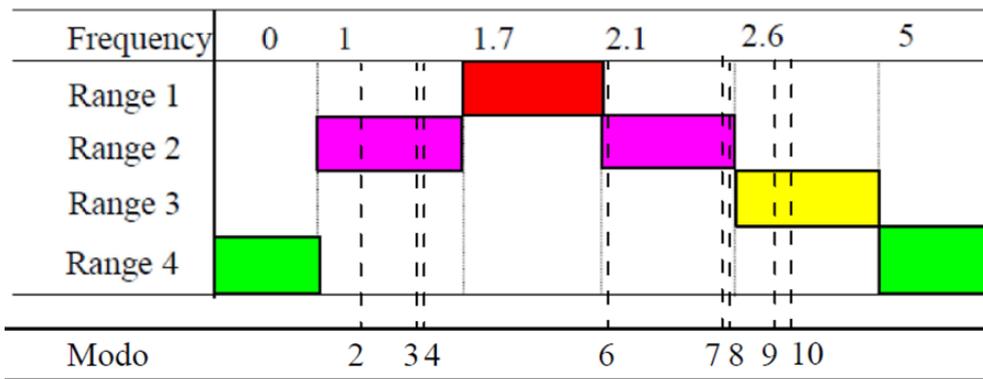


Figura 200 - Individuazione del livello di rischio di risonanza per le vibrazioni verticali

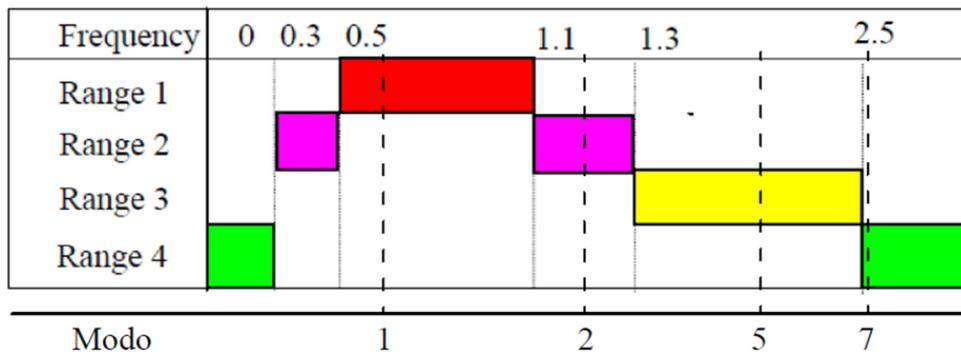


Figura 201 - Individuazione del livello di rischio di risonanza per le vibrazioni trasversali

## 10. Comportamento dinamico per effetto dell'azione dei pedoni

Emerge come il primo modo sia quello con il rischio più alto (Range 1), in relazione alle vibrazioni orizzontali, mentre gli altri modi orizzontali dell'impalcato costituiscono livelli di minor rischio. Per le vibrazioni verticali i modi 3, 4 e 6 rientrano all'interno di un intervallo di rischio medio (Range 2), Gli altri modi costituiscono minor rischio.

Modo	Descrizione	d=0.5 pedoni/m <sup>2</sup>	Livello di rischio di risonanza
		n (Hz)	
1	flessionale trasversale simmetrico	0.6504	1
2	torsionale complessivo	1.2066	2
3	flessionale verticale antisimmetrico	1.5826	2
4	flessionale verticale simmetrico	1.6169	2
5	flessionale trasversale antisimm. + torsionale	1.8646	3
6	flessionale verticale simmetrico	2.1445	1*
7	flessionale trasversale antisimm. + torsionale	2.5125	4
8	flessionale verticale antisimmetrico	2.5989	2
9	torsionale complessivo	3.0634	3
10	flessionale verticale simmetrico	3.2301	3

Tabella 152 - Individuazione del livello di rischio di risonanza

Il modo 6 sarebbe classificato a rigore come all'interno del range 2, però è molto vicino all'intervallo di frequenze relative al rischio alto, per cui si valuta come se fosse nel range più critico<sup>(\*)</sup>. Questa operazione si ritiene possa essere giustificata anche dal fatto che la frequenza naturale del modo è vicina a quella tipica del passo umano in direzione verticale (2 Hz), quindi presenta un rischio per la sincronizzazione pedoni-struttura.

### Calcolo del carico dinamico dei pedoni

Viene determinato il carico dinamico dei pedoni secondo il modello proposto dal Sétra.

Con passerella in classe III, verranno valutati solamente modi in condizioni di elevato rischio di risonanza (Range 1), per cui si ritiene necessario indagare il comportamento dinamico della passerella in relazione alla sincronizzazione con i pedoni per i modi 1 e 6, utilizzando il solo caso di carico di carico "Case 1":

		Load cases to select for acceleration checks		
Traffic	Class	Natural frequency range		
		1	2	3
Sparse	III		Nil	Nil
		Case 1		
Dense	II		Case 1	Case 3
Very dense	I	Case 2	Case 2	Case 3

Figura 202 - Individuazione dei Load Cases per le verifiche: classe III

I carichi sono determinati secondo le relazioni seguenti:

<i>Direzione</i>	<i>Carico per m<sup>2</sup></i>
<i>Verticale (V)</i>	$d \times (280 N) \times 10.8 \sqrt{\xi/n_p} \times \psi \times \cos(2\pi f_v t)$
<i>Longitudinale (L)</i>	$d \times (140 N) \times 10.8 \sqrt{\xi/n_p} \times \psi \times \cos(2\pi f_l t)$
<i>Trasversale (T)</i>	$d \times (35 N) \times 10.8 \sqrt{\xi/n_p} \times \psi \times \cos(2\pi f_t t)$

con

- densità dei pedoni  $d = 0.5$  pedoni/m<sup>2</sup>;
- smorzamento  $\xi = 0.4\%$ ;
- numero di pedoni  $n_p = d \cdot S = 0.5 \frac{\text{pedoni}}{\text{m}^2} \cdot 135 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} = 405 \text{ pedoni}$ ;
- coefficiente riduttivo  $\psi$  determinato per ciascun modo secondo i grafici relativi al “Case 1” e riportati alla Figura 185.

Vengono calcolati i seguenti carichi dinamici:

- Modo 1: Trasversale  $f_t = 0.6504$  Hz

$$F_{t_s} = d \cdot (35 N) \cdot 10.8 \sqrt{\frac{\xi}{n_p}} \cdot \psi \cdot \cos(2\pi f_t \cdot t) = 0.594 \frac{N}{m^2} \cdot \cos(2\pi \cdot 0.6504 \cdot t)$$

con  $\psi=1$ .

- Modo 6: Verticale  $f_v = 2.1445$  Hz

$$F_{t_s} = d \cdot (280 N) \cdot 10.8 \sqrt{\frac{\xi}{n_p}} \cdot \psi \cdot \cos(2\pi f_v \cdot t) = 4.752 \frac{N}{m^2} \cdot \cos(2\pi \cdot 2.1445 \cdot t)$$

con  $\psi=1$ .

#### Modellazione del carico dinamico dei pedoni

Si riportano di seguito le schermate di definizione dei carichi all'interno del software di analisi:

- definizione del Load Case

## 10. Comportamento dinamico per effetto dell'azione dei pedoni

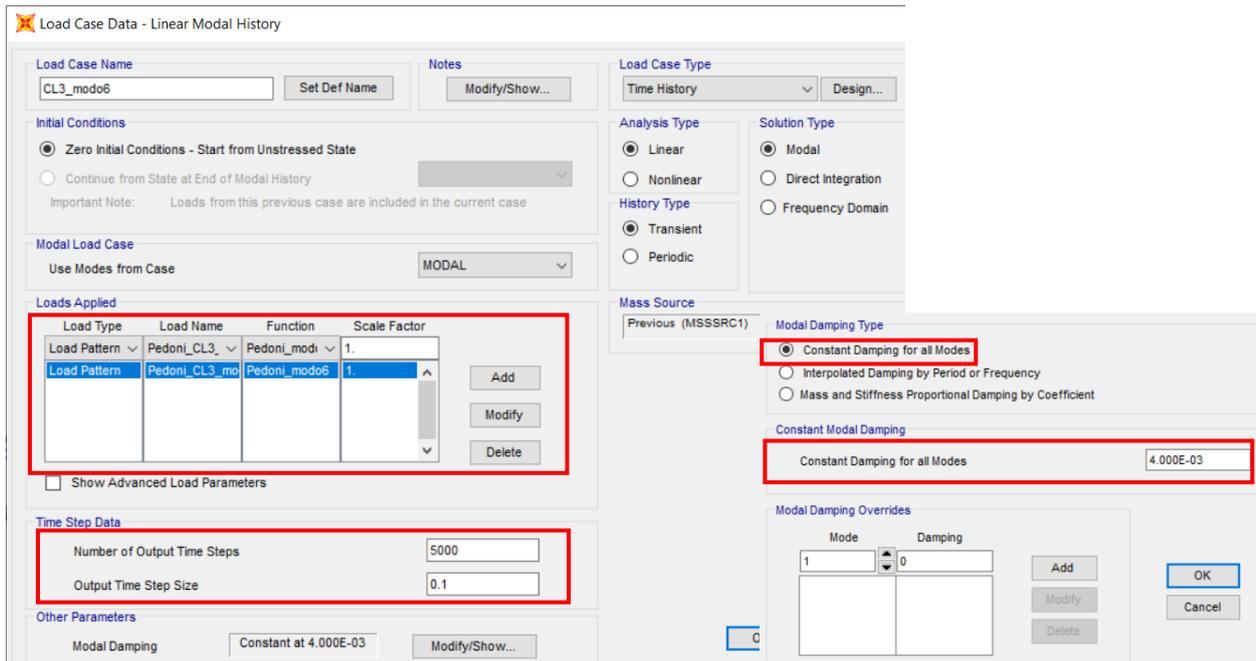


Figura 203 - Definizione del Load Case per analisi dinamica

dove si definisce un Load Case di tipo Linear Time History;

- Function che rappresenta la parte oscillante con la funzione coseno

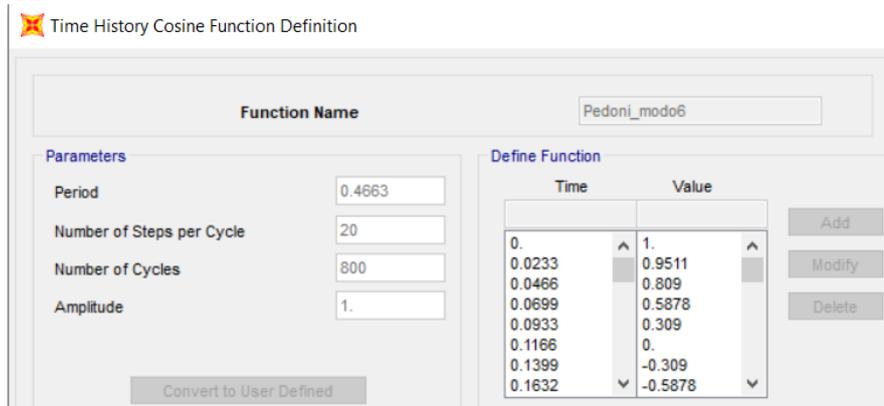


Figura 204 - Definizione della time history del carico dinamico

dove si assegna il periodo del modo di vibrare naturale per determinare una forzante in risonanza e un numero sufficiente di cicli per far arrivare a regime la risposta;

- Ampiezza del carico

Impongo segni uguali a quelli degli spostamenti modali per ciascun modo. Ad esempio, nel caso di flessione verticale si ha

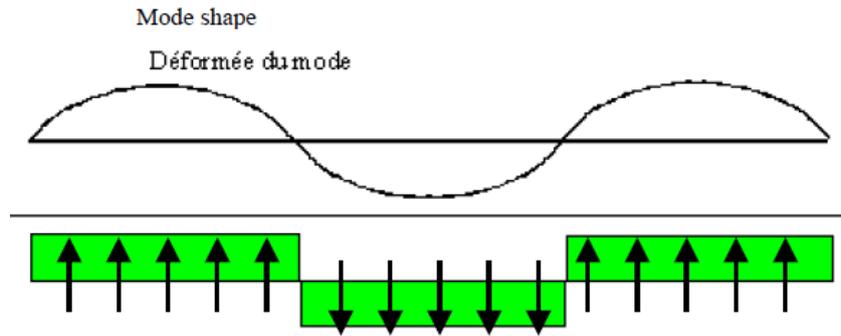


Figura 205 - Applicazione del Load Case concorde in segno con il modo di vibrare in risonanza

Risposta dinamica e verifica di comfort

Dagli output del software ottengo le massime accelerazioni per la risposta in ogni direzione e le confronto con le tabelle del Sétra.

Si riportano i risultati delle analisi dinamiche:

Classe III: d=0.5 ped/m <sup>2</sup>	Modo	Nodo	n (Hz)	v (mm)	a (m/s <sup>2</sup> )	Direzione	Livello di comfort
	1	100	0.6504	6.014	0.1004	Orizzontale	Massimo
6	130	2.1445	4.992	0.9063	Verticale	Medio	

Tabella 153 - Risultati analisi dinamica passerella pedonale

Dal punto di vista grafico l'individuazione del rischio viene condotta secondo le tabelle del Sétra:

- vibrazioni verticali

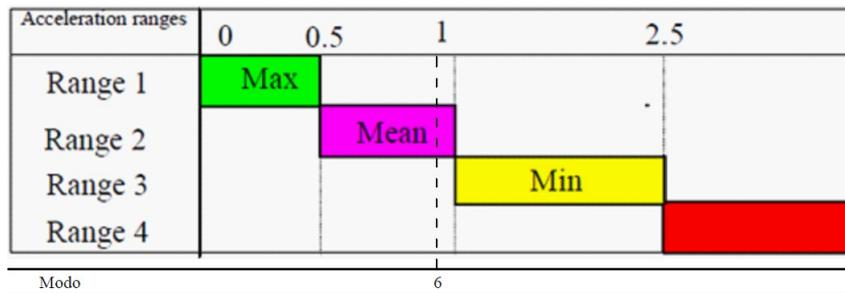


Figura 206 - Risposta dinamica: individuazione livello di comfort in direzione verticale

- vibrazioni trasversali

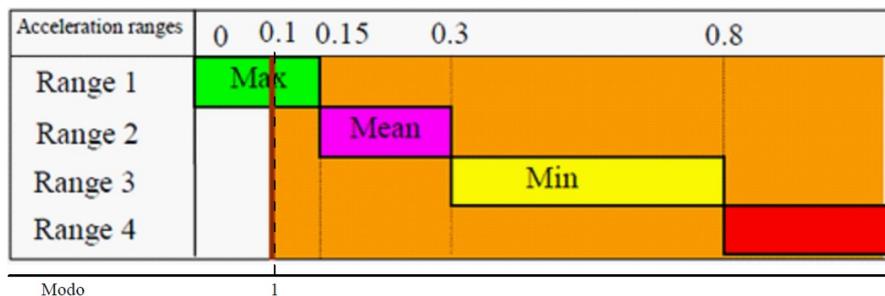


Figura 207 - Risposta dinamica: individuazione livello di comfort in direzione orizzontale

Per il modo di vibrare 6 per avere massimo comfort è necessario intervenire a mitigare la risposta.

## 10. Comportamento dinamico per effetto dell'azione dei pedoni

Per il modo di vibrare 1 e quindi per le accelerazioni trasversali, il risultato ottenuto si ritiene sovrastimato rispetto a quello che si può realmente riscontrare nel caso di sincronizzazione pedoni-struttura, perché lo smorzamento assunto è meno di quello realmente atteso, per via del fatto che in direzione trasversale ho l'inflessione della soletta in calcestruzzo armato (le azioni trasversali sono assorbite dalla soletta in quanto elemento più rigido nel piano). In altre parole, lo smorzamento è probabile che sia più alto in direzione trasversale che in direzione verticale, per cui l'accelerazione in direzione trasversale è probabile che venga più bassa.

L'accelerazione di output è al limite del rischio di lock-in, anche se interna al range di massimo comfort, però lo smorzamento assunto è cautelativo rispetto al modo di vibrare che impegna la soletta in calcestruzzo armato a flessione, quindi, si può immaginare che la risposta sia sovrastimata e in realtà più bassa, denotando una condizione di massimo comfort e nessun rischio di lock-in.

Per completezza, si riportano le time-history delle risposte per i modi di vibrare ritenuti a rischio per la risonanza:

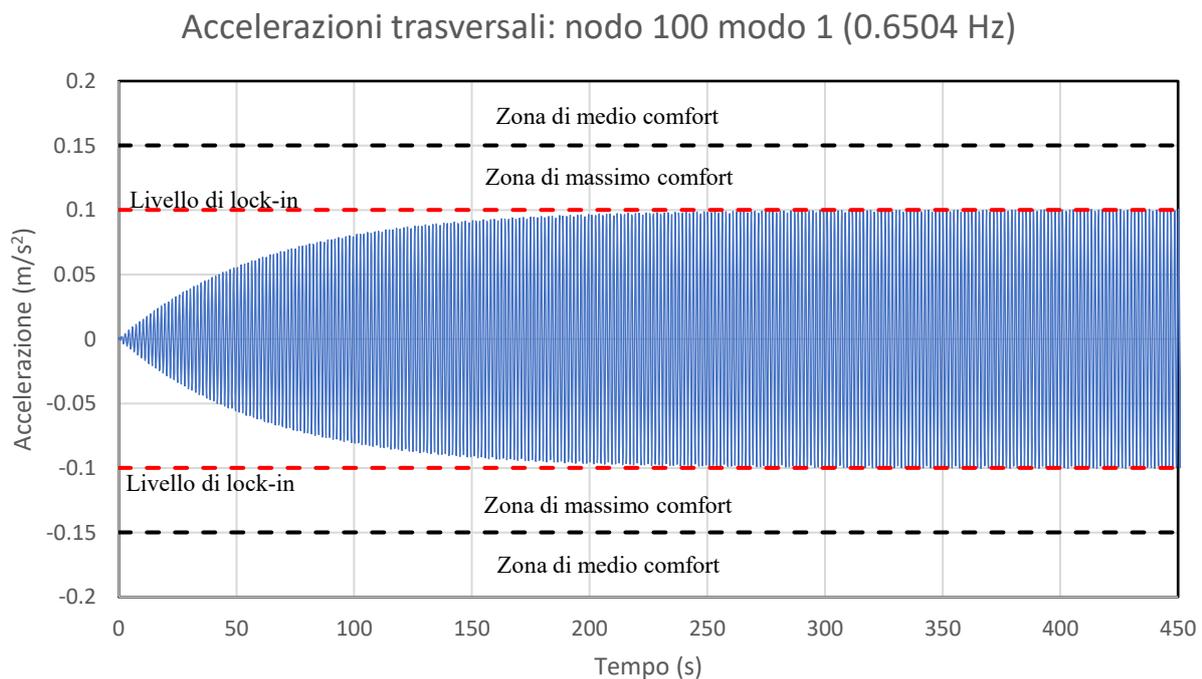


Figura 208 - Risposta dinamica in termini di accelerazioni trasversali: nodo 100, modo 1

Spostamenti trasversali: nodo 100 modo 1 (0.6504 Hz)

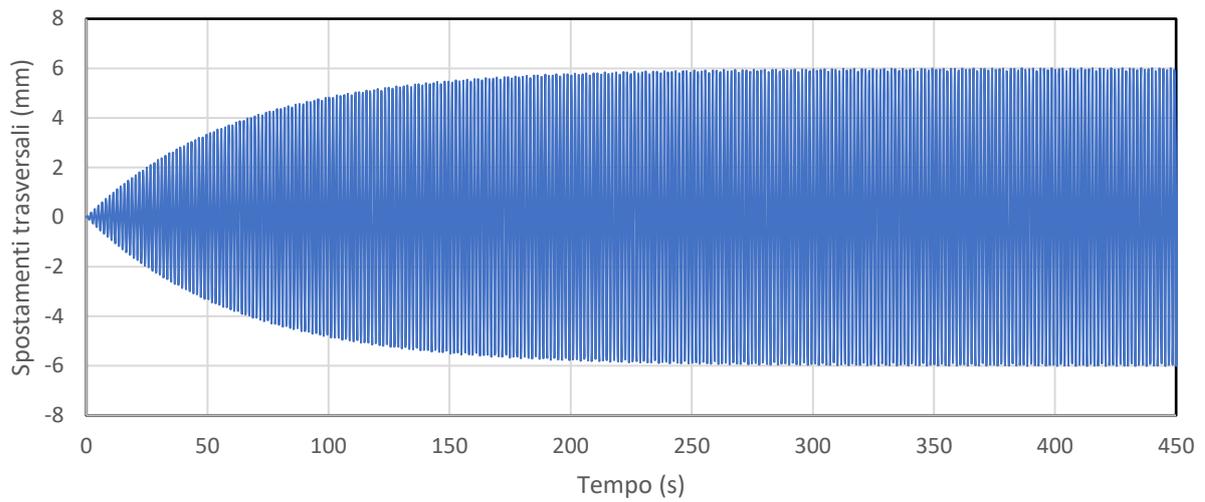


Figura 209 - Risposta dinamica in termini di spostamenti trasversali: nodo 100, modo 1

Accelerazioni verticali: nodo 130 modo 6 (2.1445 Hz)

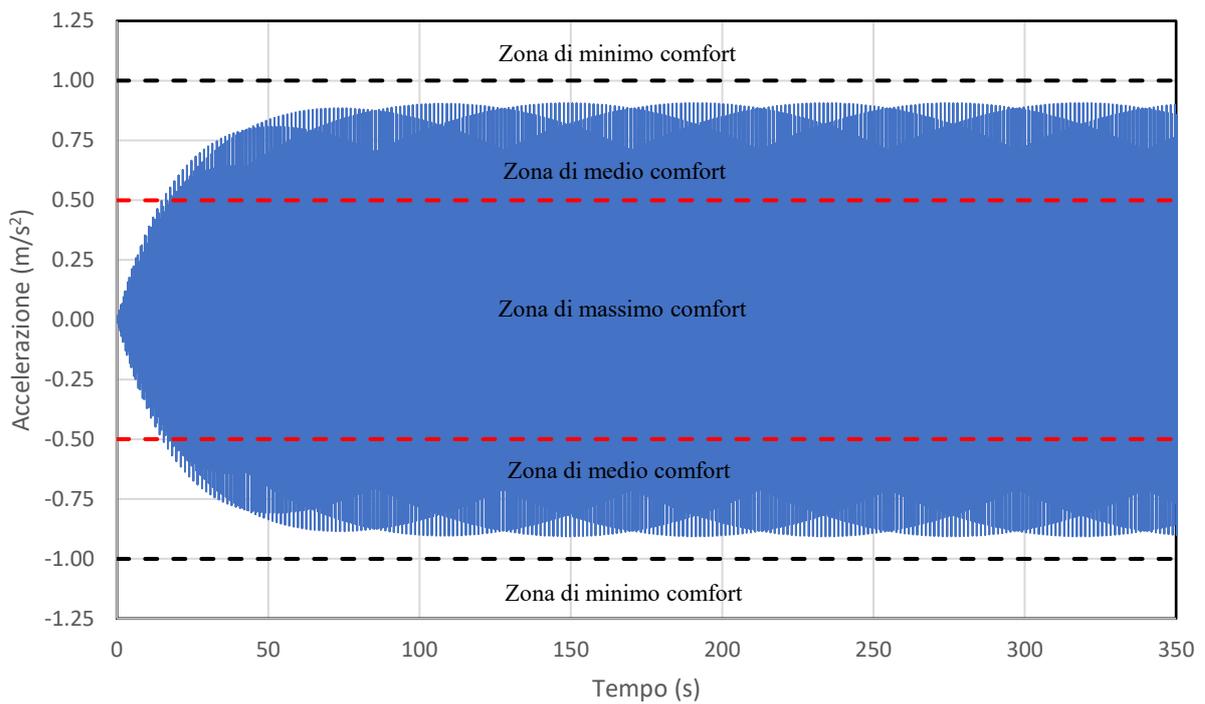
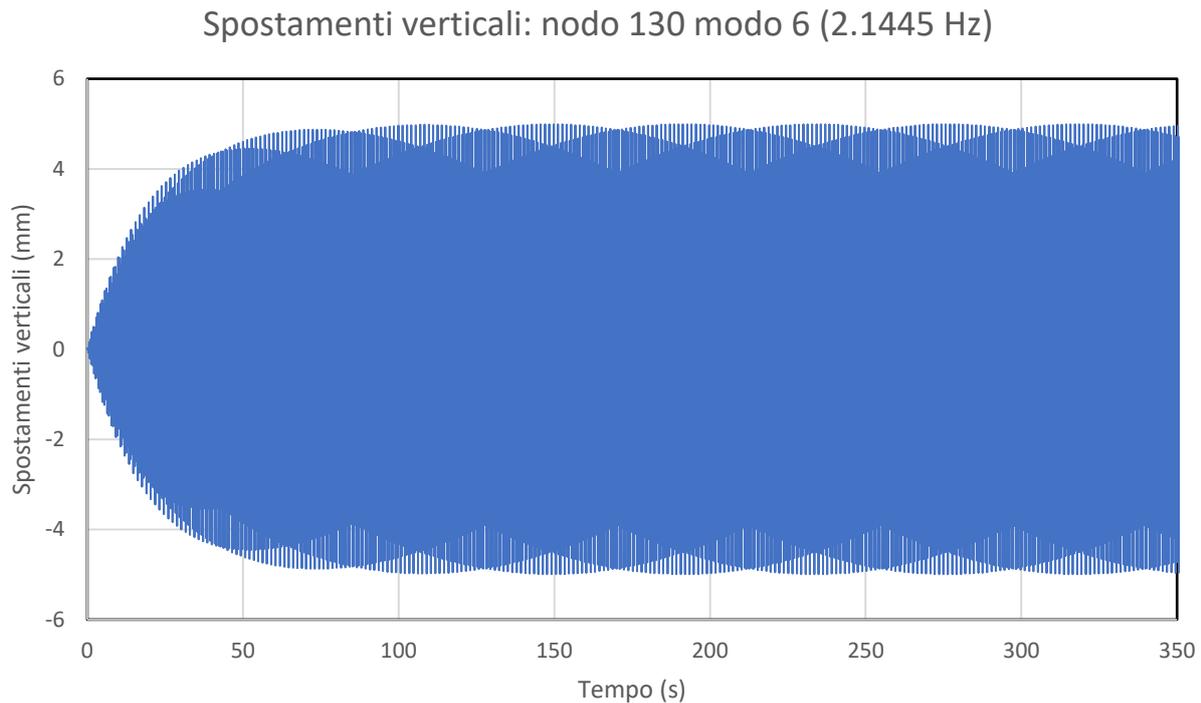


Figura 210 - Risposta dinamica in termini di accelerazioni verticali: nodo 130, modo 6



*Figura 211 - Risposta dinamica in termini di spostamenti verticali: nodo 130, modo 6*

Per la validazione della risposta dinamica si rimanda all'Appendice.

### 10.3 Intervento di mitigazione della risposta dinamica

Per la riduzione degli effetti dinamici sul ponte al fine di non stravolgere la fase progettuale, si procede a dimensionare uno smorzatore a massa accordata (Tuned Mass Damper), inserito come elemento di mitigazione della risposta.

Uno smorzatore a massa accordata consiste in una massa concentrata che risulta connessa alla struttura mediante elementi che forniscono rigidità (molle) ed elementi che forniscono smorzamento (appunto smorzatori). Questi dispositivi permettono di ridurre le vibrazioni di una costruzione in riferimento ad un dato modo di vibrare.

Sotto l'azione di un'eccitazione periodica di una frequenza vicina alla frequenza naturale del modo di vibrare da smorzare, un dispositivo TMD interviene modificando la frequenza di risonanza e smorzando la risposta.

Il metodo modale consente di ricondurre un problema dinamico di una struttura con molti gradi di libertà, ad un oscillatore di un solo grado di libertà soggetto ad una forza armonica, scrivendo la relazione che lega l'equazione di moto del modo di vibrare naturale con l'eccitazione dinamica in componenti modali.

Nel caso di oscillatore primario (struttura) con smorzamento nullo (soluzione di Den Hartog), è possibile determinare le caratteristiche ottimali del TMD considerando un carico armonico  $f(t)$  di ampiezza  $f_0$  e pulsazione  $\omega$ .

La soluzione di Den Hartog fornisce un coefficiente di amplificazione dinamico, dato dal rapporto tra la massima ampiezza dinamica di oscillazione  $y_{max}$  e lo spostamento statico  $y_{st}$ :

$$\frac{v_{max}}{v_{st}} = \sqrt{\frac{(2\xi_{damper}\alpha\beta)^2 + (\alpha^2 - \beta^2)^2}{(2\xi_{damper}\alpha\beta)^2(\beta^2 - 1 + \mu \cdot \beta^2)^2 + [\mu \alpha^2 \beta^2 - (\beta^2 - 1)(\beta^2 - \alpha^2)]^2}}$$

dipendente da quattro parametri

- $\mu = m_{damper}/M_{eff}$  rapporto di massa;
- $\alpha = \omega_{damper}/\omega_{osc}$  rapporto delle frequenze naturali dei sistemi;
- $\beta = \omega/\omega_{osc}$  rapporto tra frequenza della forzante e quella dell'oscillatore;
- $\xi_{damper} = c/2m\omega_{damper}$  rapporto di smorzamento del sistema smorzante;

forniti dalle seguenti relazioni

- $\omega_{damper}^2 = \frac{k_{damper}}{m_{damper}}$  frequenza naturale dell'assorbitore;
- $\omega_{osc}^2 = \frac{K_{eff}}{M_{eff}}$  frequenza naturale del sistema principale;

Lo spostamento statico è definito dal rapporto tra l'ampiezza massima della forzante e la rigidezza del sistema principale:  $v_{st} = f_0/K$ .

La massa effettiva della struttura è determinata considerando una forma modale con spostamento fissato nel nodo di posizionamento del dispositivo (antinodo, punto di massima escursione). Si proietta la forma modale ortonormale rispetto alla matrice delle masse estrapolata dall'output del software agli elementi finiti imponendo spostamento unitario all'antinodo. La massa effettiva risulta:

$$M_{eff} = \frac{modal\ mass_j}{\varphi_{jk}^2}$$

dove

- la massa modale del modo  $j$ -esimo è unitaria perché la forma modale di partenza è normalizzata rispetto alla matrice delle masse;
- $\varphi_{jk}$  è lo spostamento modale nel modo di vibrare  $j$ -esimo all'antinodo.

La risposta dinamica della struttura è ricavata dal grafico seguente, dove si determina il rapporto tra l'ampiezza della risposta dinamica e la risposta statica in funzione del rapporto di smorzamento e del rapporto tra la frequenza della forzante e quella naturale del sistema principale:

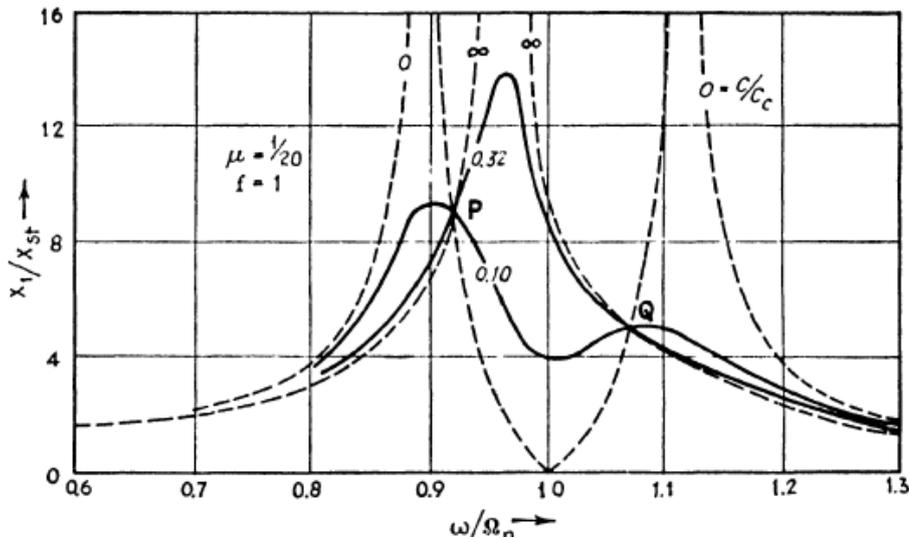


Figura 212 - Ampiezza della risposta dinamica rispetto alla risposta statica [4]

Dalla figura seguente si possono osservare due casi limite.

La condizione con smorzamento nullo rimanda al caso di massa non smorzata, in cui c'è solamente una suddivisione in due frequenze di risonanza.

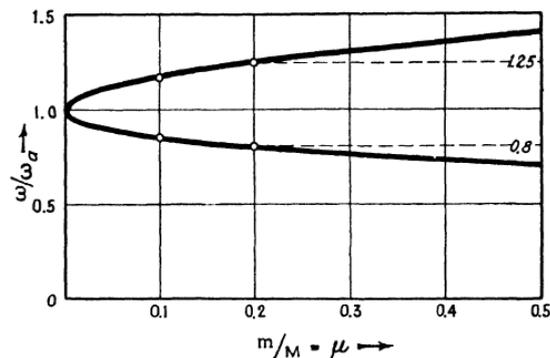


Figura 213 - Determinazione delle due frequenze in risonanza in funzione del rapporto di massa per un sistema a due gradi di libertà non smorzato [4]

Il caso opposto è quando lo smorzamento diviene infinito, dove le due masse si muovono insieme come se fossero un sistema ad un solo grado di libertà di massa pari alla loro somma.

In questi due casi limite il picco delle oscillazioni è infinito, viceversa nei casi intermedi, si può apprezzare l'effetto benefico dello smorzamento sulla riduzione delle oscillazioni.

L'obiettivo del TMD consiste nel portare più in basso possibile il picco di risonanza.

L'ampiezza minima (soluzione ottimale) si ottiene imponendo che i due picchi di risonanza si registrino alla stessa quota.

Per cui la procedura progettuale viene articolata secondo i seguenti passi:

- scelta della massa del TMD

Si entra con un rapporto di massa  $\mu$ . Nella pratica progettuale generalmente rientra tra 1% e 5%.

- si calcola il rapporto ottimale di frequenze  $\alpha$

$$\alpha_{opt} = \frac{1}{1 + m_{damper}/M_{eff}} = \frac{1}{1 + \mu}$$

per cui la frequenza ottimale del TMD sarà  $n_{opt} = \frac{1}{1+\mu} n_{osc}$ , dove  $n_{osc}$  è proprio la frequenza della forzante in risonanza con il modo di vibrare su cui lavora il TMD.

- si calcola il rapporto di smorzamento ottimale  $\xi_{opt}$  del TMD

$$\xi_{opt} = \sqrt{\frac{3}{8} \frac{\mu}{(1 + \mu)^3}}$$

- si calcola le grandezze del TMD

- o rigidezza della molla  $k_{damper} = (2\pi n_{damper})^2 m_{damper}$

- o smorzamento  $c_{damper} = (2\pi n_{damper}) 2 m_{damper} \xi_{opt}$

- si controllano le risposte della struttura e del sistema smorzante

Si ottengono il picco di risposta in risonanza per la struttura e il picco della risposta del sistema smorzante.

Il coefficiente di amplificazione del picco di risposta vale

$$R = \sqrt{1 + 2/\mu}$$

quindi lo spostamento massimo vale  $v_{max} = R \cdot v_{st}$ . Il controllo del livello di comfort ottenuto verrà fatto valutando l'accelerazione massima  $a_{max} = \omega^2 \cdot v_{max}$  rispetto ai valori limite di comfort obiettivo.

Gli spostamenti massimi stimati per il dispositivo smorzante sono i movimenti relativi struttura-TMD. La determinazione di questi valori è necessaria per valutare la corsa da assegnare allo smorzatore.

Per stimare un valore approssimato dell'ampiezza di oscillazione relativa tra la massa del sistema principale e la massa del dissipatore (quindi fornire una stima anche delle sollecitazioni nella molla che le collega) si può operare con la relazione energetica valida in condizione di risonanza. Il lavoro fatto dalla forza esterna su un periodo di oscillazione vale  $W = \pi f_0 v_{max}$ , mentre il lavoro dissipato per smorzamento vale  $W_{dissipato} = \pi(c\omega v_{rel}) \cdot v_{rel} = \pi c\omega \cdot v_{rel}^2$ .

Uguagliando i due contributi si trova in forma adimensionale

$$\left(\frac{v_{rel}}{v_{st}}\right)^2 = \frac{v_{max}}{v_{st}} \cdot \frac{1}{2\mu\beta \cdot c/c_c}$$

## 10. Comportamento dinamico per effetto dell'azione dei pedoni

Per la progettazione delle caratteristiche dinamiche del TMD può essere utile considerare gli andamenti forniti dai seguenti grafici:

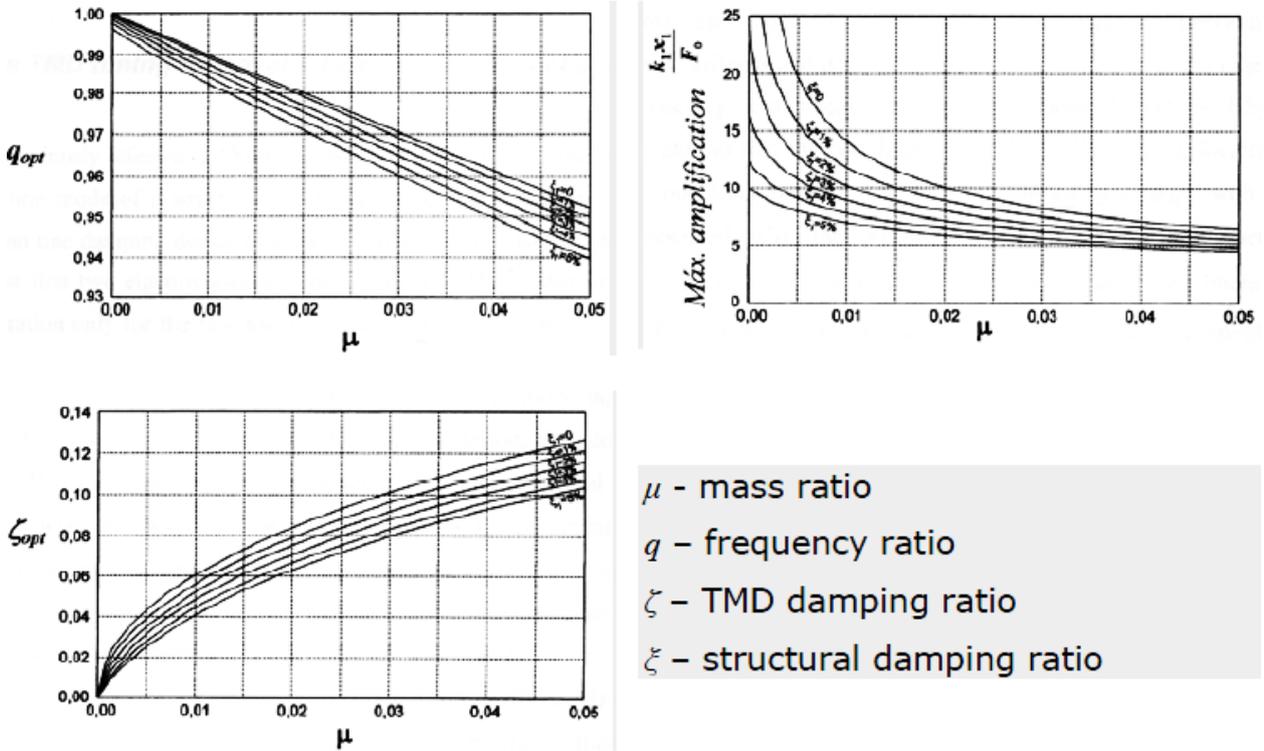


Figura 214 - Caratteristiche dinamiche TMD (da EUR 23984 EN - Joint Research Centre)

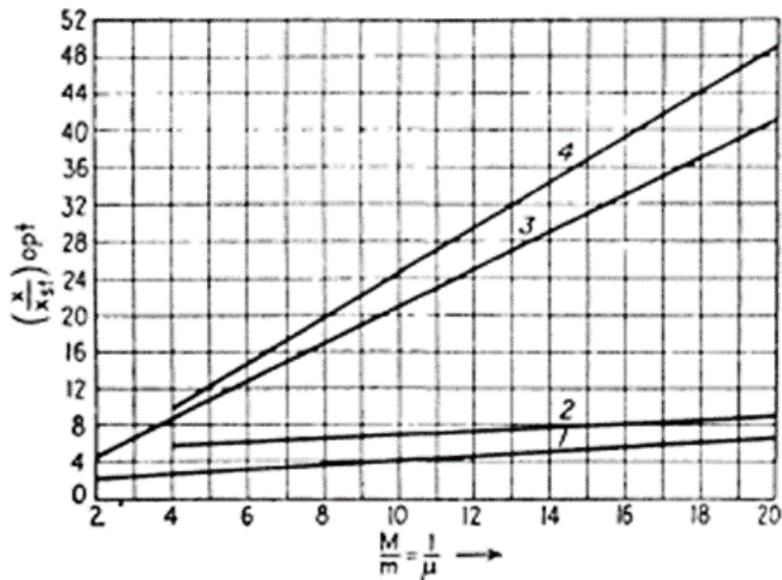


Figura 215 - Picchi di risposta del sistema principale in funzione del rapporto di massa: per il dispositivo ottimizzato si consideri la curva 1 [4]

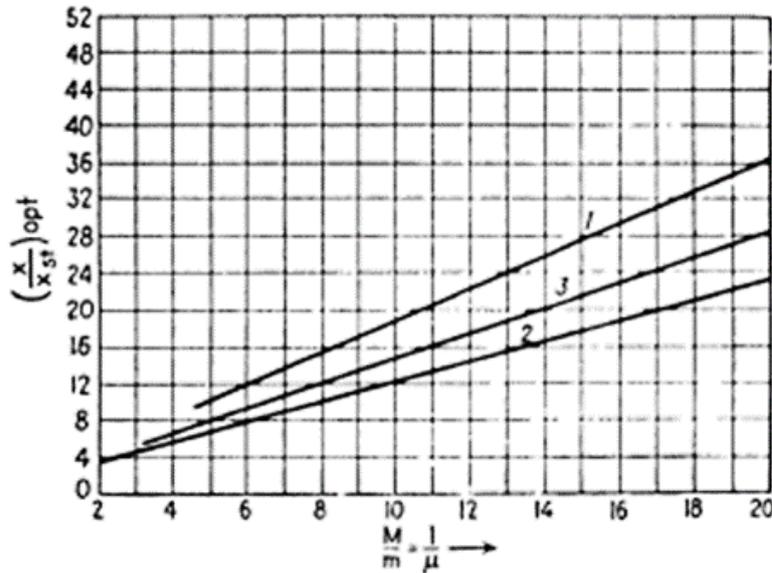


Figura 216 - Picchi di risposta per il dispositivo smorzante: nel caso di dispositivo ottimizzato si consideri la retta 1 [4]

### 10.3.1 Progettazione delle caratteristiche dinamiche del TMD

Come indicato negli output del cap. 10.2.4, la necessità di intervenire per ottenere il livello di comfort obiettivo pari al massimo grado, riguarda solo il modo di vibrare 6, che si presenta come un modo verticale con frequenza vicina ai 2 Hz. L'intervento di mitigazione della risposta con il TMD serve per introdurre uno smorzamento aggiuntivo, che in questo caso verrà disposto proprio nella direzione di flessione verticale.

Si riportano i passaggi di calcolo per dimensionare il TMD ottimizzato per mitigare la risposta sul modo 6.

La massa effettiva della struttura si ottiene dividendo la massa modale unitaria della forma modale di partenza per il quadrato dello spostamento all'antinodo dove si installerà il TMD:

$$M_{eff} = \frac{1 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot \text{s}^2}{(0.0615 \text{ m})^2} = \frac{1000 \text{ kg} \cdot \text{m}^2}{0.0615^2 \text{ m}^2} = 264392.89 \text{ kg} \cong 264.4 \text{ ton}$$

Per cui i valori di input per la determinazione delle caratteristiche dinamiche del TMD sono:

Classe III: d=0.5 ped/m <sup>2</sup>	Modo	Nodo	n (Hz)	Meff (kg)
	6	130	2.1445	264392.89

Tabella 154 - Valori per la progettazione del TMD

Il metodo di dimensionamento secondo Den Hartog che conduce ad un dispositivo ottimizzato è molto facile da applicare e permette la determinazione delle caratteristiche dinamiche in modo agevole. Gli inconvenienti di questo metodo possono essere due: il rischio di fornire valori di alcuni parametri che risultano inapplicabili a livello pratico e la perdita del controllo della risposta del TMD se ci si concentra solo sulla risposta della struttura.

## 10. Comportamento dinamico per effetto dell'azione dei pedoni

Con l'obiettivo di controllare questi risultati si è implementato una routine di Matlab per fornire un output facile da leggere che permettesse la scelta del TMD "ottimale".

La determinazione delle caratteristiche dinamiche del TMD e le risposte mitigate, sono ottenute adottando la procedura di calcolo riportata al capitolo precedente, quindi, a partire da un rapporto di massa di input, si ottiene la massa del dispositivo, il rapporto ottimale delle frequenze che conduce alla frequenza ottimale della stessa massa aggiunta e il rapporto di smorzamento ottimale. Da questi valori si ottengono le proprietà da assegnare alla molla e allo smorzatore.

La risposta dinamica della struttura principale, determinata a partire dal rapporto di risposta al picco, consente di valutare le condizioni di comfort in cui si ricade.

Infine, si determina la corsa della massa secondaria aggiunta.

Costruendo i diagrammi di queste grandezze facendo variare il rapporto di massa, risulta più facile scegliere un valore del rapporto di massa che conduce al dispositivo ottimale.

Si riportano i risultati ottenuti in forma sintetica:

- caratteristiche dinamiche del TMD

Classe III: d=0.5 ped/m <sup>2</sup>	n (Hz)	m <sub>TMD</sub> (kg)	Rapporto di smorzamento $\xi$	Rigidezza molla k <sub>damper</sub> (kg/s <sup>2</sup> )	Smorzamento c <sub>damper</sub> (kg/s)
	2.1445	1000	3.75%	180188.72	1006.16

Tabella 155 - Caratteristiche dinamiche del TMD dimensionato

Determinati secondo i seguenti parametri

$$\text{rapporto di massa} \quad \mu = m_{TMD}/M_{eff} = 0.38\%$$

$$\text{rapporto ottimale di frequenze} \quad \alpha_{opt} = \frac{1}{1+\mu} = 0.9962$$

$$\text{frequenza ottimale del TMD} \quad n_{opt} = \frac{1}{1+\mu} n = 2.1364 \text{ Hz}$$

- risposte dinamiche della struttura nell'antinodo e del dispositivo

Classe III: d=0.5 ped/m <sup>2</sup>	n (Hz)	v <sub>max</sub> (mm)	a <sub>max</sub> (m/s <sup>2</sup> )	Livello di comfort	v <sub>TMD</sub> (mm)
	2.1445	0.851	0.155	Massimo	10.53

Tabella 156 - Risposta dinamica struttura smorzata

Determinati secondo i seguenti parametri

$$\text{ampiezza picchi di risposta in risonanza} \quad R = \sqrt{1 + 2/\mu} = 23$$

$$\text{spostamento statico} \quad v_{st} = 0.037 \text{ mm}$$

Si riportano di seguito i grafici costruiti durante la procedura di calcolo, evidenziando in rosso i valori dovuti alla scelta del TMD, con l'obiettivo di dimostrare la corrispondenza con i grafici di lettura (sopra riportati) ed evidenziare le motivazioni e le conseguenze della scelta del dispositivo così fatto:

## 10. Comportamento dinamico per effetto dell'azione dei pedoni

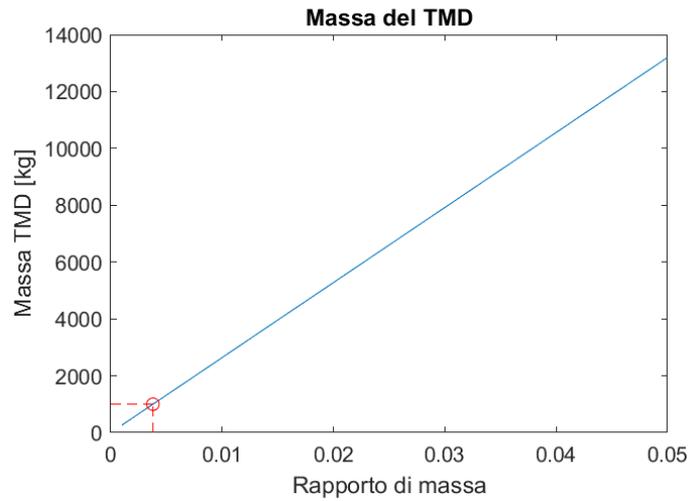


Figura 217 – Massa del TMD in funzione del rapporto di massa

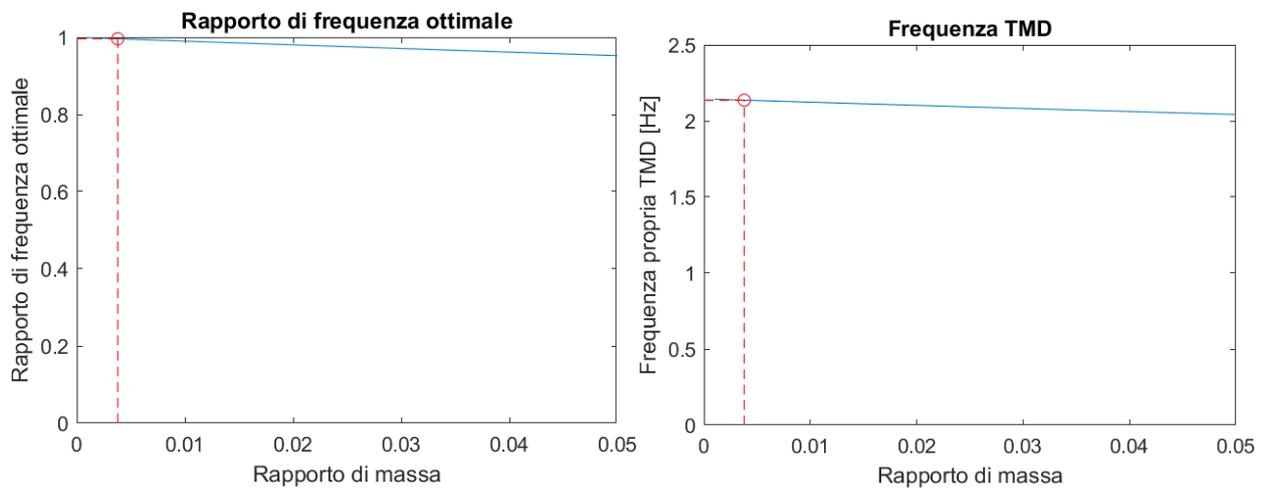


Figura 218 – Rapporto di frequenza ottimale e frequenza del TMD in funzione del rapporto di massa

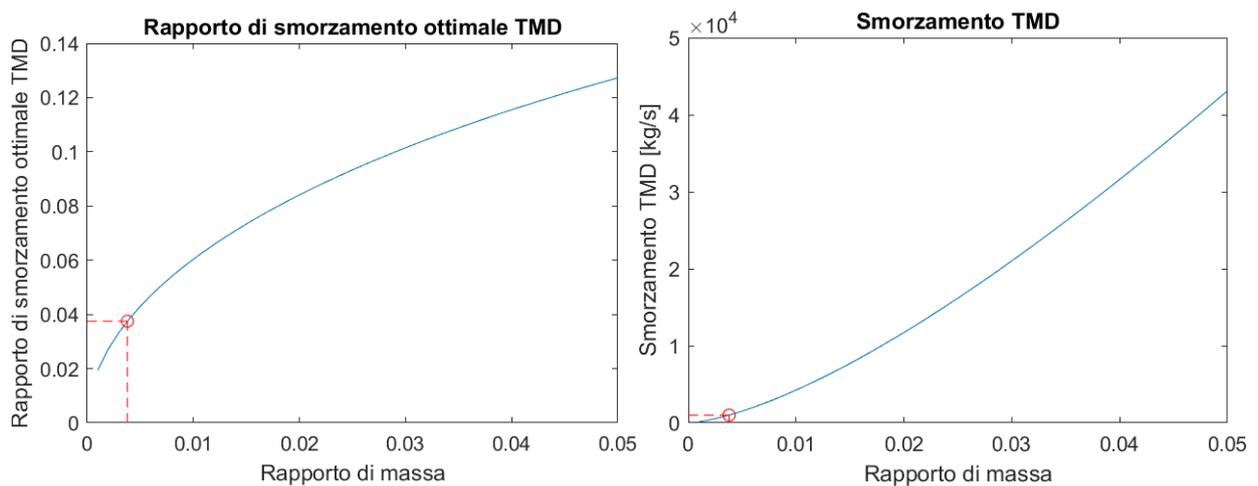


Figura 219 - Rapporto di smorzamento ottimale e smorzamento del TMD in funzione del rapporto di massa

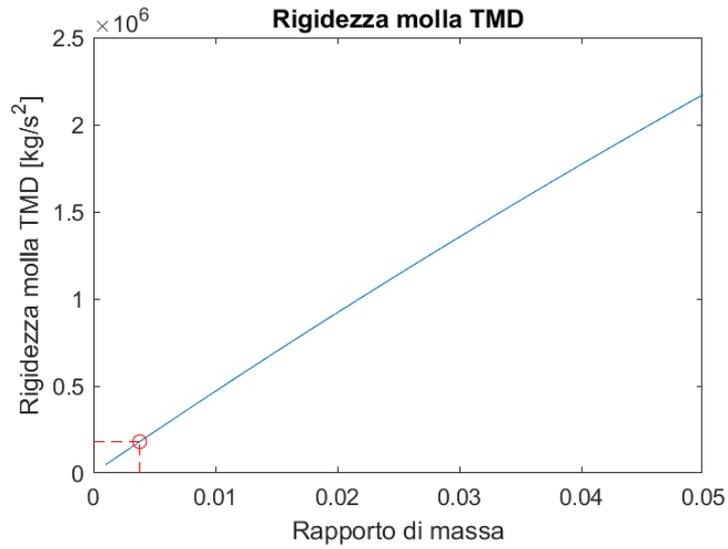


Figura 220 - Rigidezza della molla del TMD in funzione del rapporto di massa

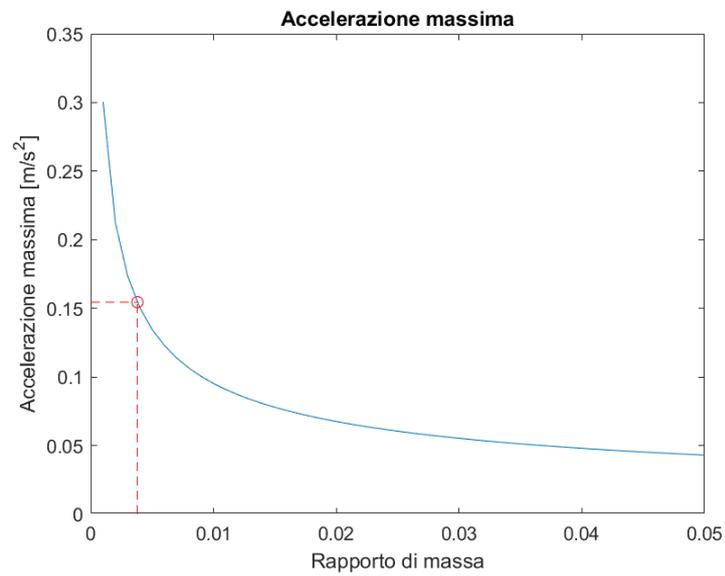


Figura 221 - Accelerazione massima della struttura in funzione del rapporto di massa

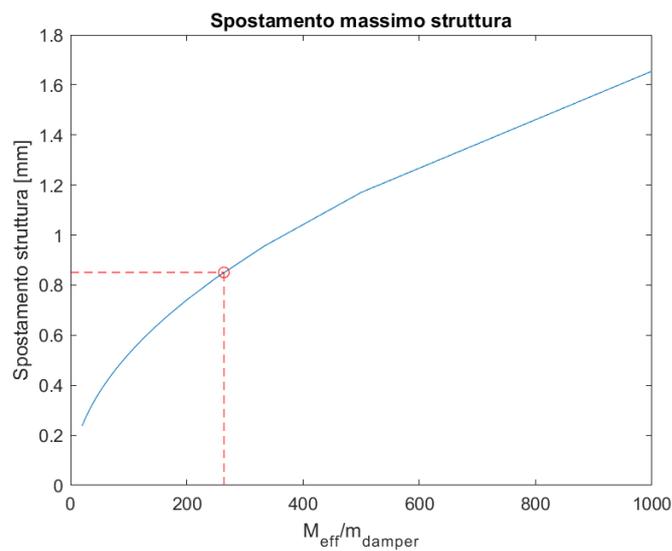


Figura 222 - Picco di risposta della struttura in funzione dell'inverso del rapporto di massa

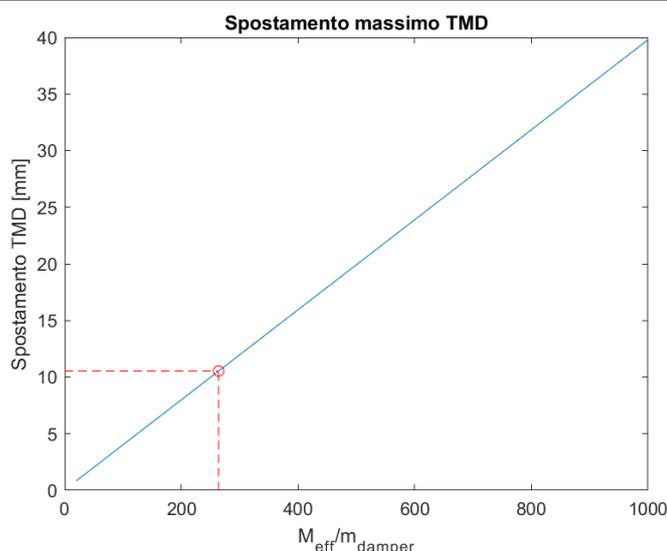


Figura 223 - Picco di risposta del dispositivo in funzione dell'inverso del rapporto di massa

Dai grafici sopra si può notare che il TMD scelto è piuttosto piccolo e infatti si colloca in un intervallo di rapporto di massa in genere poco frequente per dispositivi utilizzati in queste applicazioni (valori di rapporto di massa in genere tra 1% e 5%). Nonostante questo, i risultati sono notevoli e si raggiungono grandi abbattimenti della risposta, con accelerazione massima che facilmente rientra nel livello di comfort massimo anche con piccole masse (piccoli dispositivi).

La scelta di un dispositivo “piccolo” è limitata dalla risposta dello stesso, che come si può apprezzare dalla Figura 223 cresce molto velocemente con la riduzione della massa del TMD.

Il progetto di un dispositivo di 1000 kg è stato adottato in seguito alla scelta di non ottenere spostamenti eccessivi della stessa massa aggiunta e cautelarsi da possibili differenze tra le ipotesi del modello adottato e le reali caratteristiche della struttura.

La scelta della massa, quindi, viene condotta mantenendo un margine di sicurezza adeguato per evitare di dimensionare un dispositivo poco efficace.

Per completezza, si sottolinea che l'analisi dinamica condotta sulla campata più corta dal lato di Badia a Settimo permette di trascurare il problema di sincronizzazione con i pedoni a causa dell'alta frequenza dei modi di vibrare naturali.

## Conclusioni

La progettazione della passerella ad arco a via inferiore a spinta eliminata con l'arco ribassato e la sospensione a rete, costituisce una soluzione molto efficiente in relazione ai problemi indagati in questo lavoro di tesi.

L'opera presenta una notevole leggerezza e snellezza grazie all'ottimizzazione del sistema di sospensione, determinando una soluzione moderna, che si allinea con quelle che oggi vengono realizzate grazie all'utilizzo di materiali sempre più prestanti.

Per queste ragioni si ritiene che i criteri progettuali inizialmente richiesti siano pienamente rispettati.

Al termine della fase progettuale dell'intera opera si può confermare che lo studio della forma, condotto con relazioni di letteratura, sia in grado di fornire risultati molto realistici, vicini a quelli che sono stati poi adottati. Questa conseguenza è resa possibile soprattutto dall'utilizzo di una sospensione Network, in grado di soddisfare quasi complessivamente le ipotesi di calcolo del metodo manuale.

La procedura di ottimizzazione impiegata per la scelta del sistema arco-trave-pendini ha permesso l'indagine di molte soluzioni progettuali, valutando diversi parametri che influenzano il comportamento strutturale di un ponte ad arco a via inferiore e ottenendo una soluzione molto prestante. L'utilizzo di una sospensione a rete determina una notevole lunghezza dell'acciaio per le funi, con un conseguente incremento del costo, però al tempo stesso permette un notevole risparmio per l'acciaio da carpenteria che si è rivelato alla fine vantaggioso.

L'efficienza della soluzione è dimostrata anche dall'analisi dinamica della passerella pedonale. La struttura presenta un comportamento ottimo dal punto di vista del comfort, in riferimento al problema di sincronizzazione pedoni-struttura, per quasi tutti i modi di vibrare naturali, dimostrando la bontà delle scelte strutturali.

Passerelle pedonali con questo schema statico presentano un rischio di sincronizzazione ridotto, perché sono rigide sia nel piano verticale che in quello orizzontale.

La tipologia di sospensione a rete determina un collegamento diffuso tra arco e trave d'impalcato, mentre la presenza di una soletta con un getto pieno di 15 cm e collaborante con le strutture metalliche, permette di realizzare una soluzione rigida nel piano orizzontale.

Anche per questo motivo infatti, in genere, i TMD vengono maggiormente impiegati per strutture ad arco a via inferiore con sospensioni meno efficienti (ad esempio di tipo Langer o a raggiera), dove per avere un buon risultato compositivo si realizzano travi e archi sottili. Le funi sono più

diradate, quindi manca un contributo di rigidità per ridurre l'impatto di azioni che amplificano le risposte in campo dinamico, come quelle dei pedoni.

Per le questioni esposte si ritiene che il TMD non sia strettamente necessario per quest'opera, infatti, il livello di comfort raggiunto in sua assenza è comunque accettabile. Tuttavia, con l'obiettivo di ottenere una garanzia più elevata del comfort medio, anche in riferimento alle possibili incertezze nella determinazione delle frequenze naturali, sono stati presi in considerazione i modi di vibrare vicini al range di frequenza del passo umano e si sono progettate le caratteristiche dinamiche di un dispositivo per aggiungere uno smorzamento che permetta di ottenere un funzionamento ottimale con il massimo comfort per gli utenti.

## Bibliografia

1. Bertoncelli, A. (2017). Verifiche a fatica di un ponte ad arco in acciaio. Bologna: Tesi di Laurea in Ingegneria Civile .
2. Brunn, B., & Schanack, F. (2003, Agosto). Calculation of a double track railway network arch bridge applying the European standards. Grimstad, Norvegia: Tesi di laurea in Ingegneria Civile.
3. De Miranda, F. (1972). *Ponti a struttura d'acciaio*. Italsider.
4. Den Hartog, J. (1956). *Mechanical Vibrations*. McGraw-Hill.
5. Griggs, Jr., F. (2015, Gennaio). *The Wipple Bowstring Truss*. Tratto da Structure: <https://www.structuremag.org/?p=7899>
6. *High Level Bridge: Wikipedia*. (2021, Ottobre). Tratto da Wikipedia: [https://en.wikipedia.org/wiki/High\\_Level\\_Bridge,\\_River\\_Tyne](https://en.wikipedia.org/wiki/High_Level_Bridge,_River_Tyne)
7. Lebet, J. P., & Hirt, M. A. (2013). Arched Bridges. In *Steel Bridges* (p. 461-488). EPFL Press.
8. Margiotta, P. (2011). I ponti ad arco in calcestruzzo sostenuti da cavi nelle fasi di costruzione ed esercizio. Tesi di dottorato in Ingegneria delle Strutture.
9. Melocchi, F. (2018). Analisi di una passerella Ciclo-pedonale ad arco tipo "Network". *Progettazione Sismica, 10*(2), 61-82.
10. Millanes Mato, F., Ortega Cornejo, M., & Nebreda Sanchez, J. (2011, Marzo). Design and construction of composite tubular arches with network suspension system: recent undertakings and trends. *Volume 5*. Articolo del Journal of Civil Engineering and Architecture.
11. Petrangeli, M. P. (1997). *Progettazione e costruzione di ponti con cenni di patologia e diagnostica delle opere esistenti*. Masson.
12. Sito web del Geoscopio della Regione Toscana. (2021). *Cartoteca: Regione Toscana*. Tratto da Geoscopio Regione Toscana: <https://www.regione.toscana.it/-/geoscopio>
13. Sito web dell'Autorità di bacino distrettuale dell'Appennino Settentrionale. (2021). *Autorità di bacino del fiume Arno*. Tratto da <https://www.appenninosettentrionale.it/it/>
14. Sito web Fondazione Promozione Acciaio. (2013). *Progetti, infrastrutture: Passerella ciclopedonale sul fiume Adige - Nomi/Calliano (TN)*. Tratto da Fondazione Promozione Acciaio: <https://www.promozioneacciaio.it/UserFiles/File/pdf/pubblicazioni/Ponte%20ciclopedonale%20Nomi-Calliano.pdf>
15. Sito web Fondazione Promozione Acciaio. (2018). *Progetti, infrastrutture: Passerella ciclopedonale ed equestre sul fiume Ombrone - Grosseto (GR)*. Tratto da Fondazione Promozione Acciaio:

---

<https://www.promozioneacciaio.it/UserFiles/File/pdf/pubblicazioni/Ponte%20ciclopedonale%20ed%20equestre%20sul%20fiume%20Ombrone.pdf>

16. Sito web Maeg Costruzioni. (2021). *Progetti, Ponti e viadotti: Maeg Costruzioni*. Tratto da Maeg Costruzioni: <https://www.maegspa.com/it/portfolio?f=Bridges+%26+viaducts>
17. Sito web Metecno Italia Srl. (2021). *Catalogo lamiere Metecno*. Tratto da Sito web Metecno Italia: <http://www.metecnoitalia.it/it/index.php>
18. Sito web Nelson Saldatura Perni. (2021). *Cataloghi: Nelson saldatura perni*. Tratto da Sito web Nelson Saldatura Perni: <http://www.nelsonsaldaturaperni.it/cataloghi/>
19. Sito web Redaelli Tecna. (2021). *Catalogo delle funi e dei dispositivi di ancoraggio: Redaelli*. Tratto da Redaelli: <https://www.redaelli.com/it/prodotti/funi>
20. Sito web Regione Toscana. (2020). *Sistema Telematico Acquisti della Regione Toscana*. Tratto da Piattaforma START: <https://start.toscana.it/>
21. Sito web SE.I.CO Ingegneria. (1998). *Progetti: Ponte di Vaiana, Forte dei Marmi, Serravezza - Lucca*. Tratto da Sito web SE.I.CO Ingegneria: [http://www.seicoingegneria.it/?page\\_id=582](http://www.seicoingegneria.it/?page_id=582)
22. Tveit, P. (2014, Marzo). The Network Arch - Bits of manuscript in March 2014 after Lectures in 50+ Countries. Grimstad, Norvegia.

## Indice delle figure

Figura 1 - Area di intervento.....	3
Figura 2 - Unità geotecniche e profilo stratigrafico .....	5
Figura 3 - Vincoli paesaggistici e architettonici .....	6
Figura 4 - Tipologie di ponte ad arco: a via superiore (a sinistra), a via inferiore (a destra) [11]	12
Figura 5 - Ponte ad arco a via intermedia, Praca Dalla Coutinho (Brasile) [7] .....	12
Figura 6 - Disegno del brevetto depositato dall'ingegnere Squire Whipple nel 1841 [5].....	12
Figura 7 - Primo ponte ad arco a via inferiore: High Level Bridge, Newcastle [6].....	13
Figura 8 - Ponte ad arco a via inferiore sistema Langer [3].....	13
Figura 9 - Ponte di Vaiana, Serravezza, Lucca: sistema Langer [21].....	14
Figura 10 - Ponte ad arco a via inferiore sistema Nielsen [3].....	14
Figura 11 - Ponte di Castelmoron (Svezia, 1933): sistema Nielsen [22].....	14
Figura 12 - Ponte ad arco a via inferiore sistema Network [22] .....	15
Figura 13 - Ponte Fehmarnsund, Germania: sistema Network [22] .....	15
Figura 14 - Ponte ad arco a via inferiore sistema a raggiera [2] .....	15
Figura 15 - Ponte sul fiume Ombrone a Grosseto [15] .....	16
Figura 16 - Ponte sul fiume Isarco a Campiglio, Bolzano: pendini con profili d'acciaio .....	16
Figura 17 - Configurazioni degli archi nei ponti a via inferiore [8] .....	17
Figura 18 - Vista in sezione trasversale degli archi doppi disposti nelle tre configurazioni diverse [16].....	17
Figura 19 - Ponte con arco singolo: passerella ciclo-pedonale Nomi-Calliano, Trento [14].....	18
Figura 20 - Ponte ad arco centrale che si apre verso le imposte [16] .....	18
Figura 21 - Arco a tre cerniere [11] .....	19
Figura 22 - Calcolo della spinta orizzontale H nell'arco a due cerniere [11] .....	20
Figura 23 - Definizione della geometria dell'arco [11].....	21
Figura 24 - Determinazione del baricentro elastico dell'arco [8].....	22
Figura 25 - Stato di sollecitazione trave d'impalcato nello schema con arco sottile e trave irrigidente [3] .....	24
Figura 26 - Sistema collaborante arco-trave: metodo di calcolo per arco sottile e trave irrigidente in un ponte ad a via inferiore .....	25
Figura 27 - Sollecitazioni nel caso di sistema arco-trave con rigidità finita e confrontabile....	27
Figura 28 - Arco parabolico e sistema di riferimento .....	32
Figura 29 - Momento flettente nella trave con schema limite di trave irrigidente e arco sottile ..	38
Figura 30 - Momento flettente nell'arco con schema limite di arco infinitamente rigido rispetto alla trave.....	39
Figura 31 - Predimensionamento del sistema arco-trave: schema di carico folla per il massimo momento flettente [22].....	40
Figura 32 - Momento flettente nella trave con schema limite di trave irrigidente e arco sottile per carichi accidentali di folla .....	41
Figura 33 - Predimensionamento del sistema arco-trave: momento flettente nella trave per il caso di rigidità simili.....	42
Figura 34 - Predimensionamento del sistema arco-trave: momento flettente nell'arco per il caso di rigidità simili.....	42
Figura 35 - Rappresentazione di trave irrigidente e arco sottile .....	43
Figura 36 - Rappresentazione di arco infinitamente rigido rispetto alla trave [7] .....	43

Figura 37 – Lunghezze di arco direttamente collaboranti per carichi concentrati: differenze tra l'utilizzo di pendini inclinati e verticali [7] .....	46
Figura 38 - Determinazione della sospensione Nielsen con pendini sempre tesi [3].....	47
Figura 39 - Sistema Network ottenuto a partire dal sistema Nielsen con la disposizione di uno o due set aggiuntivi di pendini [22].....	48
Figura 40 - Flessioni elevate per ponte ad arco a via inferiore con pendini verticali e carico solo su metà campata [22].....	48
Figura 41 - Ridistribuzione di carico e riduzione della flessione in un sistema di sospensione a rete [22] .....	49
Figura 42 - Sforzo normale aggiuntivo per inclinazione dei pendini: stima dei valori in corrispondenza della sezione di mezzeria per carico uniformemente distribuito [22].....	49
Figura 43 - Diagramma di correlazione tra la pendenza dei pendini e il rilassamento del primo pendino per un ponte ad arco con rapporto freccia/luce di 0.10 [22].....	51
Figura 44 - Diagramma di correlazione tra la pendenza dei pendini e il rilassamento del primo pendino per un ponte ad arco con rapporto freccia/luce di 0.12 [22].....	52
Figura 45 - Diagramma di correlazione tra la pendenza dei pendini e il rilassamento del primo pendino per un ponte ad arco con rapporto freccia/luce di 0.14 [22].....	52
Figura 46 - Diagramma di correlazione tra la pendenza dei pendini e il rilassamento del primo pendino per un ponte ad arco con rapporto freccia/luce di 0.15 [22].....	53
Figura 47 - Diagramma di correlazione tra la pendenza dei pendini e il rilassamento del primo pendino per un ponte ad arco con rapporto freccia/luce di 0.18 [22].....	53
Figura 48 - Disposizione di un set di pendini [2].....	54
Figura 49 - Modifica dell'inclinazione dei pendini in un sistema di sospensione a rete [2] .....	55
Figura 50 - Sistema a rete ottenuto aggiungendo un secondo set di pendini specchiato rispetto al primo [22].....	55
Figura 51 - Illustrazione schematica di un ponte ad arco a via inferiore con disposizione a risultante radiale dei pendini [2].....	56
Figura 52 - Direttrice radiale della disposizione dei pendini e uguaglianza delle forze (Brunn & Schanack, 2003) .....	56
Figura 53 - Introduzione di una trave rigida collegata all'arco mediante pendini diretti radialmente [2] .....	56
Figura 54 - Divisione di pendini radiali in due pendini simmetrici alla direttrice radiale [2] .....	57
Figura 55 - Divisione dei pendini radiali in una coppia simmetrica, con pendini non convergenti allo stesso nodo nell'arco [2].....	57
Figura 56 - Ponte ad arco a via inferiore con sistema di sospensione incrociato a disposizione radiale [2] .....	57
Figura 57 - Ponte ad arco a via inferiore con sistema di sospensione Network a disposizione radiale [2] .....	57
Figura 58 – Geometrizzazione della sospensione con pendini che si incrociano simmetricamente rispetto alla direttrice radiale [2] .....	58
Figura 59 - Differenti disposizioni dei pendini con angolo di incrocio di 0.835°, 25° e 41° [2]..	58
Figura 60 - Schema di pieno carico per massimizzare lo sforzo normale.....	59
Figura 61 - Schema di carico 50 L per massimizzare la flessione .....	59
Figura 62 - Schema di carico 50 C per massimizzare la flessione .....	60
Figura 63 - Schema di carico 50 1_3 per massimizzare la flessione.....	60
Figura 64 - Schema di carico 50 1_4 per massimizzare la flessione.....	60

## Indice delle figure

---

Figura 65 - Sezione trasversale della passerella pedonale: inclinazione del sistema piano arco-pendini-trave .....	61
Figura 66 - Fase I di valutazione dell'efficienza strutturale: sistema arco-pendini-trave con sospensione Langer.....	63
Figura 67 - Fase I di valutazione dell'efficienza strutturale: sistema arco-pendini-trave con sospensione a raggiera .....	63
Figura 68 - Fase I di valutazione dell'efficienza strutturale: sistema arco-pendini-trave con sospensione Nielsen con diverso numero di campi .....	64
Figura 69 - Fase I di valutazione dell'efficienza strutturale: sistema arco-pendini-trave con sospensione Network secondo Tveit per due diverse variazioni dell'angolo di inclinazione .....	65
Figura 70 - Fase I di valutazione dell'efficienza strutturale: determinazione dell'angolo di inclinazione del primo pendino nel sistema arco-pendini-trave con sospensione Network secondo Tveit .....	66
Figura 71 - Fase I di valutazione dell'efficienza strutturale: sistema arco-pendini-trave con sospensione Network secondo Brunn & Shanack per due diversi angoli di rotazione rispetto alla direzione radiale.....	67
Figura 72 - Fase I di valutazione dell'efficienza strutturale: momento flettente massimo nella trave per carichi accidentali .....	69
Figura 73 - Fase I di valutazione dell'efficienza strutturale: abbassamento massimo nella trave per carichi accidentali .....	70
Figura 74 - Fase I di valutazione dell'efficienza strutturale: tensione massima nel sistema di sospensione in combinazione SLU .....	70
Figura 75 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Tveit tensione massima arco allo SLU.....	77
Figura 76 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Tveit tensione massima trave allo SLU.....	77
Figura 77 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Tveit tensione massima pendini allo SLU.....	78
Figura 78 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Tveit riepilogo verifiche.....	78
Figura 79 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Tveit riepilogo verifica deformabilità .....	79
Figura 80 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Brunn & Shanack riepilogo verifiche .....	81
Figura 81 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Tveit riepilogo verifica deformabilità .....	81
Figura 82 - Confronto efficienza soluzioni: verifiche.....	84
Figura 83 - Classe di esposizione (da UNI EN 206-1) .....	87
Figura 84 - Condizioni ambientali (da Tab. 4.1.III delle NTC2018).....	87
Figura 85 - Copriferrini minimi in mm (da Tab. C4.1.IV della Circolare 7/2019).....	88
Figura 86 - Valori limite per il calcestruzzo (da prospetto 5 UNI 11104:2016).....	88
Figura 87 - Valore del coefficiente kh secondo NTC2018 .....	94
Figura 88 - Valore del parametro di deformazione per ritiro da essiccamento estrapolato per interpolazione lineare da NTC2018 .....	94
Figura 89 - Coefficiente di viscosità ricavato dalla tabella 11.2.VI delle NTC2018.....	95
Figura 90 - Variazioni termiche differenziali lineari per l'impalcato (da EN 1991-1-5).....	96
Figura 91 - Categoria di esposizione del sito di costruzione .....	100

Figura 92 - Definizione delle dimensioni dell'impalcato del ponte secondo la Figura G.56 della CNR-DT207 .....	104
Figura 93 - Coefficienti di forza per elementi a sezione circolare (da CNR-DT207).....	105
Figura 94 - Scabrezza della superficie (da CNR-DT207).....	105
Figura 95 - Veicoli di servizio come azione variabile da traffico (da Circ. 7/2019).....	108
Figura 96 - Vita nominale dell'opera.....	110
Figura 97 - Determinazione della categoria di sottosuolo.....	111
Figura 98 - Determinazione della categoria topografica .....	111
Figura 99 - Determinazione del coefficiente di amplificazione topografico .....	111
Figura 100 - Valori dei parametri e spettri elastici per i periodi di ritorno $T_R$ .....	112
Figura 101 - Valori dei parametri e spettri elastici per gli Stati Limite della costruzione .....	113
Figura 102 - Spettri di risposta di progetto per lo SLV .....	114
Figura 103 - Response Spectrum per lo SLV in direzione orizzontale .....	116
Figura 104 - Definizione del Load Case per l'azione sismica .....	116
Figura 105 - Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni .....	118
Figura 106 - Coefficienti di combinazione per le azioni variabili .....	118
Figura 107 - Sezione trasversale dell'impalcato della passerella pedonale .....	122
Figura 108 - Modello locale dell'impalcato.....	123
Figura 109 - Diffusione del carico concentrato nelle solette .....	124
Figura 110 - Set modifiers peso proprio soletta: valutazione calcestruzzo nelle nervature di lamiera.....	124
Figura 111 - Modello globale (fase 1) della campata lato San Donnino.....	127
Figura 112 - Modello globale (fase 2 senza soletta) della campata lato San Donnino .....	127
Figura 113 - Modello globale (fase 2 con soletta) della campata lato San Donnino .....	127
Figura 114 - Sistema di vincolo isostatico .....	128
Figura 115 - Classificazione per i pannelli interni .....	131
Figura 116 - Classificazione per i pannelli esterni.....	132
Figura 117 - Classificazione per altre sezioni .....	132
Figura 118 - Stabilità dei pannelli soggetti a compressione.....	133
Figura 119 - Metodo di calcolo per sezioni composte acciaio-calcestruzzo.....	135
Figura 120 - Larghezza efficace $b_{eff}$ e aliquote $b_{ei}$ secondo la normativa .....	135
Figura 121 - Larghezza efficace $b_{eff}$ e luci equivalenti $L_e$ per le travi continue .....	136
Figura 122 - Diagrammi di tensione nella sezione mista di acciaio-calcestruzzo per effetto del ritiro.....	139
Figura 123 - Load Cases di Buckling.....	142
Figura 124 - Fattore di imperfezione per la sezione cava nella verifica di instabilità della membratura.....	143
Figura 125 - Profilo e geometria del pannello di lamiera grecata .....	147
Figura 126 - Schemi statici lamiera grecata .....	148
Figura 127 - Diagramma stress-block per il calcestruzzo .....	156
Figura 128 - Diagramma EPP per l'acciaio da c.a. ....	156
Figura 129 - Sezione trasversale soletta .....	156
Figura 130 - Sezione longitudinale soletta in campata .....	157
Figura 131 - Sezione longitudinale soletta sul traverso .....	158
Figura 132 - Momento positivo in direzione trasversale in soletta per SLE Rara .....	161
Figura 133 - Momento positivo in direzione longitudinale in soletta per SLE Rara .....	161
Figura 134 - Momento negativo in direzione trasversale in soletta per SLE Frequente .....	162

## Indice delle figure

Figura 135 - Momento negativo in direzione longitudinale in soletta per SLE Frequente.....	162
Figura 136 - Momento negativo in direzione trasversale in soletta per SLE Quasi Permanente	163
Figura 137 - Momento negativo in direzione longitudinale in soletta per SLE Quasi Permanente .....	163
Figura 138 - Livello di verifica richiesto per la fessurazione della soletta .....	164
Figura 139 - Diametri massimi richiesti per le barre per la verifica di fessurazione in soletta ..	164
Figura 140 - Spaziatura massima richiesta per le barre per la verifica di fessurazione in soletta .....	165
Figura 141 - Travette secondaria: vista longitudinale.....	166
Figura 142 - Collegamento travetta-traverso e sezione trasversale della travetta.....	166
Figura 143 - Tipologie di sezione composte per travi (da fig. 4.3.3 di NTC2018) .....	166
Figura 144 - Traverso di campata: vista in sezione trasversale d'impalcato .....	171
Figura 145 - Collegamento trave-traverso di campata.....	172
Figura 146 - Sezione resistente della trave in campata e punti di calcolo delle tensioni sollecitanti .....	180
Figura 147 - Diagrammi di tensione normale nella trave principale .....	181
Figura 148 - Torsione primaria e secondaria in una sezione aperta in parete sottile.....	182
Figura 149 - Sezione tubolare dell'arco .....	185
Figura 150 - Collegamento diagonale di controvento di montaggio .....	189
Figura 151 - Composizione del collegamento trave-traverso di campata.....	191
Figura 152 - Cordoni di saldatura lungo i piatti superiore e inferiore: sezione resistente evidenziata in rosso .....	194
Figura 153 - Cordoni di saldatura lungo l'anima: sezione resistente evidenziata in rosso .....	195
Figura 154 - Collegamento con squadrette tra le travette secondarie e i traversi .....	196
Figura 155 - Collegamento diagonale controvento con piastra di nodo .....	199
Figura 156 - Diffusione a 45°: sezione intera nella piastra inferiore (a sinistra), sezione ridotta nella piastra superiore (a destra) .....	201
Figura 157 - Collegamento diagonale controvento con piastra di nodo al centro .....	203
Figura 158 - Caratteristiche funi di progetto: FLC28 .....	205
Figura 159 - Collegamento con l'arco: capocorda a forcilla .....	206
Figura 160 - Collegamento con la trave: capocorda a forcilla regolabile .....	206
Figura 161 - Requisiti geometrici collegamenti a perno .....	207
Figura 162 - Resistenza di progetto connessione piastra-tubolare.....	209
Figura 163 - Range di validità per connessioni saldate tra elementi a sezione cava .....	210
Figura 164 - Piastra di collegamento del pendino al tubolare dell'arco .....	210
Figura 165 - Piastra di collegamento del pendino alla trave .....	212
Figura 166 - Stima dei valori di frequenza per i pedoni (Sétra) .....	214
Figura 167 - Metodo di calcolo per il numero equivalente di pedoni (Sètra).....	216
Figura 168 - Modello dell'impalcato isolato utilizzato per la validazione dell'analisi modale ..	218
Figura 169 - Vista in pianta della flessione trasversale dell'impalcato isolato con carico uniformemente distribuito unitario .....	220
Figura 170 - Primo modo dell'arco isolato: $n_1=0.3248$ Hz.....	221
Figura 171 - Secondo modo dell'arco isolato: $n_2=0.7343$ Hz.....	221
Figura 172 - Terzo modo dell'arco isolato: $n_3=0.8014$ Hz .....	221
Figura 173 - Primo modo dell'impalcato isolato: $n_1=0.0727$ Hz.....	222
Figura 174 - Secondo modo dell'impalcato: $n_2=0.2495$ Hz .....	222
Figura 175 - Terzo modo dell'impalcato isolato: $n_3=0.29066$ Hz .....	222

---

Figura 176 - Quinto modo dell'impalcato isolato: $n_5=0.65199$ Hz.....	223
Figura 177 - Sesto modo dell'impalcato: $n_3=0.9062$ Hz.....	223
Figura 178 - Diagramma di flusso della metodologia di analisi dinamica per transito dei pedoni sull'opera .....	223
Figura 179 - Intervalli di accelerazione (in $m/s^2$ ) per il comfort rispetto alle vibrazioni verticali .....	225
Figura 180 - Intervalli di accelerazione (in $m/s^2$ ) per il comfort rispetto alle vibrazioni orizzontali .....	225
Figura 181 - Range di frequenza (in Hz) per vibrazioni verticali e longitudinali.....	226
Figura 182 - Range di frequenza (in Hz) per vibrazioni orizzontali .....	226
Figura 183 - Casi di carico e verifiche da considerare .....	226
Figura 184 - Densità di pedoni per classe di passerella pedonale .....	227
Figura 185 - Coefficiente riduttivo del carico dinamico dei pedoni nel caso di camminata: per vibrazioni verticali e longitudinali (a sinistra), per vibrazioni trasversali (a destra).....	227
Figura 186 - Coefficiente riduttivo del carico dinamico dei pedoni nel caso di camminata per effetto della seconda armonica: per vibrazioni verticali e longitudinali (a sinistra), per vibrazioni trasversali (a destra) .....	229
Figura 187 - Rapporti di smorzamento critico per tipologia di impalcato (Sétra) .....	229
Figura 188 - Impostazione del Mass Source per la determinazione dei modi di vibrare naturali in condizione senza pedoni.....	231
Figura 189 - Impostazione del Mass Source per la determinazione dei modi di vibrare naturali con pedoni .....	231
Figura 190 - Modo 1: flessione trasversale simmetrico .....	232
Figura 191 - Modo 2: torsionale complessivo.....	233
Figura 192 - Modo 3: flessione verticale antisimmetrico .....	233
Figura 193 - Modo 4: flessione verticale simmetrico .....	233
Figura 194 - Modo 5: flessione trasversale antisimmetrico .....	234
Figura 195 - Modo 6: flessione verticale simmetrica.....	234
Figura 196 - Modo 7: flessione trasversale e torsione .....	234
Figura 197 - Modo 8: flessione verticale antisimmetrica.....	234
Figura 198 - Modo 9: torsionale complessivo.....	235
Figura 199 - Modo 10: flessione verticale simmetrica.....	235
Figura 200 - Individuazione del livello di rischio di risonanza per le vibrazioni verticali .....	235
Figura 201 - Individuazione del livello di rischio di risonanza per le vibrazioni trasversali .....	235
Figura 202 - Individuazione dei Load Cases per le verifiche: classe III.....	236
Figura 203 - Definizione del Load Case per analisi dinamica .....	238
Figura 204 - Definizione della time history del carico dinamico.....	238
Figura 205 - Applicazione del Load Case concorde in segno con il modo di vibrare in risonanza .....	239
Figura 206 - Risposta dinamica: individuazione livello di comfort in direzione verticale .....	239
Figura 207 - Risposta dinamica: individuazione livello di comfort in direzione orizzontale .....	239
Figura 208 - Risposta dinamica in termini di accelerazioni trasversali: nodo 100, modo 1 .....	240
Figura 209 - Risposta dinamica in termini di spostamenti trasversali: nodo 100, modo 1 .....	241
Figura 210 - Risposta dinamica in termini di accelerazioni verticali: nodo 130, modo 6 .....	241
Figura 211 - Risposta dinamica in termini di spostamenti verticali: nodo 130, modo 6 .....	242
Figura 212 - Ampiezza della risposta dinamica rispetto alla risposta statica [4].....	244

---

## Indice delle figure

---

Figura 213 - Determinazione delle due frequenze in risonanza in funzione del rapporto di massa per un sistema a due gradi di libertà non smorzato [4] .....	244
Figura 214 - Caratteristiche dinamiche TMD (da EUR 23984 EN - Joint Research Centre).....	246
Figura 215 - Picchi di risposta del sistema principale in funzione del rapporto di massa: per il dispositivo ottimizzato si consideri la curva 1 [4] .....	246
Figura 216 - Picchi di risposta per il dispositivo smorzante: nel caso di dispositivo ottimizzato si consideri la retta 1 [4] .....	247
Figura 217 – Massa del TMD in funzione del rapporto di massa.....	249
Figura 218 – Rapporto di frequenza ottimale e frequenza del TMD in funzione del rapporto di massa.....	249
Figura 219 - Rapporto di smorzamento ottimale e smorzamento del TMD in funzione del rapporto di massa .....	249
Figura 220 - Rigidezza della molla del TMD in funzione del rapporto di massa.....	250
Figura 221 - Accelerazione massima della struttura in funzione del rapporto di massa .....	250
Figura 222 - Picco di risposta della struttura in funzione dell'inverso del rapporto di massa....	250
Figura 223 - Picco di risposta del dispositivo in funzione dell'inverso del rapporto di massa ...	251
Figura 224 - Sistema principale (sistema 0) del metodo delle forze per il caso arco sottile e trave irrigidente .....	268
Figura 225 - Sistema 1 del metodo delle forze per il caso arco sottile e trave irrigidente.....	268
Figura 226 - Sollecitazioni su arco e trave nel sistema 1 .....	269
Figura 227 - Verifica della risposta dinamica: controllo del rapporto di smorzamento .....	271

## Indice delle tabelle

Tabella 1 - Opere analizzate: dimensioni di progetto .....	28
Tabella 2 - Opere analizzate: rapporti geometrici .....	29
Tabella 3 - Opere analizzate: sospensione .....	30
Tabella 4 - Opere analizzate: arco .....	30
Tabella 5 - Predimensionamento del sistema arco-trave: stima dei carichi permanenti strutturali .....	34
Tabella 6 - Predimensionamento del sistema arco-trave: carichi permanenti portati .....	34
Tabella 7 - Predimensionamento del sistema arco-trave: azioni variabili della folla .....	34
Tabella 8 - Predimensionamento del sistema arco-trave: carichi combinati allo SLU .....	34
Tabella 9 - Predimensionamento del sistema arco-trave: sezioni trasversali elementi principali .....	36
Tabella 10 - Predimensionamento del sistema arco-trave: confronto valori massimi del momento flettente .....	42
Tabella 11 - Predimensionamento del sistema arco-trave: verifica della trave per trave irrigidente e arco sottile a pieno carico .....	43
Tabella 12 - Predimensionamento del sistema arco-trave: verifica dell'arco per trave irrigidente e arco sottile a pieno carico .....	43
Tabella 13 - Predimensionamento del sistema arco-trave: verifica della trave per arco infinitamente rigido rispetto alla trave a pieno carico .....	43
Tabella 14 - Predimensionamento del sistema arco-trave: verifica dell'arco per arco infinitamente rigido rispetto alla trave a pieno carico .....	44
Tabella 15 - Predimensionamento del sistema arco-trave: verifica della trave per trave irrigidente e arco sottile con massimo momento flettente .....	44
Tabella 16 - Predimensionamento del sistema arco-trave: verifica dell'arco per trave irrigidente e arco sottile con massimo momento flettente .....	44
Tabella 17 - Fase I di valutazione dell'efficienza strutturale: configurazione e caratteristiche di ogni sospensione valutata .....	68
Tabella 18 - Fase I di valutazione dell'efficienza strutturale: massimo momento flettente e massimi abbassamenti .....	68
Tabella 19 - Fase I di valutazione dell'efficienza strutturale: massimo momento flettente e massimi abbassamenti da soli carichi accidentali .....	69
Tabella 20 - Fase I di valutazione dell'efficienza strutturale: parametri di confronto per le sospensioni .....	69
Tabella 21 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Tveit carichi permanenti .....	73
Tabella 22 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Tveit carichi accidentali viaggianti .....	74
Tabella 23 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Tveit combinazione permanenti + variabili .....	75
Tabella 24 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Tveit indicatori incidenza .....	76
Tabella 25 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Brunn & Shanack carichi permanenti .....	80
Tabella 26 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Brunn & Shanack carichi accidentali viaggianti .....	80

## Indice delle tabelle

---

Tabella 27 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Brunn & Shanack combinazione permanenti + variabili .....	80
Tabella 28 - Fase II di valutazione dell'efficienza strutturale: sospensione a rete secondo Brunn & Shanack indicatori incidenza .....	81
Tabella 29 - Confronto efficienza soluzioni: verifiche .....	83
Tabella 30 - Confronto efficienza soluzioni: indicatori incidenza.....	83
Tabella 31 - Parametri del sito di costruzione funzione della categoria di esposizione .....	101
Tabella 32 - Velocità media del vento .....	102
Tabella 33 - Periodi di ritorno dell'azione sismica.....	111
Tabella 34 - Combinazioni allo SLU .....	119
Tabella 35 - Combinazioni allo SLE Rara .....	120
Tabella 36 - Combinazioni frequenti .....	120
Tabella 37 - Combinazioni quasi permanenti .....	120
Tabella 38 - Combinazioni SLV .....	121
Tabella 39 - Moltiplicatori critici della verifica di stabilità globale in esercizio .....	146
Tabella 40 - Moltiplicatori critici della verifica di stabilità globale in costruzione.....	146
Tabella 41 - Enti sollecitanti SLU lamiera grecata .....	148
Tabella 42 - Proprietà inerziali della lamiera grecata .....	148
Tabella 43 - Larghezze efficaci del pannello flangia di lamiera.....	149
Tabella 44 - Larghezze efficaci del pannello d'anima di lamiera.....	150
Tabella 45 - Proprietà inerziali della sezione efficace della lamiera grecata.....	150
Tabella 46 - Momenti resistenti e verifica a flessione della lamiera grecata .....	151
Tabella 47 - Verifica di resistenza a taglio della lamiera.....	151
Tabella 48 - Verifica di instabilità per taglio della lamiera grecata.....	151
Tabella 49 - Sollecitazioni in direzione trasversale sulla soletta con carico folla .....	153
Tabella 50 - Sollecitazioni in direzione longitudinale sulla soletta con carico folla .....	153
Tabella 51 - Sollecitazioni in direzione trasversale sulla soletta con mezzo di servizio .....	153
Tabella 52 - Sollecitazioni in direzione longitudinale sulla soletta con mezzo di servizio .....	153
Tabella 53 - Sollecitazioni in direzione trasversale sulla soletta: inviluppo.....	153
Tabella 54 - Sollecitazioni in direzione longitudinale sulla soletta: inviluppo.....	153
Tabella 55 - Determinazione dell'azione sollecitante sulla soletta per carico orizzontale d'esercizio.....	154
Tabella 56 - Verifica della soletta a flessione trasversale per momento positivo allo SLU .....	157
Tabella 57 - Verifica della soletta a flessione trasversale per momento negativo allo SLU .....	157
Tabella 58 - Verifica della soletta a flessione longitudinale per momento positivo allo SLU ...	158
Tabella 59 - Verifica della soletta a flessione longitudinale per momento negativo in asse al trasverso allo SLU .....	158
Tabella 60 - Verifica della soletta a flessione longitudinale per momento negativo in campata allo SLU .....	159
Tabella 61 - Verifica a taglio della soletta .....	160
Tabella 62 - Verifiche tensioni massime nel calcestruzzo in esercizio in soletta.....	163
Tabella 63 - Verifiche tensioni massime nell'acciaio in esercizio in soletta.....	164
Tabella 64 - Tensioni acciaio per verifica di fessurazione con il metodo semplificato.....	164
Tabella 65 - Verifiche sul diametro massimo delle barre per la fessurazione in soletta.....	164
Tabella 66 - Verifiche sulla spaziatura massimo delle barre per la fessurazione in soletta.....	165
Tabella 67 - Sezione metallica travetta rompitratta .....	167
Tabella 68 - Proprietà inerziali trave rompitratta composta a breve termine.....	167

---

Tabella 69 - Moduli di resistenza per la trave rompitratta nella condizione a breve termine .....	168
Tabella 70 - Proprietà inerziali trave rompitratta composta a lungo termine.....	168
Tabella 71 - Moduli di resistenza per la trave rompitratta nella condizione a lungo termine.....	168
Tabella 72 - Sollecitazioni dovute ai carichi verticali nella trave rompitratta composta.....	168
Tabella 73 - Sollecitazioni dovute alle coazioni nella trave rompitratta composta .....	168
Tabella 74 - Tensioni allo SLU per la trave rompitratta composta.....	169
Tabella 75 - Tensioni massime allo SLU per la trave rompitratta composta.....	169
Tabella 76 - Verifiche di resistenza in esercizio allo SLU per travette rompitratta composte ...	169
Tabella 77 - Controllo condizioni di instabilità per taglio in travetta rompitratta .....	170
Tabella 78 - Verifica di resistenza a flessione per la trave rompitratta in fase di costruzione....	170
Tabella 79 - Verifica di resistenza a taglio per la trave rompitratta in fase di costruzione.....	171
Tabella 80 - Sezione metallica del traverso di campata e classificazione.....	173
Tabella 81 - Proprietà sezione metallica traverso di campata.....	173
Tabella 82 - Proprietà inerziali traverso di campata in sezione composta a breve termine .....	173
Tabella 83 - Moduli di resistenza per il traverso di campata in sezione composta nella condizione a breve termine.....	174
Tabella 84 - Proprietà inerziali traverso di campata in sezione composta a lungo termine.....	174
Tabella 85 - Moduli di resistenza per il traverso di campata in sezione composta nella condizione a lungo termine.....	174
Tabella 86 - Sollecitazioni nella sezione di mezzeria del traverso di campata .....	175
Tabella 87 - Sollecitazioni di taglio nella sezione all'appoggio del traverso di campata.....	175
Tabella 88 - Verifiche di resistenza a flessione in esercizio allo SLU per traversi di campata ..	175
Tabella 89 - Verifiche di resistenza a taglio in esercizio allo SLU per traversi di campata .....	175
Tabella 90 - Controllo condizioni di instabilità per taglio in traversi di campata.....	176
Tabella 91 - Enti sollecitanti per il traverso di campata in combinazione SLU 5.....	176
Tabella 92 - Sezione metallica del traverso di testata e classificazione.....	177
Tabella 93 - Proprietà sezione metallica traverso di testata .....	177
Tabella 94 - Proprietà inerziali traverso di testata in sezione composta a breve termine .....	177
Tabella 95 - Moduli di resistenza per il traverso di testata in sezione composta nella condizione a breve termine.....	177
Tabella 96 - Proprietà inerziali traverso di testata in sezione composta a lungo termine .....	177
Tabella 97 - Moduli di resistenza per il traverso di testata in sezione composta nella condizione a lungo termine.....	178
Tabella 98 - Sollecitazioni nella sezione di mezzeria nel traverso di testata .....	178
Tabella 99 - Sollecitazioni di taglio nella sezione all'appoggio del traverso di testata.....	178
Tabella 100 - Verifiche di resistenza a flessione in esercizio allo SLU per traversi di testata ...	179
Tabella 101 - Verifiche di resistenza a taglio in esercizio allo SLU per traversi di testata .....	179
Tabella 102 - Controllo condizioni di instabilità per taglio in traversi di testata.....	179
Tabella 103 - Enti sollecitanti per il traverso di testata in combinazione SLU 5.....	179
Tabella 104 - Dimensioni della sezione resistente della trave in campata.....	181
Tabella 105 - Proprietà della sezione corrente della trave principale .....	181
Tabella 106 - Tensioni massima nelle combinazioni di calcolo per la trave principale .....	184
Tabella 107 - Controllo condizioni di instabilità per taglio in traversi di testata.....	184
Tabella 108 - Tubolare dell'arco: caratteristiche della sezione .....	185
Tabella 109 - Verifiche di resistenza archi principali .....	186
Tabella 110 - Verifica di stabilità in esercizio archi principali .....	186
Tabella 111 - Verifica di stabilità in costruzione archi principali.....	186

---

## Indice delle tabelle

---

Tabella 112 - Tubolare dei collegamenti tra gli archi: caratteristiche della sezione.....	187
Tabella 113 - Verifiche di resistenza diagonali di collegamento archi.....	187
Tabella 114 - Verifica di stabilità in esercizio diagonali di collegamento archi.....	187
Tabella 115 - Verifica di stabilità diagonali di collegamento archi.....	188
Tabella 116 - Verifiche di resistenza montanti di collegamento archi .....	188
Tabella 117 - Verifiche di resistenza pendini lato San Donnino .....	188
Tabella 118 - Verifiche di resistenza pendini lato Badia a Settimo.....	188
Tabella 119 - Sollecitazioni di calcolo al nodo trave-traverso di campata .....	191
Tabella 120 - Sollecitazioni di calcolo bullonatura .....	191
Tabella 121 - Caratteristiche bullonatura traverso-coprigiunto .....	192
Tabella 122 - Dimensione bullonatura sul piatto d'anima del traverso .....	192
Tabella 123 - Parametri di calcolo resistenza a rifollamento sul piatto d'anima del traverso ....	193
Tabella 124 - Dimensione bullonatura sul piatto del coprigiunto nel nodo trave-traverso di campata .....	193
Tabella 125 - Parametri di calcolo resistenza a rifollamento sul piatto del coprigiunto nel nodo trave-traverso di campata .....	193
Tabella 126 - Caratteristiche inerziali della sezione della piastra indebolita dai fori: coprigiunto trave-traverso .....	193
Tabella 127 - Sollecitazioni di calcolo bullonatura travette-angolari .....	197
Tabella 128 - Caratteristiche bullonatura travette-squadrette .....	197
Tabella 129 - Sollecitazioni di calcolo bullonatura angolari-traversi .....	197
Tabella 130 - Caratteristiche bullonatura squadrette-traversi .....	198
Tabella 131 - Sollecitazioni di calcolo bullonatura controventi di montaggio .....	199
Tabella 132 - Caratteristiche bullonatura controventi di montaggio .....	200
Tabella 133 - Dimensione bullonatura sul piatto del coprigiunto nella piastra di nodo del controvento di montaggio .....	201
Tabella 134 - Parametri di calcolo resistenza a rifollamento sul piatto del coprigiunto del controvento di montaggio .....	201
Tabella 135 - Larghezze equivalenti sezione con completa diffusione del carico.....	201
Tabella 136 - Sollecitazioni di calcolo bullonatura sul traverso per i controventi di montaggio	201
Tabella 137 - Caratteristiche bullonatura sul traverso per i controventi di montaggio.....	202
Tabella 138 - Dimensione bullonatura sul piatto del coprigiunto del controvento di montaggio: collegamento traverso .....	203
Tabella 139 - Parametri di calcolo resistenza a rifollamento sul piatto del coprigiunto del controvento di montaggio: collegamento traverso.....	203
Tabella 140 - Caratteristiche bullonatura controventi di montaggio nodo al centro .....	203
Tabella 141 - Dimensione bullonatura sul piatto del coprigiunto nella piastra di nodo centrale del controvento di montaggio .....	204
Tabella 142 - Parametri di calcolo resistenza a rifollamento sul piatto del coprigiunto del controvento di montaggio nodo al centro .....	204
Tabella 143 - Condizione di progetto funi FLC28.....	205
Tabella 144 - Collegamento con l'arco: capocorda a forcella.....	205
Tabella 145 - Collegamento con la trave: capocorda a forcella regolabile.....	206
Tabella 146 - Verifica dei requisiti geometrici degli elementi terminali del perno .....	207
Tabella 147 - Verifica di resistenza a taglio del perno .....	208
Tabella 148 - Verifica per rottura della faccia del tubolare dell'arco.....	211
Tabella 149 - Verifica per rottura da punzonamento della faccia del tubolare dell'arco .....	212

---

Tabella 150 - Modi di vibrare della campata lato San Donnino .....	221
Tabella 151 - Modi di vibrare della campata lato San Donnino: confronto tra le varie distribuzioni di massa dei pedoni .....	232
Tabella 152 - Individuazione del livello di rischio di risonanza .....	236
Tabella 153 - Risultati analisi dinamica passerella pedonale.....	239
Tabella 154 - Valori per la progettazione del TMD.....	247
Tabella 155 - Caratteristiche dinamiche del TMD dimensionato .....	248
Tabella 156 - Risposta dinamica struttura smorzata .....	248

## Appendice

### A. Spinta orizzontale per ponte ad arco a via inferiore nel caso di trave rigida e arco deformabile

Si può dimostrare la relazione per la spinta orizzontale ottenuta nello schema limite di trave infinitamente rigida rispetto all'arco. Applicando il metodo delle forze si individua un sistema principale soggetto ai carichi esterni con il grado di libertà di scorrimento orizzontale svincolato in quanto corrispondente all'incognita cercata (la spinta orizzontale). Si introduce un doppio pendolo in mezzeria alla trave-catena che permetta lo scorrimento orizzontale:

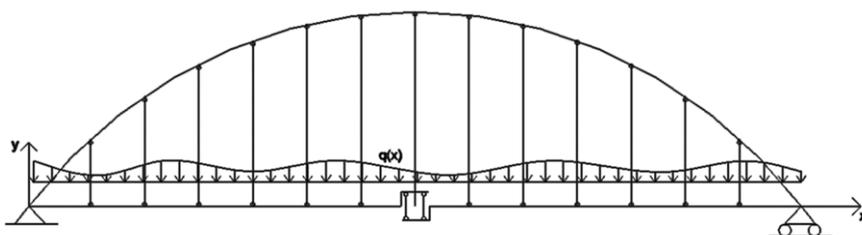


Figura 224 - Sistema principale (sistema 0) del metodo delle forze per il caso arco sottile e trave irrigidente

Poiché lo spostamento orizzontale fra i due tratti di trave è libero, lo sforzo normale in essa è nullo, così come è nullo quello nell'arco, poiché  $N_a = H / \cos \varphi$ . Risulta che:

$$N_a^{(0)}(x) = N_t^{(0)}(x) = 0$$

dunque il momento sarà semplicemente quello dovuto alla reazione e al carico distribuito per la trave in semplice appoggio:

$$M_t^{(0)}(x) = m_{t,app}(x)$$

Al sistema 1 risulta applicato soltanto un carico unitario applicato nella direzione corrispondente ad H nella sezione lasciata libera di traslare orizzontalmente.

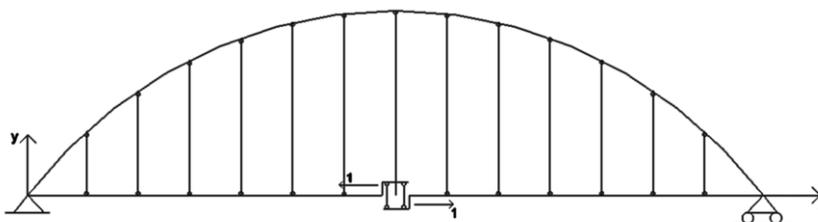


Figura 225 - Sistema 1 del metodo delle forze per il caso arco sottile e trave irrigidente

Per cui si registra in quest'ultimo uno stato di sollecitazione che può essere così rappresentato:

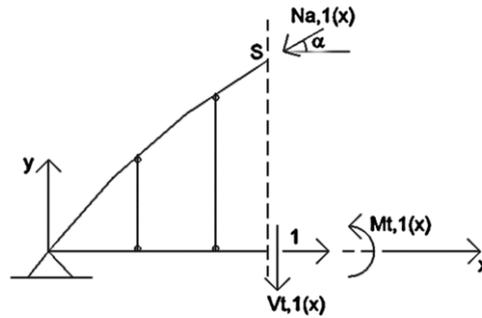


Figura 226 - Sollecitazioni su arco e trave nel sistema 1

Si scrivono le equazioni di equilibrio alla traslazione nelle due direzioni (orizzontale e verticale) e alla rotazione:

$$\begin{aligned} -N_a^{(1)}(x) \cdot \cos \varphi + 1 &= 0 && \text{traslazione orizzontale} \\ -N_a^{(1)}(x) \cdot \sin \varphi + V_t^{(1)}(x) &= 0 && \text{traslazione verticale} \\ 1 \cdot y(x) + M_t^{(1)}(x) &= 0 && \text{rotazione} \end{aligned}$$

da cui si trova

$$\begin{aligned} N_a^{(1)}(x) &= 1/\cos \varphi \\ V_t^{(1)}(x) &= -N_a^{(1)}(x) \cdot \sin \varphi = -\tan \varphi \\ M_t^{(1)}(x) &= -y(x) \end{aligned}$$

Applicando l'equazione di congruenza, si possono ottenere le sollecitazioni dello schema iperstatico reale, come somma delle sollecitazioni indotte dai carichi originari esterni nella struttura principale 0 e di quelle indotte dal carico unitario nel sistema 1 moltiplicate ciascuna per le incognite iperstatiche.

Il sistema risolvete nel caso dell'arco sottile con trave irrigidente diventa:

per la trave

$$\begin{aligned} N_t(x) &= N_t^{(0)}(x) + X \cdot N_t^{(1)}(x) \\ V_t(x) &= V_t^{(0)}(x) + X \cdot V_t^{(1)}(x) \\ M_t(x) &= M_t^{(0)}(x) + X \cdot M_t^{(1)}(x) \end{aligned}$$

e per l'arco

$$N_a(x) = N_a^{(0)}(x) + X \cdot N_a^{(1)}(x)$$

Si scrivono quindi le equazioni del Principio dei Lavori Virtuali, dove

- il Lavoro virtuale Esterno è nullo poiché si riferisce al lavoro compiuto dalle forze del sistema 1 sugli spostamenti del sistema reale iperstatico (dato che in quest'ultimo non è consentito lo scorrimento orizzontale nella catena, il lavoro è per forza nullo);

- il Lavoro virtuale Interno è compiuto dalle caratteristiche di sollecitazione del sistema 1, sulle deformazioni del sistema reale.

$$0 = \int_{trave} N_t^{(1)}(x) \cdot \left( \frac{N_t^{(0)}(x) + X \cdot N_t^{(1)}(x)}{E_t A_t} \right) dx + \int_{trave} V_t^{(1)}(x) \cdot \left( \frac{V_t^{(0)}(x) + X \cdot V_t^{(1)}(x)}{\frac{G_t A_t}{\chi}} \right) dx + \int_{trave} M_t^{(1)}(x) \cdot \left( \frac{M_t^{(0)}(x) + X \cdot M_t^{(1)}(x)}{E_t J_t} \right) dx + \int_{arco} N_a^{(1)}(x) \cdot \left( \frac{N_a^{(0)}(x) + X \cdot N_a^{(1)}(x)}{E_a A_a} \right) ds$$

dove sostituendo i valori delle sollecitazioni e trascurando la deformabilità per taglio della trave si ottiene

$$0 = \int_{trave} 1 \cdot \left( \frac{0 + X \cdot 1}{E_t A_t} \right) dx + \int_{trave} -y(x) \cdot \left( \frac{M_{t,app}(x) + X \cdot (-y(x))}{E_t J_t} \right) dx + \int_{arco} 1/\cos\varphi \cdot \left( \frac{0 + X \cdot 1/\cos\varphi}{E_a A_a} \right) ds$$

dunque l'incognita iperstatica  $X = H$  vale

$$H = \frac{u_0}{u' + \frac{l}{E_t A_t}} = \frac{\int_{trave} \frac{M_{t,app}(x) \cdot y(x)}{E_t J_t} dx}{\int_{trave} \frac{y^2}{E_t J_t} dx + \frac{l}{E_t A_t} + \int_{arco} \frac{1}{\cos^2(\varphi) \cdot E_a A_a} ds}$$

che vale per i ponti a via inferiore a spinta eliminata del caso limite di trave infinitamente rigida rispetto all'arco e risulta analoga a quella ottenuta nel cap. 2.3.2.

## B. Verifica della risposta dinamica del modello agli elementi finiti

Si verifica che la risposta dinamica rispetti il rapporto di smorzamento assegnato per la struttura. Il controllo è stato eseguito andando a leggere come decresce la risposta in oscillazioni libere smorzate quando si rimuove il carico dinamico.

A partire dalla risposta, per un nodo selezionato si estraggono gli spostamenti dopo aver rimosso il carico. Si selezionano i picchi della risposta e si costruisce una linea di tendenza mediante il comando di Excel.

L'equazione fornita per la linea di tendenza per i picchi della risposta saranno le oscillazioni libere smorzate, in cui il termine dell'esponenziale rappresenta il prodotto della pulsazione naturale per

il rapporto di smorzamento. Noto questo termine si può ricavare il valore del rapporto di smorzamento e confrontarlo con quello assegnato a tutti i modi di vibrare (0.4%).

La risposta in oscillazioni libere smorzate ha equazione:

$$u(t) = \bar{u} \cdot \exp(-\xi_0 \omega_0 t) \cdot \sin(\omega_s t + \varnothing)$$

per cui nei picchi la risposta assume valore

$$\pm \bar{u} \cdot \exp(-\xi_0 \omega_0 t)$$

infatti l'armonica assumerà valore  $\pm 1$ .

Il controllo viene eseguito solamente per il modo di vibrare 6:

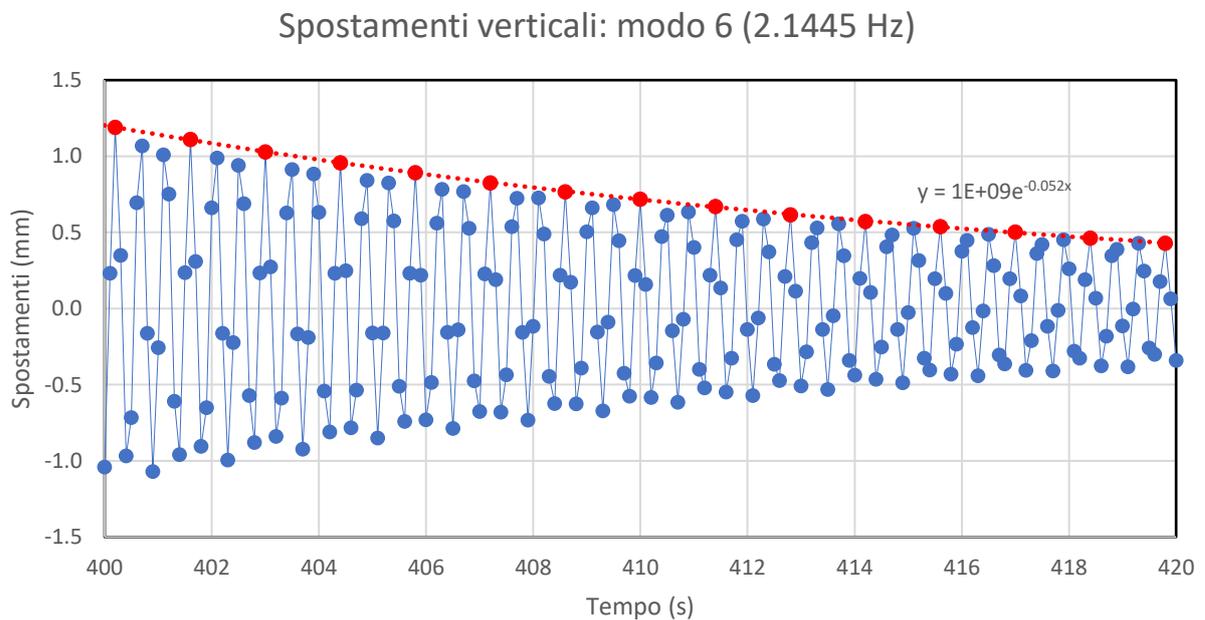
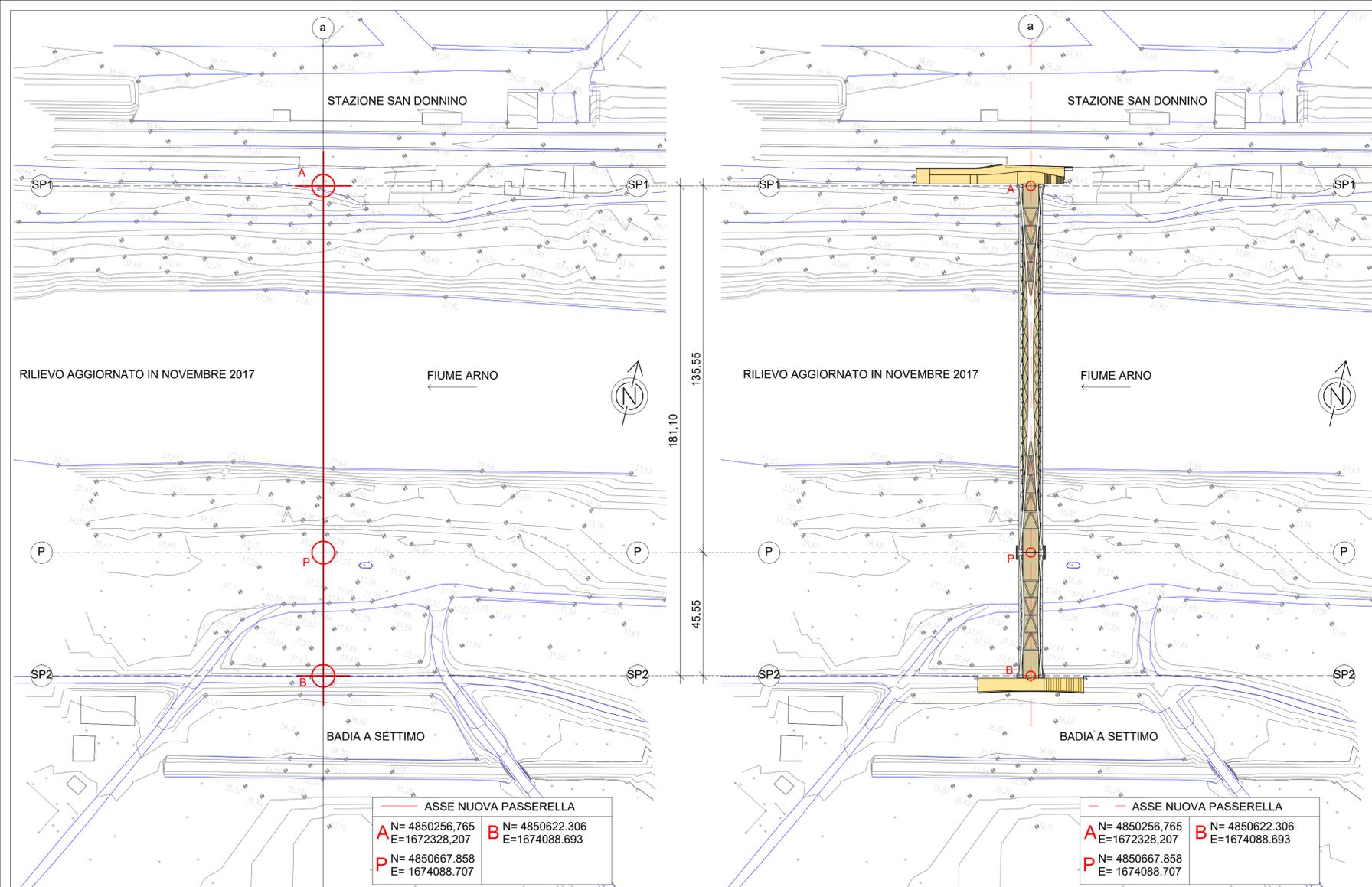
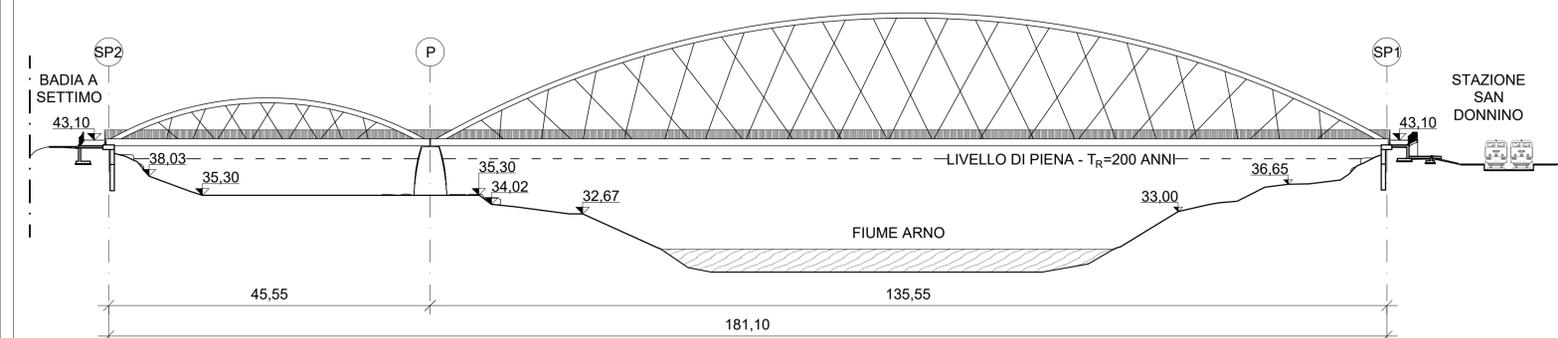


Figura 227 - Verifica della risposta dinamica: controllo del rapporto di smorzamento



1 PLANIMETRIA GENERALE - STATO DI FATTO  
1:1000

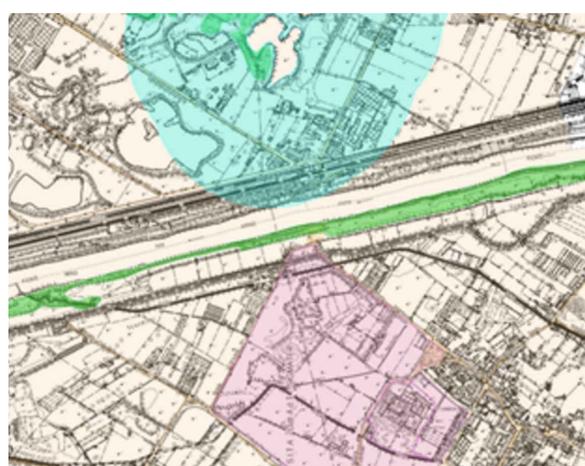
2 PLANIMETRIA GENERALE - STATO DI PROGETTO  
1:1000



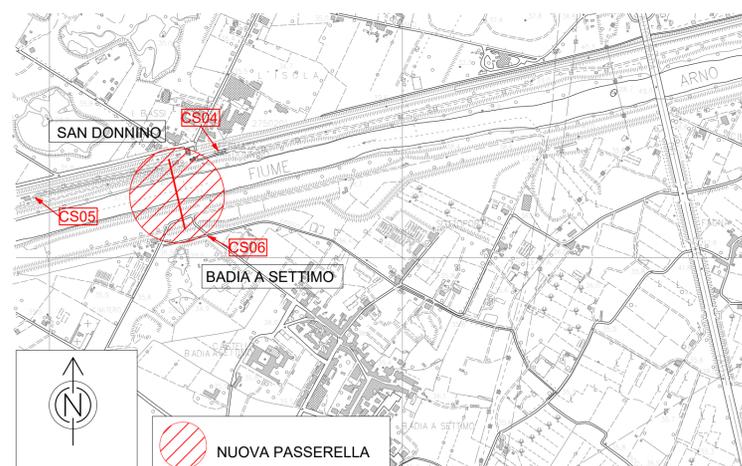
3 PROSPETTO GENERALE  
1:500

LEGENDA TAVOLA	
ASSE PONTE	a
ASSE SPALLA SAN DONNINO	SP1
ASSE SPALLA BADIA A SETTIMO	SP2
ASSE PILA	P
SEZIONE FLUVIALE ARNO	xxx

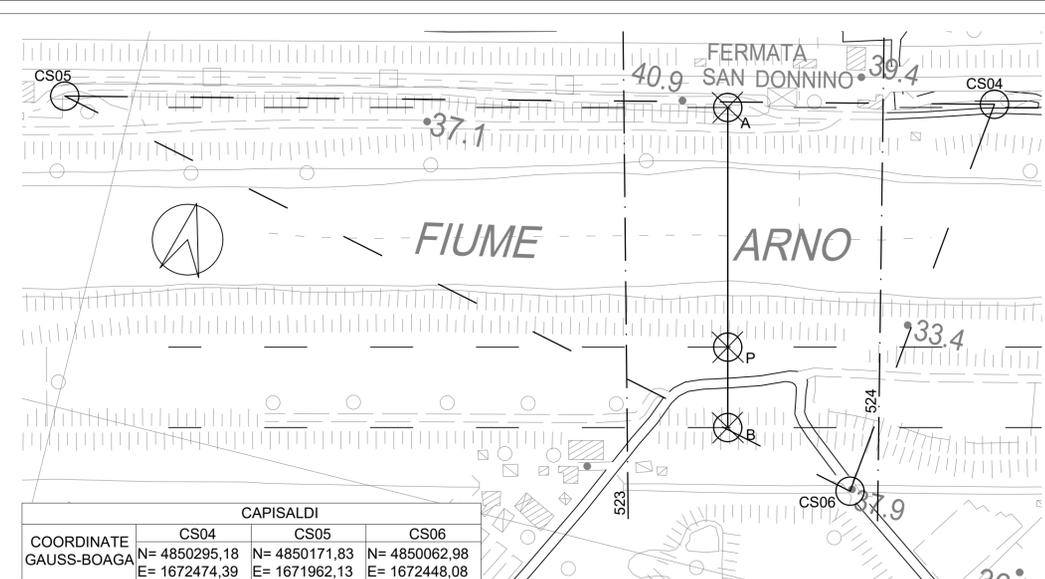
LEGENDA ZONE VINCOLATE	
VINCOLI PAESAGGISTICI E ARCHITETTONICI:	
	ZONE GRAVATE DA USI CIVICI
	BENI ARCHITETTONICI TUTELETTI AI SENSI DELLA PARTE II DEL D.LGS. 42/2004
	TERRITORI COPERTI DA FORESTE O BOSCHI (g)
	TERRITORI CONTERMINI AI LAGHI (b)



6 VINCOLI PAESAGGISTICI E ARCHITETTONICI



7 COROGRAFIA  
1:10000



3 CAPISALDI  
1:2000



PANORAMICA SAN DONNINO-BADIA A SETTIMO



ORTOFOTO SAN DONNINO-BADIA A SETTIMO

4 DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA AREA DI INTERVENTO



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE  
DICEA  
DIPARTIMENTO  
DI INGEGNERIA CIVILE  
E AMBIENTALE

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI FIRENZE  
Scuola di Ingegneria  
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile  
Curriculum Strutture

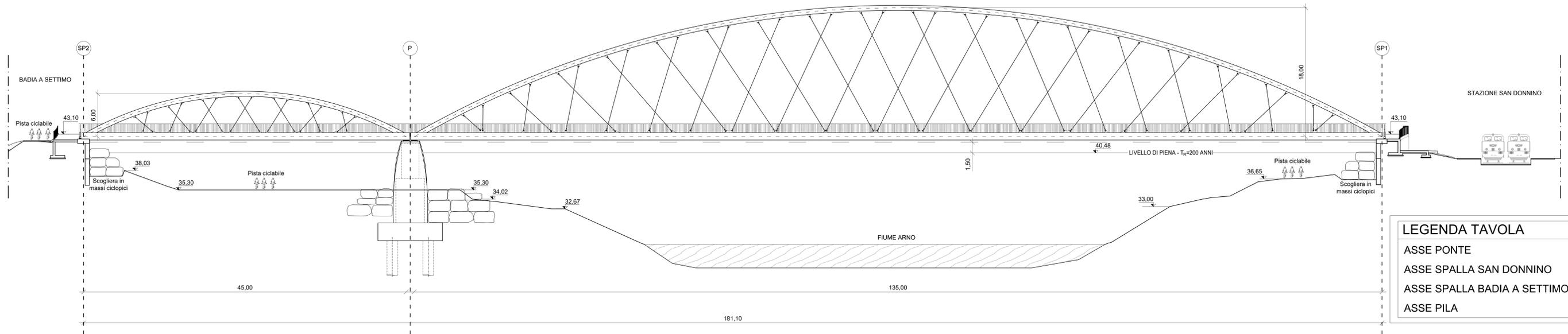
TESI DI LAUREA MAGISTRALE  
Anno Accademico 2020/2021

PROGETTO DI UNA PASSERELLA CICLO-PEDONALE AD  
ARCO A VIA INFERIORE IN ACCIAIO  
Realizzazione di un attraversamento sul fiume Arno per collegare la  
stazione ferroviaria di San Donnino e la frazione di Badia a Settimo

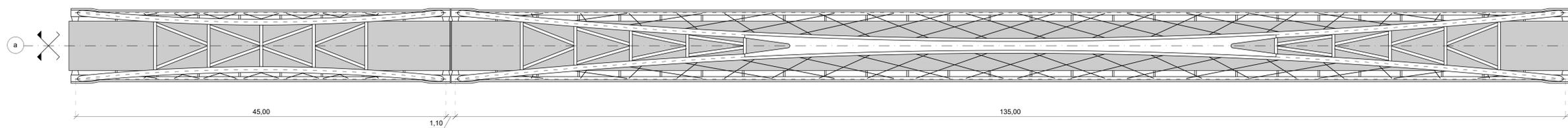
TAVOLA N. 01  
TITOLO  
INQUADRAMENTO DELL'OPERA  
OGGETTO  
PLANIMETRIA GENERALE  
CAPISALDI  
PROSPETTO GENERALE  
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA AREA  
VINCOLI PAESAGGISTICI E ARCHITETTONICI  
COROGRAFIA

REVISORI PROF. ING. SALVATORE GIACOMO MORANO  
PROF. ING. CLAUDIO MANNINI  
STUDENTE LORENZO TONIONI

NOTE GENERALI  
LE QUOTE ALTIMETRICHE SONO IN METRI (m), RISPETTO ALLA QUOTA SLM.  
LE QUOTE SONO ESPRESSE NEL MODO SEGUENTE:  
- CARPENTERIA METALLICA IN MILLIMETRI (mm)  
- CALCESTRUZZO ARMATO IN CENTIMETRI (cm)  
- QUOTE GENERALI STRUTTURA IN METRI (m)  
ECCETTO DOVE DIVERSAMENTE INDICATO.



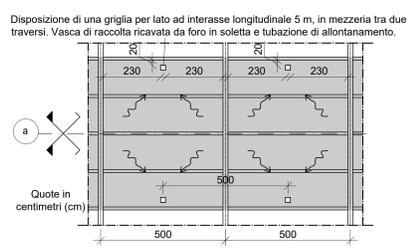
1 PROSPETTO LONGITUDINALE  
1:200



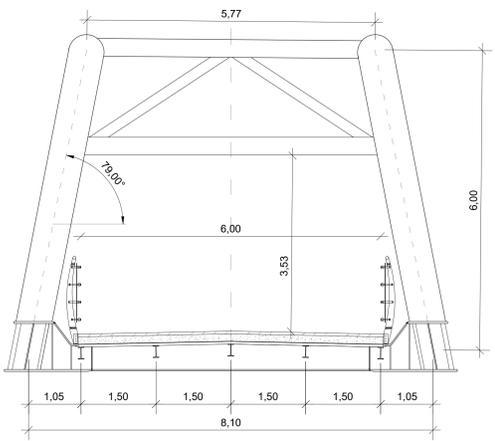
2 PIANTE GENERALE  
1:200

**LEGENDA TAVOLA**

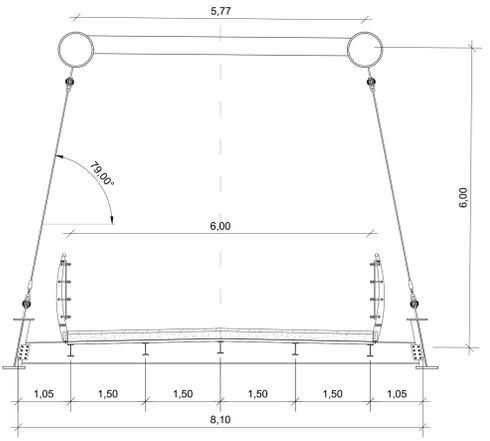
ASSE PONTE	a - - - - a
ASSE SPALLA SAN DONNINO	SP1 - - - - SP1
ASSE SPALLA BADIA A SETTIMO	SP2 - - - - SP2
ASSE PILA	P - - - - P



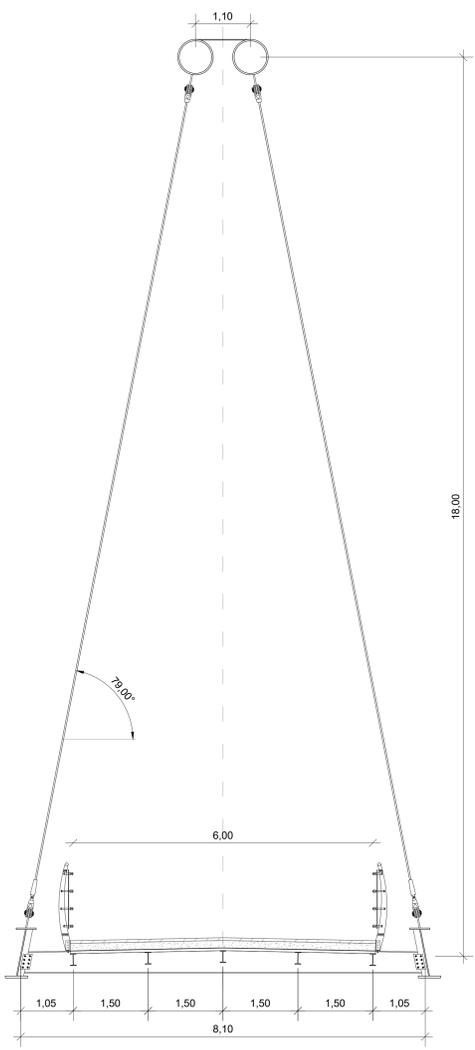
8 SISTEMA ALLONTANAMENTO ACQUE METEORICHE  
1:100



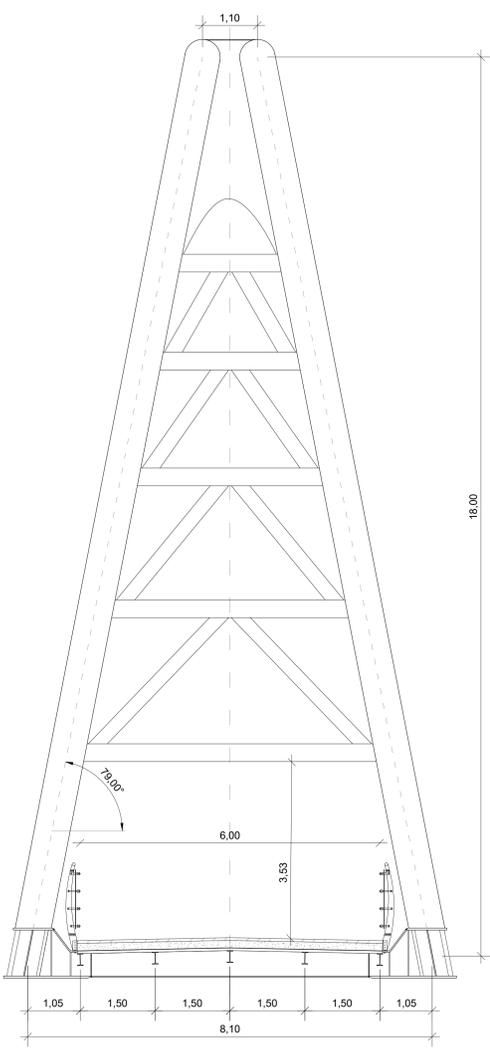
3 PROSPETTO TRASVERSALE - Lato Badia a Settimo  
1:50



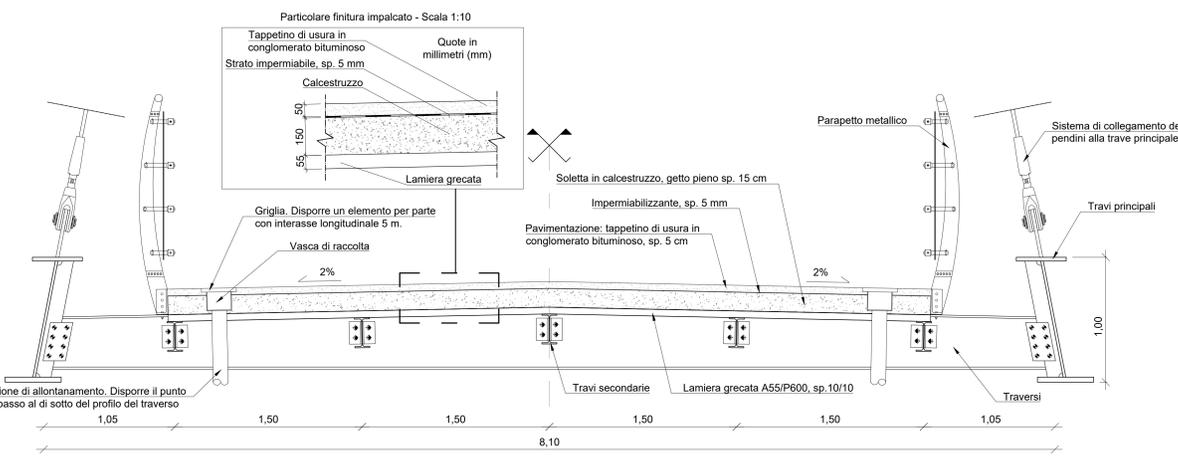
4 SEZIONE TRASVERSALE TIPO - Lato Badia a Settimo  
1:50



5 SEZIONE TRASVERSALE TIPO - Lato San Donnino  
1:50



6 PROSPETTO TRASVERSALE - Lato San Donnino  
1:50



7 SEZIONE TRASVERSALE TIPO IMPALCATO  
1:20

**MATERIALI E PRESCRIZIONI COSTRUTTIVE**

<b>CALCESTRUZZO SOLETTA (UNI EN 206-1)</b>	<b>ACCIAIO PER CALCESTRUZZO</b>
CLASSE DI RESISTENZA: C32-40	TIPO ACCIAIO: B450C
CLASSE DI ESPOSIZIONE: XC4	UTILIZZARE BARRE METALLICHE ZINCATE
CEMENTO TIPO: 42.5R	DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE BARRE DA CAL.
RAPPORTO MAX A/C: 0.5	
Ømax INERTI: 20 mm	
COPRIFERRO MINIMO: 30 mm	
CLASSE DI CONSISTENZA: S4	
INSERIRE ADDITIVO COMPENSATORE DI RITIRO	
NELLA MISCELA DEL CALCESTRUZZO	
<b>ACCIAIO PER SOSPENSIONI (EN 12385-10)</b>	<b>PIOLI TIPO "NELSON" (EN 13918)</b>
TIPOLOGIA: FULL LOCKED COILS STRANDS	TIPO ACCIAIO: S235 J2 - C450
CAPOCORDA: FORK SOCKET	RESISTENZA A TRAZIONE: min 450 N/mm <sup>2</sup>
ADJUSTABLE FORK SOCKET	ALLUNGAMENTO: min 15%
<b>SIMBOLI BULLONI E FORI</b>	<b>LAMIERA GRECATA (UNI EN 10147)</b>
BULLONERIA: CLASSI 10.9, ALTA RESISTENZA	TIPO ACCIAIO: S280 GD
SIMBOLI: M16, M20, M24	TIPO LAMIERA: A55/P600, sp. 1 mm
VITE: M16, M20, M24	
ALTA RESISTENZA: TORNO: 0911, 031, 025, 5	
<b>SALDATURE: DETTAGLI TIPICI E SIMBOLI</b>	<b>SALDATURA TESTA A TESTA</b>
Tipologia saldatura: Su entrambi i lati, Su un solo lato, Lato triangolo, Altezza triangolo, Tutto il perimetro	Tipologia saldatura: ad X, a V, a V con cordone di ripresa al rovescio
Quote del triangolo inserito nella sezione trasversale della saldatura: z (mm), a (mm)	

Nota: le saldature da eseguire in opera sono identificate con i simboli indicati.

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI FIRENZE  
Scuola di Ingegneria  
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile  
Curriculum Strutture

TESI DI LAUREA MAGISTRALE  
Anno Accademico 2020/2021

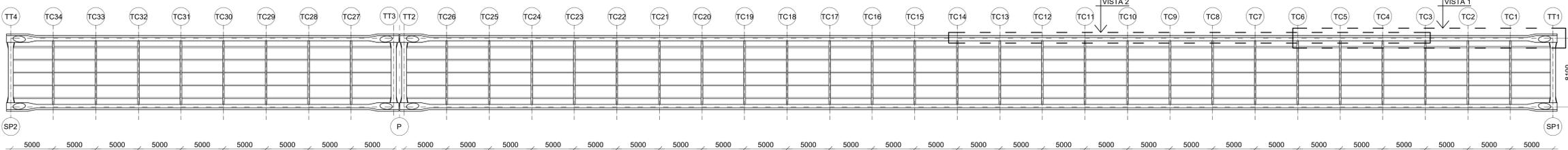
PROGETTO DI UNA PASSERELLA CICLO-PEDONALE AD ARCO A VIA INFERIORE IN ACCIAIO  
Realizzazione di un attraversamento sul fiume Arno per collegare la stazione ferroviaria di San Donnino e la frazione di Badia a Settimo

TAVOLA N.	TITOLO
02	VISTA GENERALE DELL'OPERA
	OGGETTO
	PROSPETTO LONGITUDINALE PIANTE GENERALE SEZIONI TRASVERSALI PROSPETTI TRASVERSALI SEZIONE TRASVERSALE TIPO IMPALCATO

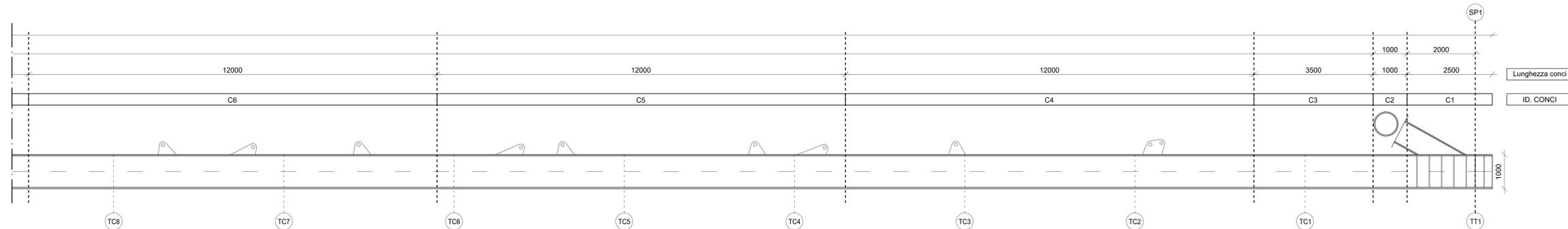
REVISORI	PROF. ING. SALVATORE GIACOMO MORANO PROF. ING. CLAUDIO MANNINI
STUDENTE	LORENZO TONIONI

**NOTE GENERALI**  
LE QUOTE ALTIMETRICHE SONO IN METRI (m), RISPETTO ALLA QUOTA SLM. LE QUOTE SONO ESPRESSE NEL MODO SEGUENTE:  
- CARPENTERIA METALLICA IN MILLIMETRI (mm)  
- CALCESTRUZZO ARMATO IN CENTIMETRI (cm)  
- QUOTE GENERALI STRUTTURA IN METRI (m)  
ECCETTO DOVE DIVERSAMENTE INDICATO.

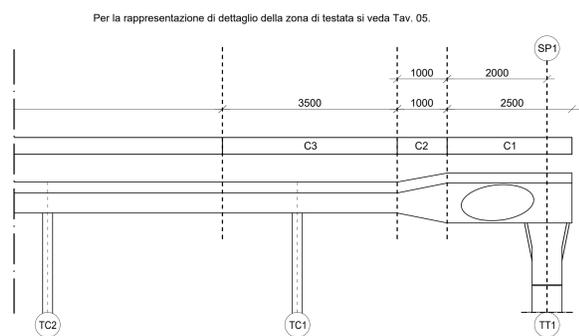
I traverzi da TC1 a TC34 sono i traverzi di campata tipo tutti della stessa sezione. Si veda Tav. 04 per la rappresentazione generale e i dettagli costruttivi.  
 I traverzi da TT1 a T4 sono traverzi di testata, tutti della stessa sezione. Si veda Tav. 05 per la rappresentazione generale e i dettagli costruttivi.  
 Le numerazioni dei traverzi di campata e dei traverzi di testata sono distinte, ma progressive dalla SP1 verso la SP2.



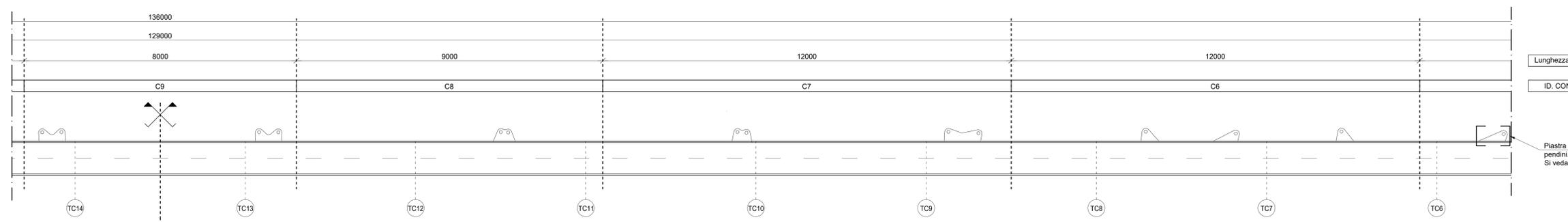
1 PIANTA CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO  
1:200



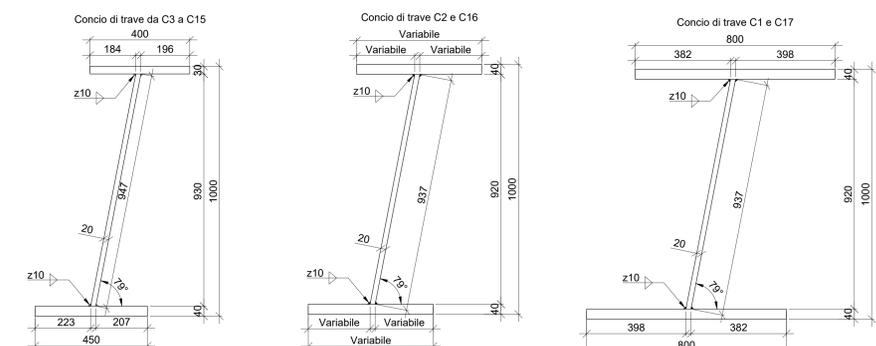
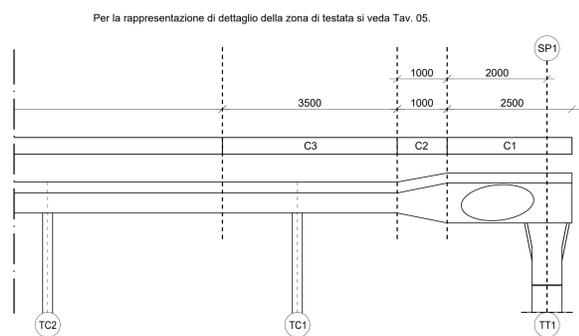
2 VISTA 1 LONGITUDINALE TRAVE PRINCIPALE  
1:50



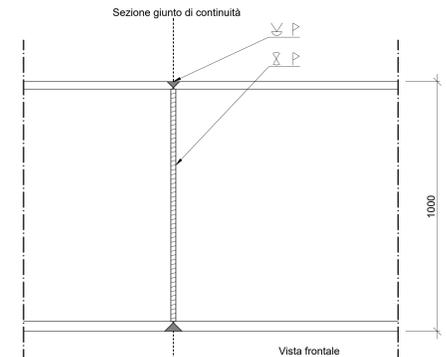
3 VISTA 1 PIANTA TRAVE PRINCIPALE  
1:50



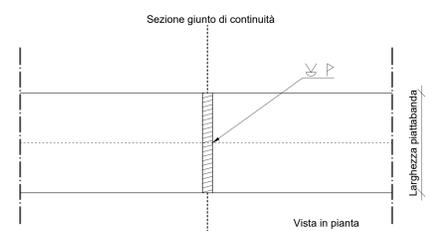
4 VISTA 2 LONGITUDINALE TRAVE PRINCIPALE  
1:50



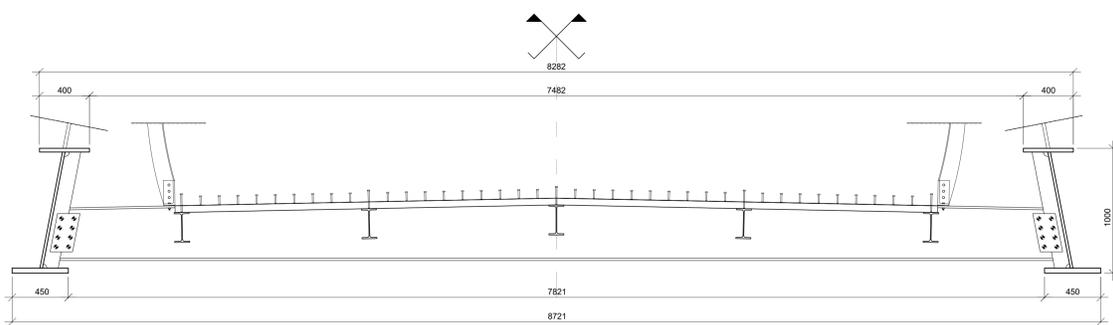
5 TRAVE PRINCIPALE: SEZIONE TRASVERSALE CONCI TIPO  
1:10



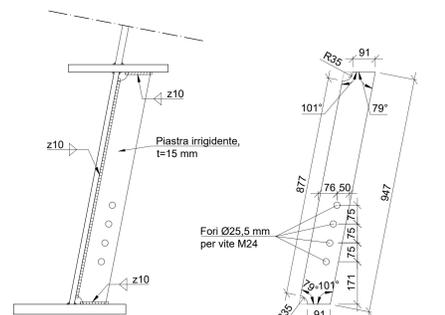
6 COLLEGAMENTO CONCI DI TRAVE: GIUNTO D'ANIMA  
1:10



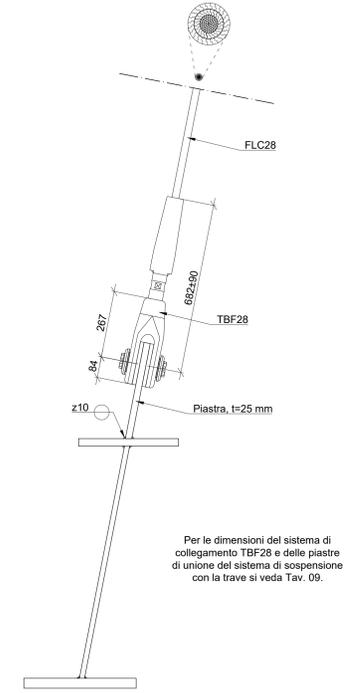
7 COLLEGAMENTO CONCI DI TRAVE: GIUNTO PIATTABANDE  
1:10



8 SEZIONE TRASVERSALE IMPALCATO  
1:20



9 IRRIGIDENTE DI COLLEGAMENTO TRAVE-TRAVERSO  
1:10



10 TRAVE PRINCIPALE: COLLEGAMENTO PENDINI  
1:10

MATERIALI E PRESCRIZIONI COSTRUTTIVE		ACCIAIO PER CALCESTRUZZO	
CLASSE DI RESISTENZA	C 32-40	TIPO ACCIAIO	B490C
CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC4	UTILIZZARE BARRE METALLICHE ZINcate	
CEMENTO TIPO	42.5R	DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE BARRE DA CAL.	
RAPPORTO MAX A/C	0.5		
Ømax INERTI	20 mm		
COPRIFERRO MINIMO	30 mm		
CLASSE DI CONSISTENZA	S4		
INSERIRE ADDITIVO COMPENSATORE DI RITIRO NELLA MISCELA DEL CALCESTRUZZO			
ACCIAIO PER SOSPENSIONI (EN 12385-10)		TIPO ACCIAIO	S355 J2
TIPOLOGIA	FULL LOCKED COILS STRANDS	CLASSE DI ESECUZIONE	XC3
CAPOCORDA	FORK SOCKET	PIOLI TIPO "NELSON" (EN 13918)	
	ADJUSTABLE FORK SOCKET	TIPO ACCIAIO	S235 J2 - C450
		RESISTENZA A TRAZIONE	min 450 N/mm²
		ALLUNGAMENTO	min 15%
SIMBOLI BULLONI E FORI		LAMIERA GRECATA (UNI EN 10147)	
BULLONERIA	SIMBOLI	TIPO ACCIAIO	S280 GD
CLASSE 10.9	VITE M16, M20, M24	TIPO LAMIERA	A55/P600, sp. 1 mm
ALTA RESISTENZA	TORNO 09T1, 09T2, 09T3		
SALDATURE: DETTAGLI TIPICI E SIMBOLI		SALDATURA D'ANGOLO	
Quote del triangolo inserito nella sezione trasversale della saldatura:		Tipologia saldatura:	
z (mm)		◊ Su entrambi i lati	
a (mm)		◊ Su un solo lato	
↳ Lato triangolo		◊ ad X	
◊ Altezza triangolo		◊ ad V	
○ Tutto il perimetro		◊ a V con cordone di ripresa al rovescio	

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI FIRENZE  
 Scuola di Ingegneria  
 Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile  
 Curriculum Strutture

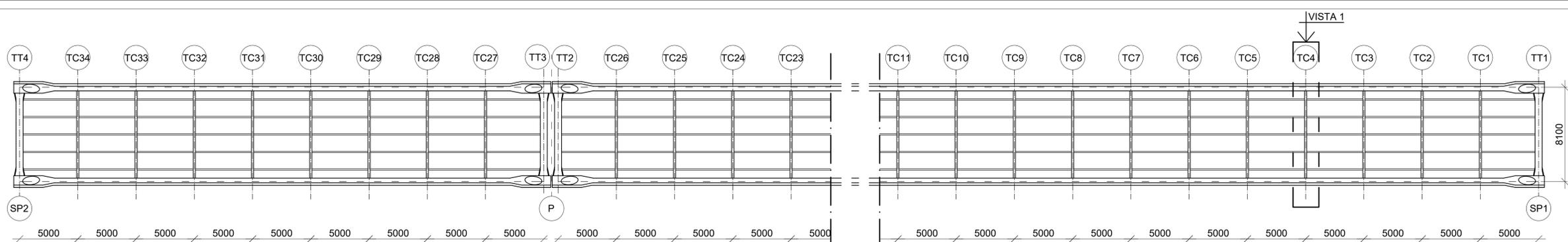
TESI DI LAUREA MAGISTRALE  
 Anno Accademico 2020/2021

PROGETTO DI UNA PASSERELLA CICLO-PEDONALE AD ARCO A VIA INFERIORE IN ACCIAIO  
 Realizzazione di un attraversamento sul fiume Arno per collegare la stazione ferroviaria di San Donnino e la frazione di Badia a Settimo

TAVOLA N. 03  
 TITOLO: CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO  
 OGGETTO: TRAVI PRINCIPALI

REVISORI: PROF. ING. SALVATORE GIACOMO MORANO  
 PROF. ING. CLAUDIO MANNINI  
 STUDENTE: LORENZO TONIONI

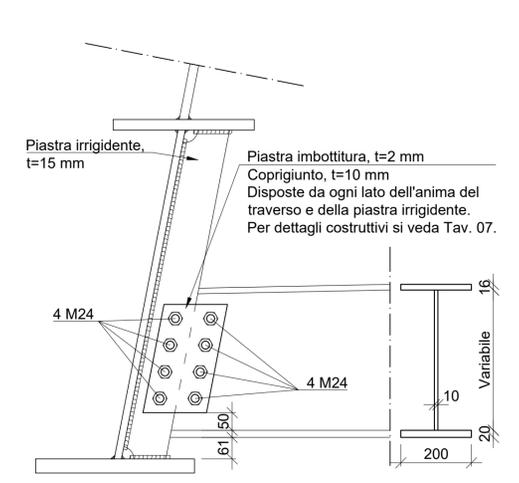
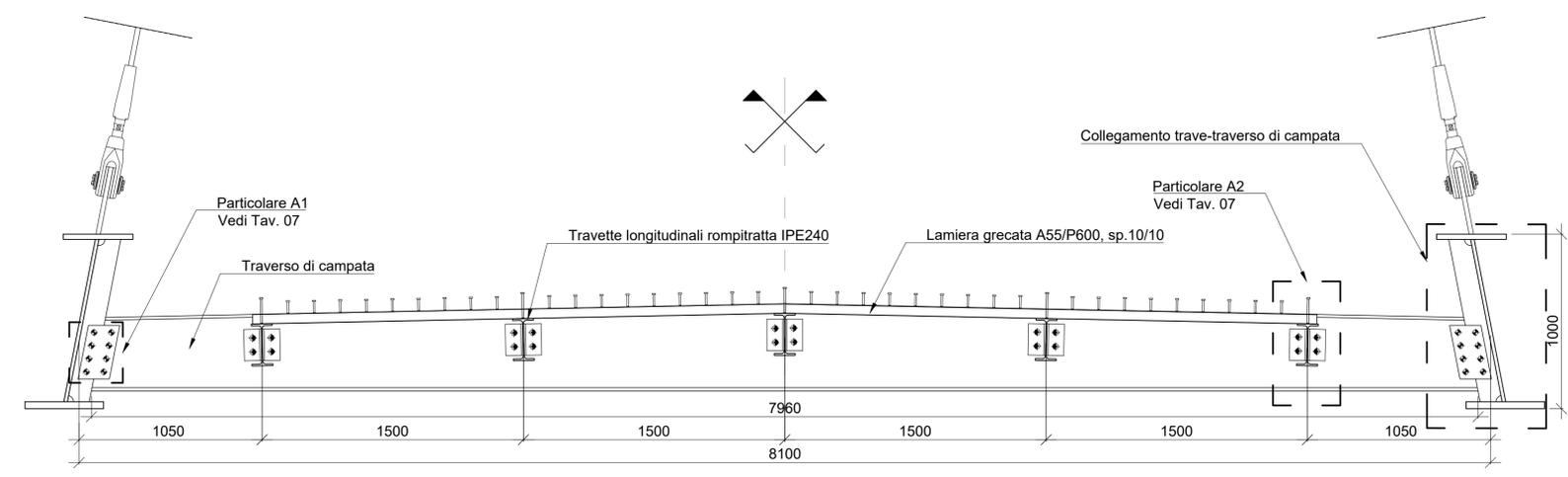
NOTE GENERALI  
 LE QUOTE ALTIMETRICHE SONO IN METRI (m), RISPETTO ALLA QUOTA SLM. LE QUOTE SONO ESPRESSE NEL MODO SEGUENTE:  
 - CARPENTERIA METALLICA IN MILLIMETRI (mm)  
 - CALCESTRUZZO ARMATO IN CENTIMETRI (cm)  
 - QUOTE GENERALI STRUTTURA IN METRI (m)  
 ECCETTO DOVE DIVERSAMENTE INDICATO.



LEGENDA TAVOLA	
ASSE SPALLA SAN DONNINO	SP1 - SP1
ASSE SPALLA BADIA A SETTIMO	SP2 - SP2
ASSE PILA	P - P
TRAVERSI DI TESTATA	TT - TT
TRAVERSI DI CAMPATA	TC - TC

1 PIANTA CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO  
1:200

I traveri da TC1 a TC34 sono i traveri di campata tipo tutti della stessa sezione.  
I traveri da TT1 a TT4 sono traveri di testata, tutti della stessa sezione. Si veda Tav. 05 per la rappresentazione generale e i dettagli costruttivi.  
Le numerazioni dei traveri di campata e dei traveri di testata sono distinte, ma progressive dalla SP1 verso la SP2.

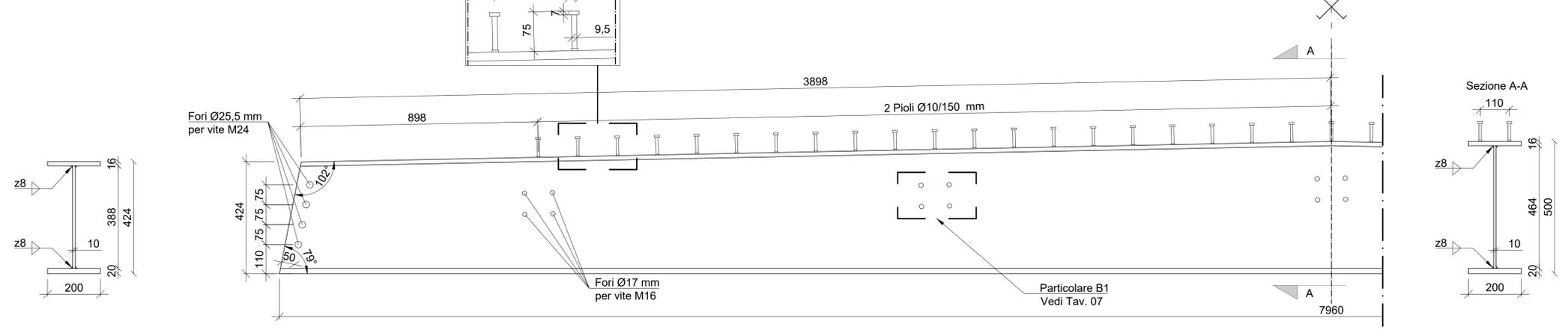


2 SEZIONE TRASVERSALE TIPO: VISTA 1  
1:20

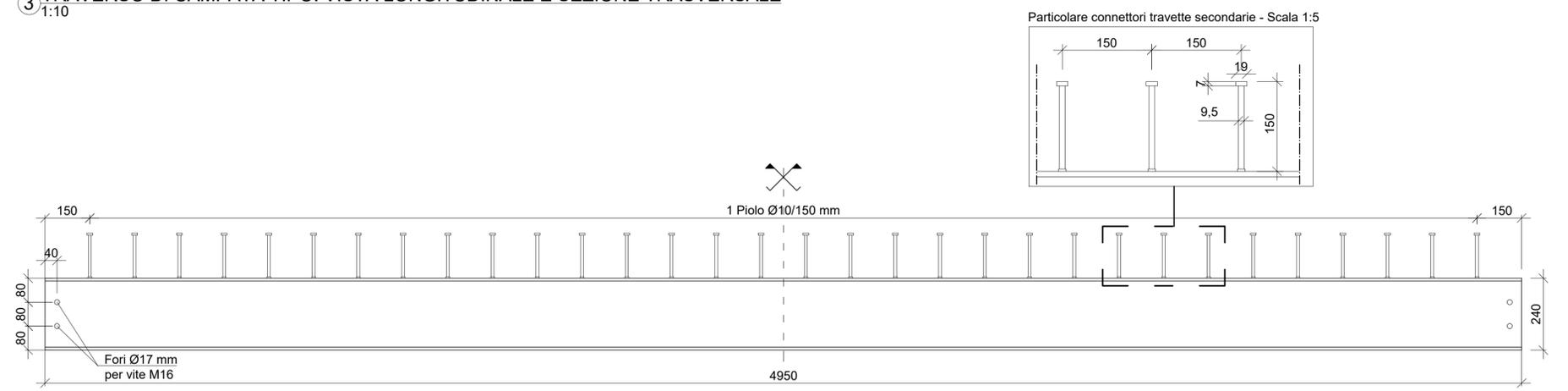
5 COLLEGAMENTO TRAVE-TRAVERSO DI CAMPATA  
1:10

MATERIALI E PRESCRIZIONI COSTRUTTIVE	
<b>CALCESTRUZZO SOLETTA (UNI EN 206-1)</b>	
CLASSE DI RESISTENZA	C 32/40
CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC4
CEMENTO TIPO	42.5R
RAPPORTO MAX A/C	0.5
OMAX INERTI	20 mm
COPRIFERRO MINIMO	30 mm
CLASSE DI CONSISTENZA	S4
INSERIRE ADDITIVO COMPENSATORE DI RITIRO NELLA MISCELA DEL CALCESTRUZZO	
<b>ACCIAIO PER CALCESTRUZZO</b>	
TIPO ACCIAIO	B450C
UTILIZZARE BARRE METALLICHE ZINCATE	
DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE BARRE DA C.A.	
<b>ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA</b>	
TIPO ACCIAIO	S355 J2
CLASSE DI ESECUZIONE	XC3
<b>ACCIAIO PER SOSPENSIONI (EN 12385-10)</b>	
TIPOLOGIA	FULL LOCKED COILS STRANDS
CAPOCORDA	FORK SOCKET
	ADJUSTABLE FORK SOCKET
<b>PIOLI TIPO "NELSON" (EN 13918)</b>	
TIPO ACCIAIO	S235 J2 - C450
RESISTENZA A TRAZIONE	min 450 N/mm <sup>2</sup>
ALLUNGAMENTO	min 15%
<b>LAMIERA GRECATA (UNI EN 10147)</b>	
TIPO ACCIAIO	S280 GD
TIPO LAMIERA	A55/P600, sp. 1 mm
<b>SIMBOLI BULLONI E FORI</b>	
BULLONERIA	CLASSE 10.9
ALTA RESISTENZA	
SIMBOLI	M16 M20 M24
VITE	FORO
	Ø17 Ø21 Ø25,5
<b>SALDATURE: DETTAGLI TIPICI E SIMBOLI</b>	
SALDATURA D'ANGOLO	Tipologia saldatura:
Quote del triangolo inscritto nella sezione trasversale della saldatura:	z (mm)
a (mm)	
Lato triangolo	Altezza triangolo
	Tutto il perimetro
Nota: le saldature da eseguire in opera sono identificate con	
SALDATURA TESTA A TESTA	
ad X	a V
	a V con cordone di ripresa al rovescio

3 TRAVERSO DI CAMPATA TIPO: VISTA LONGITUDINALE E SEZIONE TRASVERSALE  
1:10



3 TRAVERSO DI CAMPATA TIPO: VISTA LONGITUDINALE E SEZIONE TRASVERSALE  
1:10



4 TRAVETTA ROMPIRATTA: VISTA LONGITUDINALE E SEZIONE TRASVERSALE  
1:10

**UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI FIRENZE**  
Scuola di Ingegneria  
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile  
Curriculum Strutture

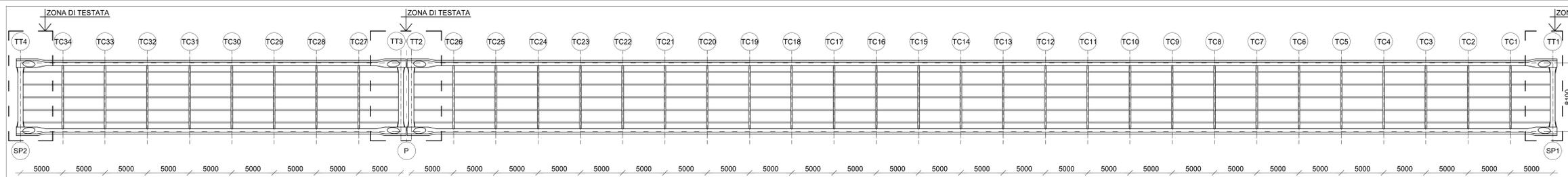
**TESI DI LAUREA MAGISTRALE**  
Anno Accademico 2020/2021

**PROGETTO DI UNA PASSERELLA CICLO-PEDONALE AD ARCO A VIA INFERIORE IN ACCIAIO**  
Realizzazione di un attraversamento sul fiume Arno per collegare la stazione ferroviaria di San Donnino e la frazione di Badia a Settimo

<b>04</b>	TAVOLA N.	TITOLO
		<b>CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO</b>
	OGGETTO	TRAVERSI DI CAMPATA TRAVI SECONDARIE

REVISORI	PROF. ING. SALVATORE GIACOMO MORANO PROF. ING. CLAUDIO MANNINI
STUDENTE	LORENZO TONIONI

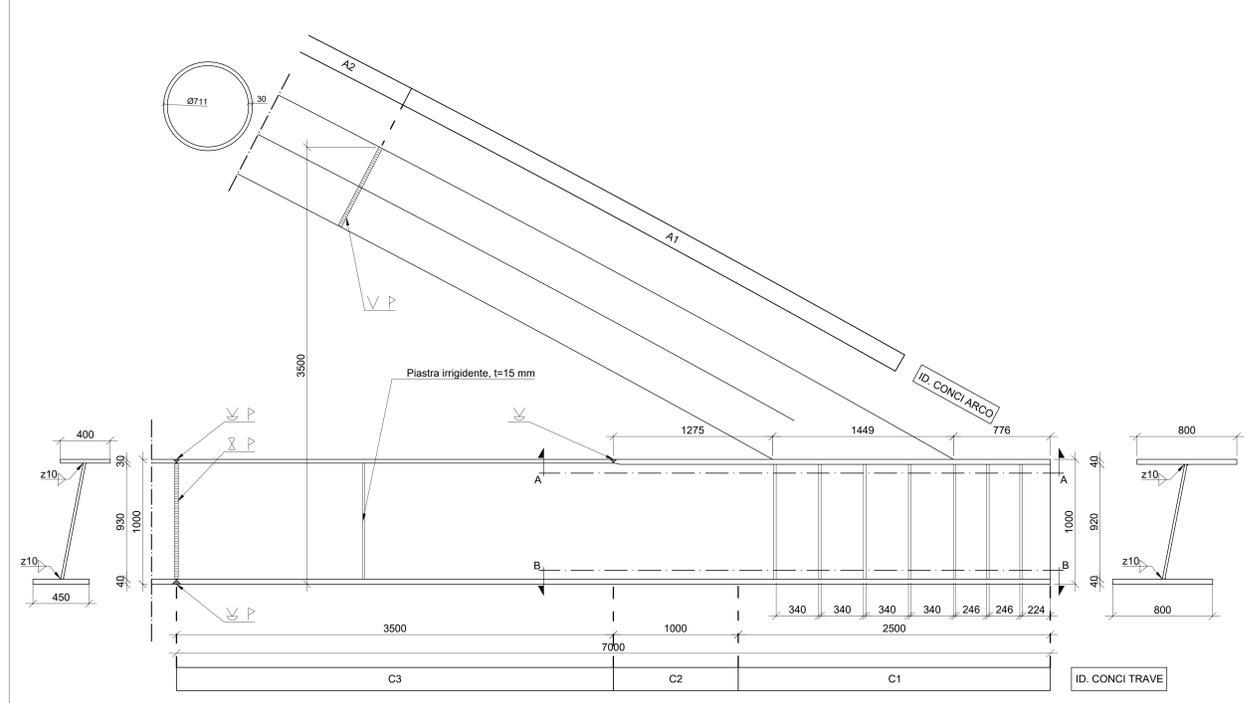
**NOTE GENERALI**  
LE QUOTE ALTIMETRICHE SONO IN METRI (m), RISPETTO ALLA QUOTA SLM.  
LE QUOTE SONO ESPRESSE NEL MODO SEGUENTE:  
- CARPENTERIA METALLICA IN MILLIMETRI (mm)  
- CALCESTRUZZO ARMATO IN CENTIMETRI (cm)  
- QUOTE GENERALI STRUTTURA IN METRI (m)  
ECCEPTE DOVE DIVERSAMENTE INDICATO.



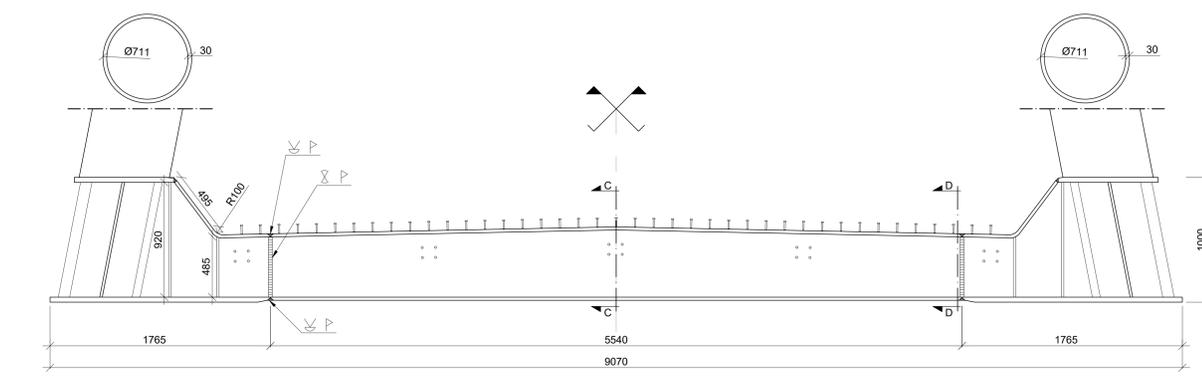
LEGENDA TAVOLA	
ASSE SPALLA SAN DONNINO	SP1 - SP1
ASSE SPALLA BADIA A SETTIMO	SP2 - SP2
ASSE PILA	P - P
TRAVERSI DI TESTATA	TT - TT
TRAVERSI DI CAMPATA	TC - TC

I traversi da TC1 a TC34 sono i traversi di campata tipo tutti della stessa sezione. Si veda Tav. 04 per la rappresentazione generale e i dettagli costruttivi.  
I traversi da TT1 a TT4 sono traversi di testata, tutti della stessa sezione.  
Le numerazioni dei traversi di campata e dei traversi di testata sono distinte, ma progressive dalla SP1 verso la SP2.

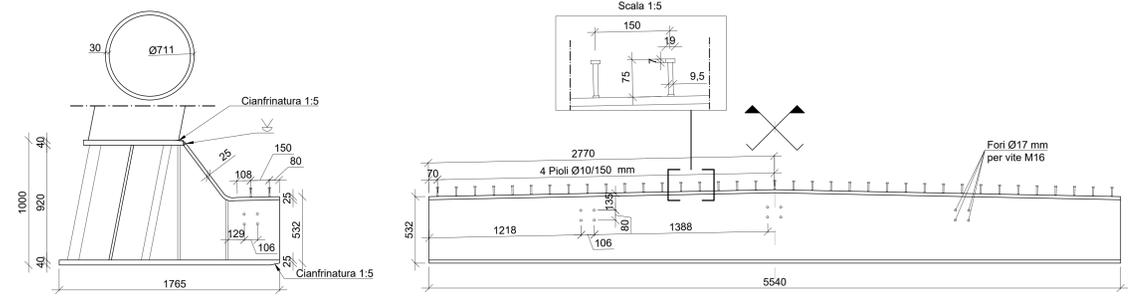
1 Pianta carpenteria metallica impalcato 1:200



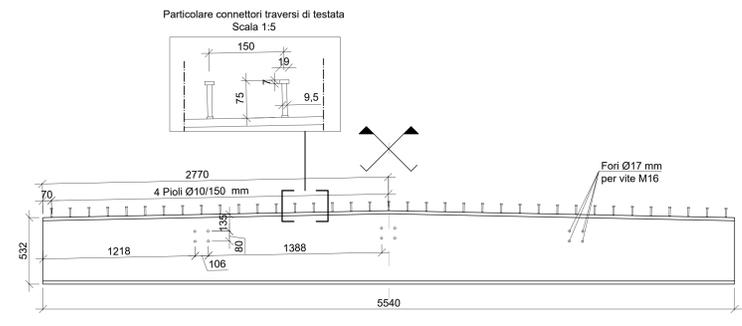
2 Vista longitudinale zona di testata 1:20



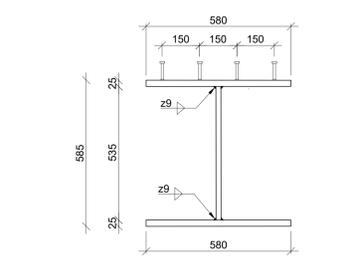
3 Sezione trasversale zona di testata 1:20



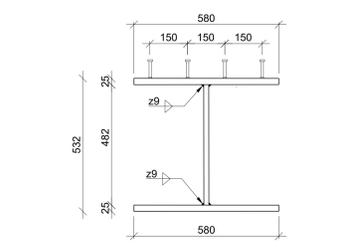
4 Prospetto nodo di testata 1:20



5 Traverso di testata: porzione centrale 1:20



6 Traverso di testata: sez. trasv. C-C 1:10



7 Traverso di testata: sez. trasv. D-D 1:10

MATERIALI E PRESCRIZIONI COSTRUTTIVE	
<b>CALCESTRUZZO SOLETTA (UNI EN 206-1)</b>	<b>ACCIAIO PER CALCESTRUZZO</b>
CLASSE DI RESISTENZA C32-40	TIPO ACCIAIO B450C
CLASSE DI ESPOSIZIONE XC4	UTILIZZARE BARRE METALLICHE ZINcate
CEMENTO TIPO 42.5R	DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE BARRE DA CAL.
RAPPORTO MAX A/C 0.5	
Ømax INERTI 20 mm	
COPRIFERRO MINIMO 30 mm	
CLASSE DI CONSISTENZA S4	
INSERIRE ADDITIVO COMPENSATORE DI RITIRO	
NELLA MISCELA DEL CALCESTRUZZO	
<b>ACCIAIO PER SOSPENSIONI (EN 12385-10)</b>	<b>ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA</b>
TIPOLOGIA FULL LOCKED COILS STRANDS	TIPO ACCIAIO S355 J2
CAPOCORDA FORK SOCKET	CLASSE DI ESECUZIONE XC3
ADJUSTABLE FORK SOCKET	
	<b>PIOLI TIPO "NELSON" (EN 13918)</b>
	TIPO ACCIAIO S235 J2 - C450
	RESISTENZA A TRAZIONE min 450 N/mm <sup>2</sup>
	ALLUNGAMENTO min 15%
<b>SIMBOLI BULLONI E FORI</b>	<b>LAMIERA GRECATA (UNI EN 10147)</b>
BULLONERIA SIMBOLI	TIPO ACCIAIO S280 GD
CLASSE 10.9	TIPO LAMIERA A55/P600, sp. 1 mm
VITE M16, M20, M24	
ALTA RESISTENZA TORO Ø17, Ø21, Ø25, 3	
<b>SALDATURE: DETTAGLI TIPICI E SIMBOLI</b>	
SALDATURA D'ANGOLO	Tipologia saldatura: SALDATURA TESTA A TESTA
Quote del triangolo inscritto nella sezione trasversale della saldatura: z (mm)	◊ Su entrambi i lati
a (mm)	◊ Su un solo lato
↳ Lato triangolo	◊ ad X
◊ Altezza triangolo	◊ a V
○ Tutto il perimetro	◊ a V con cordone di ripresa al rovescio

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI FIRENZE  
Scuola di Ingegneria  
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile  
Curriculum Strutture

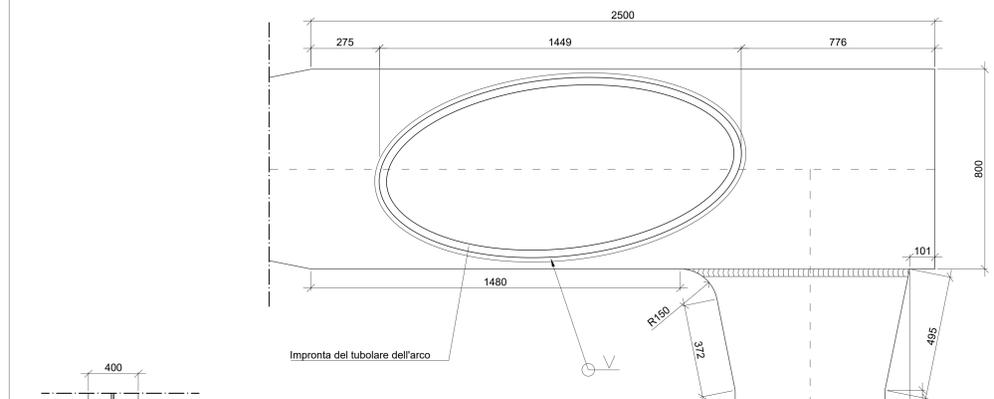
TESI DI LAUREA MAGISTRALE  
Anno Accademico 2020/2021

PROGETTO DI UNA PASSERELLA CICLO-PEDONALE AD ARCO A VIA INFERIORE IN ACCIAIO  
Realizzazione di un attraversamento sul fiume Arno per collegare la stazione ferroviaria di San Donnino e la frazione di Badia a Settimo

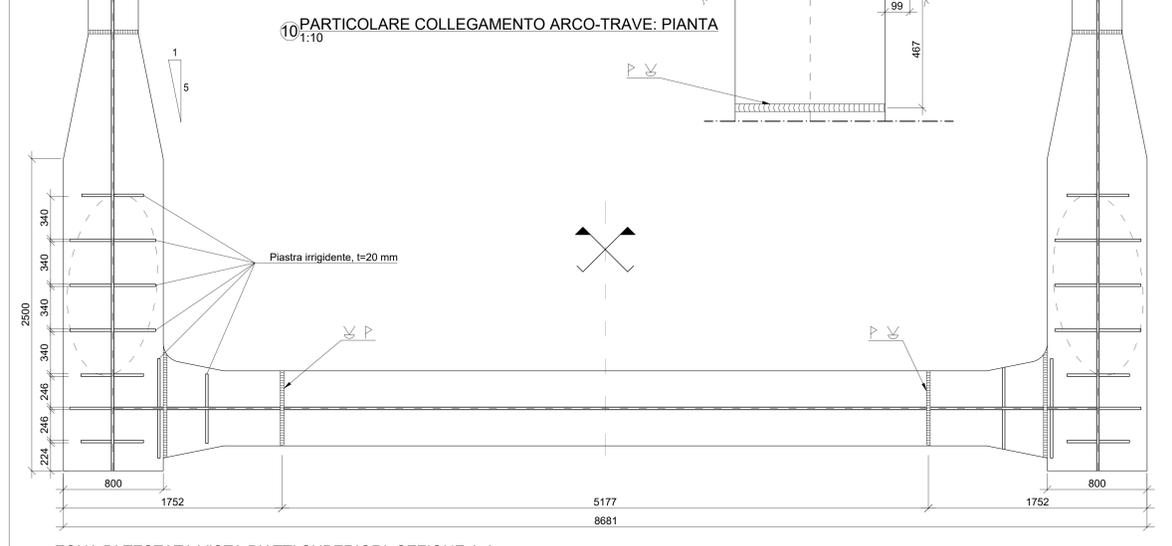
TAVOLA N. 05  
TITOLO CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO  
OGGETTO CONCIO DI TESTATA TRAVERSI DI TESTATA

REVISORI PROF. ING. SALVATORE GIACOMO MORANO  
PROF. ING. CLAUDIO MANNINI  
STUDENTE LORENZO TONIONI

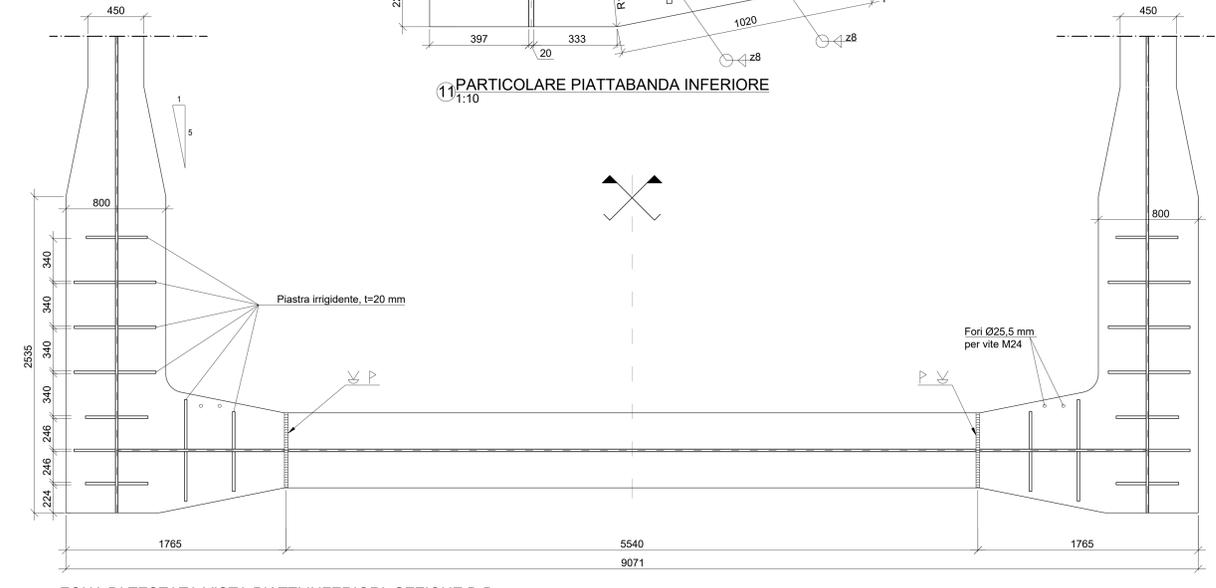
NOTE GENERALI  
LE QUOTE ALTIMETRICHE SONO IN METRI (m), RISPETTO ALLA QUOTA SLM.  
LE QUOTE SONO ESPRESSE NEL MODO SEGUENTE:  
- CARPENTERIA METALLICA IN MILLIMETRI (mm)  
- CALCESTRUZZO ARMATO IN CENTIMETRI (cm)  
- QUOTE GENERALI STRUTTURA IN METRI (m)  
ECCETTO DOVE DIVERSAMENTE INDICATO.



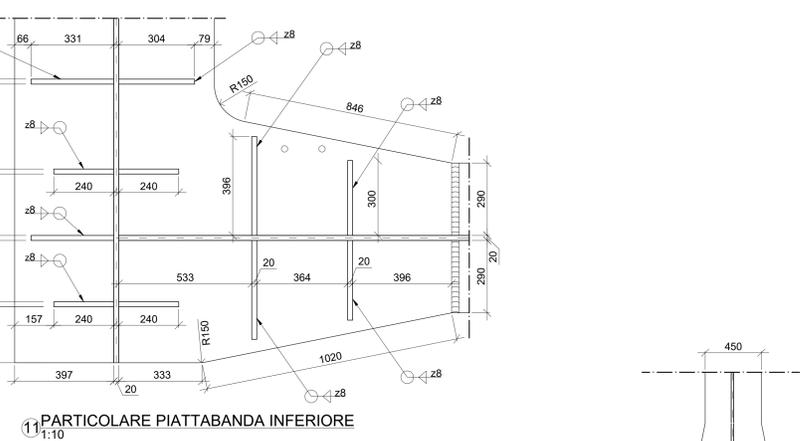
10 Particolare collegamento arco-trave: pianta 1:10



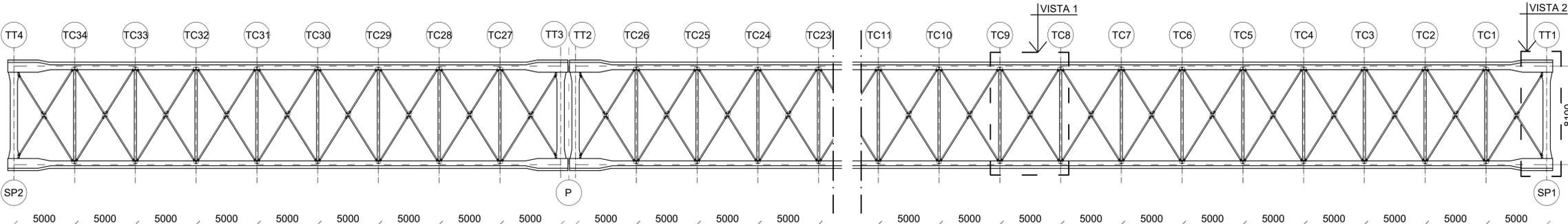
8 Zona di testata vista piatti superiori: sezione A-A 1:20



9 Zona di testata vista piatti inferiori: sezione B-B 1:20



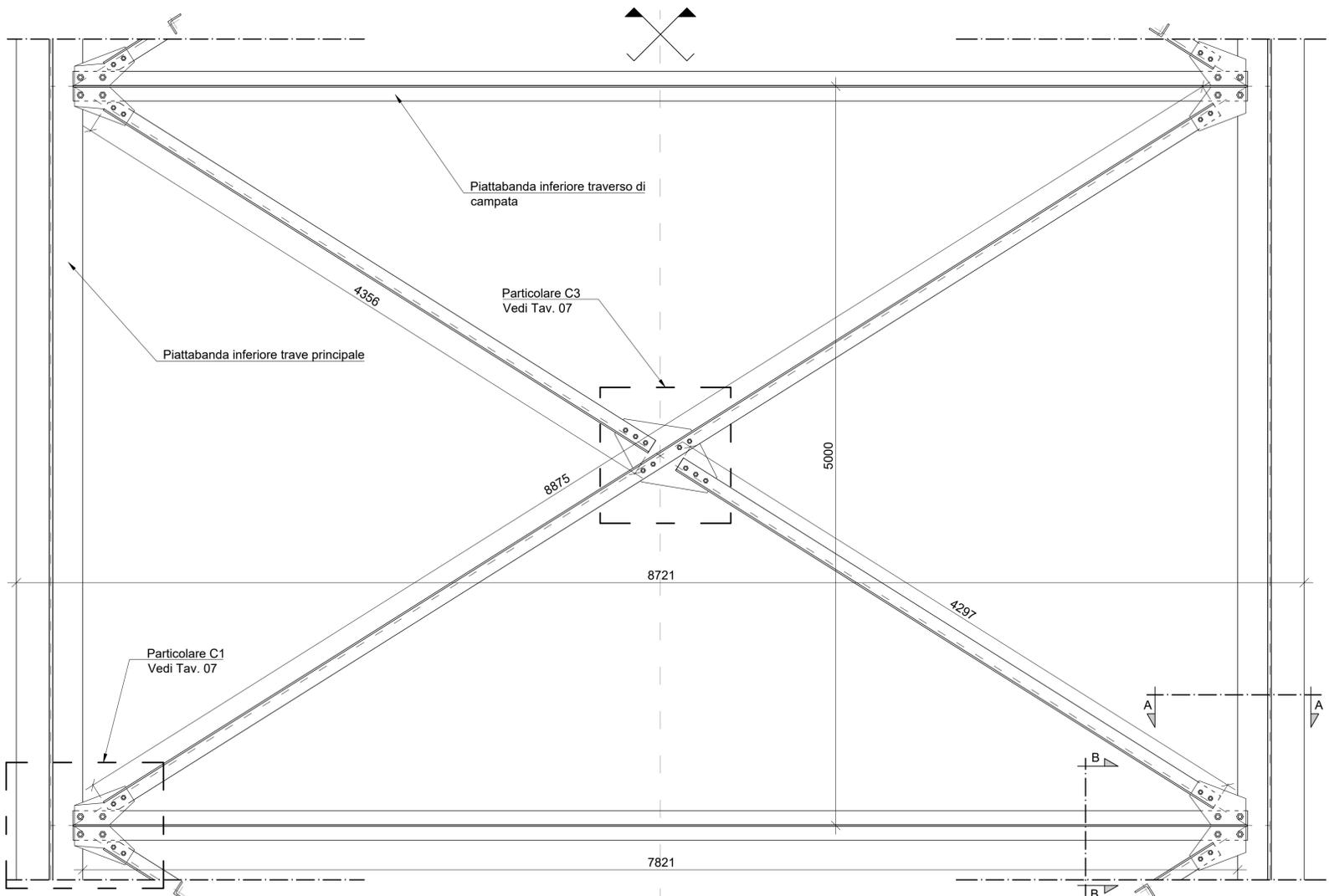
11 Particolare piattabanda inferiore 1:10



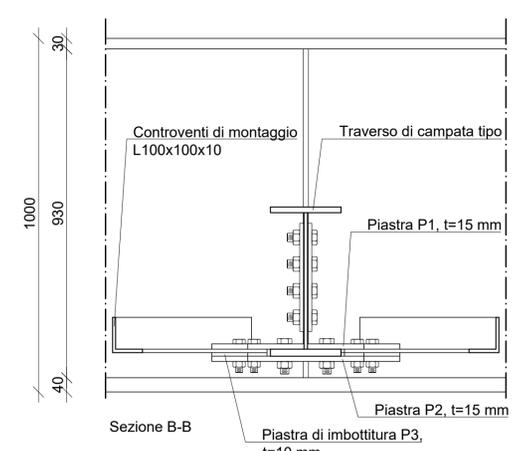
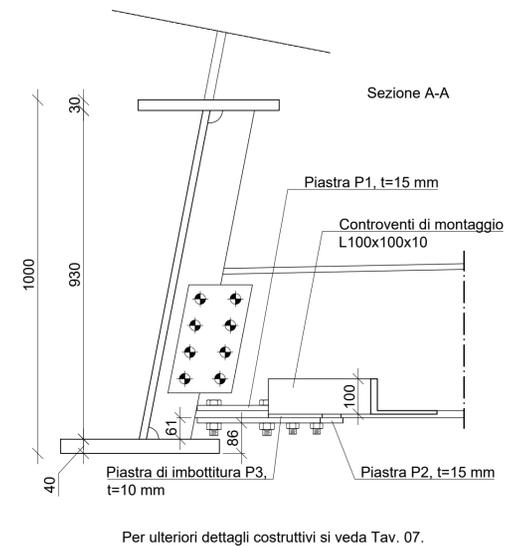
LEGENDA TAVOLA	
ASSE SPALLA SAN DONNINO	SP1 - - - SP1
ASSE SPALLA BADIA A SETTIMO	SP2 - - - SP2
ASSE PILA	P - - - P
TRAVERSI DI TESTATA	TT - - - TT
TRAVERSI DI CAMPATA	TC - - - TC

1 PIANTA CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO: MONTAGGIO  
1:200

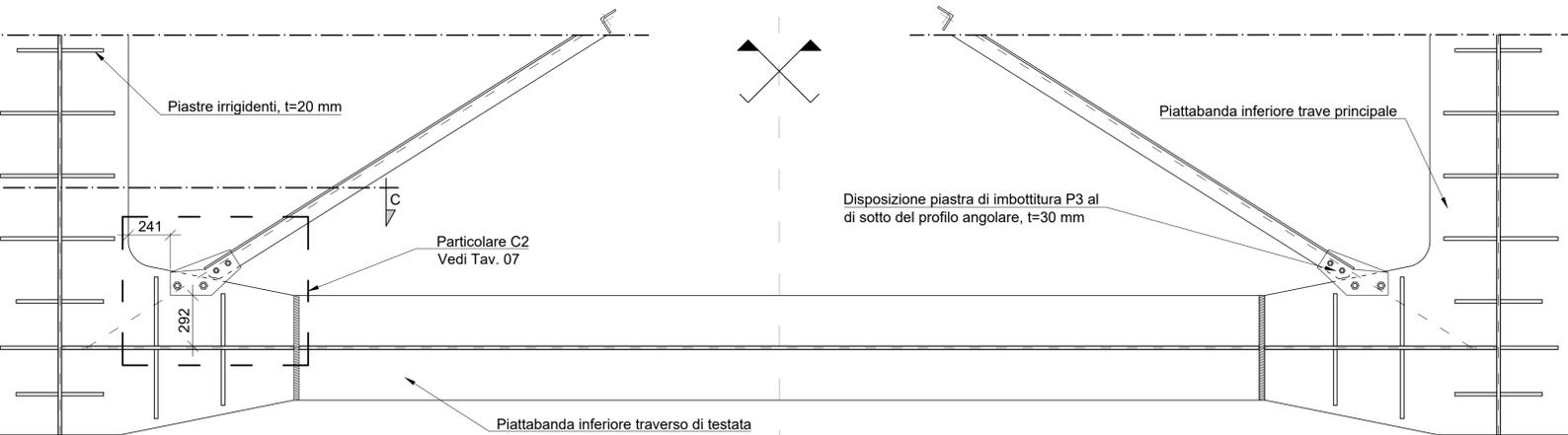
I traveri da TC1 a TC34 sono i traveri di campata tipo tutti della stessa sezione. Si veda Tav. 04 per la rappresentazione generale e i dettagli costruttivi.  
I traveri da TT1 a TT4 sono traveri di testata, tutti della stessa sezione. Si veda Tav. 05 per la rappresentazione generale e i dettagli costruttivi.  
Le numerazioni dei traveri di campata e dei traveri di testata sono distinte, ma progressive dalla SP1 verso la SP2.



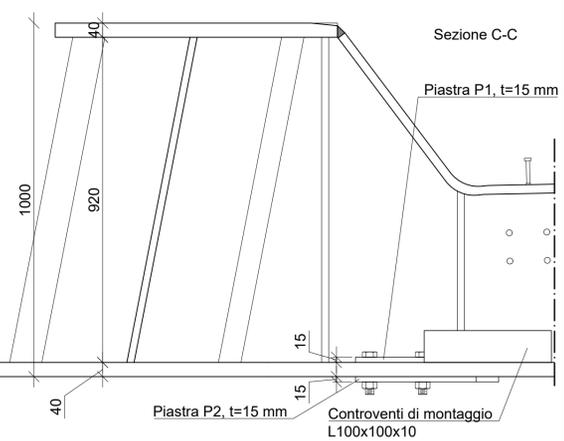
2 VISTA 1: PIANTA CONTROVENTO DI MONTAGGIO TIPO  
1:20



3 QUOTA MONTAGGIO CONTROVENTO TIPO  
1:10



4 VISTA 2: PIANTA CONTROVENTO DI MONTAGGIO ZONA DI TESTATA  
1:20



5 QUOTA MONTAGGIO CONTROVENTO TESTATA  
1:10

MATERIALI E PRESCRIZIONI COSTRUTTIVE	
<b>CALCESTRUZZO SOLETTA (UNI EN 206-1)</b>	
CLASSE DI RESISTENZA	C 32/40
CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC4
CEMENTO TIPO	42.5R
RAPPORTO MAX A/C	0.5
Ømax INERTI	20 mm
COPRIFERRO MINIMO	30 mm
CLASSE DI CONSISTENZA	S4
INSERIRE ADDITIVO COMPENSATORE DI RITIRO NELLA MISCELA DEL CALCESTRUZZO	
<b>ACCIAIO PER CALCESTRUZZO</b>	
TIPO ACCIAIO	B450C
UTILIZZARE BARRE METALLICHE ZINCATE	
DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE BARRE DA C.A.	
<b>ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA</b>	
TIPO ACCIAIO	S355 J2
CLASSE DI ESECUZIONE	XC3
<b>ACCIAIO PER SOSPENSIONI (EN 12385-10)</b>	
TIPOLOGIA	FULL LOCKED COILS STRANDS
CAPOCORDA	FORK SOCKET
	ADJUSTABLE FORK SOCKET
<b>PIOLI TIPO "NELSON" (EN 13918)</b>	
TIPO ACCIAIO	S235 J2 - C450
RESISTENZA A TRAZIONE	min 450 N/mm <sup>2</sup>
ALLUNGAMENTO	min 15%
<b>LAMIERA GRECATA (UNI EN 10147)</b>	
TIPO ACCIAIO	S280 GD
TIPO LAMIERA	A55/P600, sp. 1 mm
<b>SIMBOLI BULLONI E FORI</b>	
BULLONERIA	CLASSE 10.9
VITE	M16 M20 M24
ALTA RESISTENZA	FORO Ø17 Ø21 Ø25,5
<b>SALDATURE: DETTAGLI TIPICI E SIMBOLI</b>	
SALDATURA D'ANGOLO	Tipologia saldatura:
Quote del triangolo inscritto nella sezione trasversale della saldatura: z (mm)	Tipologia saldatura:
a (mm)	Tipologia saldatura:
Lato triangolo	Tipologia saldatura:
Altezza triangolo	Tipologia saldatura:
Tutto il perimetro	Tipologia saldatura:
Nota: le saldature da eseguire in opera sono identificate con	
SALDATURA TESTA A TESTA	
ad X	
a V	
a V con cordone di ripresa al rovescio	

**UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI FIRENZE**

Scuola di Ingegneria

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Curriculum Strutture

**TESI DI LAUREA MAGISTRALE**  
Anno Accademico 2020/2021

**PROGETTO DI UNA PASSERELLA CICLO-PEDONALE AD ARCO A VIA INFERIORE IN ACCIAIO**  
Realizzazione di un attraversamento sul fiume Arno per collegare la stazione ferroviaria di San Donnino e la frazione di Badia a Settimo

<b>TAVOLA N.</b>	<b>TITOLO</b>
<b>06</b>	<b>CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO</b>
	<b>OGGETTO</b>
	<b>CONTROVENTI DI MONTAGGIO</b>

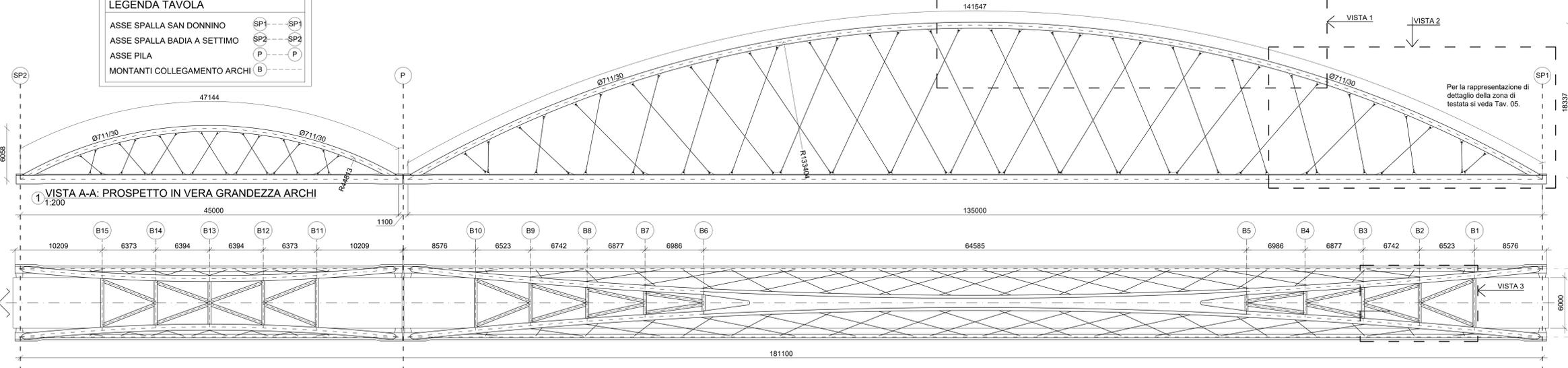
<b>REVISORI</b>	PROF. ING. SALVATORE GIACOMO MORANO PROF. ING. CLAUDIO MANNINI
<b>STUDENTE</b>	LORENZO TONIONI

**NOTE GENERALI**  
LE QUOTE ALTIMETRICHE SONO IN METRI (m), RISPETTO ALLA QUOTA SLM.  
LE QUOTE SONO ESPRESSE NEL MODO SEGUENTE:  
- CARPENTERIA METALLICA IN MILLIMETRI (mm)  
- CALCESTRUZZO ARMATO IN CENTIMETRI (cm)  
- QUOTE GENERALI STRUTTURA IN METRI (m)  
ECCEPTE DOVE DIVERSAMENTE INDICATO.

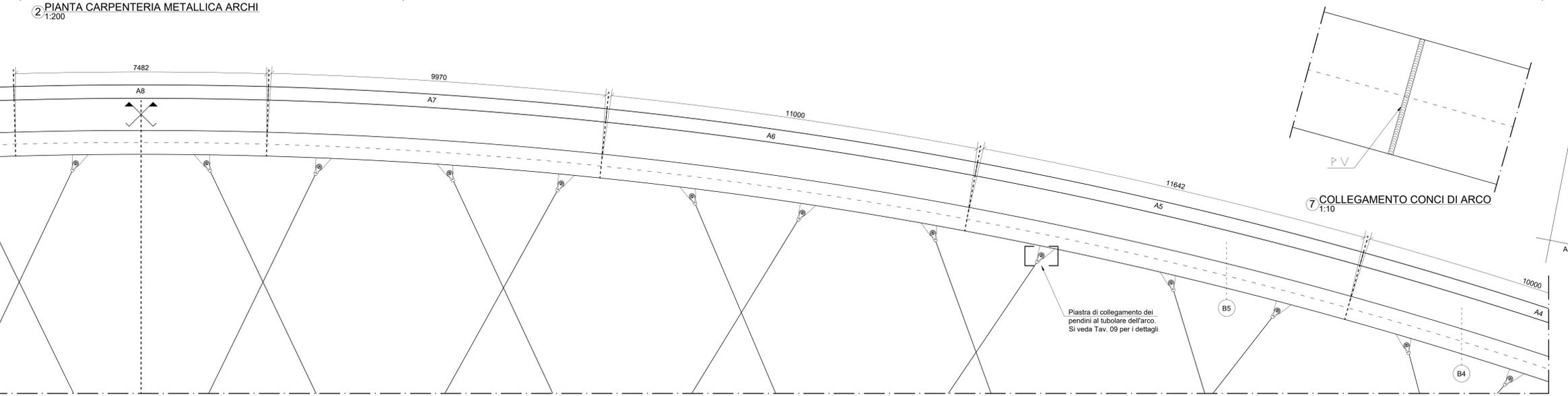


**LEGENDA TAVOLA**

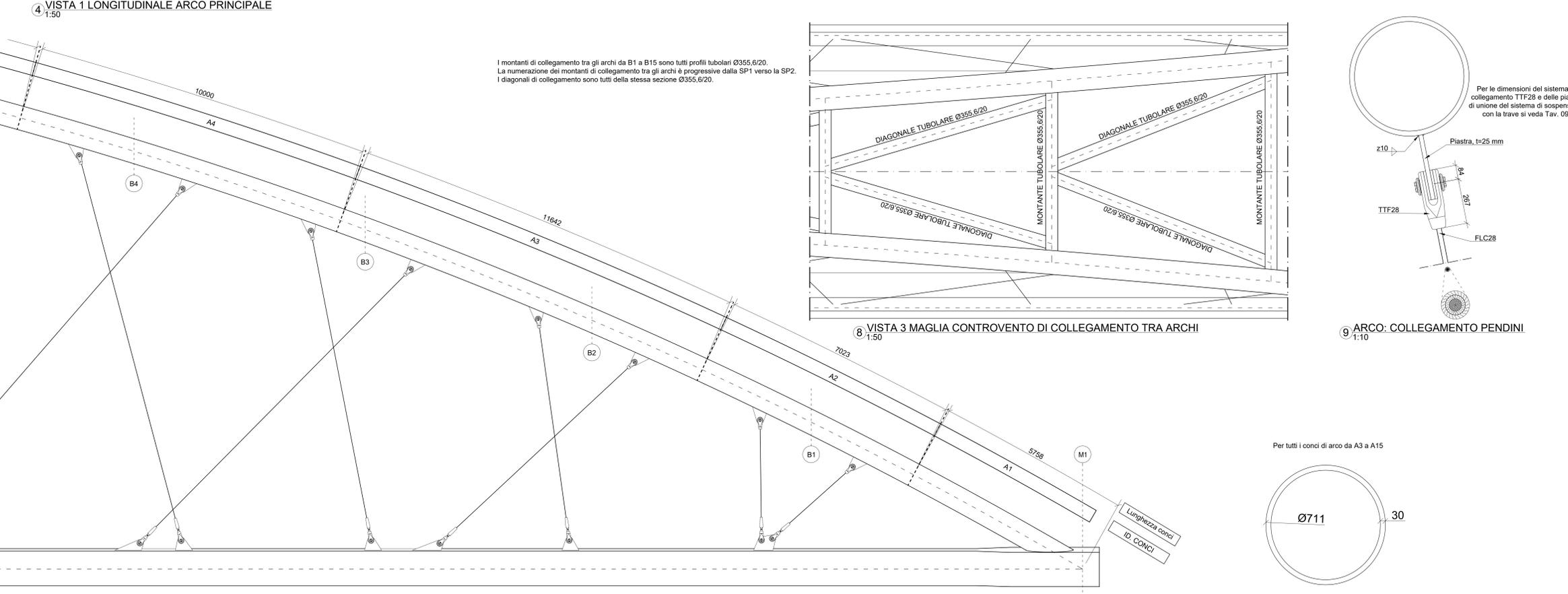
ASSE SPALLA SAN DONNINO	SP1	SP1
ASSE SPALLA BADIA A SETTIMO	SP2	SP2
ASSE PILA	P	P
MONTANTI COLLEGAMENTO ARCHI	B	B



1 VISTA A-A: PROSPETTO IN VERA GRANDEZZA ARCHI  
1:200

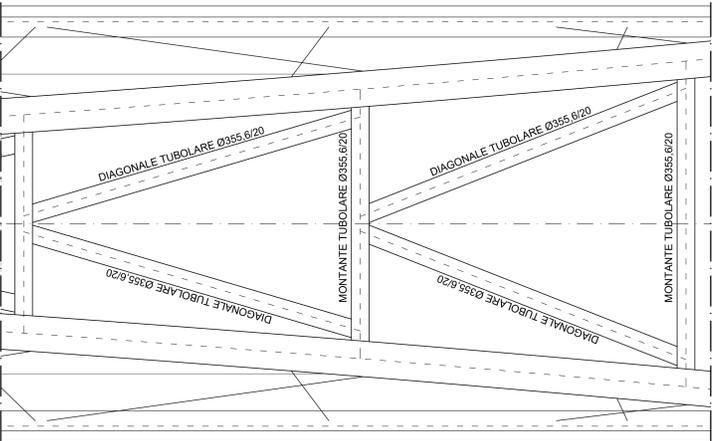


2 PIANTE CARPENTERIA METALLICA ARCHI  
1:200

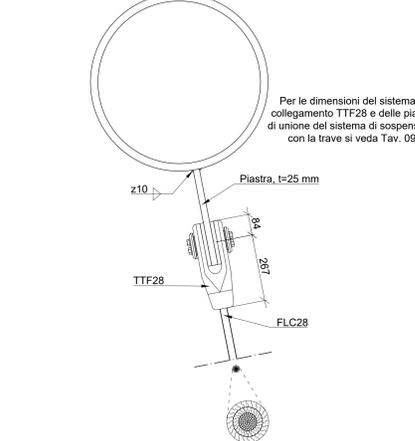


4 VISTA 1 LONGITUDINALE ARCO PRINCIPALE  
1:50

I montanti di collegamento tra gli archi da B1 a B15 sono tutti profili tubolari Ø355.6/20.  
La numerazione dei montanti di collegamento tra gli archi è progressiva dalla SP1 verso la SP2.  
I diagonali di collegamento sono tutti della stessa sezione Ø355.6/20.

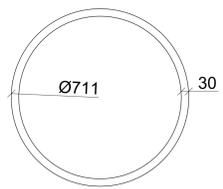


8 VISTA 3 MAGLIA CONTROVENTO DI COLLEGAMENTO TRA ARCHI  
1:50

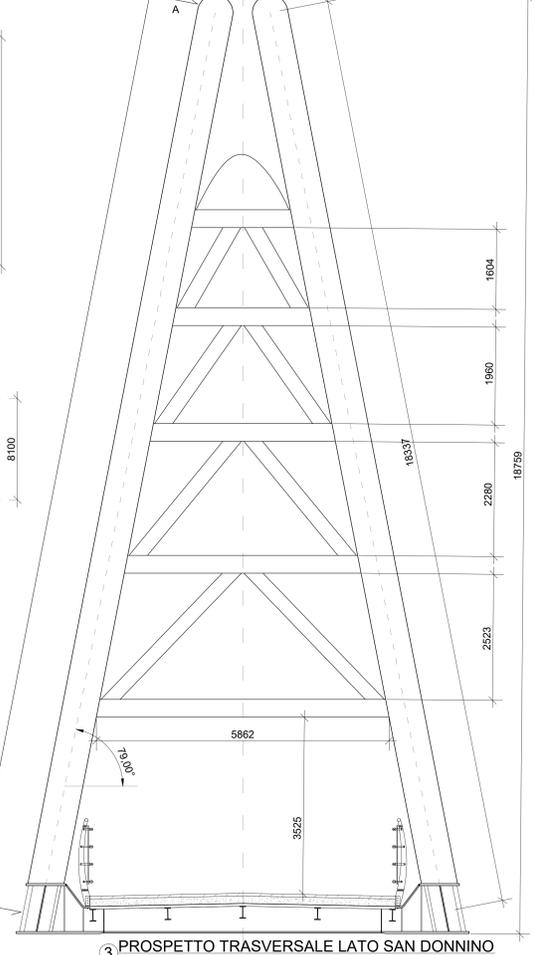


9 ARCO: COLLEGAMENTO PENDINI  
1:10

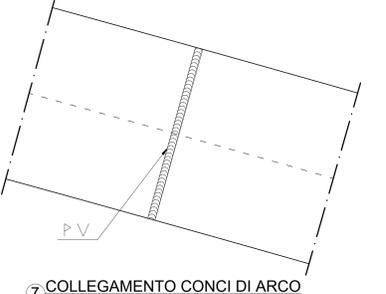
Per tutti i conci di arco da A3 a A15



6 ARCO PRINCIPALE: SEZIONE TRASVERSALE CONCI TIPO  
1:10



3 PROSPETTO TRASVERSALE LATO SAN DONNINO  
1:50



7 COLLEGAMENTO CONCI DI ARCO  
1:10

**MATERIALI E PRESCRIZIONI COSTRUTTIVE**

<b>CALCESTRUZZO SOLETTA (UNI EN 206-1)</b>	<b>ACCIAIO PER CALCESTRUZZO</b>
CLASSE DI RESISTENZA C 32-40	TIPO ACCIAIO B456C
CLASSE DI ESPOSIZIONE XC4	UTILIZZARE BARRE METALLICHE ZINCATE
CEMENTO TIPO 42.5R	DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE BARRE DA CAL.
RAPPORTO MAX A/C 0.5	
Ømax INERTI 20 mm	
COPRIFERRO MINIMO 30 mm	
CLASSE DI CONSISTENZA S4	
INSERIRE ADDITIVO COMPENSATORE DI RITIRO NELLA MISCELA DEL CALCESTRUZZO	<b>ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA</b>
	TIPO ACCIAIO S355 J2
<b>ACCIAIO PER SOSPENSIONI (EN 12385-10)</b>	CLASSE DI ESECUZIONE XC3
TIPOLOGIA FULL LOCKED COILS STRANDS	<b>PIOLI TIPO "NELSON" (EN 13918)</b>
CAPOCORDA FORK SOCKET	TIPO ACCIAIO S235 J2 - C450
ADJUSTABLE FORK SOCKET	RESISTENZA A TRAZIONE min 450 N/mm <sup>2</sup>
	ALLUNGAMENTO min 15%
<b>SIMBOLI BULLONI E FORI</b>	<b>LAMIERA GRECATA (UNI EN 10147)</b>
BULLONERIA SIMBOLI	TIPO ACCIAIO S280 GD
CLASSE 10.9	TIPO LAMIERA A55/P600, sp. 1 mm
ALTA RESISTENZA TORO Ø11 Ø13 Ø15 Ø17	
<b>SALDATURE: DETTAGLI TIPICI E SIMBOLI</b>	<b>SALDATURA TESTA A TESTA</b>
Quote del triangolo inscritto nella sezione trasversale della saldatura: z (mm) a (mm) b (mm)	Tipologia saldatura: Su entrambi i lati Su un solo lato Tutto il perimetro
Lato triangolo Altezza triangolo	ad X a V a V con costone di ripresa al rovescio

Nota: Le saldature da eseguire in opera sono identificate con:  
Saldatura testa a testa  
Saldatura a V  
Saldatura a V con costone di ripresa al rovescio

**UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI FIRENZE**  
Scuola di Ingegneria  
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile  
Curriculum Strutture

**TESI DI LAUREA MAGISTRALE**  
Anno Accademico 2020/2021

**PROGETTO DI UNA PASSERELLA CICLO-PEDONALE AD ARCO A VIA INFERIORE IN ACCIAIO**  
Realizzazione di un attraversamento sul fiume Arno per collegare la stazione ferroviaria di San Donnino e la frazione di Badia a Settimo

**TAVOLA N. 08**  
TITOLO CARPENTERIA METALLICA ARCO  
OGGETTO ARCO CAMPATA LATO SAN DONNINO SP1-P

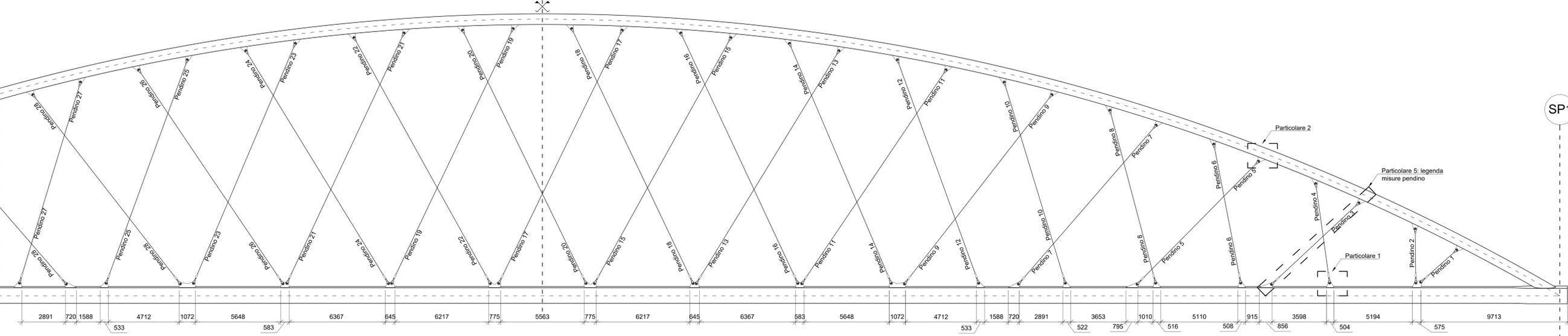
REVISORI	PROF. ING. SALVATORE GIACOMO MORANO PROF. ING. CLAUDIO MANNINI
STUDENTE	LORENZO TONIONI

**NOTE GENERALI**  
LE QUOTE ALTIMETRICHE SONO IN METRI (m), RISPETTO ALLA QUOTA SLM.  
LE QUOTE SONO ESPRESSE NEL MODO SEGUENTE:  
- CARPENTERIA METALLICA IN MILLIMETRI (mm)  
- CALCESTRUZZO ARMATO IN CENTIMETRI (cm)  
- QUOTE GENERALI STRUTTURA IN METRI (m)  
ECCETTO DOVE DIVERSAMENTE INDICATO.

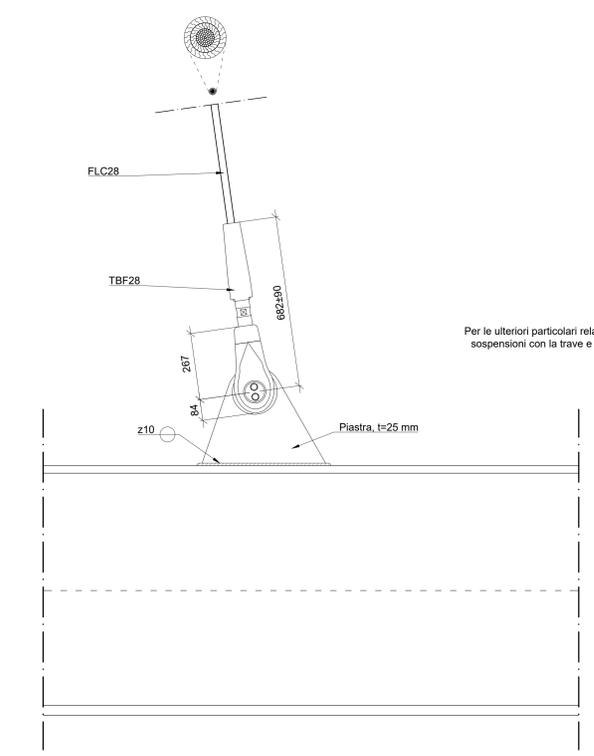
Pendini FLC28: campata lato San Donnino SP1-P		
Pendino n.	Lunghezza [mm]	Inclinazione [°]
1	3196	42
2	3568	91
3	7909	43
4	6640	98
5	11452	45
6	9369	101
7	13930	49
8	11842	105
9	15895	52
10	13912	107
11	17092	56
12	15746	110
13	18093	58
14	17264	113
15	18626	61
16	18312	115
17	18662	64
18	18695	115
19	18695	65
20	18662	116
21	18312	65
22	18626	119
23	17264	67
24	18093	122
25	15746	70
26	17092	124
27	13912	73
28	15895	128

I pendini sono numerati seguendo i punti di attacco sul tubolare dell'arco dalla SP1 verso P. La lunghezza di ogni pendino è misurata da centro perno a centro perno dei collegamenti. L'inclinazione di ogni pendino è misurata rispetto al piano orizzontale.

SP1

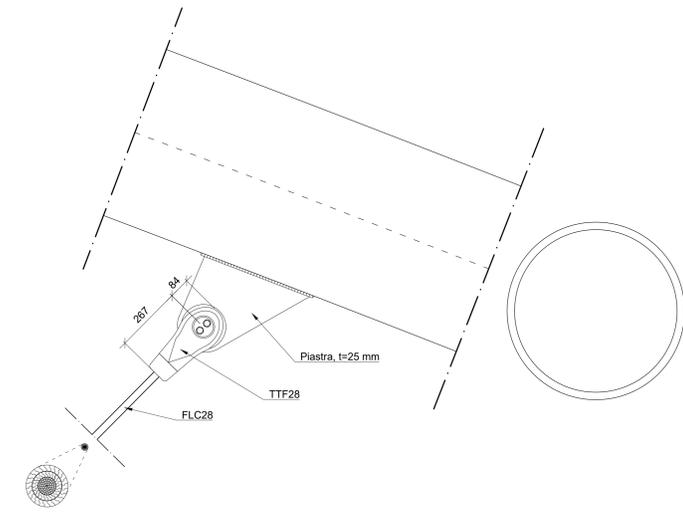


1 PROSPETTO IN VERA GRANDEZZA CAMPATA SP1-P: SISTEMA DI SOSPENSIONE 1:100

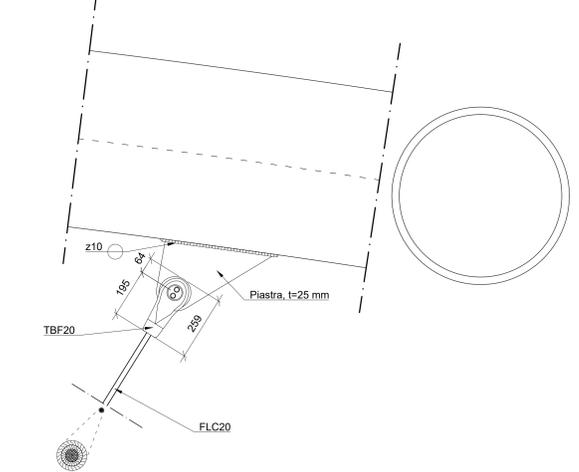


Per le ulteriori particolari relativi al sistema di collegamento delle sospensioni con la trave e con l'arco si veda le Tavv. 03 e 08.

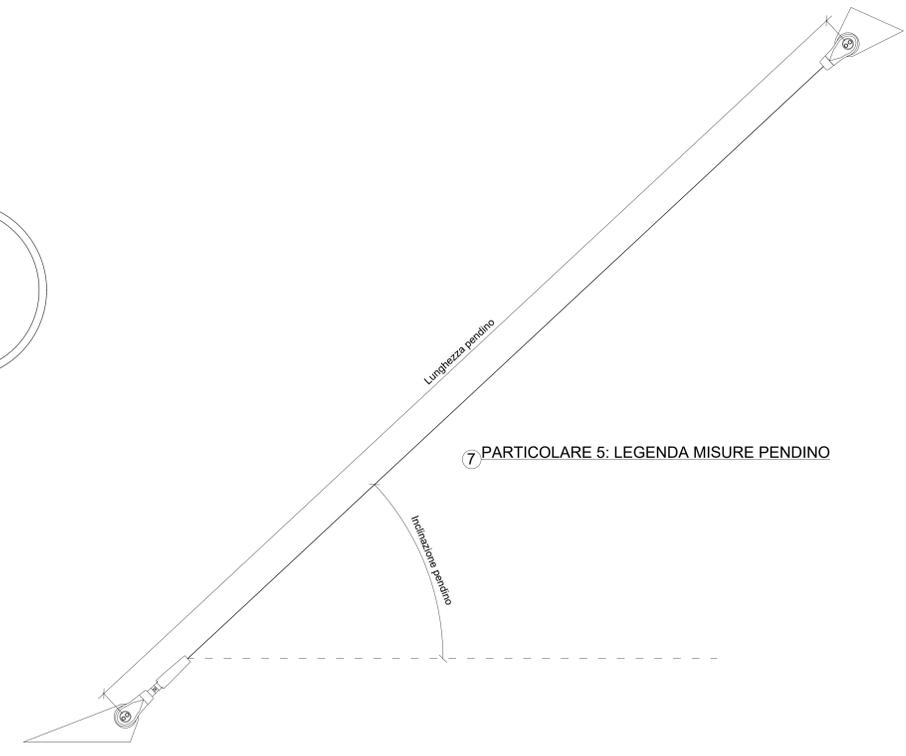
2 PARTICOLARE 1: COLLEGAMENTO PENDINI FLC28-TRAVE 1:10



3 PARTICOLARE 2: COLLEGAMENTO PENDINI FLC28-ARCO 1:10



5 PARTICOLARE 4: COLLEGAMENTO PENDINI FLC20-ARCO 1:10



7 PARTICOLARE 5: LEGENDA MISURE PENDINO

LEGENDA TAVOLA

ASSE PONTE	(a) --- (a)
ASSE SPALLA SAN DONNINO	(SP1) --- (SP1)
ASSE SPALLA BADIA A SETTIMO	(SP2) --- (SP2)
ASSE PILA	(P) --- (P)

MATERIALI E PRESCRIZIONI COSTRUTTIVE

<p><b>CALCESTRUZZO SOLETTA (UNI EN 206-1)</b></p> <p>CLASSE DI RESISTENZA C 32-40</p> <p>CLASSE DI ESPOSIZIONE XC4</p> <p>CEMENTO TIPO 42.5R</p> <p>RAPPORTO MAX A/C 0.5</p> <p>Ømax INERTI 20 mm</p> <p>COPRIFERRO MINIMO 30 mm</p> <p>CLASSE DI CONSISTENZA S4</p> <p>INSERIRE ADDITIVO COMPENSATORE DI RITIRO</p> <p>NELLA MISCELA DEL CALCESTRUZZO</p> <p><b>ACCIAIO PER SOSPENSIONI (EN 12385-10)</b></p> <p>TIPOLOGIA FULL LOCKED COILS STRANDS</p> <p>CAPOCORDA FORK SOCKET</p> <p>ADJUSTABLE FORK SOCKET</p> <p><b>SIMBOLI BULLONI E FORI</b></p> <p>BULLONERIA SIMBOLI</p> <p>CLASSE 10.9 VITE M16, M20, M24</p> <p>ALTA RESISTENZA TORO Ø11, Ø13, Ø25, 3</p> <p><b>SALDATURE: DETTAGLI TIPICI E SIMBOLI</b></p> <p>SALDATURA D'ANGOLO</p> <p>Quote del triangolo inscritto nella sezione trasversale della saldatura:</p> <p>z (mm) a (mm) b (mm)</p> <p>↳ Lato triangolo ↳ Altezza triangolo ↳ Tutto il perimetro</p> <p>Tipologia saldatura:</p> <p>↳ Su entrambi i lati</p> <p>↳ Su un solo lato</p> <p>↳ ad X ↳ a V ↳ a V con cordone di ripresa al rovescio</p> <p>Nota: le saldature da eseguire in opera sono identificate con</p>	<p><b>ACCIAIO PER CALCESTRUZZO</b></p> <p>TIPO ACCIAIO B486C</p> <p>UTILIZZARE BARRE METALLICHE ZINcate</p> <p>DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE BARRE DA CAL</p> <p><b>ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA</b></p> <p>TIPO ACCIAIO S355 J2</p> <p>CLASSE DI ESECUZIONE XC3</p> <p><b>PIOLI TIPO "NELSON" (EN 13918)</b></p> <p>TIPO ACCIAIO S235 J2 - C450</p> <p>RESISTENZA A TRAZIONE min 450 N/mm<sup>2</sup></p> <p>ALLUNGAMENTO min 15%</p> <p><b>LAMIERA GRECATA (UNI EN 10147)</b></p> <p>TIPO ACCIAIO S280 GD</p> <p>TIPO LAMIERA A55/P600, sp. 1 mm</p>
---	--

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI FIRENZE  
Scuola di Ingegneria  
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile  
Curriculum Strutture

TESI DI LAUREA MAGISTRALE  
Anno Accademico 2020/2021

PROGETTO DI UNA PASSERELLA CICLO-PEDONALE AD ARCO A VIA INFERIORE IN ACCIAIO  
Realizzazione di un attraversamento sul fiume Arno per collegare la stazione ferroviaria di San Donnino e la frazione di Badia a Settimo

TAVOLA N.	TITOLO SISTEMA DI SOSPENSIONE OGGETTO PENDINI CAMPATA LATO SAN DONNINO SP1-P PENDINI CAMPATA LATO BADIA A SETTIMO P-SP2 PARTICOLARI DI COLLEGAMENTO DEI PENDINI
09	

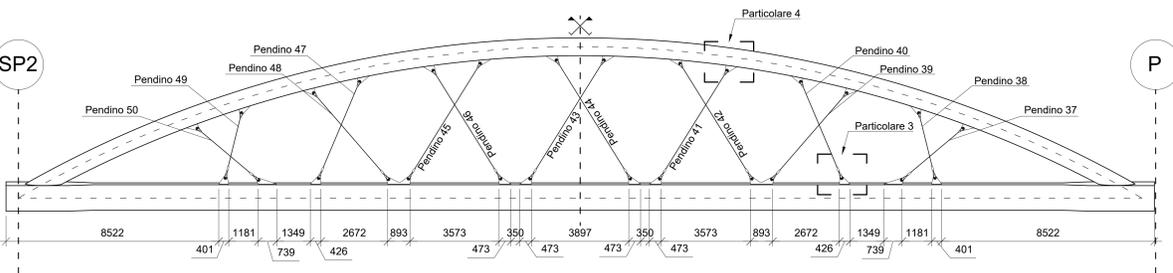
REVISORI	PROF. ING. SALVATORE GIACOMO MORANO PROF. ING. CLAUDIO MANNINI
STUDENTE	LORENZO TONIONI

NOTE GENERALI  
LE QUOTE ALTIMETRICHE SONO IN METRI (m), RISPETTO ALLA QUOTA SLM. LE QUOTE SONO ESPRESSE NEL MODO SEGUENTE:  
- CARPENTERIA METALLICA IN MILLIMETRI (mm)  
- CALCESTRUZZO ARMATO IN CENTIMETRI (cm)  
- QUOTE GENERALI STRUTTURA IN METRI (m)  
ECCETTO DOVE DIVERSAMENTE INDICATO.

Pendini FLC20: campata lato Badia a Settimo P-SP2

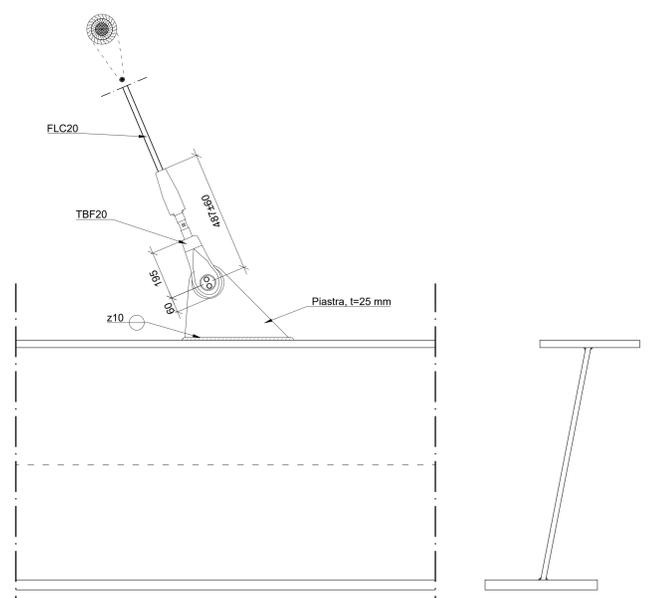
Pendino n.	Lunghezza [mm]	Inclinazione [°]
37	3201	40
38	2678	104
39	4569	49
40	4198	113
41	5101	58
42	5433	122
43	5589	58
44	5589	122
45	5433	58
46	5101	122
47	4198	67
48	4569	131
49	2678	76
50	3201	140

I pendini sono numerati seguendo i punti di attacco sul tubolare dell'arco dalla P verso SP2. La lunghezza di ogni pendino è misurata da centro perno a centro perno dei collegamenti. L'inclinazione di ogni pendino è misurata rispetto al piano orizzontale.

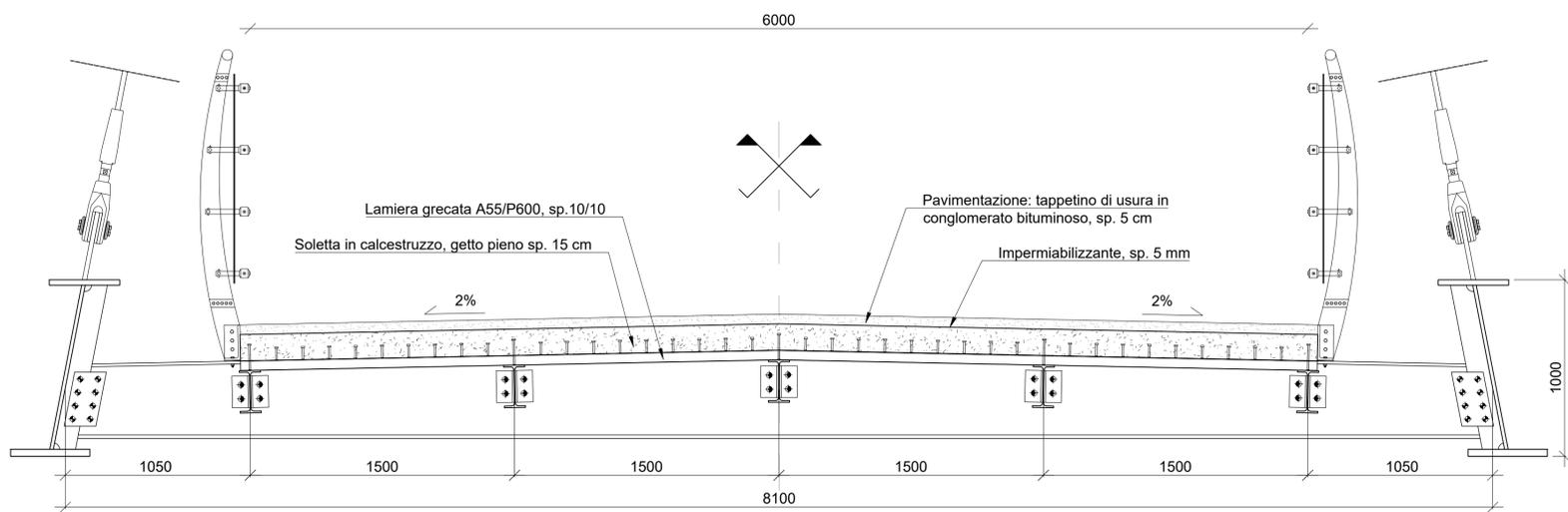


4 PROSPETTO IN VERA GRANDEZZA CAMPATA P-SP2: SISTEMA DI SOSPENSIONE 1:100

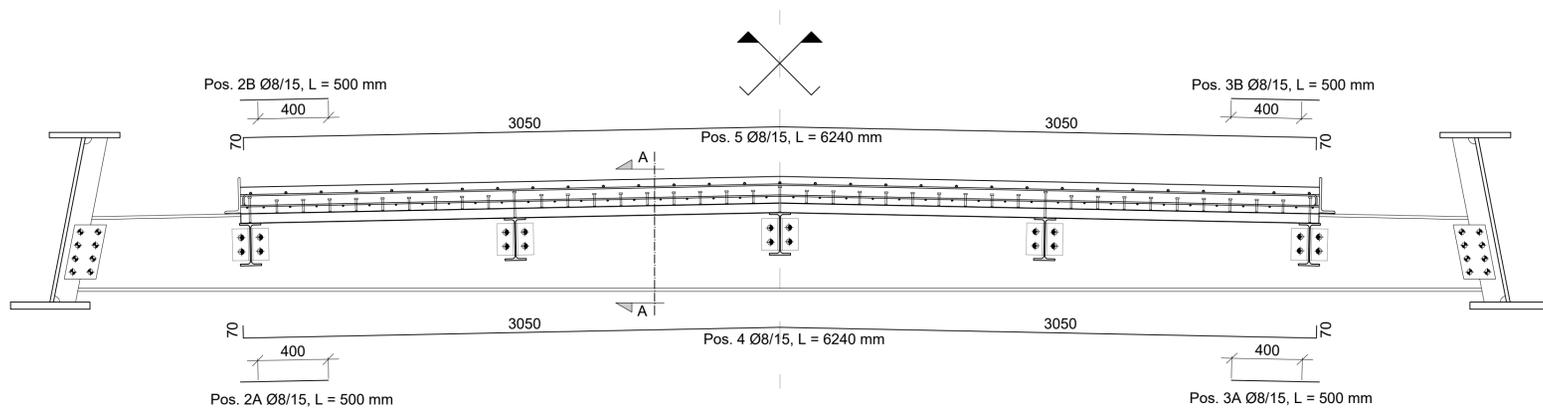
6 PARTICOLARE 3: COLLEGAMENTO PENDINI FLC20-TRAVE 1:10





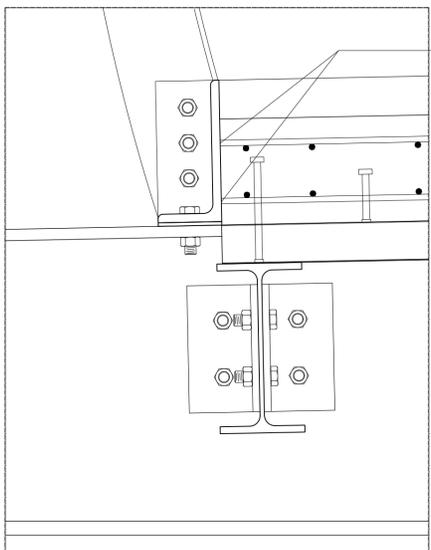


1 SEZIONE TRASVERSALE IMPALCATO  
1:20



2 SEZIONE TRASVERSALE IMPALCATO: DISPOSIZIONE ARMATURA TRASVERSALE  
1:20

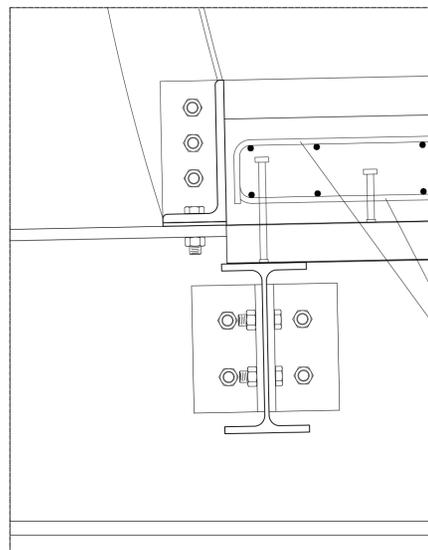
Dettaglio disposizione barre di armatura collegate all'angolare



Pos. 2A-2B-3A-3B Ø8/15 fissata con saldatura al profilo angolare di contenimento del getto e della pavimentazione

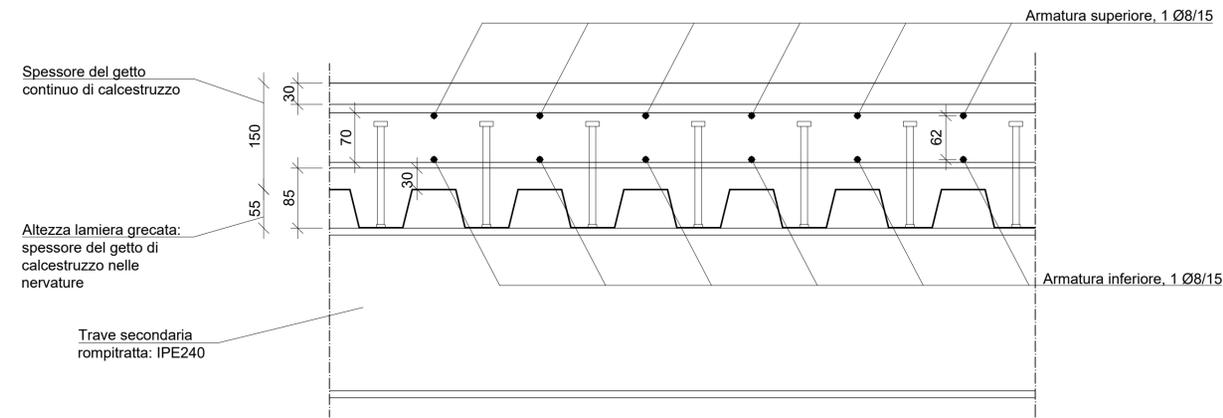
Si veda Tav. 7 per i dettagli relativi al parapetto metallico e al sistema di collegamento con la soletta.

Dettaglio disposizione barre di armatura a chiusura del getto



Pos. 4-5 Ø8/15 piegati con funzione "chiudi getto"

4 DETTAGLI DISPOSIZIONE ARMATURA  
1:5



3 SEZIONE A-A: DETTAGLIO ARMATURA TRASVERSALE SOLETTA  
1:5

Le posizioni di armatura sono ordinate in modo progressivo secondo la sequenza di disposizione. Si veda anche Tav. 10.

Nota: nella vista a fianco (2) sono indicate le lunghezze parziali delle barre di armatura. Le lunghezze totali sono indicate con L. Le quote lineari indicano le lunghezze di sovrapposizione delle barre.

MATERIALI E PRESCRIZIONI COSTRUTTIVE	
<b>CALCESTRUZZO SOLETTA (UNI EN 206-1)</b>	
CLASSE DI RESISTENZA	C 32/40
CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC4
CEMENTO TIPO	42.5R
RAPPORTO MAX A/C	0.5
Ømax INERTI	20 mm
COPRIFERRO MINIMO	30 mm
CLASSE DI CONSISTENZA	S4
INSERIRE ADDITIVO COMPENSATORE DI RITIRO NELLA MISCELA DEL CALCESTRUZZO	
<b>ACCIAIO PER CALCESTRUZZO</b>	
TIPO ACCIAIO	B450C
UTILIZZARE BARRE METALLICHE ZINCATE	
DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE BARRE DA C.A.	
<b>ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA</b>	
TIPO ACCIAIO	S355 J2
CLASSE DI ESECUZIONE	XC3
<b>ACCIAIO PER SOSPENSIONI (EN 12385-10)</b>	
TIPOLOGIA	FULL LOCKED COILS STRANDS
CAPOCORDA	FORK SOCKET
	ADJUSTABLE FORK SOCKET
<b>PIOLI TIPO "NELSON" (EN 13918)</b>	
TIPO ACCIAIO	S235 J2 - C450
RESISTENZA A TRAZIONE	min 450 N/mm <sup>2</sup>
ALLUNGAMENTO	min 15%
<b>LAMIERA GRECATA (UNI EN 10147)</b>	
TIPO ACCIAIO	S280 GD
TIPO LAMIERA	A55/P600, sp. 1 mm

SIMBOLI BULLONI E FORI	
BULLONERIA	SIMBOLI
CLASSE 10.9	VITE M16 M20 M24
ALTA RESISTENZA	FORO Ø17 Ø21 Ø25,5

SALDATURE: DETTAGLI TIPICI E SIMBOLI	
SALDATURA D'ANGOLO	Tipologia saldatura:
Quote del triangolo inscritto nella sezione trasversale della saldatura:	◁ Su entrambi i lati
z (mm)	▷ Su un solo lato
a (mm)	○ Tutto il perimetro
Lato triangolo	Altezza triangolo

SALDATURA TESTA A TESTA	
ad X	a V
a V con cordone di ripresa al rovescio	

**UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI FIRENZE**

Scuola di Ingegneria

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Curriculum Strutture

**TESI DI LAUREA MAGISTRALE**  
Anno Accademico 2020/2021

**PROGETTO DI UNA PASSERELLA CICLO-PEDONALE AD ARCO A VIA INFERIORE IN ACCIAIO**  
Realizzazione di un attraversamento sul fiume Arno per collegare la stazione ferroviaria di San Donnino e la frazione di Badia a Settimo

TAVOLA N.	TITOLO <b>SOLETTA IN C.A. IMPALCATO</b>
<b>11</b>	OGGETTO CARPENTERIA SEZIONE TRASVERSALE ARMATURA TRASVERSALE

REVISORI	PROF. ING. SALVATORE GIACOMO MORANO PROF. ING. CLAUDIO MANNINI
STUDENTE	LORENZO TONIONI

**NOTE GENERALI**  
LE QUOTE ALTIMETRICHE SONO IN METRI (m), RISPETTO ALLA QUOTA SLM. LE QUOTE SONO ESPRESSE NEL MODO SEGUENTE:  
- CARPENTERIA METALLICA IN MILLIMETRI (mm)  
- CALCESTRUZZO ARMATO IN CENTIMETRI (cm)  
- QUOTE GENERALI STRUTTURA IN METRI (m)  
ECCETTO DOVE DIVERSAMENTE INDICATO.