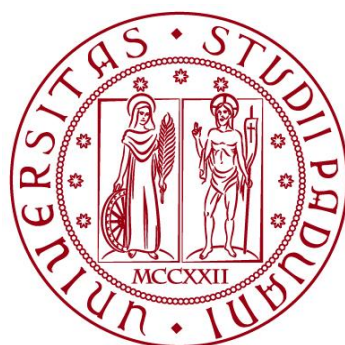


**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA**  
**DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E**  
**AMBIENTALE**  
*Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering*

Corso di Laurea in Ingegneria Civile



**TESI DI LAUREA**

**ANALISI STRUTTURALE E VERIFICA**  
**STATICA DI UNA PASSERELLA**  
**CICLO-PEDONALE**

**Relatore: Chiar.ma PROF.SSA VALENTINA SALOMONI**

**Laureando: GIOELE LUCIETTI**

**ANNO ACCADEMICO 2022-2023**



# Abstract

L'elaborato prodotto è volto allo studio e alla verifica statica di una passerella ciclo-pedonale sul canale Piovego di Padova, la cui costruzione è inserita nel contesto del progetto di realizzazione del nuovo parco urbano Tito Livio nell'area ex Boschetti.

Il processo seguito per la verifica della passerella vede una fase preliminare che consta di valutazioni di tipo analitico, nella quale dopo essersi calcolate le sollecitazioni agenti sulla struttura nelle condizioni per essa più sfavorevoli, determinate tramite il tracciamento delle rispettive linee di influenza, si sono confrontati tali valori con le capacità resistenti offerte dalla struttura, determinate secondo le formule prescritte dall' "Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»" (D.M. 17 gennaio 2018), e dalla successiva Circ. Min. 21 gennaio 2019 n. 7.

Dopodiché si è proseguita l'operazione di verifica tramite la costruzione di un modello generale della passerella agli elementi finiti sul software di calcolo Midas Gen.

Questo ha permesso di confrontare i calcoli di verifica eseguiti precedentemente ed acquisire confidenza con gli strumenti tecnologici di ausilio alla professione.





# Indice

<b>Indice delle figure</b> .....	VII
<b>Introduzione</b> .....	1
<b>Capitolo 1 - Descrizione della passerella pedonale</b> .....	3
<b>1.1 – Descrizione dell'intervento</b> .....	3
1.1.1 – <i>Iter progettuale ed autorizzativo</i> .....	5
1.1.2 – <i>Progetto iniziale</i> .....	6
1.1.3 – <i>Progetto definitivo – adeguamento strutturale</i> .....	6
1.1.4 – <i>Varo del ponte</i> .....	7
<b>1.2 – Descrizione delle strutture</b> .....	8
1.2.1 – <i>Strutture di fondazione sulle spalle</i> .....	8
1.2.2 – <i>Strutture di fondazione delle “zampe” di appoggio</i> .....	10
1.2.3 – <i>Strutture delle “zampe” di appoggio</i> .....	11
1.2.4 – <i>Strutture di impalcato</i> .....	12
1.2.5 – <i>Strutture del parapetto</i> .....	14
<b>Capitolo 2 - Analisi dei carichi</b> .....	17
<b>2.1 – Ipotesi semplificative</b> .....	17
<b>2.2 – Definizione delle condizioni elementari di carico</b> .....	18
2.2.1 – <i>Pesi propri</i> .....	18
2.2.2 – <i>Pesi permanenti non strutturali</i> .....	18
2.2.3 – <i>Carico variabile da traffico per ponti pedonali</i> .....	19
2.2.4 – <i>Carico da vento</i> .....	19
<b>2.3 – Combinazioni delle azioni</b> .....	22
<b>Introduzione alle analisi (statiche) effettuate</b> .....	25
<b>Capitolo 3 - Verifiche analitiche</b> .....	27
<b>3.1 – Schema statico</b> .....	27
<b>3.2 – Conversione dei carichi</b> .....	28
<b>3.3 – Ridistribuzione dei carichi</b> .....	31
<b>3.4 – Combinazioni di carico</b> .....	32
<b>3.5 – Soluzione della struttura e linee di influenza</b> .....	32
3.5.1 – <i>Software FTool</i> .....	33
3.5.2 – <i>Linea di influenza</i> .....	33
<b>3.6 – Risultati diagrammi delle sollecitazioni</b> .....	34
3.6.1 – <i>Massimo momento in campata 1</i> .....	35
3.6.2 – <i>Massima reazione vincolare in appoggio 2</i> .....	36

3.6.3 – Massimo momento in appoggio 2 .....	36
3.6.4 – Massimo momento in campata 2 .....	37
3.6.5 – Massima reazione vincolare in appoggio 3 .....	38
3.6.6 – Massimo momento in appoggio 3 .....	38
3.6.7 – Massimo momento in campata 3 .....	39
<b>3.7 – Verifiche degli elementi</b> .....	<b>40</b>
3.7.1 – Classificazione delle sezioni .....	41
3.7.2 – Verifica a flessione monoassiale (retta) .....	46
3.7.3 – Verifica a taglio .....	47
3.7.4 – Verifica di instabilità di aste compresse .....	48
<b>Capitolo 4 - Modello generale agli elementi finiti</b> .....	<b>55</b>
<b>4.1 – Descrizione della modellazione delle strutture</b> .....	<b>55</b>
<b>4.2 – Applicazione dei carichi</b> .....	<b>59</b>
<b>4.3 – Risultati verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)</b> .....	<b>67</b>
4.3.1 – Diagrammi di momento .....	67
4.3.2 – Diagrammi di taglio .....	69
4.3.3 – Diagrammi di sforzo normale .....	71
4.3.4 – Diagramma di torsione .....	73
<b>Schede di verifica: Profili IPE 600, IPE 200, UPN 260, CHS 219.1x10</b> .....	<b>75</b>
4.3.5 – Diagrammi di sforzo normale sui controventi .....	79
<b>Scheda di verifica: Piatti di controvento</b> .....	<b>82</b>
4.3.6 – Diagrammi delle reazioni vincolari .....	85
<b>4.4 – Calcolo della capacità portante del terreno per le fondazioni profonde</b> .....	<b>87</b>
<b>4.5 – Risultati verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)</b> .....	<b>94</b>
4.5.1 – Deformabilità delle travi di orditura principale .....	95
4.5.2 – Verifica delle tensioni sulle travi di orditura principale .....	98
<b>4.6 – Descrizione della modellazione dei dettagli</b> .....	<b>100</b>
<b>Schede di verifica: Giunto di continuità trave-trave e collegamento colonna-trave principale</b> .....	<b>101</b>
<b>Capitolo 5 - Confronto tra modelli</b> .....	<b>123</b>
<b>5.1 – Verifica tra modello bidimensionale FTool e tridimensionale Midas</b> .....	<b>123</b>
<b>5.2 – Confronto con la relazione di calcolo dell’opera</b> .....	<b>127</b>
<b>Conclusioni</b> .....	<b>129</b>
<b>Elaborati grafici: Tavole 1, 2, 3: Pianta, prospetto e sezione della passerella</b> .....	<b>131</b>
<b>Ringraziamenti</b> .....	<b>137</b>
<b>Riferimenti bibliografici</b> .....	<b>139</b>

## Indice delle figure

<b>Figura 1.</b> Ortofoto (a) e foto aerea (b) del contesto dei Giardini dell'Arena: a sud-ovest la chiesa e il complesso degli Eremitani; sopra, all'interno del parco, la Cappella degli Scrovegni. ....	4
<b>Figura 2.</b> Viste aeree rendering di progetto: contesto dei Giardini dell'Arena e del parco Tito Livio (a) e (d); vista della passerella (b); nuove strutture polivalenti del parco (c). ....	5
<b>Figura 3.</b> Foto scattate durante le opere di varo della passerella .....	7
<b>Figura 4.</b> Sezione stratigrafica in asse passerella – vista verso monte.....	8
<b>Figura 5.</b> Particolari appoggio passerella in sponda sinistra e paratia anti-infiltrazioni .....	9
<b>Figura 6.</b> Sezione del modello tridimensionale della passerella in corrispondenza degli appoggi (a) e foto delle strutture reali (b).....	9
<b>Figura 7.</b> Vista tridimensionale delle strutture di fondazione in alveo .....	10
<b>Figura 8.</b> Dettaglio dal modello tridimensionale di progetto del collegamento saldato della colonna con la piastra bullonata di giunzione alla trave (a) e foto della struttura (b) e (c). ....	11
<b>Figura 9.</b> Sezione del modello tridimensionale della passerella con particolare delle strutture di impalcato (a) e foto delle strutture reali: particolari collegamento delle travi secondarie (b) e piano di controventatura (c) .....	13
<b>Figura 10.</b> Strutture del parapetto del modello tridimensionale (a); foto delle strutture reali: particolare collegamento montanti (b) e connessione travi secondarie con profili di estremità (c) .....	15
<b>Figura 11.</b> Estratto dei capitoli 8.3.1 e 8.3.3 EC 1: valori dei fattori di forma trasversale (a) e verticale (z). .....	20
<b>Figura 12.</b> Tabella 8.1 EC 1: aumento della profondità del ponte per il calcolo per la presenza dei parapetti. .....	21
<b>Figura 13.</b> Combinazioni delle azioni .....	22
<b>Figura 14.</b> Coefficienti $\psi$ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali .....	22
<b>Figura 15.</b> Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU (a) e valori raccomandati del fattore $\psi$ per ponti pedonali (b). ....	23
<b>Figura 16.</b> Schema statico della passerella. ....	28
<b>Figura 17.</b> Schema statico semplificato con una singola travata. ....	28
<b>Figura 18.</b> Diagramma linea di influenza con parametro della sollecitazione interessato svincolato (massimo momento in campata 1) e conseguente schema di carico (a); diagramma di momento (b) e diagramma di taglio (c). ....	35
<b>Figura 19.</b> Diagramma linea di influenza con parametro della sollecitazione interessato svincolato (massima reazione vincolare in appoggio 2) e conseguente schema di carico (a); diagramma di momento (b) e diagramma di taglio (c). ....	36
<b>Figura 20.</b> Diagramma linea di influenza con parametro della sollecitazione interessato svincolato (massimo momento in appoggio 2) e conseguente schema di carico (a); diagramma di momento (b) e diagramma di taglio (c). ....	37
<b>Figura 21.</b> Diagramma linea di influenza con parametro della sollecitazione interessato svincolato (massimo momento in campata 2) e conseguente schema di carico (a); diagramma di momento (b) e diagramma di taglio (c). ....	37
<b>Figura 22.</b> Diagramma linea di influenza con parametro della sollecitazione interessato svincolato (massima reazione vincolare in appoggio 3) e conseguente schema di carico (a); diagramma di momento (b) e diagramma di taglio (c). ....	38
<b>Figura 23.</b> Diagramma linea di influenza con parametro della sollecitazione interessato svincolato (massimo momento in appoggio 3) e conseguente schema di carico (a); diagramma di momento (b) e diagramma di taglio (c). ....	39
<b>Figura 24.</b> Diagramma linea di influenza con parametro della sollecitazione interessato svincolato (massimo momento in campata 3) e conseguente schema di carico (a); diagramma di momento (b) e diagramma di taglio (c). ....	39
<b>Figura 25.</b> Classificazione delle sezioni .....	41
<b>Figura 26.</b> Rapporti di snellezza per parti compresse di sezioni .....	42
<b>Figura 27.</b> Rapporti di snellezza per parti compresse di sezioni .....	45
<b>Figura 28.</b> Formule di verifica a flessione monoassiale .....	46

<b>Figura 29.</b> Formule di verifica a taglio.....	47
<b>Figura 30.</b> Proiezione sul piano orizzontale della colonna 2 (a) e vista prospettica in corrispondenza della stessa proiezione (b).....	49
<b>Figura 31.</b> Proiezione sul piano orizzontale della colonna 3 e vista prospettica in corrispondenza della stessa proiezione. ....	50
<b>Figura 32.</b> Formule di verifica a instabilità di aste compresse e valori fattore di imperfezione.....	51
<b>Figura 33.</b> Schema statico con nodi ed elementi della passerella.....	57
<b>Figura 34.</b> Schema statico con ingombro degli elementi (ogni tipologia di sezione è indicata con un diverso colore).....	58
<b>Figura 35.</b> Particolare dello schema statico con rigid link in evidenza.....	59
<b>Figura 36.</b> Zona di influenza di un carico di superficie e sua conversione in carico lineare.....	60
<b>Figura 37.</b> Applicazione del carico permanente non strutturale sulle singole campate (valori contenuti in tabella 3); sulle travi secondarie il peso proprio del grigliato e sui correnti laterali il peso proprio delle strutture di parapetto. ....	63
<b>Figura 38.</b> Applicazione del carico variabile da traffico per ogni campata (valori in tabella 3). ....	64
<b>Figura 39.</b> Applicazione del carico variabile da vento in direzione z per ogni campata; valore costante su ogni campata.....	65
<b>Figura 40.</b> Applicazione del carico variabile da vento in direzione y, costante su tutta la lunghezza; valore costante su ogni campata. ....	66
<b>Figura 41.</b> Diagrammi di momento attorno all'asse forte delle sezioni per le 4 combinazioni allo SLU. ....	68
<b>Figura 42.</b> Diagrammi di taglio per le 4 combinazioni allo SLU.....	70
<b>Figura 43.</b> Diagrammi di sforzo normale per le 4 combinazioni allo SLU; sono riportati numericamente solo i valori di compressione. ....	72
<b>Figura 44.</b> Diagramma di momento torcente per la combinazione più gravosa per la struttura.....	73
<b>Figura 45.</b> Diagramma di sforzo normale sui controventi per la combinazione che massimizza gli sforzi di compressione (SLU1). ....	79
<b>Figura 46.</b> Diagrammi di sforzo normale sui controventi nei due modelli per la combinazione di carico che ne massimizza le sollecitazioni: sopra, il modello con solo i controventi tesi; sotto, il modello con i controventi modellati con elementi truss tension only. ....	81
<b>Figura 47.</b> Reazioni vincolari per le 4 combinazioni di carico allo SLU.....	86
<b>Figura 48.</b> Contour di spostamenti in direzione z (a) e in direzione y (b) per le rispettive combinazioni più gravose agli SLE.....	95
<b>Figura 49.</b> Limiti di deformabilità per le strutture in acciaio soggette ad azioni verticali (a) e ad azioni orizzontali (b).....	96
<b>Figura 50.</b> Estratto del capitolo 7.3 EC 3: valori dei fattori di forma trasversale (a) e verticale (z). ....	98
<b>Figura 51.</b> Andamento delle tensioni sulla sezione per la combinazione caratteristica più gravosa. ....	99
<b>Figura 52.</b> Configurazione deformata dalla combinazione SLU2 che massimizza il momento all'appoggio 2. ....	125
<b>Figura 53.</b> Schema statico del modello Midas semplificato (sopra) e suo diagramma di momento per la combinazione 2 agli Stati Limite Ultimi.....	126
<b>Figura 54.</b> Modello FTool con colonne e suo diagramma di momento per la combinazione SLU2.....	127





# Introduzione

La passerella Boschetti è l'opera centrale e rappresentativa dell'intervento, promosso dal Comune di Padova, di costruzione di un nuovo parco urbano che sarà denominato Tito Livio. La centralità della passerella nel contesto dell'opera deriva dal fatto che essa collega i già esistenti e storici Giardini dell'Arena, all'interno dei quali si trovano la Cappella degli Scrovegni ed il complesso degli Eremitani, con il nuovo parco, che rappresenterà un nuovo luogo di accesso alla città, mettendo in relazione la modernità delle opere che vi saranno costruite con la tradizione della città antica.

La passerella sembra poggiare, sul canale Piovego che attraversa, con 4 *zampe*, ciascuna formata da un diedro; l'idea è quella di emulare un *gerride*, ovvero gli insetti che si muovono sulla superficie dell'acqua grazie alla sua tensione superficiale.

Per realizzare questa idea di leggerezza l'opera è stata realizzata in acciaio, progettando una struttura molto snella e slanciata.

L'elaborato ha lo scopo di eseguire una verifica statica delle strutture in acciaio della passerella, che verranno eseguite sia tramite una metodologia analitica che un programma di calcolo agli elementi finiti. Il secondo obiettivo della tesi, infatti, è quello di assumere confidenza con tale tipologia di software, essenziale nella pratica professionale odierna.

Si ripercorrono i cinque capitoli che si troveranno di seguito, esplicandone brevemente il contenuto:

- Capitolo 1: si descrive l'intervento progettuale nel quale rientra la passerella e se ne descrivono le parti che la compongono;
- Capitolo 2: dopo aver illustrato alcune ipotesi semplificative si analizzano i carichi gravanti sulla struttura;
- Capitolo 3: si eseguono le più importanti verifiche di carattere analitico per determinare le sollecitazioni agenti e la resistenza dei vari elementi costitutivi;
- Capitolo 4: si descrive dettagliatamente il modello numerico realizzato per le analisi e se ne riportano i principali risultati;
- Capitolo 5: si confrontano i due modelli della passerella, per validarne i risultati.





# Capitolo 1

## Descrizione della passerella pedonale

In questo capitolo si riporta una breve descrizione degli interventi realizzati nel contesto della realizzazione della passerella, ripercorrendo le principali tappe dell'iter approvativo del progetto, e la descrizione delle strutture in acciaio in elevazione e delle strutture in conglomerato cementizio delle fondazioni.

Tali informazioni sono ricavate dalla Relazione Tecnico-Illustrativa, prodotta nel contesto dell'attività di progettazione dell'opera, gentilmente fornita dal Comune di Padova e dal progettista, ing. Gianmaria De Stavola.

### 1.1 – Descrizione dell'intervento

La realizzazione della passerella ciclo-pedonale oggetto di studio è inserita nel contesto della progettazione del nuovo parco urbano Tito Livio nella città di Padova nell'area denominata "ex Boschetti", delimitata a sud-ovest dal parco "Giardini dell'Arena", a nord da Via Trieste e ad est da Via Gaspare Gozzi.

La passerella funge da collegamento tra lo storico parco "Giardini dell'Arena" e l'area verde di progetto che avrà una superficie di circa 10000 mq, ed è il simbolo di spicco dell'opera di riqualificazione dell'area urbana "ex Boschetti" sulla quale precedentemente ai lavori insisteva un ampio parcheggio delimitato sul lato fronte strada da due palazzine in stile "liberty" novecentesco, che rappresentano un'altra parte fondamentale del progetto di riqualificazione. Queste infatti saranno restaurate e ampliate, a seguito della bonifica già eseguita su di esse e sui terreni circostanti per lo smaltimento di amianto, e saranno in parte convertite in luoghi per manifestazioni culturali.

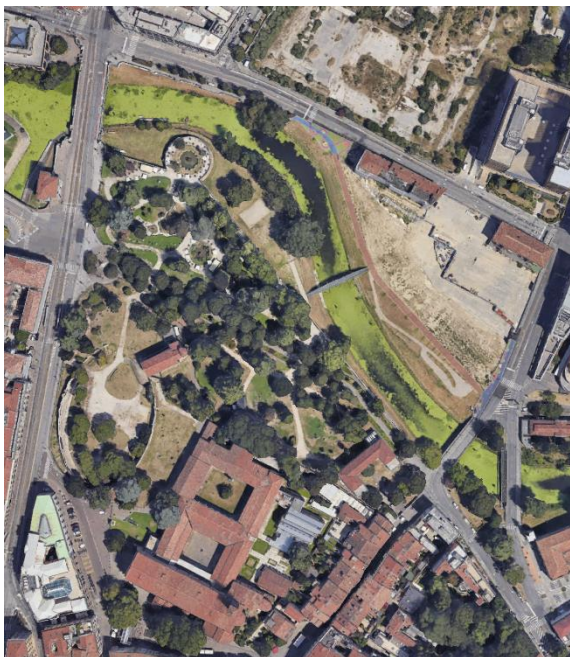
Lo smaltimento dell'amianto ha rappresentato però anche uno spunto progettuale in quanto, a causa della contaminazione del terreno, si è esclusa la possibilità di piantare nuovi alberi in favore della realizzazione di alcune moderne vele con una struttura in acciaio (vedi render di progetto) che fungono da palco, zona espositiva e ludico/ricreativa.

L'area è stata per anni oggetto di discussione tra le amministrazioni comunali che si sono susseguite. La posizione finale che ha spinto verso l'approvazione di un progetto è stata l'idea che l'area "Boschetti" rappresenta un importante collegamento tra la zona della

stazione, principale accesso della città per numerosi studenti e turisti, e i “Giardini dell’Arena”, la Cappella degli Scrovegni e la zona degli Eremitani.

La creazione di un nuovo parco, collegato appunto dalla passerella studiata, diventa il nuovo accesso alla città, in una zona non più di degrado, ma di alto pregio architettonico, per valorizzare anche le opere storiche situate nelle immediate vicinanze.

L’accesso alla città si amplia anche con una modalità fluviale: si è deciso infatti di sfruttare la navigabilità del Piovego e modificare le sponde del fiume in corrispondenza del parco in modo da rendere possibile l’attracco di imbarcazioni, turistiche o private, con lo scopo di inserire Padova all’interno dell’itinerario delle ville venete lungo il Brenta o del traffico fluviale proveniente da Venezia.



(a)



(b)



(c)



(d)

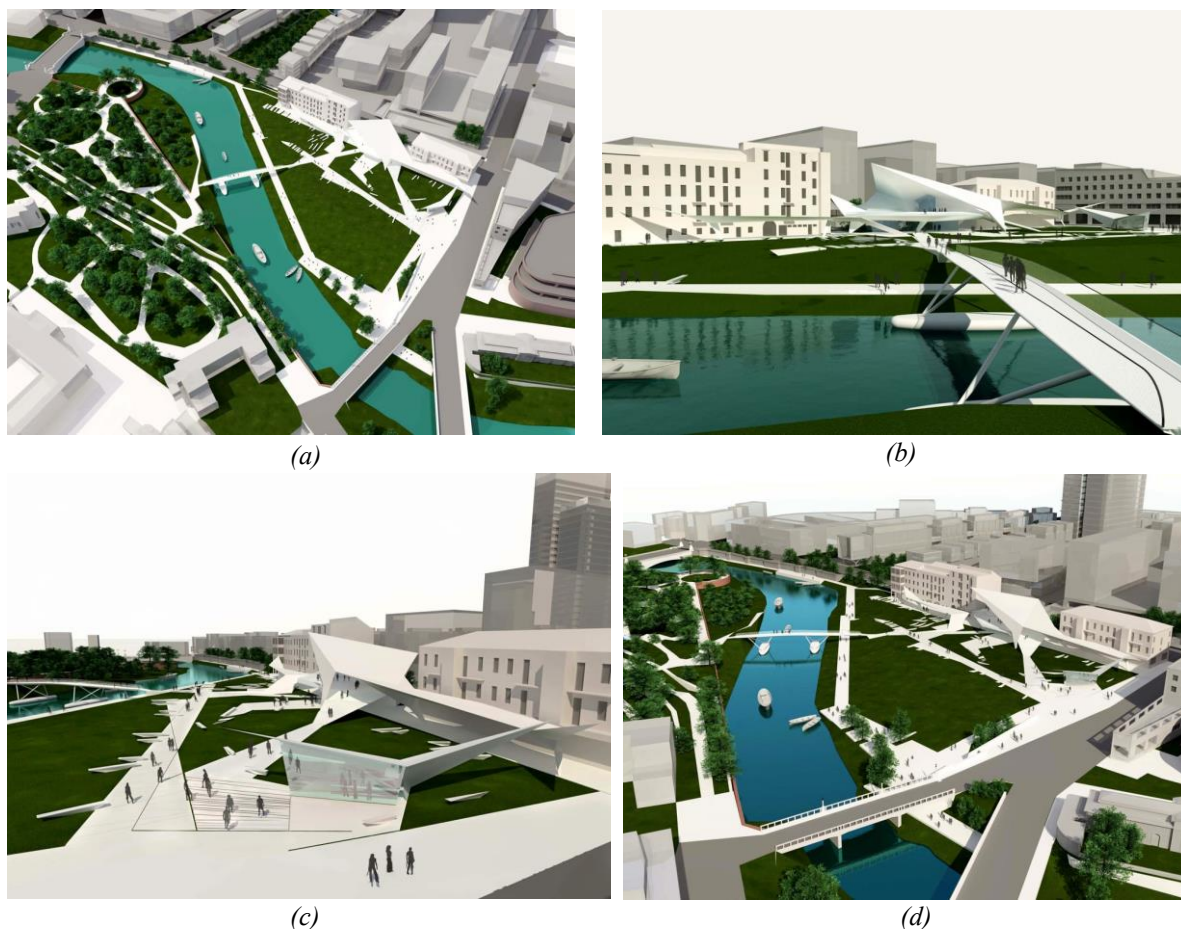
**Figura 1.** Ortofoto (a) e foto aerea (b) del contesto dei Giardini dell’Arena: a sud-ovest la chiesa e il complesso degli Eremitani; sopra, all’interno del parco, la Cappella degli Scrovegni.

Foto aeree (c,d) dell’attuale vista sull’area del parco Tito Livio.

Fonte:

<https://earth.google.com/web>





**Figura 2.** Viste aeree rendering di progetto: contesto dei Giardini dell’Arena e del parco Tito Livio (a) e (d); vista della passerella (b); nuove strutture polivalenti del parco (c).

Fonte: <https://www.padovaoggi.it/cronaca/parco-tito-livio-approvato-progetto-definitivo-padova.html>

### ***1.1.1 – Iter progettuale ed autorizzativo***

Il progetto dell’opera fa riferimento ai seguenti elaborati e titoli abilitativi:

- progetto esecutivo del 2017 a firma dell’arch. Attolico Lorenzo denominato “Parco urbano Boschetti” e relazione di compatibilità idraulica a firma dell’ing. Peretti Paolo;
- 14.03.2017: parere favorevole di massima del Genio Civile di Padova relativo alla pratica di concessione demaniale per la realizzazione del primo stralcio del nuovo parco urbano “Tito Livio” e successiva domanda di autorizzazione idraulica al Genio Civile di Padova per adeguamento strutturale;
- 18.01.2017: parere favorevole di Sistemi Territoriali che ha attestato la compatibilità delle opere con le esigenze della navigazione;
- febbraio 2020: progetto delle strutture a firma dell’ing. Gianni Michelin con la supervisione dell’ing. Gianmaria De Stavola, progettista responsabile dell’integrazione fra le prestazioni specialistiche.

### ***1.1.2 – Progetto iniziale***

Il progetto iniziale prevedeva la realizzazione di una passerella a via di corsa superiore a 5 campate, con una lunghezza di impalcato di 42 m, cui si aggiungevano 2.5 m per lato di pedane sostenute da pali di approdo di tipo “geopali” in legno, per una lunghezza complessiva di 47 m. Le piattaforme erano collegate all’impalcato tramite cerniere, di modo tale che la struttura potesse essere stata spostata in base alle esigenze funzionali e di manutenzione dell’alveo. La larghezza utile dell’impalcato era variabile da 2.5 m alle estremità a 3 m in mezzeria.

La travata principale era sostenuta da due pile intermedie che componevano gli spigoli di un diedro convergente su due uniche basi, simmetriche rispetto all’asse della passerella, denominate “galleggianti”, ma che, in relazione al livello dell’acqua nel canale, avrebbero assunto diverse configurazioni: appoggiate sul fondo, galleggianti o sommerse, e che avrebbero potuto assolvere alla funzione di approdi a servizio di imbarcazioni.

L’impalcato sarebbe stato sostenuto da un cassoncino longitudinale di mezzeria di dimensioni 0.3 x 0.7 m e da un sistema di travature secondarie trasversali a mensola realizzato con profili di tipo IPE a sezione variabile, disposte ad un interasse di 1.5 m.

### ***1.1.3 – Progetto definitivo – adeguamento strutturale***

La passerella, in seguito all’adeguamento strutturale realizzato, risulta ora così costituita: l’impalcato, costituito da un grigliato in acciaio, è appoggiato tramite appositi profili quadrangolari cavi, su di un sistema di travatura secondario realizzato con profili IPE200, disposti ad un interasse costante di 1.5 m, saldati a due travi principali, inclinate rispetto all’orizzontale di un angolo di circa 3°, mantenuto invariato rispetto alla soluzione progettuale precedente, realizzate con profili IPE600.

Il numero di campate rispetto al progetto precedente rimane invariato: infatti, il sistema di sostegno e collegamento della travata alla fondazione, con dei puntoni inclinati disposti a formare due diedri rimane invariato. La sostanziale differenza sta però nelle strutture di fondazione: le basi galleggianti sono state sostituite, viste le considerazioni fatte sulla discreta variabilità del livello del canale, da plinti in calcestruzzo armato sostenuti da micropali realizzati in opera.

### ***1.1.4 – Varo del ponte***

Il varo della passerella è avvenuto il 7 maggio 2021. Il ponte è stato posato in opera quasi completo: tutte le strutture principali di impalcato erano già state assemblate fuori terra ed erano state collegate quattro delle otto colonne di sostegno.

L'intera struttura è stata sollevata da una gru collocata sulla sponda in sinistra idrografica del Piovego, nell'area del parco Tito Livio; una chiatta presente nel canale ha guidato la discesa della struttura ed ha assicurato le prime colonne effettuando le connessioni con i plinti in alveo. Per l'occasione il livello dell'acqua nel canale era stato abbassato tramite alcune regolazioni a monte, ma mantenuto tale da consentire la movimentazione della chiatta.

Dopodiché sono state installate le ultime colonne e infine il parapetto.



(a)



(b)



(c)

**Figura 3.** Foto scattate durante le opere di varo della passerella

Fonte: <https://www.padovaoggi.it/politica/spettacolare-varo-passerella-giardini-arena-nuovo-parco-tito-livio-padova-7-maggio-2021.html>



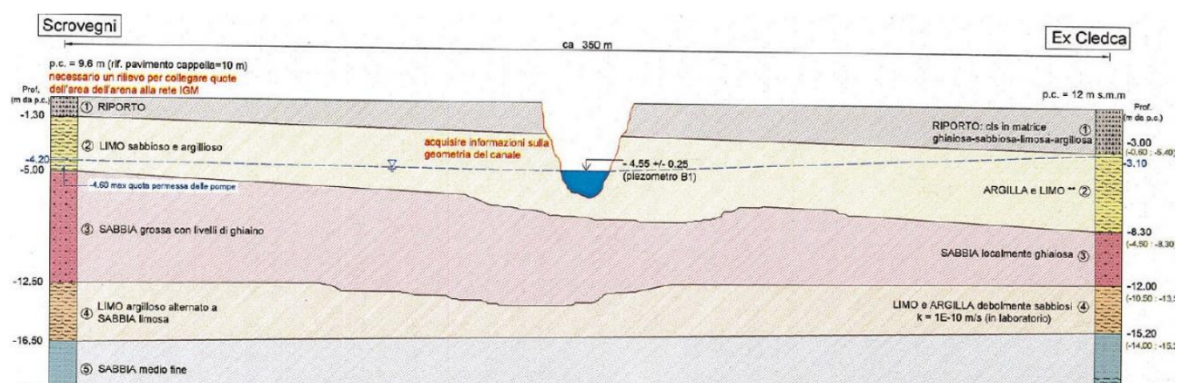
## 1.2 – Descrizione delle strutture

La passerella pedonale in esame è lunga 46 m da spalla a spalla e presenta una sezione a larghezza variabile (2.30 m di larghezza utile dell'impalcato in corrispondenza delle spalle e 3.60 m in mezzzeria).

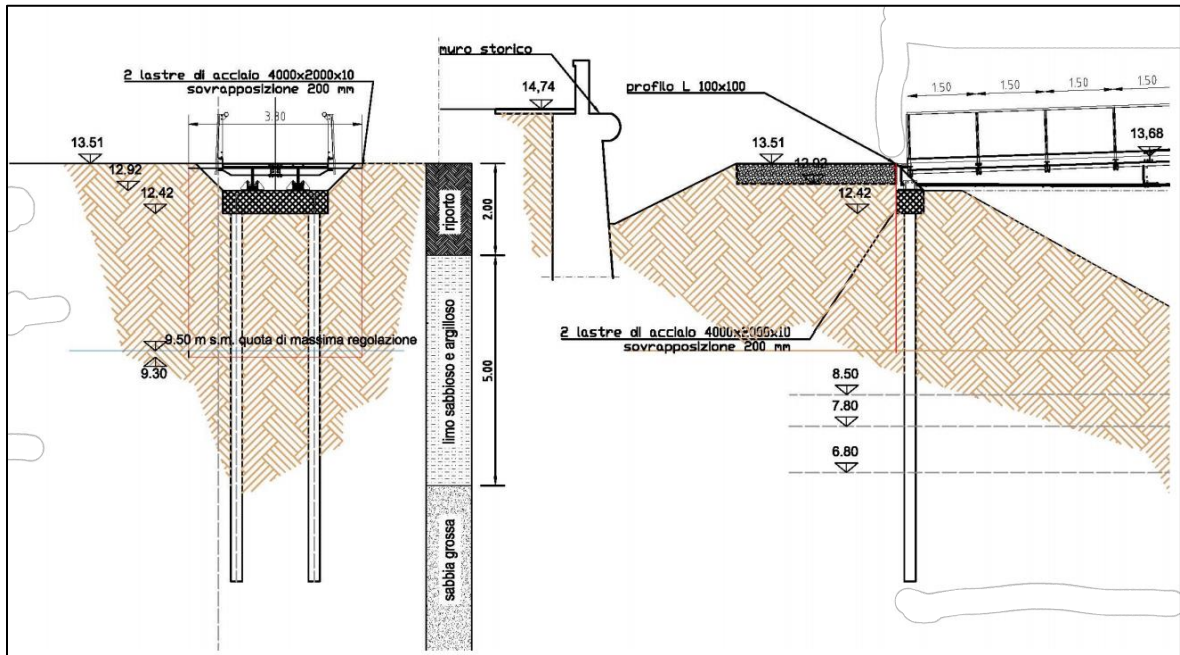
L'impalcato è sostenuto da appoggi diretti sulle spalle e da 4+4 “zampe” (come definite dall'architetto progettista) tubolari intermedie che suddividono la lunghezza in 5 campate (di cui la luce massima di una singola campata è di circa 10 m). Le zampe convergono a due a due verso dei plinti di fondazione situati nell'alveo del canale e sostenuti da pali di fondazione caratterizzati da una disposizione a “cavalletto”.

### 1.2.1 – Strutture di fondazione sulle spalle

Le strutture di fondazione in corrispondenza degli argini del canale sono costituite da plinti in calcestruzzo armato C32/40 di dimensioni 2.30x0.60x0.50 m, sostenuti da due micropali di tipo IGU con diametro di perforazione di 25 cm, lunghezza di perforazione 8 m, con armatura tubolare in acciaio S355 J2 CHS168.3x8mm. La scelta di una fondazione di tipo profondo è dovuta alla scarsa portanza dello strato di terreno più superficiale dell'argine del canale, composto prevalentemente di limo sabbioso e argilloso; il secondo strato, più spesso, vede invece una matrice sabbiosa grossolana con livelli di ghiaino. I micropali allora si fondano su questo strato.

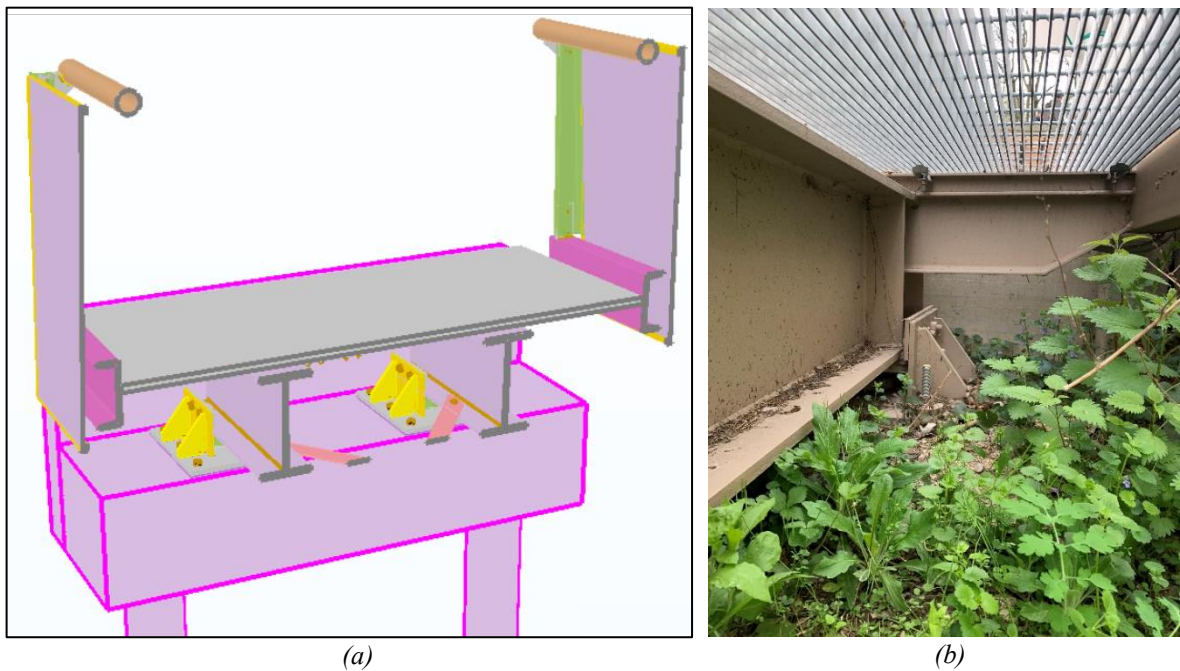


**Figura 4.** Sezione stratigrafica in asse passerella – vista verso monte  
Fonte: Relazione integrativa geotecnica del progetto



**Figura 5.** Particolari appoggio passerella in sponda sinistra e paratia anti-infiltrazioni  
 Fonte: Relazione integrativa geotecnica del progetto

Le strutture principali di impalcato si connettono al plinto per mezzo di appositi sistemi di appoggio unidirezionali e per mezzo di una connessione con piastre e bulloni in grado di garantire la bilateralità del vincolo.



**Figura 6.** Sezione del modello tridimensionale della passerella in corrispondenza degli appoggi (a) e foto delle strutture reali (b)

Fonte: Relazione tecnico-illustrativa del progetto e foto scattata in data 30/03/2023

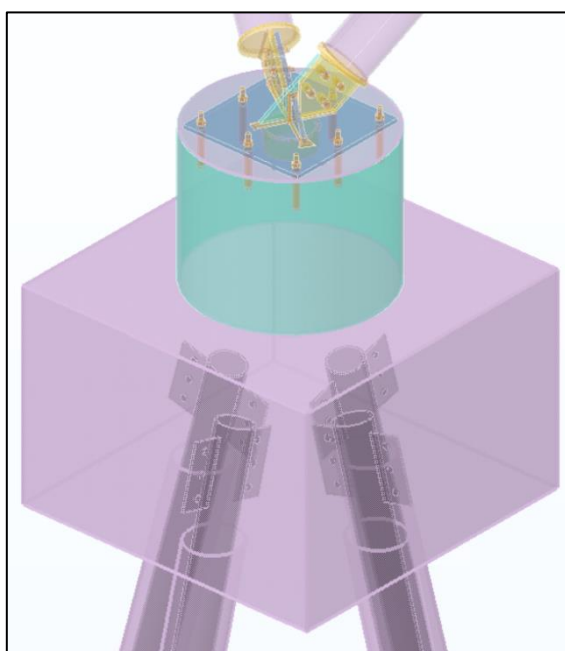
### ***1.2.2 – Strutture di fondazione delle “zampe” di appoggio***

Le fondazioni delle “zampe” di appoggio delle campate intermedie del ponte sono costituite da quattro plinti in calcestruzzo (classe di resistenza C32/40) su ognuno dei quali convergono e si innestano i due piedritti inclinati tubolari responsabili di sostenere una metà dell’impalcato della passerella.

I plinti sono composti da un dado inferiore di dimensioni 1.50x1.50x1.00 m e un capitello superiore circolare con cassero a perdere tubolare CHS 914.0x8 mm in acciaio S355 J2 alto 0.70 m. Il plinto è connesso a quattro micropali IGU (diametro di perforazione 25 cm, lunghezza di perforazione 16.50 m, armatura con profilo tubolare in acciaio S355 J2 CHS 168.3x8 mm di lunghezza 17.25 m) installati a “cavalletto” con inclinazione rispetto alla direzione verticale di 15°.

Le “zampe” vengono installate tramite speciali unioni bullonate (M20 classe 10.9) sulla sommità del capitello per mezzo di apposite piastre di collegamento ancorate all’armatura del plinto in calcestruzzo armato per mezzo di tirafondi (M20 classe 10.9) e di un ferro a taglio (CHS 219.3x10 mm).

Le strutture di fondazione sono state realizzate in modo tale da far coincidere l’intersezione degli assi baricentrici dei micropali e quelli dei profili tubolari dei puntoni inclinati allo scopo di poter escludere eccentricità nella trasmissione delle sollecitazioni in sommità alle fondazioni profonde, in modo che queste siano soggette esclusivamente a sforzi di trazione e compressione.



**Figura 7.** *Vista tridimensionale delle strutture di fondazione in alveo*  
*Fonte: Relazione tecnico-illustrativa del progetto*



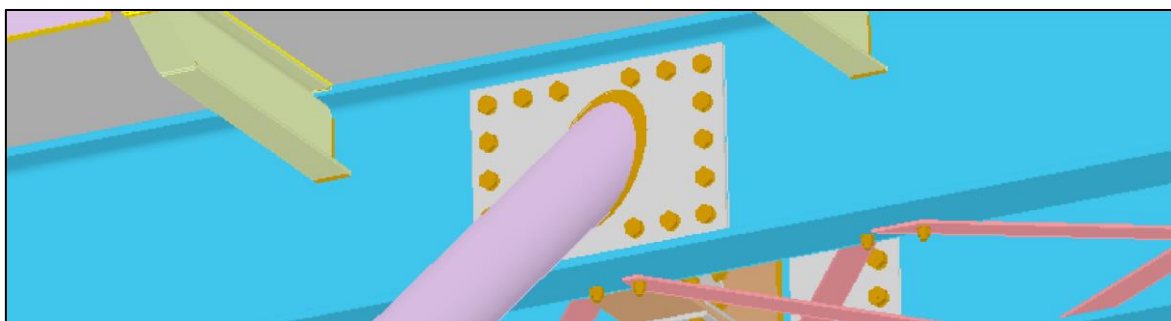
La scelta di utilizzare fondazioni di tipo profondo è dovuta alla necessità di ancorare la struttura a terreni con sufficienti caratteristiche meccaniche che si trovano in profondità.

Inoltre la disposizione a “cavalletto” consente di contrastare le significative spinte orizzontali dovute all’inclinazione delle “zampe” di appoggio.

### ***1.2.3 – Strutture delle “zampe” di appoggio***

Le colonne inclinate che sostengono il ponte sono costituite da profili tubolari cavi in acciaio S355 J2 CHS 219.1x10 mm con lunghezze e inclinazioni variabili: le “zampe” centrali hanno pendenza maggiore rispetto a quelle laterali.

Entrambe si collegano sull’anima delle travi che compongono l’orditura principale che sostiene l’impalcato per mezzo di piastre bullonate con bulloni ad attrito (M24 classe 10.9).



(a)



(b)



(c)

**Figura 8.** Dettaglio dal modello tridimensionale di progetto del collegamento saldato della colonna con la piastra bullonata di giunzione alla trave (a) e foto della struttura (b) e (c).

Fonte: Relazione tecnico-illustrativa del progetto e foto scattate il 28/03/2023

### ***1.2.4 – Strutture di impalcato***

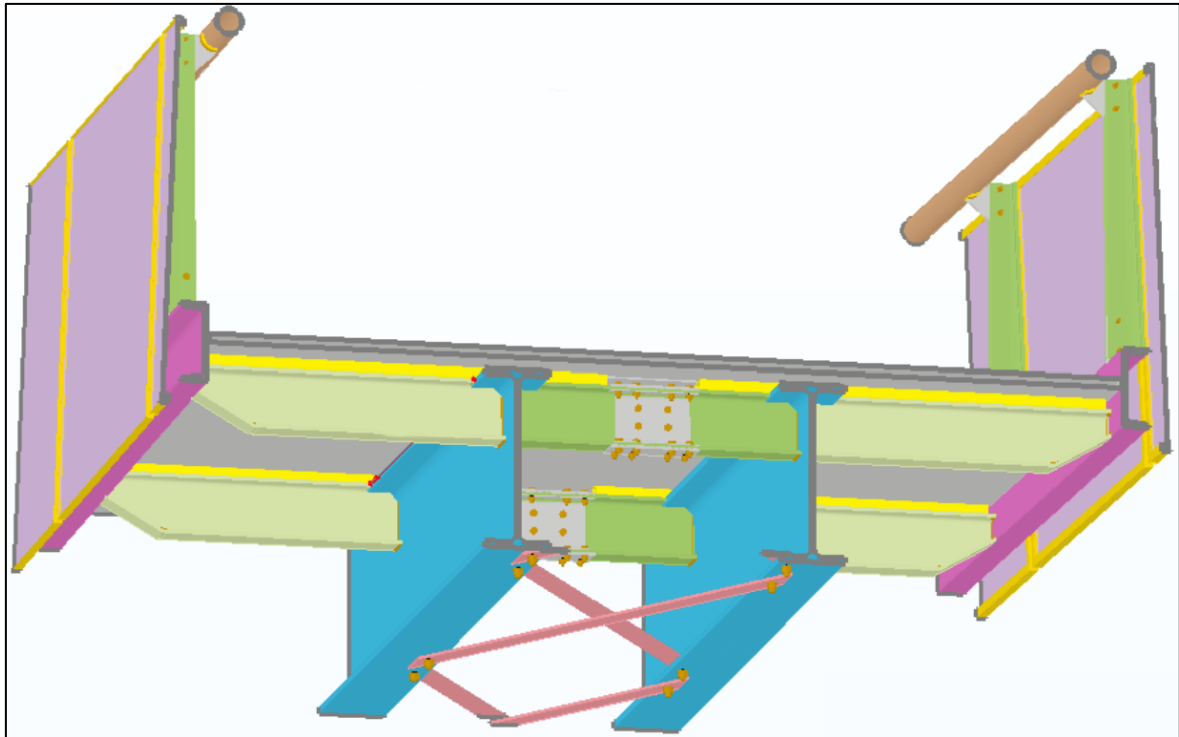
Le strutture dell'impalcato sono state modificate rispetto a quelle del progetto originale: infatti, al posto del cassoncino in acciaio centrale, l'impalcato è sostenuto da un'orditura principale realizzata con due profili a "I", posti ad un interasse di 1 m l'uno dall'altro, di tipo IPE600 in acciaio S355 J2.

Per coprire l'intera luce del ponte le travi sono state suddivise in sei tronchi ciascuna; per assicurare la continuità flessionale sono state progettate delle connessioni bullonate con coprighiunto per mezzo di bulloni ad attrito (M20 classe 10.9).

I tronchi di estremità verso gli argini delle travi principali vengono realizzati con delle travi rastremate a sezione saldata passando da una sezione con altezza 600 mm, corrispondente alle travi dell'orditura principale, ad un'altezza all'appoggio di spalla pari a 400 mm, pur mantenendo però lo spessore e la larghezza delle ali e lo spessore dell'anima conforme a quello del profilo IPE600.

L'orditura secondaria dell'impalcato è realizzata con delle travi di tipo IPE200 in acciaio S355, saldate a sbalzo sia verso l'esterno che verso l'interno, poste ad un interasse di 1.50 m. Sempre per mezzo di coprighiunti bullonati ad attrito vengono connesse le parti centrali delle IPE200.

Per garantire un miglior comportamento torsionale e trasversale del ponte, sull'estradosso inferiore delle IPE600 vengono installati dei piatti di controvento (sezione 6x80 mm in acciaio S355) con disposizione a croce di S. Andrea tali da collegare le due travi principali. Per la realizzazione dell'impalcato, costituito da un grigliato elettrosaldato con piatto portante 30x2 mm e maglie 15x76 mm, sull'estradosso superiore delle travi secondarie (IPE200) vengono predisposti dei profili cavi quadrati di dimensioni 45x45 mm, non strutturali, che fungono da spessore e consentono la connessione, per mezzo di appositi supporti, con il grigliato.



(a)



(b)

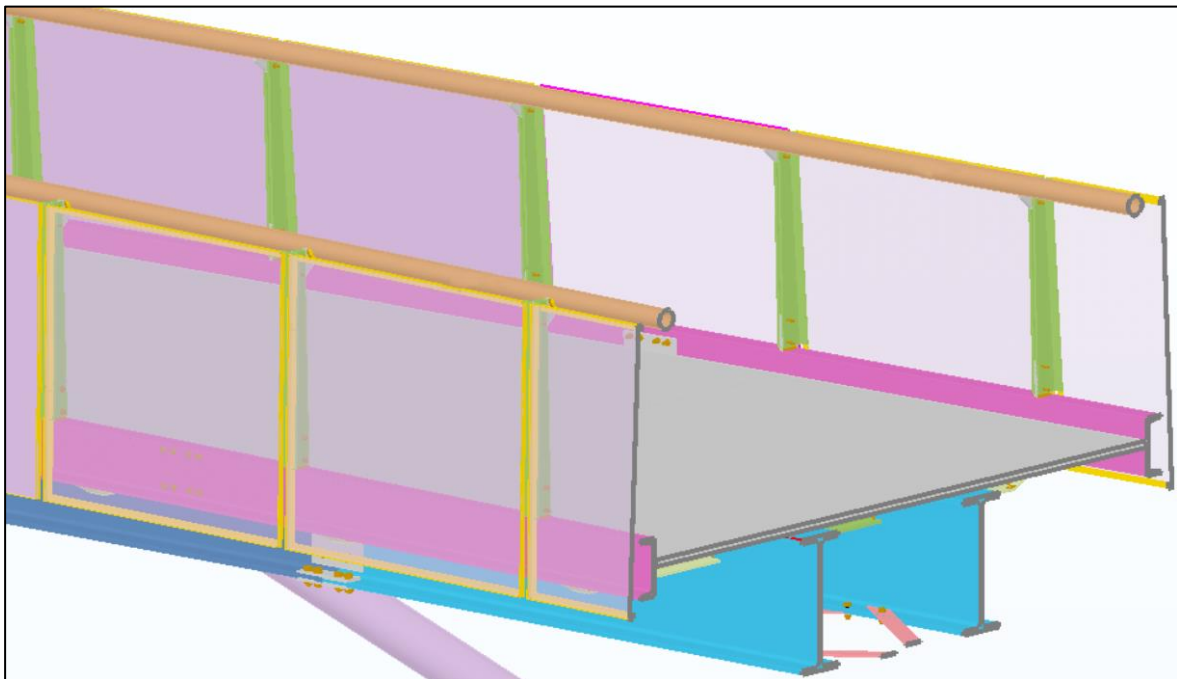


(c)

**Figura 9.** Sezione del modello tridimensionale della passerella con particolare delle strutture di impalcato (a) e foto delle strutture reali: particolari collegamento delle travi secondarie (b) e piano di controventatura (c)  
 Fonte: Relazione tecnico-illustrativa del progetto e foto scattate in data 22/03/2023 e 28/03/2023

### ***1.2.5 – Strutture del parapetto***

Il parapetto del ponte viene realizzato con un corrimano a profilo circolare cavo di tipo CHS 88.9x3 mm in acciaio S355 J2 che si innesta su appositi montanti, disposti ad un interasse di 1.50 m in corrispondenza delle travi secondarie, realizzati con un doppio piatto di spessore 8 mm piegato a L e sagomato. Il montante viene bullonato alla base ad una piastra saldata ad un profilo UPN260 corrente sul bordo dell'impalcato, a sua volta saldato alla testa delle travi di orditura secondaria di implacato, di cui varia l'altezza in corrispondenza degli ultimi centimetri proprio per realizzare la connessione.



(a)





(b)



(c)

**Figura 10.** *Strutture del parapetto del modello tridimensionale (a); foto delle strutture reali: particolare collegamento montanti (b) e connessione travi secondarie con profili di estremità (c)*  
*Fonte: Relazione tecnico-illustrativa del progetto e foto scattate in data 28/03/2023*



# Capitolo 2

## Analisi dei carichi

Per procedere con l'opera di verifica statica della passerella è necessario definire i carichi considerati gravanti sulla struttura e le loro combinazioni.

### 2.1 – Ipotesi semplificative

Sono state fatte alcune semplificazioni che consistono nel trascurare le sollecitazioni termiche, perché di entità non rilevante, e le sollecitazioni sismiche, e di carattere dinamico in generale, in quanto non si possiede ancora la preparazione accademica necessaria alla loro trattazione. Inoltre, va sottolineato che, essendo la struttura leggera e in particolare l'impalcato, vista l'assenza di una soletta in calcestruzzo, il carico sismico non risulta dimensionante e i suoi effetti sono inferiori a quelli dovuti ai carichi statici gravitazionali e a quelli climatici dovuti al vento.

Vengono trascurate nella trattazione, direttamente in sede progettuale, le azioni dovute alla neve e quelle dovute alla pressione dell'acqua nel canale esercitata sui plinti di fondazione e sulle colonne inclinate. Si suppone infatti che il carico da neve sia notevolmente inferiore a quello dovuto alla folla compatta e comunque di entità molto bassa, vista la modalità di realizzazione dell'impalcato che consta di un semplice grigliato, che non consente appunto l'accumulo della precipitazione nevosa.

Il carico sulle pile dovuto alla spinta dell'acqua nel canale si trascurava perché la portata del corso d'acqua è bassa al punto da risultare ininfluente ( $3 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Sono da escludersi significative variazioni di portata, e quindi di spinta dell'acqua, in quanto il livello del tronco maestro del canale Piovego è mantenuto pressoché invariato ad opera di alcuni manufatti lungo il suo corso che lo intercludono durante le piene fluviali. I rilevamenti storici disponibili confermano ancora l'ipotesi fatta.

Si è trascurata inoltre l'azione sui parapetti necessaria esclusivamente alla verifica locale degli stessi e delle relative connessioni con le strutture di impalcato, non effettuate in questa sede.

## 2.2 – Definizione delle condizioni elementari di carico

Si riporta quindi un riepilogo dei carichi considerati, della loro tipologia e modalità di applicazione, e si delinea sommariamente il loro inserimento nel codice di calcolo realizzato, in quanto una descrizione più dettagliata sarà fornita assieme alla trattazione del modello.

I valori adottati sono quelli riportati nella Relazione Tecnico-Illustrativa.

### 2.2.1 – *Pesi propri*

Il programma di calcolo utilizzato consente di definire materiali, sezioni e geometrie delle strutture; questo consente al software di calcolare automaticamente il peso proprio dell'intera struttura.

Il materiale previsto per le strutture di elevazione è un acciaio S355 J2 caratterizzato da un peso specifico di  $78.5 \text{ kN/m}^3$ .

#### **CARICO PERMANENTE STRUTTURALE – uniformemente distribuito**

Peso proprio strutture

Valutato automaticamente dal software

### 2.2.2 – *Pesi permanenti non strutturali*

I pesi permanenti non strutturali sono composti di due componenti:

- il peso permanente non strutturale del grigliato di impalcato e ai relativi profili cavi quadrangolari di fissaggio;
- il peso permanente non strutturale del parapetto.

#### **CARICO PERM. NON STRUTTURALE DI IMPALCATO – uniform. distribuito**

Grigliato elettrosaldato bordato 30x2 – 15x76 mm	0.35 kN/m <sup>2</sup>
Profili cavi quadrangolari di sostegno al grigliato	0.05 kN/m <sup>2</sup>
	<b>G<sub>2k,1</sub> 0.40 kN/m<sup>2</sup></b>

#### **CARICO PERM. NON STRUTTURALE DEL PARAPETTO – uniform. distribuito**

Peso non strutturale dovuto alle strutture del parapetto: montanti, corrimano e telaio con rete a maglia	0.25 kN/m
	<b>G<sub>2k,2</sub> 0.25 kN/m</b>



### 2.2.3 – Carico variabile da traffico per ponti pedonali

Al paragrafo 5.1.3.3.3 delle NTC2018 sono riportati gli schemi di carico che definiscono le azioni variabili da traffico a seconda della tipologia di ponte considerato. Nel caso di ponti pedonali è da adottarsi lo Schema di carico 5: “costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5.00 kN/m<sup>2</sup>”.

#### CARICO VARIABILE DA TRAFFICO – uniformemente distribuito

Carico variabile da Schema di carico 5 per ponti pedonali	5.00 kN/m <sup>2</sup>
<b>Q<sub>kl</sub></b>	<b>5.00 kN/m<sup>2</sup></b>

### 2.2.4 – Carico da vento

Per quanto riguarda la determinazione dell’entità dell’azione del vento sul ponte sono state seguite le indicazioni dei paragrafi 5.1.3.7 e 3.3 delle NTC2018 per la valutazione della pressione generale al netto del coefficiente di forma.

Si riportano in modo schematico i valori principali ottenuti ripercorrendo i calcoli eseguiti.

#### ANALISI DEI CARICHI CLIMATICI – VENTO

##### Parametri di progetto:

Comune di realizzazione:		Padova (PD)	
Zona considerata:		Zona 1	
<b>Altitudine di riferimento per il sito:</b>	<b>a<sub>s</sub></b>	<b>12,00</b>	<b>m</b>
<b>Altezza massima manufatto</b>	<b>h</b>	<b>5,70</b>	<b>m</b>
Classe di rugosità del terreno		Classe B	
Distanza dalla costa		Entroterra fino a 30 km dalla costa	
Categoria di esposizione		III	
Parametri per coefficiente di esposizione	K <sub>r</sub>	0,20	
	z <sub>0</sub>	0,10	m
	z <sub>min</sub>	5	m
Velocità di base della zona	v <sub>b,0</sub>	25	m/s
Altitudine base della zona	A <sub>0</sub>	1000	m s.l.m.
Coefficiente di altitudine	c <sub>a</sub>	1	
Velocità di riferimento	v <sub>b</sub>	25	m/s
Periodo di ritorno	T <sub>r</sub>	50	anni
Coefficiente di ritorno	c <sub>r</sub>	1	
Velocità riferita al periodo di ritorno	v <sub>r</sub>	25	m/s
Pressione cinetica di riferimento	q <sub>r</sub>	0,39	kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di esposizione	c <sub>e</sub>	1,79	
Coefficiente dinamico	c <sub>d</sub>	1	
<b>Risultati del calcolo:</b>			
Pressione del vento in sommità al netto del coefficiente di forma	p	0,70	kN/m <sup>2</sup>

Per la valutazione del coefficiente di forma e degli effetti dinamici si fa riferimento a quanto riportato nella Relazione Tecnico-Illustrativa che segue quanto stabilito al capitolo 8 della normativa nazionale e nelle appendici E ed F dell'Eurocodice 1 Parte 1 – 4.

Visto che il parapetto è realizzato con una rete a maglia metallica esso è stato considerato come “aperto” e perciò non è necessario tener conto dell'azione del vento su di esso.

Per le verifiche, eseguite agli Stati Limite Ulitmi e di Esercizio, operando a favore di sicurezza, è stato considerato come “pieno” il grigliato di impalcato valutando così la forza verticale di pressione e depressione sullo stesso.

I fattori di forma ricavati seguendo le istruzioni dell'Eurocodice 1 Parte 1 – 4 risultano i seguenti, considerando i parapetti aperti:

$$C_{fy} = 1.3 \qquad C_{fz} = \pm 0.9$$

### 8.3.1 Force coefficients in x-direction (general method)

(1) Force coefficients for wind actions on bridge decks in the x-direction are given by :

$$c_{f,x} = c_{f,x,0} \tag{8.1}$$

where:

$c_{f,x,0}$  is the force coefficient without free-end flow (see 7.13).

NOTE 1 A bridge has usually no free-end flow because the flow is deviated only along two sides (over and under the bridge deck).

NOTE 2 For normal bridges  $c_{f,x,0}$  may be taken equal to 1,3. Alternatively,  $c_{f,x,0}$  may be taken from Figure 8.3  $\overline{AC_2}$ , where some typical cases for determining  $A_{ref,x}$  (as defined in 8.3.1(4)) and  $d_{tot}$  are shown  $\overline{AC_2}$ .

(a)

### 8.3.3 Wind forces on bridge decks in z-direction

(1) Force coefficients  $c_{f,z}$  should be defined for wind action on the bridge decks in the z-direction, both upwards and downwards (lift force coefficients).  $c_{f,z}$  should not be used to calculate vertical vibrations of the bridge deck.

NOTE 1 The National Annex may give values for  $c_{f,z}$ . In the absence of wind tunnel tests the recommended value may be taken equal to  $\pm 0,9$ . This value takes globally into account the influence of a possible transverse slope of the deck, of the slope of terrain and of fluctuations of the angle of the wind direction with the deck due to turbulence.

As an alternative  $c_{f,z}$  may be taken from Figure 8.6. In using it:

the depth  $d_{tot}$  may be limited to the depth of the deck structure, disregarding the traffic and any bridge equipment

for flat, horizontal terrain the angle  $\alpha$  of the wind with the horizontal may be taken as  $\pm 5^\circ$  due to turbulence. This is also valid for hilly terrain when the bridge deck is at least 30 m above ground.

(b)

**Figura 11.** Estratto dei capitoli 8.3.1 e 8.3.3 EC 1: valori dei fattori di forma trasversale (a) e verticale (z).  
Fonte: EN1991-2005.1-4: Azioni generali: azioni del vento - sezione 8: azioni del vento sui ponti.

Nel caso di parapetti aperti, per il calcolo della forza statica equivalente l'Eurocodice impone di tenere conto dei parapetti aumentando la profondità  $d$  del ponte di 0.3 m per ogni lato.

**Table 8.1 — Depth  $d_{tot}$  to be used for  $A_{ref,x}$**

Road restraint system	on one side	on both sides
Open parapet or open safety barrier	$d + 0,3$ m	$d + 0,6$ m
Solid parapet or solid safety barrier	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Open parapet and open safety barrier	$d + 0,6$ m	$d + 1,2$ m

**Figura 12.** Tabella 8.1 EC 1: aumento della profondità del ponte per il calcolo per la presenza dei parapetti.  
Fonte: EN1991-2005.1-4: Azioni generali: azioni del vento – sezione 8: azioni del vento sui ponti

Si vuole evidenziare che il sistema di riferimento della normativa non è uguale a quello del modello di calcolo: secondo quest'ultimo il vento trasversale al ponte spirava in direzione  $y$ . Per evitare confusione si sceglie di riportare nella tabella riassuntiva seguente la notazione riferita al sistema di riferimento del modello numerico, in modo da avere corrispondenza anche con le condizioni di carico elementari implementate nel modello.

<b>Pressione del vento in sommità al netto del coefficiente di forza</b>	$q_p(z)$	<b>0,70</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Larghezza massima impalcato	$b_{max}$	3,60	m
Larghezza minima impalcato	$b_{min}$	2,40	m
Larghezza media impalcato	$b_{med}$	3,00	m
Altezza impalcato	$d$	0,75	m
Lunghezza del ponte	$L$	46,00	m
Altezza totale impalcato per $A_{ref}$ (open parapets)	$d_{tot}$	1,35	m
Coefficiente di forza $y$	$C_{fy}$	1,30	
Coefficiente di forza $z$	$C_{fz}$	$\pm 0,90$	
<b>Forza in direzione <math>y</math></b>	$Q_{2k,y}$	<b>1,23</b>	<b>kN/m</b>
<b>Forza in direzione <math>z</math> (applicato a <math>b/4</math>)</b>	$Q_{2k,z}$	<b>1,89</b>	<b>kN/m</b>

In conclusione, nel programma utilizzato per il calcolo sono stati definite 23 condizioni elementari di carico, con le quali, una volta assegnati i relativi coefficienti, si sono create le combinazioni necessarie per le verifiche da svolgere sulla struttura.

## 2.3 – Combinazioni delle azioni

Come già anticipato il lavoro effettuato verifica la passerella solamente agli Stati Limite Ultimo e di Esercizio.

Per questo delle combinazioni di azioni fornite dalle NTC2018 al paragrafo 2.5.3 si considerano le prime due, ovvero la *combinazione fondamentale* e la *combinazione caratteristica*.

### 2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

**Figura 13.** *Combinazioni delle azioni*

Fonte: NTC 2018 – capitolo 2: Sicurezza e prestazioni attese

I coefficienti parziali di sicurezza da adottare nel caso della progettazione di ponti vengono forniti nel testo normativo nazionale al capitolo 5 nella Tab. 5.1.V riportata di seguito.

**Tab. 5.1.VI -** *Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali*

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
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

**Figura 14.** *Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali*

Fonte: NTC 2018 – capitolo 5: Ponti – Tabella 5.1.VI

Per quanto riguarda i coefficienti di combinazione si assumono quelli riportati nella Tab. 5.1.VI del capitolo 5 delle NTC2018. Per quanto riguarda il carico da folla si assume lo schema di carico 5 con carico distribuito, come indicato nella Tab. 5.1.IV delle NTC2018. Per il carico da vento si assume, a favore di sicurezza il caso di ponte carico. Per la temperatura, si assume un coefficiente  $\psi_0=0$  come riportato nell'Eurocodice 0, Prospetto A2.2 in caso di verifiche allo SLU.

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</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	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	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	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

(a)

Table A2.2 – Recommended values of  $\psi$  factors for footbridges

Action	Symbol	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Traffic loads	gr1	0,40	0,40	0
	$Q_{fck}$	0	0	0
	gr2	0	0	0
Wind forces	$F_{Wk}$	0,3	0,2	0
Thermal actions	$T_k$	0,6 <sup>1)</sup>	0,6	0,5
Snow loads	$Q_{Srk}$ (during execution)	0,8	-	0
Construction loads	$Q_c$	1,0	-	1,0

1) The recommended  $\psi_0$  value for thermal actions may in most cases be reduced to 0 for ultimate limit states EQU, STR and GEO. See also the design Eurocodes.

(b)

**Figura 15.** Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU (a) e valori raccomandati del fattore  $\psi$  per ponti pedonali (b).

Fonte: NTC 2018 – capitolo 5: Ponti – Tabella 5.1.V e EN1991/2005.1-4: Azioni generali: azioni del vento – Appendice A – Tabella A2.2



## **Introduzione alle analisi (statiche) effettuate**

I seguenti capitoli sono dedicati alla descrizione delle analisi condotte sulle strutture in acciaio della passerella ciclo-pedonale e dei risultati così ottenuti.

Lo studio effettuato infatti si concentra sulla verifica delle strutture in elevazione esistenti, tralasciando lo studio delle opere cementizie di fondazione, con l'eccezione dei pali di fondazione, per i quali è stato svolto un breve calcolo della capacità portante del terreno con le semplificazioni che saranno poi elencate.

Le verifiche effettuate vedono uno studio preliminare che consta di valutazioni di tipo manuale, eseguite sulla base di alcune ipotesi e semplificazioni su una sezione longitudinale significativa della struttura, tenendo conto delle quali, dopo essersi calcolate le sollecitazioni agenti sulla struttura nelle condizioni per essa più sfavorevoli, determinate tramite il tracciamento delle rispettive linee di influenza, si sono confrontati tali valori con le capacità resistenti offerte dalla struttura, determinate secondo le formule prescritte dalle NTC2018.

Dopodiché si è proseguita l'operazione di verifica tramite la costruzione di un modello generale della passerella agli elementi finiti sul software di calcolo Midas Gen per confrontare e validare la risoluzione già effettuata con una calcolata con metodi numerici.

Inoltre, su un altro software sono state eseguite alcune verifiche di dettaglio, per cui si sono modellate alcune delle connessioni, bullonate o saldate, su Idea Statica.

Lo scopo di questa operazione era quello di assumere confidenza con i programmi di calcolo, divenuti oramai una base nella formazione professionale di un ingegnere, e ovviamente quello di verificare gli elementi della struttura anche con metodi numerici per avere un calcolo meno approssimativo di quello manuale e poter considerare con una migliore accuratezza l'effetto delle interazioni tra i diversi elementi che compongono la struttura.

Le analisi effettuate sono volte alla verifica degli Stati Limite Ultimi (SLU) e di Esercizio (SLE) della struttura, rimanendo però nel campo della statica, tralasciando quindi quanto concerne le sollecitazioni di tipo sismico e di carattere dinamico in generale.





# Capitolo 3

## Verifiche analitiche

In questo capitolo si riportano dettagliatamente le valutazioni eseguite analiticamente per la verifica agli SLU della passerella studiata, in quanto per gli SLE si fa riferimento esclusivamente al codice di calcolo.

In prima analisi, lo scopo ultimo è quello di ricavare i parametri delle sollecitazioni agenti sullo schema statico della struttura per poter eseguire le seguenti verifiche:

- massimo momento positivo in campata – verifica a flessione;
- massimo momento negativo in appoggio – verifica a flessione;
- massima reazione vincolare in appoggio – verifica instabilità colonne inclinate.

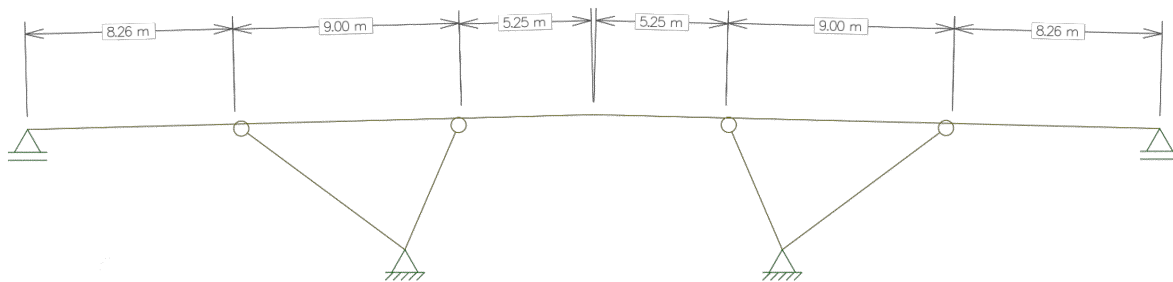
### 3.1 – Schema statico

Lo schema statico considerato è quello che si ottiene schematizzando solamente metà impalcato, per ricondursi ad una soluzione bidimensionale (Figura 16).

L'impalcato è schematizzato considerando solamente l'asse geometrico delle travi di orditura principale.

Gli appoggi in corrispondenza delle spalle sugli argini sono schematizzati come carrelli, vista la reale conformazione che vede le travi principali appoggiate tramite un vincolo di tipo appoggio sui plinti di fondazione; sulla sommità del plinto è presente una piastra circolare metallica, che svincola lo scorrimento. Il sistema consente di assorbire le dilatazioni termiche della struttura ed eventuali spostamenti.

Le colonne inclinate sono schematizzate come delle bielle, soggette quindi solamente a sforzi assiali, che in questo caso saranno prevalentemente di compressione, per le quali, anche per la geometria del collegamento tra colonna e trave principale, la cerniera non è passante sulla travata principale.

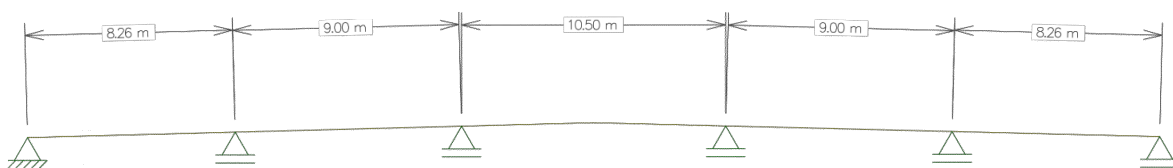


**Figura 16.** *Schema statico della passerella.*  
*Fonte: elaborazione con FTool*

Tuttavia, per semplificare ulteriormente lo schema statico e la sua risoluzione, è possibile in questo caso sostituire le bielle con dei carrelli, con l'attenzione poi di scomporre le reazioni vincolari trovate in fase risolutiva nell'effettiva direzione inclinata.

Questa operazione riduce la struttura ad una semplice trave di tipo Gerber iperstatica. E' necessario però trasformare una condizione di vincolo, finora posta come carrello, in una cerniera per rendere la struttura fissa alle sollecitazioni orizzontali.

Lo schema statico definitivo è quindi quello riportato in Figura 17.



**Figura 17.** *Schema statico semplificato con una singola travata.*  
*Fonte: elaborazione con FTool*

### 3.2 – Conversione dei carichi

Determinato lo schema statico è necessario definire i carichi applicati. L'elencazione precedente è certamente corretta, ma è necessario, per una corretta applicazione, ovvero per considerare la tridimensionalità della struttura, una conversione dei carichi.

La conversione avviene secondo il procedimento ora descritto: vengono calcolate le risultanti di tutte le varie tipologie di carico, siano essi distribuiti in lunghezza o in superficie, facendo riferimento alle corrispondenti dimensioni ottenute dall'analisi della descrizione riportata nella relazione tecnica e da un'attenta restituzione grafica che ha prodotto e agli elaborati grafici riportati al termine di questo documento.

Dopodiché, una volta determinata la lunghezza della travata principale rappresentata nello schema di carico utilizzato per il calcolo presa tra gli assi dei due appoggi delle spalle, le risultanti dei vari casi di carico sono state rapportate per tale lunghezza per ottenere esclusivamente carichi uniformemente distribuiti sulla lunghezza, applicabili ad ogni

campata, e che si prestassero così anche alla moltiplicazione per i coefficienti amplificativi di sicurezza dettati dalle combinazioni prescritte dalla normativa.

- **CARICO PERMANENTE STRUTTURALE (PESO PROPRIO):  $G_{1k}$**   
**(Peso proprio profili IPE600, IPE200, UPN260)**

### **Peso lineare dei profili**

1. Peso lineare IPE600: 1.220 kN/m
2. Peso lineare IPE200: 0.224 kN/m
3. Peso lineare UPN260: 0.379 kN/m

### **Lunghezza dei profili**

Le lunghezze dei vari profili sono determinate considerando gli assi geometrici di ciascuno posizionandosi così in una condizione di sicurezza aumentando leggermente i carichi dovuti ai pesi per le zone dove di giunzione dove nella realtà i profili sono sagomati in maniera differente. Questo però allo stesso tempo permette di tener conto in parte del peso aggiuntivo determinato dal materiale necessario alle connessioni dei vari elementi.

Ricordiamo che le lunghezze calcolate in questa fase fanno ovviamente riferimento ad una sola porzione della struttura divisa rispetto all'asse longitudinale di simmetria.

$$1. L_{600} = (17.258 + 5.250) \cdot 2 + 4 \cdot (0.500) \text{ m} = \mathbf{47.016 \text{ m}}$$

$L_{600}$  somma la lunghezza dei tronchi:

- a sezione costante IPE600 (17.258 m);
- a sezione variabile da altezza 600 a 400 mm (5.250 m) per i quali è assunto lo stesso peso lineare del profilo IPE600;
- dei traversi che collegano le due travate principali in corrispondenza della giunzione con le colonne inclinate.

$$2. L_{200} = (1.15 + 1.19 + 1.23 + 1.27 + 1.31 + 1.35 + 1.39 + 1.43 + 1.47 + 1.51 + 1.55 + 1.59 + 1.63 + 1.67 + 1.71 + 1.742) \cdot 2 = \mathbf{46.384 \text{ m}}$$

$L_{200}$  somma la lunghezza delle travi secondarie, di lunghezza variabile, riportate in ordine procedendo dall'appoggio alla spalla sull'argine verso la mezzeria.

$$3. \quad L_{260} = [(22.500)^2 + (1.742 - 1.150)^2 + (0.600)^2]^{1/2} \cdot 2 = 22.516 \cdot 2 = \mathbf{45.032 \text{ m}}$$

Calcolo della lunghezza tridimensionale del profilo: così facendo si tiene conto della doppia inclinazione del profilo, considerando sia l'angolo verticale rispetto al piano di riferimento sia l'angolo orizzontale con il piano di simmetria rispetto al quale il ponte viene suddiviso e considerato per la presente trattazione.

### Calcolo risultanti

$$1. \quad G_{1k,1} = \mathbf{57.36 \text{ kN}}$$

$$2. \quad G_{1k,2} = \mathbf{10.39 \text{ kN}}$$

$$3. \quad G_{1k,3} = \mathbf{17.07 \text{ kN}}$$

$$G_{1k} = \mathbf{84.79 \text{ kN}}$$

- **CARICO PERMANENTE NON STRUTTURALE DI IMPALCATO:  $G_{2k,1}$**   
(Grigliato elettrosaldato + profili cavi rettangolari sostegno grigliato)

$$g_{2k,1} = 0.40 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Carico perm. non strutt. di impalcato}$$

$$S_{1/2} = (1.750 + 1.150) \cdot (22.519) = \mathbf{65.305 \text{ m}^2} \quad \text{Sup. metà impalcato di riferimento}$$

$$G_{2k,1} = \mathbf{26.12 \text{ kN}}$$

- **CARICO PERMANENTE NON STRUTTURALE DEL PARAPETTO:  $G_{2k,2}$**   
(Montanti, corrimano, telaio con rete a maglia)

$$g_{2k,2} = 0.25 \text{ kN/m} \quad \text{Carico perm. non strutt. del parapetto}$$

$$L_{\text{par}} = L_{260} \cdot 2 = 22.516 \cdot 2 = \mathbf{45.032 \text{ m}} \quad \text{Lunghezza parapetto}$$

$$G_{2k,2} = \mathbf{11.26 \text{ kN}}$$

- **CARICO VARIABILE DA TRAFFICO:  $Q_{k1}$**   
(Schema di carico 5 per ponti pedonali)

$$q_{k1} = 5.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Carico perm. non strutt. del parapetto}$$

$$S_{1/2} = (1.750 + 1.150) \cdot (22.519) = \mathbf{65.305 \text{ m}^2} \quad \text{Sup. metà impalcato di riferimento}$$

$$Q_{k1} = \mathbf{326.53 \text{ kN}}$$

- **CARICO DA VENTO:  $Q_{k2}$**   
(Azione del vento in direzione orizzontale e verticale)

$$q_{k2,z} = \pm 1.89 \text{ kN/m} \quad \text{Carico vento in direzione verticale}$$

$$q_{k2,y} = 1.23 \text{ kN/m} \quad \text{Carico vento in direzione orizzontale}$$

$$L_z = L_{200} = 46.384 \text{ m}$$

Lunghezza di applicazione del carico in direzione verticale: carico trasferito dal grigliato idealmente chiuso ai profili IPE200 tramite gli appositi profili di appoggio.

$$L_y = L_{ss,x} = 45.000 \text{ m}$$

Lunghezza di applicazione del carico in direzione orizzontale: la normativa è esplicita a riguardo dell'individuazione della superficie sulla quale agisce il carico vento: "Tale componente principale si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici investite" (5.1.3.7 NTC2018). Essendo l'altezza dell'impalcato già fissata, l'unica variabile da determinare è la lunghezza di riferimento che in questo caso coincide con la dimensione orizzontale dello schema statico denominata  $L_{ss,x}$ .

$$Q_{k2,z} = \pm 87.67 \text{ kN}$$

$$Q_{k2,y} = 55.35 \text{ kN}$$

### 3.3 – Ridistribuzione dei carichi

Si calcolano infine i carichi applicabili sullo schema statico dividendo ciascuna risultante per la lunghezza delle travi dello schema statico determinata per via grafica.

$$L_{ss} = 45.016 \text{ m}$$

Allora

$$G_{1k} = 84.79 \text{ kN} \quad g_{1k} = 1.88 \text{ kN/m}$$

$$G_{2k,1} = 26.12 \text{ kN} \quad g_{2k,1} = 0.58 \text{ kN/m}$$

$$G_{2k,2} = 11.26 \text{ kN} \quad g_{2k,2} = 0.25 \text{ kN/m}$$

$$Q_{1k} = 326.53 \text{ kN} \quad q_{1k} = 7.25 \text{ kN/m}$$

$$Q_{2,zk} = \pm 87.67 \text{ kN} \quad q_{2k,z} = \pm 1.95 \text{ kN/m}$$

$$Q_{2k,y} = 55.35 \text{ kN} \quad q_{2k,y} = 1.23 \text{ kN/m}$$

### 3.4 – Combinazioni di carico

Data la combinazione di carico fondamentale proposta dalla normativa per le verifiche allo Stato Limite Ultimo, si calcolano i valori del carico massimizzato e minimizzato da disporre sullo schema statico per la sua risoluzione in accordo con quanto sarà stabilito dalla linea di influenza.

Per massimizzare i carichi verticali è stata assunta come azione variabile principale il carico da traffico.

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

#### Carico Massimizzato

$$q_{\max} = 1.35 \cdot G_1 + 1.5 \cdot G_2 + 1.35 \cdot Q_{k1} + 1.50 \cdot 0.6 \cdot Q_{k2,z}$$

$$q_{\max} = 1.35 \cdot (1.88) + 1.5 \cdot (0.58+0.25) + 1.35 \cdot (7.25) + 1.50 \cdot 0.6 \cdot (1.95) = \mathbf{15.33 \text{ kN/m}}$$

#### Carico Minimizzato

$$q_{\min} = 1 \cdot G_1 + 0 \cdot G_2 + 0 \cdot Q_{k1} + 0 \cdot Q_{k2,z}$$

$$q_{\min} = 1 \cdot (1.88) = \mathbf{1.88 \text{ kN/m}}$$

### 3.5 – Soluzione della struttura e linee di influenza

Dopodiché, essendo la struttura, come definita nello schema statico, configurata come una trave Gerber iperstatica con quattro condizioni di vincolo sovrabbondanti, la risoluzione manuale della struttura per ottenere le reazioni vincolari sarebbe risultata alquanto complicata.

Ci si è avvalsi allora di un semplice software denominato *FTool*, sviluppato per la risoluzione di strutture isostatiche e iperstatiche bidimensionali.

Le seguenti figure relative alla trattazione esposta in questo capitolo sono estrapolate da tale strumento.

### **3.5.1 – Software *FTool***

*FTool* è un software di calcolo strutturale che consente di eseguire calcoli di strutture planari in modo rapido e intuitivo, evitando l'uso di programmi più complessi quando le strutture, isostatiche e iperstatiche, sono semplici e si vogliono ottenere subito i diagrammi di sforzo normale, taglio, momento e deformazione.

La rappresentazione della struttura inizia con la definizione della sua geometria tramite nodi e aste, cui attribuire le varie condizioni di vincolo e le caratteristiche dei materiali e delle sezioni che le compongono. Si prosegue inserendo i carichi e dopodiché è possibile calcolare la soluzione.

Volendo ottenere dal programma i diagrammi delle sollecitazioni relativi solamente ad alcune casistiche significative, sono state aprioristicamente disegnate le linee di influenza per le situazioni designate.

### **3.5.2 – Linea di influenza**

Data una struttura soggetta ad un ente unitario viaggiante, si definisce linea di influenza di un determinato effetto, per una sezione fissata, un diagramma le cui ordinate, lette in corrispondenza della generica posizione dell'ente viaggiante, forniscono i valori dell'effetto nella sezione data.

Per ottenere questo diagramma si procede in maniera equivalente sia per strutture isostatiche che iperstatiche e cioè svincolando nella sezione di controllo  $S$  il grado di vincolo corrispondente alla sollecitazione che si vuole determinare, inserendo quindi:

- una cerniera, qualora si voglia realizzare la linea di influenza del momento;
- un bipendolo, per studiare invece quella del taglio;
- eliminando una condizione di vincolo di appoggio sostituendola con la reazione esplicita, qualora si volesse realizzare la linea di influenza per la reazione vincolare.

Per equilibrare la struttura dove si è liberato un grado di vincolo, è necessario sostituire ad esso delle azioni (forze o coppie). Per il calcolo del valore degli spostamenti queste azioni fittizie sono da imporsi unitarie; assegnando ad esse invece il valore della sollecitazione in quella sezione calcolata nella struttura di partenza, si ripristinerebbe l'equilibrio.

Mediante la linea di influenza è possibile:

- valutare l'effetto prodotto in una sezione da carichi mobili di vario tipo;
- individuare le posizioni dei carichi per le quali si hanno i massimi ed i minimi valori della grandezza cercata.

La determinazione della linea di influenza effettiva necessita inoltre l'assolvimento di tre condizioni, fissato il verso del carico viaggiante concordemente a quello delle componenti di spostamento verticali assunte come positive, cioè gli abbassamenti:

- l'effetto va riportato sulla struttura in modo tale che esso sia per la stessa positivo (cioè, nel caso del Momento Flettente, le coppie equilibranti dovranno essere tali da tendere le fibre inferiori della trave considerata);
- il lavoro compiuto dall'effetto sullo spostamento o rotazione relativa della sezione su cui lo stesso agisce deve essere negativo;
- lo spostamento relativo di cui sopra va assunto unitario.

Per strutture iperstatiche, come quella che qui si considera, anche liberando un grado di libertà, queste rimarranno ancora fisse. Allora la linea di influenza non coinciderà con un diagramma degli spostamenti rigidi, bensì con la deformata sotto i carichi della struttura.

In questo caso si è realizzata solamente la linea di influenza lungo lo sviluppo longitudinale del ponte, tralasciando quella trasversale ad esso. Questa operazione richiede infatti conoscenze più specifiche riguardo le metodologie di realizzazione e le regole di combinazione dei risultati che si ottengono. Per questo motivo anche nel modello agli elementi finiti le scacchiere dei carichi sono realizzate sull'intera larghezza dell'impalcato.

### **3.6 – Risultati diagrammi delle sollecitazioni**

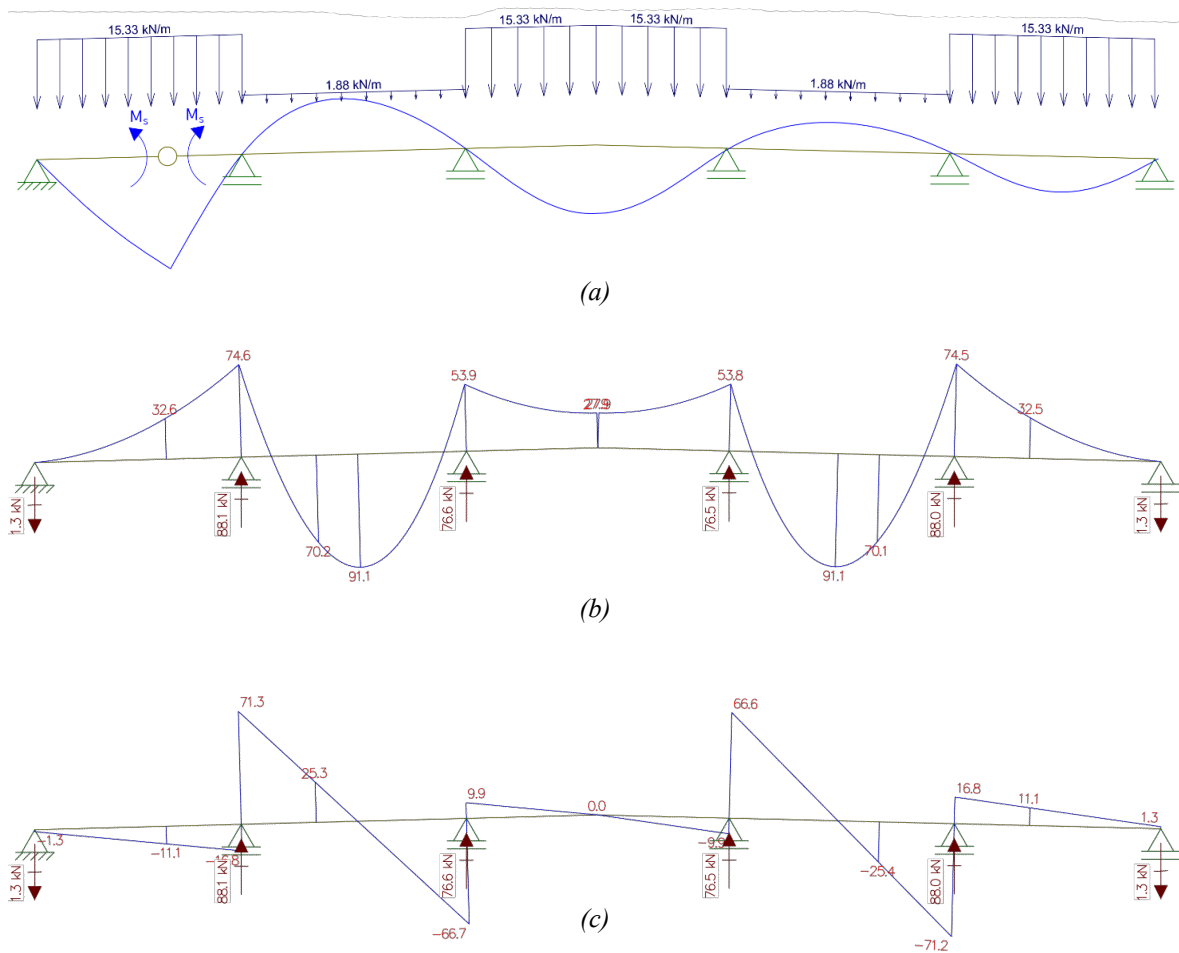
Riportiamo di seguito i diagrammi delle sollecitazioni calcolati da FTool. Per ogni casistica che verrà elencata saranno riportati in ordine:

- lo schema di carico conseguente alla deformata ottenuta dalla linea di influenza: per quella del momento nella sezione indicata viene riportata la cerniera inserita e le relative coppie equilibranti; per il taglio si elimina l'appoggio;
- il diagramma di momento;
- il diagramma di taglio.



Non vengono riportati i diagrammi dello sforzo normale in quanto non essendoci azioni orizzontali le sollecitazioni assiali sulle travi sono quasi nulle. Questa osservazione non sarebbe valida, neanche in completa assenza di azioni orizzontali, nel momento in cui si considerassero le colonne inclinate al posto degli appoggi con asse verticale perché la compressione su di queste verrebbe trasformata in una componente orizzontale sulle travi. Per conformazione sarà di trazione, quindi non si ritiene un errore significativo l'eliminazione di questa componente con le semplificazioni fatte nella costruzione dello schema statico considerato.

### 3.6.1 – Massimo momento in campata 1



**Figura 18.** Diagramma linea di influenza con parametro della sollecitazione interessato svincolato (massimo momento in campata 1) e conseguente schema di carico (a); diagramma di momento (b) e diagramma di taglio (c).

Fonte: elaborazione con FTool

### 3.6.2 – Massima reazione vincolare in appoggio 2

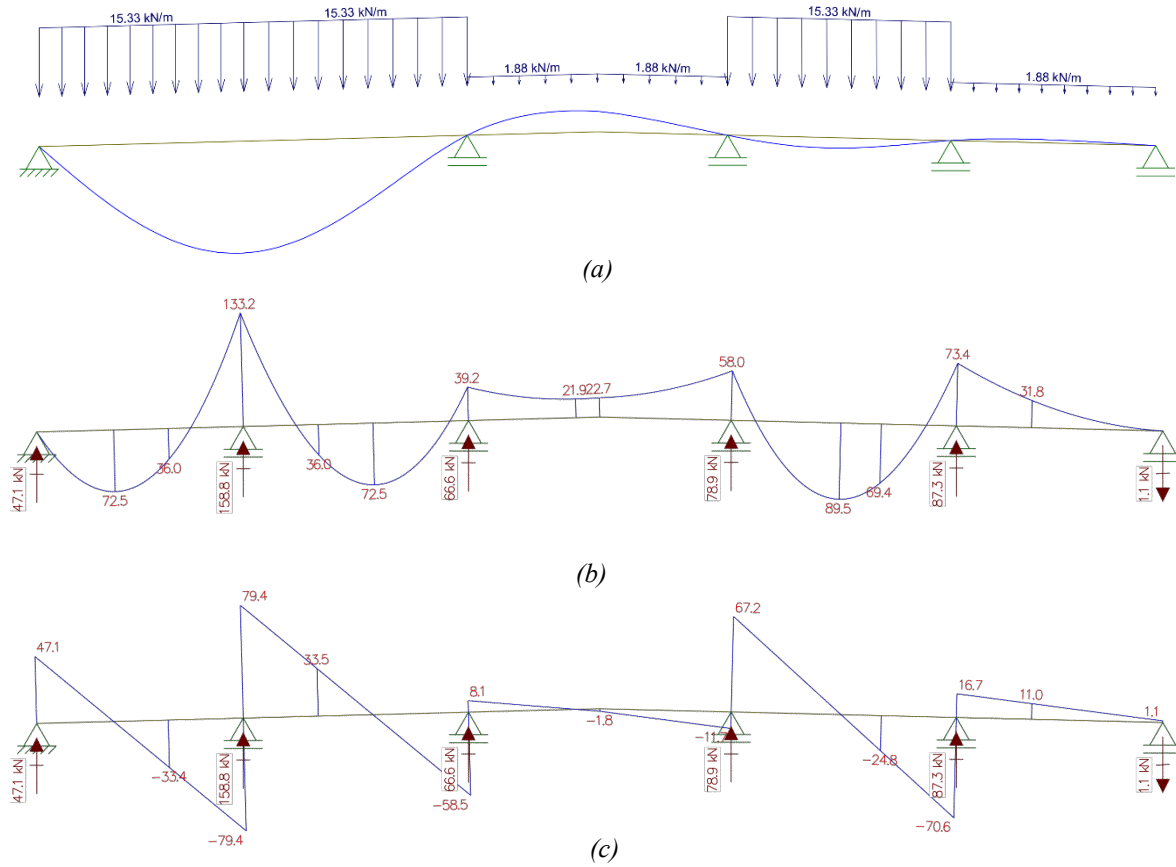
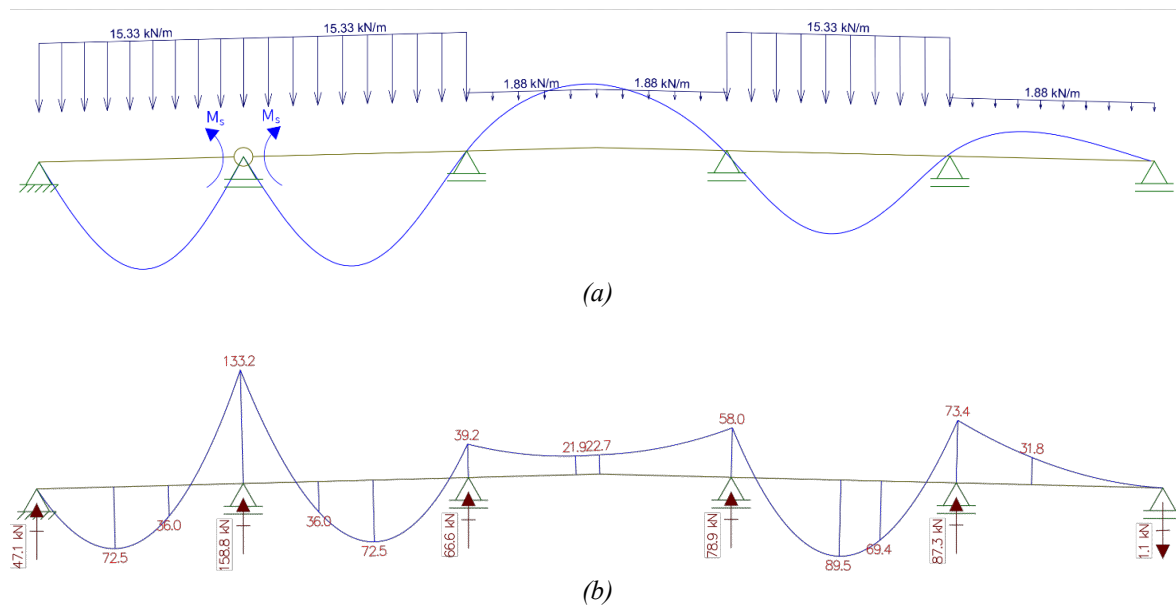
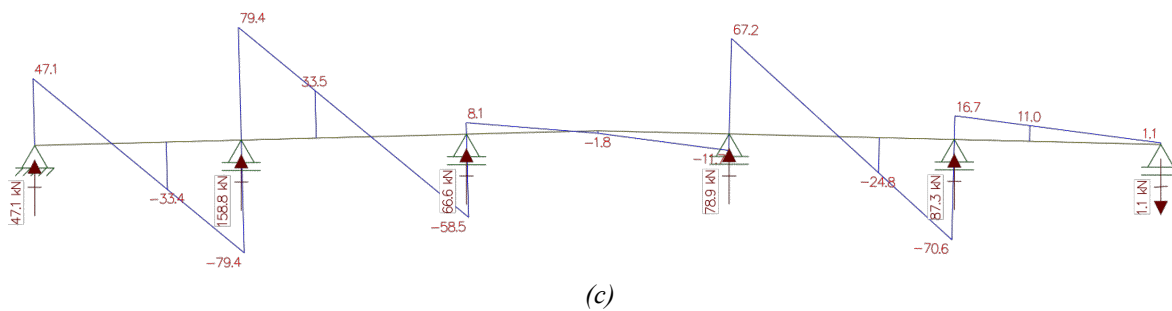


Figura 19. Diagramma linea di influenza con parametro della sollecitazione interessato svincolato (massima reazione vincolare in appoggio 2) e conseguente schema di carico (a); diagramma di momento (b) e diagramma di taglio (c).

Fonte: elaborazione con FTool

### 3.6.3 – Massimo momento in appoggio 2

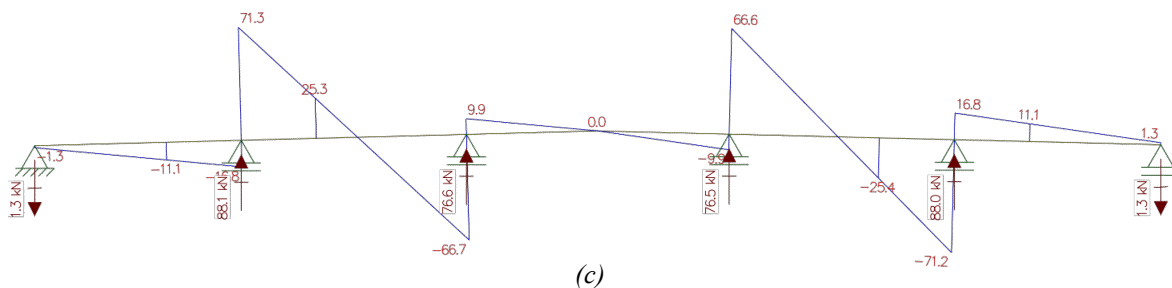
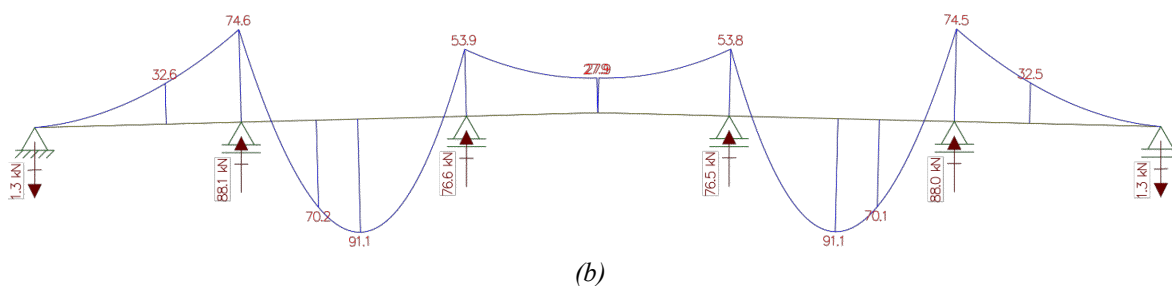
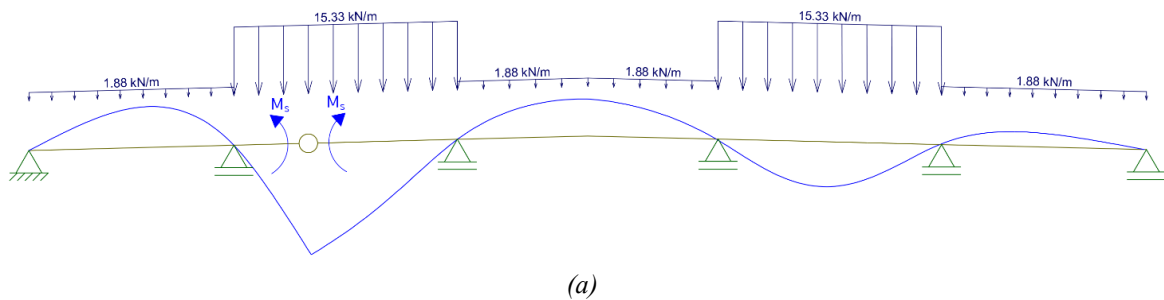




**Figura 20.** Diagramma linea di influenza con parametro della sollecitazione interessato svincolato (massimo momento in appoggio 2) e conseguente schema di carico (a); diagramma di momento (b) e diagramma di taglio (c).

Fonte: elaborazione con FTool

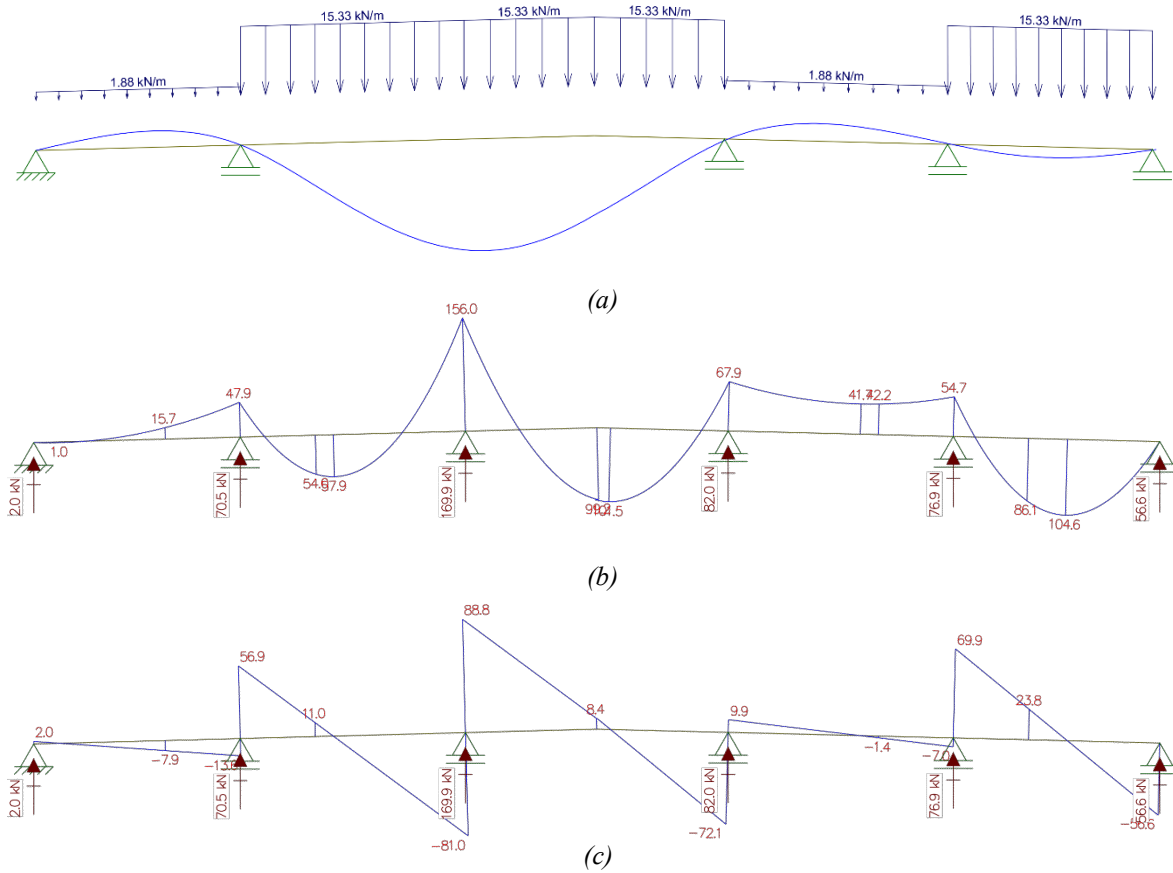
### 3.6.4 – Massimo momento in campata 2



**Figura 21.** Diagramma linea di influenza con parametro della sollecitazione interessato svincolato (massimo momento in campata 2) e conseguente schema di carico (a); diagramma di momento (b) e diagramma di taglio (c).

Fonte: elaborazione con FTool

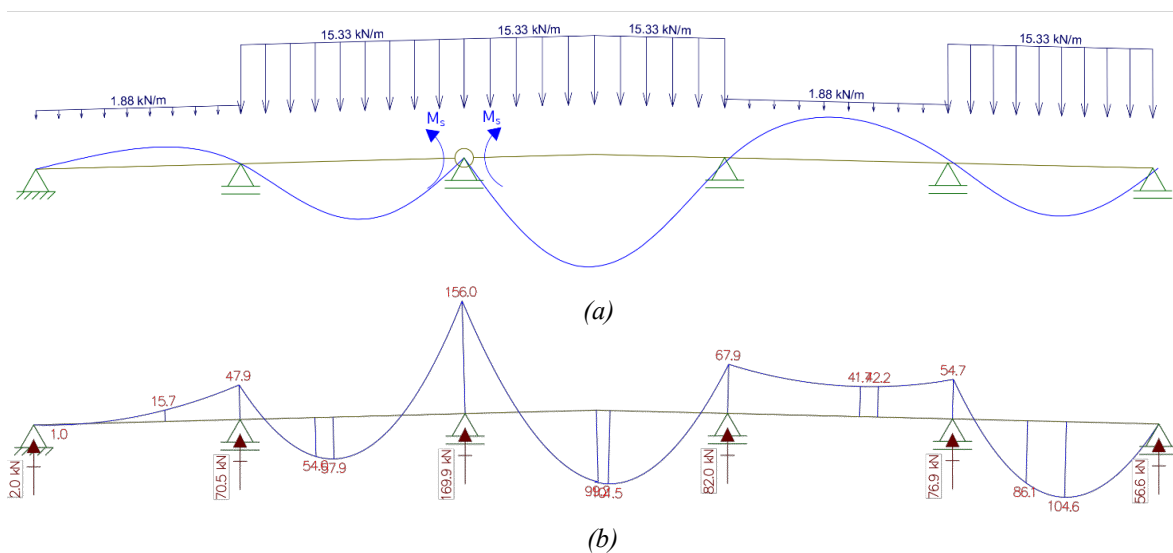
### 3.6.5 – Massima reazione vincolare in appoggio 3

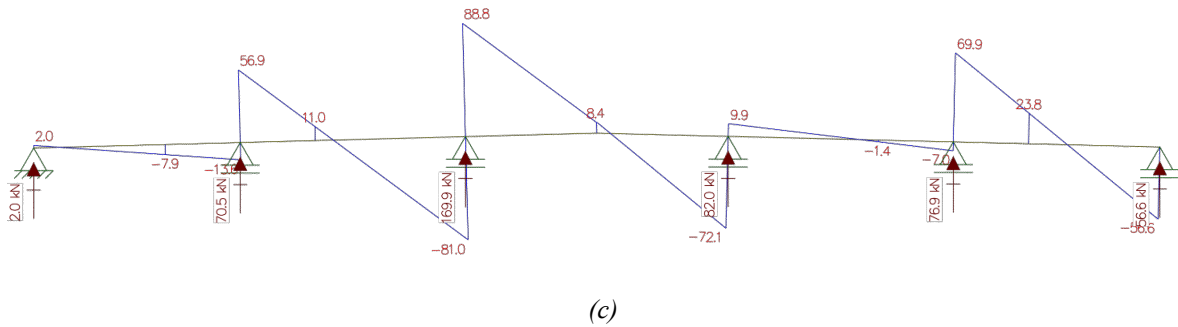


**Figura 22.** Diagramma linea di influenza con parametro della sollecitazione interessato svincolato (massima reazione vincolare in appoggio 3) e conseguente schema di carico (a); diagramma di momento (b) e diagramma di taglio (c).

Fonte: elaborazione con FTool

### 3.6.6 – Massimo momento in appoggio 3

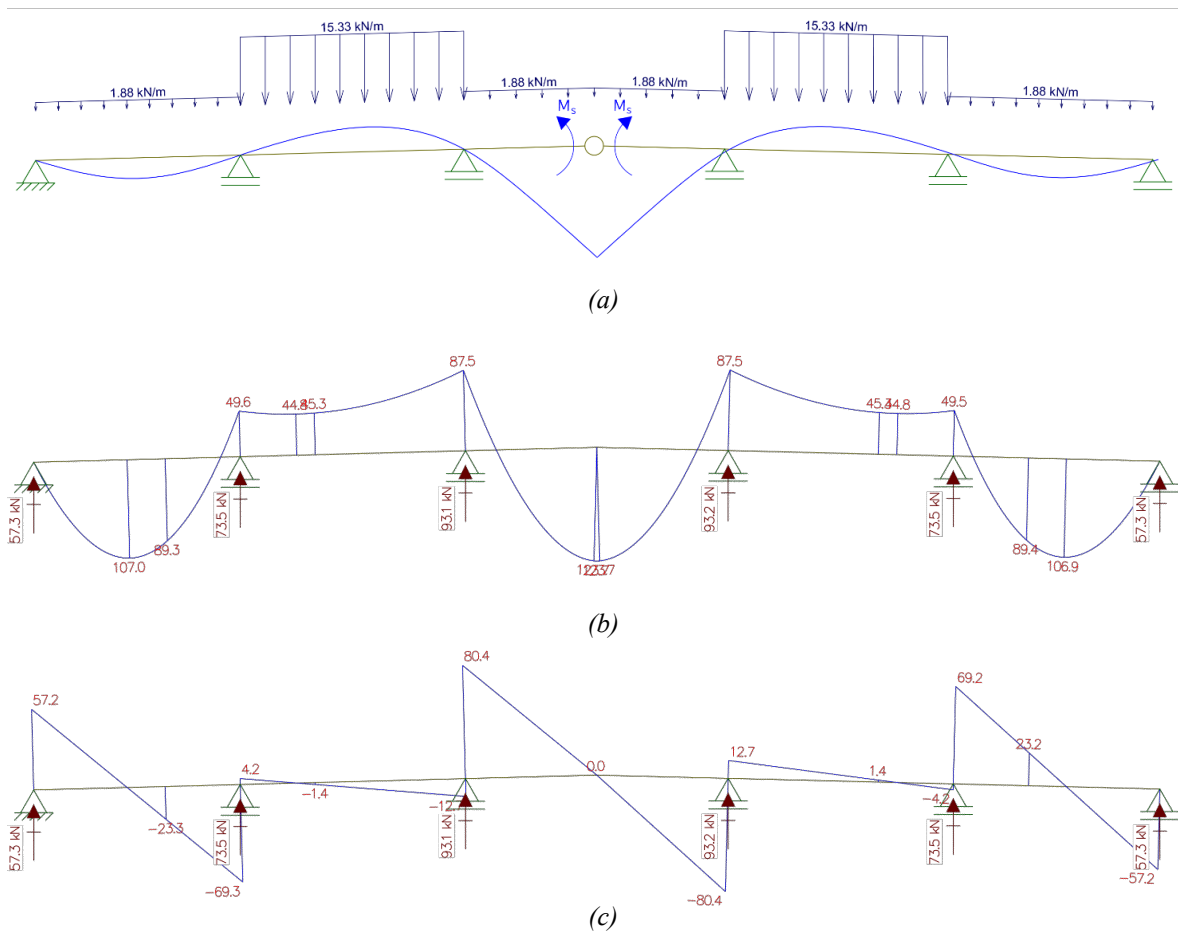




**Figura 23.** Diagramma linea di influenza con parametro della sollecitazione interessato svincolato (massimo momento in appoggio 3) e conseguente schema di carico (a); diagramma di momento (b) e diagramma di taglio (c).

Fonte: elaborazione con FTool

### 3.6.7 – Massimo momento in campata 3



**Figura 24.** Diagramma linea di influenza con parametro della sollecitazione interessato svincolato (massimo momento in campata 3) e conseguente schema di carico (a); diagramma di momento (b) e diagramma di taglio (c).

Fonte: elaborazione con FTool

### 3.7 – Verifiche degli elementi

Si eseguono ora le verifiche imposte da normativa per via manuale sugli elementi maggiormente sollecitati della struttura. In accordo con quanto stabilito nelle NTC2018 si eseguiranno:

- **Classificazione delle sezioni (§ 4.2.3.1 NTC):**

- IPE 600
- IPE 200
- UPN 260
- CHS 219,1x10

- **Verifica a flessione monoassiale (retta) (§ 4.2.4.1.2.3 NTC)**

Questa si farà solamente per l'elemento con sezione IPE 600 maggiormente sollecitato in quanto il modello bidimensionale permette di verificare solo tali sezioni; inoltre, per il criterio costruttivo adottato, le travi di orditura principale sono quelle atte ad assorbire le sollecitazioni flettenti, mentre le travi di orditura secondaria hanno lo scopo di riportare su di esse i carichi trasmessi dall'impalcato. Per quanto visibile dai risultati dei diagrammi di momento riportati sopra, la sollecitazione massima si ha in corrispondenza del terzo appoggio da sinistra ed ha segno negativo; essendo il momento positivo sempre minore non si effettuano altre verifiche. Essendo il modello bidimensionale, trascurando quindi l'azione orizzontale del vento, non è possibile valutare la flessione rispetto all'asse debole delle travi. Questo verrà fatto con il modello numerico.

- **Verifica a taglio (§ 4.2.4.1.2.4 NTC)**

Si esegue la verifica a taglio semplice e si verifica se vi sia interazione con la sollecitazione flettente, secondo quanto stabilito dalla normativa.

- **Verifica di aste compresse (§ 4.2.4.1.3.1 NTC)**

Si verificano entrambe le colonne inclinate, perché di lunghezza diversa e soprattutto soggette a valori di compressione differenti. Si converte la reazione verticale calcolata dalla risoluzione bidimensionale nella forza parallela all'asse baricentrico del profilo CHS e nel calcolo si tiene conto anche del peso proprio dell'elemento. La verifica viene fatta per una maggiore correttezza proiettando la risultante verticale nella direzione inclinata nelle tre dimensioni, per ottenere un valore di compressione confrontabile con quanto si otterrà dal modello numerico.

### 3.7.1 – Classificazione delle sezioni

La classificazione delle sezioni è la prima verifica che la normativa impone di effettuare in quanto a seconda della classe cui appartiene la sezione dell'elemento considerato possono variare le formule di verifica e di calcolo della resistenza delle sezioni stesse.

La classificazione in normativa è trattata in modo abbastanza complesso. Infatti a livello teorico le sezioni vengono classificate in base alla loro capacità rotazionale  $C_{\theta}$  in campo plastico, valutata determinando le rotazioni in corrispondenza dello snervamento e della rottura.

Ciò porta ad una classificazione di questo tipo:

- classe 1* se la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al § 4.2.3.2 senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale  $C_{\theta} \geq 3$ ;
- classe 2* se la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale  $C_{\theta} \geq 1,5$ ;
- classe 3* se nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico;
- classe 4* se, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una *sezione efficace*.

Le sezioni di classe 1 si definiscono duttili, quelle di classe 2 compatte, quelle di classe 3 semi-compatte e quelle di classe 4 snelle.

#### **Figura 25.** *Classificazione delle sezioni*

*Fonte: NTC 2018 – capitolo 4.2: Costruzioni di acciaio – paragrafo 4.2.3.1*

Tuttavia essendo questi parametri di difficile valutazione, la classificazione pratica avviene tramite la valutazione di alcuni parametri da confrontare con i valori ottenuti dalle seguenti tabelle estrapolate dal testo normativo.

Si differenziano le sezioni in base alla forma e al processo realizzativo.

Le formule prevedono di valutare il rapporto  $c/t$ , ovvero la snellezza delle parti compresse della sezione che viene calcolata come rapporto fra lunghezza e spessore delle parti compresse della sezione, differenziando le parti esterne, per esempio l'ala, dalle parti interne, per esempio l'anima.

Per stabilire la classe di una sezione, la snellezza delle parti compresse va confrontata con i limiti calcolati in funzione della resistenza dell'acciaio. Maggiore è la resistenza dell'acciaio, più si abbassano i limiti che definiscono le classi più alte. La classe del profilo sarà data dalla classe più alta delle parti che lo compongono.

Tab. 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Parti interne compresse						
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 $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
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 $\psi \leq -1: c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{1 - \psi}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	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  $\epsilon_y > f_{yk}/E$

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

Piattabande esterne						
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	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
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

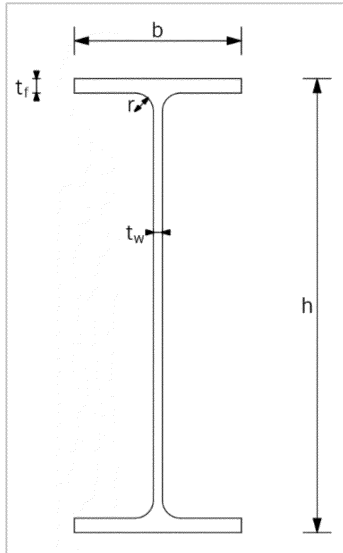
Figura 26. Rapporti di snellezza per parti compresse di sezioni

Fonte: NTC 2018 – capitolo 4.2: Costruzioni di acciaio – Tabelle 4.2.III e 4.2.IV



Si riportano ora i calcoli effettuati per ciascuna sezione.

- **IPE 600**



$h = 600 \text{ mm}$   
 $b = 220 \text{ mm}$   
 $t_f = 19 \text{ mm}$   
 $t_w = 12 \text{ mm}$   
 $r = 24 \text{ mm}$   
 Mat: S355

Per prima cosa si calcola il parametro  $\varepsilon$ , proprio del tipo di acciaio utilizzato, come riportato:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.8136$$

Si valuta la snellezza delle ali e dell'anima:

**ALI:**

$$\frac{c}{t} = \frac{b - t_w - 2r}{2 \cdot t_f} = \frac{220 - 12 - 2 \cdot 24 \text{ mm}}{2 \cdot 19 \text{ mm}} = 4.211$$

$$\frac{c}{t} \cdot \frac{1}{\varepsilon} = 5.175 \leq 9$$

Dal confronto con i valori della tabella, si conclude che le ali sono in classe 1.

**ANIMA:**

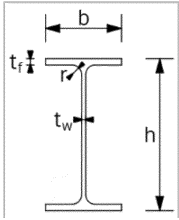
$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2t_f - 2r}{t_w} = \frac{600 - 2 \cdot 19 - 2 \cdot 24 \text{ mm}}{12 \text{ mm}} = 42.833$$

$$\frac{c}{t} \cdot \frac{1}{\varepsilon} = 52.646 \leq 72$$

Anche l'anima è in classe 1, quindi **l'intera sezione è di classe 1**.

Lo stesso procedimento vale anche per le altre sezioni, variando solamente i parametri per la sezione tubolare come da tabella che sarà riportata successivamente.

- IPE 200



$h = 200 \text{ mm}$   
 $b = 100 \text{ mm}$   
 $t_f = 8.5 \text{ mm}$   
 $t_w = 5.6 \text{ mm}$   
 $r = 12 \text{ mm}$   
 Mat: S355

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.8136$$

**ALI:**

$$\frac{c}{t} = \frac{b - t_w - 2 \cdot r}{2 \cdot t_f} = \frac{100 - 5.6 - 2 \cdot 12 \text{ mm}}{2 \cdot 8.5 \text{ mm}} = 4.141$$

$$\frac{c}{t} \cdot \frac{1}{\varepsilon} = 5.090 \leq 9$$

Le ali sono in classe 1.

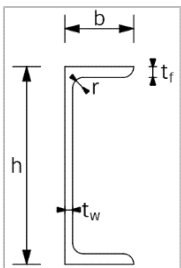
**ANIMA:**

$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2t_f - 2r}{t_w} = \frac{200 - 2 \cdot 8.5 - 2 \cdot 12 \text{ mm}}{5.6 \text{ mm}} = 28.393$$

$$\frac{c}{t} \cdot \frac{1}{\varepsilon} = 34.897 \leq 72$$

L'anima è di classe 1, e quindi **l'intera sezione è di classe 1**.

- UPN 260



$h = 260 \text{ mm}$   
 $b = 90 \text{ mm}$   
 $t_f = 14 \text{ mm}$   
 $t_w = 10 \text{ mm}$   
 $r = 14 \text{ mm}$   
 Mat: S355

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.8136$$

**ALI:**

$$\frac{c}{t} = \frac{b - t_w - r}{2 \cdot t_f} = \frac{90 - 10 - 14 \text{ mm}}{2 \cdot 14 \text{ mm}} = 2.357$$

$$\frac{c}{t} \cdot \frac{1}{\varepsilon} = 2.897 \leq 9$$

**ANIMA:**

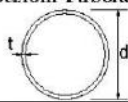
$$\frac{c}{t} = \frac{h - 2t_f - 2r}{t_w} = \frac{260 - 2 \cdot 14 - 2 \cdot 14 \text{ mm}}{10 \text{ mm}} = 20.400$$

$$\frac{c}{t} \cdot \frac{1}{\varepsilon} = 25.073 \leq 72$$

Ali ed anima sono di classe 1, quindi **l'intera sezione è di classe 1**.

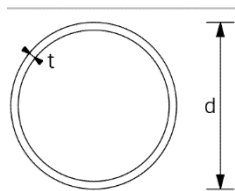
Si riporta la tabella per la classificazione delle sezioni tubolari.

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

Sezioni Tubolari						
						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$ (Per $d/t > 90\varepsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)					
$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460
	$e$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\varepsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

**Figura 27. Rapporti di snellezza per parti compresse di sezioni**  
 Fonte: NTC 2018 – capitolo 4.2: Costruzioni di acciaio – Tabella 4.2.V

- **CHS 219.1X10**



$d = 219.1 \text{ mm}$   
 $t = 10 \text{ mm}$   
 Mat: S355

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.8136$$

Anche per le sezioni tubolari si valuta la snellezza in funzione del diametro:

$$\frac{d}{t} = \frac{219.1 \text{ mm}}{10 \text{ mm}} = 21.910$$

$$\frac{d}{t} \cdot \frac{1}{\varepsilon^2} = 33.098 \leq 50$$

**La sezione è di classe 1.**

Concludiamo che tutte le sezioni utilizzate nel progetto sono di classe 1; non si verificheranno quindi fenomeni di instabilità locale e le sezioni sono in grado di esplicitare il momento resistente plastico con diverse capacità rotazionali.

Tuttavia, come si vedrà in seguito, i carichi ridotti dovuti alla snellezza e leggerezza complessiva della struttura faranno sì che la struttura operi sempre, anche agli stati limite ultimi, quindi nelle condizioni più gravose per essa, in campo elastico.

### 3.7.2 – Verifica a flessione monoassiale (retta)

Il momento flettente di progetto  $M_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.11]$$

dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 1 e 2; } \quad [4.2.12]$$

in cui  $W_{pl}$  rappresenta il modulo di resistenza plastico della sezione

**Figura 28.** Formule di verifica a flessione monoassiale

Fonte: NTC 2018 – capitolo 4.2: Costruzioni di acciaio

La sollecitazione di momento massimo agente ottenuta dai diagrammi di momento riportati sopra vale:

$$M_{Ed} = 156.0 \text{ kNm}$$

Il modulo di resistenza plastico è un dato relativo alla forma della sezione e per un profilo IPE600 vale:

$$W_{pl} = 3513.19 \text{ cm}^3$$

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

Allora il momento resistente si calcola come:

$$M_{C,Rd} = \frac{3513.19 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 355 \text{ N/mm}^2}{1.05} = 1187.8 \text{ kNm}$$

La verifica è ampiamente soddisfatta.

### 3.7.3 – Verifica a taglio

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.16]$$

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

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad [4.2.17]$$

dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f \quad [4.2.18]$$

(a)

La sollecitazione tagliante massima agente vale:

$$V_{Ed} = 86.6 \text{ kN}$$

L'area resistente al taglio è data da:

$$A_v = 156.0 \cdot 10^2 - 2 \cdot 220 \cdot 19 + 19 (12 + 2 \cdot 24) \text{ mm}^2 = 8380 \text{ mm}^2$$

Allora la resistenza vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{8380 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 1635.7 \text{ kN}$$

Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd} \quad [4.2.30]$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione. Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è superiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

(b)

**Figura 29.** Formule di verifica a taglio

Fonte: NTC 2018 – capitolo 4.2: Costruzioni di acciaio

Il taglio agente è minore del 50% della capacità resistente della sezione per cui si esclude l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

### 3.7.4 – Verifica di instabilità di aste compresse

Innanzitutto occorre calcolare gli sforzi di compressione agenti sulle due colonne, denominate Colonna 2, in quanto sostituita nello schema statico dall'appoggio n. 2, e Colonna 3.

#### - COLONNA APPOGGIO 2

P1: (15.500; -5.000; 8.500)

P2: (8.750; -0.500; 13.412)

Volendo calcolare la compressione sulla colonna reale, cioè considerando con la sua inclinazione tridimensionale, per prima cosa calcoliamo la sua lunghezza:

$$l_2 = \sqrt{(x_1 - x_2)^2 + (y_1 - y_2)^2 + (z_1 - z_2)^2}$$

$$l_2 = \sqrt{(15.500 - 8.750)^2 + (-5.000 + 0.500)^2 + (8.500 - 13.412)^2} = 9.484 \text{ m}$$

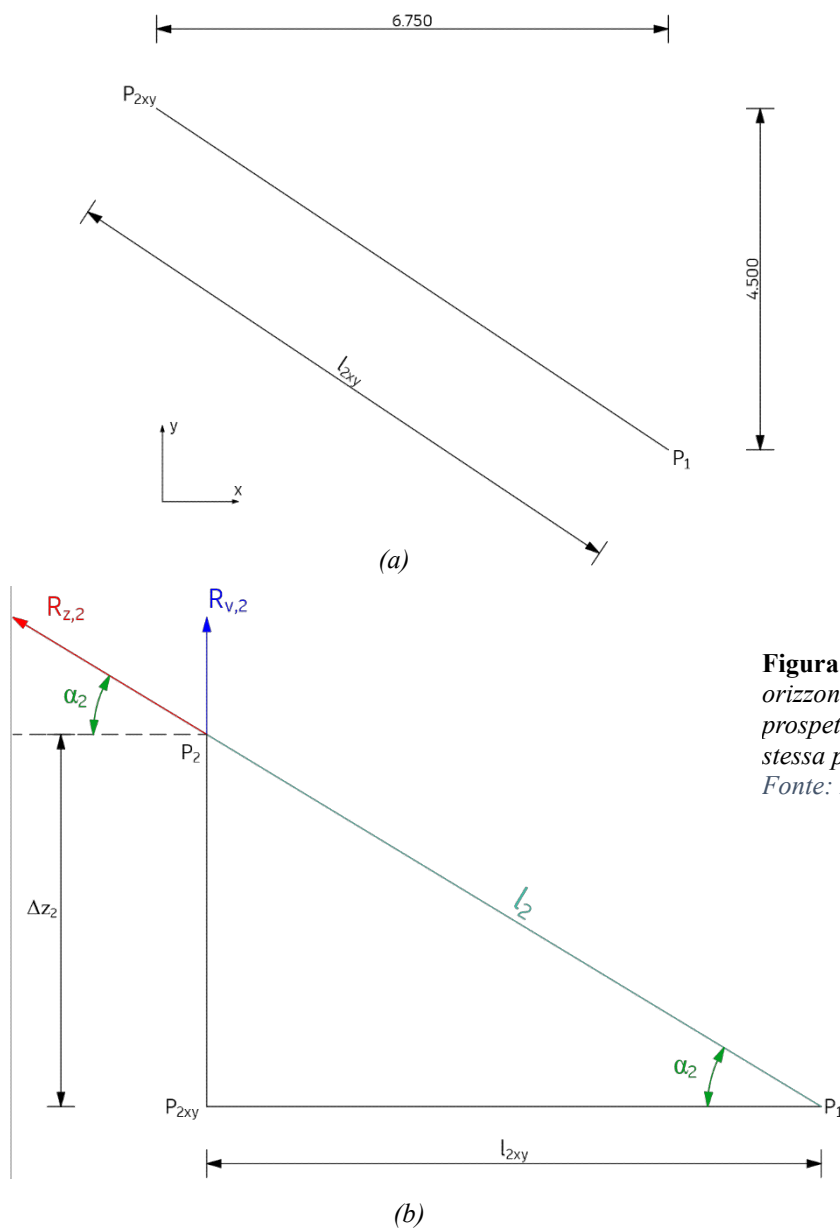
Peso lineare CHS 219.1x10:  $g_{1k,4} = 0.516 \text{ kN/m}$   $G_{1,2} = 4.89 \text{ kN}$

Sommo alla reazione vincolare dell'appoggio 2 il peso, anch'esso verticale, in modo da quantificare il contributo di compressione che esso fornisce.

$$R_{z,2} = R_{v2} + G_{1,2} = 154.9 + 4.89 = 159.79 \text{ kN}$$

Per proiettare la risultante verticale lungo la colonna inclinata in tre dimensioni si calcola la lunghezza della proiezione della colonna in pianta, sul piano x-y, e successivamente si quantifica l'inclinazione del profilo rispetto al piano orizzontale lungo tale direzione.

Una volta stabilito l'angolo di inclinazione sarà possibile calcolare lo sforzo di compressione.



**Figura 30.** Proiezione sul piano orizzontale della colonna 2 (a) e vista prospettica in corrispondenza della stessa proiezione (b).  
Fonte: Produzione grafica

Si calcola per prima cosa la lunghezza della proiezione della colonna sul piano orizzontale:

$$l_{2xy} = \sqrt{(x_1 - x_2)^2 + (y_1 - y_2)^2}$$

$$l_{2xy} = \sqrt{(15.500 - 8.750)^2 + (-5.000 + 0.500)^2} = 8.112 \text{ m}$$

Dopodiché, una volta determinata l'altezza, tramite semplici formule di trigonometria si determina l'angolo di inclinazione e con questo si calcola la proiezione dello sforzo normale sulla colonna.

$$\Delta z_2 = z_2 - z_1 = 4.912 \text{ m}$$

$$\alpha_2 = \arctg\left(\frac{\Delta z_2}{l_{2xy}}\right) = 31.196^\circ$$

$$N_2 = \frac{R_{z,2}}{\cos(90 - \alpha_2)} = \frac{159.79 \text{ kN}}{\cos(58.804)} = 308.50 \text{ kN}$$

### - COLONNA APPOGGIO 3

P1: (15.500; -5.000; 8.500)

P3: (17.750; -0.500; 13.692)

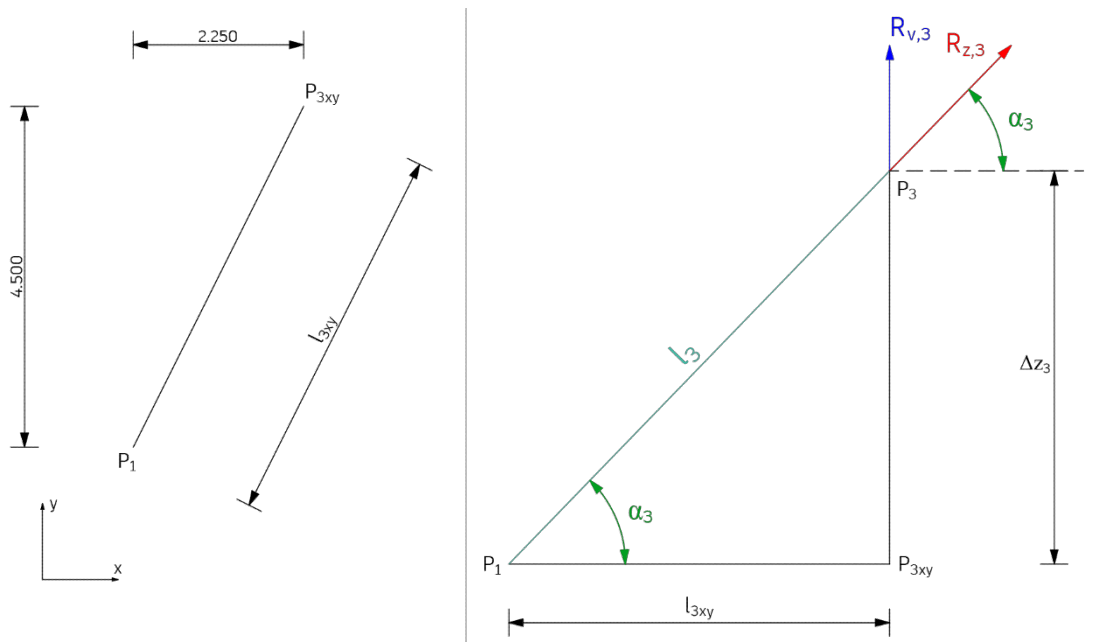
Si ripete il procedimento sopra.

$$l_3 = \sqrt{(x_1 - x_3)^2 + (y_1 - y_3)^2 + (z_1 - z_3)^2}$$

$$l_3 = \sqrt{(15.500 - 17.750)^2 + (-5.000 + 0.500)^2 + (8.500 - 13.692)^2} = 7.230 \text{ m}$$

Peso lineare CHS 219.1x10:  $g_{1k,4} = 0.516 \text{ kN/m}$   $G_{1,3} = 3.73 \text{ kN}$

$$R_{z,3} = R_{v,3} + G_{1,3} = 165.6 + 3.73 \text{ kN} = 169.33 \text{ kN}$$



**Figura 31.** Proiezione sul piano orizzontale della colonna 3 e vista prospettica in corrispondenza della stessa proiezione.

Fonte: Produzione grafica



$$l_{3xy} = \sqrt{(x_1 - x_3)^2 + (y_1 - y_3)^2}$$

$$l_{3xy} = \sqrt{(15.500 - 17.750)^2 + (-5.000 + 0.500)^2} = 5.031 \text{ m}$$

$$\Delta z_2 = z_3 - z_1 = 5.192 \text{ m}$$

$$\alpha_3 = \arctg\left(\frac{\Delta z_3}{l_{2xy}}\right) = 45.902^\circ$$

$$N_3 = \frac{R_{z,3}}{\cos(90 - \alpha_3)} = \frac{169.33 \text{ kN}}{\cos(44.098)} = 235.79 \text{ kN}$$

Calcoliamo ora secondo le formule da normativa le capacità resistenti dei due elementi.

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.41]$$

dove

$N_{Ed}$  è l'azione di compressione di progetto,

$N_{b,Rd}$  è la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.42]$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 4} \quad [4.2.43]$$

I coefficienti  $\chi$  dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$ , dalla seguente formula


$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad [4.2.44]$$

dove  $\Phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ ,  $\alpha$  è il fattore di imperfezione ricavato dalla Tab. 4.2.VIII e la snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$  è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a} \quad [4.2.45]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 4.} \quad [4.2.46]$$

Tab. 4.2.VIII - Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

Sezione trasversale		Limiti	Influsione intorno all'asse	Curva di instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni cave		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 32.** Formule di verifica a instabilità di aste compresse e valori fattore di imperfezione  
Fonte: NTC 2018 – capitolo 4.2: Costruzioni di acciaio – Tabella 4.2.VIII

## - COLONNA 2

Per prima cosa si determina il carico critico euleriano; la colonna è configurata come una biella, vincolata da una cerniera alla base e in sommità, per cui la lunghezza libera di inflessione coincide con quella del profilo.

$$N_{cr2} = \frac{EJ\pi^2}{(l_{0,2})^2} = \frac{210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 3598 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \cdot \pi^2}{(9.484 \cdot 10^3 \text{ mm})^2} = 829.08 \text{ kN}$$

Si calcola quindi la snellezza normalizzata; in funzione della tipologia del profilo si determina il valore del fattore di imperfezione  $\alpha$  dalla tabella e con essi si calcola il coefficiente  $\Phi$ .

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{65.70 \cdot 10^2 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2}{829.08 \cdot 10^3 \text{ N}}} = 1.68$$

$$\alpha = 0.49$$

$$\phi = 0.5 (1 + 0.49 \cdot (1.68 - 0.2) + (1.68)^2) = 2.2738$$

$$\chi = \frac{1}{2.2738 + \sqrt{(2.2738)^2 - (1.68)^2}} = 0.263 \leq 1.0$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0.263 \cdot 6570 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2}{1.05} = 584.20 \text{ kN}$$

## - COLONNA 3

Per la colonna 3 si ripetono i passaggi appena eseguiti.

$$N_{cr3} = \frac{EJ\pi^2}{(l_{0,3})^2} = \frac{210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 3598 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \cdot \pi^2}{(7.230 \cdot 10^3 \text{ mm})^2} = 1426.60 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{65.70 \cdot 10^2 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2}{1426.60 \cdot 10^3 \text{ N}}} = 1.28$$

$$\alpha = 0.49$$

$$\phi = 0.5 (1 + 0.49 \cdot (1.28 - 0.2) + (1.28)^2) = 1.5838$$

$$\chi = \frac{1}{1.5838 + \sqrt{(1.5838)^2 - (1.28)^2}} = 0.397 \leq 1.0$$
$$N_{b,Rd} = \frac{0.397 \cdot 6570 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2}{1.05} = 881.85 \text{ kN}$$

Considerati gli sforzi agenti calcolati precedentemente, entrambe le colonne risultano verificate all'instabilità.



# Capitolo 4

## Modello generale agli elementi finiti

In questo capitolo si descrive il processo di realizzazione del modello agli elementi finiti della passerella e sene riportano i principali risultati ottenuti dalle analisi effettuate.

Il software utilizzato, come già anticipato, è *Midas Gen*.

*Midas Gen* è un software che pur essendo orientato agli edifici, risolve integralmente tutte le problematiche di analisi e progettazione di qualsiasi tipologia strutturale, dalle più complesse alle più semplici, in zona sismica e non, con qualsiasi materiale. Le molte funzionalità non lineari, sia in termini di carichi, materiali e vincoli, permettono di fare molteplici tipologie di analisi con diversi criteri di convergenza. L'interfaccia grafica di ultima generazione consente un utilizzo veloce e performante, sia nella modellazione che nell'analisi e nelle verifiche. *Midas Gen* dispone di un solutore ad elevate prestazioni e un algoritmo di analisi che offre la miglior soluzione per le analisi di strutture a livello internazionale nel settore delle costruzioni.

### 4.1 – Descrizione della modellazione delle strutture

La modellazione del ponte ricalca quanto già fatto in versione bidimensionale su *FTool* in quanto il processo di costruzione tridimensionale avviene sempre tramite la creazione di nodi ed elementi.

Esistono vari tipi di elementi che permettono di modellare varie parti di strutture; quelli utilizzati in questo caso sono elementi di tipo *beam*, con cui sono state modellate le travi, cui è possibile attribuire varie sezioni e materiali; l'altro tipo di elementi utilizzati sono elementi *truss*, cioè che lavorano solamente a sforzo normale. Questi sono stati utilizzati per la modellazione dei piatti di controvento, che per il tipo di sezione rettangolare, dotata di scarsa inerzia, non sono adatti a sopportare sollecitazioni flettenti.

Nel programma si sono creati due tipi di materiale da utilizzare per il modello che sono rispettivamente gli acciai da carpenteria di classe S355 e S235. Come tutti i codici di calcolo, anche *Midas* contiene una libreria di materiali ed elementi predefiniti che fanno riferimento a normative nazionali o internazionali. In questo caso, essendo sia i materiali che le sezioni identificati da normative europee è stato semplice implementarli.

Le sezioni create sono quelle già menzionate nella descrizione delle strutture; le travi di estremità in appoggio sulle spalle del ponte, sono state create con elementi *beam* di tipo *tailored*, che consentono di modellare travi composte di piastre saldate e quindi di interpretare qualsiasi variazione di sezione.

Le travi principali sono state disegnate facendo riferimento al loro asse baricentrico, in accordo con quanto suggerito dai principi della meccanica computazionale che, interpretando quanto stabilito dalla scienza delle costruzioni per schematizzare le strutture, identifica questo come il metodo più corretto. Per mantenere tuttavia l'allineamento dell'estradosso dei profili IPE200 e IPE600, i primi sono stati rappresentati tramite un comando di offset rispetto al baricentro; lo stesso anche per i profili UPN260.

Questo non comporta tuttavia errori di computazione: il comando di offset, infatti, non comporta alcuna eccentricità nell'applicazione dei carichi e quindi eventuali effetti aggiuntivi errati.

(Questo è stato verificato a parte studiando un semplice caso di una trave appoggiata per la quale si sono confrontati i risultati ottenuti dalla modellazione con quelli calcolati manualmente, rappresentata prima con riferimento al baricentro della sezione e successivamente con un offset).

Gli ultimi elementi rappresentati sono stati i piatti di controvento. Per realizzarli si creato un piano di nodi spostato di una quantità pari all'altezza delle travi principali che poi sono stati collegati diagonalmente dagli elementi *truss*, disposti a croce di Sant'Andrea. Tuttavia, perché questo piano non rimanesse scollegato dalla struttura principale, si sono realizzati dei collegamenti tra i nodi relativi nei due piani tramite dei *rigid link*. Questo strumento vincola i gradi di libertà scelti di un certo nodo (*slave node*) rispetto ad un altro (*master node*) di cui assume le proprietà. Questa procedura consente di interpretare lo spessore delle travi, assumendo che nel piano delle sezioni trasversali, dove sono localizzati i vincoli, la sezione compia spostamenti rigidi. Se ne riporta sotto un ingrandimento dello schema statico dove sono ben apprezzabili (Figura 33).

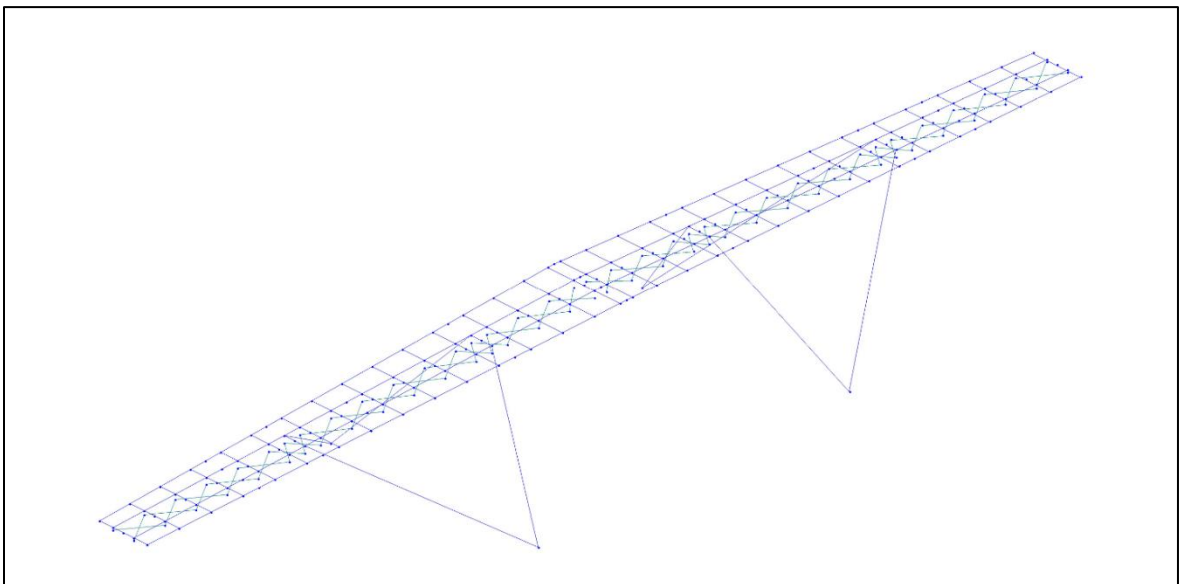
Nell'immagine sono presenti anche alcuni numeri: la convenzione adottata dai programmi di calcolo in generale per i vincoli è descriverli con un 1 qualora il grado di libertà sia vincolato e con 0 qualora sia libero. I *rigid link* implementati vincolano le traslazioni, ma lasciano libere le rotazioni: questo implica che le sezioni delle travi principali non si deformino trasversalmente, ma permette di creare un vincolo di tipo cerniera per i controventi con la trave.

Si vuole sottolineare l'accuratezza posta nella costruzione geometrica: per evitare di commettere errori in termini di lunghezze dei vari profili per la rappresentazione dell'intera passerella si è fatto riferimento a tre punti di cui erano univocamente note le coordinate, in particolare l'altezza, misurata all'estradosso del grigliato di impalcato, rispetto al piano di riferimento, coincidente con il livello del medio mare, assunto invariabilmente rispetto al modello realizzato in sede progettuale.

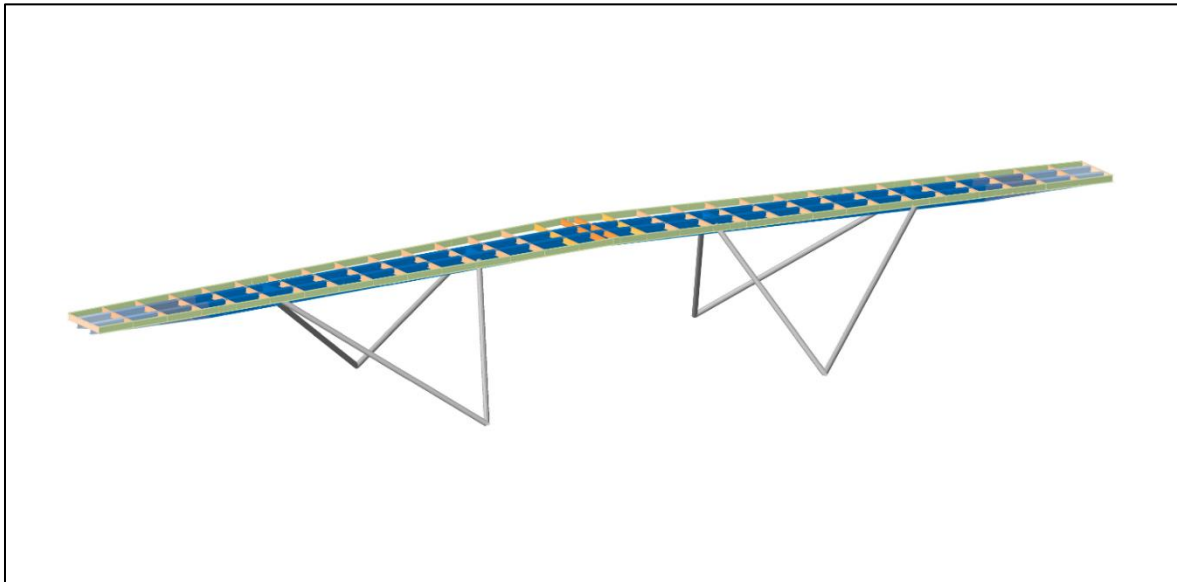
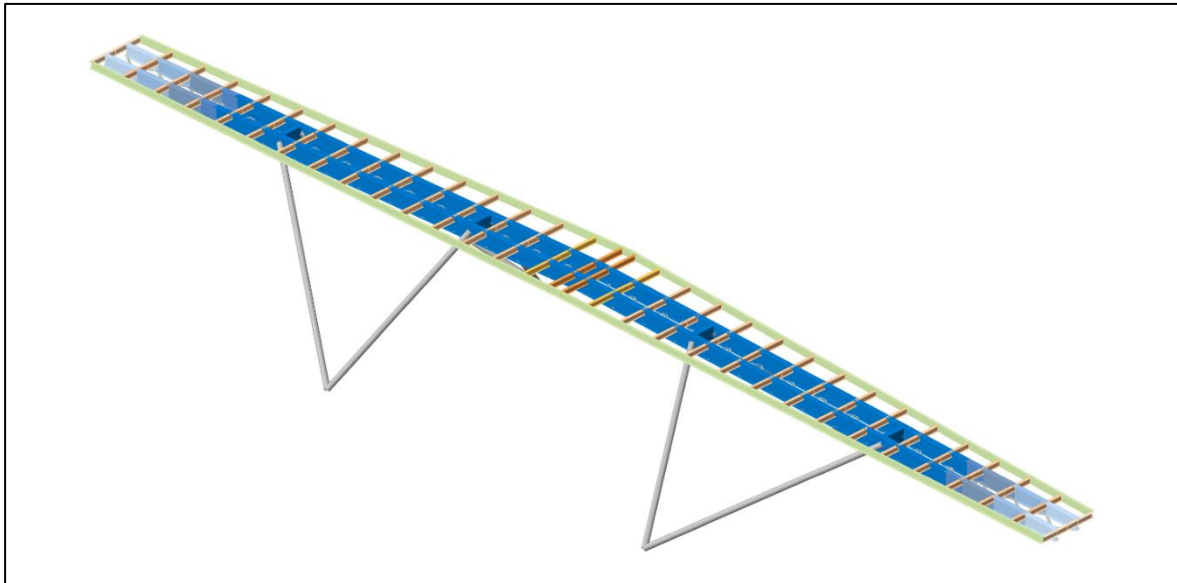
Dai tre punti sopra menzionati, che corrispondono all'asse degli appoggi sulle spalle e alla mezzeria dell'impalcato, tramite strumenti grafici si sono creati tutti gli altri nodi rispettando le quote riportate negli elaborati a disposizione.

Le analisi svolte sono di tipo *elastico lineare*.

Si riportano di seguito alcune immagini del modello realizzato.

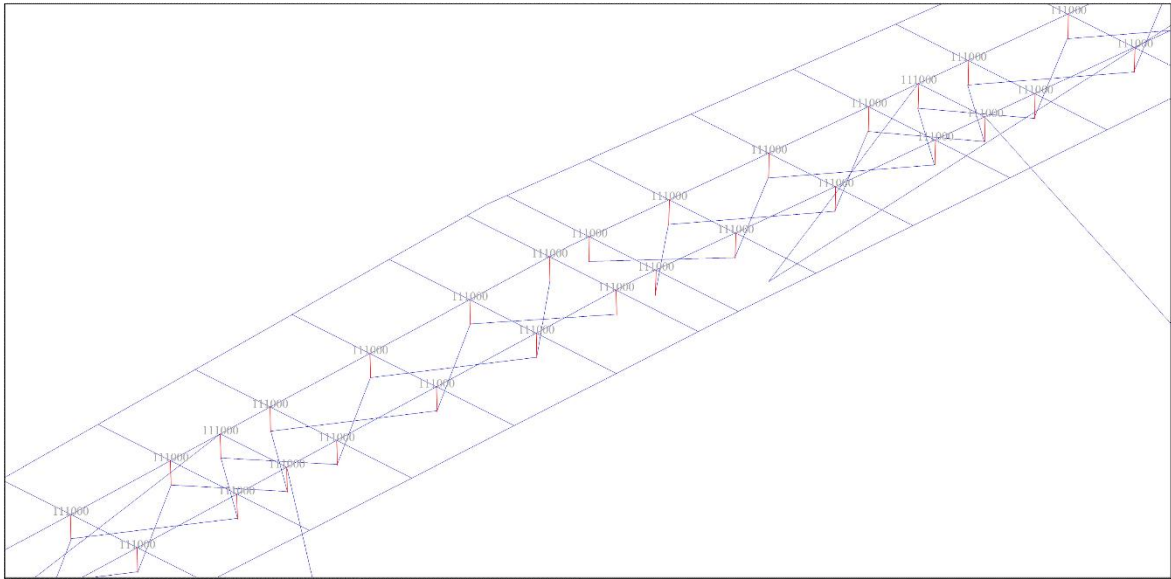


**Figura 33.** Schema statico con nodi ed elementi della passerella  
*Fonte: Modello tridimensionale di Midas*



**Figura 34.** Schema statico con ingombro degli elementi (ogni tipologia di sezione è indicata con un diverso colore)  
*Fonte: Modello tridimensionale di Midas*





**Figura 35.** Particolare dello schema statico con rigid link in evidenza  
*Fonte: Modello tridimensionale di Midas*

## 4.2 – Applicazione dei carichi

Per l'applicazione dei carichi elencati al capitolo §2.2, nel codice di calcolo si sono create varie condizioni elementari di carico, come riportato nella tabella sottostante Tabella 1 che sono stati poi utilizzate per creare le varie combinazioni di carico. Quelle implementate nel modello agli elementi finiti sono le stesse utilizzate per la risoluzione analitica dello schema statico semplificato: infatti le scacchiere sull'impalcato, per definire le campate cariche o scariche, sono state realizzate manualmente, predisponendo all'interno di ciascun gruppo di carico, come si evince dalla Tabella 2, i vari casi elementari in cui le singole tipologie vengono suddivise in campate di applicazione.

Rispetto alla procedura adottata per la risoluzione della struttura bidimensionale, grazie al codice di calcolo è possibile tener conto del vento trasversale allo sviluppo del ponte e dei suoi effetti, determinanti per il dimensionamento delle opere di fondazione in quanto l'inclinazione delle colonne a sostegno dell'impalcato determina delle consistenti reazioni vincolari nel piano orizzontale.

Il carico permanente non strutturale comprende quello dato dal peso proprio del grigliato e del parapetto.

La definizione del carico permanente non strutturale di impalcato nel codice di calcolo è avvenuta con la seguente procedura: essendo esso trasmesso alle strutture portanti esclusivamente tramite l'appoggio sugli appositi profili quadrangolari, installati all'estradosso superiore delle travi secondarie, il carico di superficie è stato trasformato in un carico distribuito uniforme, applicato sull'asse baricentrico delle IPE200.

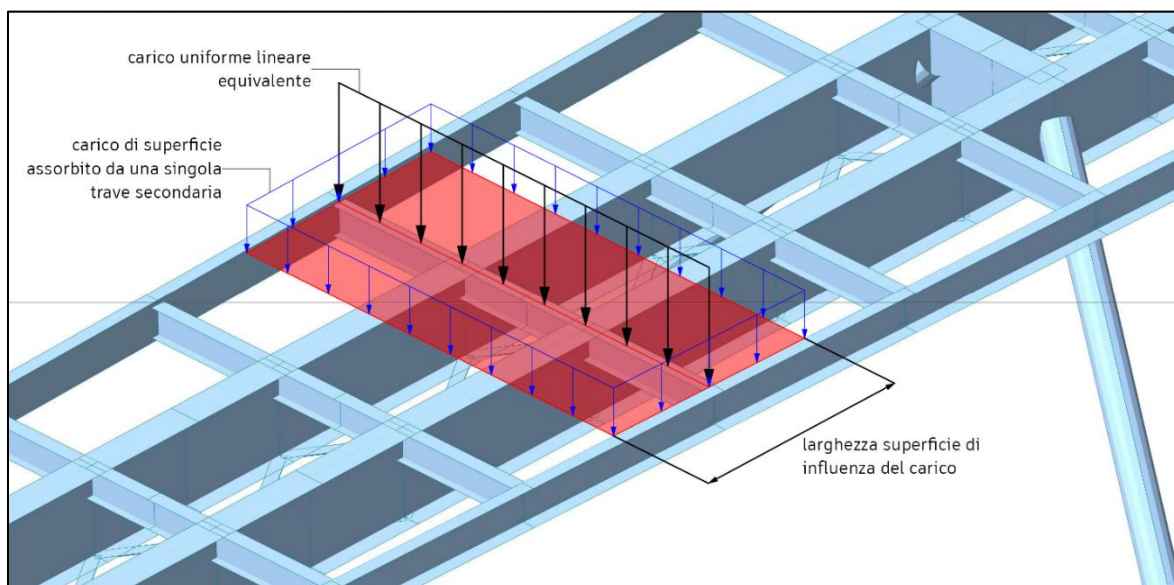
La quantità di carico da assegnare a ciascun tronco è direttamente proporzionale alla superficie ad esso relativa, cioè quella compresa tra la mezzeria delle campate precedenti e successive identificate dal sistema di orditura secondaria (vedi Figura 36).

Essendo le travi disposte ad un interasse costante, il valore di carico da attribuire ad esse rimane costante, in quanto dipendente solamente dalla loro lunghezza.

Fanno eccezione a tale valore alcune travi rispetto alle quali l'intervallo con la trave successiva non è fisso, corrispondente a 1.50 m in direzione orizzontale; il valore da calcolare sarà comunque proporzionale a questa distanza. Le travi interessate sono:

- la prima dell'impalcato, in corrispondenza dell'asse dell'appoggio, per cui l'area relativa corrisponde solamente a metà intervallo di larghezza;
- la penultima verso la mezzeria;
- l'ultima verso la mezzeria.

La stessa procedura è stata adottata per il carico folla, dal momento che anch'esso agisce uniformemente sull'impalcato, come definito da normativa. Per le modalità di costruzione della passerella questo viene assorbito dalle travi di orditura secondaria che lo riportano a quella primaria.














**Figura 36.** Zona di influenza di un carico di superficie e sua conversione in carico lineare  
Fonte: Modello tridimensionale di Midas

N.	Nome	Tipo di carico	Gruppo di carico
1	Peso proprio	Dead Load (D)	Permanente
2	Perm non strutt c1	Dead Load (D)	Permanente
3	Perm non strutt c2	Dead Load (D)	Permanente
4	Perm non strutt c3	Dead Load (D)	Permanente
5	Perm non strutt c4	Dead Load (D)	Permanente
6	Perm non strutt c5	Dead Load (D)	Permanente
7	Var Folla c1	Live Load (L)	Folla
8	Var Folla c2	Live Load (L)	Folla
9	Var Folla c3	Live Load (L)	Folla
10	Var Folla c4	Live Load (L)	Folla
11	Var Folla c5	Live Load (L)	Folla
12	Vento +y	Wind Load on Structure (W)	Vento
13	Vento -y	Wind Load on Structure (W)	Vento
14	Vento +z c1	Wind Load on Structure (W)	Vento
15	Vento +z c2	Wind Load on Structure (W)	Vento
16	Vento +z c3	Wind Load on Structure (W)	Vento
17	Vento +z c4	Wind Load on Structure (W)	Vento
18	Vento +z c5	Wind Load on Structure (W)	Vento
19	Vento -z c1	Wind Load on Structure (W)	Vento
20	Vento -z c2	Wind Load on Structure (W)	Vento
21	Vento -z c3	Wind Load on Structure (W)	Vento
22	Vento -z c4	Wind Load on Structure (W)	Vento
23	Vento -z c5	Wind Load on Structure (W)	Vento

**Tabella 1.** Condizioni elementari di carico e loro tipologia

Nome	SLU 1	SLU 2	SLU 3	SLU 4
<b>Descrizione</b>	M_max e Rv_max in app3	M_max e Rv_max in app2	M_max in c1 e c3	M_max in c2
<b>Tipologia verifica comb</b>	Strength/Stress	Strength/Stress	Strength/Stress	Strength/Stress
<b>Peso proprio</b>	1.35	1.35	1.35	1.35
<b>Perm non strutt c1</b>	0	1.5	1.5	0
<b>Perm non strutt c2</b>	1.5	1.5	0	1.5
<b>Perm non strutt c3</b>	1.5	0	1.5	0
<b>Perm non strutt c4</b>	0	1.5	0	1.5
<b>Perm non strutt c5</b>	1.5	0	1.5	0
<b>Var folla c1</b>	0	1.35	1.35	0
<b>Var folla c2</b>	1.35	1.35	0	1.35
<b>Var folla c3</b>	1.35	0	1.35	0
<b>Var folla c4</b>	0	1.35	0	1.35
<b>Var folla c5</b>	1.35	0	1.35	0
<b>Vento +y</b>	0.9	0.9	0.9	0.9
<b>Vento -z c1</b>	0	0.9	0.9	0
<b>Vento -z c2</b>	0.9	0.9	0	0.9
<b>Vento -z c3</b>	0.9	0	0.9	0
<b>Vento -z c4</b>	0	0.9	0	0.9
<b>Vento -z c5</b>	0.9	0	0.9	0

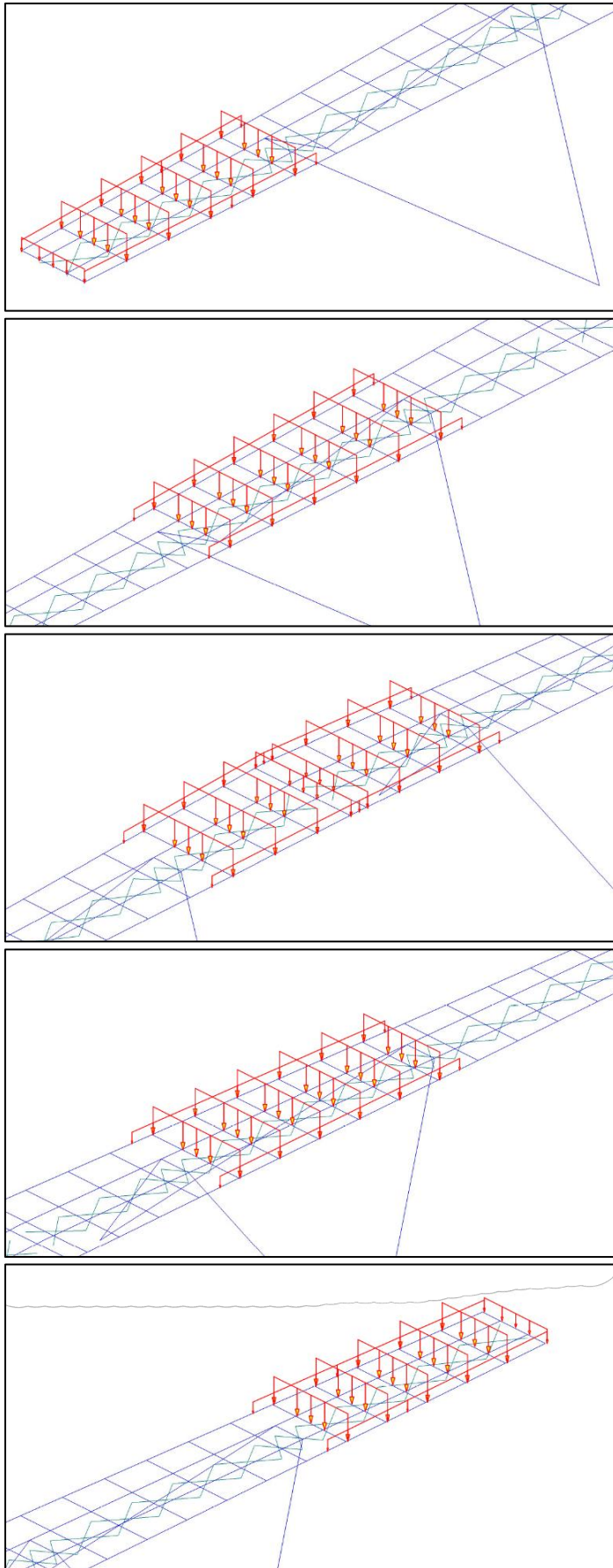
**Tabella 2.** Tabella dei coefficienti di combinazione

Condizione di carico	Parte struttura applicazione	Disposizione uniforme carico	Sottogruppo struttura	Colore elem. schema	Larghezza relativa	Valore carico
Permanente non strutturale di impalcato	Orditura secondaria	NO	1. trave appoggio		0.75 m	- 0.30 kN/m
			2. trave normale		1.50 m	- 0.60 kN/m
			3. trave penultima		1.35 m	- 0.54 kN/m
			4. trave mezzeria		0.90 m	- 0.36 kN/m
Permanente non strutturale del parapetto	Strutture parapetto (profili UPN)	SI	-		-	- 0.25 kN/m
Carico folla	Orditura secondaria	NO	1. trave appoggio		0.75 m	- 3.75 kN/m
			2. trave normale		1.50 m	- 7.50 kN/m
			3. trave penultima		1.35 m	- 6.75 kN/m
			4. trave mezzeria		0.90 m	- 4.50 kN/m
Vento y	Trave principale sopravento	SI	-		-	- 1.23 kN/m
Vento z	Orditura secondaria	SI	-		-	- 1.89 kN/m

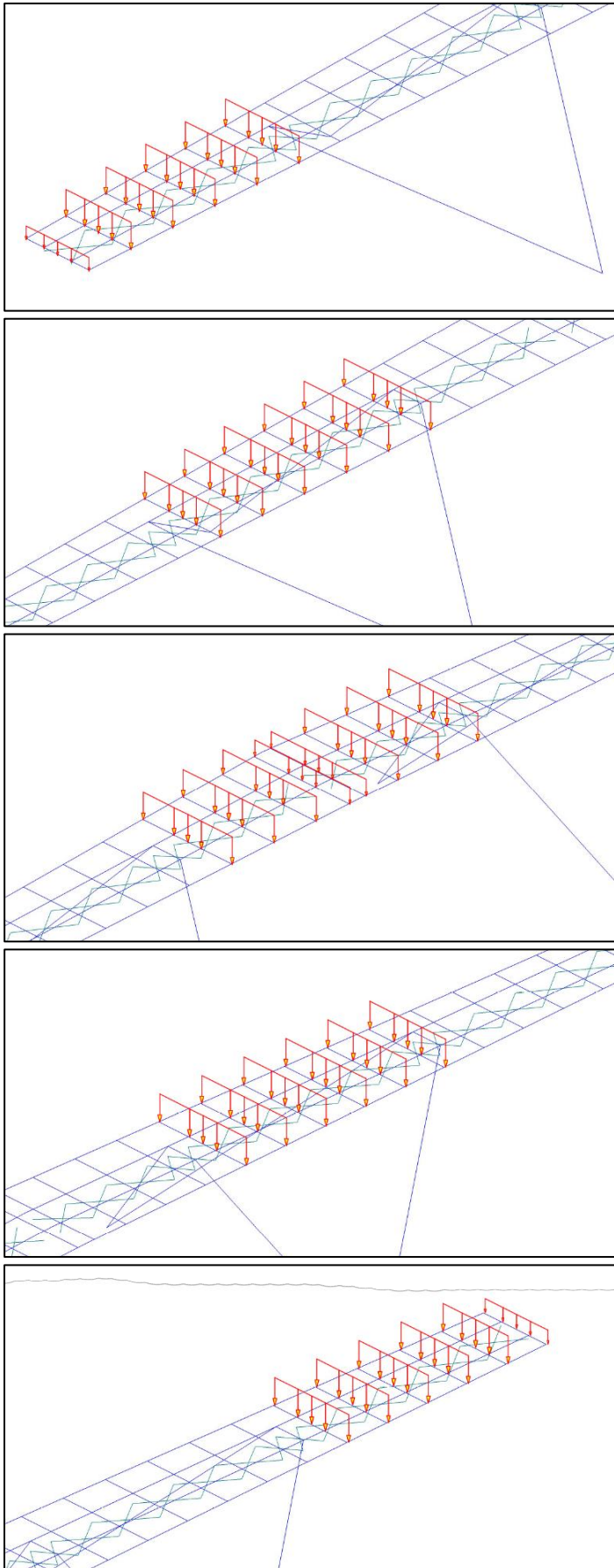
**Tabella 3.** Tabella illustrativa delle modalità di applicazione delle condizioni elementari di carico (i colori identificativi degli elementi fanno riferimento alla Figura 34)

Si riportano ora delle immagini utili per capire come sono state create e applicate le varie condizioni elementari di carico.

Il peso proprio non viene riportato in quanto la distribuzione del carico è calcolata automaticamente dal software. E' possibile però vederne gli effetti visualizzando i diagrammi delle sollecitazioni.

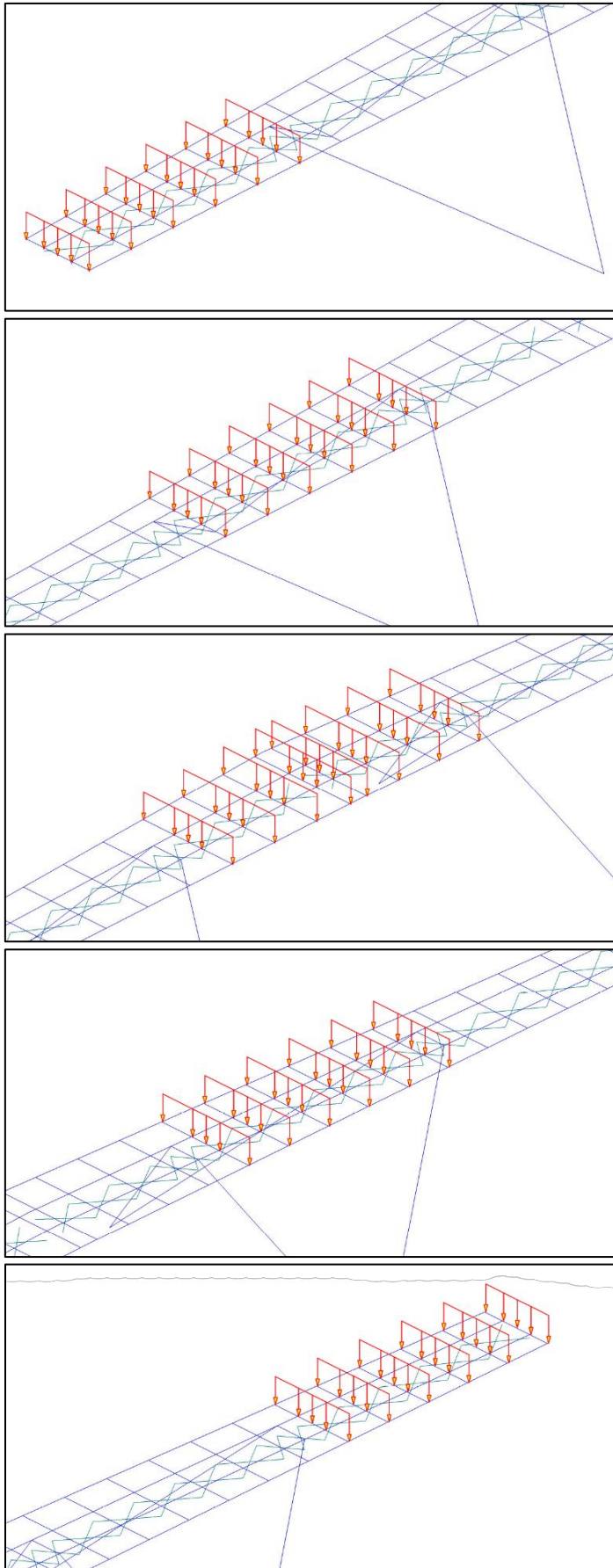


**Figura 37.** Applicazione del carico permanente non strutturale sulle singole campate (valori contenuti in tabella 3); sulle travi secondarie il peso proprio del grigliato e sui correnti laterali il peso proprio delle strutture di parapetto.  
Fonte: Modello tridimensionale di Midas

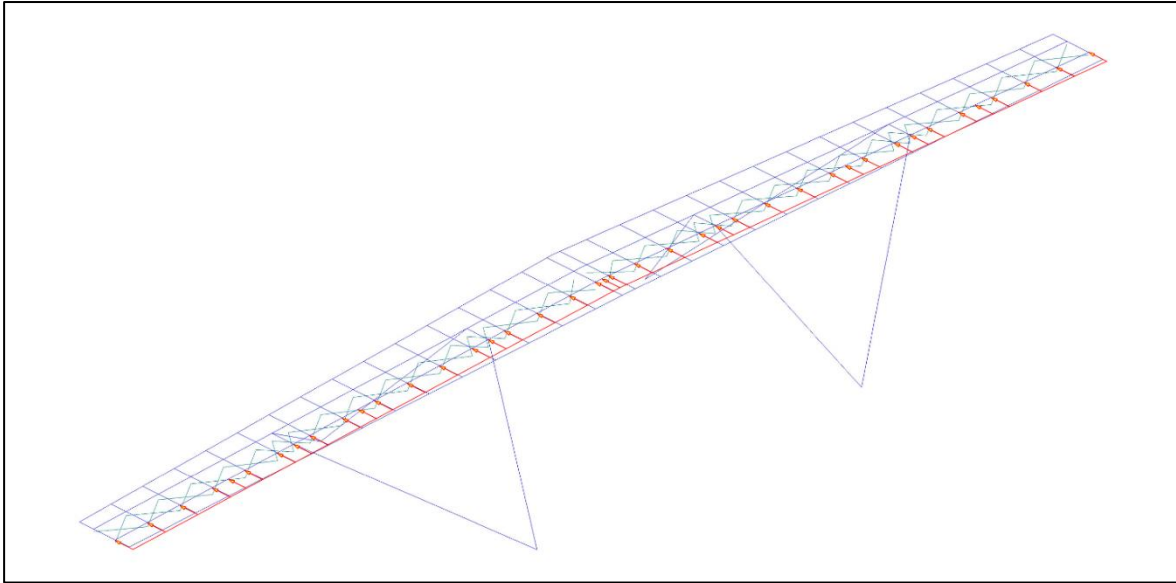


**Figura 38.** Applicazione del carico variabile da traffico per ogni campata (valori in tabella 3).  
Fonte: Modello tridimensionale di Midas





**Figura 39.** Applicazione del carico variabile da vento in direzione  $z$  per ogni campata; valore costante su ogni campata.  
Fonte: Modello tridimensionale di Midas



**Figura 40.** *Applicazione del carico variabile da vento in direzione y, costante su tutta la lunghezza; valore costante su ogni campata.*

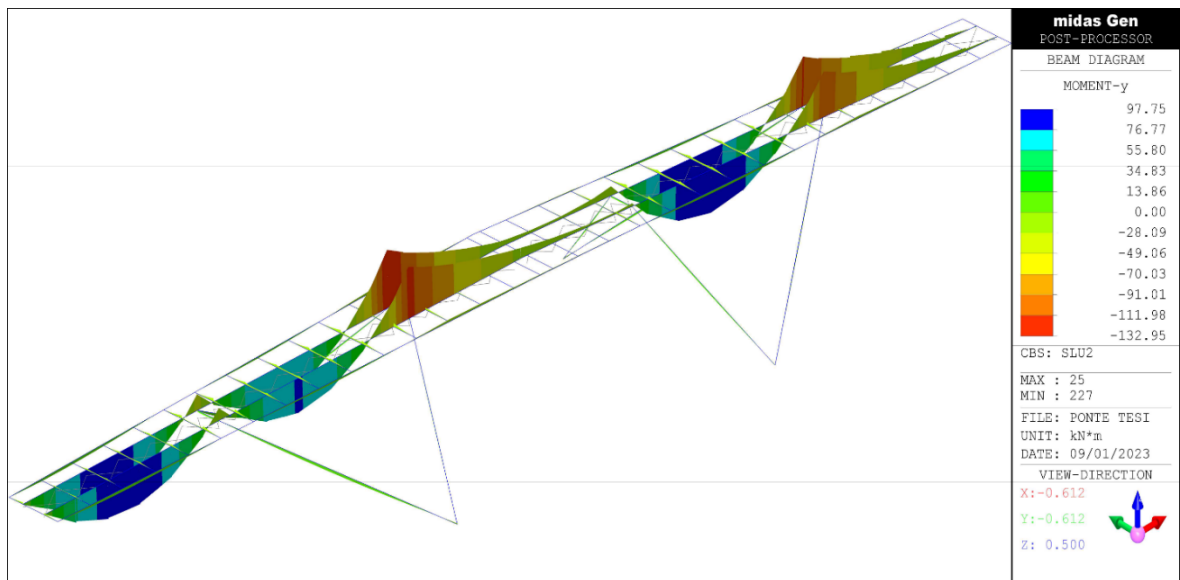
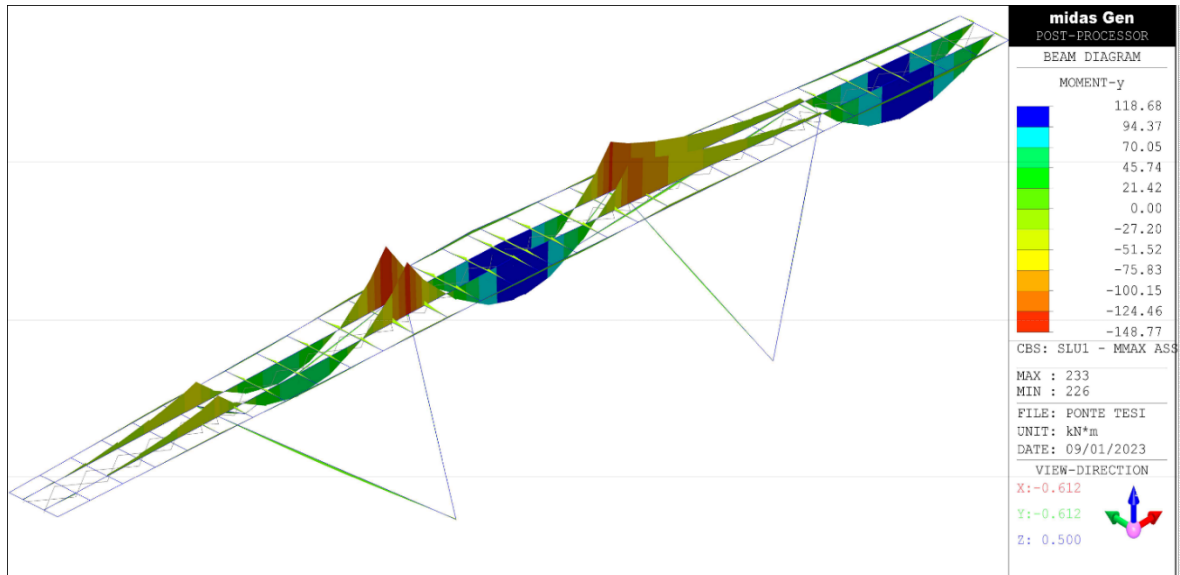
*Fonte: Modello tridimensionale di Midas*

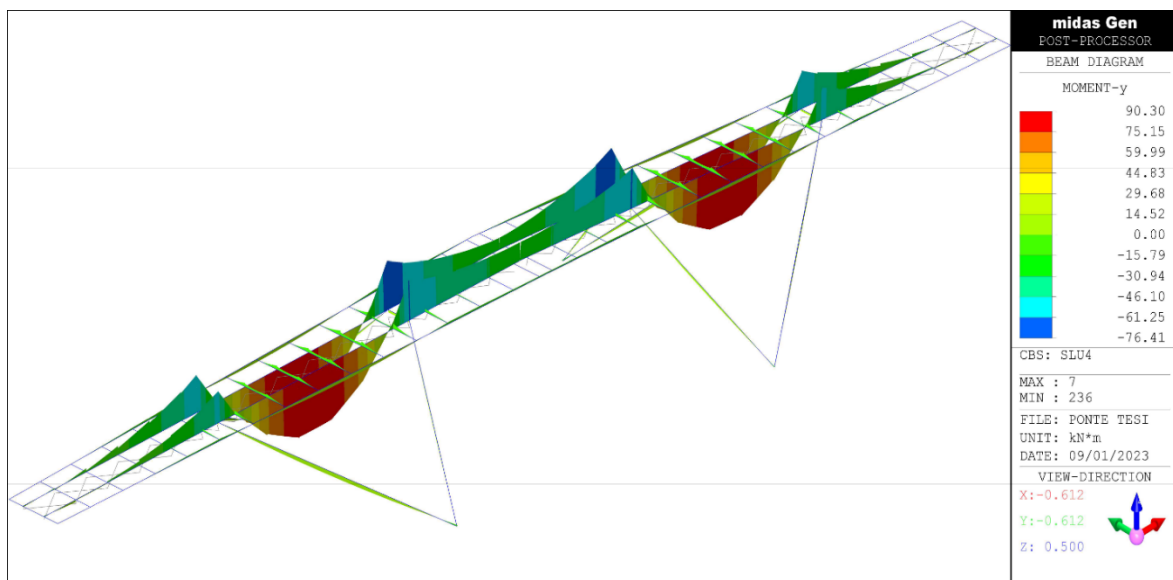
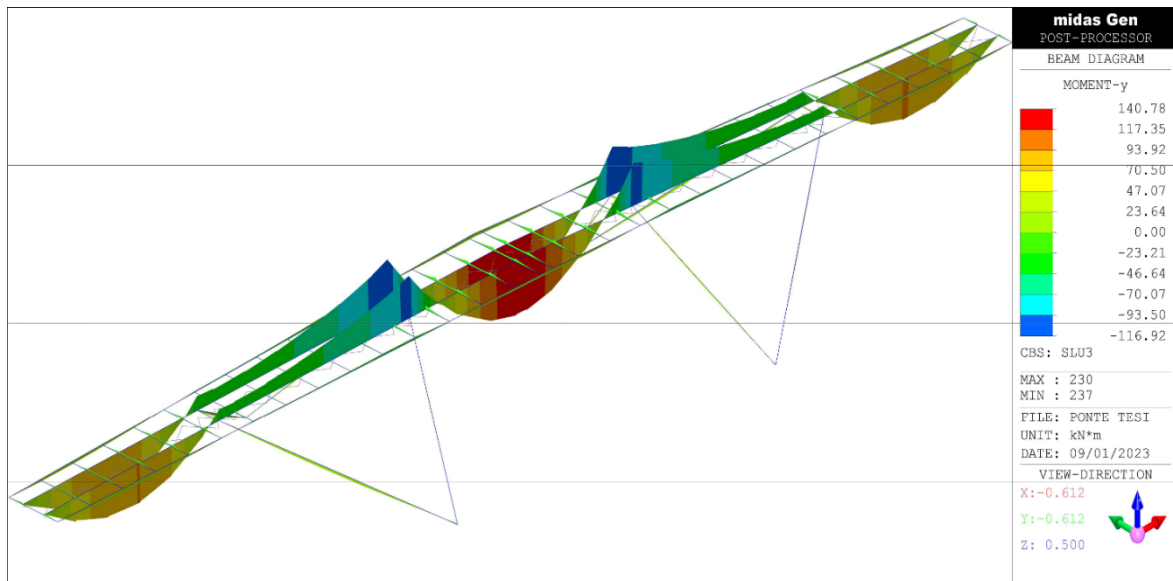


### 4.3 – Risultati verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

Si riportano ora in forma grafica i risultati ottenuti dalle analisi fatte con il modello.

#### 4.3.1 – Diagrammi di momento





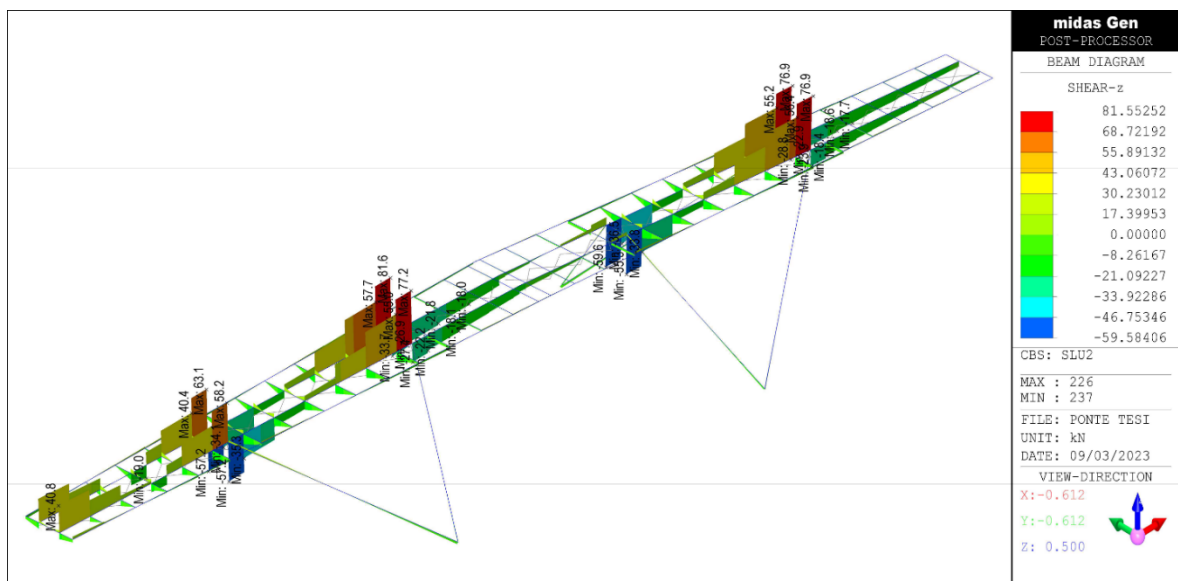
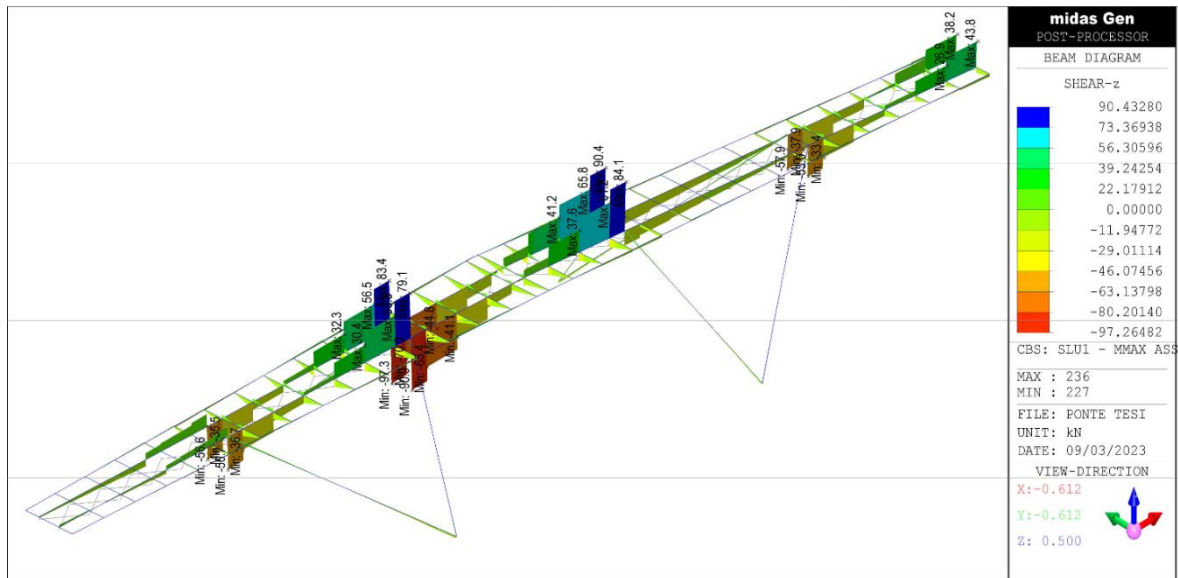
**Figura 41.** Diagrammi di momento attorno all'asse forte delle sezioni per le 4 combinazioni allo SLU.  
 Fonte: Modello tridimensionale di Midas

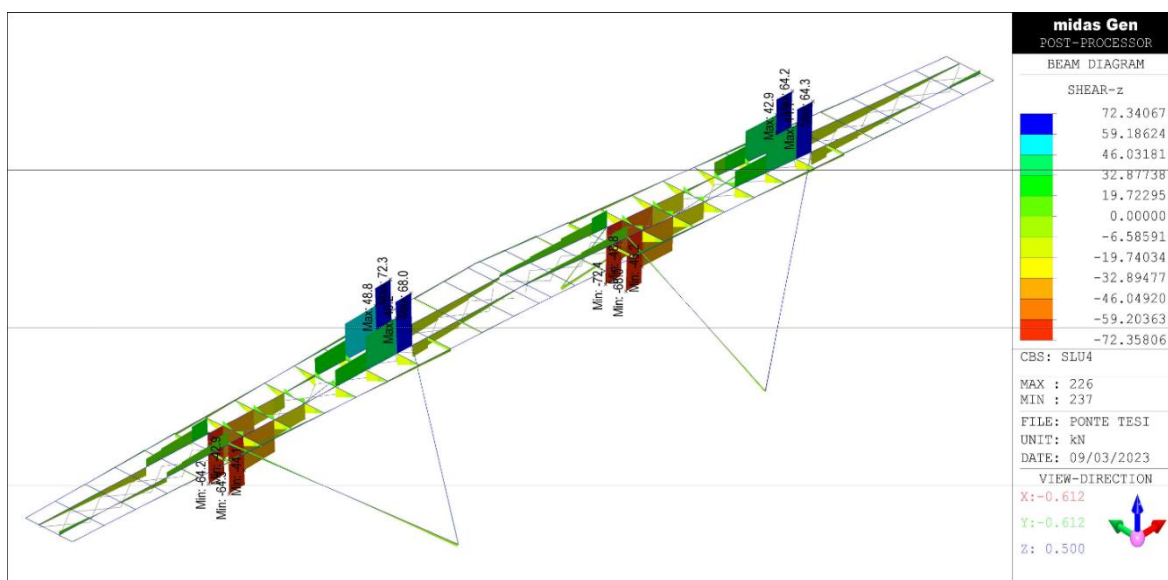
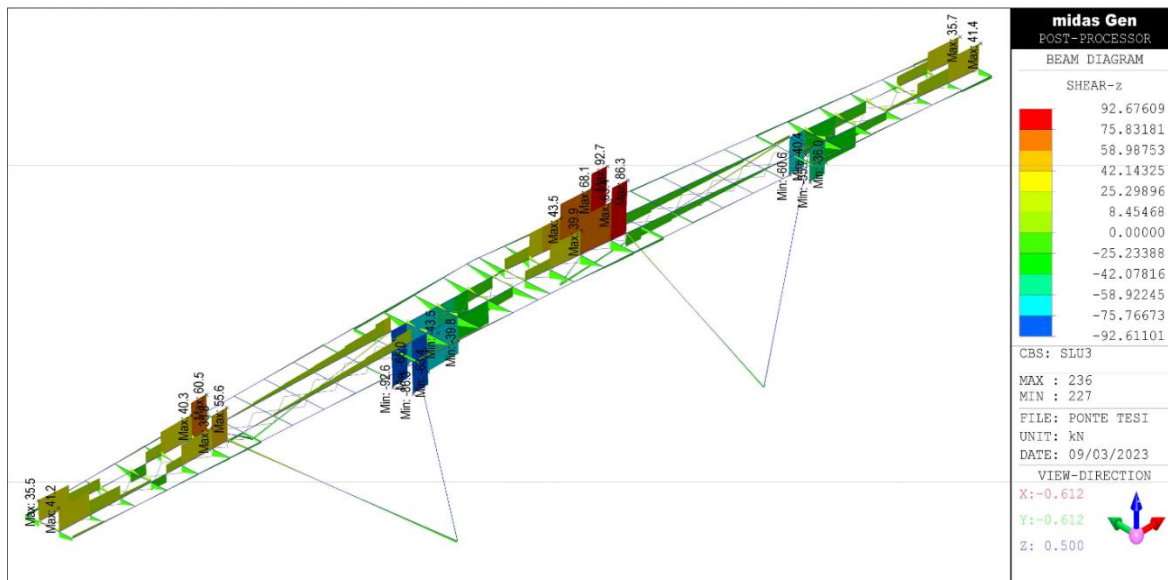
Quelli riportati sono esclusivamente i diagrammi di momento rispetto all'asse forte delle sezioni.

Si nota come i valori sulle travi di orditura secondaria siano molto ridotti: questo perché tali elementi riportano le sollecitazioni alle travi principali che sono quelle che fungono da elementi resistenti.

Non si riportano invece i diagrammi di momento rispetto all'asse debole delle sezioni poiché l'unica azione trasversale che genera momento attorno a tale asse è il vento in direzione y, di piccola entità.

### 4.3.2 – Diagrammi di taglio





**Figura 42.** Diagrammi di taglio per le 4 combinazioni allo SLU.

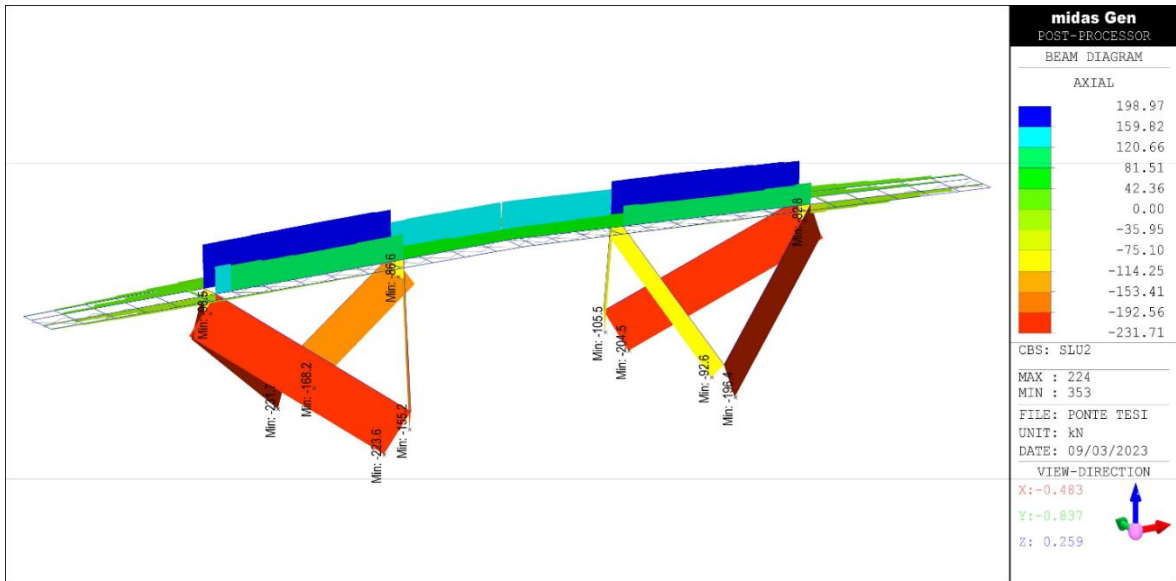
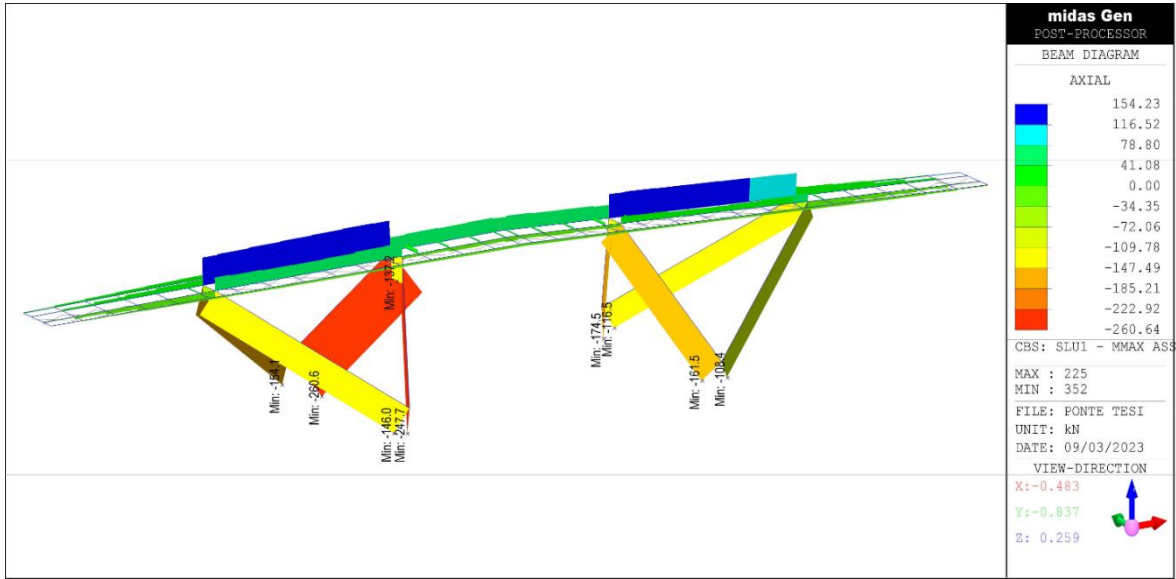
Fonte: Modello tridimensionale di Midas

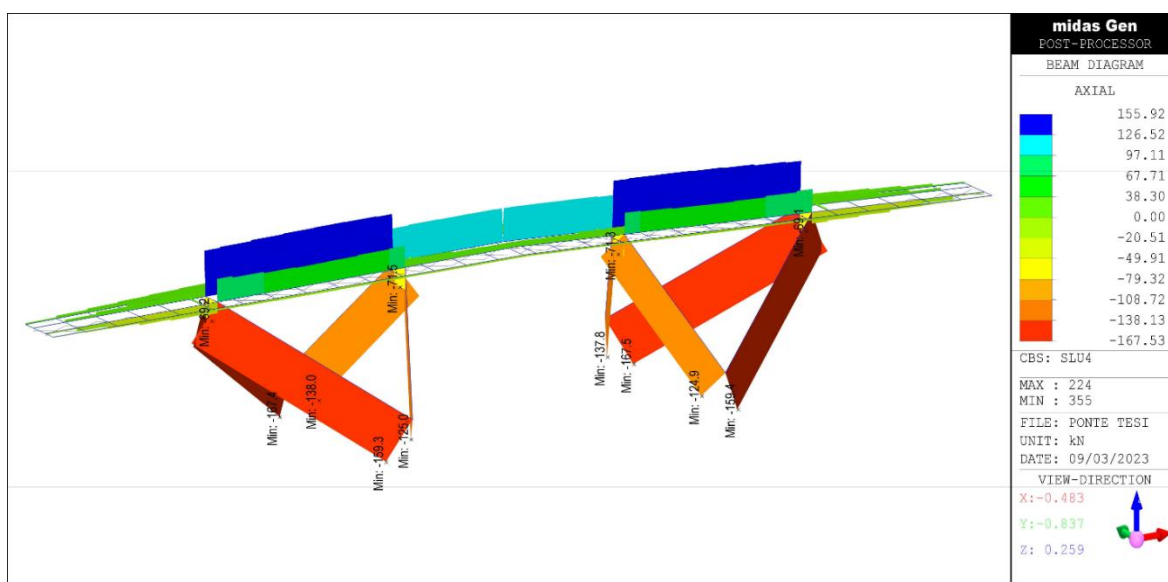
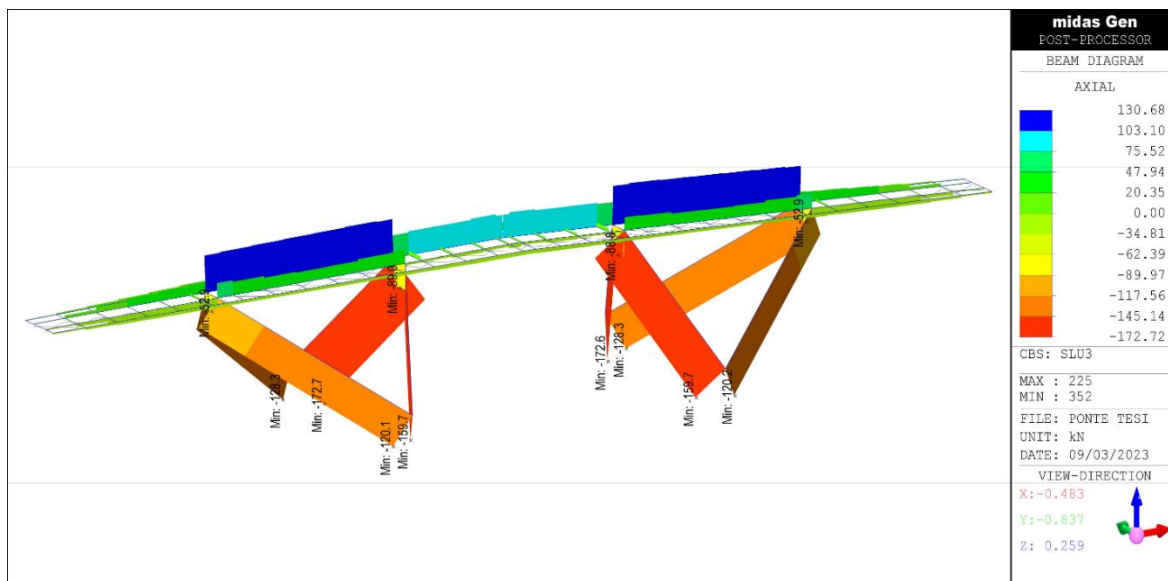
Le sollecitazioni taglienti di entità maggiore sulle travi principali si hanno in corrispondenza dell'appoggio fornito dalle colonne inclinate, che è anche il luogo dove si verifica il massimo momento.

Come si vedrà poi anche nelle verifiche, la trave più sollecitata sarà per l'appunto uno dei conci che si troverà in corrispondenza di un appoggio.

Sulle travi secondarie, che si comportano come mensole incastrate, il taglio maggiore si ha in corrispondenza del collegamento con le travi principali, per cui la saldatura diventa un punto delicato per l'integrità dell'impalcato.

### 4.3.3 – Diagrammi di sforzo normale





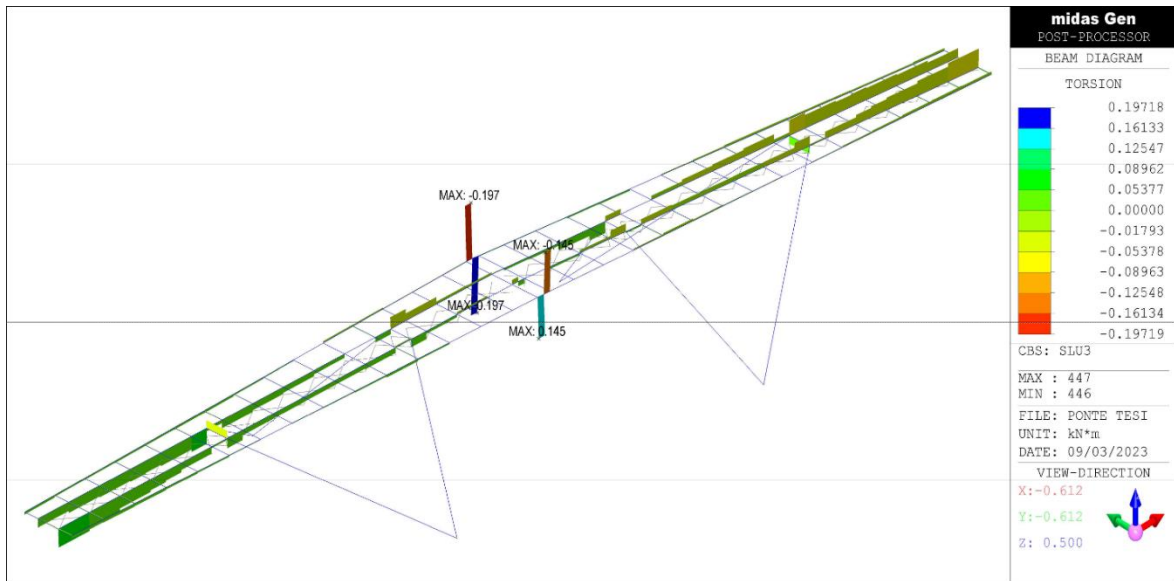
**Figura 43.** Diagrammi di sforzo normale per le 4 combinazioni allo SLU; sono riportati numericamente solo i valori di compressione.

Fonte: Modello tridimensionale di Midas

La trazione sulle due travi principali è visibile esclusivamente sul modello Midas, in quanto il modello FTool, avendo l'asse degli appoggi verticale, fa in modo che le reazioni si trasformi per la trave principale quasi interamente in sollecitazione tagliante, creando solamente una ridotta, quasi trascurabile, componente di trazione dovuta all'inclinazione delle strutture di impalcato.

La trazione non rappresenta un problema per le verifiche in quanto viene così ridotta anche la componente tensionale di compressione sui profili inflessi.

#### 4.3.4 – Diagramma di torsione



**Figura 44.** Diagramma di momento torcente per la combinazione più gravosa per la struttura.  
Fonte: Modello tridimensionale di Midas


Del diagramma di torsione si riporta solamente un caso, che è quello della combinazione 3 che fornisce i valori massimi di momento torcente. Vediamo, tuttavia, che i valori di tale sollecitazione sono molto ridotti, per cui non è significativo svolgere alcuna verifica particolare per questa azione.

Oltre a delle verifiche visive il programma analizza automaticamente i vari elementi. Esso infatti, considerate tutte le condizioni elementari e le combinazioni di carico, verifica gli elementi per ciascun tipo di sezione secondo la normativa desiderata (in questo caso l'Eurocodice 3 per le strutture in acciaio, in quanto la normativa nazionale italiana non è ancora implementata), assumendo come sollecitazioni di progetto le massime ottenute dai casi considerati.

Si riportano ora quindi le relazioni automaticamente elaborate, sviluppate per i diversi profili utilizzati.

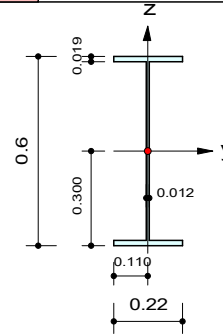




	<b>Company</b>		<b>Project Title</b>	Passerella Boschetti
	<b>Author</b>	Lucietti Gioele	<b>File Name</b>	Ponte tesi.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05  
 Unit System kN, m  
 Member No 226  
 Material S355 (No:1)  
 (Fy = 355000, Es = 210000000)  
 Section Name IPE600 baricentrico (No:1)  
 (Rolled : IPE600).  
 Member Length : 0.75035



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 107.382 (LCB: 14, POS:J)  
 Bending Moments My = -142.34, Mz = -5.0015  
 End Moments Myi = -81.955, Myj = -142.34 (for Lb)  
 Myi = -81.955, Myj = -142.34 (for Ly)  
 Mzi = 2.23005, Mzj = -5.0015 (for Lz)  
 Shear Forces Fyy = 9.63764 (LCB: 14, POS:1/2)  
 Fzz = 81.0892 (LCB: 14, POS:J)

Depth	0.60000	Web Thick	0.01200
Top F Width	0.22000	Top F Thick	0.01900
Bot.F Width	0.22000	Bot.F Thick	0.01900
Area	0.01560	Asz	0.00720
Qyb	0.14067	Qzb	0.00605
Iyy	0.00092	Izz	0.00003
Ybar	0.11000	Zbar	0.30000
Wely	0.00307	Welz	0.00031
ry	0.24182	rz	0.04731

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 0.75035, Lz = 0.75035, Lb = 0.75035  
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00  
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 31.7 < 200.0$  (Memb:2, LCB: 9)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 107.38/5538.00 = 0.019 < 1.000$  ..... O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 142.34/1246.76 = 0.114 < 1.000$  ..... O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 5.002/170.411 = 0.029 < 1.000$  ..... O.K

Combined Resistance

$R.MNRd = \text{MAX}[ M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd} ]$

$R.BiM = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\text{Alpha}} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\text{Beta}}$


$R.byN = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), R.byM = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{\text{max}} = \text{MAX}[ R.MNRd, R.BiM, (R.byN + R.byM) ] = 0.163 < 1.000$  ..... O.K

Shear Resistance

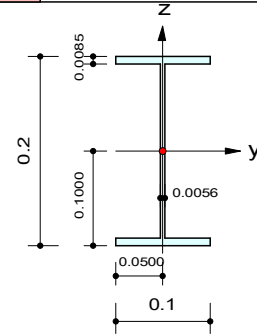
$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.005 < 1.000$  ..... O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.047 < 1.000$  ..... O.K

	Company		Project Title	Passerella Boschetti
	Author	Lucietti Gioele	File Name	Ponte tesi.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05  
 Unit System kN, m  
 Member No 523  
 Material S355 (No:1)  
 (Fy = 355000, Es = 210000000)  
 Section Name IPE200 asse spostato (No:2)  
 (Rolled : IPE200).  
 Member Length : 0.73000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.27825 (LCB: 18, POS:I)  
 Bending Moments My = -1.3158, Mz = 2.81813  
 End Moments Myi = -1.3158, Myj = -0.0202 (for Lb)  
 Myi = -1.3158, Myj = -0.0202 (for Ly)  
 Mzi = 2.81813, Mzj = -2.3367 (for Lz)  
 Shear Forces Fyy = 7.09173 (LCB: 18, POS:J)  
 Fzz = -9.2935 (LCB: 16, POS:I)

Depth	0.20000	Web Thick	0.00560
Top F Width	0.10000	Top F Thick	0.00850
Bot.F Width	0.10000	Bot.F Thick	0.00850
Area	0.00285	Asz	0.00112
Qyb	0.01872	Qzb	0.00125
Iyy	0.00002	Izz	0.00000
Ybar	0.05000	Zbar	0.10000
Wely	0.00019	Welz	0.00003
ry	0.08230	rz	0.02282

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 0.73000, Lz = 0.73000, Lb = 0.73000  
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00  
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 51.3 < 200.0$  (Memb:56, LCB: 9)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.28/1011.75 = 0.000 < 1.000$  ..... O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 1.3158/78.1000 = 0.017 < 1.000$  ..... O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 2.8181/15.5968 = 0.181 < 1.000$  ..... O.K

Combined Resistance

$R.MNRd = \text{MAX}[ M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd} ]$

$R.BiM = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\text{Alpha}} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\text{Beta}}$

$R.byN = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), R.byM = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{\text{max}} = \text{MAX}[ R.MNRd, R.BiM, (R.byN + R.byM) ] = 0.198 < 1.000$  ..... O.K


Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.019 < 1.000$  ..... O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.032 < 1.000$  ..... O.K

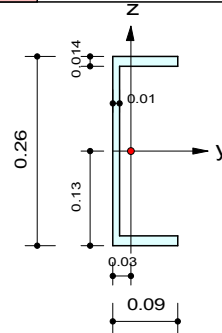
5. Deflection Checking Results

Modeling, Design & Analysis Software. Member:256, LCB: 20, POS: 0.4m, Dir-Z)..... O.K Date/Time : 09/17/2023 22:29

	Company		Project Title	Passerella Boschetti
	Author	Lucietti Gioele	File Name	Ponte tesi.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05  
 Unit System kN, m  
 Member No 447  
 Material S355 (No:1)  
 (Fy = 355000, Es = 210000000)  
 Section Name UPN260 asse spostao (No:8)  
 (Built-up Section).  
 Member Length : 0.30023



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 49.0455 (LCB: 18, POS:I)  
 Bending Moments My = 4.20052, Mz = 0.33182  
 End Moments Myi = 4.20052, Myj = 3.72566 (for Lb)  
 Myi = 4.20052, Myj = 3.72566 (for Ly)  
 Mzi = 0.33182, Mzj = -0.0622 (for Lz)  
 Shear Forces Fyy = 1.31249 (LCB: 18, POS:1/2)  
 Fzz = 1.71339 (LCB: 18, POS:J)

Depth	0.26000	Web Thick	0.01000
Top F Width	0.09000	Top F Thick	0.01400
Bot.F Width	0.09000	Bot.F Thick	0.01400
Area	0.00484	Asz	0.00260
Qyb	0.02223	Qzb	0.00206
Iyy	0.00005	Izz	0.00000
Ybar	0.02583	Zbar	0.13000
Wely	0.00037	Welz	0.00006
ry	0.10018	rz	0.02747

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 0.30023, Lz = 0.30023, Lb = 0.30023  
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00  
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 54.6 < 200.0$  (Memb:72, LCB: 9)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 49.05/1718.20 = 0.029 < 1.000$  ..... O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 4.201/157.805 = 0.027 < 1.000$  ..... O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.3318/36.3788 = 0.009 < 1.000$  ..... O.K

Combined Resistance

$R.MNRd = \text{MAX}[ M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd} ]$

$R.BiM = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\text{Alpha}} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\text{Beta}}$

$R.byN = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), R.byM = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{\text{max}} = \text{MAX}[ R.MNRd, R.BiM, (R.byN + R.byM) ] = 0.064 < 1.000$  ..... O.K

Shear Resistance

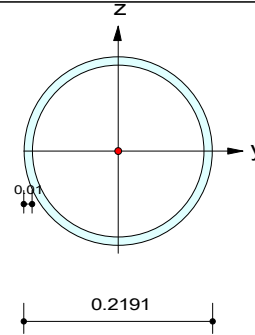
$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.003 < 1.000$  ..... O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.004 < 1.000$  ..... O.K

	Company		Project Title	Passerella Boschetti
	Author	Lucietti Gioele	File Name	Ponte tesi.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05  
 Unit System kN, m  
 Member No 355  
 Material S355 (No:1)  
 (Fy = 355000, Es = 210000000)  
 Section Name CHS219.1x10 (No:19)  
 (Rolled : CHS-CF 219.1X10).  
 Member Length : 9.49350



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -225.82 (LCB: 13, POS:1/2)  
 Bending Moments My = 5.57121, Mz = 1.21564  
 End Moments Myi = -2.0017, Myj = 0.00000 (for Lb)  
 Myi = -2.0017, Myj = 0.00000 (for Ly)  
 Mzi = 2.43129, Mzj = 0.00000 (for Lz)  
 Shear Forces Fyy = 0.25610 (LCB: 13, POS:1/2)  
 Fzz = -2.9799 (LCB: 13, POS:I)

Outer Dia.	0.21910	Wall Thick	0.01000
Area	0.00657	Asz	0.00328
Qyb	0.01096	Qzb	0.01096
Iyy	0.00004	Izz	0.00004
Ybar	0.10955	Zbar	0.10955
Wely	0.00033	Welz	0.00033
ry	0.07401	rz	0.07401

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 9.49350, Lz = 9.49350, Lb = 9.49350  
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00  
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 128.3 < 200.0$  (Memb:355, LCB: 13)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[Nc_{Rd}, Nb_{Rd}] = 225.824/613.440 = 0.368 < 1.000$  ..... O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 5.571/155.334 = 0.036 < 1.000$  ..... O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 1.216/155.334 = 0.008 < 1.000$  ..... O.K

Combined Resistance

$R.MNRd = MAX[ M_{Edy}/M_{ny\_Rd}, M_{Edz}/M_{nz\_Rd} ]$

$R.BiM = (M_{Edy}/M_{ny\_Rd})^{Alpha} + (M_{Edz}/M_{nz\_Rd})^{Beta}$

$R.byN = N_{Ed}/(A*fy/Gamma_{M0}), R.byM = M_{Edy}/My_{Rd} + M_{Edz}/Mz_{Rd}$

$Rc.LT1 = N_{Ed}/(Xiy*A*fy/Gamma_{M1})$

$Rb.LT1 = (kyy*M_{Edy})/(X_{iLT}*Wply*fy/Gamma_{M1}) + (kyz*M_{Edz})/(Wplz*fy/Gamma_{M1})$

$Rc.LT2 = N_{Ed}/(Xiz*A*fy/Gamma_{M1})$

$Rb.LT2 = (Kzy*M_{Edy})/(X_{iLT}*Wply*fy/Gamma_{M1}) + (Kzz*M_{Edz})/(Wplz*fy/Gamma_{M1})$

$Rmax = MAX[ R.MNRd, R.BiM, (R.byN+R.byM), MAX(Rc.LT1+Rb.LT1, Rc.LT2+Rb.LT2) ] = 0.418 < 1.000$  .. O.K

Torsion Strength

$T_{Ed}/T_{Rd} = 0.000/134.648 = 0.000 < 1.000$  ..... O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{Rd} = 0.000 < 1.000$  ..... O.K

$V_{Edz}/V_{Rd} = 0.003 < 1.000$  ..... O.K

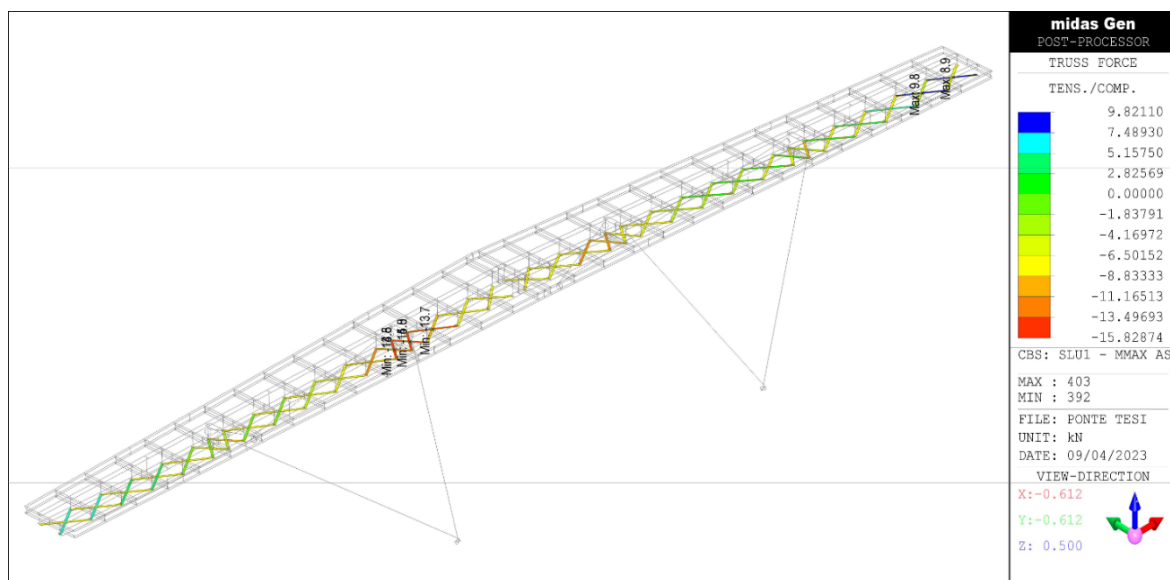
#### 4.3.5 – Diagrammi di sforzo normale sui controventi

Per le verifiche dei controventi è stata creata un'apposita combinazione di carico agli Stati Limite Ultimi dove è stata posta come azione variabile principale il vento orizzontale in direzione y. Questa, calcolata con i coefficienti riportati all'inizio della trattazione nel capitolo § 2.3, consente di massimizzare gli sforzi normali agenti sui profili di controvento. Ovviamente però, oltre ad essere massimizzati gli sforzi di trazione, sono conseguentemente massimizzati anche quelli di compressione.

Stabilito che generalmente i profili utilizzati per realizzare piani di controventatura non sono adatti ad assorbire questo ultima tipologia di sforzi a causa delle sezioni caratterizzate da scarsa inerzia flessionale, in particolare quelli usati in questo caso ricadono perfettamente in questa generalizzazione.

Infatti, la forma piatta e lo spessore molto ridotto in relazione alla lunghezza, fa sì che per valori anche molto bassi di compressione gli elementi siano soggetti a fenomeni di instabilità.

Avendo impostato un'analisi elastica lineare nell'esecuzione delle verifiche da Eurocodice, con queste impostazioni gli elementi di controvento non risultano verificati, a causa proprio dell'instabilità di quelli compressi (Figura 45).



**Figura 45.** Diagramma di sforzo normale sui controventi per la combinazione che massimizza gli sforzi di compressione (SLU1).

Fonte: Modello tridimensionale di Midas

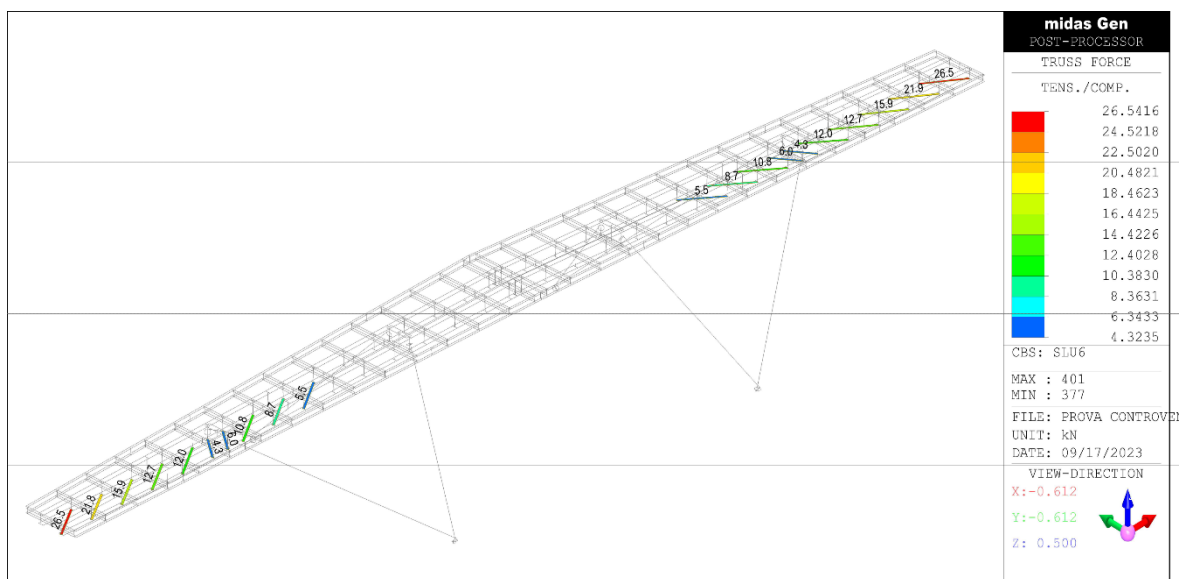
Sappiamo però che questo non è un problema: è possibile infatti escludere dal calcolo gli elementi compressi e tener conto esclusivamente di quelli tesi, raddoppiando le sollecitazioni su di essi.

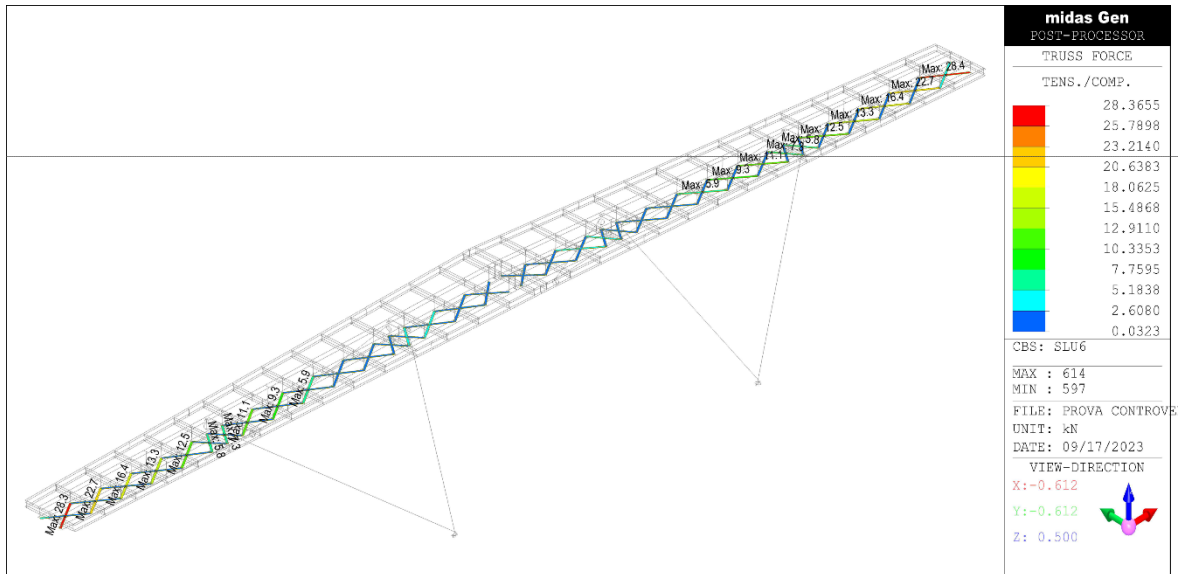
Allora, senza dover modificare le impostazioni di analisi del programma di calcolo, si può affrontare il problema in due modi:

- creare un modello dove eliminare manualmente tutti i controventi compressi;
- modificare gli elementi già presenti trasformandoli in *truss* di tipo *tension only*, cioè che lavorano solamente a trazione, escludendo dalla verifica quelli soggetti a diversi stati tensionali.

Entrambe le modalità portano allo stesso risultato per la verifica di questi elementi.

Si riporta di seguito in forma grafica i risultati ottenuti da questi due modelli.





**Figura 46.** Diagrammi di sforzo normale sui controventi nei due modelli per la combinazione di carico che ne massimizza le sollecitazioni: sopra, il modello con solo i controventi tesi; sotto, il modello con i controventi modellati con elementi truss tension only.

Fonte: Modello tridimensionale di Midas

Si vedrà che l'elemento risulta complessivamente verificato, anche se un parametro non rispetta le limitazioni dell'Eurocodice in termini di rapporto di snellezza, indicatore di carattere geometrico che assume validità esclusivamente nelle verifiche ad instabilità. Quindi, per le ipotesi fatte, questo non pregiudica la bontà della verifica.

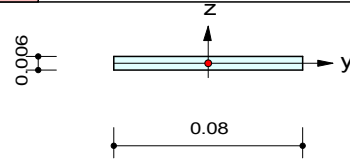




	Company		Project Title	Passerella Boschetti
	Author	Lucietti Gioele	File Name	Prova controventi truss tension only.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05  
 Unit System kN, m  
 Member No 614  
 Material S355 (No:1)  
 (Fy = 355000, Es = 210000000)  
 Section Name Piatti controvento (No:20)  
 (Built-up Section).  
 Member Length : 1.80306



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 28.3652 (LCB: 18, POS:J)  
 Bending Moments My = 0.00000, Mz = 0.00000  
 End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)  
 Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)  
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)  
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 18, POS:J)  
 Fzz = 0.00000 (LCB: 18, POS:J)

Depth	0.00600	Width	0.08000
Area	0.00048	Asz	0.00040
Qyb	0.00000	Qzb	0.00080
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.04000	Zbar	0.00300
Wely	0.00000	Welz	0.00001
ry	0.00173	rz	0.02309

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.80306, Lz = 1.80306, Lb = 1.80306  
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00  
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$L/r = 1043.7 > 300.0$  (Memb:552, LCB: 5)..... N.G

Axial Resistance

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 28.365/170.400 = 0.166 < 1.000$  ..... O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.00000/0.25560 = 0.000 < 1.000$  ..... O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.00000/3.40800 = 0.000 < 1.000$  ..... O.K

Combined Resistance

$R.MNRd = \text{MAX}[ M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd} ]$

$R.byN = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), R.byM = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{max} = \text{MAX}[ R.MNRd, (R.byN + R.byM) ] = 0.166 < 1.000$  ..... O.K

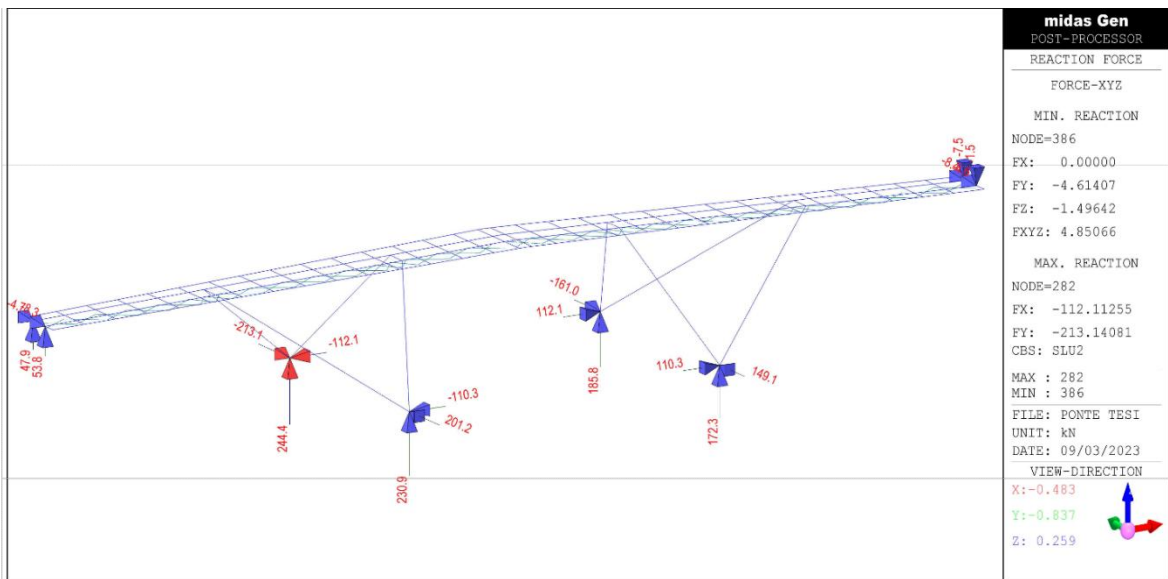
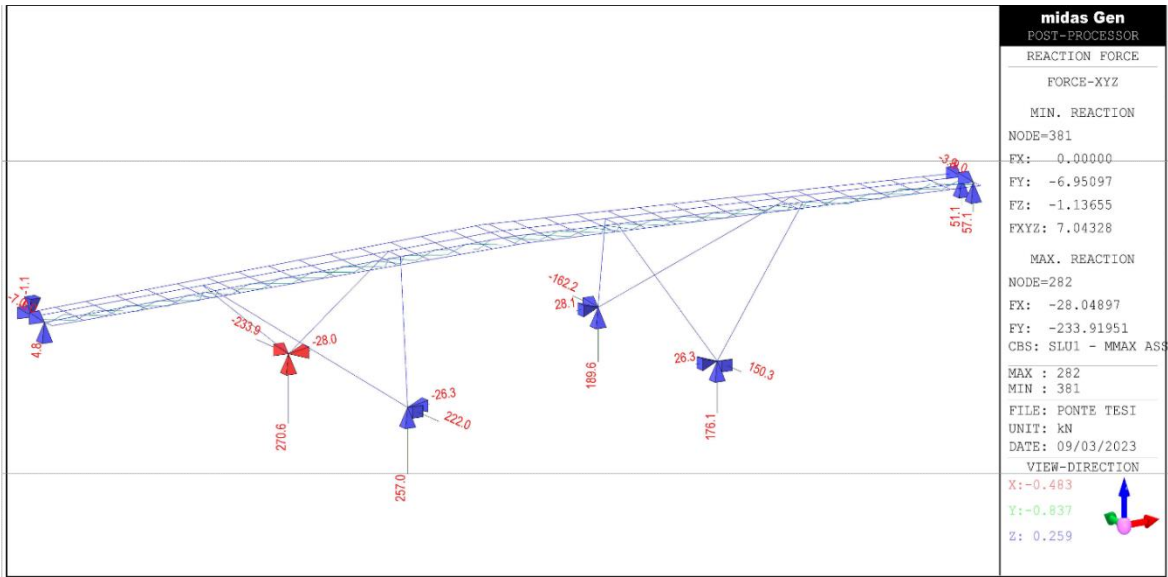
Shear Resistance

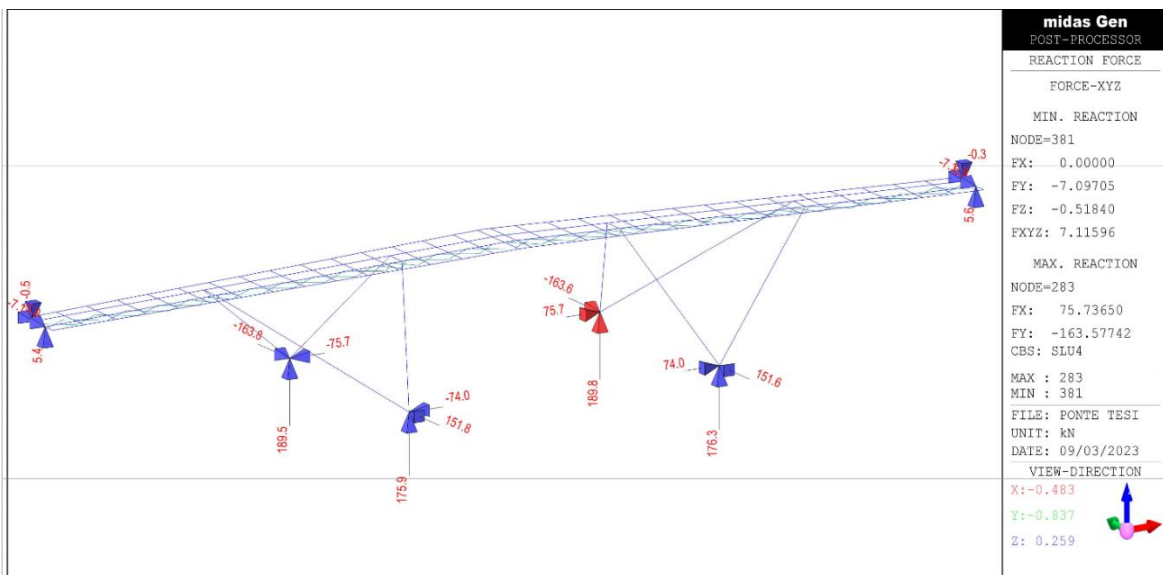
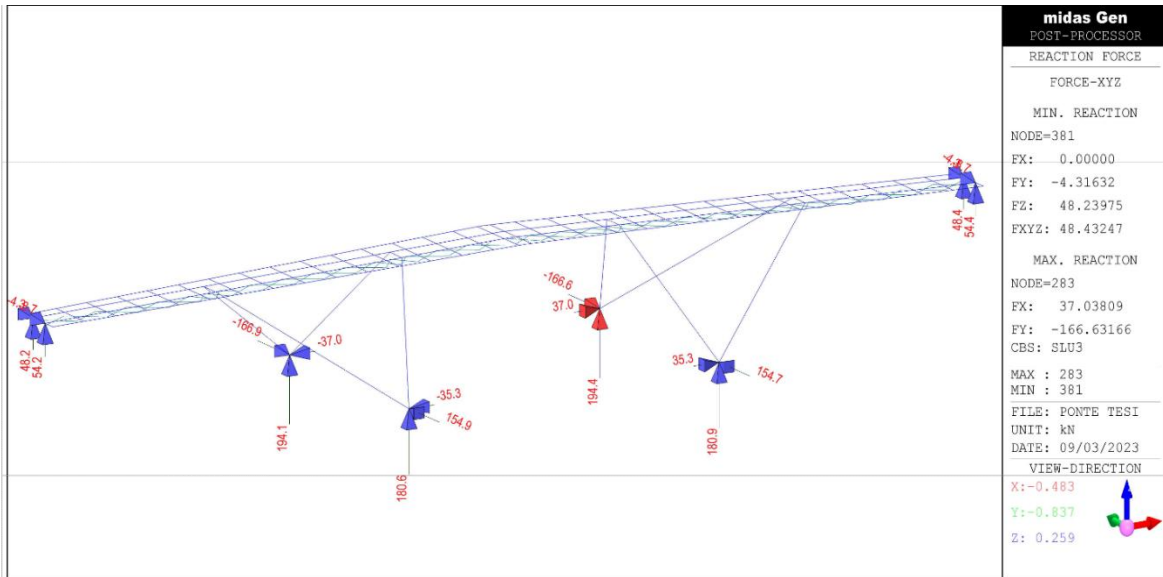
$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000$  ..... O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.000 < 1.000$  ..... O.K



### 4.3.6 – Diagrammi delle reazioni vincolari





**Figura 47.** Reazioni vincolari per le 4 combinazioni di carico allo SLU.  
 Fonte: Modello tridimensionale di Midas

#### **4.4 – Calcolo della capacità portante del terreno per le fondazioni profonde**

Avendo ottenuto le reazioni vincolari dal programma di calcolo in corrispondenza degli appoggi alle spalle e in alveo ci si propone di verificare che il terreno sia in grado di equilibrare tali spinte.

A causa delle scarse caratteristiche dei terreni in sito si sono rese necessarie delle fondazioni profonde in quanto in particolare lo strato più superficiale di terreno ha una bassa portanza, vista la granulometria fine. E' da tenere a mente anche il fattore della presenza dell'acqua che, specie per terreni prevalentemente limosi o argillosi, può diminuire in modo significativo la loro capacità portante, specie nel breve termine.

Si vuole quindi calcolare la capacità portante del terreno nel quale sono infissi i pali di fondazione di tipo IGU, senza addentrarsi però nelle specifiche formule di verifica riportate nelle Norme Tecniche per le Costruzioni al capitolo 6 per la progettazione geotecnica.

La relazione tecnico-illustrativa già citata riporta i risultati del calcolo della resistenza dei singoli pali in alveo e sugli argini, per il quale è stato adottato il metodo di Bustamante e Doix. Non disponendo dei risultati di alcune prove di portanza effettuate in loco non è possibile riprodurre tale calcolo. Quello che si può fare però con i dati di cui si è in possesso è effettuare il calcolo della portanza limite del terreno per stabilire se esso sia in grado di sopportare i carichi trasmessi in fondazione.

I calcoli che saranno effettuati valutano la capacità portante del terreno a breve termine. Sappiamo infatti che i terreni fini, mostrano le proprie vulnerabilità in termini di portanza dopo brevi periodi di tempo dall'applicazione dei carichi su di essi. L'acqua contenuta in questi tipi di terreni, infatti, a causa della loro scarsa conducibilità idraulica, dovuta ai legami di natura elettrochimica esistenti tra le particelle solide, non riesce ad uscire velocemente dai pori interstiziali, lasciando assorbire il carico alla matrice solida del terreno. Piuttosto si osserva un rapido incremento della pressione dell'acqua interstiziale, che assorbe il carico, diminuendo però in modo significativo la capacità portante del terreno nelle prime fasi. La pressione poi va via via diminuendo man mano che l'acqua fluisce tra i pori e il carico viene ridistribuito alla matrice solida.

Terreni di matrice più grossolana invece, quali quelli con composizione prevalentemente sabbiosa, sono caratterizzati da pori di dimensioni maggiori, per cui l'acqua è in grado di fluire liberamente e non si hanno variazioni di capacità portante nel tempo.

Nel tempo variano solamente i cedimenti, dovuti alla compattazione e alla deformazione dei grani sotto i pesi cui sono sottoposti, che non saranno però valutati.

Per avere un riscontro sulle lunghezze utilizzate per i calcoli si rimanda all'elaborato grafico generale, dove, assieme al prospetto della passerella, è riportata la stratigrafia del terreno, la quota della falda freatica e i livelli di minimo, medio e massimo dell'acqua nel canale.

Si riporta innanzitutto un riassunto dei parametri geotecnici degli strati di terreno presenti forniti dalle relazioni Tecnico-Illustrativa e Geotecnica. Da questi inoltre si ricava la forma del letto del canale dopo gli interventi di consolidamento e protezione, consistenti nella regolarizzazione del fondo presente con l'aggiunta di uno strato di spessore 30 cm di ghiaia, necessaria per determinare le profondità dei punti con cui calcolare le capacità portanti unitarie dei tronchi di palo, a seconda del tipo di terreno che attraversano.

Quanto non fornito dai documenti citati è stato reperito dal database online del software per verifiche geotecniche *GeoStru*, assumendo ipotesi conservative, nell'intento di porsi a favore di sicurezza.

#### **1° STRATO: Limo sabbioso**

- p.c.  $< z < -5$  m
- $\gamma = 18$  kN/m<sup>3</sup>
- $C_u = 32$  kPa
- Quota falda = -4 m da p.c. (pari al livello massimo dell'acqua nel canale)

#### **2° STRATO: Sabbia**

- $-5$  m  $< z < -12$  m
- $D_r = 45\%$
- $\Phi' = 36.5^\circ$
- $\gamma = 19$  kN/m<sup>3</sup> (ipotizzato considerando la sabbia come bagnata, in quanto completamente al di sotto della quota minima di falda, cioè livello del canale e densità relativa inferiore rispetto agli stati sottostante; assumere un peso di volume ridotto ci pone in condizioni di sicurezza riducendo la capacità portante calcolata)

### 3° STRATO: Alternanze di limo e sabbia

- $-12 \text{ m} < z < -17 \text{ m}$
- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- $C_u = 37 \text{ kPa}$

### 4° STRATO: Sabbia

- $-17 \text{ m} < z < -30 \text{ m}$
- $D_r = 60\%$
- $\Phi' = 35^\circ$
- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$  (ipotizzato assumendo sabbia bagnata compatta, vista la densità relativa e la profondità dello strato)

Si riportano ora i calcoli effettuati per i pali a sostegno delle spalle del ponte e di quelli in alveo, con lunghezze di perforazione rispettivamente 8 e 16.5 m.

## PALI DI FONDAZIONE DELLE SPALLE

A differenza di quanto eseguito dai progettisti, per il calcolo della capacità portante dei pali di fondazione delle spalle si vuole considerare anche la resistenza offerta dal primo strato di terreno, quello composto di limo sabbioso.

Si riportano le lunghezze dei tratti interessati cui si farà riferimento:

$$l_1 = 3.936 \text{ m}$$

$$l_{1wt} = 2.936 \text{ m}$$

$$l_2 = 4.064 \text{ m}$$

Si inizia valutando la capacità portante specifica per il primo strato:

$$q_{s1} = \alpha C_{u1}$$

dove  $\alpha$  = coefficiente di adesione (che dipende dal tipo di terreno  $C_u$  e dalla tecnologia costruttiva del palo)

$C_u$  = coesione non drenata

Per  $25 < C_u < 70$  ( $C_u = 32 \text{ kPa}$ )

$$\alpha = 0.7 - 0.008(C_u - 25) = 0,644$$

$$q_s = \alpha C_u = 20.608 \text{ kPa}$$

Per il secondo strato, a matrice sabbiosa, la capacità portante specifica è data da:

$$q_{s2} = k \sigma'_z \operatorname{tg} \delta$$

$k$ : coefficiente empirico di spinta orizzontale con  $k_a < k < k_p$  (dipende dalla tipologia del palo e dalle caratteristiche del terreno)

$\sigma'_z$ : tensione geostatica verticale (da valutare in corrispondenza di metà profondità di infissione del palo determinata graficamente in  $z_2 = -7.032$  m)

$\delta$ : angolo di attrito palo-terreno

Per pali trivellati (anche pali IGU utilizzati)

$$k = 1 - \operatorname{sen} \phi = 0.405$$

$$\operatorname{tg} \delta = \operatorname{tg} \phi = 0.740$$

$$\sigma'_z = l_{1wt} \cdot \gamma_1 + (l_1 - l_{1wt}) \cdot (\gamma_1 - \gamma_w) + \frac{l_2}{2} \cdot (\gamma_2 - \gamma_w)$$

$$\sigma'_z = 2.936 \text{ m} \cdot 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 1 \text{ m} \cdot (18 - 9.81) \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + \frac{4.064}{2} \text{ m} \cdot (19 - 9.81) \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 79.712 \text{ kPa}$$

$$q_{s2} = k \sigma'_z \operatorname{tg} \delta = 23.899 \text{ kPa}$$

Si valuta ora la resistenza di punta del palo:

$$q_b = N_q \sigma'_{vL}$$

$\sigma'_{vL}$ : tensione efficace in punta

$N_q$  da abaco di Berezantev

Interpolando nell'abaco di Berezantev, entrando con il valore modificato dell'angolo di attrito per il terreno per pali trivellati e con il rapporto  $L/d$  si ottiene

$$N_q = 38.185$$

$$\sigma'_{vL} = l_{1wt} \cdot \gamma_1 + (l_1 - l_{1wt}) \cdot (\gamma_1 - \gamma_w) + l_2 \cdot (\gamma_2 - \gamma_w) = 98.386 \text{ kPa}$$

$$q_b = N_q \sigma'_{vL} = 3756.876 \text{ kPa}$$



Per calcolare quindi la capacità portante limite è necessario calcolare le aree cui si riferiscono le portanze specifiche calcolate:

$$Q_{\text{lim}} = q_{s1} \cdot A_{s1} + q_{s2} \cdot A_{s2} + q_b \cdot A_b$$

$$A_{s1} = d \pi l_1 = 3.091 \text{ m}^2$$

$$A_{s2} = d \pi l_2 = 3.192 \text{ m}^2$$

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4} = 0.049 \text{ m}^2$$

Infine la capacità portante del singolo palo di fondazione delle spalle vale:

$$Q_{\text{lim}} = q_{s1} \cdot A_{s1} + q_{s2} \cdot A_{s2} + q_b \cdot A_b = \mathbf{324.41 \text{ kN}}$$

Possiamo concludere che la resistenza, depurata anche secondo i coefficienti della normativa, sarà più che sufficiente per sostenere i carichi trasmessi dagli appoggi della passerella sulle spalle, che hanno valori massimi di 57 kN.

## **PALI DI FONDAZIONE IN ALVEO**

Si riportano le lunghezze cui si farà riferimento:

$$l_2 = 5.477 \text{ m}$$

$$l_3 = 5.176 \text{ m}$$

$$l_4 = 5.847 \text{ m}$$

Calcoliamo di seguito per i vari strati le capacità portanti specifiche.

### **2° strato**

$$q_{s2} = k \sigma'_z \text{ tg } \delta$$

Per pali trivellati (anche pali IGU utilizzati)

$$k = 1 - \text{sen } \phi = 0.405$$

$$\text{tg } \delta = \text{tg } \phi = 0.740$$

$$\sigma'_z = z_2 \cdot (\gamma_2 - \gamma_w) = 3.744 \text{ m} \cdot (19 - 9.81) \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 34.407 \text{ kN}$$

$$q_{s2} = k \sigma'_z \text{ tg } \delta = 10.316 \text{ kPa}$$

### 3° strato

$$q_{s3} = \alpha C_{u3}$$

Per  $25 < C_u < 70$  ( $C_u = 37$  kPa)

$$\alpha = 0.7 - 0.008(C_u - 25) = 0,604$$

$$q_s = \alpha C_u = 22.348 \text{ kPa}$$

### 4° strato

$$q_{s4} = k \sigma'_z \operatorname{tg} \delta$$

Per pali trivellati (anche pali IGU utilizzati)

$$k = 1 - \operatorname{sen} \phi = 0.426$$

$$\operatorname{tg} \delta = \operatorname{tg} \phi = 0.700$$

$$\sigma'_z = 2.824 \text{ m} \cdot (\gamma_4 - \gamma_w) + 5 \text{ m} \cdot (\gamma_3 - \gamma_w) + 6.719 \text{ m} \cdot (\gamma_2 - \gamma_w) = 131.474 \text{ kPa}$$

$$q_{s4} = k \sigma'_z \operatorname{tg} \delta = 39.256 \text{ kPa}$$

Resistenza di punta:

$$q_b = N_q \sigma'_{vL}$$

Dall'abaco di Berezantev

$$N_q = 23.378$$

$$\sigma'_{vL} = 6.404 \text{ m} \cdot (\gamma_2 - \gamma_w) + 5 \text{ m} \cdot (\gamma_3 - \gamma_w) + 5.648 \text{ m} \cdot (\gamma_4 - \gamma_w) = 157.356 \text{ kPa}$$

$$q_b = N_q \sigma'_{vL} = 3678.669 \text{ kPa}$$

Calcolo quindi le aree cui si riferiscono le capacità portanti specifiche:

$$A_{s2} = d \pi l_2 = 4.302 \text{ m}^2$$

$$A_{s3} = d \pi l_3 = 4.065 \text{ m}^2$$

$$A_{s4} = d \pi l_4 = 4.592 \text{ m}^2$$

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4} = 0.049 \text{ m}^2$$

I pali di sostegno in alveo sono inclinati di un angolo di  $15^\circ$  rispetto alla verticale; allora per calcolare la capacità portante verticale da comparare con la reazione vincolare ottenuta dal modello generale della passerella è necessario proiettare tale valore. Inoltre moltiplico per 4 per calcolare la portanza dell'intero cavalletto di pali a sostegno di un singolo plinto.

$$Q_{\text{lim}} = (q_{s2} \cdot A_{s2} + q_{s3} \cdot A_{s3} + q_{s4} \cdot A_{s4} + q_b \cdot A_b) \cdot \cos(15^\circ) \cdot 4$$

$$\mathbf{Q_{\text{lim}} = 1915.44 \text{ kN}}$$

Allora anche questo valore è ampiamente verificato rispetto ai valori di reazioni vincolari che si ottengono dal modello che sono al massimo di circa 270 kN.

#### **4.5 – Risultati verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)**

Oltre alle verifiche agli SLU finora esposte, si sono effettuate anche le verifiche rispetto ad alcuni Stati Limite di Esercizio (SLE).

Sappiamo infatti che, in particolare per strutture in acciaio, questa tipologia di verifiche può rappresentare un aspetto su cui porre attenzione perché la struttura potrebbe essere sufficientemente resistente alle sollecitazioni di progetto, ma soggetta ad esse potrebbe assumere dei comportamenti che non ne garantiscono una confortevole fruizione da parte degli utenti. Sono da valutare ad esempio infatti le deformazioni, le vibrazioni, specie quelle determinate dai passi di una folla o dal vento.

In accordo con le competenze possedute finora, escludendo quindi lo studio delle vibrazioni e i fenomeni dinamici, si valutano esclusivamente:

- la deformabilità in direzione verticale dell'orditura primaria;
- la deformabilità in direzione orizzontale dell'orditura primaria;
- le tensioni massime ammissibili nella sezione più sollecitata.

E' necessario per questo tipo di verifiche fare riferimento alla corretta combinazione di carico suggerita dalla normativa che è quella caratteristica:

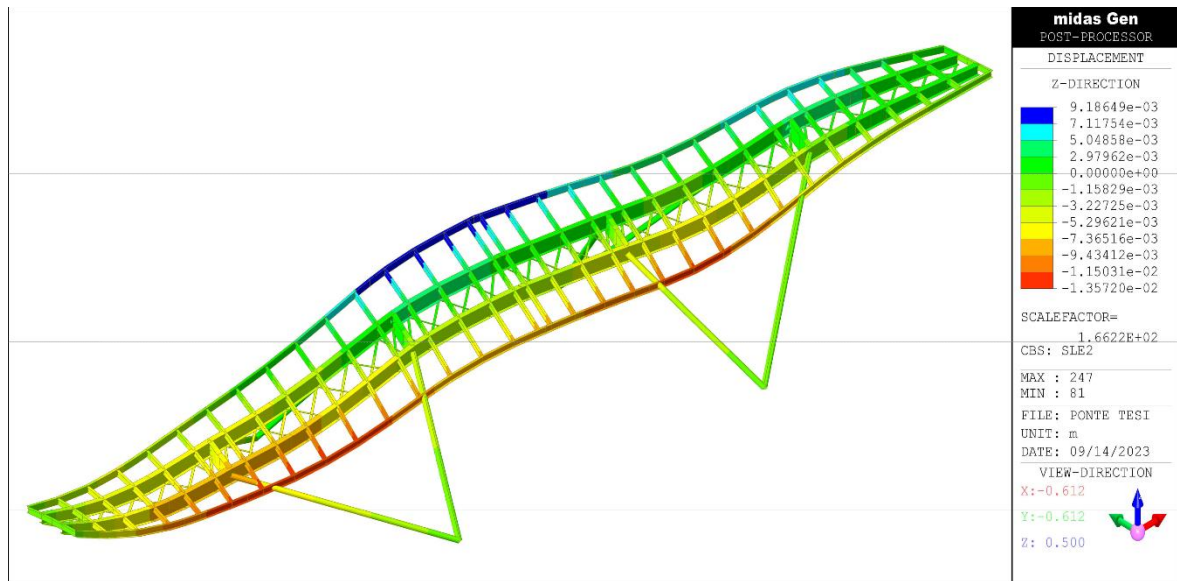
$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3}$$

Come per le verifiche allo SLU nel codice di calcolo si sono create alcune combinazioni di carico secondo gli stessi criteri dettati dalle varie linee di influenza già realizzate, in modo tale da massimizzare gli spostamenti.

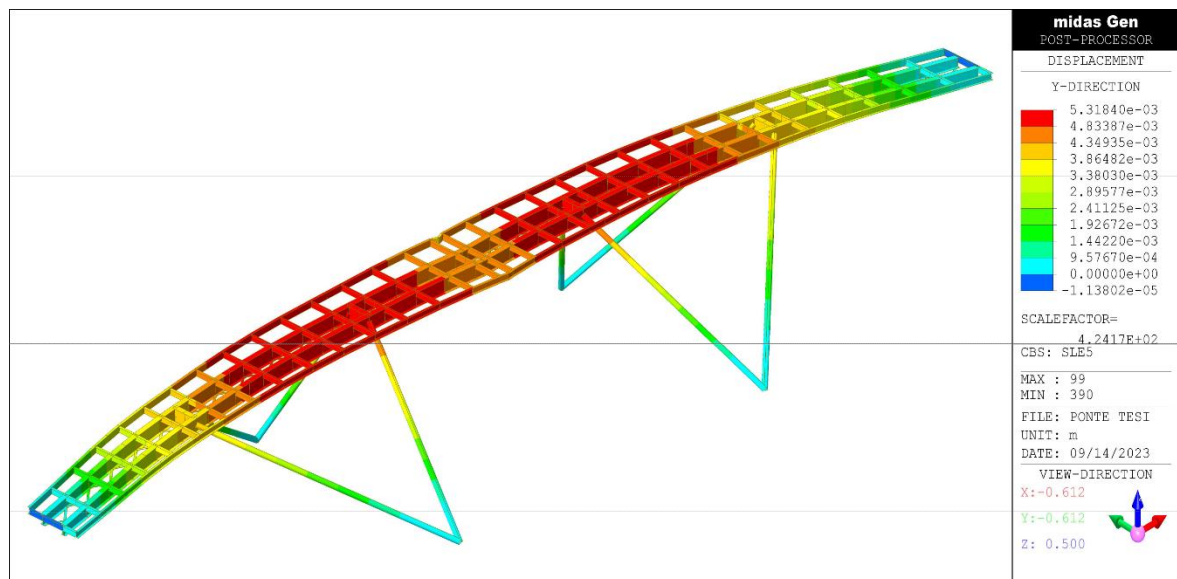
#### 4.5.1 – Deformabilità delle travi di orditura principale

Sono state create alcune combinazioni di carico per massimizzare gli spostamenti verticali e una combinazione per massimizzare quelli orizzontali, ponendo come azione variabile principale nella combinazione il vento trasversale allo sviluppo della passerella.

Si riportano i contour di spostamenti nella vista deformata dei punti ottenuti dal programma di calcolo.



(a)



(b)

**Figura 48.** Contour di spostamenti in direzione z (a) e in direzione y (b) per le rispettive combinazioni più gravose agli SLE.

Fonte: Modello tridimensionale di Midas

La normativa prevede di confrontare le deformazioni ottenute con delle soglie imposte, determinate dalla seguenti tabelle:

**Tab. 4.2.XII - Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie**

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{\max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

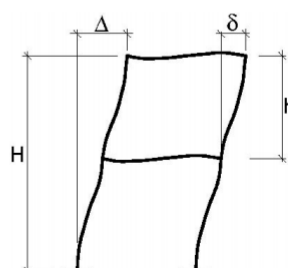
*In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.*

(a)

**Tab. 4.2.XIII - Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali**

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carro-ponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

*In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.*



**Fig. 4.2.4 - Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio**

(b)

**Figura 49.** Limiti di deformabilità per le strutture in acciaio soggette ad azioni verticali (a) e ad azioni orizzontali (b).

Fonte: NTC 2018 – capitolo 4.2: Costruzioni di acciaio – Tabelle 4.2.XII e 4.2.XIII

Assumiamo quindi, sia per gli spostamenti in direzione verticale che orizzontale la soglia di 1/300.

Le deformazioni massime dell'orditura principale calcolate dal modello sono:

- in direzione z: 8.416 mm
- in direzione y: 5.302 mm

Le soglie massime che si ottengono dai rapporti imposti dalle tabelle sopra sono:

- per la direzione verticale (utilizzando in via conservativa come lunghezza quella della prima campata, la più corta della passerella, bensì le deformazioni massime si abbiano in mezzera):

$$f_{max} = \frac{L}{300} = \frac{8250 \text{ mm}}{300} = 27.5 \text{ mm}$$

- per la direzione orizzontale (utilizzando come altezza di piano di riferimento la massima riferita ad una delle colonne inclinate):

$$\delta_{ymax} = \frac{h}{300} = \frac{4912 \text{ mm}}{300} = 16.37 \text{ mm}$$

Si ha quindi che le deformazioni ottenute sono ampiamente all'interno dei limiti imposti e le verifiche sono soddisfatte.

#### 4.5.2 – Verifica delle tensioni sulle travi di orditura principale

Il limite delle tensioni che una sezione può sopportare agli Stati Limite di Esercizio è determinato dall'Eurocodice come segue.

##### 7.3 Limitations for stress

(1) The nominal stresses  $\sigma_{Ed,ser}$  and  $\tau_{Ed,ser}$  resulting from the characteristic load combinations calculated making due allowance for the effects of shear lag in flanges and the secondary effects caused by deflections (e.g. secondary moments in trusses), should be limited as follows:

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad (7.1)$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M,ser}} \quad (7.2)$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad (7.3)$$

**NOTE 1:** Where relevant the above checks should include stresses  $\sigma_z$  from transverse loads, see EN 1993-1-5.

**NOTE 2:** The National Annex may give the value for  $\gamma_{M,ser}$ .  $\gamma_{M,ser} = 1,00$  is recommended.

**NOTE 3:** Plate buckling effects may be ignored as specified in EN 1993-1-5, 2.2(5).

**Figura 50.** Estratto del capitolo 7.3 EC 3: valori dei fattori di forma trasversale (a) e verticale (z).  
Fonte: EN1993-2005: Progetto di strutture in acciaio – Parte 2: Ponti in acciaio.

Il codice di calcolo evidenzia la sezione più sollecitata e fornisce i parametri delle sollecitazioni con cui calcolare le tensioni.

$$\sigma_z^M = \frac{M_{Ed}}{J} \cdot \frac{h}{2} = \frac{M_{Ed}}{w_{el}} = \frac{132.78 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{3069 \cdot 10^3 \text{ mm}^3} = 43.265 \text{ MPa}$$

$$\sigma_z^N = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{132.32 \cdot 10^3 \text{ N}}{156 \cdot 10^2 \text{ mm}^2} = 8.482 \text{ MPa}$$

$$\sigma_z^{Max} = \sigma_z^M + \sigma_z^N = 51.747 \text{ MPa}$$

Le tensioni tangenziali da taglio sono date dalla Formula di Jourawski:

$$\tau = \frac{TS}{Jb}$$

e calcoliamo per alcuni punti significativi della sezione individuati nella figura che segue.



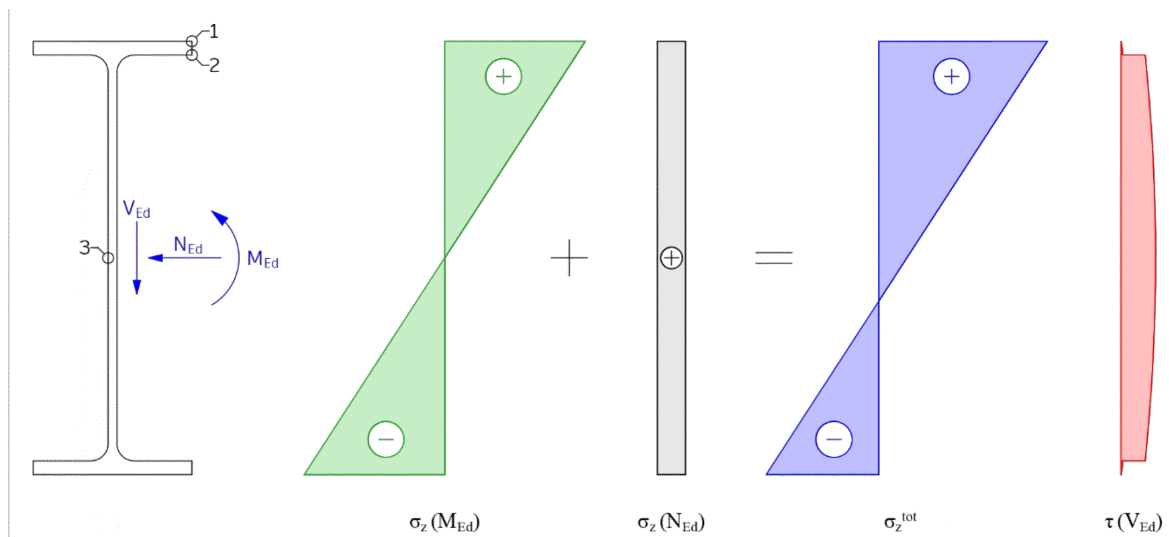
$$\tau_1 = \frac{V_{Ed} \cdot S_{ala}}{J \cdot b} = \frac{58.66 \cdot 10^3 N \cdot 1103900 \text{ mm}^3}{92080 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \cdot 220 \text{ mm}} = 0.319 \text{ MPa}$$

$$S_{ala} = (bt_f) \left( \frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} \right) = 1103900 \text{ mm}^3$$

$$\tau_2 = \frac{V_{Ed} \cdot S_{ala}}{J \cdot t_w} = \frac{58.66 \cdot 10^3 N \cdot 1103900 \text{ mm}^3}{92080 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \cdot 12 \text{ mm}} = 5.860 \text{ MPa}$$

$$\tau_3 = \tau_{max} = \frac{V_{Ed} \cdot S_{1/2}}{J \cdot t_w} = \frac{58.66 \cdot 10^3 N \cdot 1577666 \text{ mm}^3}{92080 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \cdot 12 \text{ mm}} = 8.375 \text{ MPa}$$

$$S_{1/2} = S_{ala} + \left( \frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} \right) \cdot t_w \cdot \left( \frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} \right) \cdot \frac{1}{2} = 1577666 \text{ mm}^3$$



**Figura 51.** Andamento delle tensioni sulla sezione per la combinazione caratteristica più gravosa.  
Fonte: Produzione grafica

#### **4.6 – Descrizione della modellazione dei dettagli**

Oltre al modello agli elementi finiti generale della passerella realizzato con il software Midas Gen, si sono volute studiare anche alcune connessioni tra gli elementi con l'utilizzo di un altro software, basato sempre su una risoluzione agli elementi finiti, che è IdeaStatica.

Questo è un programma specializzato nelle verifiche di dettaglio, quindi di connessioni, sia in acciaio che in calcestruzzo o strutture miste. Grazie alla sua compatibilità con una buona parte dei programmi per il calcolo strutturale, nell'ottica dell'interoperabilità promossa dai processi e dalle tecnologie BIM, il modello realizzato su Midas è gestibile anche da IdeaStatica, che da esso ricava i parametri di sollecitazione più gravosi per le connessioni che si scelgono di modellare ed analizzare, scelti, come per le verifiche (realizzate dal Batch Design) degli elementi di Midas, tra tutte le condizioni elementari e le combinazioni di carico definite.

Si riportano le relazioni elaborate dal software per un giunto di continuità di una trave principale e per un collegamento trave – colonna.

Il software offre la possibilità di verifiche molto dettagliate, analizzando ad esempio l'andamento delle tensioni su qualsiasi elemento costituente il giunto, grazie ad una risoluzione agli elementi finiti sul dominio definito dal volume degli elementi, sottoposto ad un'operazione di *meshing* automatica, oppure all'analisi in campo plastico dei materiali.

Non ci si addentra in tale ambito, anche perché, per i carichi complessivamente ridotti e trascurando la sollecitazione sismica, la struttura opera sempre in campo elastico e le tensioni rimangono ridotte; ci si limita a verificare che siano soddisfatte le formule di verifica da normativa.

**Progetto:** Passerella Boschetti  
**Progetto n.:**  
**Autore:**

## Elemento di progetto N211

### Progetto

Nome N211  
 Descrizione  
 Analisi Sforzo, deformazione/ carichi in equilibrio

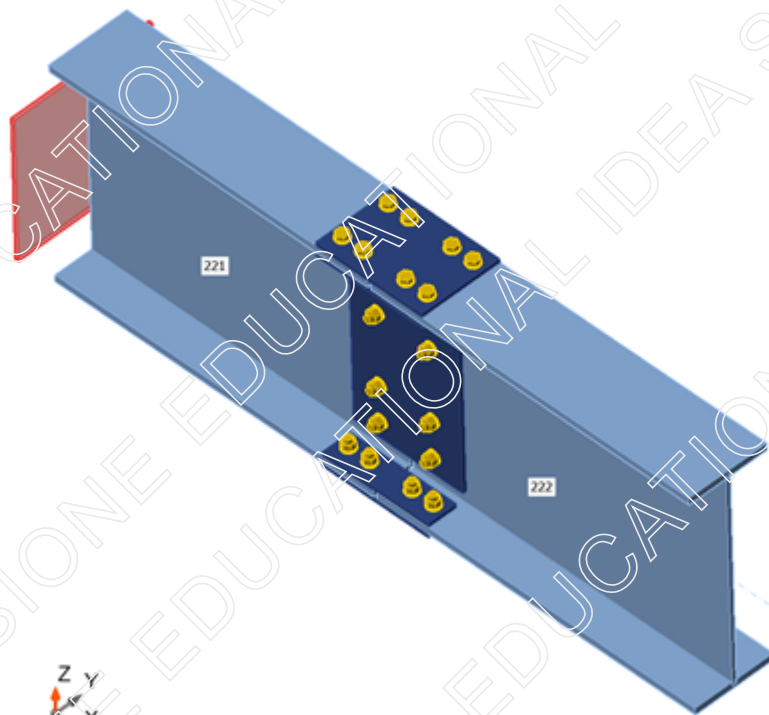
### Membrature

#### Geometria

Nome	Sezione	$\beta$ - Direzione [°]	$\gamma$ - Pendenza [°]	$\alpha$ - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
221	1 - IPE600 baricentrico(IPE600)	0,0	1,7	0,0	0	0	0
222	1 - IPE600 baricentrico(IPE600)	0,0	1,7	0,0	0	0	0

#### Supports and forces

Nome	Appoggio	Forze in	X [mm]
221 / inizio	N-Vy-Vz-Mx-My-Mz	Posizione	0
222 / fine		Posizione	0

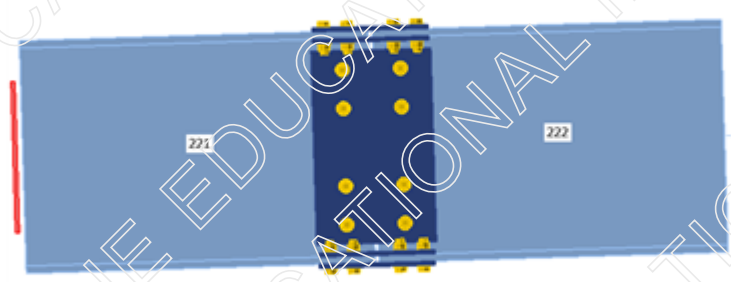


Progetto:

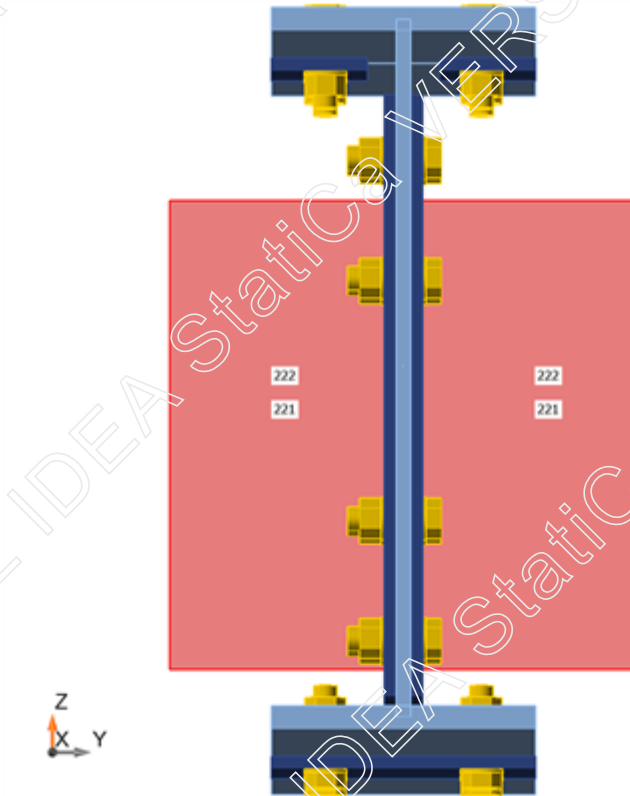
Passerella Boschetti

Progetto n:

Autore:



Progetto: Passerella Boschetti  
Progetto n:  
Autore:



### Sezioni

Nome	Materiale
1 - IPE600 baricentrico(IPE600)	S355

### Bulloni

Nome	Assieme bullone	Diametro [mm]	$f_u$ [MPa]	Superficie lorda [mm <sup>2</sup> ]
M20 10.9	M20 10.9	20	1000,0	314

Progetto: Passerella Boschetti

Progetto n:

Autore:

### Effetti del carico (forze in equilibrio)

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Perm non strutt(1)	221 / Inizio	-13,4	0,0	1,1	0,0	2,7	0,0
	222 / Fine	13,4	0,0	-1,1	0,0	-2,7	0,0
SLU2(2)	221 / Inizio	-196,7	-0,6	11,2	0,0	67,2	0,2
	222 / Fine	196,7	0,6	-11,2	0,0	-67,2	-0,2
SLU3(3)	221 / Inizio	-126,1	-0,4	-6,2	0,0	-35,7	0,3
	222 / Fine	126,1	0,4	6,2	0,0	35,7	-0,3
SLU4(4)	221 / Inizio	-152,7	-0,3	20,1	0,0	71,8	0,2
	222 / Fine	152,7	0,3	-20,1	0,0	-71,8	-0,2
Tutto max(5)	221 / Inizio	-123,6	-0,2	10,2	0,0	25,4	0,0
	222 / Fine	123,6	0,2	-10,2	0,0	-25,4	0,0
SLU1 - Mmax ass(6)	221 / Inizio	-146,3	-0,2	12,8	0,0	44,5	0,2
	222 / Fine	146,3	0,2	-12,8	0,0	-44,5	-0,2
Vento z(7)	221 / Inizio	-16,3	0,0	1,2	0,0	3,2	0,0
	222 / Fine	16,3	0,0	-1,2	0,0	-3,2	0,0

### Forze non equilibrate

Nome	X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Perm non strutt(1)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
SLU2(2)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
SLU3(3)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
SLU4(4)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Tutto max(5)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
SLU1 - Mmax ass(6)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Vento z(7)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

### Verifica

#### Riassunto

Nome	Valore	Verifica Stato
Analisi	100,0%	OK
Piastre	0,0 < 5,0%	OK
Bulloni precaricati	62,1 < 100%	OK
Stabilità	Non calcolato	

Progetto: Passerella Boschetti

Progetto n:

Autore:

## Piastre

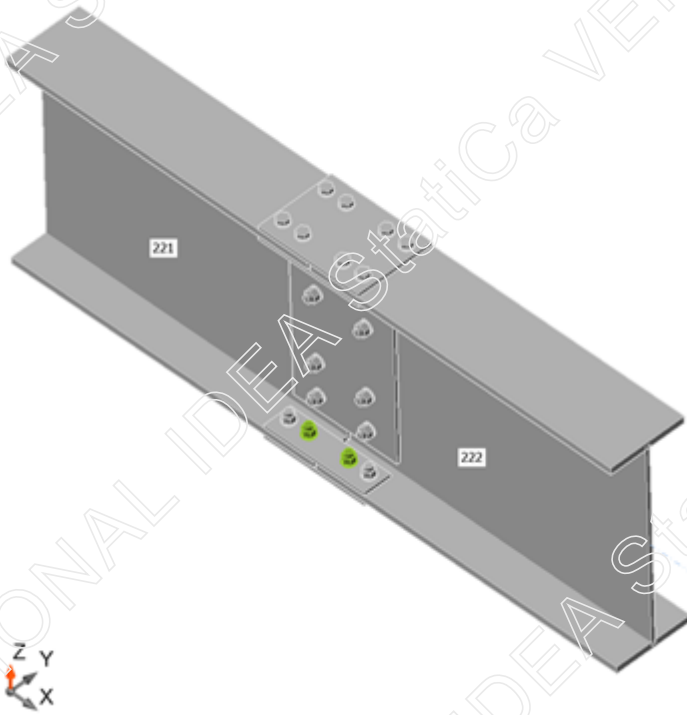
Nome	$t_p$ [mm]	Carichi	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pl}$ [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Stato
221-bfl 1	19,0	SLU2(2)	54,6	0,0	2,2	OK
221-tfl 1	19,0	SLU3(3)	31,6	0,0	1,2	OK
221-w 1	12,0	SLU2(2)	39,3	0,0	3,8	OK
222-bfl 1	19,0	SLU2(2)	56,8	0,0	2,4	OK
222-tfl 1	19,0	SLU3(3)	32,7	0,0	1,4	OK
222-w 1	12,0	SLU2(2)	41,8	0,0	5,2	OK
SPL1a	10,0	SLU3(3)	39,3	0,0	2,1	OK
SPL1b	10,0	SLU3(3)	38,7	0,0	2,1	OK
SPL1c	10,0	SLU3(3)	39,9	0,0	2,1	OK
SPL2a	10,0	SLU2(2)	68,7	0,0	3,5	OK
SPL2b	10,0	SLU2(2)	68,1	0,0	3,8	OK
SPL2c	10,0	SLU2(2)	69,0	0,0	3,7	OK
SPL3a	10,0	SLU2(2)	54,4	0,0	4,5	OK
SPL3b	10,0	SLU2(2)	55,0	0,0	4,5	OK

## Dati Progetto

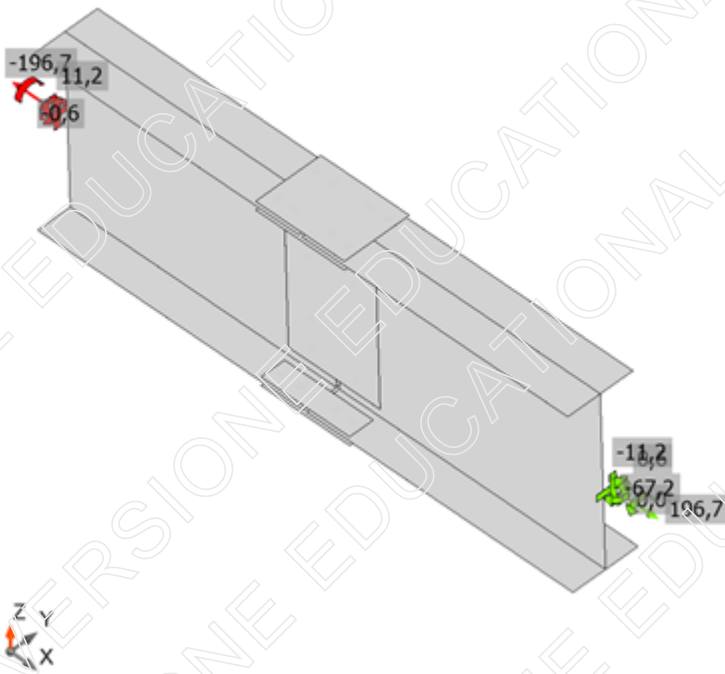
Materiale	$f_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
S355	355,0	5,0

## Spiegazione dei simboli

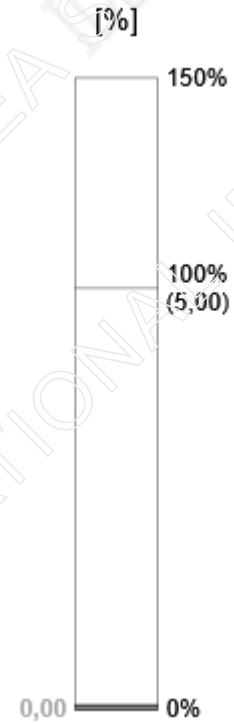
$t_p$	Spessore piastra
$\sigma_{Ed}$	Sforzo equivalente
$\epsilon_{pl}$	Deformazione Plastica
$\sigma_{c,Ed}$	Tensione di contatto
$f_y$	Tensione di snervamento
$\epsilon_{lim}$	Limite di deformazione plastica



Verifica globale, SLU2(2)



Verifica deformazione, SLU2(2)

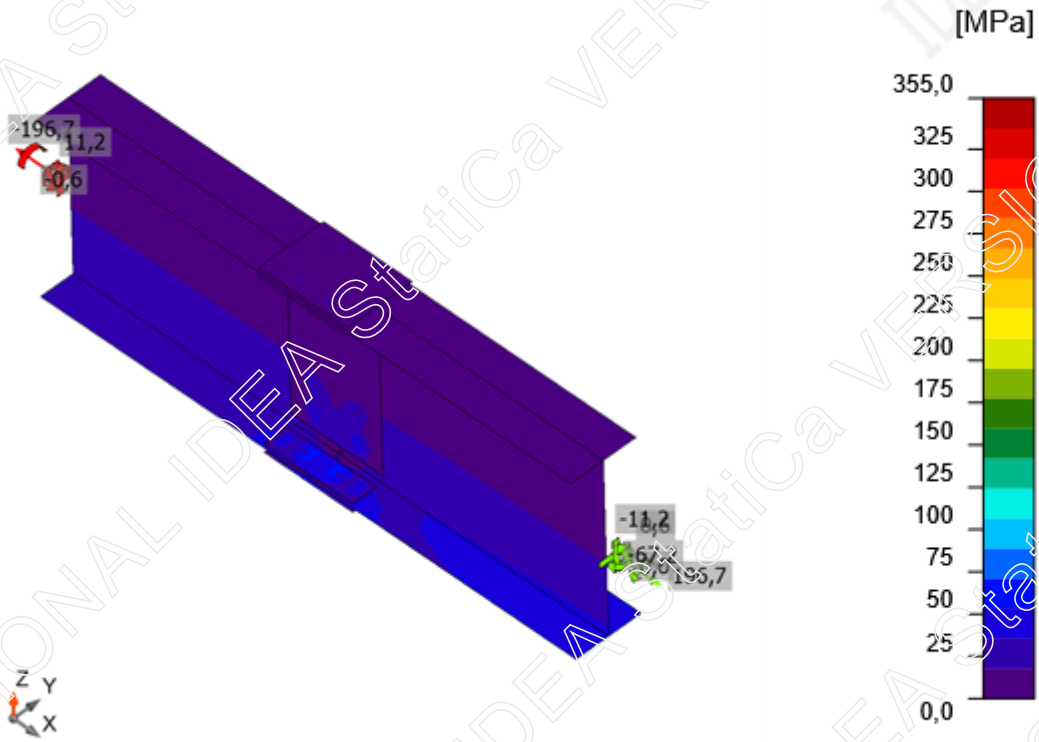




Progetto: Passerella Boschetti

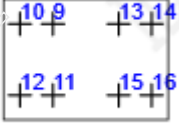

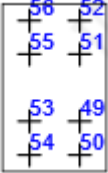
Progetto n:

Autore:



Sforzo equivalente, SLU2(2)

### Bulloni precaricati

Forma	Elemento	Classe	Carichi	$F_{t,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{s,Rd}$ [kN]	$U_t$ [%]	$U_s$ [%]	Stato
	B9	M20 10.9	SLU3(3)	0,3	14,8	176,4	244,3	41,1	0,2	35,9	OK
	B10	M20 10.9	SLU3(3)	2,4	9,9	176,4	244,3	40,7	1,4	24,3	OK
	B11	M20 10.9	SLU3(3)	0,3	14,2	176,4	244,3	41,1	0,2	34,6	OK
	B12	M20 10.9	SLU3(3)	2,4	9,6	176,4	244,3	40,7	1,3	23,5	OK
	B13	M20 10.9	SLU3(3)	0,3	14,6	176,4	244,3	41,1	0,2	35,6	OK
	B14	M20 10.9	SLU3(3)	2,5	10,1	176,4	244,3	40,7	1,4	24,7	OK
	B15	M20 10.9	SLU3(3)	0,3	14,2	176,4	244,3	41,1	0,2	34,6	OK
	B16	M20 10.9	SLU3(3)	2,4	9,6	176,4	244,3	40,7	1,3	23,6	OK
	B25	M20 10.9	SLU2(2)	0,6	25,4	176,4	244,3	41,0	0,3	62,0	OK
	B26	M20 10.9	SLU2(2)	4,2	17,1	176,4	244,3	40,3	2,4	42,4	OK
	B27	M20 10.9	SLU2(2)	0,6	25,2	176,4	244,3	41,1	0,3	61,4	OK
	B28	M20 10.9	SLU2(2)	4,2	16,9	176,4	244,3	40,4	2,4	41,9	OK
	B29	M20 10.9	SLU2(2)	0,6	25,5	176,4	244,3	41,0	0,3	62,1	OK
	B30	M20 10.9	SLU2(2)	4,3	17,4	176,4	244,3	40,3	2,4	43,2	OK
	B31	M20 10.9	SLU2(2)	0,6	24,9	176,4	244,3	41,1	0,3	60,6	OK
	B32	M20 10.9	SLU2(2)	4,2	16,9	176,4	244,3	40,4	2,4	42,0	OK
	B49	M20 10.9	SLU2(2)	3,0	15,3	176,4	244,3	40,6	1,7	37,8	OK
	B50	M20 10.9	SLU2(2)	3,8	20,3	176,4	244,3	40,4	2,2	50,3	OK
	B51	M20 10.9	SLU3(3)	1,8	9,3	176,4	244,3	40,8	1,0	22,9	OK
	B52	M20 10.9	SLU3(3)	2,3	11,8	176,4	244,3	40,7	1,3	29,1	OK
	B53	M20 10.9	SLU2(2)	3,1	15,6	176,4	244,3	40,6	1,8	38,6	OK
	B54	M20 10.9	SLU2(2)	4,3	22,0	176,4	244,3	40,3	2,5	54,6	OK
	B55	M20 10.9	SLU3(3)	1,9	9,5	176,4	244,3	40,8	1,0	23,3	OK
	B56	M20 10.9	SLU3(3)	2,5	12,8	176,4	244,3	40,7	1,4	31,6	OK

### Spiegazione dei simboli

$F_{t,Ed}$	Forza di trazione
$F_{v,Ed}$	Risultante delle forze di taglio del bullone $V_y$ e $V_z$ nei piani di taglio
$F_{t,Rd}$	Resistenza a trazione dei bulloni EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
$B_{p,Rd}$	Resistenza a taglio a punzonamento EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
$F_{s,Rd}$	Resistenza all'attrito di progetto EN 1993-1-8 – Par. 3.9
$U_t$	Utilizzo in trazione
$U_s$	Utilizzo a taglio

Progetto: Passerella Boschetti

Progetto n:

Autore:

### Risultati dettagliati per B29

#### Verifica di resistenza a trazione (EN 1993-1-8 – Tabella 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 176,4 \text{ kN} \geq F_{t,Ed} = 0,6 \text{ kN}$$

Dove:

- $k_2 = 0,90$  – Fattore
- $f_{ub} = 1000,0 \text{ MPa}$  – Resistenza ultima alla trazione del bullone
- $A_s = 245 \text{ mm}^2$  – Area soggetta alla trazione del bullone
- $\gamma_{M2} = 1,25$  – Coefficiente di sicurezza

#### Verifica a punzonamento (EN 1993-1-8 – Tabella 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 244,3 \text{ kN} \geq F_{t,Ed} = 0,6 \text{ kN}$$

Dove:

- $d_m = 32 \text{ mm}$  – La media delle dimensioni dei punti sopra e la parte piatta della testa del bullone o del dado, il minore dei due
- $t_p = 10 \text{ mm}$  – Spessore della piastra
- $f_u = 510,0 \text{ MPa}$  – Resistenza Ultima
- $\gamma_{M2} = 1,25$  – Coefficiente di sicurezza

#### Verifica resistenza all'attrito (EN 1993-1-8 – 3.9.1)

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}} = 41,0 \text{ kN} \geq F_{v,Ed} = 25,5 \text{ kN}$$

Dove:

- $k_s = 1,00$  – Dato in Tabella 3.6
- $n = 1$  – Numero delle superfici di attrito
- $\mu = 0,30$  – Coefficiente di scorrimento
- $F_{p,C} = 171,5 \text{ kN}$  – Forza precaricata
- $F_{t,Ed} = 0,6 \text{ kN}$  – Forza a trazione
- $\gamma_{M3} = 1,25$  – Coefficiente di sicurezza

#### Utilizzo in trazione

$$\frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 0,00 \leq 1,0$$

Dove:

- $F_{t,Ed} = 0,6 \text{ kN}$  – Forza a trazione
- $F_{t,Rd} = 176,4 \text{ kN}$  – Resistenza a trazione
- $B_{p,Rd} = 244,3 \text{ kN}$  – Resistenza a punzonamento

Progetto: Passerella Boschetti

Progetto n:

Autore:

#### Utilizzo a taglio

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{s,Rd}} = 0,62 \leq 1,0$$

Dove:

$F_{v,Ed} = 25,5$  kN – Shear force (in decisive shear plane)

$F_{s,Rd} = 41,0$  kN – Resistenza ad attrito di progetto

#### Stabilità

Analisi stabilità non calcolata.

### Impostazioni codice

Elemento	Valore	Unità	Riferimento
Coefficiente di sicurezza $\gamma_{M0}$	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Coefficiente di sicurezza $\gamma_{M1}$	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Coefficiente di sicurezza $\gamma_{M2}$	1,25	-	EN 1993-1-1: 6.1
Coefficiente di sicurezza $\gamma_{M3}$	1,25	-	EN 1993-1-8: 2.2
Coefficiente di sicurezza $\gamma_C$	1,50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
Coefficiente di sicurezza $\gamma_{Inst}$	1,20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficiente unione $\beta_j$	0,67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Area effettiva - influenza della dimensione della mesh	0,10	-	
Coefficiente di attrito - calcestruzzo	0,25	-	EN 1993-1-8
Coefficiente di attrito in resistenza all'attrito	0,30	-	EN 1993-1-8 scheda 3.7
Deformazione plastica limite	0,05	-	EN 1993-1-5
Dettagli costruttivi	No		
Distanza tra i bulloni [d]	2,20	-	EN 1993-1-8: scheda 3.3
Distanza tra i bulloni e il bordo [d]	1,20	-	EN 1993-1-8: scheda 3.3
Resistenza a rottura conica del calcestruzzo	Entrambi		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Usa il valore di $\alpha_b$ calcolato nella verifica a rifollamento.	Si		EN 1993-1-8: scheda 3.4
Calcestruzzo fessurato	Si		EN 1992-4
Verifica di deformazione locale	No		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite di deformazione locale	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non linearità geometrica (GMNA)	Si		Grandi deformazioni per sezioni cave
Sistema controventato	No		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

**Progetto:** Passerella Boschetti  
**Progetto n.:**  
**Autore:**

## Elemento di progetto N208

### Progetto

Nome N208  
 Descrizione  
 Analisi Sforzo, deformazione/ carichi in equilibrio

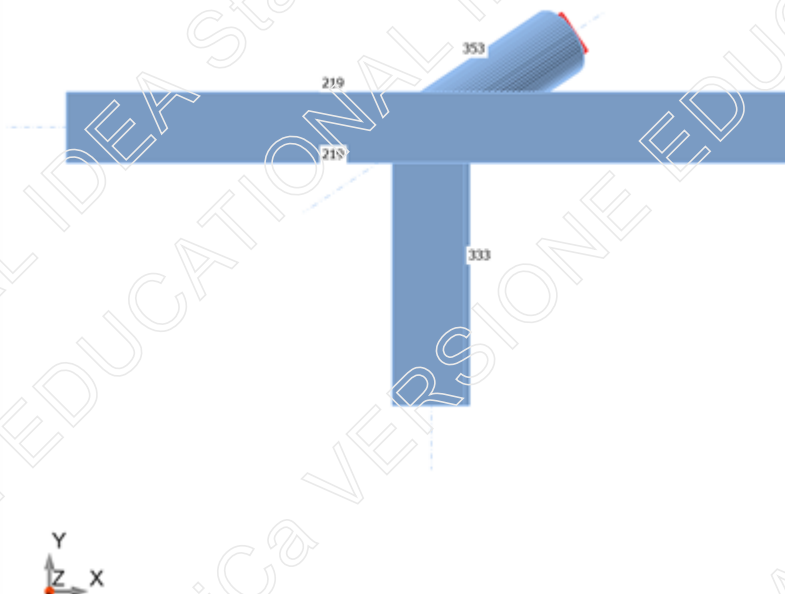
### Membrature

#### Geometria

Nome	Sezione	$\beta$ - Direzione [°]	$\gamma$ - Pendenza [°]	$\alpha$ - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
353	19 - CHS219.1x10 (CHS219.1/10.0)	-146,3	31,2	0,0	0	0	0
219	1 - IPE600 baricentrico(IPE600)	0,0	1,7	0,0	0	0	0
333	1 - IPE600 baricentrico(IPE600)	-90,0	0,0	1,7	0	0	0

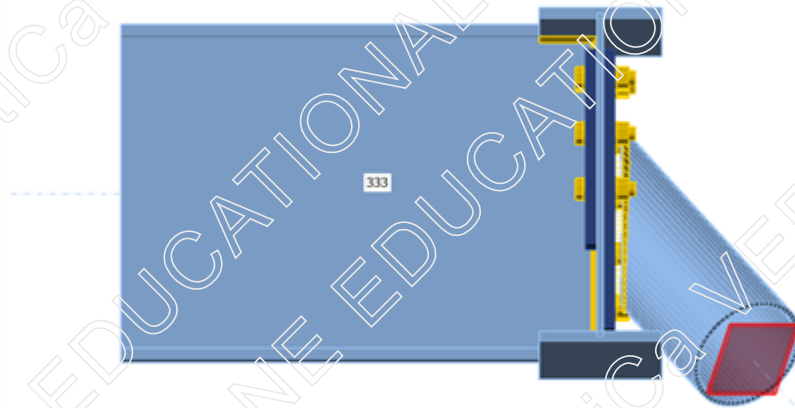
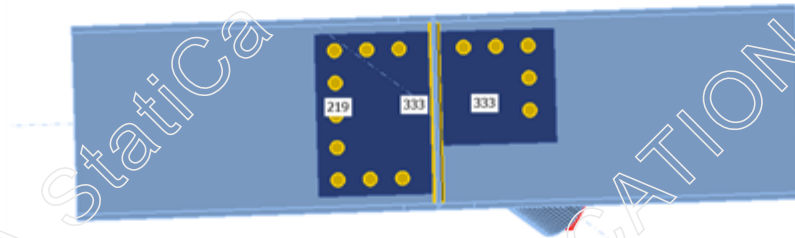
#### Supports and forces

Nome	Appoggio	Forze in	X [mm]
353 / inizio	N-Vy-Vz-Mx-My-Mz	Posizione	0
353 / fine		Posizione	0
219 / inizio		Posizione	0
219 / fine		Posizione	0
333 / fine		Posizione	0

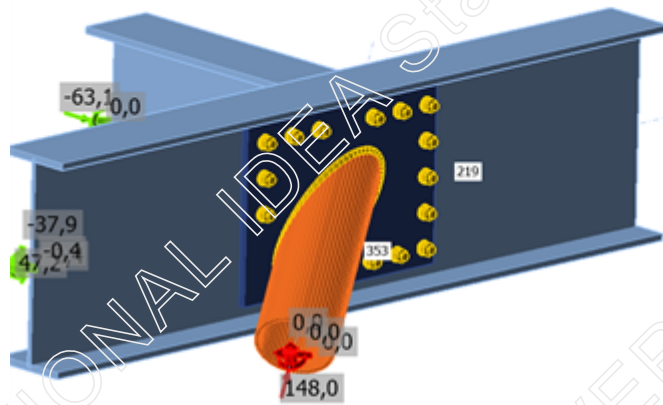


Progetto:  
Progetto n:  
Autore:

Passerella Boschetti



**Progetto:** Passerella Boschetti  
**Progetto n.:**  
**Autore:**



SP1

### Sezioni

Nome	Materiale
19 - CHS219.1x10 (CHS219.1/10.0)	S355
1 - IPE600 baricentrico(IPE600)	S355

### Bulloni

Nome	Assieme bullone	Diametro [mm]	$f_u$ [MPa]	Superficie lorda [mm <sup>2</sup> ]
M24 10.9	M24 10.9	24	1000,0	452



**Effetti del carico (forze in equilibrio)**

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Tutto max(1)	353 / Inizio	182,5	0,2	-1,9	0,0	0,0	0,0
	219 / Fine	126,4	-0,6	-45,3	0,0	56,2	-0,5
	333 / Fine	-78,5	0,0	-0,6	0,0	-3,2	0,0
	219 / Inizio	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	353 / Fine	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
SLU3(2)	353 / Inizio	124,9	0,2	-2,6	0,0	0,0	0,0
	219 / Fine	121,6	-0,6	-4,0	0,0	34,5	-0,8
	333 / Fine	-52,9	3,1	-0,6	0,0	-2,3	1,4
	219 / Inizio	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	353 / Fine	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
SLU1 - Mmax ass(3)	353 / Inizio	150,8	0,3	-2,6	0,0	0,0	0,0
	219 / Fine	138,6	-0,7	-56,6	0,0	62,3	-0,8
	333 / Fine	-62,9	3,1	-0,6	0,0	-2,7	1,7
	219 / Inizio	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	353 / Fine	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
SLU2(4)	353 / Inizio	228,4	0,3	-2,6	0,0	0,0	0,0
	219 / Fine	193,9	-1,8	-57,2	0,0	36,7	-1,6
	333 / Fine	-98,5	3,1	-0,6	0,0	-4,0	1,6
	219 / Inizio	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	353 / Fine	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Perm non strutt(5)	353 / Inizio	19,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	219 / Fine	13,5	-0,2	-4,9	0,0	6,2	-0,1
	333 / Fine	-8,0	0,0	0,0	0,0	-0,5	0,0
	219 / Inizio	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	353 / Fine	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Vento z(6)	353 / Inizio	24,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	219 / Fine	16,7	-0,1	-6,1	0,0	7,5	-0,1
	333 / Fine	-10,3	0,0	0,0	0,0	-0,4	0,0
	219 / Inizio	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	353 / Fine	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
SLU4(7)	353 / Inizio	164,1	0,3	-2,6	0,0	0,0	0,0
	219 / Fine	146,3	-0,8	-64,2	0,0	57,1	-0,9
	333 / Fine	-69,2	3,1	-0,6	0,0	-2,8	1,7
	219 / Inizio	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	353 / Fine	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Folla(8)	353 / Inizio	148,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	219 / Fine	102,0	-0,4	-37,9	0,0	47,2	-0,4
	333 / Fine	-63,1	0,0	0,0	0,0	-2,5	0,0
	219 / Inizio	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	353 / Fine	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0



Progetto: Passerella Boschetti

Progetto n:

Autore:

## Forze non equilibrate

Nome	X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Tutto max(1)	-2,9	-9,4	50,8	-3,2	56,2	-0,6
SLU3(2)	34,9	-7,8	61,6	-2,3	34,5	0,5
SLU1 - Mmax ass(3)	35,1	-10,4	23,0	-2,8	62,3	0,9
SLU2(4)	35,2	-12,6	64,3	-4,1	36,7	-0,1
Perm non strutt(5)	-0,1	-1,4	5,5	-0,5	6,2	-0,1
Vento z(6)	-0,3	-1,2	7,0	-0,4	7,5	-0,1
SLU4(7)	33,6	-10,5	22,5	-2,9	57,1	0,8
Folla(8)	-2,3	-7,6	41,8	-2,5	47,2	-0,5

## Verifica

### Riassunto

Nome	Valore	Verifica Stato
Analisi	100,0%	OK
Piastre	0,0 < 5,0%	OK
Deformazione loc.	0,1 < 3%	OK
Bulloni precaricati	74,3 < 100%	OK
Saldature	59,9 < 100%	OK
Stabilità	Non calcolato	
GMNA	Calcolato	

### Piastre

Nome	$t_p$ [mm]	Carichi	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pl}$ [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Stato
353	10,0	SLU1 - Mmax ass(3)	281,0	0,0	0,0	OK
219-bfl 1	19,0	SLU2(4)	22,7	0,0	0,0	OK
219-tfl 1	19,0	SLU1 - Mmax ass(3)	21,8	0,0	0,0	OK
219-w 1	12,0	SLU2(4)	63,9	0,0	11,6	OK
333-bfl 1	19,0	SLU2(4)	13,6	0,0	0,0	OK
333-tfl 1	19,0	SLU2(4)	17,4	0,0	0,0	OK
333-w 1	12,0	SLU2(4)	45,0	0,0	0,0	OK
SP1	20,0	SLU1 - Mmax ass(3)	94,1	0,0	6,5	OK
SP2	20,0	SLU2(4)	18,1	0,0	6,6	OK
SP3	20,0	Tutto max(1)	10,0	0,0	1,3	OK

### Dati Progetto

Materiale	$f_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
S355	355,0	5,0

Progetto: Passerella Boschetti

Progetto n:

Autore:

### Spiegazione dei simboli

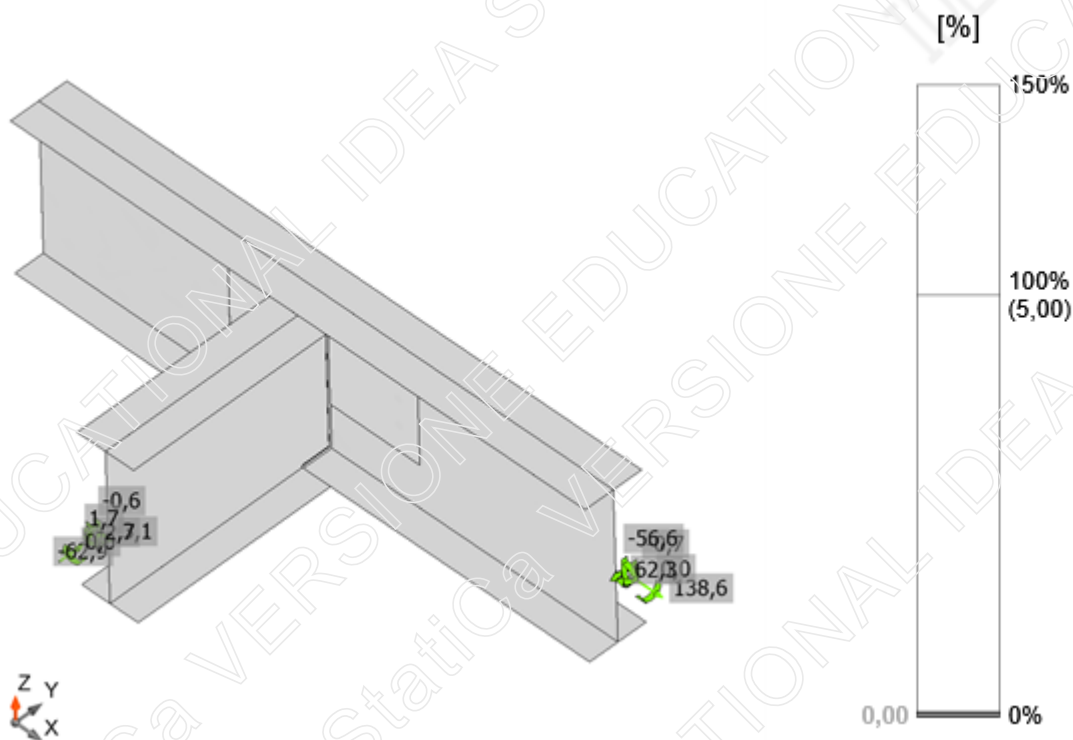
$t_p$	Spessore piastra
$\sigma_{Ed}$	Sforzo equivalente
$\epsilon_{Pl}$	Deformazione Plastica
$\sigma_{c,Ed}$	Tensione di contatto
$f_y$	Tensione di snervamento
$\epsilon_{lim}$	Limite di deformazione plastica

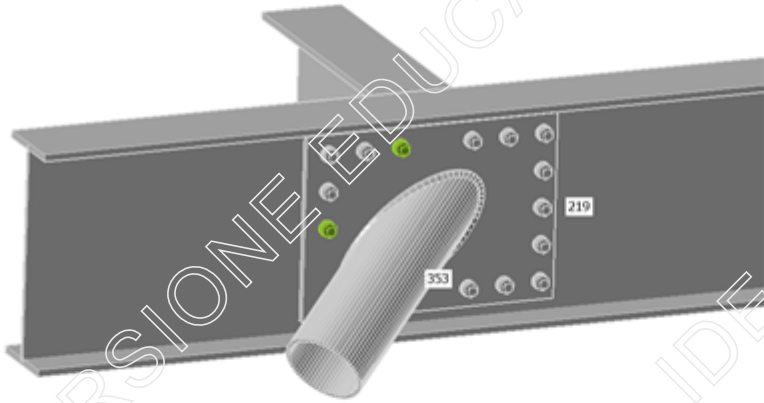
### Deformazione loc.

Nome	$d_0$ [mm]	Carichi	$\delta$ [mm]	$\delta_{lim}$ [mm]	$\delta/d_0$ [%]	Verifica Stato
353	219	SLU2(4)	0	7	0,1	OK

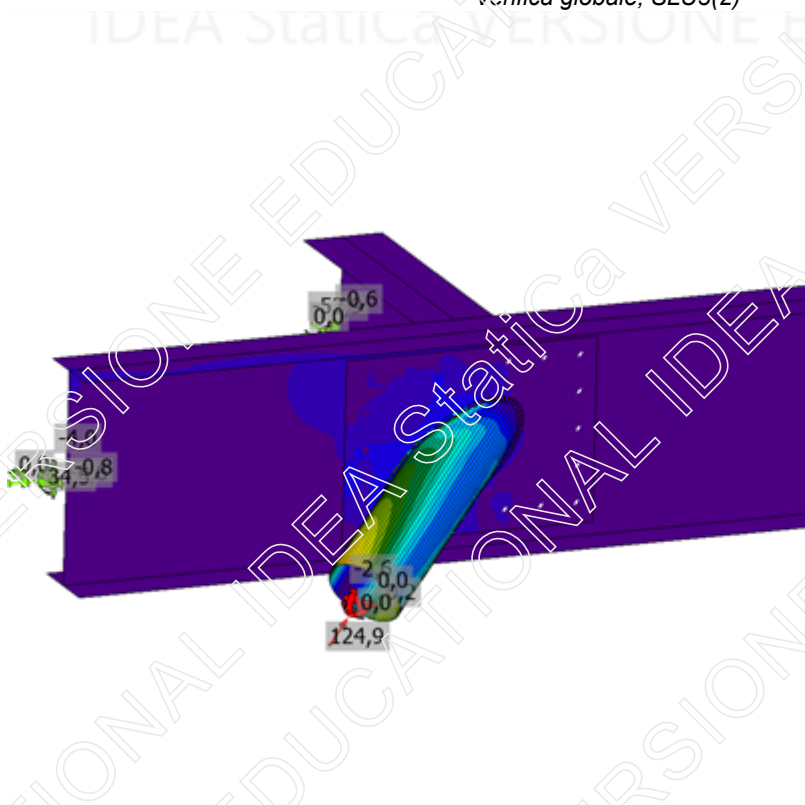
### Spiegazione dei simboli

$d_0$	Misura sezione
$\delta$	Deformazione locale sezione
$\delta_{lim}$	Deformazione consentita



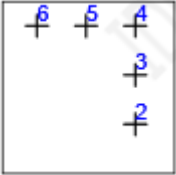
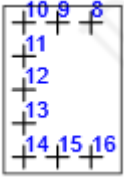


Verifica globale, SLU3(2)



Sforzo equivalente, SLU3(2)

### Bulloni precaricati

Forma	Elemento	Classe	Carichi	$F_{t,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{s,Rd}$ [kN]	$U_t$ [%]	$U_s$ [%]	Dettagli costruttivi	Stato
	B2	M24 10.9	SLU4(7)	4,3	43,4	254,2	584,3	58,5	1,7	74,3	OK	OK
	B3	M24 10.9	SLU1 - Mmax ass(3)	2,0	28,6	254,2	584,3	58,9	0,8	48,5	OK	OK
	B4	M24 10.9	SLU1 - Mmax ass(3)	2,1	25,4	254,2	584,3	58,9	0,8	43,1	OK	OK
	B5	M24 10.9	SLU1 - Mmax ass(3)	1,0	25,5	254,2	584,3	59,1	0,4	43,1	OK	OK
	B6	M24 10.9	SLU1 - Mmax ass(3)	3,8	36,4	254,2	584,3	58,6	1,5	62,1	OK	OK
		B8	M24 10.9	SLU2(4)	2,1	16,3	254,2	584,3	58,9	0,8	27,7	OK
B9		M24 10.9	SLU2(4)	0,6	9,0	254,2	584,3	59,2	0,2	15,3	OK	OK
B10		M24 10.9	SLU2(4)	1,0	7,7	254,2	584,3	59,1	0,4	13,0	OK	OK
B11		M24 10.9	SLU2(4)	0,4	6,1	254,2	584,3	59,2	0,2	10,3	OK	OK
B12		M24 10.9	SLU2(4)	0,6	7,0	254,2	584,3	59,2	0,2	11,9	OK	OK
B13		M24 10.9	SLU2(4)	0,5	7,0	254,2	584,3	59,2	0,2	11,9	OK	OK
B14		M24 10.9	SLU2(4)	1,5	9,8	254,2	584,3	59,0	0,6	16,6	OK	OK
B15		M24 10.9	SLU2(4)	0,7	11,3	254,2	584,3	59,2	0,3	19,1	OK	OK
B16		M24 10.9	Tutto max(1)	1,7	22,5	254,2	584,3	59,0	0,7	38,2	OK	OK

### Spiegazione dei simboli

$F_{t,Ed}$	Forza di trazione
$F_{v,Ed}$	Risultante delle forze di taglio del bullone $V_y$ e $V_z$ nei piani di taglio
$F_{t,Rd}$	Resistenza a trazione dei bulloni EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
$B_{p,Rd}$	Resistenza a taglio a punzonamento EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
$F_{s,Rd}$	Resistenza all'attrito di progetto EN 1993-1-8 – Par. 3.9
$U_t$	Utilizzo in trazione
$U_s$	Utilizzo a taglio

Progetto: Passerella Boschetti

Progetto n:

Autore:

### Risultati dettagliati per B2

#### Verifica di resistenza a trazione (EN 1993-1-8 – Tabella 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 254,2 \text{ kN} \geq F_{t,Ed} = 4,3 \text{ kN}$$

Dove:

- $k_2 = 0,90$  – Fattore
- $f_{ub} = 1000,0 \text{ MPa}$  – Resistenza ultima alla trazione del bullone
- $A_s = 353 \text{ mm}^2$  – Area soggetta alla trazione del bullone
- $\gamma_{M2} = 1,25$  – Coefficiente di sicurezza

#### Verifica a punzonamento (EN 1993-1-8 – Tabella 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 584,3 \text{ kN} \geq F_{t,Ed} = 4,3 \text{ kN}$$

Dove:

- $d_m = 38 \text{ mm}$  – La media delle dimensioni dei punti sopra e la parte piatta della testa del bullone o del dado, il minore dei due
- $t_p = 20 \text{ mm}$  – Spessore della piastra
- $f_u = 510,0 \text{ MPa}$  – Resistenza Ultima
- $\gamma_{M2} = 1,25$  – Coefficiente di sicurezza

#### Verifica resistenza all'attrito (EN 1993-1-8 – 3.9.1)

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}} = 58,5 \text{ kN} \geq F_{v,Ed} = 43,4 \text{ kN}$$

Dove:

- $k_s = 1,00$  – Dato in Tabella 3.6
- $n = 1$  – Numero delle superfici di attrito
- $\mu = 0,30$  – Coefficiente di scorrimento
- $F_{p,C} = 247,1 \text{ kN}$  – Forza precaricata
- $F_{t,Ed} = 4,3 \text{ kN}$  – Forza a trazione
- $\gamma_{M3} = 1,25$  – Coefficiente di sicurezza

#### Utilizzo in trazione

$$\frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 0,02 \leq 1,0$$

Dove:

- $F_{t,Ed} = 4,3 \text{ kN}$  – Forza a trazione
- $F_{t,Rd} = 254,2 \text{ kN}$  – Resistenza a trazione
- $B_{p,Rd} = 584,3 \text{ kN}$  – Resistenza a punzonamento

Progetto: Passerella Boschetti

Progetto n:

Autore:

**Utilizzo a taglio**

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{s,Rd}} = 0,74 \leq 1,0$$

Dove:

$F_{v,Ed} = 43,4$  kN – Shear force (in decisive shear plane)

$F_{s,Rd} = 58,5$  kN – Resistenza ad attrito di progetto

**Saldature**

Elemento	Bordo	$T_w$ [mm]	L [mm]	Carichi	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pl}$ [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\parallel}$ [MPa]	$\lambda_{\perp}$ [%]	$U_{t_c}$ [%]	Dettagli costruttivi	Stato
219-bfl 1	333-bfl 1	-	220	-	-	-	-	-	-	-	-	OK	OK
219-tfl 1	333-tfl 1	-	220	-	-	-	-	-	-	-	-	OK	OK
219-bfl 1	333-w 1	▲ 7,0 ▼	104	SLU2(4)	7,7	0,0	4,3	3,3	-1,6	1,7	1,2	OK	OK
		▲ 7,0 ▼	104	Tutto max(1)	5,5	0,0	1,9	-2,6	1,5	1,2	0,8	OK	OK
219-w 1	333-w 1	▲ 7,0 ▼	561	SLU2(4)	74,5	0,0	-37,1	-36,9	-5,8	16,4	4,9	OK	OK
		▲ 7,0 ▼	561	SLU2(4)	64,4	0,0	-32,0	32,3	-0,9	14,2	3,2	OK	OK
219-tfl 1	333-w 1	▲ 7,0 ▼	104	SLU2(4)	15,1	0,0	4,5	4,6	6,9	3,3	2,4	OK	OK
		▲ 7,0 ▼	104	SLU2(4)	10,4	0,0	-1,1	1,3	-5,8	2,3	1,8	OK	OK
SP1	353	▲ 7,0 ▼	1049	SLU1 - Mmax ass(3)	201,4	0,0	-2,2	-19,9	-114,5	44,4	14,3	OK	OK
		▲ 7,0 ▼	1049	SLU1 - Mmax ass(3)	271,6	0,0	-14,1	62,1	-143,7	59,9	17,5	OK	OK

**Dati Progetto**

Materiale	$\beta_w$ [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	$0,9 \sigma$ [MPa]
S355			
S355	0,90	453,3	367,2

Progetto: Passerella Boschetti

Progetto n:

Autore:

### Spiegazione dei simboli

$T_w$	Spessore della gola a
L	Lunghezza
$\sigma_{w,Ed}$	Sforzo equivalente
$\epsilon_{pl}$	Deformazione
$\sigma_{\perp}$	Tensione perpendicolare
$T_{\perp}$	Sforzo di taglio perpendicolare all'asse della saldatura
$T_{\parallel}$	Sforzo di taglio parallelo all'asse della saldatura
$U_t$	Utilizzo
$U_{t,c}$	Utilizzo della capacità della saldatura
$\beta_w$	Fattore di correlazione EN 1993-1-3 – Tab. 4.1
$\sigma_{w,Rd}$	Resistenza sforzo equivalente
$0,9 \sigma$	Resistenza allo sforzo perpendicolare: $0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
▲	Saldatura riempita

### Risultati dettagliati per SP1 / 353

#### Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 453,3 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 271,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 367,2 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 14,1 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 510,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{– Fattore di correlazione EN 1993-1-8 – Tab. 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Coefficiente di sicurezza}$$

#### Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,60 \leq 1,0$$

Dove:

$$\sigma_{w,Ed} = 271,6 \text{ MPa} \quad \text{– Sforzo normale massimo trasversale rispetto all'asse della saldatura}$$

$$\sigma_{w,Rd} = 453,3 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza sforzo equivalente}$$

$$\sigma_{\perp} = 14,1 \text{ MPa} \quad \text{– Sforzo normale perpendicolare alla gola}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 367,2 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza allo sforzo perpendicolare}$$

#### Stabilità

Analisi stabilità non calcolata.





# Capitolo 5

## Confronto tra modelli

Quello che ci si prefigge di fare in questo capitolo è un confronto sui risultati ottenuti dai modelli realizzati, ovvero quello bidimensionale realizzato con il software FTool e quello tridimensionale elaborato con Midas.

Lo scopo di questo confronto non è quello di dare un giudizio ai programmi, entrambi affidabili nei propri ambiti di impiego, rispettivamente di carattere scolastico e altamente professionale.

Si vogliono piuttosto ricercare le differenze nei risultati prodotti e giustificarle.

### 5.1 – Verifica tra modello bidimensionale FTool e tridimensionale Midas

Per un confronto funzionale anche a livello visivo sono stati raccolti in alcune tabelle che verranno di seguito riportate i dati su cui si è voluto porre l'attenzione.

Innanzitutto si confrontano i valori di momento ottenuti per ciascuna combinazione di carico considerata; per ognuna di esse si analizza il valore della sollecitazione nel punto in cui, per disposizione dei carichi, essa viene massimizzata.

Perché il confronto fosse possibile in questa fase è stato escluso dalle combinazioni agli SLU di Midas il contributo del vento trasversale, in direzione  $y$ , non computabile nel sistema bidimensionale.

Come visibile dalla tabella sottostante, per ogni combinazione si sono riportati i valori di momento nelle sezioni indicate per entrambi i modelli. Si è voluto scomporre il valore complessivo considerando l'effetto di ogni singola condizione elementare di carico.

	CMB1 Mmax in app3		CMB2 Mmax in app2	
	MIDAS	FTOOL	MIDAS	FTOOL
	FOLLA	89.9	102.3	17.0
PERM NS	11.3	13.1	2.0	7.4
VENTO Z	17.4	18.3	2.9	17.3
PESO P	23.8	22.3	12.0	19.4
<b>TOT MODELLO</b>	<b>142.3</b>	<b>156.0</b>	<b>33.9</b>	<b>133.2</b>

	CMB3 Mmax in c1		CMB3 Mmax in c3		CMB4 Mmax in c2	
	MIDAS	FTOOL	MIDAS	FTOOL	MIDAS	FTOOL
FOLLA	60.8	70.8	91.7	82.4	63.6	63.1
PERM NS	8.0	9.0	11.2	10.5	8.0	8.1
VENTO Z	10.5	12.7	19.4	14.8	10.7	11.3
PESO P	12.8	14.7	14.1	16.0	7.1	8.8
<b>TOT MODELLO</b>	<b>91.4</b>	<b>107.0</b>	<b>136.4</b>	<b>123.7</b>	<b>88.9</b>	<b>91.2</b>

Tabella 4. Valori di momento per ciascuna combinazione SLU.

Si nota che, con una certa approssimazione, i risultati sono confrontabili.

Per giustificare le lievi differenze sono da tenere in considerazione alcuni aspetti:

- le *modalità di applicazione del carico*: per il modello FTool i carichi sono distribuiti longitudinalmente direttamente sulla travata principale, tra l'altro unico elemento schematizzato; sul modello Midas la maggior parte dei carichi sono applicati in direzione trasversale al sistema di orditura secondaria, per cui le sollecitazioni che si ottengono sulle travi principali sono determinate dall'interazione dei vari componenti strutturali;
- il *sostegno della travata* che avviene per mezzo di appoggi localizzati e rigidi nel modello FTool e per mezzo di colonne, realizzate con elementi dotati di una certa deformabilità e soprattutto collegati tramite un vincolo di cerniera che consente rotazioni.

Se quasi tutte le differenze sono così giustificabili ed accettabili non lo è quella che si ha per il valore di momento in corrispondenza dell'appoggio 2, calcolata con la combinazione SLU2.

Il divario di circa 100 kNm, quantità più che significativa visto l'ordine di grandezza delle sollecitazioni agenti, pone un problema sull'effettiva buona corrispondenza dei modelli, risolvibile tramite un esame attento dei risultati già riportati.

Confrontando infatti i diagrammi di taglio dei due casi rispettivamente Figura 20 e Figura 42 è chiaro come il salto tra le sezioni immediatamente precedente e successiva all'appoggio non sia simile: il modello Midas vede un salto più contenuto, indicatore che la reazione vincolare verticale esplicita in tale punto dalla colonna è inferiore a quella offerta dal carrello del modello bidimensionale.

Si suppone ciò sia da attribuirsi a quanto detto precedentemente, ovvero alla tipologia di vincolo rappresentata dalla colonna inclinata, che, essendo schematizzata come una biella, è in grado di ruotare, riducendo quindi di fatto la componente di taglio ortogonale alle travi principali.

Di conseguenza, questa modifica anche i valori di compressione sulle colonne (Tabella 5).

	MIDAS		FTOOL		MIDAS		FTOOL	
	Colonna 2	Colonna 3	Colonna 2	Colonna 3	Colonna 4	Colonna 5	Colonna 4	Colonna 5
<b>CMB1</b>	150.2	253.8	136.3	236.6	167.9	112.7	114.2	148.5
<b>CMB2</b>	227.3	161.6	306.8	92.7	99.2	200.2	109.9	168.5
<b>CMB3</b>	124.3	166.1	141.9	129.8	165.9	124.4	129.8	141.9
<b>CMB4</b>	163.2	131.5	170.1	106.7	131.3	163.3	106.5	170.1

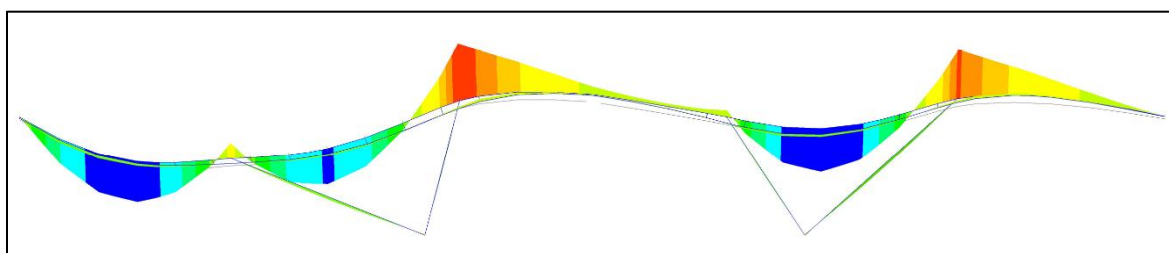
**Tabella 5.** Valori di compressione sulle colonne per ciascuna combinazione SLU.

Infatti, sempre per la combinazione si ha la differenza più marcata.

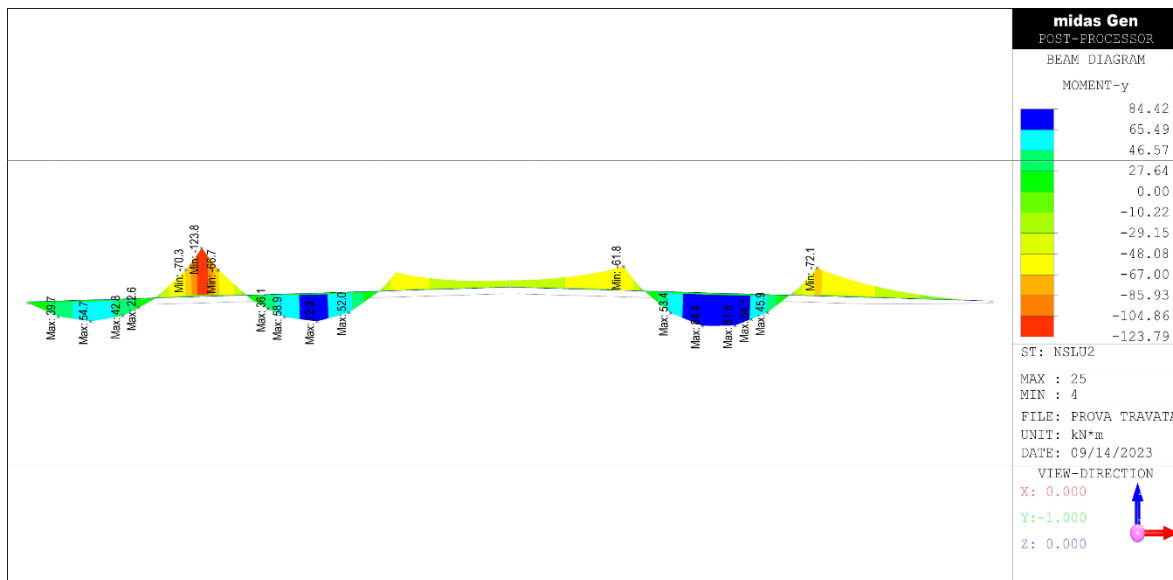
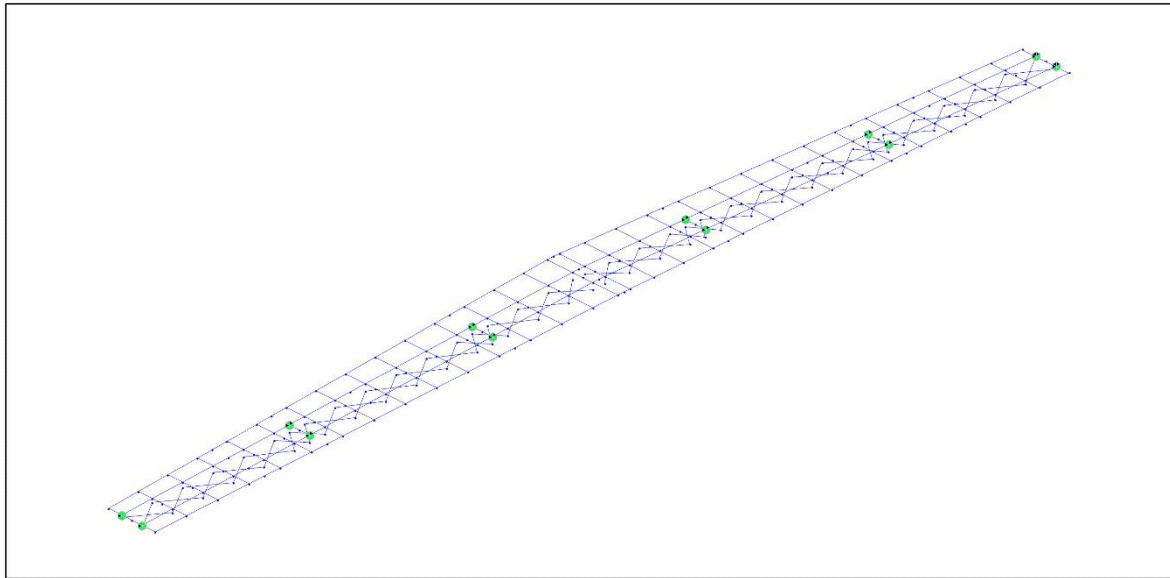
Essa non può essere attribuita alla mancata dimensione considerata sul modello bidimensionale, in quanto poi la reazione verticale è stata proiettata tenendo conto dell'inclinazione reale degli elementi.

La conferma della bontà dell'ipotesi fatta viene da due elementi:

- l'osservazione della deformata del modello reale sotto i carichi della combinazione 2 (Figura 52);
- il confronto dei risultati ottenuti creando un nuovo modello nel quale vengono riprodotte tridimensionalmente solamente le strutture di impalcato, eliminando le colonne, sostituite da appoggi puntuali (Figura 53).



**Figura 52.** Configurazione deformata dalla combinazione SLU2 che massimizza il momento all'appoggio 2.  
Fonte: Modello tridimensionale di Midas



**Figura 53.** Schema statico del modello Midas semplificato (sopra) e suo diagramma di momento per la combinazione 2 agli Stati Limite Ultimi.

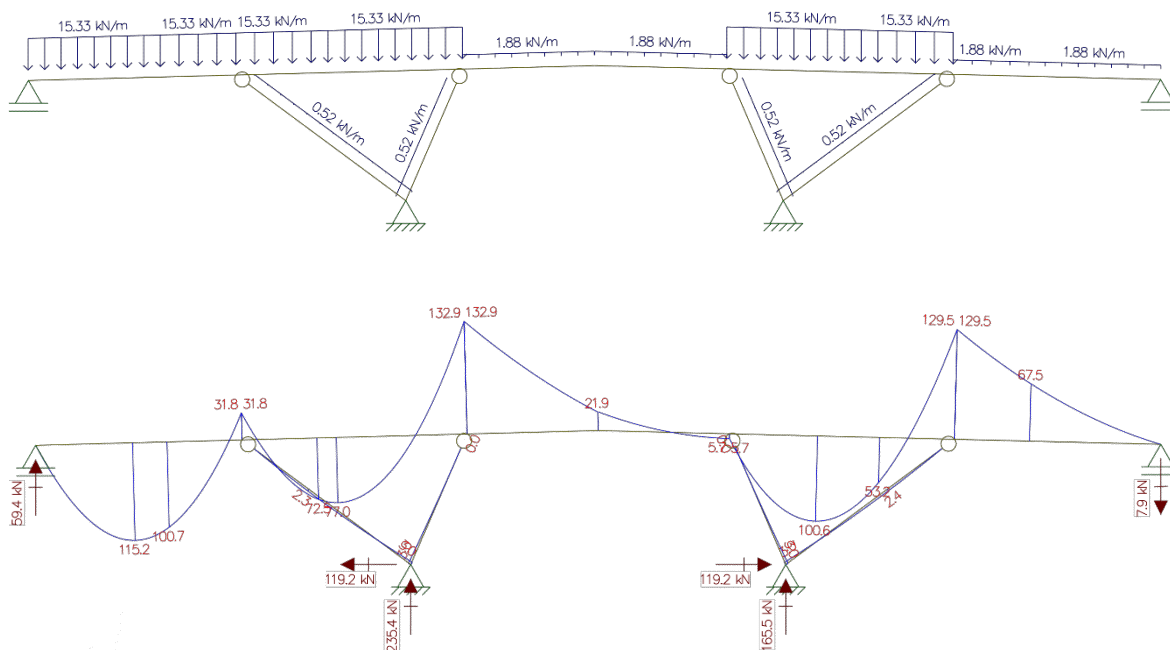
Fonte: Modello tridimensionale di Midas

Questo corregge le ampie divergenze nel diagramma di momento e uguaglia con una certa precisione le reazioni vincolari.

	MIDAS		FTOOL		MIDAS		FTOOL	
	App2	App3	App2	App3	App4	App5	App4	App5
<b>CMB1</b>	71.0	185.4	70.6	169.9	99.8	70.7	82.0	76.9
<b>CMB2</b>	149.8	75.0	158.9	66.6	85.7	89.4	78.9	87.3
<b>CMB3</b>	87.4	110.3	73.5	93.2	110.2	67.7	93.2	73.5
<b>CMB4</b>	89.7	83.8	88.1	76.6	83.7	89.9	76.5	88.1

**Tabella 6.** Reazioni vincolari del modello Midas semplificato.

Lo stesso risultato si può ottenere operando sul modello bidimensionale, implementando le colonne. In questo caso i dati si avvicinano molto a quelli del modello Midas.



**Figura 54.** Modello FTool con colonne e suo diagramma di momento per la combinazione SLU2.  
Fonte: Modello tridimensionale di Midas

Si vuole comunque sottolineare che il modello che meglio interpreta la realtà è ovviamente quello tridimensionale, perché tiene conto dell'effettiva disposizione spaziale degli elementi.

## 5.2 – Confronto con la relazione di calcolo dell'opera

Tra i documenti forniti dal Comune di Padova e dal progettista dell'opera vi è anche la relazione di calcolo.

I risultati riportati, dai vari diagrammi delle sollecitazioni alle reazioni vincolari o alle deformazioni, sono difficilmente confrontabili in quanto le analisi tengono conto del carico sismico, non valutato in questa analisi statica.



# Conclusioni

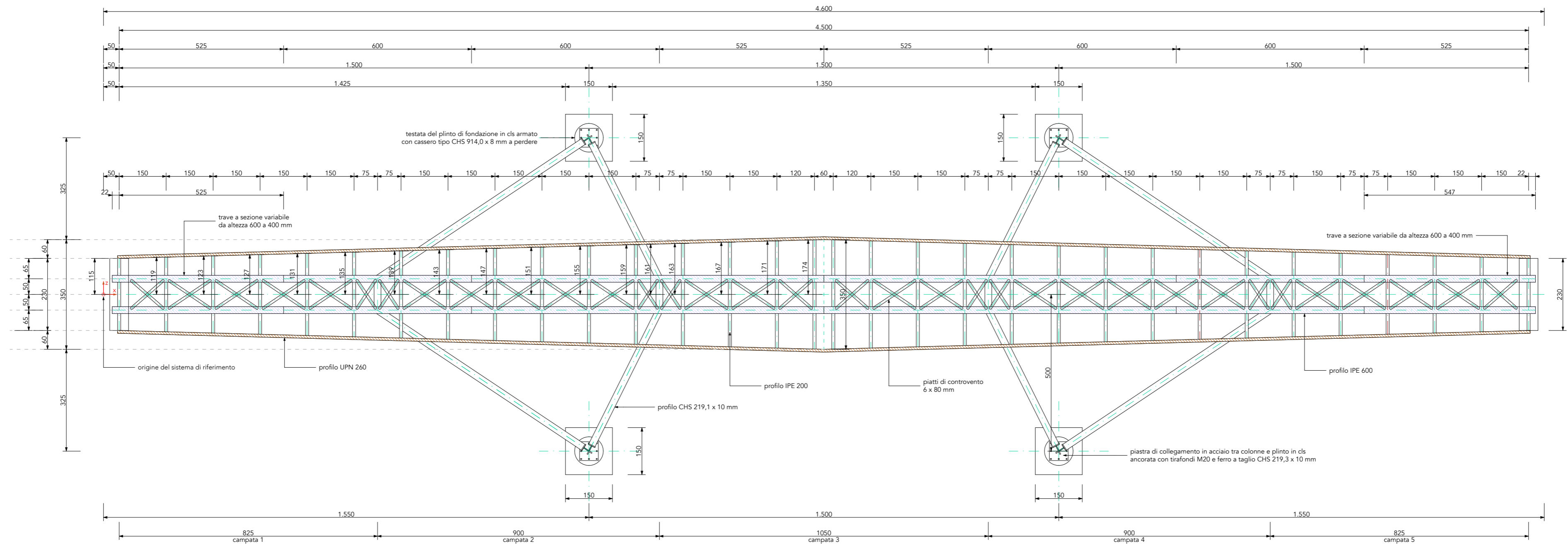
Lo scopo della tesi, oltre a quello di verificare le strutture in acciaio della passerella, era quello di prendere confidenza con alcuni programmi di calcolo, utili per il proseguimento degli studi magistrali e nella pratica professionale.

Sicuramente rimane un'operazione con alcuni limiti in quanto del programma di Midas si è tralasciata la parte di analisi modale, di verifica sismica o delle molteplici possibilità di condurre analisi non lineari.

Tuttavia, per quanto concerne gli studi triennali, è significativo riconoscere come la complessità di calcolo e modellazione offerta da un software, se non viene accompagnata da uno studio teorico di base della materia ingegneristica e dalle sue applicazioni pratiche, resti uno strumento di difficile utilizzo o che anzi può rendere meno intuitiva la risoluzione di alcune problematiche.

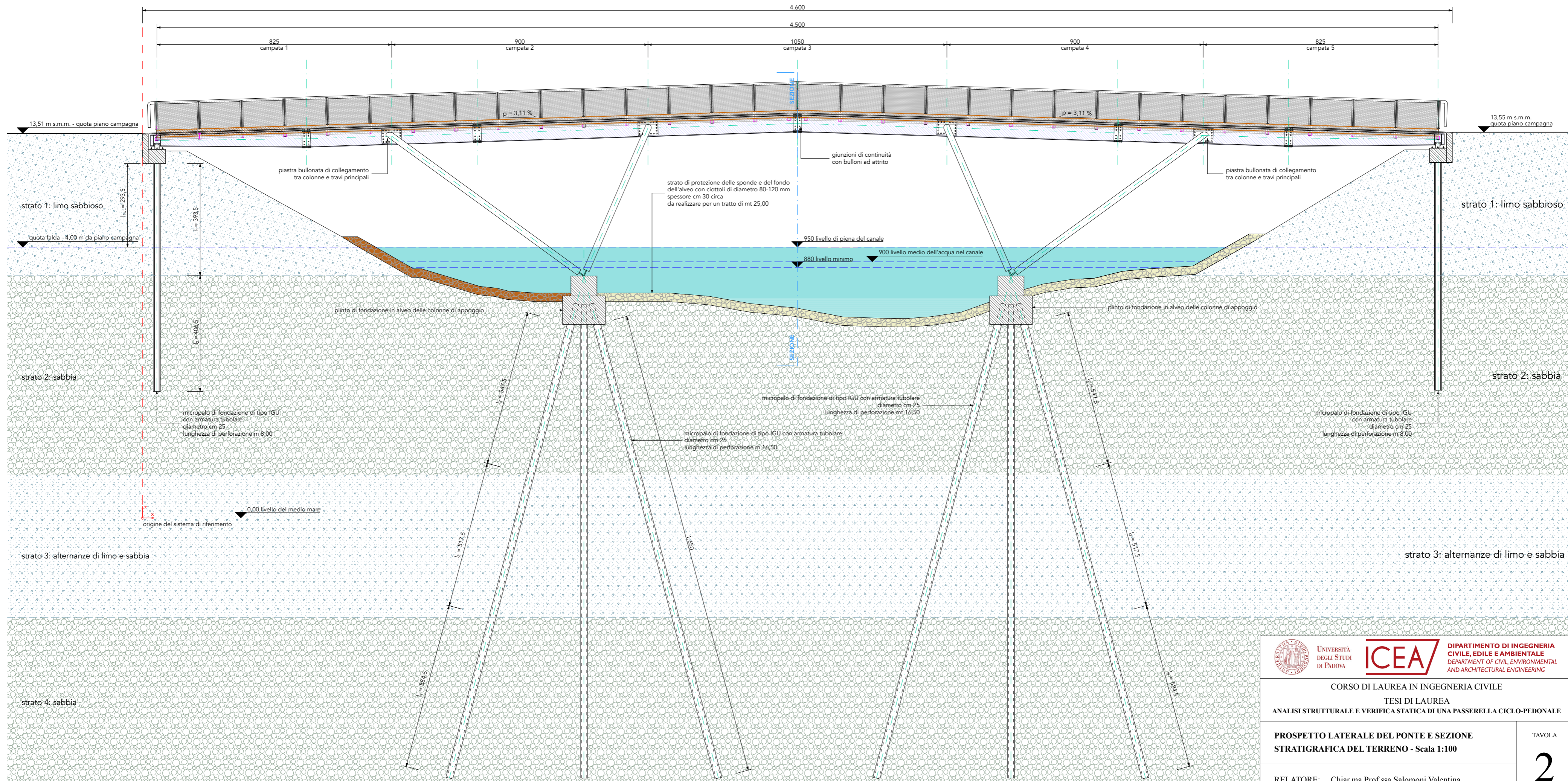






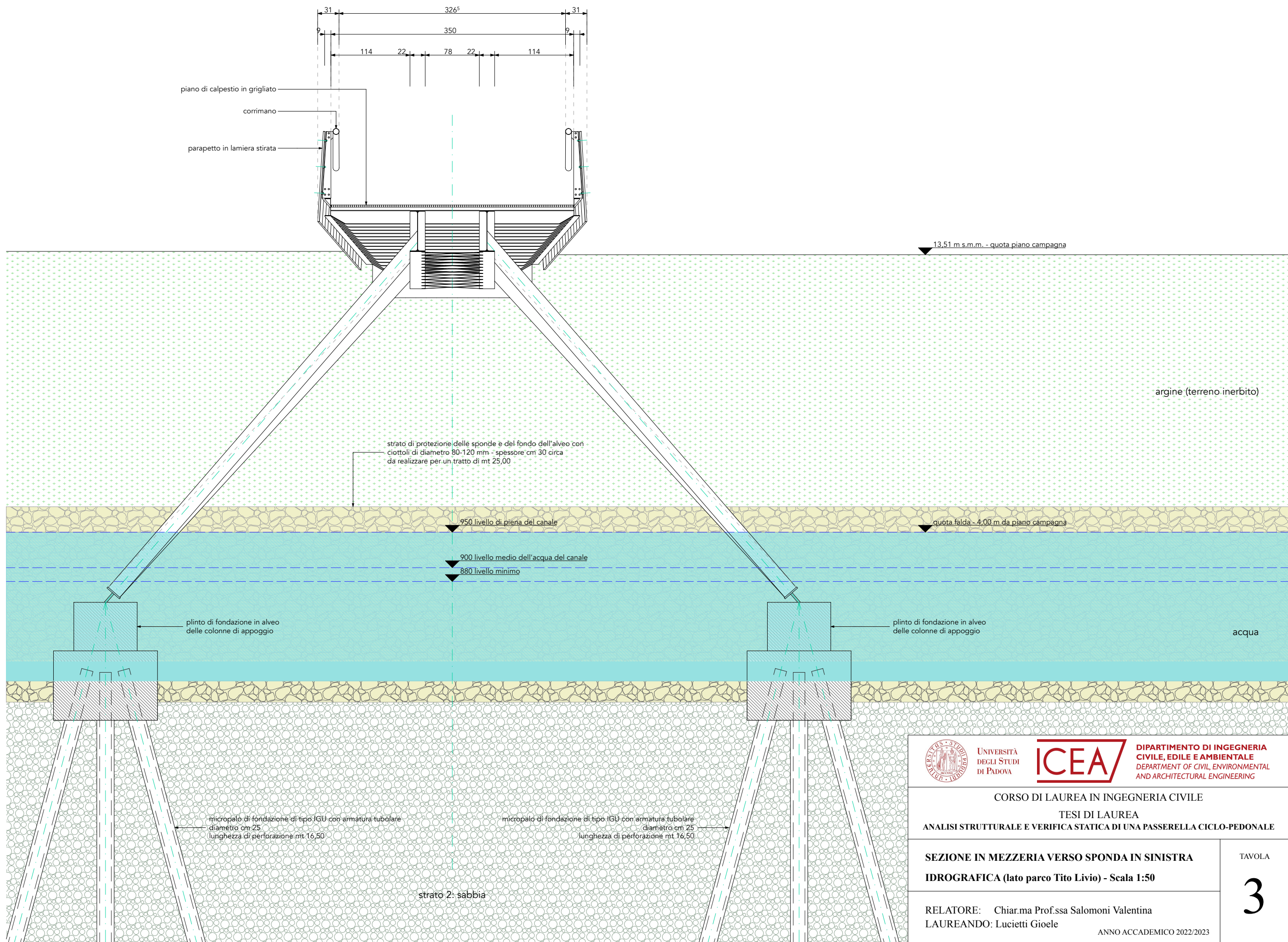
 UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA	 DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE DEPARTMENT OF CIVIL, ENVIRONMENTAL AND ARCHITECTURAL ENGINEERING	CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE TESI DI LAUREA ANALISI STRUTTURALE E VERIFICA STATICA DI UNA PASSERELLA CICLO-PEDONALE	
		<b>PIANTA DELLA PASSERELLA BOSCHETTI</b> Scala 1:100	TAVOLA <b>1</b>
RELATORE: Chiar.ma Prof.ssa Salomoni Valentina LAUREANDO: Lucietti Gioele		ANNO ACCADEMICO 2022/2023	





 UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA	 DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE DEPARTMENT OF CIVIL, ENVIRONMENTAL AND ARCHITECTURAL ENGINEERING	CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE TESI DI LAUREA ANALISI STRUTTURALE E VERIFICA STATICA DI UNA PASSERELLA CICLO-PEDONALE	
		PROSPETTO LATERALE DEL PONTE E SEZIONE STRATIGRAFICA DEL TERRENO - Scala 1:100	TAVOLA <b>2</b>
RELATORE: Chiar.ma Prof.ssa Salomoni Valentina LAUREANDO: Lucietti Gioele		ANNO ACCADEMICO 2022/2023	





 UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA  DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE DEPARTMENT OF CIVIL, ENVIRONMENTAL AND ARCHITECTURAL ENGINEERING	
CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE TESI DI LAUREA ANALISI STRUTTURALE E VERIFICA STATICA DI UNA PASSERELLA CICLO-PEDONALE	
<b>SEZIONE IN MEZZERIA VERSO SPONDA IN SINISTRA</b> <b>IDROGRAFICA (lato parco Tito Livio) - Scala 1:50</b>	TAVOLA <b>3</b>
RELATORE: Chiar.ma Prof.ssa Salomoni Valentina LAUREANDO: Lucietti Gioele ANNO ACCADEMICO 2022/2023	

# Ringraziamenti

Al termine di questo elaborato si vogliono porre alcuni ringraziamenti: in primo luogo alla professoressa relatrice Valentina Salomoni, per la pronta disponibilità mostrata nei ricevimenti durante il periodo di stesura della tesi.

Si ringrazia poi con riconoscenza il Comune di Padova, in particolare nella figura dell'ing. Massimo Benvenuti, Capo del Servizio per le Opere Infrastrutturali del Settore Lavori Pubblici, e il progettista responsabile dell'integrazione fra le prestazioni specialistiche, ing. Gianmaria De Stavola, per la condivisione della documentazione progettuale che ha reso possibile lo studio dell'opera.

*Ai miei genitori e alla mia ragazza, per il supporto incondizionato dimostrato lungo tutto il percorso universitario, cui dedico questo lavoro.*



# Riferimenti bibliografici

*Ing. Gianni Michelin e ing. Gianmaria De Stavola (2020). Relazione Tecnico-Illustrativa (Progetto strutturale esecutivo parco urbano Boschetti).*

*Ing. Gianni Michelin e ing. Gianmaria De Stavola (2020). Relazione di calcolo (Progetto strutturale esecutivo parco urbano Boschetti).*

*Ing. Gianmaria De Stavola (2020). Relazione integrativa geotecnica (Concessione demaniale 445/19, Domanda di autorizzazione idraulica).*

*Carmelo Majorana e Valentina Salomoni (2007). Scienza delle Costruzioni – Città Studi Edizioni – Novara.*

*Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Decreto 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni».*

*Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.: “Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”.*

*The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC.*

*EN 1991-1-4 (2005). Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions – Wind Actions.*

*EN 1993-2 (2006). Eurocode 3: Design of steel structures - Part 2: Steel bridges*

## **Sitografia**

*Travi in acciaio IPE e UPN– Caratteristiche tecniche dei profili commerciali*

*<https://www.studiopetrillo.com>*

*Integrazione dati geotecnici terreni.*

*[https://www.geostru.com/Help\\_Online\\_2015/MDC/IT/index.html?database\\_caratteristiche\\_fisic.htm](https://www.geostru.com/Help_Online_2015/MDC/IT/index.html?database_caratteristiche_fisic.htm).*

*Descrizione funzionalità Midas:*

*<https://www.cspfea.net/prodotti/midas-gen/>*