POLITECNICO DI TORINO

Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

Instabilità flesso-torsionale di ponti a sezione mista acciaio-calcestruzzo: approcci normativi e analisi di un caso studio

Relatori

Prof. Ing. Bernardino Chiaia

Dott. Ing. Gianfranco Piana

Candidato

Elias Sagheddu

Dicembre 2021

Politecnico di Torino

Politecnico di Torino

... a Babbu e Mama ...

Sommario

La tipologia di ponte a travata con sezione mista acciaio-calcestruzzo è oggigiorno quella maggiormente utilizzata per il superamento delle luci medie, grazie alla sua efficienza strutturale, relativa economicità e facilità di costruzione, e buona durabilità.
Per tale tipologia, problemi di instabilità flesso-torsionale possono presentarsi sia nella situazione finale sia durante le fasi costruttive. Queste ultime sono talvolta proprio le più critiche, quelle cioè durante le quali le alte travi metalliche non risultano ancora completamente controventate, rendendo talvolta necessario il ricorso a puntellamenti provvisori. Inoltre, i fenomeni di instabilità possono avere natura sia locale sia globale. La presente tesi ha come oggetto le verifiche strutturali che si rendono necessarie contro tali fenomeni di instabilità dell'equilibrio.
Il lavoro si articola fondamentalmente in due parti.
La prima parte contiene un'indagine bibliografica sui collassi di ponti reali per instabilità flesso-torsionale, su alcuni recenti studi teorico-numerici e sui diversi approcci normativi a livello internazionale inerenti al tema trattato.
La seconda parte, invece, è dedicata all'approfondimento del tema attraverso l'analisi di un caso studio: un ponte a sezione mista acciaio-calcestruzzo, attualmente in fase di progettazione. Partendo dalla presentazione dei dettagli progettuali, viene poi illustrato il modello strutturale costruito con il codice agli elementi finiti "*Midas Civil 2021*", programma correntemente utilizzato negli studi professionali per la progettazione di ponti. Vengono quindi presentati i risultati delle analisi di instabilità svolte, sia relativamente alle principali fasi costruttive intermedie sia alla situazione finale. Infine, vengono proposti alcuni confronti tra i risultati ottenuti con gli elementi finiti e quelli derivanti dall'applicazione di alcune semplici formule di normativa.
Il lavoro di tesi mette quindi a confronto alcuni strumenti oggigiorno a disposizione dell'ingegnere per l'adempimento della sua attività professionale, relativamente al tema trattato.

Indice

1 PARTE I 9

1.1 INTRODUZIONE 9

2 COLLASSI STRUTTURALI E STUDI SCIENTIFICI 12

2.1 COLLASSI STRUTTURALI REALI PER INSTABILITÀ FLESSO-TORSIONALE 13

2.1.1 Il caso dinamico: Tacoma Narrows Bridge (1940) 15

2.1.2 Il caso del Route 17 (Future I-86), New York (2010) 17

2.1.3 Red Mountain Freeway, Arizona (2007) 18

2.1.4 East Bound I-80/94 to North Bound IL 394, rampa J (2006) 19

2.1.5 I-70 Bridge, Colorado (2004) 20

2.1.6 SR69 sul Tennessee River (1995) 20

2.1.7 Quebec Bridge sopra St. Lawrence (1907) 22

2.1.8 Il caso svedese: Sandö Bridge (1939) 23

2.1.9 Un caso dubbio: Dee Bridge (1847) 24

2.1.10 Il caso più rappresentativo: Marcy Bridge, New York (2002) 26

2.2 STUDI TECNICO-SCIENTIFICI SULL'INSTABILITÀ FLESSO-TORSIONALE 30

3 APPROCCI NORMATIVI 63

3.1 EN 1994-1-1:2004 EUROCODICE 4 63

3.2 APPLICAZIONI DI EN 1994-2 IN FRANCIA: SETRA E SNCF 65

3.3 APPLICAZIONI DELL'EUROCODICE NEL REGNO UNITO: ATKINS 68

3.4 APPLICAZIONI DELL'EUROCODICE IN ITALIA 68

3.5 NORMATIVA AMERICANA: AASHTO E FHWA 69

4 PARTE II 73

4.1 INTRODUZIONE 73

5 CARATTERISTICHE DELL'OPERA 75

5.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 75

5.2 DESCRIZIONE DELL'OPERA 76

5.3 VITA DI RIFERIMENTO 80

5.4 AZIONI DI PROGETTO 81

5.5 COMBINAZIONI DELLE AZIONI 82

5.6 DURABILITÀ, COPRIFERRO E CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE 84

5.7 MATERIALI 87

5.7.1 Pali di fondazione: cemento armato 92

5.7.2 Plinti: cemento armato 92

5.7.3 Spalle - Pile: cemento armato 93

5.7.4 Solette: cemento armato 95

5.7.5 Travi: elementi in CAP 96

5.7.6 Controventi e traversi: acciaio 97

5.7.7 Appoggi: elastomeri 100

5.7.8 Giunti: gomma 104

5.7.9 Saldature: acciaio 105

5.7.10 Bulloni: acciaio 108

6 ANALISI EFFETTUATE 112

6.1 MODELLO MIDAS: DESCRIZIONE DELLO SCHEMA COMPLETO 112
6.1.1 Proprietà: materiali 115
6.1.2 Proprietà: sezioni 116
6.1.3 Vincoli 121
6.1.4 Carichi statici 124
6.1.5 Carichi mobili 136
6.1.6 Spettro di risposta 143
6.2 MODELLO MIDAS: ANALISI DI DESIGN E RISULTATI 145
6.2.1 Primo caso: effetto di un inviluppo a Stato Limite di Collasso (SLC) sulla struttura completa 147
6.2.2 Secondo caso: carico variabile imposto dalla variazione di temperatura 164
6.2.3 Terzo caso: flusso veicolare imposto in un unico senso di marcia 179
6.2.4 Quarto caso: effetto dei pesi propri sulla struttura nella fase intermedia (utilizzo di un secondo modello MIDAS semplificato) 197
6.2.5 Quinto caso: effetto del peso proprio dell'acciaio sulle prime travi posizionate (utilizzo di un terzo modello MIDAS semplificato) 214
6.3 MODELLO MIDAS: ANALISI DI BUCKLING E RISULTATI 228
6.3.1 Primo caso: analisi di buckling sulla struttura completa 229
6.3.2 Secondo caso: analisi di buckling sulla struttura nella fase intermedia (utilizzo di un secondo modello MIDAS semplificato) 241
6.3.3 Terzo caso: analisi di buckling sulle prime travi posizionate (utilizzo di un terzo modello MIDAS semplificato) 257

7 CALCOLO CON EUROCODICI 274

7.1 PRIMO CASO: COLLEGAMENTO TRA CONTROVENTI (TRAVE DI 4M IN SOLO ACCIAIO E CASO INTERMEDIO DI TRAVE IN ACCIAIO CON SOLETTA NON REAGENTE) 280
7.2 SECONDO CASO: COLLEGAMENTO TRA CONTROVENTI (TRAVE DI 4M A SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO) 285
7.3 TERZO CASO: TRAVE SINGOLA IN ACCIAIO SU CAMPATA CENTRALE (37,75M) 289
7.4 QUARTO CASO: TRAVE SINGOLA IN ACCIAIO SU PRIMA CAMPATA (37,125M), CONFRONTI VARI SULLE SEI TRAVI DELL'IMPALCATO (IN FASE 1, 2, 3) E SULLE PRIME DUE POSIZIONATE (FASE 1) 294

8 CONCLUSIONI 301

1 Parte I

1.1 Introduzione

La sezione del collasso strutturale abbraccia un grosso ramo dell'Ingegneria Civile che fin dall'antichità è stato oggetto di studi e sviluppi di teorie.
Tutto ciò che è preposto alla progettazione di manufatti e infrastrutture destinati all'utilizzo comune da parte della popolazione ha a che fare con la capacità di contrastare un possibile collasso. Dall'Antico Egitto e dalla Mesopotamia, passando per il Medioevo, con i primi sistemi di ponti levatoi che andavano a preannunciare la creazione degli odierni ponti strallati e, per i soldati francesi che, sotto ordine di Napoleone andavano a costruire dei ponti per avvantaggiare le discese in battaglia in terreni impervi delle truppe, veniva fuori l'embrione dell'Ingegneria Civile e Strutturale.
Chiaramente, associato al concetto di costruire, era presente quello del crollo che però, solo in seguito a diverse concatenazioni di disastri ha potuto far capire il vero e proprio ruolo che doveva rivestire la Scienza delle Costruzioni contro di esso.
Arrivando ai giorni nostri, si è potuto documentare e argomentare diverse tipologie di collassi strutturali, ad esempio di alcuni ponti che, hanno suggerito uno studio nel dettaglio di quelle che potevano essere le problematiche progettuali nelle tipologie di costruzione utilizzate in quegli anni. Basti pensare ai crolli esemplari del ponte Tacoma (1940) che, ha aperto la strada verso un orizzonte di studio in materia di Instabilità Flesso-Torsionale in regime dinamico oppure del Britannia Bridge (1970), che manifestò il collegamento stretto che esisteva tra la Scienza dei Materiali e il collasso strutturale, facendo vedere i danni ingenti che un incendio improvviso poteva provocare a tubi di ferro battuto coperti da un tetto di legno e da un telo di iuta catramata che erano elementi costituenti la tipologia strutturale di suddetto ponte (Åkesson, 2008).
L'obiettivo di questa tesi è volto principalmente a mostrare le analisi che possono essere condotte attraverso gli strumenti che oggi un Ingegnere Civile possiede per andare a dimensionare e verificare una struttura (nel nostro caso un ponte in sezione mista) contro un problema che, sia in regime statico che dinamico può portare problemi, talvolta sfocianti in disastri.
Un fenomeno molto studiato nell'ambito del collasso strutturale è sicuramente quello relativo all'Instabilità dell'equilibrio. Genericamente, quando si fa riferimento all'Instabilità viene in mente una crisi della struttura per compressione, attraverso l'applicazione di un carico di punta ad un elemento snello. L'immagine in Figura 1 fa vedere cosa si immagina all'inizio parlando di carico di Eulero.

Figura 1. Carico di punta (Eulero).

I primi studi sull'Instabilità vennero condotti da Eulero nel '700 ma ovviamente si susseguirono approfondimenti da parte di altri studiosi, soprattutto in seguito a vari crolli che furono registrati. L'Instabilità dell'equilibrio elastico si verifica generalmente in quelli che sono elementi snelli, soggetti a sollecitazione di compressione, ad esempio pilastri di edifici, alberi delle macchine, puntoni nelle travature reticolari, archi e volte sottili o anche gusci cilindrici e sferici soggetti a pressione esterna. Quando si parla di crisi per instabilità è chiaro che essa può riguardare un intero sistema di travi, prima che un singolo elemento. Comprensibilmente possono essere considerati anche casi in cui entra in gioco la complessità della geometria, come ad esempio il caso delle travi a sezione rettangolare sottile, dove la disparità tra l'ordine di grandezza dei due momenti centrali d'inerzia, può provocare, in una trave inflessa, un improvviso avvitamento torsionale (svergolamento).
Lo sbandamento nel piano di minor rigidezza, dunque, sommato a un avvitamento torsionale danno vita all' Instabilità Flesso Torsionale (Lateral Torsional Buckling) che, venne studiato in maniera approfondita dopo alcuni collassi storici che condussero gli scienziati ad approfondirne gli studi cercando di ovviare a quelle che potevano essere delle problematiche costruttive che potevano portare al disastro ancor prima dell'ultimazione della costruzione. Una testimonianza che fa comprendere molto bene il tipo di collasso prematuro preso in esame è sicuramente il recente caso del ponte Marcy che mostra quanto, soprattutto in strutture metalliche, tale fenomeno, interessi le costruzioni di una certa grandezza già nelle fasi costruttive. Nell'immagine sottostante si può apprezzare l'Instabilità oggetto di studio.

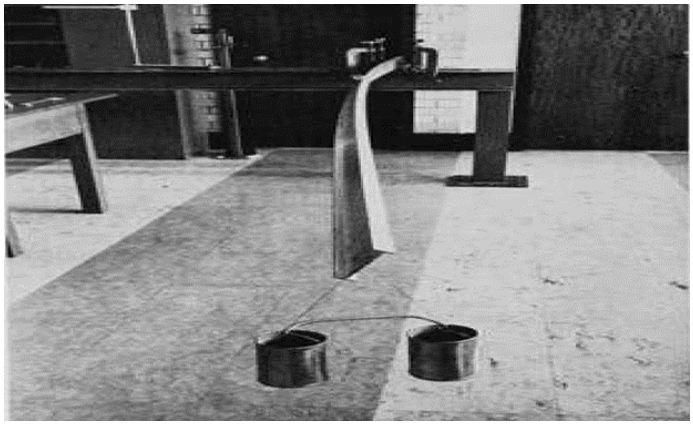


Figura 2. Instabilità flesso-torsionale su trave in acciaio.

2 Collassi strutturali e studi scientifici

I collassi dei ponti vengono studiati fin da quando, migliaia di anni fa, la costruzione dei ponti è iniziata. In larga parte, si può dire, le conoscenze tecniche associate all'ingegneria dei ponti, oggi, si basano sull'esperienza dei precedenti collassi. Nel secolo scorso, gli ingegneri strutturisti hanno acquisito in modo sostanziale, tante informazioni fondamentali per la progettazione, dallo studio dei guasti storici dei ponti. Cosa si intende per ponte? Quali sono le cause, le motivazioni, i problemi che rendono necessaria una sua ideazione? La AASHTO (Association of American State Highway and Transportation Officials) viene incontro a queste domande dando una definizione generale di questa tipologia di opera, nel 1999: "una struttura, compresi i supporti, eretta su una depressione o un ostacolo come l'acqua, l'autostrada o la ferrovia, avente un binario o un passaggio per il traffico o il trasporto di altri carichi in movimento e avente un'apertura misurata sul centro della carreggiata di oltre 6 m tra le spalle o le linee delle imposte degli archi o parti estreme di strutture scatolari. Per quanto concerne l'ambito dei crolli, ogni crollo di un ponte ha le sue caratteristiche uniche che rendono difficile generalizzare le cause dei guasti anche se, esistono sicuramente meccanismi più comuni di altri nei collassi di tutto il mondo. I fattori classificati come naturali (inondazioni, erosioni, terremoti, frane, vento, ecc.) e i fattori umani (progettazione e metodo di costruzione impropri, collisione, sovraccarico, incendio, corrosione, mancanza di ispezione e manutenzione, ecc.) hanno fatto in modo di rivalutare le modalità di collasso di alcuni ponti storici. Prendendo in considerazione il caso della Cina, come giustamente riportato da (Tan, Elbaz et all., 2020), il boom economico ha accelerato l'urbanizzazione negli ultimi quattro decenni.

L'urbanizzazione porta ad un continuo aumento della domanda di infrastrutture urbane, inclusi ponti, autostrade, sistemi di approvvigionamento idrico e fognario, condutture elettriche ed elettroniche e sistemi metropolitani. Tuttavia, la vita di servizio di queste strutture infrastrutturali spesso è inferiore alla vita prevista a causa di fenomeni naturali (ad esempio, terremoti, inondazioni, tifoni, cedimenti del suolo) e mancanza di competenze adeguate e di un concetto di sostenibilità del livello di gestione. Alcune strutture sono crollate durante la costruzione, mentre altre son collassate durante la loro vita di servizio, il che ha avuto impatti dannosi sulla comunità sociale e sull'ambiente. I guasti ai ponti rappresentano uno dei più gravi problemi riguardanti le infrastrutture che il mondo deve affrontare oggi e, di solito, causano perdite economiche significative e vittime.

Ciò ha suscitato una notevole attenzione da parte di progettisti, ingegneri e ricercatori. I guasti ai ponti rappresentano infatti, se non opportunamente tenuti sotto controllo, una minaccia imminente per la vita durante la loro vita utile, il che rafforza la necessità di implementare valutazioni di sostenibilità aggiornate e una mitigazione ottimale delle procedure di rischio. Pertanto, secondo i ricercatori, è necessario concentrarsi sul facilitare la valutazione del rischio di cedimento del ponte e istituire un solido sistema di gestione dei ponti.

L'attuale sistema di gestione dei ponti, illustrato da Tan, Elbaz et all., 2020, è il BMS, il quale include diversi metodi: (i) la "grey system theory" e le reti bayesiane; (ii) processo di gerarchia analitica (AHP) e una valutazione globale chiamata FCE; (iii) valutazione completa basata sull'ispezione in loco. La "grey system theory" e le reti bayesiane sono utilizzate genericamente per prevedere le condizioni tecniche dei ponti. Recentemente, vengono utilizzate pratiche moderne basate su "Fault tree analysis" (FTA) e "Strategic environmental assessment" (SEA) per la sostenibilità. In particolare, la FTA e la valutazione ambientale strategica (VAS) vengono utilizzate per formulare le linee guida per la gestione globale. L'FTA è un approccio ragionevole e appropriato per l'identificazione dei guasti, che può aiutare l'identificazione dei percorsi di guasto. La VAS è uno strumento efficace per integrare i principi della società, economia e ambiente, che rappresenta i tre pilastri della sostenibilità. Interessante vedere, come in (Tan, Elbaz et all., 2020) venga condotto uno studio in termini di sostenibilità per quanto riguarda il caso storico del ponte Zijin, in Cina appunto. Risulta stimolante interrogarsi sul ruolo che l'uomo ha sui crolli. Come mostrato dall'immagine nella pagina successiva, la percentuale di collassi causati da fattori antropici (69,6%) è molto maggiore di quella dei fattori naturali (30,4%) a dimostrazione del fatto che, i problemi di gestione relativi alla costruzione, progettazione, manutenzione e supervisione sono cause principali di collasso e non possono essere sottovalutate.

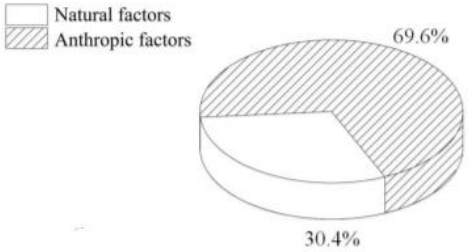


Figura 3. Percentuali di collasso per fattori naturali e antropici.

Sempre secondo (Tan, Elbaz et all., 2020), la maggior parte dei ponti crollati è arrivata al collasso negli intervalli di età di 0-10 e 10-20 anni, con una percentuale del 30,3% e 33,8%, rispettivamente, mentre solo il 2,1% dei ponti crollati ha una vita utile di oltre 50 anni.
La bassa vita utile dei ponti è, sicuramente, uno spreco di risorse sociali e risulta dannosa per l'ambiente. Inoltre, la percentuale di collasso dei ponti, secondo lo studio in esame, entro 10-20 anni di vita utile è la più alta, piuttosto che nel periodo iniziale di servizio (0-10 anni), il che dimostra che i problemi di gestione nella fase di servizio del ponte non possono essere ignorati.

2.1 Collassi strutturali reali per instabilità flesso-torsionale

La classificazione e la designazione del tipo di collasso strutturale, può essere ricondotta a tre modalità principali che, al loro interno, contengono modalità più dettagliate. Le tipologie di cedimento del ponte sono state classificate in: (i) collasso totale, il che significa che tutti gli elementi principali di una campata o di più campate hanno subito una grave deformazione tale che nessuna corsia sia percorribile, e (ii) collasso parziale, che significa che tutti o alcuni dei componenti principali di una campata o di più campate hanno subito una grave deformazione tale che le vite di coloro che viaggiano sopra o sotto la struttura sarebbero in pericolo. L'ultimo tipo di cedimento è (iii) "distress", il guasto tensionale, da sopportazione, il che significa che alcuni elementi del ponte non possono sopportare il carico e mostrano la necessità di manutenzione solo per le deformazioni mentre il ponte è ancora utilizzabile. La distribuzione dei collassi dei ponti in base al tipo di guasto è mostrata in Figura 4, presa da (Lee, Mohan et all., 2013). Il 54% dei ponti ha subito un crollo totale, il 45% ha avuto un collasso parziale e solo l'1% ha riportato fallimenti di emergenza. La questione chiave qui è la definizione dei vari gradi di crolli parziali. Altre informazioni importanti vengono fornite sempre da (Lee, Mohan et all., 2013) per i ponti collassati tra il 1980 e il 2012: il 97% dei guasti dei ponti si sono verificati durante la loro vita utile, mentre solo il 3% ha avuto un cedimento durante la costruzione.

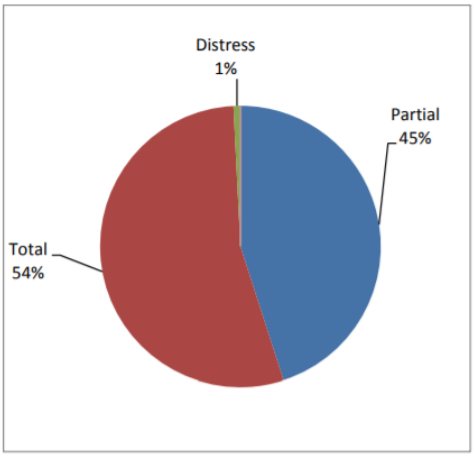


Figura 4. Distribuzione dei collassi in base al tipo di guasto.

Le principali cause di cedimento del ponte sono state classificate in tre categorie: (i) cause interne di guasto, (ii) cause esterne di guasto e (iii) guasti "a cascata". Con quest'ultimo termine, di fatto, si intende il processo secondo cui, la rottura di un elemento principale del ponte possa provocare la rottura dell'elemento adiacente, innescando così una reazione a catena con un effetto domino, devastante per la struttura. Come riportato in (Lee, Mohan et all., 2013), il rapporto del National Bridge Inventory (FHWA 2001) stimava che esistessero, come ricorda (Reza Choudhury, Hasnat, 2015), 691.060 ponti solo negli Stati Uniti in quel periodo e, la Federal Highway Administration valutò quasi il 30% di questi ponti come difettosi. Wardhana e Hadipriono (2003) hanno concluso che negli Stati Uniti i motivi più frequenti dei cedimenti dei ponti non erano dovuti a difetti di progettazione e costruzione, ma a causa di inondazioni e collisioni. Il sovraccarico del ponte e le forze di impatto laterale di camion, chiatte, navi e treni hanno rappresentato circa il 20% dei collassi strutturali totali.
Le principali cause di cedimento dei ponti sono state classificate come carenze nella progettazione, nei dettagli, nella costruzione, manutenzione, uso di materiali deboli e considerazione inadeguata di eventi esterni. Una carenza nella progettazione potrebbe nascondere errori, sviste, omissioni o difetti concettuali che potrebbero essersi verificati durante il processo di progettazione del ponte. La cura del dettaglio è una fase tra il periodo di progettazione e quello di costruzione, in cui i dettagli del progetto strutturale sono preparati per la loro implementazione tramite disegni esecutivi. Il progetto dei dettagli viene comunemente eseguito dagli appaltatori e approvato dagli ingegneri. Spesso vengono apportate, da questi ultimi delle modifiche, sottolineando la lavorabilità e la costruibilità della struttura. I progettisti, è chiaro, cercano di evitare i fallimenti analizzando le cause dei collassi e imparando da essi: come sempre, nel campo dell'Ingegneria, grazie ai disastri esiste il progresso scientifico. Come ricorda anche Åkesson, 2008, infatti, secondo l'ipotesi presentata da due scienziati britannici nel 1977, P.G. Sibly e A.C. Walker, si possono considerare cinque casi di failure nella storia che rappresentano un cambio di paradigma rispetto alla conoscenza e alla comprensione di base delle strutture dei ponti:
– Dee Bridge 1847
– Tay Bridge 1879
– Quebec Bridge 1907
– Tacoma Narrows Bridge 1940
– The Box-Girder Bridge Failures 1969–1971
Ciascuno di questi casi di collasso strutturale ha dato il suo contributo unico alla conoscenza generale della statica e della dinamica dei ponti, e come vedremo, alcuni di essi sono strettamente legati all'argomento trattato in questa tesi, ossia l'instabilità flesso-torsionale.
Lo sviluppo di nuovi materiali e nuove e più efficienti forme di sottostruttura e sovrastruttura, nonché nuove tecnologie di costruzione, hanno portato a campate più lunghe, richiedendo ovviamente una più attenta considerazione di alcuni dei fattori menzionati e un occhio di riguardo per la sostenibilità. Inoltre, è responsabilità degli ingegneri e degli appaltatori acquisire esperienza da ogni crollo e assicurarsi che il prossimo ponte sia più sicuro. Come riportato in Figura 5, si può chiaramente vedere con che proporzionalità si presentano le principali cause di collasso di ponti. In questo lavoro ci occuperemo dei collassi per instabilità flesso-torsionale. In particolare, ci concentreremo su instabilità indotte da forze statiche, con accenno a quelle di natura dinamica.

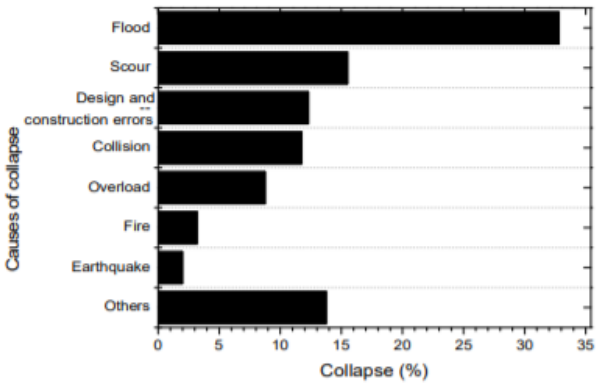


Figura 5. Cause principali di collasso strutturale di ponti.

È molto importante sottolineare come, il crollo di ponti sia durante la costruzione che durante il servizio sia stato uno dei fattori fondamentali per lo sviluppo delle specifiche di progettazione e costruzione che utilizziamo oggi. Su questa problematica, relativa alla fase di servizio e costruzione, strettamente collegata all'instabilità flesso-torsionale, si baserà buona parte del racconto sulla storia dei collassi. Risulta importante spiegare, come viene ricordato in (Rageh, Salem et all., 2016), in che modo alcune nuove scoperte in termini di ingegneria strutturale siano tuttora ricordate in maniera singolare. Come non rammentare infatti, che la flessibilità degli impalcati da ponte usati in passato (ossia la loro carenza di rigidezza) causò non solo problemi di vibrazioni e oscillazioni durante il carico dato dal vento, ma anche, ad esempio, quando passavano le truppe in marcia. Attraverso l'effetto combinato del vento forte e del passo cadenzato in risonanza con le frequenze proprie del ponte, una folta schiera di soldati in marcia, nel 1850 sollecitò il ponte sospeso sul fiume Maine ad Angers, in Francia, con vibrazioni violente. Il ponte crollò e, 226 soldati persero la vita. Questa tragedia ebbe un impatto importante sulla progettazione dei ponti sospesi e, ad esempio, sul ponte Albert, costruito nel 1873 sul fiume Tamigi a Londra, un cartello affisso diceva: "Tutte le truppe devono rompere il passo quando si marcia su questo ponte "(il cartello è ancora lì appeso!).

2.1.1 Il caso dinamico: Tacoma Narrows Bridge (1940)

Le forze e le vibrazioni indotte dal vento hanno portato a un gran numero di guasti. Uno dei casi più eclatanti di crollo per instabilità flesso-torsionale, in particolar modo per il caso dinamico, è quello rappresentato dal Ponte Tacoma, negli Stati Uniti. Il ponte fu messo in servizio nel luglio 1940, si trovava sul Tacoma Narrows nel Puget Sound, a circa 60 chilometri a sud di Seattle, nello Stato di Washington: crollò nel novembre dello stesso anno. Il disastro del Tacoma Narrows Bridge è uno dei migliori esempi di crolli di ponti provocati dal vento. La forza aerostatica indotta dal vento e le forze aerodinamiche rappresentano le principali sfide nella progettazione di ponti, in particolare per ponti con lunghe campate flessibili. Boonyapinyo et al., nel 1994, come riportato da Reza Choudhury, Hasnat, 2015, hanno classificato l'instabilità aerostatica in due tipi a seconda delle modalità di instabilità statica, vale a dire, divergenza torsionale e instabilità flesso-torsionale. La vibrazione aerodinamica è solitamente causata invece, da tre diversi tipi di oscillazioni, vale a dire: flutter, buffeting e oscillazione indotta dal distacco di vortici, il cosiddetto vortex shedding (Scanlan 1998). Queste forze portano a grandi spostamenti e sollecitazioni che possono superare la capacità portante delle strutture dei ponti con conseguente crollo degli stessi (Scanlan 1998).
Il crollo del Tacoma Narrows Bridge è forse il migliore cedimento registrato e documentato di ponti nella storia dell'ingegneria: lo spettacolare e prolungato processo di guasto è stato catturato con ampie riprese dal vivo, che forniscono un documento unico per il comitato investigativo e per le società di ingegneria in generale. Da allora il filmato è stato utilizzato nelle lezioni di ingegneria civile in tutto il mondo per scopi didattici, ed è un video molto istruttivo che mostra le conseguenze del trascurare forze dinamiche nella progettazione e costruzione di ponti sospesi. Il 7 novembre 1940, con un vento che soffiava a una velocità di circa 60 km/h, il ponte ha iniziato a torcersi e oscillare violentemente, come ben visibile in Figura 6a. Il ponte iniziò a torcersi, attraverso il cosiddetto movimento di "twisting", con un angolo di circa 45 gradi, formando due onde e oscillando su e giù di un metro e più. Come visibile nell'immagine di Figura 6b, estratta sempre da (Reza Choudhury, Hasnat, 2015), le oscillazioni di picco, mentre il ponte si lacerava, raggiunsero gli 8 metri (Levy e Salvadori 1992, Feld e Carper 1997). La Federal Works Agency (FWA) ha indagato sul crollo del Tacoma Narrows Bridge e ha scoperto che il ponte era ben progettato e ben costruito a livello statico ma, sebbene possa resistere in sicurezza a tutte le forze statiche, il vento ha causato oscillazioni estreme che hanno causato il cedimento del ponte.

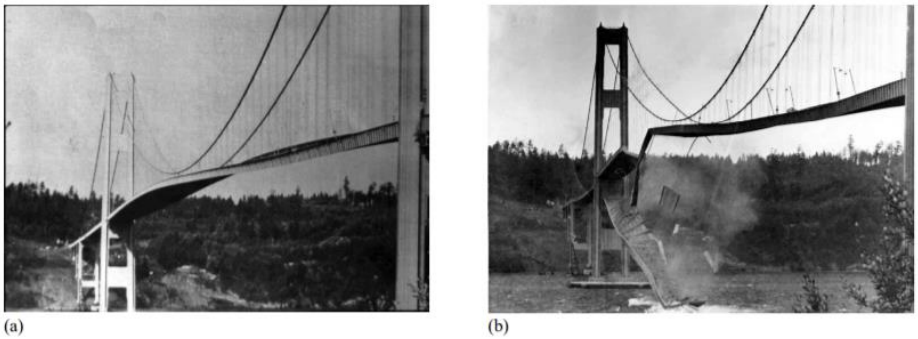


Figura 6. Fasi di crollo del Ponte Tacoma.

Il ponte Tacoma è stato costruito come un ponte sospeso lungo 1660 metri con una campata principale di 853 metri (vedi Figura 6a), il terzo ponte sospeso più lungo del mondo a quel tempo. L'impalcato del ponte era largo 11,9 metri, sostenuto da due travi in lamiera ad I alte 2,45 metri.
Il giorno del crollo, a causa della lunga durata delle violente oscillazioni, il traffico venne bloccato e il ponte venne chiuso in tempo prima del crollo finale, quindi fortunatamente non ci furono vittime. Immediatamente venne convocato un comitato per indagare sulle cause del crollo.
Il gruppo era composto, come ricordato in (Åkesson, 2008) da tre illustri ingegneri: Othmar Ammann (capo progettista del George Washington Bridge e collaboratore personale di Strauss nella progettazione del Golden Gate Bridge), Glenn B. Woodruff (consulente tecnico presso il George Washington Bridge) e Theodore von Kármán (un noto professore di aeronautica e astronautica). Nel marzo 1941, quattro mesi dopo il crollo, riferirono:
"Le eccessive oscillazioni verticali e torsionali sono state rese possibili dallo straordinario grado di flessibilità della struttura e dalla sua capacità relativamente ridotta di assorbire forze dinamiche. Non ci si rese conto che le forze aerodinamiche che si erano rivelate disastrose in passato per ponti sospesi flessibili molto più leggeri e più corti avrebbero influenzato una struttura di tale portata come il Tacoma Narrows Bridge, sebbene la sua flessibilità fosse notevolmente superiore a quella di qualsiasi altro lungo ponte sospeso".
Il comitato concluse che il ponte era stato progettato correttamente secondo i codici dell'epoca in materia di rigidezza e resistenza, i quali erano adeguati alla pressione statica del vento, per velocità dello stesso vicine a tre volte in più di quelle registrate quella mattina fatale del novembre 1940. Tuttavia, non prendevano in considerazione la possibilità di instabilità aerodinamica. I test in galleria del vento, fatti a posteriori, hanno confermato, infatti, che il ponte era decisamente suscettibile a un fenomeno noto come "distacco di vortici" (in inglese "vortex shedding"), noto agli esperti di aerodinamica di quel periodo. Tale fenomeno, riusciva a creare un sistema di movimenti verticali che, se condizionati dalla risonanza in frequenza della sollecitazione ventosa rispetto alla frequenza fondamentale del ponte, avrebbe aumentato l'ampiezza di oscillazione fino ad arrivare a lunghezze d'onda mostruose, come mostrate nella figura sottostante, presa da (Åkesson, 2008).

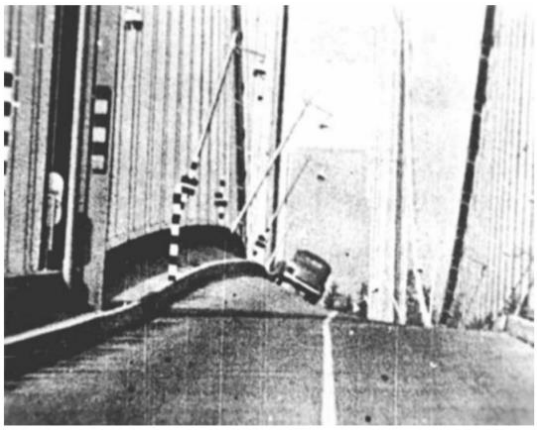


Figura 7. Le impressionanti oscillazioni sul ponte Tacoma poco prima del crollo, indotte dal fenomeno di risonanza, dovuto al vento.

2.1.2 Il caso del Route 17 (Future I-86), New York (2010)

Venendo al caso dell'instabilità flesso-torsionale in regime statico in fase di costruzione, si può analizzare il caso del Route 17, un ponte in costruzione vicino a New York, crollato nel 2010. Come riportato da NHI, 2015, la struttura in costruzione era costituita da un ponte a travi e due lamiere d'acciaio parallele continue su due campate che doveva sorreggere la I-86 nello Stato di New York. Le travi erano suddivise in tre segmenti, con una sezione centrale che si estendeva a cavallo della pila e due sezioni di estremità, che avevano origine in corrispondenza delle giunzioni con il pezzo centrale e terminavano, invece, in corrispondenza delle spalle. Le travi erano erette su telai di puntellamento temporanei in acciaio, situati su ciascun lato della pila. Ogni telaio provvisorio consisteva in due torri in acciaio e una singola trave di puntellamento in acciaio W33 che si estendeva tra le torri in una semplice configurazione in semplice appoggio. La trave W33 poggiava su un apposito traverso (W12) in cima a ciascuna torre. Ogni telaio è stato posizionato su due "stuoie di distribuzione" in legno, una alla base di ogni torre, come si può osservare in Figura 8 (NHI, 2015).
I cinque segmenti centrali delle travi sopra la pila sono stati eretti un giovedì dell'estate 2010 e, secondo quanto riferito, avevano tutte le traverse e le diagonali della flangia inferiore installate, con connessioni parzialmente bullonate. A causa delle cattive previsioni del tempo del venerdì, non è stato eseguito un lavoro aggiuntivo.
Sabato sera, l'ingegnere incaricato è stato avvisato di un forte scoppio e, arrivato in situ, trovò le travi del ponte appoggiate in modo precario sulla parte alta della pila con il telaio provvisorio in acciaio parzialmente collassato, come mostrato sempre nella figura sottostante.

Figura 8. Collasso del telaio provvisorio e delle travi sulla pila centrale del Route 17.

Le condizioni metereologiche intercorse tra l'erezione del ponte e il collasso erano abbastanza comuni. Questo ha portato a scoprire, grazie a una successiva analisi condotta da parte del proprietario molteplici problemi con il telaio provvisorio. Furono individuate, infatti, carenze in termini di capacità rispetto all'instabilità flesso-torsionale della trave (W33) di suddetto telaio provvisorio e, problematiche relative allo snervamento sulla flangia superiore del W33, dove poggiavano le travi del ponte.

2.1.3 Red Mountain Freeway, Arizona (2007)

Il crollo della Red Mountain Freeway si verificò durante la costruzione della superstrada di montagna vicino a Power Road, a Mesa, in Arizona. Due ponti erano in costruzione: uno a otto campate che indirizzava il traffico in direzione ovest e uno a nove campate che andava in direzione est. Il crollo avvenne nella quinta campata della struttura in direzione ovest, che consisteva, come riportato sempre da NHI, 2015, in una struttura di cemento armato precompresso di 1,60m di altezza e una configurazione a campata semplice di 34,74m. Nel luglio 2007 furono erette tali travi della campata n°5 della struttura in direzione ovest, gravanti su cuscinetti elastomerici. Il punto fondamentale del collasso per instabilità fu che, non fu installato alcun controvento temporaneo per fornire stabilità laterale. Questa assenza di rinforzo laterale portò a collasso, il 9 agosto 2007, nove degli undici elementi prefabbricati: le travi di cemento armato precompresso nella campata n°5 crollarono prima del posizionamento dell'impalcato e dei diaframmi di calcestruzzo da gettare in opera.
Un'indagine (CTL Group, 2007) avviata dal proprietario arrivò alla conclusione che la causa probabile del cedimento fu l'instabilità laterale delle travi esterne. Questa instabilità, della prima trave esterna, portò a un successivo rotolamento, rotazione e/o scorrimento della stessa, che innescò, a sua volta, un crollo progressivo delle otto travi adiacenti. Il rapporto affermò, inoltre, che, l'instabilità della trave fu probabilmente imposta dall'eccentricità del cuscinetto, dall'incurvamento della trave stessa (sweep) e da una pendenza non livellata della superficie del cuscinetto.
Nella figura sottostante, è possibile vedere summenzionato ponte, subito dopo il collasso.

Figura 9. Il Red Mountain Freeway subito dopo il collasso, avvenuto per instabilità.

2.1.4 East Bound I-80/94 to North Bound IL 394, rampa J (2006)

Un caso molto simile al precedente (Red Mountain Freeway), inteso come crollo per instabilità fu quello relativo alla ricostruzione dello svincolo I-80/94 / IL 394 che includeva l'ampliamento e riconfigurazione dell'interscambio per fornire un migliore flusso di traffico. Il miglioramento delle geometrie richiedeva la costruzione di due strutture a rampa curva sopraelevata, chiamate rampe G e J. A causa della pianificazione dei lavori e dei pacchetti di contratto, le due rampe furono erette da diversi appaltatori. Durante il montaggio della seconda unità in acciaio a tre campate della rampa J, si verificò un crollo.
L'erezione dell'unità n°2 iniziò con la campata n°6 dal giunto di dilatazione alla pila n°7, posizionando le travi dall'esterno della curva verso l'interno. In Figura 10 è presentato il layout della trave nell'Unità n°2.

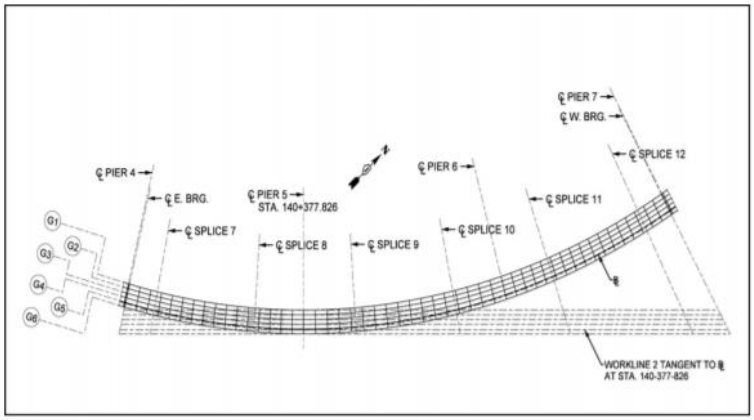


Figura 10. Layout del ponte in esame.

Anche in questo caso, vennero utilizzate delle strutture provvisorie vicino alla mezzeria per sostenere le due travi esterne (n. 5 e n. 6). Vennero posizionati alcuni rinforzi laterali, però serrati con le dita, secondo quanto riportato sempre da (NHI, 2015). I successivi segmenti della trave, estendendosi sopra la pila n°6, sono stati eretti e le giunzioni completamente imbullonate.
Una volta che tutte e sei le file di travi furono posizionate nella campata n°6, la struttura provvisoria venne spostata. Una gru sollevò una trave di tale struttura per ridurre la pressione e consentire ai martinetti di suddetta di allentare la pressatura. Dopo che i martinetti furono rilasciati, i lavoratori iniziarono a smontare la struttura temporanea, causando però, lo spostamento verso l'esterno delle travi della campata n°6 che, successivamente si instabilizzarono. Ci fu un susseguente collasso della struttura che provocò la morte di un operaio siderurgico e il ferimento di altri tre. In Figura 11, si può apprezzare un'immagine del tratto di svincolo, in corrispondenza della pila n°6, subito dopo il crollo.

Figura 11. Immagine post-collasso del ponte, guardando verso la pila n°6.

2.1.5 I-70 Bridge, Colorado (2004)

Rimanendo sempre in tema, un altro caso è rappresentato dall'I-70 Bridge, in Colorado, collassato nel 2004 per instabilità. Il ponte era costituito da due piastre in lamiera d'acciaio, ciascuna lunga 59,13 metri, composte da una campata di 46,93 metri e 15,24 metri con schema a sbalzo. Per sostenere l'ampliamento della pila centrale fu previsto l'utilizzo di una struttura esistente durante la chiusura notturna dell'autostrada sottostante. Tale caso fu molto in vista poiché, il responsabile della sicurezza della fase di erezione, fu constatato essere senza titolo ingegneristico e fu, nonostante questo, incaricato di sviluppare il progetto di rinforzo per la singola trave utilizzando uno schizzo disegnato a mano. Le successive indagini indicarono diversi problemi nell'installazione della trave. Essa era stata installata infatti, con più di quattro gradi fuori piombo dalla spalla, inclinata verso il ponte esistente, e fuori piombo di oltre due gradi in corrispondenza della pila. Una perturbazione fredda e ventosa posticipò di oltre tre giorni l'erezione della seconda e terza trave, necessarie per l'allargamento, oltre che per le travi trasversali. In queste condizioni, l'unica trave eretta crollò, ruotando e afflosciandosi su un fianco, provocando tre morti. Un'analisi agli elementi finiti del collasso della trave, condotta dall'FHWA, mostrò come, il ritardo nel montaggio della seconda e terza trave e la rimozione del secondo di cinque controventi angolari, portarono ad avere uno schema strutturale libero di instabilizzarsi immediatamente, tenuto conto anche dell'angolo fuori piombo che assicurò la roto-traslazione (NHI, 2015). Nella figura sottostante si può vedere un'immagine subito dopo il cedimento strutturale.

Figura 12. I-70 Bridge subito dopo il crollo.

2.1.6 SR69 sul Tennessee River (1995)

Sempre in (NHI, 2015), è riportato il caso simbolico, per quanto riguarda l'instabilità flesso-torsionale, del ponte SR69 sul fiume Tennessee, il quale consisteva in 16 campate per un totale di 882m di lunghezza. Esse erano suddivise in 13 "di accesso" e 3 "di attraversamento" denominate 14, 15 e 16 con una lunghezza, rispettivamente, di 103,6m, 160m e 103,78m di lunghezza.
Ciascuna era sostenuta da tre travi in acciaio distanziate di 6,35m dal centro (trasversalmente). Le travi principali erano rinforzate attraverso delle travi trasversali distanziate di circa 7,5m dal centro. Nel maggio 1995, come raccontato in (NHI, 2015), erano in corso i lavori di costruzione della campata principale del fiume. Furono erette due travi e furono installate le traverse, imbullonate nelle campate 14 e 15. Le travi furono montate a sbalzo sulla pila n°15 e predisposte per la giunzione nella campata n°16. Come riportato successivamente al crollo finale, la trave eretta nella campata n°15, creò dei problemi nel suo montaggio (Wiss, Janney, Elstner Assoc., Inc., 1995). Il problema era di adattamento: una rotazione della trave portò la stessa a perdere l'orientamento verso la pila e ad avere un disallineamento tra fori e bulloni nei pezzi corrispondenti. Gli addetti all'erezione si sforzarono di

correggere questo problema allacciando un telaio a croce nel punto in cui sussisteva il contatto tra quest'ultima trave e la trave adiacente. Una volta rimossa la traversa danneggiata per sostituirla, rimase l'ultima trave eretta di circa 61m di lunghezza senza rinforzo e il ponte crollò poco dopo.
È importante vedere, in Figura 13, l'impostazione e la progressione del montaggio del ponte, guardando a valle, al momento del crollo.

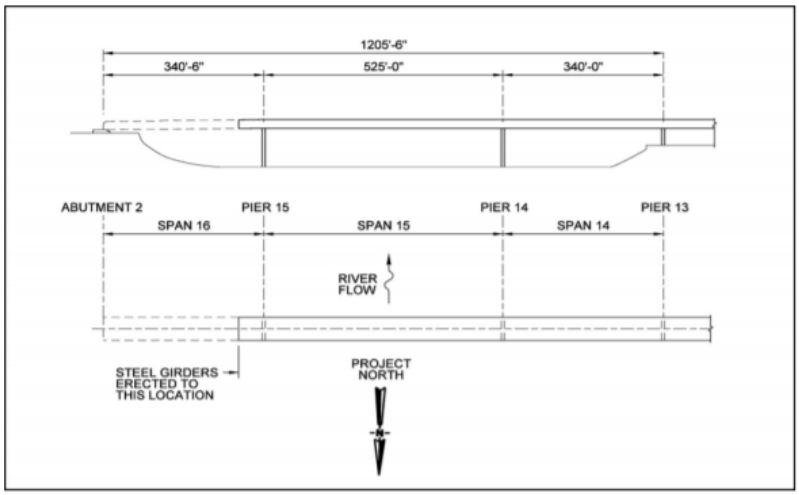


Figura 13. Montaggio del ponte SR 69 al momento del crollo.

Tale crollo, provocò una morte e diversi feriti. La figura sottostante è una fotografia estratta dal rapporto di Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc. che, secondo quanto riferito, fu scattata entro poche ore dal crollo. A testimonianza di questo fatto, il telaio a croce che venne rimosso si può scorgere nella parte destra della fotografia, ancora attaccato alla gru. Una a successiva analisi attribuì il collasso, come si può capire bene dall'ultima immagine menzionata, all'instabilità flesso-torsionale della trave, generata dalla grande lunghezza non rinforzata della flangia in compressione, da cui era stato rimosso il telaio a croce.

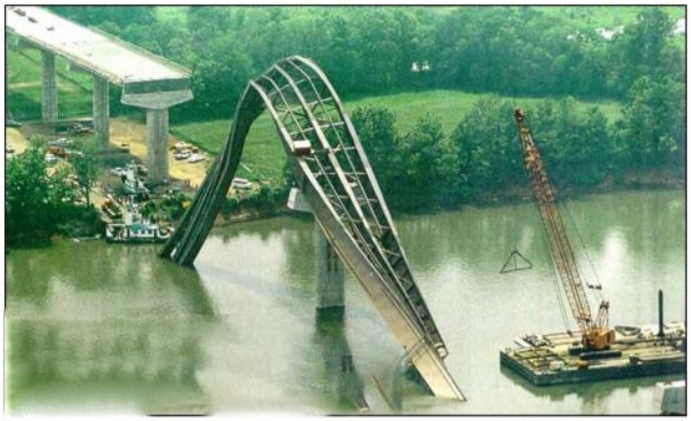


Figura 14. Il ponte SR69 subito dopo il collasso strutturale.

2.1.7 Quebec Bridge sopra St. Lawrence (1907)

Sempre in (NHI, 2015), è riportato un altro caso relativo a crollo dovuto all'instabilità laterale. Il Quebec Bridge fu progettato come ponte a sbalzo con una luce libera di 548,64m, il più lungo del mondo, all'epoca. Il ponte era stato originariamente progettato dalla Phoenix Company, che era responsabile della progettazione e dell'erezione, con una lunghezza iniziale di 487,68m, aumentata poi a 548,64m. Alle 17:31 nel pomeriggio del 29 agosto 1907, il braccio sud del ponte a sbalzo, in costruzione a nord del Quebec, sul fiume San Lorenzo crollò.
Il New York Times riferì che il suono del crollo venne chiaramente sentito in Quebec, fino a nove miglia di distanza. Degli 86 operai sul ponte al momento del crollo, 75 morirono; la maggior parte dei corpi non furono mai recuperati (Rosenberger, J., 2004). Dopo il disastro, vennero condotti alcuni studi e si scoprì che, durante l'erezione, nel mese di giugno, alcuni elementi del braccio sud non erano allineati (Pearson, C. e Delatte, N., 2006). Questo fu attribuito a tolleranze di fabbricazione e vennero effettuati particolari aggiustamenti degli elementi sul campo per consentire i collegamenti. Con il progredire del lavoro, ulteriori deformazioni delle aste furono segnalate, comprese quelle dovute alla compressione in prossimità della pila. All'inizio di agosto, la flessione venne segnalata in due punti inferiori (sollecitati a compressione) del braccio a sbalzo. Quando le deformazioni furono segnalate al capo ingegnere progettista della Phoenix Company, egli li attribuì alla fabbricazione, mentre altri sostennero che tali deformazioni fossero dovute a urti accidentali. A fine agosto il ponte crollò e, come ricordato in (Åkesson, 2008) e NHI, 2015, una Commissione Reale fu convocata dal Governatore Generale del Canada, composta da tre ingegneri civili. La relazione della Commissione concluse che la causa immediata del collasso stava nei correnti compressi A9R e A9L nel braccio di ancoraggio, il cui progetto è risultato difettoso. In particolare, gli elementi stabilizzanti (i diagonali trasversali e orizzontali) non furono abbastanza robusti da resistere alla instabilità laterale e, probabilmente, a posteriori, torsionale, fuori dal piano, dei correnti compressi. Nella figura sottostante, si possono apprezzare due immagini del ponte a sbalzo in costruzione, estratte da (Åkesson, 2008) e (NHI, 2015), prima e dopo il disastro.

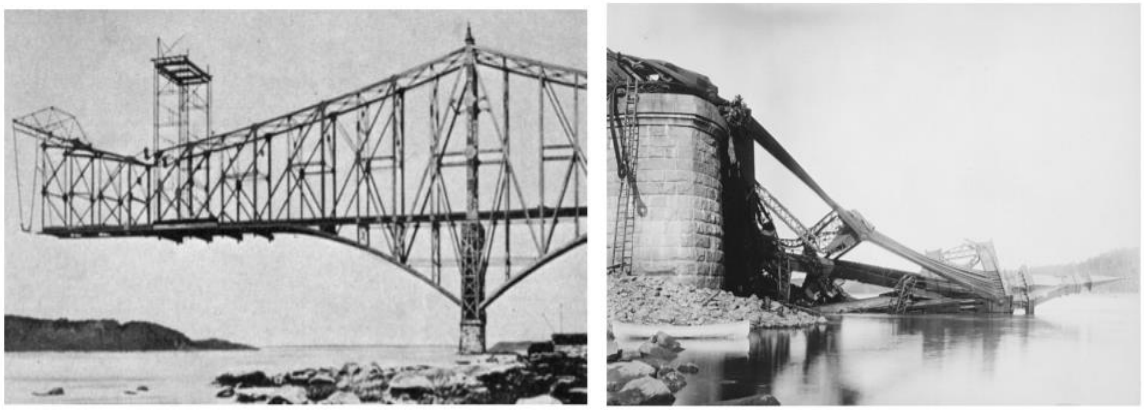


Figura 15. Quebec Bridge prima e dopo il disastro: una causa fu probabilmente l'instabilità laterale.

2.1.8 Il caso svedese: Sandö Bridge (1939)

Un caso di instabilità laterale proposto da Åkesson, 2008, è quello che riguarda il crollo del ponte Sandö, durante la fase di costruzione. Quando nel 1937 fu presa la decisione di fare un ponte sul fiume Ångermanälven, a Sandö - per sostituire il traghetto esistente - la scelta cadde su un ponte ad arco in cemento, che doveva diventare il più lungo del mondo. Il fiume si trovava a circa 450 chilometri a nord di Stoccolma, la capitale della Svezia. La costruzione della struttura provvisoria iniziò nell'aprile 1938 con il ponte in legname lungo 247,5 metri.
L'arco doveva possedere una cassaforma autoportante durante il getto del calcestruzzo. Nel maggio 1939 l'arco in legno fu completato e spedito già in posizione per le successive lavorazioni. Scegliendo di creare un ponte ad arco in cemento, era abbastanza chiaro che prima si doveva creare lo stesso in legno, in modo da utilizzarlo come modello da "riempire", come struttura di appoggio autoportante, ma temporanea.
La forma dell'arco fu scelta in modo che la curva delle pressioni del carico uniforme coincidesse con la sua linea d'asse. Il 31 agosto 1939, restava da gettare solo un breve tratto sulla sommità dell'arco. Gli operai avevano per diversi giorni sentito delle fastidiose vibrazioni provenienti dal ponte, ma nel tardo pomeriggio di questa particolare giornata un rumore proveniente dall'interno della struttura improvvisamente si trasformò in un grande ruggito e il ponte iniziò a crollare. Come il ponte cadde nel fiume, un tuono, esattamente come un terremoto, si udì per diverse miglia intorno. Una enorme ondata d'acqua inondò le rive e, in tutte le case vicine al fiume esplosero i vetri delle finestre. Nel giro di pochi secondi questa enorme struttura, sotto il peso proprio dell'arco in legno e il peso aggiuntivo del calcestruzzo, crollò senza lasciare nulla, se non il vuoto dietro. Dei 30-40 operai che erano ancora sul ponte, 18 morirono. Dopo il disastro, Il professor C. Forssell suggerì che il collasso fosse dovuto a instabilità laterale delle flange in legno inchiodate all'arco, ma questa spiegazione fu respinta fino al 1961, quando Hjalmar Granholm, della Chalmers University of Technology di Göteborg, finalmente, portò alla luce la causa, e riuscì a provare, che la rigidità flessionale delle flange costruite era troppo bassa per resistere all'instabilità laterale. Infatti, egli dimostrò che, benché il carico critico per instabilità laterale non venne raggiunto da suddette flange, il margine di sicurezza era troppo basso per congetturare una progettualità efficace della struttura. Infatti, a seguito di diversi fenomeni, legati anche all'aleatorietà del "materiale legno" ci fu probabilmente un abbassamento di questo carico critico che portò alla manifestazione del disastro strutturale. Il ponte fu finalmente ricostruito nel 1943, stavolta utilizzando, però, una struttura temporanea in legno sostenuta per tutta la sua lunghezza, anche contro l'instabilità laterale.
In Figura 16, si può vedere un'immagine del ponte, prima del collasso.

Figura 16. Il ponte Sandö in una fotografia scattata prima del crollo.

2.1.9 Un caso dubbio: Dee Bridge (1847)

Il crollo del ponte Dee nel maggio 1847 non può essere descritto senza prima menzionare alcune parole sul famoso Ironbridge. Se il Dee Bridge rappresenta un finale amaro per quanto riguarda l'uso della ghisa nell'ingegneria dei ponti ferroviari (almeno per campate di 10-12 metri) l'Ironbridge - con i suoi archi semicircolari ottimali - rappresentava il grandioso inizio della stessa tipologia di ponti. Nel 1846, fu costruito un ponte a travi in ghisa che sarebbe diventato il più lungo in assoluto, superando tutti gli altri ponti a travi semplicemente appoggiate in relazione alla lunghezza della campata. Tale struttura venne eretta sul fiume Dee, appena fuori dalla città di Chester. La linea ferroviaria tra Chester and Holyhead (sull'isola di Anglesey), come riportato in (Åkesson, 2008), venne costruita per facilitare il traffico dei traghetti da e per l'Irlanda. Quando, il compito di progettare sopra il fiume Dee tale opera fu commissionato a Robert Stephenson - il famoso ingegnere ferroviario che un paio d'anni dopo costruì il monumentale Britannia Bridge sopra la Menai Strait sound (tra la terraferma di Galles e l'isola di Anglesey) -, egli scelse di limitare il numero di pile in acqua in modo tale da costruire il ponte sull'ampio fiume con l'utilizzo sole tre campate, ugualmente lunghe. La struttura divenne un ponte a doppio binario lungo 99,6 metri, diviso in tre campate semplicemente appoggiate di 33,2 metri ciascuna. Nella direzione trasversale il ponte era formato da quattro travi parallele in ghisa monosimmetriche, con le traversine direttamente appoggiate sulle flange inferiori delle travi a I.
Mai prima di allora era stato costruito un ponte a travi con campate così lunghe. Al fine di agevolare il trasporto di carichi pesanti nel traffico ferroviario, le travi in ghisa vennero rinforzate con tiranti in ferro battuto. Queste barre vennero posizionate in modo tale da seguire il flusso di tensione di una trave semplicemente appoggiata e sottoposta a flessione. Lo schema strutturale divenne quindi formato da una trave semplice e un traliccio Queen Post, visibile in Figura 17.

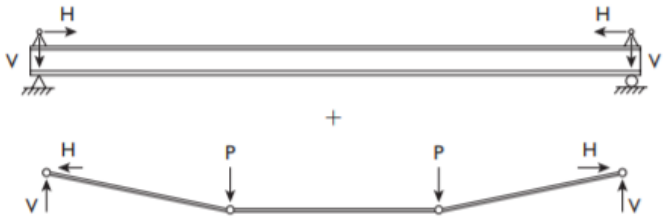


Figura 17. Schema usato nel Dee Bridge: trave semplicemente appoggiata e Queen Post.

Si può affermare, come riferito in (Åkesson, 2008), a seguito di determinati studi condotti a posteriori, che le barre di tensione contribuivano alla capacità di carico attraverso il fatto che la barra orizzontale ottimizzava la capacità flettente nella parte centrale mentre, le barre inclinate non fossero così efficienti per quanto riguardava la capacità flettente, ma aumentavano di parecchio la capacità tagliante della trave nelle zone terminali. Il giorno del crollo, un treno lasciò la stazione di Chester alle 18.15 del 24 maggio 1847, diretto a Ruabon, a circa 25 chilometri a sud-ovest di Chester, arrivando sopra il fiume Dee dopo pochi minuti. La locomotiva e le carrozze passarono le prime due campate della trave senza alcun preavviso di incombente disastro. Tuttavia, mentre il treno stava superando l'ultima campata, il macchinista sentì le carrozze affondare sotto di lui. Portando la locomotiva alla massima velocità, riuscì a raggiungere la riva dietro la spalla, ma tutte le carrozze rimanenti caddero nel fiume. Cinque persone morirono nel crollo e i passeggeri rimanenti (circa 30) rimasero feriti, più o meno gravemente. Testimoni oculari parlarono distintamente, secondo quanto riportato a posteriori, di una crepa che si aprì nella parte inferiore della trave nel momento in cui l'ultima campata del ponte venne caricata dal treno, e che l'ultima carrozza del treno cadde per prima nel fiume, seguita da tutte le altre. Nonostante non sia stata mai trovata la ragione certa del disastro, nel corso degli anni sono state avanzate diverse spiegazioni sulle possibili cause azionanti. In tempi moderni ne è stata suggerita una legata all'instabilità, vale a dire il fatto che la flangia superiore sottile e stretta avrebbe subito una instabilità flesso-torsionale dovuta alle elevate sollecitazioni normali di compressione nella parte superiore della trave.

Ci sono, tuttavia, due spiegazioni pronunciate dagli esperti che vanno contro tale fenomeno, nonostante a prima vista, la trave, sembrasse del tutto priva di stabilità laterale rispetto alla dimensione della flangia superiore. Prima di tutto, il momento del crollo, ossia sei mesi dopo la messa in servizio del ponte è di per sé una prova che l'instabilità non può essere la causa del cedimento. Se una trave è instabile (contro il lateral-torsional buckling), infatti, si deformerà già al primo carico e non sei mesi dopo.
In secondo luogo, la trave, supportata com'era dalla flangia larga, era paragonabile ad un profilo a T messo sottosopra, ma di per sé stabile. La flangia superiore, sottoposta a compressione, tende a deformarsi in direzione laterale, con la flangia inferiore che contrasterebbe tale deformazione. Si potrebbe dire che l'anima fosse fissata alla base della flangia inferiore e che la stessa anima funzionasse come una molla di contenimento per la flangia superiore. Inoltre, la piastra dell'anima era di per sé sufficientemente compatta (essendo lo spessore di 54 millimetri non troppo sottile), il che rendeva altamente improbabile che si verificasse un normale carico di punta. Rispetto al rischio di una possibile instabilità di tipo LTB veniva incontro anche un effetto stabilizzante derivante dal fatto che il carico fosse applicato sulla flangia inferiore e non quella superiore. Nell'immagine sottostante, si può vedere bene la sezione trasversale della trave ad I monosimmetrica, con le dimensioni annesse (in mm).

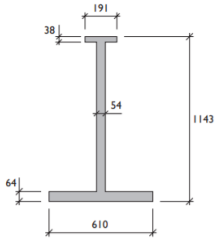


Figura 18. Sezione trasversale della trave ad I del Dee Bridge.

Altre ragioni sono state analizzate, per quanto riguarda la causa primaria di collasso del ponte, tra cui si ricorda, il deragliamento del treno o problemi legati alla fatica, ad esempio. Nella figura sottostante, si può vedere una pittoresca immagine dei momenti successivi al collasso.

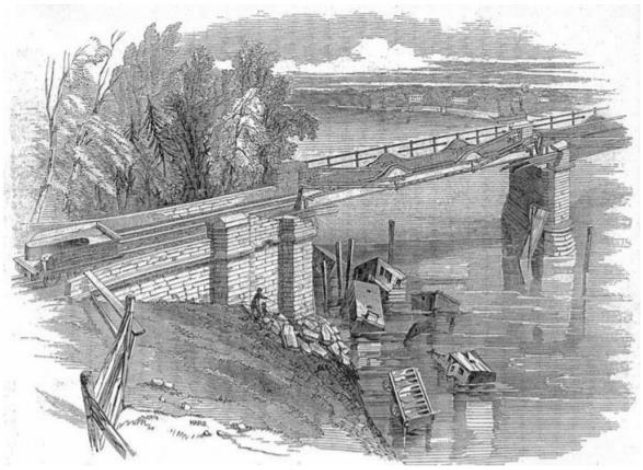


Figura 19. Il disastro del ponte sul fiume Dee in una rappresentazione in bianco e nero.

2.1.10 Il caso più rappresentativo: Marcy Bridge, New York (2002)

L'instabilità flesso-torsionale è un argomento importante per molte ragioni: in primo luogo, essa causa un guasto inaspettato, senza preavviso, che aumenta la probabilità di incidenti mortali. In secondo luogo, questa modalità di cedimento non è necessariamente ovvia a tutti gli ingegneri coinvolti in un progetto. Come ricorda (Rageh, Salem et all., 2016), l'instabilità flesso-torsionale è importantissima durante le fasi di costruzione, poiché alcuni degli elementi che dovrebbero fungere da rinforzo, potrebbero non essere ancora in posizione o essere completamente efficaci. Il caso principe che descrive il fenomeno dell'instabilità flesso-torsionale in regime statico, nota anche come lateral-torsional buckling (LTB) è quello descritto dal ponte Marcy. Il Marcy Bridge è stato progettato per estendersi su circa 52m di lunghezza su una superstrada nello Stato di New York e doveva fungere da ponte pedonale. Il ponte è stato progettato come struttura composita che metteva insieme una trave a tubo (tub-girder) in acciaio con una soletta di cemento gettato in opera di 4,26m di larghezza. La sezione trasversale del ponte inclusa la cassaforma dell'impalcato è mostrata in Figura 20, presa da (Corr, et. Al 2004), tramite (NHI, 2015).

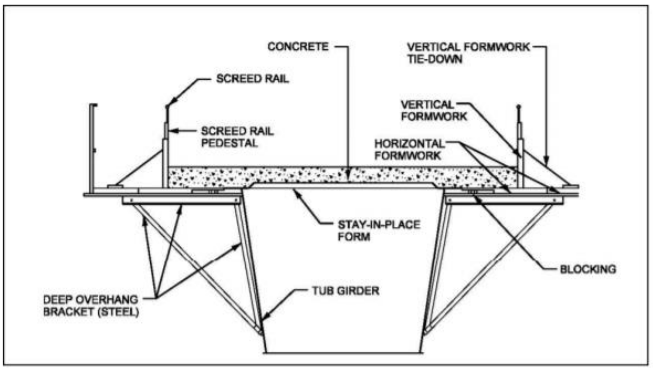


Figura 20. Sezione trasversale Marcy Bridge.

La struttura è crollata durante il posizionamento dell'impalcato in cemento nell'autunno del 2002, in un momento in cui era stato raggiunto il posizionamento di suddetto fino a circa metà apertura. Il crollo ha provocato una morte e nove feriti gravi.

Il progetto consisteva in una singola trave a tubo trapezoidale in acciaio con un impalcato in calcestruzzo composito rinforzato. Il ponte era in piano sull'asse orizzontale e presentava una curvatura sul piano verticale, come riportato in (Rageh, Salem et all., 2016), tramite (Williamson et al. 2004). Una successiva indagine determinò, sempre come riportato da (NHI, 2015), che la modalità di cedimento che portò al crollo della struttura fu l'instabilità flesso-torsionale della trave in acciaio a cui ha partecipato l'intera sezione trasversale della stessa, a differenza della tipica modalità di rottura che coinvolge, genericamente, solo le flange di compressione, come ricordato anche in (Rageh, Salem et all., 2016), tramite (Christian 2010). Tali ponti sono particolarmente suscettibili a questo tipo di cedimento perché sono molto predisposti a questa modalità di flessione prima dell'indurimento dell'impalcato. Il collasso del ponte Marcy rappresenta per questo motivo, il caso principale di crollo di un ponte in fase di costruzione. La spaziatura del rinforzo interno, come visibile nell'immagine sottostante, era sufficiente a prevenire l'instabilità delle flange laterali come già altri studiosi avevano dimostrato in precedenza (Yura, J.A. and Widianto, 2005).

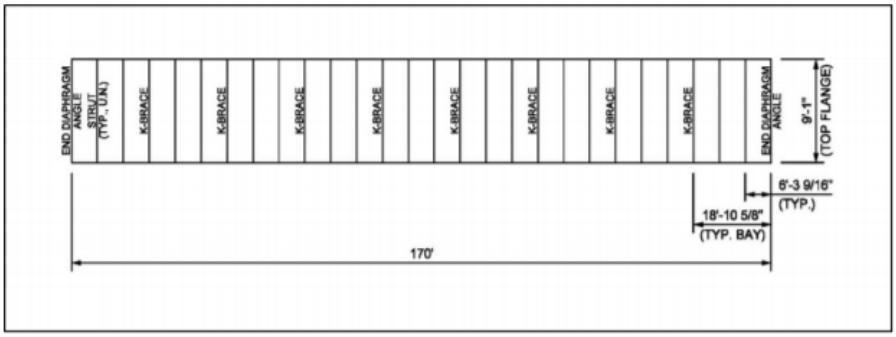


Figura 21. Vista in pianta del Ponte Marcy.

Come è risaputo, nell'instabilità flesso-torsionale, risulta molto importante il punto di applicazione delle forze. Poiché il centro di taglio della trave si trovava al di sotto della sezione trasversale della stessa, i carichi di costruzione avrebbero potuto generare carichi torsionali nella sezione trasversale aperta. La sezione trasversale, includeva il sistema di rinforzo del ponte Marcy, che era costituito solo da diaframmi interni a forma di K e montanti senza rinforzo superiore laterale. Ciascuno di questi otto diaframmi era distanziato di 5750mm lungo la campata del ponte. Erano previsti due montanti tra ciascuno dei due diaframmi, come mostrato in Figura 22, presa sempre da (Rageh, Salem et all., 2016). La distanza tra i montanti era di 1920mm.

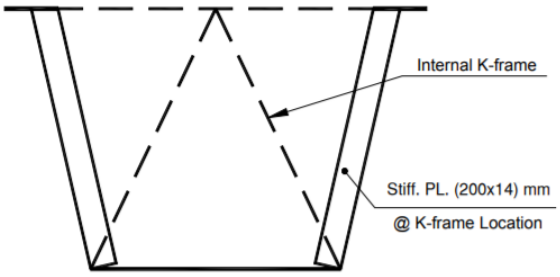


Figura 22. Sistema di rinforzo del ponte Marcy.

Analizzando il rapporto tra il momento di inerzia dell'asse verticale, y, e il momento di inerzia dell'asse orizzontale, x, per la trave era 1,75, e quindi il lateral-torsional buckling non venne considerato come una modalità di failure. Tuttavia, la trave del ponte Marcy si comportò come un ponte a doppia travata ad I per l'assenza di controventatura della flangia superiore. Le travi trasversali non fornirono rigidezza fuori dal piano, consentendo a ciascuna trave di deformarsi individualmente e l'intera sezione trasversale della trave a tubo cedette durante l'instabilità flesso-torsionale globale. Si sarebbero potute fare diverse cose per evitare questo crollo. Come venne fuori da un'analisi strutturale, fatta a posteriori e presentata da NHI, 2015, sul comportamento del ponte durante il posizionamento dell'implacato in calcestruzzo avrebbe indicato che una struttura temporanea, come una cassaforma avrebbe probabilmente garantito la stabilità fino a quando il calcestruzzo non avesse raggiunto la resistenza sufficiente. Facoltativamente, si sarebbe potuto utilizzare un rinforzo laterale della flangia superiore aggiuntivo in modo tale da creare una sezione trasversale quasi chiusa e aumentare la rigidezza flesso-torsionale globale per prevenire l'instabilità. Una terza opzione proposta dalla comunità ingegneristica fu di utilizzare delle casseforme fisse progettate per fungere da rinforzo laterale della flangia superiore. Il ponte, in realtà, utilizzava casseforme fisse; tuttavia, la cassaforma e il suo collegamento alle flange superiori non furono progettate per fornire la resistenza laterale e la rigidezza necessaria per evitare che la trave si deformasse. A seguito dell'incidente del Ponte Marcy, vennero introdotte nei codici normativi delle modifiche, tra cui si ricorda il requisito emesso dal Dipartimento dei trasporti di New York nel 2003 che imponeva il fatto che tutte le travi a tubo dovessero includere un sistema di rinforzo laterale su tutta lunghezza. Disposizioni simili furono successivamente incluse anche nelle specifiche AASHTO, come ricorda sempre (NHI, 2015), partendo da (Corr, D.J. et. Al 2009). Sempre dopo il collasso, vennero condotte diverse analisi, come quelle svolte da Corr nel 2009, accennate in (Rageh, Salem et all., 2016) e, volte a

capire le modalità del guasto, talvolta trovando dettagli interessanti da studiare, come ad esempio la lunghezza caricata del ponte al momento del collasso (32,0m), determinata da Christian nel 2010. Nell'immagine sottostante è possibile vedere lo schema di carico del ponte al momento del collasso.

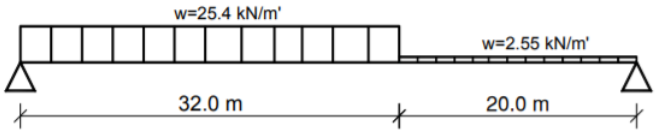


Figura 23. Carichi applicati al momento del collasso del ponte Marcy.

Uno studio molto importante sul ponte Marcy è stato proposto in (Rageh, Salem et all., 2016), andando ad analizzare tre modelli differenti agli elementi finiti (FEA). Il primo modello è stato sviluppato per studiare la modalità di guasto del ponte originale, il secondo è stato creato per simulare il comportamento del ponte in condizioni simmetriche di getto del calcestruzzo, mentre il terzo caso analizzato considera l'effetto del rinforzo laterale superiore sul comportamento di instabilità flesso-torsionale del ponte. Il confronto tra i risultati ottenuti del modello originale e del modello con carico simmetrico mostrano che la lunghezza della campata caricata del ponte è superiore del 17,75% nel modello a caricamento simmetrico rispetto al modello originale. La lunghezza caricata è 32,0m e 37,04m rispettivamente per i modelli di carico originale e simmetrico. Il moltiplicatore dei carichi massimo registrato (LPF) in entrambi i casi è quasi lo stesso (1,133 contro 1,136, rispettivamente per il modello a caricamento originale e quello a caricamento simmetrico). Versando il cemento con sequenze simmetriche come nel modello a carico simmetrico si riduce il momento flettente sul ponte mentre la lunghezza caricata è maggiore. Il momento flettente dovuto ai carichi di calcestruzzo bagnato, casseforme e piani di calpestio in metallo sono di 645 e 478 ton nel modello originale e in quello simmetrico, rispettivamente. Utilizzando, invece, il sistema di rinforzo laterale superiore, come nel modello controventato, aumenta in modo significativo la rigidezza torsionale della trave scatolare che porta ad aumentare l'LPF, facendolo salire a 2.299, che è quasi il doppio dei due precedenti modelli. In Figura 24, si può vedere bene la differenza di comportamento in termini di moltiplicatore di carico, LPF, che è stata registrata nell'analisi proposta da (Rageh, Salem et all., 2016).

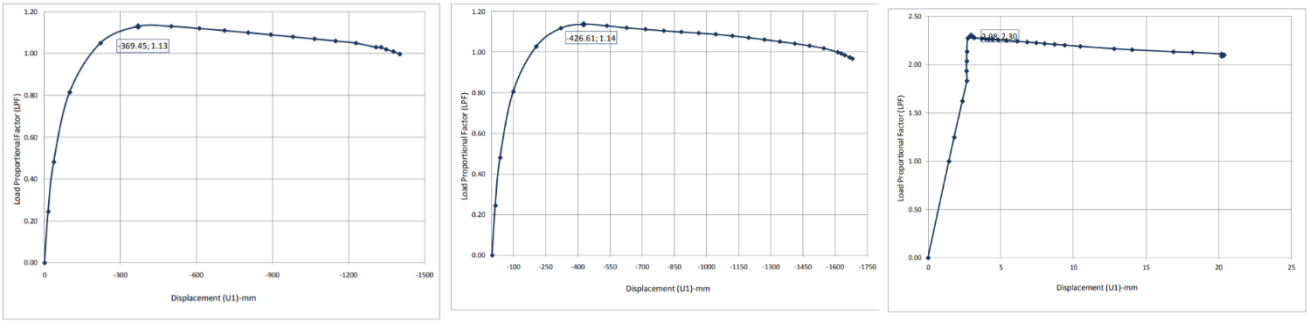


Figura 24. Differenza di LPF (moltiplicatore di carico) tra il sistema originale, quello caricato simmetricamente e quello controventato, rispettivamente.

A seguito di ciò, anche la modalità di instabilità flesso-torsionale non si verifica. Ne deriva, dunque, che una soluzione fondamentale contro l'LTB, avrebbe potuto essere l'utilizzo di un sistema a traliccio laterale superiore, essenziale per prevenire l'instabilità flesso-torsionale globale di una trave scatolare in acciaio durante la costruzione. Di seguito, si può vedere uno scatto fatto al ponte Marcy, subito dopo il disastro strutturale.

Figura 25. Uno scatto fatto al Marcy Bridge, subito dopo il suo crollo.

2.2 Studi tecnico-scientifici sull'instabilità flesso-torsionale

Attraverso alcuni studi è stato possibile approfondire il concetto di Instabilità statica e dinamica, come riportato (Kien, Yamada et all., 2015). Si è visto infatti come, con l'avvento di nuovi materiali, nuove forme e dettagli strutturali si è riusciti a portare i ponti strallati a dimensioni maggiori, a lunghezze enormi anche per quanto riguarda la campata centrale.
Chiaramente, con l'aumento di tale lunghezza un problema che si presenta è sicuramente legato alla instabilità, in particolare nei confronti del vento che può dare origine sia a una componente statica che una dinamica. Parlando di dinamica si fa riferimento sicuramente ai modi di oscillare della struttura a ponte in esame che possono essere di tipo flutter, dunque torsionale (Tacoma Bridge) o di tipo galloping (oscillazione sul piano verticale) o addirittura buffeting (sbandamento sul piano orizzontale). Nello riportato (Kien, Yamada et all., 2015), è stata condotta una analisi di stabilità per lunghezze di ponti dai 1200m ai 1800m nei confronti del vento che può generare una instabilità torsionale rappresentante un grosso problema per ponti di lunghezze di quel calibro. È interessante notare come ci sia un confronto tra ponti strallati e sospesi in termini di stabilità strutturale e come in termini effettivi si possa ovviare ai problemi di instabilità statica e dinamica parlando di sicurezza.
Sono state prese delle torri a forma di A, utilizzate per dare una base solida di stabilità contro il vento in ponti strallati di una certa lunghezza. Si è visto infatti, che grazie alla struttura della torre e grazie all'utilizzo dei cavi per gli stralli, le autofrequenze dominanti sono 1,5-2,0 volte superiori a quelle dei ponti sospesi, dunque rispetto a questa ultima tipologia, suddetti stralli danno più stabilità nei confronti del flutter. Per ponti strallati di media lunghezza non sarà fondamentale discretizzare la trave poiché l'analisi di stabilità può essere condotta anche analizzando la trave intera. Tuttavia, quando ci si sposta nella gamma di ponti a lunga campata, sarà necessaria la trave scatolare aerodinamica. Sono riportate di seguito le formulazioni necessarie per lo sviluppo delle verifiche sulle dimensioni della trave:

Eq. (1) $$\sigma_D + \sigma_L < \frac{\sigma_y}{\nu_1} \quad (\nu_1 = 1{,}7)$$

Eq. (2) $$\sigma_D + \sigma_W < \frac{\sigma_y}{\nu_2} \quad (\nu_1 = \frac{1{,}7}{1{,}5} = 1{,}13)$$

dove, σ_D, σ_L e σ_W sono le sollecitazioni normali derivanti dai carichi permanenti (dead load), dai carichi variabili (live load) e dal vento (wind),ν è il fattore di sicurezza. Per soddisfare il criterio definito nell'Eq. (2), lo spessore della piastra viene aumentato come mostrato in Figura 26(b) per aumentare in modo efficiente la rigidezza flessionale fuori dal piano del trave.

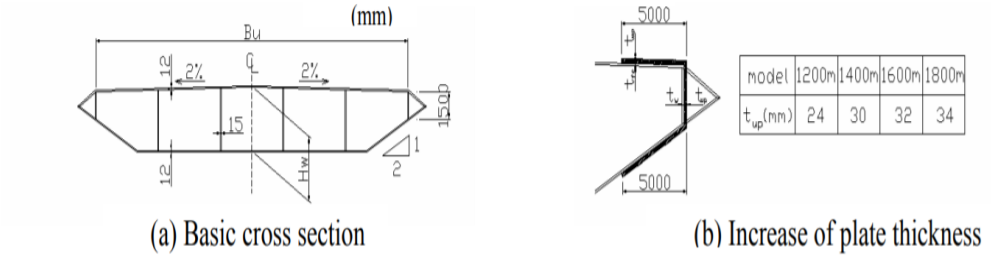


Figura 26. Sezione trasversale della trave.

In questo studio (Kien, Yamada et all., 2015), è stata svolta una analisi 3D in grandi spostamenti considerando i carichi agenti del vento, contemporaneamente su trave deformata, torri e cavi.
Le forze che entrano in gioco nell'azione del vento e che producono il Lateral Torsional Buckling, sono le seguenti:

Eq. (3) $$D(\alpha) = 0{,}5 * \varrho * U_Z^2 * A_n * C_D(\alpha)$$

Eq. (4) $$L(\alpha) = 0{,}5 * \varrho * U_Z^2 * B * C_L(\alpha)$$

Eq. (5) $$M(\alpha) = 0{,}5 * \varrho * U_Z^2 * B^2 * C_M(\alpha)$$

dove, D(α), L(α) e M(α) sono, rispettivamente, la forza di resistenza (Drag force), la forza di portanza (Lift force) e il momento aerodinamico per unità di larghezza, Uz è la velocità del vento di progetto, ρ è la densità dell'aria, C_D, C_L e C_M sono i coefficienti aerodinamici e α è l'angolo di attacco del vento. Per quanto riguarda i coefficienti aerodinamici, vengono utilizzati i valori ottenuti dalla prova in galleria del vento del ponte strallato Meiko. Nelle immagini seguenti (Figura 27 e Figura 28) vengono esposti meglio i significati.

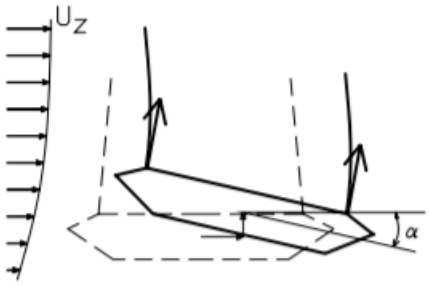


Figura 27. Movimento della trave e dei cavi soggetti al carico del vento.

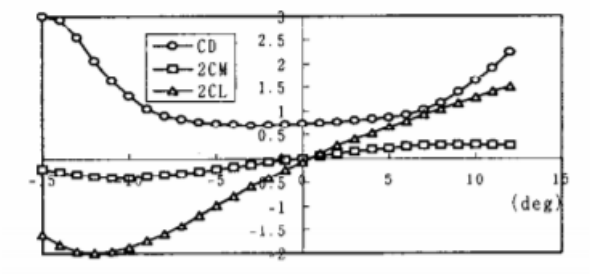


Figura 28. Coefficienti aerodinamici ottenuti dal test sul Ponte Meiko.

È molto interessante osservare come, in Figura 29 (vedi pagina successiva), si possa vedere quanto incide il vento nell'aumento di spostamenti a livello verticale o rotazionale (dunque nella Instabilità) una volta superata la velocità Uz di progetto. Gli spostamenti divergono e come riportato in questo studio scientifico si possono vedere dei comportamenti non lineari anche negli angoli di rotazione. Sebbene la velocità critica del vento diminuisca con l'aumento di lunghezza della campata, non vi è alcun cambiamento improvviso nelle caratteristiche statiche di resistenza al vento quando le lunghezze di campata variano nella gamma di 1200 ∼ 1800 m.

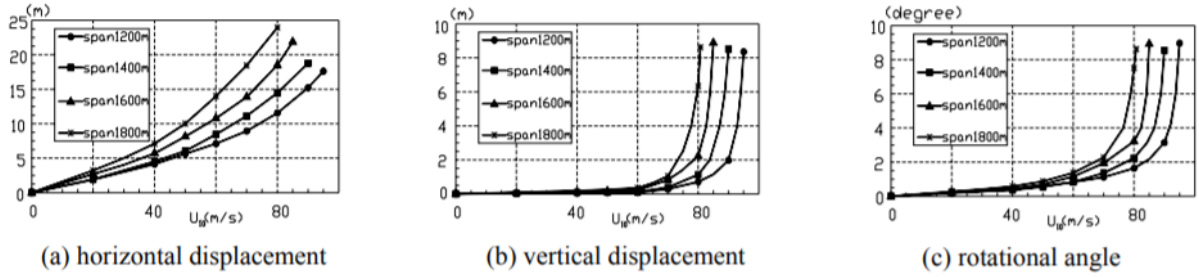


Figura 29. Variazione spostamenti in funzione della velocità del vento.

Guardando i grafici in Figura 30 si può vedere come le frequenze proprie del ponte tendano a diminuire con l'incremento della lunghezza di campata e come invece, il rapporto tra frequenza di torsione e frequenza di flessione verticale diminuisca più lentamente, indipendentemente dalla lunghezza della campata.
In merito alla modellazione, è sempre meglio cercare di progettare tenendo conto degli effetti delle vibrazioni locali date dai cavi che, devono essere inseriti e configurati nel modello agli elementi finiti. Le loro vibrazioni, talvolta trascurate in analisi, sono fortemente accoppiate con i movimenti dell'impalcato e della torre. Nell'articolo riportato (Kien, Yamada et all., 2015), infatti, è esposto quanto significativa sia la loro modellazione: si illustra un arrivo a convergenza di calcolo della velocità del vento con quella calcolata con la formula di Selberg solamente tenendo conto della discretizzazione del cavo nel modello 3D. La Figura 31 mostra la forma del modo di vibrare della struttura tenendo in conto delle caratteristiche di vibrazione dei cavi. Il calcolo corretto della velocità del vento risulta quindi fondamentale per rendere efficace l'analisi contro il lateral torsional buckling in regime dinamico.

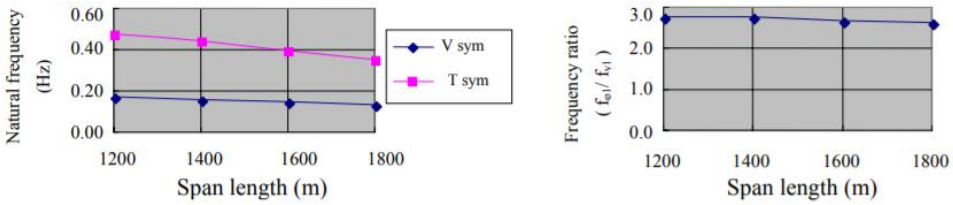


Figura 30. Diminuzione delle frequenze con l'incremento di lunghezza.

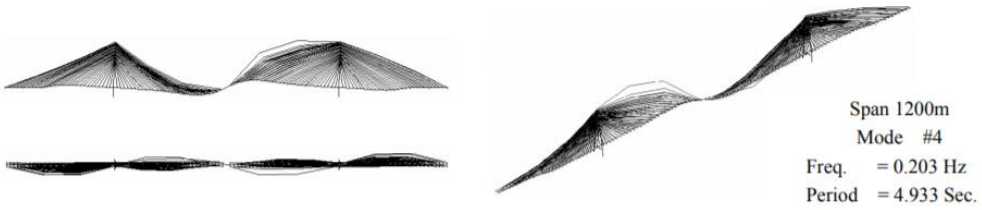


Figura 31. Forma del modo di vibrare (considerando la discretizzazione dei cavi).

I sistemi strutturali di travi di larghezza ridotta e lunghezze relativamente grandi, come abbiamo detto, sono soggetti al fenomeno di instabilità flesso-torsionale. Questo tipo di instabilità interessa diversi tipi di strutture, non solo i ponti, ma anche altre applicazioni strutturali che utilizzano rinforzi torsionali. Talvolta può succedere, come ricordato da (Han, Todd et all., 2020), che, a causa dell'instabilità globale, questi sistemi possono subire una deformazione eccessiva durante la costruzione, che compromette gravemente la sicurezza o la costruibilità del sistema di travi in acciaio. Questo studio include analisi di instabilità agli autovalori per determinare i carichi critici di instabilità e analisi di grandi spostamenti su travetti con imperfezioni iniziali. Le analisi carico-spostamento hanno indicato che l'amplificazione del secondo ordine degli spostamenti sia laterali che torsionali del sistema di travi dipendono fortemente dalla forma e dalla distribuzione dell'imperfezione. Lo studio considera anche la probabilità che questa imperfezione si verifichi nella pratica simulando l'installazione di ritegni torsionali durante

l'erezione della struttura. Sebbene il sistema di travi possa inizialmente presentare un'imperfezione vicina alla "forma critica", l'installazione di elementi contro la torsione generalmente riduce la gravità dell'imperfezione iniziale rispetto all'amplificazione del secondo ordine associata all'instabilità flesso-torsionale globale.
Analizzando sempre ciò che avvenne nel 1940, durante il crollo del Ponte Tacoma, in (Berchio, Gazzola, 2014), si è dimostrato come, a seguito di oscillazioni verticali estremamente elevate (parliamo di angoli di torsione di 45°, che condussero al collasso strutturale), ci sia stato un travaso di energia dai modi di vibrare verticali del ponte verso i modi torsionali con un netto incremento delle oscillazioni corrispondenti. Più nel dettaglio, i risultati ottenuti da Berchio, Gazzola, 2014, danno un responso basato sul fatto che, l'inizio di grandi oscillazioni torsionali è dovuto a una risonanza strutturale che genera un trasferimento di energia tra diversi modi di oscillazione. Quando il ponte oscilla verticalmente con ampiezza sufficientemente grande, parte dell'energia viene improvvisamente trasferita ad un modo torsionale dando origine ad ampie oscillazioni torsionali. E le stime di cosa si intende per "grandi ampiezze" possono essere ottenute sia teoricamente che numericamente.
Se l'energia E_k è abbastanza piccola allora piccole oscillazioni torsionali iniziali rimangono piccole per tutto il tempo t> 0, mentre se E_k è grande (cioè, le oscillazioni verticali sono inizialmente grandi) allora piccole oscillazioni torsionali improvvisamente si amplificano.
Pertanto, un ruolo cruciale è svolto dalla quantità di energia all'interno del sistema. Per le stime teoriche dell'energia critica sono stati utilizzati alcuni criteri di stabilità di Zhukovskii applicati ad opportune equazioni di Hill. In particolare, possiamo vedere in Eq. (6) il calcolo dell'energia critica, segnante il passaggio oltre il quale può avvenire il travaso da un modo di vibrare verticale a uno torsionale. In Figura 32 invece, si può vedere, per un sistema con un modo di vibrare ciò che succede.

Eq. (6)
$$E_k(\alpha,\beta) = \frac{\beta^2}{2} + (k^4+2) * \frac{\alpha^2}{2} + \frac{3}{8} * \alpha^4$$

dove, si può dimostrare che, per differenti coppie di dati (α,β) possiamo avere la stessa energia. In particolare, per tutte le coppie (α,β) ∈ R^2 esiste un unico μ>0 tale che $E_k(\mu,0) = E_k(\alpha,\beta)$. Il valore di μ rappresenta l'ampiezza dell'oscillazione iniziale del k-esimo modo verticale.

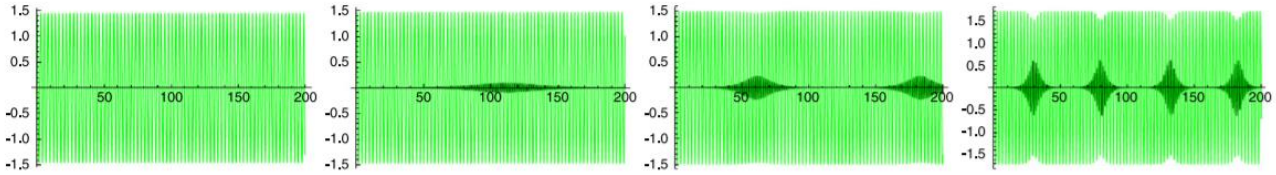


Figura 32. Incremento oscillazioni torsionali a seguito di quelle verticali.

In Figura 32, il grafico verde rappresenta y_1 (oscillazione verticale) il grafico nero z_1 (oscillazione torsionale) e il tempo t è preso in considerazione in un intervallo tra 0 e 200. È importante sottolineare, come giustamente specificato in (Berchio, Gazzola, 2014), il fatto che, nel primo grafico, a seguito di oscillazioni verticali valutate come $\|y_1\|_\infty = 1.45$ (corrispondente a una soluzione stabile (y_1,0)) non ci siano oscillazioni torsionali. Aumentando le oscillazioni di partenza (verticali) con $\|y_1\|_\infty = 1.47$, nel secondo grafico, si può vedere un improvviso aumento della oscillazione z_1 intorno a t ≈ 50. Pertanto, la soglia di stabilità per l'ampiezza verticale di oscillazione si trova nell'intervallo [1,45, 1,47]. Esperimenti più fini mostrano che la soglia è $\|y_1\|_\infty \approx 1.46$ corrispondente a un'energia critica di circa E ≈ 4.9. Qualora l'ampiezza venisse aumentata ulteriormente, per esempio $\|y_1\|_\infty = 1.5$ e $\|y_1\|_\infty = 1.7$, la comparsa di ampie oscillazioni torsionali è anticipata (nel tempo) e amplificata (di grandezza maggiore). Questo fenomeno continua ad aumentare all'aumentare di $\|y_1\|_\infty$.I valori precedentemente riportati sono adimensionali (vedi (Berchio, Gazzola, 2014)).

Il lateral-torsional buckling è una modalità di cedimento che coinvolge una flessione laterale una torsione della sezione trasversale della trave. La fase critica per instabilità flesso-torsionale di solito si verifica durante le fasi di costruzione, come, ad esempio, nel posizionamento della soletta di calcestruzzo (vedi Ponte Marcy); tuttavia, questa modalità può anche svilupparsi durante varie fasi di erezione quando le travi sono solo parzialmente erette o non sono state ancora controventate tutte. L'efficace controventatura dei sistemi a trave a I può essere ottenuta o arrestando il movimento laterale della flangia compressa (rinforzo laterale) o controllando la torsione delle travi (rinforzo torsionale). Come si ricorda (Han, Todd et all., 2020), negli ultimi anni, la comunità dell'ingegneria strutturale è diventata consapevole di uno stato limite relativo a sistemi di travi strette che cedono in una modalità denominata global lateral-torsional buckling (a volte indicata anche come "system" mode of buckling). In questa modalità, quando le travi vengono sopraffatte dalla modalità "laterale-torsionale globale", le travi si instabilizzano seguendo una curva semisinusoidale sulla lunghezza della trave. La modalità di guasto è stata scoperta per la prima volta dopo il crollo del Pedestrian Bridge di Marcy (Yura e Widianto 2005) e, il carico critico elastico è stato derivato e presentato da Yura et al. (2008). Ulteriori studi presentati a Sanchez e White (2012) hanno dimostrato che le travi suscettibili a questo tipo di instabilità "di sistema" sono soggette a significative amplificazioni di secondo ordine. Quando è stato introdotto lo stato limite in AASHTO Bridge Design Specifications (AASHTO 2015), ci si rese conto che alcuni ponti costruiti e che funzionavano regolarmente non avrebbero rispettato ciò che era scritto in suddette norme. Di conseguenza, vennero condotti altri studi fino ad arrivare alle norme AASHTO 2017.

La forma più comune di rinforzo per il controllo dell'instabilità flesso-torsionale è rappresentata da strutture o diaframmi incrociati, come quelli forniti in Figura 33. Questi irrigidimenti sono classificati come rinforzi torsionali perché controllano la torsione del sistema di travi. Per una stabile e adatta controventatura, le traverse devono avere un'adeguata rigidità e resistenza. Le specifiche dell'American Institute of Steel Construction (AISC 2017) includono requisiti di rigidezza con parametri β_T e requisiti di resistenza, con M_{br} per controventi di stabilità. Una serie di parametri influenza la rigidezza del sistema di rinforzo torsionale, inclusa la rigidezza del telaio trasversale, β_b, la distorsione della sezione trasversale, β_{sec} e la rigidezza flessionale dell'asse maggiore del sistema di travi, β_g. La rigidezza del controvento, β_b, dipende dalla geometria del telaio a croce, e ne esistono numerose espressioni pubblicate (Yura 2001; Battistini et al. 2016). La specifica AISC (AISC 2017) include un'espressione per la distorsione della sezione trasversale, β_{sec}, sviluppata da Yura e Phillips (1992). La distorsione della sezione trasversale può avere un impatto significativo sull'efficacia dei sistemi di controvento torsionali se il controvento è relativamente poco alto rispetto alla trave. Sempre questa distorsione trasversale non è generalmente così significativa se abbiamo dei controventi incrociati perché i rinforzi riguardano quasi tutta la altezza delle travi.

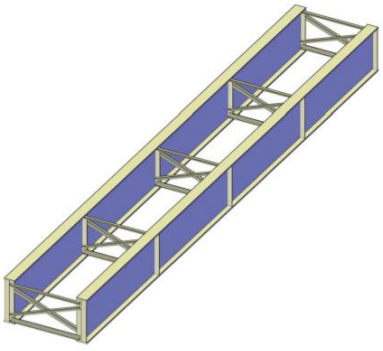


Figura 33. Sistema a due travi con controventi incrociati.

Con un'adeguata rigidezza e resistenza delle traverse, i progettisti, come scritto sempre nell'articolo di riferimento (Han, Todd et all., 2020), presumono che la modalità di instabilità della trave di controllo sia caratterizzata dall'instabilità flesso-torsionale tra i punti del controvento, come rappresentato in Figura 34(a). Tuttavia, per i sistemi con spessori delle travi non troppo ridotti, la modalità critica è spesso costituita da una curva semi-sinusoidale, come indicato in Figura 34(b). Il motivo per cui la modalità di instabilità di sistema (globale) può avere la precedenza sulla convenzionale instabilità flesso-torsionale può essere compreso considerando le forze indotte dall'interazione tra le travi e gli irrigidimenti torsionali.
I telai trasversali forniscono un momento torsionale stabilizzante alle travi, denominato M_{br}. Un diagramma libero di un sistema a doppia trave e un telaio a croce mostra che, oltre al momento torcente di rinforzo, si sviluppano anche tagli pari a $2M_{br} = s$, dove s è la spaziatura tra le travi. I tagli che si sviluppano sono verso l'alto su una trave e verso il basso sull'altra trave e, di conseguenza, la rigidità flessionale dell'asse maggiore delle travi può influire sull'efficacia del controvento torsionale. L'effetto della rigidezza flessionale dell'asse maggiore della trave è stato discusso per la prima volta in Helwig et al. (1993), in cui il termine di rigidezza, β_g, è stato presentato per i sistemi a doppia trave. L'instabilità globale agisce spesso nei sistemi di travi che sono relativamente stretti rispetto alla lunghezza e, la forma del modo di instabilizzarsi di un sistema di solito consiste in una curva semi-sinusoidale lungo la campata posizionata tra i supporti, come illustrato in Figura 34(b). A differenza dell'LTB delle travi singole, l'instabilità del sistema di travi non può essere notevolmente migliorata introducendo controventi aggiuntivi intermedi incrociati tra le travi.

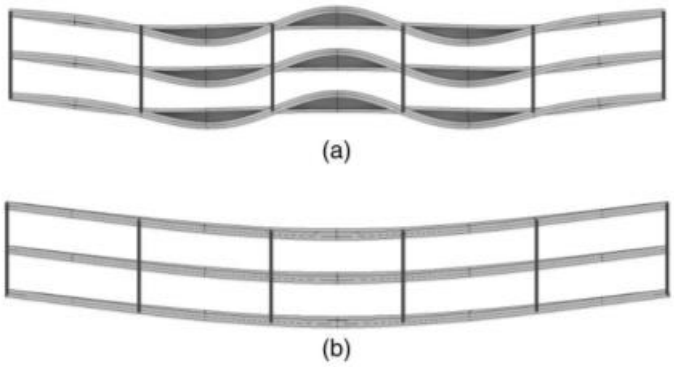


Figura 34. Instabilità flesso-torsionale tra i punti di controvento (a) e instabilità con curva semi-sinusoidale tra i supporti (b).

Sebbene l'instabilità globale del sistema di travi non sia stata storicamente considerata dalle specifiche di progetto, i guasti recenti e i problemi sul campo hanno sottolineato l'importanza della considerazione di questa modalità di sbandamento. Come già sopra riportato, il crollo del ponte pedonale Marcy durante il posizionamento dell'impalcato in calcestruzzo ha portato a uno studio del comportamento di sistemi strutturali a travi alte e strette (Yura e Widianto 2005) e, appunto, all'approfondimento di suddetta modalità globale.
Il ponte era formato da un sistema di travi scatolari trapezoidali senza sistemi di rinforzo superiori e, di conseguenza, il comportamento è stato simile ad un sistema a doppia trave ad I perché il box aveva diversi controventi interni incrociati lungo il suo sviluppo. Negli anni successivi al crollo del Marcy Bridge, diversi problemi sono stati riscontrati in sistemi a due o tre travi ravvicinate che hanno subito torsioni significative ed erano pericolosamente vicine al collasso durante il posizionamento dell'impalcato in calcestruzzo (Helwig e Yura 2012).
Come effettivamente ricordato (Han, Todd et all., 2020), Yura et al. (2008) hanno condotto uno studio su sistemi a doppia trave alta e stretta semplicemente appoggiati che hanno portato alla seguente espressione semplificata per la resistenza all'instabilità globale elastica di un sistema di travi a doppia I interconnesso con traverse (o diaframmi a piastra) in condizioni di carico non composito:

Eq. (7)
$$M_g = \frac{\pi^2 * s * E}{L^2} * \sqrt{I_y * I_x}$$

dove E è il modulo di elasticità, I_x è il momento di inerzia dell'asse forte di una singola trave, I_y il momento di inerzia sull'asse debole, L la lunghezza della campata e s la spaziatura tra le travi. La distanza s viene sostituita con la distanza tra le due travi esterne per sistemi di travi con più di due travi. M_g dato dall'Eq. (7) è il momento resistente totale del sistema di travi e viene ad essere confrontato con la somma dei momenti massimi delle singole travi.

L'equazione sopra riportata fa riferimento ad un sistema di due travi ad I semplicemente appoggiate e di forma prismatica sollecitate da un momento uniforme. È chiaro che nella realtà si avrà a che fare con sistemi differenti e più complessi rappresentati ad esempio da campate di diversa lunghezza che dovranno essere analizzati con ipotesi differenti.

Nello studio preso in considerazione (Han, Todd et all., 2020), per tenere conto della possibilità di avere differenti configurazioni, anche con più campate diverse, viene condotta una analisi parametrica di instabilità elastica analizzando sistemi semplicemente appoggiati e sistemi più complessi visibili nella figura seguente:

Case	L_1 (m)	L_2 (m)	S (m)	γ	$C_{bs\,FEA}$
ES 1–4	30.5, 36.6, 42.7, and 48.8	N/A	2.13	N/A	1.09–1.16
EC 1–16	36.6, 42.7, 48.8, and 54.9	$= L_1$	1.52, 2.13, 2.74, and 3.35	0.0	2.14–2.57
P1	42.7	42.7	2.13	0.0	2.29
P2	42.7	42.7	2.13	0.1	2.58
P3	42.7	42.7	2.13	0.2	2.73
P4	42.7	42.7	2.13	0.3	2.69
P5	42.7	42.7	2.13	0.4	2.52
U1	42.7	30.5	2.13	0.0	2.03
U4	42.7	30.5	2.13	0.3	2.35

Figura 35. Sommario analisi parametrica.

Sono stati considerati i seguenti casi: sistemi a doppia trave supportati semplicemente (ES1 – ES4) e continui (EC1 – EC16) che variano in termini di spaziatura tra le travi e rapporto luce-altezza; sistemi a doppia trave continui con sezioni prismatiche (P1 – P5); sistema di travi gemellari continue con campate disuguali (U1, U4). I parametri considerati sono utilizzati per ampliare la Eq. (7) a sistemi di travi continue non prismatiche. Il parametro γ è stato utilizzato per denotare la lunghezza relativa della sezione più grande vicino alle aree di supporto rispetto alla lunghezza della campata, come indicato in Figura 36.

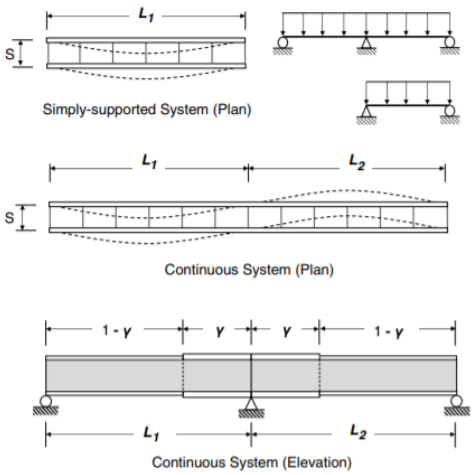


Figura 36. Diagrammi schematici di sistema semplicemente appoggiato e sistema continuo.

Il fattore $C_{bs,FEA}$ viene tenuto in conto perché, per una trave soggetta a carichi trasversali diversi dal momento uniforme, la maggior parte delle espressioni di progetto utilizza un fattore di gradiente momento, C_b, applicato a una soluzione basata solo sul momento uniforme. Come dimostrato in Helwig et al. (1997), in analisi agli elementi

finiti di un sistema di travi con una data lunghezza senza rinforzo (L_b), può essere trovato un fattore di gradiente di momento dividendo il momento massimo per il caso in esame (M_{cr}) per la capacità di instabilità del caso in esame con momento uniforme applicato (M_o). Per i sistemi a travi continue, il valore M_g per una campata è stato calcolato assumendo che tutte le travi all'interno della campata siano semplicemente appoggiate alle due estremità e soggette a un carico di momento uniforme.

Eq. (8) $$C_{bs,FEA} = \frac{M_{cr}}{M_g}$$

Il valore di M_g nell'Eq. (8) è la somma delle capacità di instabilità del momento uniforme delle travi lungo la larghezza unitaria determinata da un'analisi di instabilità agli autovalori. Il valore di M_{cr} è il valore massimo della somma dei momenti delle travi lungo la larghezza unitaria nella campata, determinata anch'essa da un'analisi di instabilità agli autovalori dell'attuale sistema di travi continue. I risultati riportati nella tabella di Figura 35 e il grafico di Figura 37, fanno vedere che il coefficiente $C_{bs,FEA}$ calcolato per i sistemi semplicemente appoggiati di travi a I (ES1 – ES4) variavano da 1,09 a 1,16. Tipici valori del gradiente di momento utilizzati per carichi uniformemente distribuiti su travi semplicemente appoggiate sono di solito nell'intervallo 1.12-1.14, suggerendo che i valori del gradiente di momento per l'LTB di un sistema di travi semplicemente appoggiato sono direttamente applicabili per la modalità di instabilità "di sistema". Per sistemi di travi a I continui con sezioni prismatiche e uguali campate (EC1-EC16), i valori $C_{bs,FEA}$ variano da 2,14 a 2,47, indicando che anche il rapporto campata-altezza e la spaziatura delle travi hanno un impatto misurabile nella resistenza all'instabilità elastica dei sistemi di travi a I. Questi risultati sottolineano la possibilità di utilizzare l'Eq. (7) con l'inclusione del fattore di gradiente di momento appropriato per fornire stime adeguate della resistenza all'instabilità dei sistemi di travi continue.

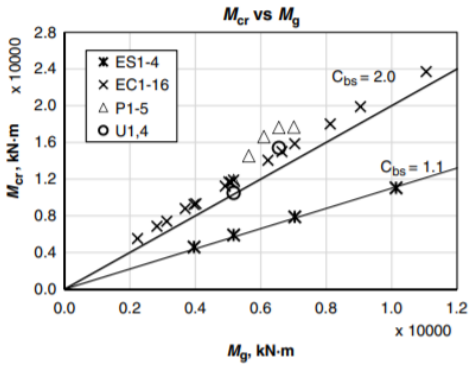


Figura 37. Relazione tra M_{cr} e M_g.

Basandosi sulle soluzioni FEA, si consigliano, secondo Han, Todd et all., 2020, valori di progetto di C_{bs} uguali a 1,10 sistemi di travi semplicemente appoggiate e C_{bs} uguali a 2,0 per travi continue.
In definitiva, come riportato dallo studio analizzato, il momento di capacità contro l'instabilità andrà ad essere amplificato utilizzando questa formula:

Eq. (9) $$M_{gs} = C_{bs} * \frac{\pi^2 * s * E}{L^2} * \sqrt{I_y * I_x}$$

con $$M_u \leq 0{,}70 * M_{gs}$$

dove M_u è il momento totale valutato nel sistema di travi rispetto all'"instabilità di sistema".

Molto interessante, sempre in (Han, Todd et all., 2020), è lo studio condotto tenendo conto della presenza delle imperfezioni, rispetto a cui le travi, esibiscono un comportamento non lineare che conduce verso una significativa amplificazione degli effetti del secondo ordine come spostamenti e un incremento delle forze interne come carico.

Per studiare la forma critica della sezione trasversale dell'imperfezione, è stata condotta una analisi su un sistema a doppia trave semplicemente appoggiate con una determinata lunghezza e con sette controventi a croce tra le travi gemelle (Figura 38). La Figura 39 invece mostra quattro diverse forme trasversali dell'imperfezione. Viene assunto $\Delta_0 = \frac{L}{1000}$ che è perfettamente coerente con le imperfezioni che si manifestano durante le fasi costruttive.

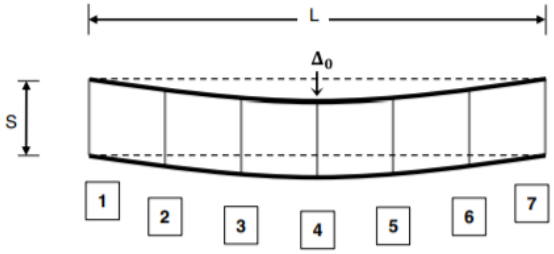


Figura 38. Distribuzione controventi incrociati.

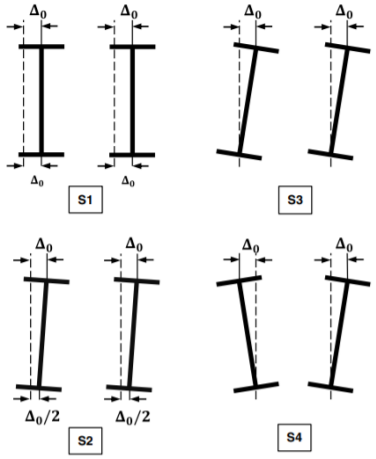


Figura 39. Forme trasversali dell'imperfezione.

In S_3 si può ben vedere che la flangia inferiore rimane dritta mentre invece quella superiore, per entrambe le travi ruota di Δ_0. Nel diagramma di Figura 40 (vedi pagina successiva), è rappresentato il momento (M) rispetto allo spostamento laterale della flangia superiore (Δ) a metà campata per tutte e quattro le forme di imperfezione. Il momento e i valori di spostamento laterale sono stati normalizzati al carico critico elastico M_{cr} e all'imperfezione iniziale massima Δ_0, rispettivamente. Un confronto dei risultati tra le forme S_1, S_2 e S_3 indica la forma S_3 come quella a "torsione dominante". S_3 è la forma più critica della trave, il che è coerente con gli studi precedenti che hanno scoperto che questa è la forma critica utilizzata per massimizzare la forza di rinforzo nella progettazione di controventi e diaframmi incrociati (Wang e Helwig 2005).

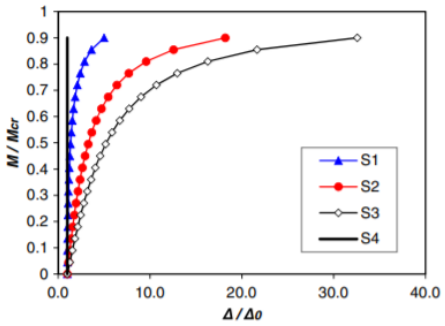


Figura 40. Effetto della forma della sezione trasversale dell'imperfezione.

Un modo per ovviare al problema dell'LTB, come giustamente presentato nell'articolo, è attraverso l'utilizzo di controventi incrociati inseriti progressivamente come in Figura 41. Si è trovato infatti, che gli spostamenti laterali, per la forma in esame dell'imperfezione S_3, arrivano a diminuire per la flangia superiore, mentre invece per la flangia inferiore aumentano, come giustamente riporta la tabella illustrata in Figura 42.

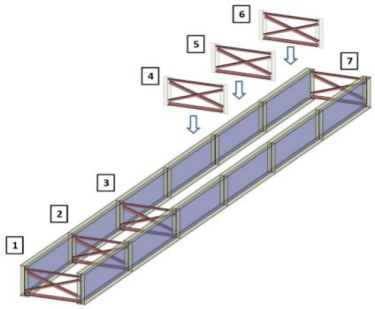


Figura 41. Tabella risultati post-applicazione controventi.

		Girder 1		Girder 2	
Shape	Location	Before	After	Before	After
S1	Δ_{top}	36.6	36.6	36.6	36.6
	Δ_{bot}	36.6	36.6	36.6	36.6
S2	Δ_{top}	36.6	27.9	36.6	27.9
	Δ_{bot}	18.3	26.9	18.3	26.9
S3	Δ_{top}	36.6	19.1	36.6	19.1
	Δ_{bot}	0.0	17.5	0.0	17.5
S4	Δ_{top}	−36.6	0.0	36.6	0.0
	Δ_{bot}	0.0	0.0	0.0	0.0

Note: Δ_{top} = lateral displacement of top flange (millimeters); and Δ_{bot} = lateral displacement of bottom flange (millimeters).

Figura 42. Tabella risultati post-applicazione controventi.

È interessante notare come, si arrivi a convergenza di spostamento laterale con l'installazione del quarto controvento (in mezzeria). Questo ci porta a definire la forma dell'imperfezione S_3 non più come "dominante a torsione" ma come "dominante a spostamento". Nell'immagine sottostante si vede appunto, tale convergenza.

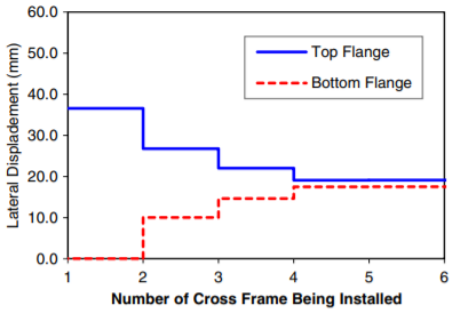


Figura 43. Spostamento laterale delle flange durante l'installazione dei controventi.

Come è stato accennato già in precedenza, quando le travi simmetriche vengono caricate nel piano di simmetria, possono inflettersi nel piano di simmetria. Tuttavia, ad un certo livello del carico applicato, la trave può instabilizzarsi lateralmente, mentre le sezioni trasversali della trave ruotano simultaneamente attorno all'asse della stessa.
Questo fenomeno, appunto, è chiamato instabilità flesso-torsionale (o lateral-torsional buckling) e il valore del carico rispetto al quale l'instabilità si verifica è chiamato carico critico.
Come riportato in (Sapkás, Kollár, 2002), nel calcolo di suddetto carico critico, è importante, ai fini della precisione del calcolo, tenere conto della deformazione dovuta al taglio, la quale può ridurre, abbastanza significativamente il valore del momento critico.
Andando a valutare infatti l'espressione del momento critico senza tenere conto della deformazione a taglio, per una trave semplicemente appoggiata e caricata alle estremità da dei momenti concentrati, troviamo il seguente valore, proposto da Anderson e Trahair nel 1972:

Eq. (10) $$M_{cr}^2 - \hat{N}_{crz}^B * \beta_1 * M_{cr} - \hat{N}_{crz}^B * \hat{N}_{cr\psi}^B * i_\omega^2 = 0$$

dove β_1 indica una proprietà della sezione trasversale e $\hat{N}_{crz}^B$

Eq. (11) $$\hat{N}_{crz}^B = \frac{\pi^2}{l^2} * EI_{zz}$$

rappresenta il carico critico di Eulero di una trave sottile semplicemente appoggiata e soggetta a forze assiali concentrate alla fine della trave se essa si deforma nel piano x-y; l è la lunghezza della trave e EI_{zz} la rigidezza flessionale rispetto all'asse verticale.
$\hat{N}_{cr\psi}^B$ invece:

Eq. (12) $$\hat{N}_{cr\psi}^B = \hat{N}_{cr\omega}^B + \frac{1}{i_\omega^2} * GI_t$$

rappresenta il carico critico della stessa trave se essa si instabilizza torsionalmente rispetto al centro di taglio.

Eq. (13) $$\hat{N}_{cr\omega}^B = \frac{1}{i_\omega^2} * \frac{\pi^2}{l^2} * EI_\omega$$

$\hat{N}_{cr\omega}^B$ infine esprime a il carico critico torsionale quando $EI_\omega >> GI_t$.

Queste ultime due rappresentano rispettivamente la rigidezza all'ingobbamento e quella alla torsione.
i_ω^2 invece è il raggio polare di rotazione della sezione trasversale rispetto al centro di taglio.

Eq. (14) $$i_\omega^2 = z_{sc}^2 + \frac{I_{yy}+I_{zz}}{A}$$

dove z_{sc} è la distanza tra il centro di taglio e il baricentro (Figura 44) mentre I_{yy} e I_{zz} sono i momenti di inerzia rispetto agli assi e y e z. A è l'area della sezione trasversale.

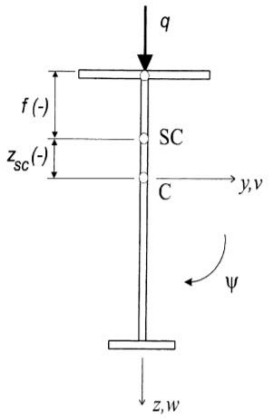


Figura 44. Posizione del centro di taglio del carico applicato.

Si perviene dunque alla seguente equazione per il calcolo del momento critico:

Eq. (15) $$M_{cr} = \hat{N}_{crz}^B * \left(\frac{\beta_1}{2} + \sqrt{\left(\frac{\beta_1}{2}\right)^2 + \frac{\hat{N}_{cr\psi}^B * i_\omega^2}{\hat{N}_{crz}^B}} \right)$$

Chiaramente si può pervenire a una formulazione (Kollár, 1999) per quanto riguarda travi caricate con carichi distribuiti e altre formulazioni per i casi più svariati. Il risultato ottenuto nell'Eq. (15) non tiene conto della deformazione a taglio che, viene invece presa in considerazione nello studio portato avanti da Wu e Sun (1992) e semplificato da Kollár nel 2001. Attraverso l'utilizzo di equazioni di equilibrio, equazioni di congruenza e legame costitutivo, si arriva alla definizione, per quanto concerne una trave doppiamente appoggiata e caricata alle estremità da due momenti concentrati, della soluzione di un problema agli autovalori di questo tipo:

Eq. (16) $$\left([\hat{S}] - [\hat{S}] * \left(\frac{i^2 * \pi^2}{l^2} * [\widehat{EI}] + [\hat{S}] \right)^{-1} * [\hat{S}] + \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \widehat{GI}_t \end{bmatrix} + M_{cr} * \begin{bmatrix} 0 & -1 \\ -1 & \beta_1 \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} v_0 \\ \psi_0 \end{Bmatrix} = 0$$

dove chiaramente $[\hat{S}]$ rappresenta la matrice dei momenti statici e $[\widehat{EI}]$ la matrice delle rigidezze.
v_0 e ψ_0 invece derivano dal tipo di soluzione cercata che è di natura sinusoidale.
Imponendo che la sezione trasversale sia doppiamente simmetrica, $S_{y\omega} \approx 0$ e che, il più basso carico critico sia ottenuto per i=1, si trova che:

Eq. (17) $$M_{cr}^2 - \hat{N}_{crz}^{BS} * \beta_1 * M_{cr} - \hat{N}_{crz}^{BS} * \hat{N}_{cr\psi}^{BS} * i_\omega^2 = 0$$

Che, rispetto all'Eq. (10) differisce per il fatto che:

Eq. (18) $$\widehat{N}_{crz}^{B} \rightarrow \widehat{N}_{crz}^{BS} = \left(\frac{1}{\widehat{N}_{crz}^{B}} + \frac{1}{\hat{S}_{yy}}\right)^{-1}$$

Eq. (19) $$\widehat{N}_{cr\omega}^{B} \rightarrow \widehat{N}_{cr\omega}^{BS} = \left(\frac{1}{\widehat{N}_{cr\omega}^{B}} + \frac{1}{\frac{1}{i_{\omega}^{2}} * \hat{S}_{\omega\omega}}\right)^{-1}$$

Eq. (20) $$\widehat{N}_{cr\psi}^{B} \rightarrow \widehat{N}_{cr\psi}^{BS}$$ (Engesser, 1889)

Queste ultime tre relazioni sono fondamentali poiché mostrano come, con la presa in considerazione della deformazione orizzontale a taglio $(\widehat{S_{yy}})$ e della deformazione torsionale $(\widehat{S_{\omega\omega}})$, venga ridotto il momento critico di buckling (M_{cr}). Possiamo apprezzare questo nel grafico seguente:

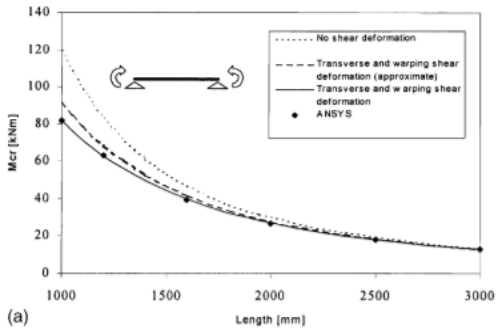


Figura 45. Carico critico e diminuzione con incremento di lunghezza.

In Figura 45 possiamo vedere come, il carico calcolato con Eq. (16), sia rappresentato dalla linea continua e sia coerente con l'analisi agli elementi finiti sviluppata in (Sapkás, Kollár, 2002). Il carico critico approssimativo calcolato con Eq. (15) invece è rappresentato dalla linea tratteggiata e fa capire appunto come la deformazione a taglio riduca il carico critico per travi corte (in travi lunghe la deformazione a taglio è trascurabile).
Risulta notevole vedere come, nello studio riportato, venga proposta una formulazione generale per il calcolo del momento critico sia per quanto riguarda una trave doppiamente appoggiata sia per una trave a sbalzo.

Eq. (21) $$M_{cr} = C_1 * \widehat{N}_{crz}^{BS} * \left(C_2 * f + C_3 * \beta_1 + \sqrt{(C_2 * f + C_3 * \beta_1)^2 + \frac{\widehat{N}_{cr\psi}^{BS} * i_{\omega}^{2}}{\widehat{N}_{crz}^{BS}}}\right)$$

dove C_1, C_2, C_3 sono delle costanti che variano a seconda del tipo di trave sotto esame e della tipologia di carico applicato come riportato nella tabella di Figura 46.

	C_1	C_2	C_3
Simply supported beam (k = 1)			
(a) End moments	1	0	0.5
(b) Uniformly distributed load ($M_{cr} = q_{cr}l^2/8$)	1.13	0.45	0.267
(c) Concentrated force ($M_{cr} = P_{cr}l/4$)	1.35	0.55	0.212
(d) Two concentrated forces ($M_{cr} = P_{cr}l/3$)	1.12	0.51	0.245
Simply supported beam (the rotations (about the z-axis) and the warping of the end cross-sections are restrained, k = 0.5)			
(a) Concentrated force ($M_{cr} = P_{cr}l/4$)	1.07	0.42	n.a
Cantilever beam (k = 1)			
(a) Distributed load ($M_{cr} = q_{cr}l^2/2$)	2.05	n.a	n.a
(b) Concentrated force ($M_{cr} = P_{cr}l$)	1.28	n.a	n.a

Figura 46. Tabella con costanti C_1, C_2, C_3 di Eq. (20).

Molto spesso vengono utilizzate delle sezioni trasversali da ponte trapezoidali in quelli che sono i ponti compositi acciaio-calcestruzzo come quello oggetto di questa tesi. Una fase critica per queste categorie di strutture è rappresentata sicuramente dal getto dell'impalcato dove, come sappiamo, la sezione non composita di solo acciaio deve sopportare l'intero peso della struttura (incluso quello del calcestruzzo, non ancora indurito). È stato condotto uno studio da Mehri, Crocetti, 2002, sulla capacità di resistere al lateral-torsional buckling da parte di travi modellate e U con l'utilizzo di controventi torsionali e tralicci di rinforzo trasversali. Come riportato nell'articolo, per una trave doppiamente simmetrica, vincolata alle estremità nei confronti della torsione e libera di ingobbirsi, si può calcolare la capacità flesso-torsionale, ovviamente prendendo anche il fattore C_b che tiene conto, come sappiamo, del gradiente di momento e delle condizioni di carico.

Eq. (22) $$M_{cr} = C_b * M_0 = \frac{C_b * \sqrt{EI_z * GJ}}{K_z * L_b} * \sqrt{1 + \frac{\pi^2 * E * C_w}{GJ * (K_y * L_b)^2}}$$

dove K_z e K_y sono i coefficienti della lunghezza di instabilità lungo l'asse debole, z, e l'asse forte, y. L_b rappresenta la distanza tra gli appoggi di torsione laterali, E il modulo di elasticità, G il modulo di taglio, J la costante di torsione, I_z il momento di inerzia laterale e C_w la costante di warping. Differenti tipologie di controventi trasversali (cross frames) sono utilizzati per ridurre la distorsione delle travi e prevenire la torsione relativa tra le due ali, come si può vedere bene in Figura 22.

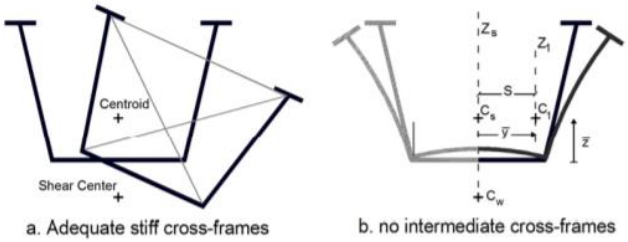


Figura 47. Differenza di comportamento con e senza controventi.

Assumendo ora, che le connessioni tra i cross frames e le travi siano delle cerniere (quindi non è presente un effetto Vierendeel) e i cross frames stessi siano abbastanza rigidi nel loro piano, possiamo scrivere:

Eq. (23) $$K_T = K_{T,st} + K_{T,w} = 2 * GJ_1 + 2 * E * \left(\frac{h^2}{4} * I_{z,1} + \frac{S^2}{4} * I_{y,1}\right)$$

dove, K_T è la rigidezza torsionale totale della trave doppiamente simmetrica in esame, $K_{T,st}$ è la rigidezza secondo Saint Venant e $K_{T,w}$ è quella di warping. S è la distanza tra baricentri delle due travi a I e, il pedice 1 rappresenta il relativo parametro di una trave rispetto al baricentro di ogni ala. Sostituendo, $K_{T,st}$, $K_{T,w}$ e $2EI_{z,1}$ rispettivamente a GJ, EC_w e EI_z e conservando solo il termine $I_{y,1}S^2$ (termine dominante) si perviene all'equazione di Yura (Eq. (24)) che è quella che è stata investigata in (Mehri, Crocetti, 2002) per il Ponte Marcy.

Eq. (24) $$M_g = C_b * \frac{\pi^2 * SE}{L_g^2} * \sqrt{I_{y,1} * I_{z1,eff}} \quad \text{con} \quad I_{z1,eff} = I_{z1,c} + \frac{t}{c} * I_{z1,t}$$

dove t/c è il rapporto di distanze tra le flange tese e compresse rispetto al baricentro. $I_{z1,c}$ e $I_{z1,t}$ sono invece i momenti di inerzia laterali delle flange tese e compresse rispetto all'asse debole.
Chiaramente tutte le formule presentate in (Mehri, Crocetti, 2002) non tengono conto del comportamento complicato che si basa sulle condizioni di vincolo, tipo di carico grado di asimmetria.

Una formula esatta fu presentata da Vlasov e, più avanti, fu fornita da Galambos una relazione generale per il momento critico:

Eq. (25) $$M_b = \frac{C_b * \pi^2 * EI_z * \beta_y}{2*(K_z * L_b)^2} * \left\{1 \pm \sqrt{1 + \frac{4}{\beta_y^2} * \left[\frac{C_w * K_z^2}{I_z * K_y^2} + \frac{GJ*(K_z*L_b)^2}{\pi^2 * EI_z}\right]}\right\}$$ con

Eq. (26) $$\beta_y = 0{,}9 * d * (2\varrho - 1) * \left[1 - \left(\frac{I_z}{I_y}\right)^2\right]$$

Dove β_y è il coefficiente di asimmetria, $\varrho = I_{zc}/I_z$ e d è l'altezza della sezione.
Possiamo vedere di seguito, i risultati della verifica del modello (Mehri, Crocetti, 2002) dove si possono apprezzare le differenze in termini di risultati di M_{cr} tra le diverse metodologie utilizzate:

Analysis type	M_{cr} (MNm)	Diff. (%)
FEM	10.4	-
Exact solution, with approximate β_z [8]	10.0	-3.9
Approximate, AISC LRFD [10]	8.7	-16.9
Eq. (23)	10.3	-1.3

Figura 48. Differenze di risultato tra i vari approcci.

Per quanto riguarda l'altezza di carico, Yura ha dimostrato che essa può essere trascurata per travi gemelle a I doppiamente simmetriche con un gradiente di momento flettente a singola curvatura e un adeguato rinforzo torsionale intermedio. Per quanto riguarda il Marcy Bridge, come si evince dal grafico in Figura 49, è evidente che l'effetto dell'altezza di carico non può essere trascurato per travi trapezoidali anche se la trave è rinforzata torsionalmente da cross frames con una elevata rigidezza torsionale equivalente $\beta_b (=N\beta/L_b)$ dove N è il numero di cross frames e β_b è la rigidezza torsionale per ognuno di essi. Come si può vedere sempre dal grafico sottostante, il carico applicato nella flangia superiore riduce la capacità contro l'LTB rispetto al carico applicato nell'asse neutro. $M_{cr,br}$ e $M_{N.A.,ub}$ sono, in figura, le capacità globali contro l'LTB per il caso rinforzato (braced) e non rinforzato(unbraced).

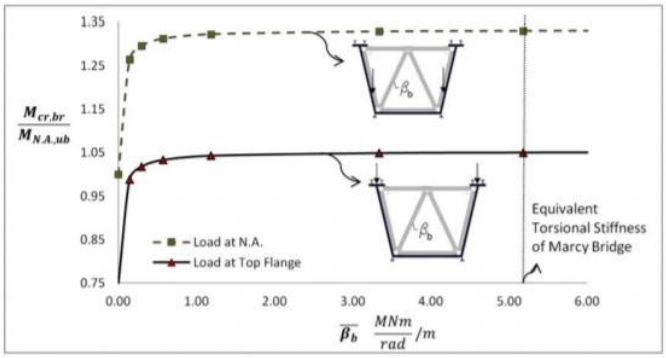


Figura 49. Effetto dell'altezza di carico sul Marcy Bridge.

Un dettaglio molto importante che viene portato avanti sempre in (Mehri, Crocetti, 2002), visibile in Figura 25 è che la capacità flesso-torsionale globale (GLB) del Ponte Marcy con un determinato numero di controventi trasversali, $M_{cr,N\text{-}br}$, comparata con la capacità a buckling senza l'utilizzo dei controventi, $M_{cr,ubr}$; il tutto rispetto alla rigidezza torsionale equivalente β_b, ci permette di vedere che, il sistema di controventatura trasversale utilizzata in suddetto ponte aveva una rigidezza decisamente maggiore di quella torsionale richiesta corrispondente al rinforzo completo (full bracing).
Si può vedere, anche, che un solo cross frame, posizionato in mezzeria, risulta più efficace di due cross frames messi "ai terzi" della campata, dovuto al fatto che in mezzeria si ha il massimo spostamento laterale.

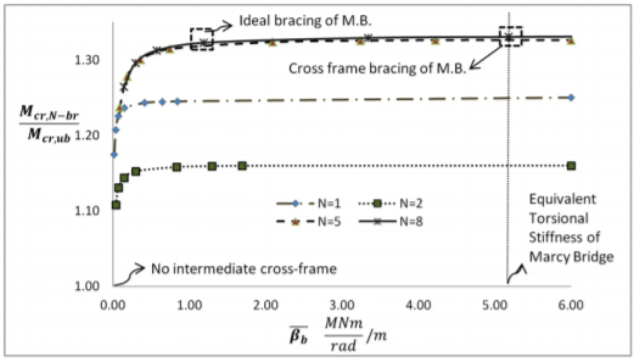


Figura 50. Rigidezza trasversale equivalente del Marcy Bridge e numero di controventi.

Un risultato ancora fondamentale da tenere in considerazione è sicuramente il fatto che, appunto, un rinforzo parziale della flangia superiore, applicato in una parte piccola della lunghezza della campata ad ogni estremità, permette di vedere un incremento della capacità a LTB del Marcy Bridge dovuto all'inserimento di un vincolo all'ingobbimento simile alle estremità incastrate. La figura sottostante mostra questa evidenza.

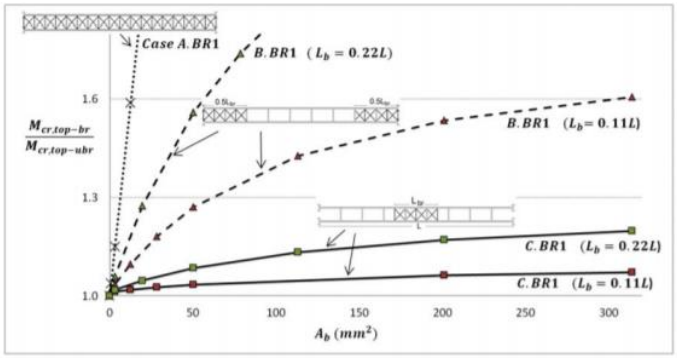


Figura 51. Incremento di capacità cambiando la posizione dei controventi.

Se i risultati di un'analisi, dunque, indicano una capacità di momento flettente inadeguata, la resistenza della trave può essere migliorata aggiungendo controventi nella flangia superiore per il 10-20% della campata vicino agli appoggi. Con l'utilizzo di controventi ad X (Mehri, Crocetti, 2002), con un'area della sezione trasversale relativamente piccola (≈8mm²), la capacità del Marcy Bridge incrementa circa del 28%, ossia approssimativamente del valore adatto alla prevenzione del lateral-torsional buckling durante il getto dell'impalcato.

Un punto molto importante da tenere in considerazione, come si può intuire, è il fatto di verificare le travi composite in fase di montaggio, di erezione. È stato presentato, molto bene, questo problema, in (Boissonnade, Cajot et all., 2005), dove si parla appunto della verifica di stabilità di travi sottoposte a lateral-torsional buckling durante la fase di montaggio. È stato esposto, appunto, un metodo generale di verifica.

Il modello matematico utilizzato si basa su travi rivestite di calcestruzzo (le cosiddette "encased beams"), sviluppate dall'ARCELOR Long Carbon Steel Research Centre. In queste travi, gli spazi tra le flange del profilo, sono riempiti di calcestruzzo successivamente. Per avere un'idea di questo modello possiamo vederne una rappresentazione in Figura 52 (vedi pagina successiva).

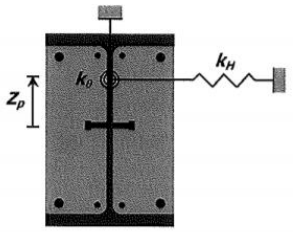


Figura 52. Sezione trasversale del modello meccanico.

dove, k_H rappresenta il vincolo laterale dato dalla piastra in acciaio, k_θ il corrispondente vincolo torsionale e Z_p la distanza tra il baricentro del profilo di acciaio e il centro torsionale di rotazione dell'intera sezione trasversale, che può essere qualsiasi, a seconda dei valori di k_H e k_θ. Il metodo utilizzato per valutare la stabilità preannunciata è il cosiddetto "Metodo Ibrido" (Hybrid Method), in cui si perviene al calcolo di una resistenza plastica a flessione della sezione trasversale della trave M_{pl} in modo analitico, mentre la resistenza critica elastica a lateral-torsional buckling, M_{cr}, avviene attraverso un metodo numerico (genericamente si utilizzano gli strumenti agli elementi finiti). Come riportato sempre in (Boissonnade, Cajot et all., 2005), è calcolato un fattore di snellezza λ della trave e, attraverso la curva di instabilità ("buckling curve") si perviene alla resistenza contro l'instabilità flesso-torsionale della trave. Come si può ben vedere nello schema riassuntivo di Figura 53, M_{cr} è calcolato separatamente attraverso un FEM rispetto a M_{pl}, il quale può chiamarsi $M_{pl,cracked}$ nel caso di travi parzialmente rivestite.

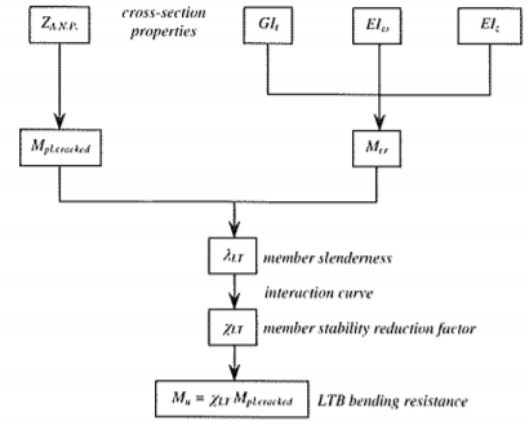


Figura 53. Schema riassuntivo "Hybrid Method".

Per il calcolo di M_{cr} è fondamentale valutare i valori di EI_z, GI_t e EI_ω. È chiaro che, nel caso in esame, di travi rivestite parzialmente, GI_t è diversa rispetto al caso di trave che resiste solamente attraverso l'acciaio. È importante, dunque, valutare con attenzione il contributo del calcestruzzo alle proprietà della sezione trasversale. In particolare, Boissonnade, Cajot et all., 2005, riportano che:

Eq. (27) $$GI_{t,tot} = G_{steel} * I_{t,steel} + G_{concrete} * I_{t,concrete}$$

dove, $I_{t,steel}$ è basato su considerazioni prettamente teoriche, mentre $I_{t,concrete}$ considera anche il fatto che, le due porzioni di calcestruzzo non resistono indipendentemente agli sforzi di taglio ma forniscono un resistenza torsionale additiva alla sezione trasversale uguale a quella fornita da un rettangolo di calcestruzzo di dimensioni $(b - t_w)$ X $(h - 2t_f)$. EI_ω invece per semplicità, è supposto uguale a EI_ω valutato per il singolo profilo a I. Allo stesso modo, il calcestruzzo nei due spazi intorno al profilo di acciaio, influenza la rigidezza dell'asse debole, EI_z.

Eq. (28) $$EI_{z,tot} = EI_{z,steel} + EI_{z,concrete}$$

dove, $EI_{z,concrete}$ è determinata attraverso il calcolo elastico fessurato, con un comportamento del calcestruzzo illustrato in Figura 54.

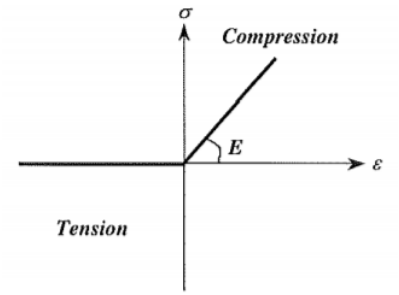


Figura 54. Comportamento del calcestruzzo nell'analisi di stabilità.

Confrontando i risultati ottenuti analiticamente con quelli ottenuti numericamente si hanno delle differenze, come riportato nella tabella di Figura 55 e 56.

Profiles (number)	*Mean error on GI_t (%)*	*Standard deviation σ(%)*
IPE (5)	16.1	0.9
IPEA (5)	12.8	0.8
HEAA (20)	14.0	2.2
HEA (20)	15.4	2.1
HEB (20)	18.7	2.1
HEM (20)	25.6	3.1

Figura 55. Differenze percentuali di GI_t.

	$M_{cr\ SAFIR}$ (kNm)	*$M_{cr\ method}$ (kNm)*	*Error (%)*
L= 5 m	5718	5188	10.2
L= 8 m	3420	3232	5.8
L= 15 m	1748	1721	1.6
L= 20 m	1305	1290	1.2

Figura 56. Differenze percentuali di M_{cr}.

Come si può vedere, apparentemente, si arriva a una differenza di risultati in termini di GI_t abbastanza grande (≈25%), ma in realtà questa differenza ha un significato nel momento in cui il lateral-torsional buckling è preponderante. Nel caso in esame riportato in (Boissonnade, Cajot et all., 2005), con delle travi parzialmente rivestite, questo non avviene. È chiaro, dunque, che una differenza di circa il 10% in termini di M_{cr} risulta soddisfacente per il metodo proposto. Quest'ultimo, attraverso il calcolo finale di M_u, ottenuto grazie a M_{cr} e M_{pl}, precedentemente calcolati e, attraverso il calcolo e la verifica di un parametro "a" utilizzato nella curva di instabilità ("buckling curve"), ci permette di verificare, con l'aiuto di studi parametrici, sia le travi parzialmente rivestite in fase di erezione, sia l'influenza di un vincolo dato da lamine di metallo sulla resistenza alla instabilità. Quest'ultima particolarità, la si vede bene in Figura 57 (vedi pagina successiva), attraverso cui si capisce quanto sia non trascurabile l'effetto irrigidente del così designato "steel sheet" in termini di resistenza ultima del sistema. Tuttavia, descrivono sempre Boissonnade, Cajot et all., 2005, che, questa influenza è trascurabile nel caso di travi parzialmente rivestite, poiché tale incremento di resistenza è piccolo rispetto ai più significativi incrementi indotti da GI_t e EI_z.

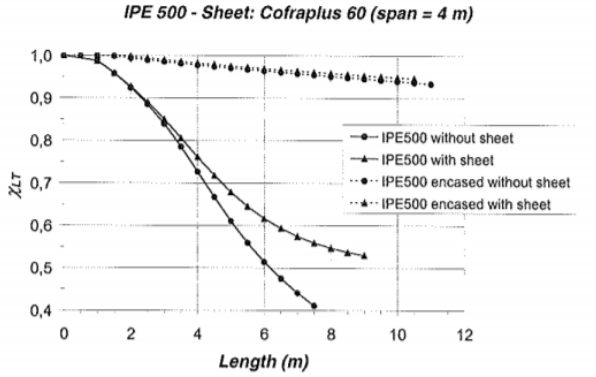


Figura 57. Influenza della lamina di acciaio sulla resistenza.

Molto interessante valutare come, in (Gonçalves, Henriques et all., 2016), è stata studiata l'efficienza del metodo GBT (Generalized Beam Theory) per gestire meglio i problemi di distorsione e instabilità locale della sezione trasversale. La GBT è una teoria rivolta a una trave prismatica a sezione sottile utilizzata per gestire le deformazioni della sezione nel piano e fuori dal piano (warping). È stata proposta per la prima volta da Schardt nel 1966 e nel 1989 e successivamente sviluppata negli anni seguenti, fino ad arrivare al giorno d'oggi con Camotim (2010) e altri. La distorsione laterale, come si può vedere in Figura 58, coinvolge la flangia inferiore imponendone uno spostamento laterale e inserisce invece nell'anima una flessione trasversale. Per quanto riguarda invece l'instabilità locale, anch'essa visibile nell'immagine sottostante (Figura 58), si può vedere come venga coinvolta una flessione dell'anima e una rotazione della flangia compressa inferiore. In (Gonçalves, Henriques et all., 2016) ci si concentra molto sul valutare il comportamento (biforcazione) delle travi composite acciaio-calcestruzzo con instabilità locale e distorsione laterale sotto un momento flettente variabile, utilizzando una GBT e paragonandola con una normale analisi agli elementi finiti. In particolare, Gonçalves & Camotim, nel 2010, dimostrarono come, suddetta teoria, possa tenere conto degli effetti complessi relativi alla distorsione della sezione trasversale, effetto "shear lag" e flessibilità delle connessioni di taglio.

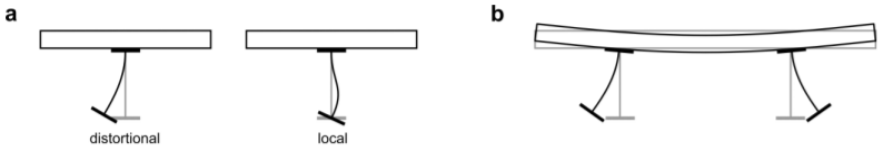


Figura 58. Distorsione laterale e instabilità locale presi in conto nella GBT.

In (Gonçalves, Henriques et all., 2016), è riportato un esempio di calcolo per una trave semplicemente appoggiata e caricata da un momento negativo, viene mostrata la precisione di calcolo della GBT rispetto a un modello agli elementi finiti di striscia (Finite Strip Method). Questo risultato si può vedere bene in Figura 59, nella pagina successiva. In Figura 60 invece, si può vedere come, il local buckling si manifesti con lunghezze piccole di semi-onda (L3-L4-L5-L6), mentre la distorsione laterale di manifesti con lunghezze più moderate (D). Con L3, L4, L5, L6 e D ci si riferisce, sempre in (Gonçalves, Henriques et all., 2016), ai modi di deformazione presi in considerazione nell'analisi di instabilità, mostrati in Figura 61 (vedi, ancora, pagina seguente). Sempre in Figura 60 è possibile vedere come, h_w, influenzi significativamente il carico di instabilità locale e minimamente, per contro, il carico di distorsione laterale.

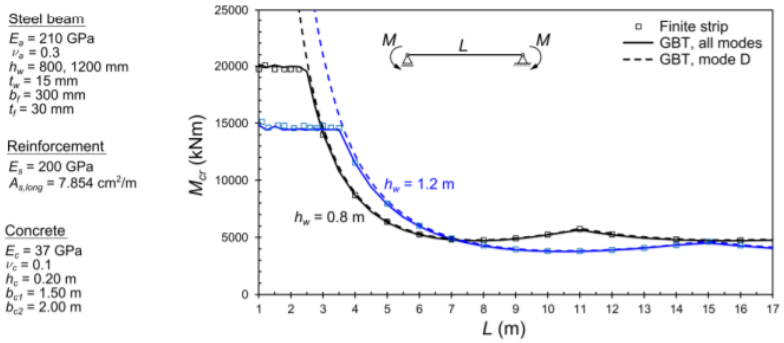


Figura 59. Confronto risultati GBT con Finite Strip Method al variare di L.

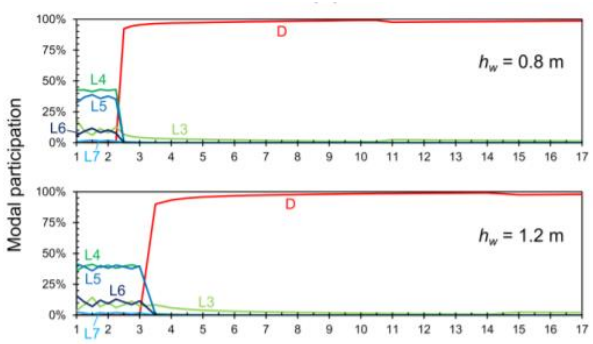


Figura 60. Partecipazione modale al variare di L e h_w.

Di seguito, in Figura 61, vengono proposti i modi di deformazione considerati, dove, i summenzionati che vanno da L4 a L7 seguono le leggi riportate in Eq. (29).

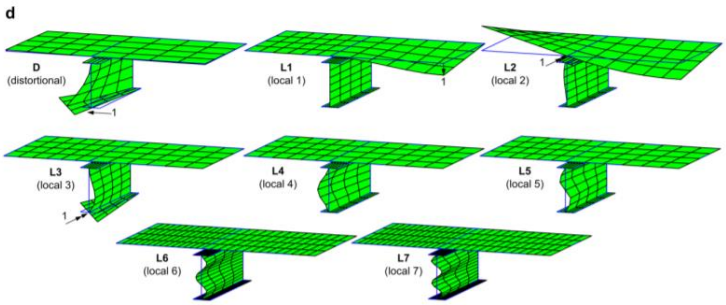


Figura 61. Modalità di deformazione prese in considerazione nell'analisi di instabilità.

Eq. (29)

$$f_4 = y^2 * (y - h_w)^2 \ , \ f_5 = y^2 * (y - h_w)^2 * \left(y - \frac{h_w}{2}\right)$$

$$f_6 = y^2 * (y - h_w)^2 * \left(y - \frac{h_w}{3}\right) * \left(y - \frac{2h_w}{3}\right)$$

$$f_7 = y^2 * (y - h_w)^2 * \left(y - \frac{h_w}{4}\right) * \left(y - \frac{2h_w}{4}\right) * \left(y - \frac{3h_w}{4}\right)$$

Risulta molto importante, quando parliamo di travi composite, capire che, l'obiettivo della loro unione è di avere un materiale finale che sia migliore dei due da cui è stato creato. Come sappiamo, l'Instabilità flesso-torsionale, dà diversi problemi nelle aree chiamate "hogging zones", ossia dove il momento flettente negativo fa sì che si abbia la lastra di calcestruzzo in trazione e l'acciaio in compressione, il che non va bene poiché il calcestruzzo tende a fessurarsi e l'acciaio a rischiare i problemi di instabilità, poiché molto snello. Il solaio in calcestruzzo incrementa la resistenza dell'acciaio contro questo fenomeno e la deformazione della flangia superiore e conseguentemente

quella dell'anima sono vincolate. Nel corso degli ultimi anni, si sono sviluppate, come ricordato (Guedes, 2014), diverse formulazioni, volte al calcolo del momento critico di Instabilità. Tra queste ricordiamo sicuramente quella di Hanswille, esposta in Eq. (30).

Eq. (30)

$$EI_{WD} * \emptyset''' + \left[(k_z * M_y - GI_T)\emptyset'\right]' + C_\emptyset * \emptyset = m_T$$

$$M_{cr} = \frac{1}{k_z} * \left[2 * \sqrt{EI_{WD} * C_\emptyset} + GI_T\right]$$

$$M_{cr} = \frac{1}{k_z} * \left[\frac{\pi^2 * EI_{WD}}{(\beta_B * L)^2} + GI_{T,eff}\right]$$

dove, la seconda equazione è relativa a un momento uniforme e la terza a un momento non uniforme. Tale metodo, fa riferimento a un modello U-frame invertito, riportato in Figura 62.

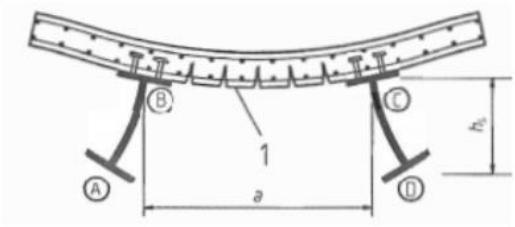


Figura 62. Modello U-frame invertito utilizzato da Hanswille.

Per simulare invece, il vincolo imposto dall'anima alla flangia inferiore, Dekker sviluppò un metodo approssimativo basato sulla teoria dell'anima rigida, in modo tale da rendere possibile il vincolo alla deformazione della flangia superiore e simulare la rigidezza alla flessione dell'anima. Nell' equazione seguente vediamo appunto il calcolo del M_{cr} secondo questa trattazione, riportata sempre in (Guedes, 2014).

Eq. (31)

$$M_{cr} = \pi E * \sqrt{\frac{\pi^2 * I_\omega * I_z}{L^4} + \frac{I_z * GJ}{EL^2}}$$

la quale, con l'opportuno utilizzo di coefficienti tiene conto della presenza del solaio in calcestruzzo.
Sempre con riferimento al modello U-frame invertito, c'è un'altra formulazione che genericamente viene utilizzata per il calcolo del momento critico, ossia quella presentata nell'Eurocodice 4, risultante nelle seguenti equazioni.

Eq. (32)

$$M_{cr} = \frac{k_c * C_4}{L_s} \sqrt{\left(GI_{at} + \frac{k_s * L^2}{\pi^2}\right) * E_a * I_{afz}} \quad , \quad \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}}$$

Come ricordato (Guedes, 2014), il metodo di Dekker è più conservativo, vista l'assunzione di sezione in acciaio rigida, nel comportamento della trave. Tale rigidezza della sezione, tende a diminuire il valore del momento critico. È possibile vedere infatti, come, per i tre modelli esposti, ci sia una differenza in termini di risultati per quanto concerne il momento critico M_{cr} e come, all'aumentare dell'altezza della trave, il risultato proposto da Hanswille diverga rispetto alle altre due formulazioni presentate.

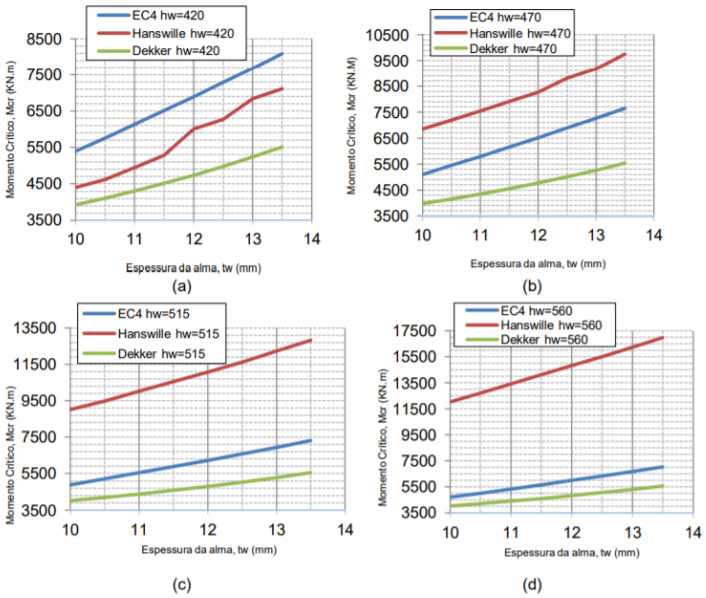


Figura 63. Comparazione tra i tre metodi visti.

Inoltre, è interessante apprezzare, sempre in (Guedes, 2014), come sia stata valutata l'influenza di alcuni parametri nello studio del lateral-torsional buckling, come ad esempio la resistenza allo snervamento dell'acciaio, lo spessore dell'anima o la lunghezza della campata, riportate in Figura 64. È visibile, infatti, come l'incremento di questi parametri porti a una grande variazione in termini di snellezza normalizzata $\bar{\lambda}_{LT}$. Il sovraccarico invece, è importante solamente se applicato in maniera non simmetrica, poiché in questo modo, viene a cambiare il diagramma di momento (Guedes, 2014).

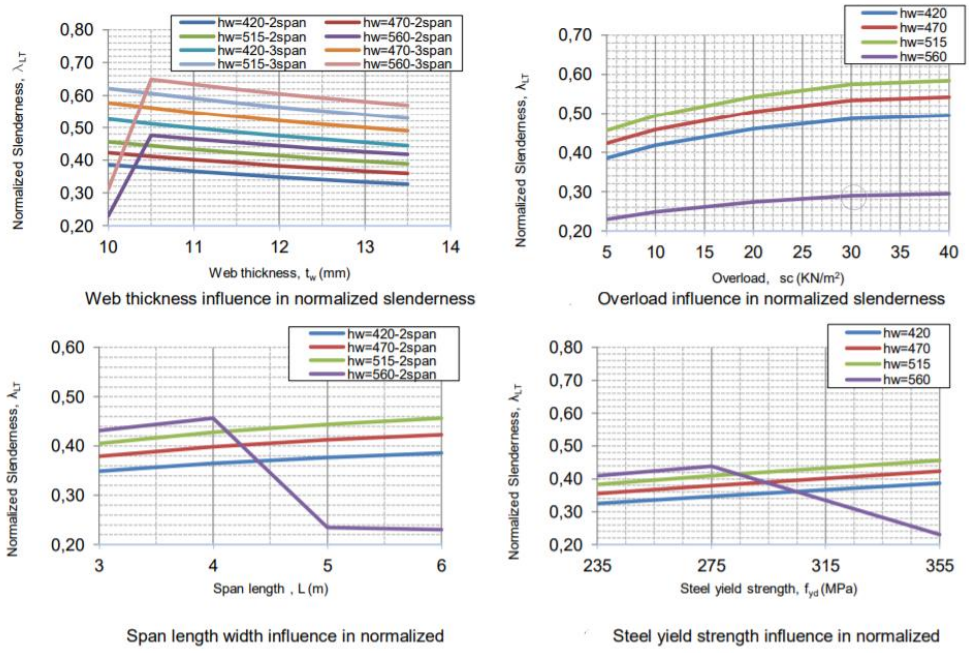


Figura 64. Parametri che influenzano il M_{cr}.

È molto importante in ambito ingegneristico, una valutazione sulla sicurezza dei metodi di calcolo utilizzati. Per quanto concerne la valutazione del lateral-torsional buckling nelle travi prismatiche in acciaio, genericamente si fa riferimento ai metodi presentati nell'Eurocodice 3. Le metodologie proposte sono due, quella del caso generale (General Case) e quella del caso speciale (Special Case), il primo, genericamente più conservativo e il secondo

invece, con una natura significativamente meno a favore di sicurezza. Le valutazioni sulla sicurezza di suddetti metodi sono state condotte in passato da Snijder e Hoenderkamp e da Rebelo et al., analizzando le discrepanze che esistevano con le analisi numeriche (Simões da Silva, Tankova et all., 2017). Recentemente, invece, un metodo di derivazione analitica è stato presentato da Taras, il quale ha rigorosamente implementato il già conosciuto approccio di Ayrton-Perry.
Sempre in (Simões da Silva, Tankova et all., 2017), è mostrato come il General Case usi la curva di instabilità al variare del rapporto h/b (altezza/larghezza) e come, bassi valori di questo rapporto siano indice di alta rigidezza torsionale e alta resistenza alla instabilità flesso-torsionale. Il metodo è stato criticato appunto in relazione al fatto che sia troppo conservativo per quanto concerne le distribuzioni variabili di momento flettente, a differenza dello Special Case dove invece viene considerata la resistenza torsionale e i suoi benefici. Le distribuzioni variabili di momento flettente sono tenute in conto nella trave attraverso la modifica del fattore di riduzione χ_{LT} con un fattore f, come riportato in Figura 65.

Method	GC/f; SC		nEC3
Loading/ Factor	k_c	f	f_M
	$\frac{1}{1.33-0.33\psi}=1$	$1-0.5(1-k_c)\times\left[1-2(\bar{\lambda}_{LT}-0.8)^2\right]=1$	$1.25-0.1\psi-0.15\psi^2=1$
	$\frac{1}{1.33-0.33\psi}=0.75$	Function of the slenderness	$1.25-0.1\psi-0.15\psi^2=1.25$
	0.94		1.05
	$\frac{1}{1.33-0.33\psi}=0.60$		$1.25-0.1\psi-0.15\psi^2=1.2$
	0.86		1.11

Figura 65. Tabella con fattore f di modifica per χ_{LT}.

In (Simões da Silva, Tankova et all., 2017) vengono presentati 4 studi: General Case, Special Case, General Case modificato con f e uno studio portato avanti sulla base di Ayrton-Perry. I risultati visibili in Figura 66, Figura 67 e nella tabella di Figura 68 (vedi anche pagina seguente), ci mostrano come valori del rapporto r_e/r_t maggiori di uno indichino una stima sicura al contrario di valori inferiori a uno, indicanti risultati non sicuri. Il valore di r_e esprime la stima delle simulazioni numeriche avanzate, mentre r_t corrisponde a uno dei metodi utilizzati.

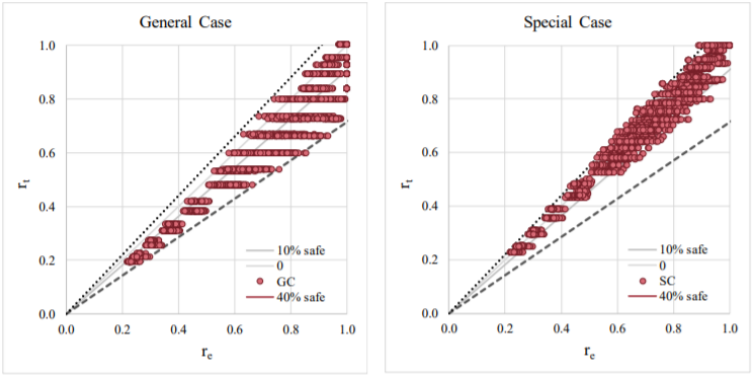


Figura 66. General Case e Special Case.

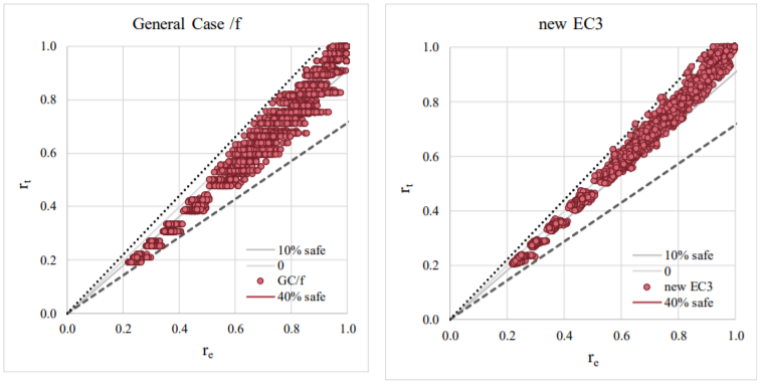


Figura 67. General Case modificato e ultimo metodo analizzato.

Nella tabella seguente, è possibile vedere i risultati statistici dello studio, che mostrano la differenza di valori di rapporto che ci può essere, andando da un 10% di valutazione non sicura fino al 40% oltre una valutazione sicura per il General Case.

	nEC3	GC	SC	GC/f	AISC
mean	1.03	1.13	1.01	1.08	0.97
std	0.05	0.10	0.05	0.08	0.09
cov	4.5%	8.8%	4.9%	7.7%	9.7%
min	0.91	0.93	0.88	0.93	0.73
max	1.30	1.44	1.21	1.43	1.46
<0.97	144	20	625	73	1641
<1	719	214	1230	431	1966

Figura 68. Risultati dei parametri statistici analizzati.

Sempre in riferimento al metodo del General Case, è importante evidenziare come, questo metodo sia incapace di stimare correttamente l'effetto benefico della distribuzione non uniforme di momenti flettenti e dunque, sottostimare la resistenza al lateral-torsional buckling, come mostrato in Figura 69, estratta da (Simões da Silva, Tankova et all., 2017).

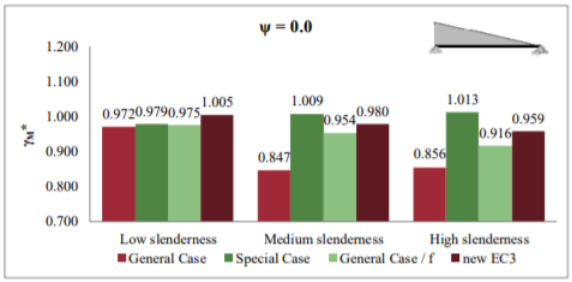


Figura 69. Influenza del momento non uniforme sul coefficiente di sicurezza γ_M.

Gli elementi strutturali, come abbiamo detto prima, sottoposti a flessione nell'asse forte, manifestano spostamenti v lungo l'asse debole come in Figura 70 (pagine successiva). Dalla flessione, ne deriva che le sezioni trasversali sono per una parte in tensione e per una in compressione. Se si considera l'equilibrio in una posizione spostata, si trova che gli spostamenti laterali, differiscono per le due flange della trave. Infatti, nella flangia compressa compaiono delle forze destabilizzanti, nella direzione degli spostamenti assunti. Di conseguenza, gli spostamenti laterali in suddetta flangia compressa crescono più rapidamente che in quella tesa dove, le forze stabilizzanti opposte agli spostamenti imposti si sviluppano. A causa della differenza di questi spostamenti laterali, la sezione trasversale dell'elemento si torce, mobilitando a pieno la sua rigidezza torsionale. Quindi, si avrà un elemento soggetto simultaneamente a spostamenti laterali e torsione che danno origine appunto, all'instabilità flesso-torsionale.

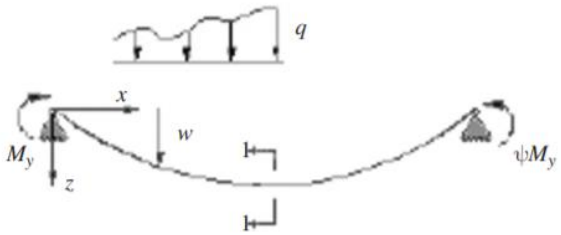


Figura 70. Spostamenti lungo l'asse debole e sollecitazione lungo l'asse forte.

I problemi di instabilità torsionale e spostamento laterale sono risolti quasi esclusivamente dal metodo energetico. Per una trave non vincolata di sezione trasversale doppiamente simmetrica, (Figura 71), il potenziale totale può essere espresso in funzione del solo angolo di torsione θ e si scrive, come riportato in (Vayas, Ermopoulos et all., 2018):

Eq. (33)

$$\frac{1}{2} * \bar{\delta}^2 * V^T = \frac{1}{2} * \int_0^l \left[EI_w * (\theta'')^2 + GI_t * (\theta')^2 - \frac{M_y^2}{EI_z} * \theta^2 - q * z_g * \theta^2 \right] * dx - P * z_g * \theta_{(P)}^2$$

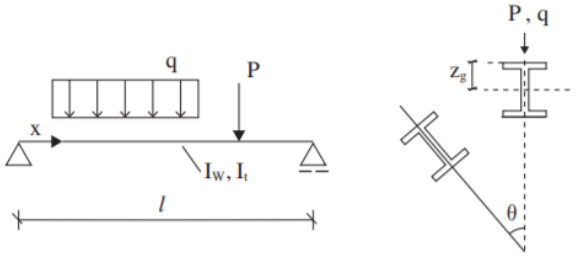


Figura 71. Schema della trave di calcolo in esame.

dove GI_t è la rigidezza torsionale (Saint Venant), EI_w è la rigidezza all'ingobbamento, M_y è il momento flettente nell'asse forte, q il carico distribuito uniforme in direzione dell'asse debole, P il carico concentrato in direzione anch'esso dell'asse debole, θ è l'angolo di torsione (twist), $\theta_{(P)}$ l'angolo di twist nella posizione del carico concentrato e z_g la distanza tra il punto di applicazione del carico e il centro di taglio (=baricentro) in direzione dell'asse debole.

I primi tre termini dell'equazione sopra riportata rappresentano l'energia elastica interna del sistema. I primi due, in particolare, rappresentano l'energia di deformazione elastica dovuta alla rigidezza all'ingobbamento e alla torsione, il terzo invece rappresenta l'energia riferita alla flessione. Gli ultimi due termini esprimono il lavoro fatto dalle forze esterne. Come riportato sempre in (Vayas, Ermopoulos et all., 2018), lo stato critico è definito dal fatto che la derivata prima dell'espressione sopra riportata diventi zero. Le soluzioni numeriche vengono elaborate secondo il metodo di Ritz utilizzando una funzione di forma approssimativa con θ che fornisce le condizioni al contorno. In particolar modo, per la trave riportata in Figura 72, una trave semplicemente appoggiata con sezione trasversale a I soggetta a carico uniforme applicato nel baricentro, si perviene alla soluzione, con le dovute sostituzioni in Eq. (33), di Eq. (34).

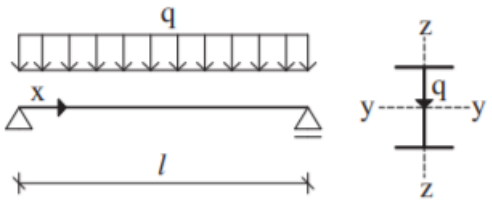


Figura 72. Trave a I soggetta a carico uniforme.

Eq. (34) $$M_{cr} = 1.132 * \frac{\pi^2 * EI_z}{l^2} * \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l^2}{\pi^2} * \frac{GI_t}{EI_z}}$$

Per un carico applicato più generale, i momenti critici sono calcolati come nella tabella di Figura 73.

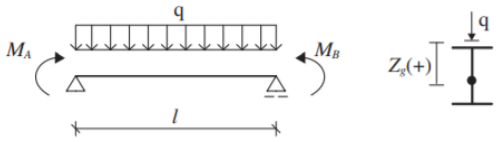
System	
Loading conditions	$-1 \leqslant \psi = \frac{M_A}{M_B} \leqslant 1, \quad 0 \leqslant \mu_0 = \frac{-M_B}{q \cdot l^2/8}$ M_A, M_B positive for direction of moment as shown
Critical moment	$M_{cr,B} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(kl)^2} \cdot \left[\sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{(kl)^2}{\pi^2} \cdot \frac{GI_t}{EI_z} + (C_2 \cdot z_g)^2} - (C_2 \cdot z_g) \right]$
Parameters	$C_1 = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot I}}, k = 1, C_2 = \frac{0.28658}{\mu_0 \cdot \sqrt{I}}, I = \frac{1}{7} + \frac{\psi}{4.6} + \frac{\psi^2}{7} - \frac{1+\psi}{2.3\mu_0} + \frac{0.39}{\mu_0^2}$
Remarks	a) For a simply supported beam without end moments ($M_A = M_B = 0$), it may be set $\psi = 1$ and $\mu_0 = 1/1000$ b) For a simply supported beam without transverse loading ($q = 0$), μ_0 may be set equal to 100.

Figura 73. Calcolo M_{cr} con carico generico.

Talvolta, ricordano sempre Vayas, Ermopoulos et all., 2018, possono essere considerati dei termini addizionali (ad esempio $c_\theta * \theta^2$) che tengono conto del vincolo torsionale della sezione, nell'espressione del potenziale totale. Questo porta a una espressione del tipo:

Eq. (35) $$M_{cr} = 1.132 * \frac{\pi^2 * EI_z}{l^2} * \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l^2}{\pi^2} * \frac{GI_t}{EI_z} + \frac{c_\theta}{EI_z} * \frac{l^4}{\pi^4}}$$

dove, il termine c_θ rappresenta appunto la rigidezza torsionale per il vincolo a rotazione. Nell'immagine di Figura 74 si può vedere bene il vincolo torsionale alla rotazione.

Figura 74. Vincolo torsionale con molla.

Chiaramente, le espressioni viste valgono per elementi con sezione trasversale costante e sotto specifici carichi e condizioni di vincolo alle estremità. Per quanto riguarda elementi con questa particolarità variabile, vengono utilizzati dei software agli elementi finiti. La capacità di resistenza contro l'instabilità flesso-torsionale è ovviamente influenzata nella realtà da quelle che sono le imperfezioni presenti negli elementi.
Risulta notevole osservare come, la resistenza a LTB, si basi su una modifica della già nominata formula di Ayrton-Perry, la quale, calcola le forze interne e i momenti attraverso una analisi non lineare per un elemento sollecitato a flessione nell'asse forte. Di fatto, si può osservare come, in Figura 75 (vedi pagina successiva), se si analizza l'equilibrio nella situazione indeformata, aumenti solamente M_y grazie alla sollecitazione nell'asse forte. Mentre invece, nella situazione deformata, si può vedere come le deformazioni laterali diano vita a una rotazione dell'asse principale provocando la nascita di un momento M_z nell'asse debole e un momento torcente T dovuto alla torsione della sezione trasversale.

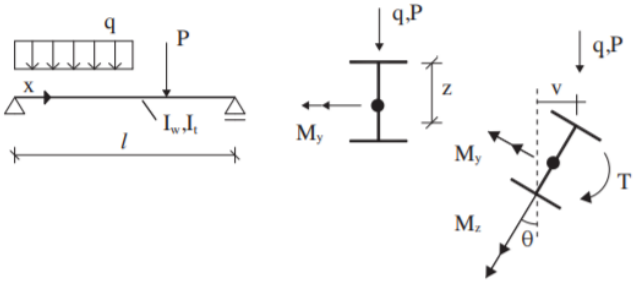


Figura 75. Sistema considerato in situazione indeformata e deformata.

Il risultato a cui si perviene, in (Vayas, Ermopoulos et all., 2018) è l'espressione di un fattore di riduzione χ_{LT}, utile per considerare, appunto, la capacità resistente contro il lateral-torsional buckling ridotta da quelle che sono le imperfezioni presenti, che ne alterano, infatti, i meccanismi resistenti.

Eq. (36) $$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

dove Φ_{LT} è funzione della snellezza $\bar{\lambda}_{LT}$ e dell'imperfezione stessa chiamata η_{LT}. Il procedimento di calcolo per il controllo contro l'LTB di elementi inflessi è quello rappresentato in tabella nell'immagine (Figura 76) seguente. Si può vedere, verosimilmente, la collimazione di questa metodologia e di quella proposta in (Boissonnade, Cajot et all., 2005) verso un medesimo esito.

Design format	$M_{y,Ed} \leqslant M_{b,Rd}$		(4.45)
Design resistance	$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{y,pl,Rd}$ class 1 or 2 sections		(4.46a)
	$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{y,el,Rd}$ class 3 sections		(4.46b)
Reduction factor	$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leqslant 1$		(4.44)
	$\phi_{LT} = 0.5 \cdot (1 + a_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2)$		(4.43)
	$\bar{\lambda}_{LT} > 0.2$		
Relative slenderness	$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}$		(4.47)
	$W_y = W_{y,pl}$ class 1 or 2 sections $W_y = W_{y,el}$ class 3 sections		
Critical Moment	M_{cr} from Tables 4.4, 4.5, literature or numerical methods		
Imperfection factor a_{LT}	Corresponding to European buckling curves, Table 4.2		
Assignment of cross-section to buckling curves	*Cross-section*	*Limits*	*Buckling curve*
	Rolled *I* sections	$h/b \leqslant 2$	*a*
		$h/b > 2$	*b*
	Welded *I* sections	$h/b \leqslant 2$	*c*
		$h/b > 2$	*d*
	Other		*d*

Figura 76. Procedura per il controllo di LTB di elementi inflessi.

Infine, ricordano sempre Vayas, Ermopoulos et all., 2018, come il "Metodo Generale", già precedentemente annunciato (Simões da Silva, Tankova et all., 2017), sia adatto a studiare l'instabilità non soltanto di un elemento in particolare ma anche per lo studio di sistemi strutturali completi, come ad esempio gli archi. Nella pagina seguenre, in Figura 77, si può notare la consonanza di valutazioni tra ciò che è stato esposto precedentemente (Simões da Silva, Tankova et all., 2017) (anche riguardo al coefficiente di riduzione χ_{LT}, modificato da un opportuno fattore f che lo decrementa) e lo studio esposto in (Vayas, Ermopoulos et all., 2018) in merito allo stesso ambito, legato all'instabilità, esattamente.

Design format	$M_{y,Ed} \leqslant M_{b,Rd}$		(4.45)
Design resistance	$M_{b,Rd} = \chi_{LT,\,\mathrm{mod}} \cdot M_{y,pl,Rd}$ class 1 or 2 sections		(4.48a)
	$M_{b,Rd} = \chi_{LT,\,\mathrm{mod}} \cdot M_{y,el,Rd}$ class 3 sections		(4.48b)
Reduction factor	$\chi_{LT} = \dfrac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leqslant 1$ and $\leqslant \dfrac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2}$		(4.51)
	$\phi_{LT} = 0.5 \cdot (1 + a_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2)$		(4.52)
	$\bar{\lambda}_{LT0} = 0.4$ $\beta = 0.75$ (maximal value)		
Modified reduction factor (optional)	$\chi_{LT,\,\mathrm{mod}} = \dfrac{\chi_{LT}}{f} \leqslant 1$		(4.49)
	$f = 1 - 0.5 \cdot (1 + k_c) \cdot [-12.0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2] \leqslant 1$		(4.50)
Correction factor k_c (SS =simply supported) (C =fixed)	Loading conditions	Support conditions	k_c
	M_A M_B $-1 \leqslant \psi = \frac{M_A}{M_B} \leqslant 1$		$\dfrac{1}{1.33 - 0.33\psi}$
	q	$SS - SS$	0.94
		$C - C$	0.90
		$SS - C$	0.91
	P	$SS - SS$	0.86
		$C - C$	0.77
		$SS - C$	0.82
Assignment of cross-section to buckling curves for a_{LT}	*Cross-section*	*Limits*	*Buckling curve*
	Rolled I sections	$h/b \leqslant 2$	b
		$h/b > 2$	c
	Welded I sections	$h/b \leqslant 2$	c
		$h/b > 2$	d
	Other		d

Figura 77. "Metodo Generale" e corrispondente procedura.

Le trattazioni proposte dall'American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) in merito alla resistenza contro il lateral-torsional buckling sono riferite genericamente alle travi prismatiche e, ignorano il vincolo laterale imposto dall'impalcato. In (Park, Stallings et all., 2005), viene proposta una formulazione, sufficientemente accurata, riguardante tale resistenza, tenendo conto però, della variazione della sezione trasversale (attraverso il coefficiente C_{st}), oltre che delle condizioni di carico generali che vengono imposte (tramite il coefficiente C_b). Si prende in considerazione, in particolare, il caso delle travi a gradini ("stepped beams") soggette a condizioni di carico generali, dove tali gradini possono essere ottenuti ad esempio, cambiando lo spessore della sezione. La soluzione proposta è valida per travi con controventi in posizioni discrete: parte da una resistenza calcolata per una trave prismatica e, attraverso l'utilizzo di un moltiplicatore si viene condotti alla resistenza contro l'LTB per una lunghezza di trave non controventata, ("unbraced"). Come suddetto, per tenere in conto dei momenti non uniformi applicati lungo la trave, viene utilizzato un coefficiente C_b che può essere valutato attraverso diverse formulazioni: nell'Eq. (37), a titolo di esempio, riportiamo l'espressione dovuta a Park (2002).

Eq. (37) $$C_b = 2.5 - \frac{2}{3}\left(\frac{M_1}{M_0}\right) + \frac{5}{3} * \frac{M_{CL}}{(M_0 + M_1)}$$

dove M_0 è il momento all'estremità che produce le tensioni di compressione più elevate nella flangia inferiore, M_1 è l'altro momento di estremità e M_{CL} il momento al centro del segmento.
Tale coefficiente, insieme ad altri come C_{st} o F (il quale dipende dal rapporto tra lunghezza e altezza della trave e viene chiamato, appunto, fattore di rapporto lunghezza/altezza) permette di arrivare alla formulazione della resistenza a LTB per travi a gradini, enunciata attraverso l'equazione sottostante.

Eq. (38) $$M_{st} = F * C_b * C_{st} * M_{ocr}$$

dove M_{ocr} rappresenta il momento di LTB di una trave prismatica di uguale lunghezza rispetto a quella a gradini ma con una sezione trasversale pari alla più piccola, lungo l'intera campata.
Sempre in (Park, Stallings et all., 2005), viene riproposta la dimostrazione di Helwig et al. (1997), in cui viene mostrato che il fattore di correzione del gradiente di momento C_b cresce al crescere del rapporto tra lunghezza

non rinforzata della trave e sua altezza (L_b/h) quando il carico è applicato nella flangia superiore. Dai grafici proposti in Figura 78 (a e b), si può ben vedere come, oltre al variare di C_b, variando il rapporto summenzionato, vari anche la capacità delle travi contro l'instabilità flesso-torsionale. Tali grafici, ci danno dunque un'informazione in più su quanto il rapporto tra lunghezza non rinforzata e altezza della trave in esame sia importante ai fini del calcolo di capacità in comparazione con il fenomeno oggetto di studio.

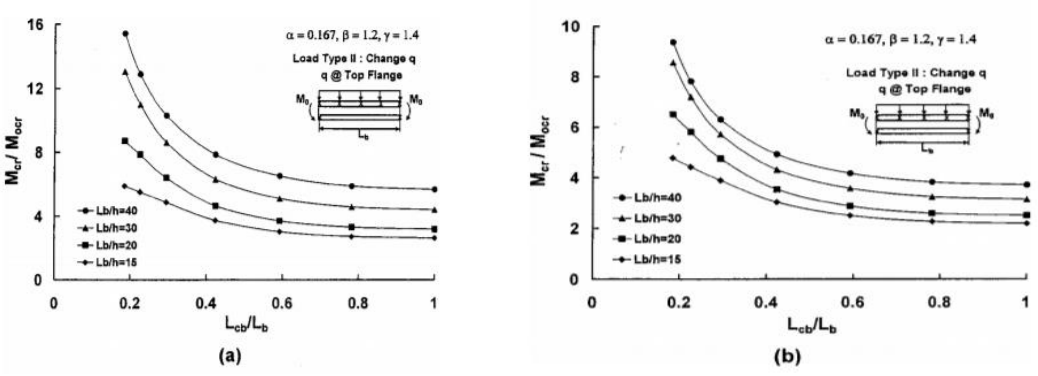


Figura 78. Differenti rapporti lunghezza-altezza: (a) trave a due gradini e (b) trave a un gradino.

I risultati sono presentati in termini di rapporto tra il momento critico M_{cr} dedotto dai risultati FEM e il momento critico M_{ocr} di una trave prismatica di uguale lunghezza con la stessa sezione trasversale della più piccola sezione della trave a gradini. L_{cb} è la lunghezza della flangia inferiore in compressione. I risultati presentati in Figura 54 dimostrano, dunque, che la resistenza al momento critico di travi a gradini con controventamento continuo della flangia laterale superiore aumenta all'aumentare del rapporto lunghezza-altezza.

Un tipo di soluzione che può essere adottata contro la torsione e l'instabilità presa in esame è quella proposta e verificata, sia sperimentalmente che numericamente, da Mehri, Crocetti, 2016. Come sappiamo, durante la fase di montaggio e, in particolare, in quella di getto e indurimento del calcestruzzo, si sono verificati diversi crolli per quanto riguarda i ponti. Indelebili rimangono, le immagini del Ponte Marcy negli Stati Uniti e quelle del Ponte Y1504 in Svezia. Per ovviare a questo problema è stato proposto l'utilizzo di controventamento torsionale attraverso un sistema di ponteggi volto all'incremento della capacità di carico di ponti nei confronti dell'instabilità flesso-torsionale durante la fase di costruzione e montaggio. È chiaro che, con l'utilizzo di controventi torsionali discreti, con una classica spaziatura che va dai 4m agli 8m, le dimensioni della flangia compressa (in un ponte composito di travi gemelle a I) hanno bisogno di essere aumentate per sopperire meglio, in termini di resistenza, al LTB. Tuttavia, attraverso l'implementazione del sistema di ponteggi summenzionato, è possibile ridurre le dimensioni della flangia in compressione.

Come è risaputo, i tipi di controventamento utilizzati, sono in grado di sopperire alle deformazioni fuori dal piano delle travi, attraverso un vincolo laterale o torsionale che viene ad essere imposto. In Figura 79 si può vedere meglio il comportamento esercitato da tali vincoli.

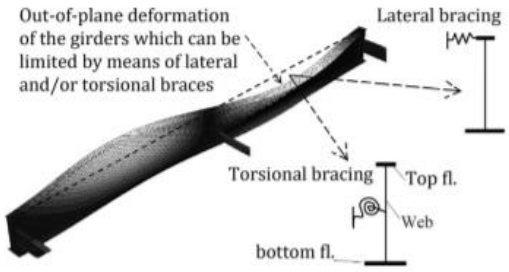


Figura 79. LTB e tipi di vincolo.

Approfondendo, Mehri, Crocetti, 2016, mostrano come i test fatti in laboratorio evidenzino i risultati già asseriti sopra. Sono stati fatti due test, uno condotto su una trave (TN1) in campo elastico, rinforzata solamente da una trave trasversale in mezzeria e, un test condotto su un'altra trave (TN11) fino al collasso, rinforzata oltre che dalla trave in mezzeria, anche dal sistema di ponteggi già menzionato precedentemente. Nella tabella dell'immagine sottostante si possono vedere i risultati dell'analisi agli autovalori condotta che mostra come l'utilizzo del sistema di ponteggi porti a un ottimo incremento del momento critico delle travi rispetto al momento plastico, il tutto considerando varie configurazioni e molteplici posizionamenti. È possibile, dunque, attraverso l'utilizzo di tale sistema, ridurre il numero di controventi torsionali permanenti portando così, a una riduzione del consumo di acciaio e a un miglioramento del comportamento a fatica dei ponti.

Bracing configuration of test setup	M_{cr}/M_P	$\lambda_{LT} = \sqrt{M_P/M_{cr}}$
Bare girders	0.03	5.77
Only one cross beam at midspan	0.08	3.44
Scaffolds applied every 2,500 mm without intermediate cross beam	0.44	1.51
Scaffolds applied every 2,500 mm with cross beam at midspan	0.56	1.34
Scaffolds applied every 1,250 mm without intermediate cross beam	0.72	1.18
Scaffolds applied every 1,250 mm with cross beam at midspan	0.72	1.18

Figura 80. Tabella dei risultati dell'analisi agli autovalori condotta con diverse configurazioni.

Il grafico in Figura 81 mostra invece che i ponteggi hanno migliorato la capacità di carico del ponte di un fattore 3,7 rispetto al sistema avente solo una traversa in mezzeria (cioè il confronto tra i risultati dei test TN11 e TN1). Questo risultato ha verificato le ottime prestazioni di rinforzo del sistema proposto, che possono essere ottenute con piccole modifiche all'attuale impalcatura dei ponti compositi. Inoltre, i risultati hanno mostrato che il ponte era in grado di tollerare deformazioni fuori dal piano relativamente ampie. La duttilità, come è noto, è normalmente considerata un vantaggio che fornisce un monito prima di un possibile crollo strutturale. Pertanto, utilizzando il rinforzo dei ponteggi, i ponti possono essere soggetti a grandi deformazioni fuori dal piano piuttosto che a un guasto improvviso, che è stato spesso la causa del crollo di ponti verificatosi durante il getto degli impalcati. Questo fatto può essere importante per ridurre le vittime e per portare a una modalità di collasso più sicura nel caso di un possibile cedimento strutturale. Nel grafico, viene preso in conto anche l'effetto delle imperfezioni iniziali, sicuramente non trascurabile.

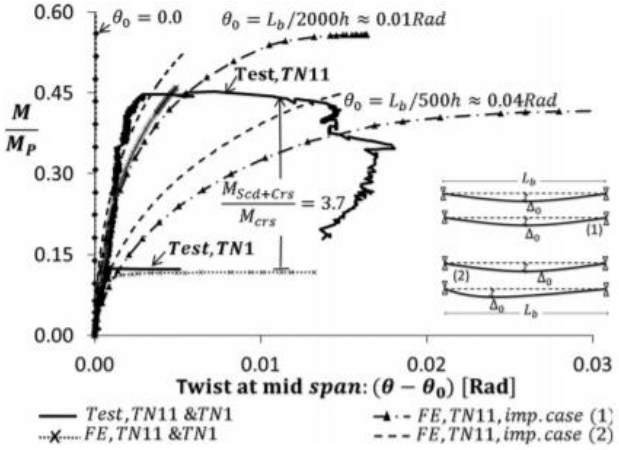


Figura 81. Comparazione di risultati ottenuti tra TN1 e TN11.

Sempre in (Mehri, Crocetti, 2016), è indicato il fatto (già dimostrato da Yura et al. nel 2008) che, un apparato di ponteggi come quello già menzionato e ora proposto in Figura 82 (il quale, chiamato cup-lock, rappresenta, attualmente, lo schema più utilizzato in Svezia), non sia comunque in grado di fornire un significativo incremento del valore di momento critico di ponti soggetti a instabilità "di sistema".

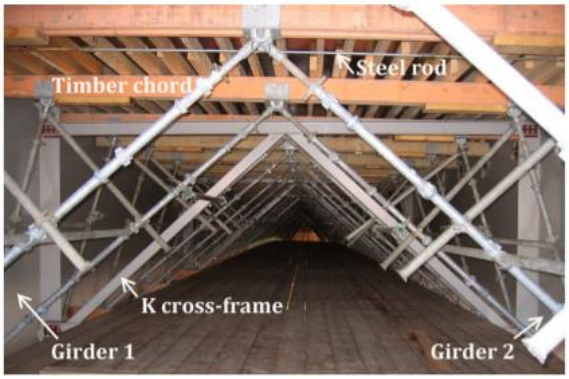


Figura 82. Sistema a ponteggio cup-lock: attualmente il più utilizzato in Svezia.

A garanzia di questo fatto, si può vedere nella tabella di Figura 59 come, con o senza le impalcature dei ponteggi, il ponte Y1504 raggiungerebbe il suo "collasso di sistema" per meno del 40% circa del peso del calcestruzzo bagnato (dove, il momento flettente dovuto al peso proprio del calcestruzzo bagnato è di 28.4 MN*m). Se ne conviene quindi che, aumentando la rigidezza totale dei controventi torsionali, utilizzando entrambi gli anzidetti (i convenzionali e le impalcature proposte) non si è comunque in grado di migliorare la resistenza di un ponte soggetto alle deformazioni "di sistema".

Bracing configuration of Y1504 Bridge	M_{cr} (MN · m)
Braced by only shear diaphragms	11.4
Scaffolds added to shear diaphragms	11.4

Figura 83. Risultati dell'analisi agli autovalori sull'influenza dell'apparato di ponteggi sulla instabilità "di sistema", sul ponte Y1504.

Nel corso degli anni, talvolta, sono state presentate delle modifiche a quelli che sono gli Eurocodici utilizzati nei vari paesi europei. Una di queste modifiche, presentata dalla pubblicazione della BS 5400 Parte 3: 2000 nel Regno Unito, è stata apportata mediante l'aggiunta di due caratteristiche principali in BS 5400 Parte 3: 2000; una modifica alla modalità di instabilità considerata nel derivare la snellezza della trave e l'aggiunta di curve di instabilità più conservative quando la lunghezza effettiva di instabilità differisce dalla mezza lunghezza d'onda di instabilità. Quest'ultimo cambiamento è stato incorporato a causa delle preoccupazioni che l'imperfezione sulla mezza lunghezza d'onda fosse più rilevante di quella sulla lunghezza effettiva, che è implicita nelle curve dei sostegni (struts) tradizionali. BS EN 1993 Parte 1-1, ossia la base di Eurocodice nel Regno Unito, non richiede tale riduzione della resistenza.

Come dimostrato da Collin, Nilsson et all., 2011, infatti, il metodo di progettazione per travi con vincoli torsionali discreti in BS 5400 Parte 3: 2000 è molto conservativo per una serie di motivi, tra cui si ricorda il fatto che, l'uso di più curve forza-snellezza per diversi rapporti l_e/l_w, che prendono l'imperfezione relativa alla mezza lunghezza d'onda di instabilità, l_w, (tipicamente la "span length" o "lunghezza della campata") e applicano essa alla lunghezza effettiva più corta, l_e, non è corretta , come è dimostrato appunto, in suddetto articolo (Collin, Nilsson et all., 2011) e come si può capire dai risultati riportati nella tabella di Figura 84, dove si vede la conservatività, a tratti esagerata dell'approccio BD 13/04, proposto dalla pubblicazione della BS 5400 Parte 3: 2000, rispetto al normale Eurocodice EN 1993-1-1.

Calculation Method	**Design Resistance Moment at mid-span (Including γ_m and γ_{f3} on the resistance side) (kNm)**	
	Two Span	Single Span
a) BD 13/04 9.6.4.1.2	6045 (l_e = 17.0m)	5260 (l_e = 18.9m)
b) BD 13/04 9.7.5 (with FE)	7330 (l_e = 13.5m)	6085 (l_e = 16.0m)
c) EN 1993-1-1 6.3.2 (with FE)	9231	7470
d) Non Linear FE (maximum M)	12000	9591
d) Non Linear FE (first yield)	9654	8170

Figura 84. Tabella di confronto tra Eurocodice e approccio BS 5400 Parte 3: 2000.

In (Collin, Nilsson et all., 2011), viene precisato, dunque, come la parte dei Eurocodice 3, relativa a questa modifica debba essere rivista, poiché troppo conservativa.

3 Approcci normativi

Come già precedentemente visto, sono state proposte le trattazioni utilizzate ad oggi nel mondo per fronteggiare i problemi legati al lateral-torsional buckling. Tali formulazioni sono state presentate in diversi paesi, tra cui si ricorda l'Europa (attraverso gli eurocodici e le diverse applicazioni nei paesi del continente) e gli Stati Uniti (attraverso i programmi proposti dalla Federal Highway Administration). Nel dettaglio, di seguito, si può vedere quali siano le verifiche principali a cui sottoporre la struttura contro il fenomeno in esame.

3.1 EN 1994-1-1:2004 Eurocodice 4

Per quanto concerne la trattazione prevista dagli Eurocodici e, in particolare dall'EC4, si parla di verifica contro l'instabilità flesso-torsionale di travi composite continue.
Entrando più nel dettaglio, viene espressa la formulazione per ricavare il momento resistente di progetto contro l'instabilità analizzata per una trave composita continua non vincolata lateralmente e avente una sezione trasversale in classe 1, 2 o 3, con sezione strutturale in acciaio uniforme. L'espressione seguente fornisce i dettagli dell'enunciato summenzionato:

Eq. (39) $$M_{b.Rd} = \chi_{LT} * M_{Rd}$$

dove, χ_{LT} è il fattore di riduzione dovuto all'instabilità, dipendente dalla snellezza relativa $\bar{\lambda}_{LT}$ e M_{Rd} è il momento resistente di progetto sotto flessione negativa nell'appoggio pertinente o nel nodo trave-colonna di riferimento (la cosiddetta "hogging zone"). Si ricorda, che la formulazione per ricavare χ_{LT} è stata presentata in (Vayas, Ermopoulos et all., 2018) con l'Eq. (36), mentre invece, quella per trovare $\bar{\lambda}_{LT}$ è la seguente (Eurocode 4, 2004):

Eq. (40) $$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}}$$

dove M_{Rk} è il momento resistente della sezione composita basato sulle proprietà caratteristiche della sezione e M_{cr} è il momento critico elastico per instabilità flesso-torsionale determinato nel supporto interno della campata pertinente dove il momento flettente negativo è maggiore.
Quando il solaio è attaccato anche a uno o più elementi di supporto in acciaio, approssimativamente paralleli alla trave composita considerata e, sono soddisfatte particolari condizioni presentate nella verifica semplificata sottostante, il calcolo del momento critico elastico M_{cr} può essere basato sul modello "U-frame" a telaio rovesciato, già visto in precedenza. Come mostrato in Figura 85, questo modello tiene conto dello spostamento laterale della flangia inferiore che causa la flessione dell'anima in acciaio e la rotazione della flangia superiore a cui si oppone la flessione della lastra.

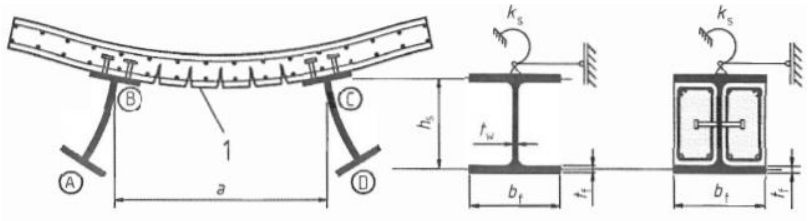


Figura 85. Modello "U-frame".

A livello della flangia superiore può essere adottata, come vediamo in figura, una rigidezza rotazionale k_s per unità di lunghezza, utile a rappresentare il modello U-frame per una sola trave.

La formulazione di k_s è la seguente:

Eq. (41) $$k_s = \frac{k_1 * k_2}{k_1 + k_2},$$

si può vedere come entrino in gioco, attraverso k_1 e k_2, rispettivamente, la rigidezza a flessione del calcestruzzo fessurato o del solaio composito nella direzione trasversale alla trave in acciaio e, la rigidezza flessionale dell'anima in acciaio, la quale varia a seconda del fatto che si parli di travi parzialmente, totalmente rivestite o meno. k_1, ancora, dipende dal fatto che si analizzi una trave di bordo o meno (attraverso un coefficiente α) e da un parametro a (visibile in Figura 60) che sta ad indicare la distanza tra le due travi parallele.
Sempre nell'Eurocodice 4, è riportato come, nel modello U-frame, l'effetto favorevole della rigidezza torsionale di St.Venant G_aI_{at} (si parla di torsione primaria, uniforme) della sezione in acciaio possa essere presa in considerazione per il calcolo di M_{cr}.
Continuando, per una trave in acciaio parzialmente rivestita con il rivestimento rinforzato con staffe aperte attaccate all'anima o, con staffe chiuse, la rigidezza torsionale del rivestimento può essere aggiunta al valore già presentato di G_aI_{at} per la sezione in acciaio. Questa rigidezza torsionale aggiuntiva dovrebbe essere presa come $G_cI_{ct}/10$, dove G_c è il modulo di taglio per il calcestruzzo, che può essere preso come $0{,}3E_a/n$ (dove n è il rapporto modulare per gli effetti a lungo termine), e I_{ct} è la costante di torsione di St. Venant per il rivestimento, assumendo che esso sia non fessurato e di larghezza pari a quella fuori dal rivestimento.
Viene presentata, sempre nella formulazione degli Eurocodici, una verifica semplificata senza calcolo diretto, per gli edifici. La parte di interesse dice che, una trave continua con sezione trasversale in classe 1, 2 o 3, può essere progettata senza controventi laterali quando sono soddisfatte particolari condizioni operative (cui si è accennato sopra) tra le quali si ricorda, per il nostro caso, il fatto che la flangia superiore dell'elemento in acciaio debba essere collegata al solaio composito o al calcestruzzo rinforzato attraverso i connettori a taglio, lo stesso solaio debba essere a sua volta collegato a un elemento di supporto approssimativamente parallelo alla trave composita considerata, in modo da formare un modello "U-frame" come mostrato in Figura 85 e, infine, il fatto che, ad ogni appoggio dell'elemento in acciaio, la sua flangia inferiore sia vincolata lateralmente e la sua anima sia irrigidita. Altrove, l'anima potrebbe non essere irrigidita.

3.2 Applicazioni di EN 1994-2 in Francia: SETRA e SNCF

Per quanto riguarda la normativa francese, sempre attinente agli Eurocodici, si fa riferimento alla SETRA, che è il Dipartimento Tecnico del Ministero dei Trasporti francese (ora Ministero per l'Ambiente). Tale dipartimento propone, seguendo ciò che è indicato nell' EN 1993-1-1, due metodi generali per tenere conto del lateral-torsional buckling. Il primo di questi, chiamato "metodo generale" si basa sulla seguente espressione:

Eq. (42) $$\frac{\chi * \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1{,}0$$

mentre il secondo metodo, basato sugli effetti del secondo ordine, propone questo calcolo:

Eq. (43) $$\eta_{init} \geq e_0 * \frac{N_{cr}}{EI * \eta''_{cr,max}} * \eta_{cr} \, .$$

L'idea proposta da Collin, Nilsson et all., 2011, è quella, ad esempio, di verificare l'instabilità laterale della colonna dell'"equivalente"
flangia compressa sostenuta da molle elastiche.

Le difficoltà che si incontrano spesso sono:
- Flangia non uniforme per medie / grandi luci
- Molle possibilmente non uniformi (spaziatura, rigidezza)
- Forza che segue la deformazione della flangia e non uniforme
- Sostegno valido in esercizio quando il solaio fornisce un rinforzo laterale
- Anima spesso in classe 4

Di conseguenza, si può vedere in Figura 86, come è fatta la struttura dell'esempio scelto in (Collin, Nilsson et all., 2011) e, rispetto a dove deve avvenire la determinazione della rigidezza della molla: in corrispondenza di ogni trave intermedia e sul supporto.

Figura 86. Struttura in esame.

Proseguendo, per l'applicazione del metodo generale, è necessario determinare alcuni parametri, tra cui si ricordano, come riportato in Figura 87, le tensioni e le forze applicate lungo la flangia inferiore.

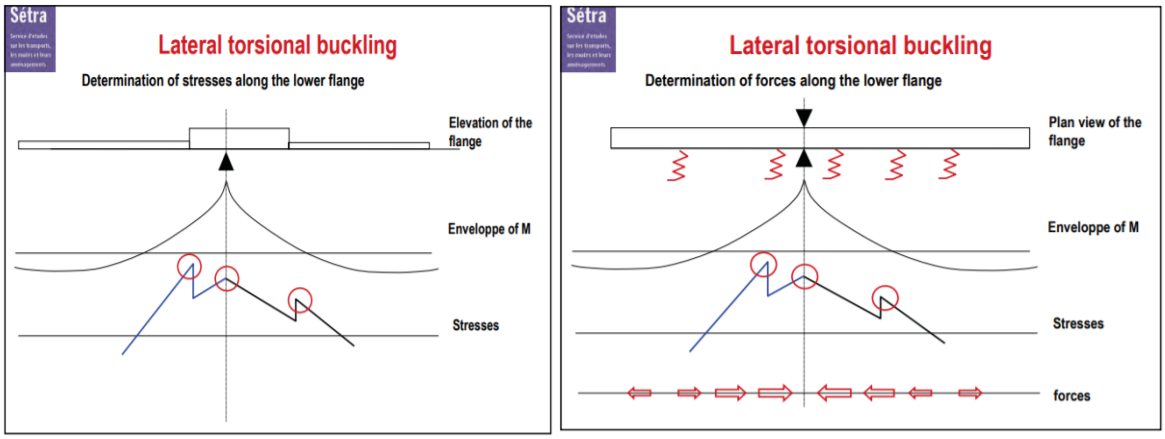


Figura 87. Tensioni e forze lungo la flangia inferiore dell'esempio.

Successivamente si perviene al calcolo di $\alpha_{cr} = \frac{N_{cr}}{N_{Ed}}$, notando, dall'immagine in Figura 88, che, nella determinazione dei modi di muoversi della struttura η_{cr}, la massima deformazione del modo 1, non corrisponde con il picco di tensione: non sempre, dunque, il picco di tensione è in corrispondenza del supporto.

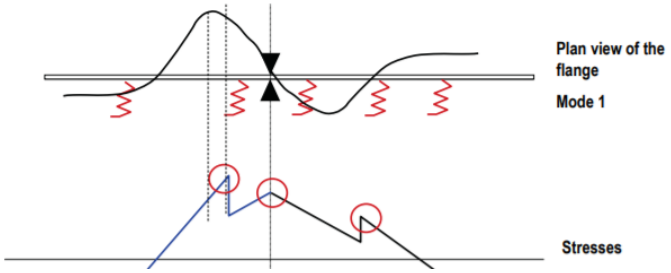


Figura 88. Differenza di picchi tra tensione e deformazione.

Successivamente, viene ad essere determinato il parametro $\alpha_{ult,k} = \frac{f_y}{\sigma_{Ed}}$, ossia il moltiplicatore di forza minimo per raggiungere la resistenza caratteristica nella sezione più sollecitata (senza considerare gli effetti del secondo ordine). Alla fine di ciò, dopo aver determinato $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}}$ e, aver scelto la curva di instabilità in base alla sezione trasversale si perviene al valore di χ, come giustappunto mostrato nell'immagine presentata nella pagina seguente.

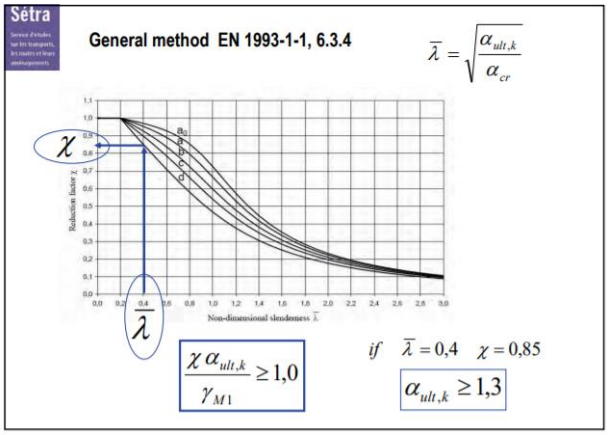


Figura 89. Calcolo di χ.

Una volta trovato il parametro ricercato, si può procedere alla verifica esposta nell'Eq. (42).
Il secondo metodo visto, basato sull'utilizzo degli effetti del secondo ordine, va a ricercare il massimo della funzione η e, il valore di e_0 fornito dall' Eq. (44).

Eq. (44) $$e_0 = \alpha * \left(\bar{\lambda} - 0{,}2\right) * \frac{M_{Rk}}{N_{Rk}} * \frac{1-\frac{\chi^{\bar{\lambda}^2}}{\gamma_{M1}}}{1-\chi^{\bar{\lambda}^2}} \;, \quad \text{per } \bar{\lambda} \geq 0{,}2$$

dove, M_{Rk}, N_{Rk} e I (dell'Eq. (43)), sono riferite alla sezione critica, visibile nell'immagine seguente.

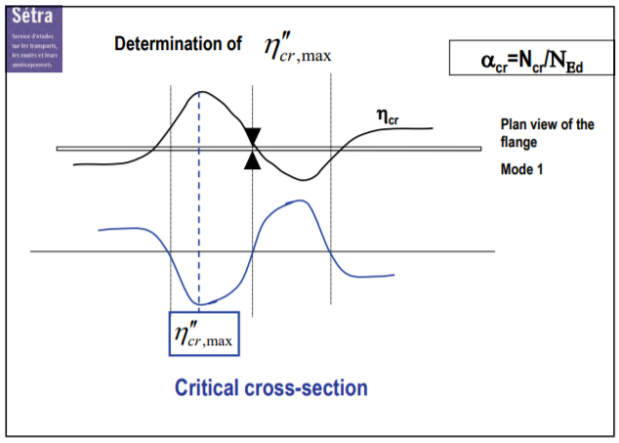


Figura 90. Sezione critica in esame.

Un'altra applicazione di EN 1994-2 in Francia è quella proposta da SNCF.
La Société Nationale des Chemins de fer Français (Società nazionale delle ferrovie francesi) (SNCF) è una delle principali aziende pubbliche francesi. Essa esercita la doppia attività di società ferroviaria incaricata da una parte dello sfruttamento commerciale dei servizi di trasporto ferroviario, dei passeggeri e delle merci e opera anche lo sfruttamento e la manutenzione della rete ferroviaria nazionale francese. Essa ha proposto, per verificare il lateral-torsional buckling della flangia inferiore (che è in compressione intorno ai supporti interni), due applicazioni dell'eurocodice, la seconda, molto simile a quella vista con SETRA.
Nel primo metodo, in un ponte con sezioni trasversali uniformi in Classe 1, 2 o 3 e un'anima non irrigidita (eccetto sui supporti), viene utilizzato un modello U-frame, già visto precedentemente.
Nel secondo metodo, utilizzato per ponti con sezione trasversale non uniforme, viene impiegato il "General Method" già menzionato nelle applicazioni di SETRA. In alternativa, sempre in (Collin, Nilsson et all., 2011) vi è un accenno al fatto che ci può essere l'utilizzo di un metodo semplificato basato su la σ_{cr}, proposto da Engesser.

3.3 Applicazioni dell'Eurocodice nel Regno Unito: ATKINS

Atkins è una società di consulenza di progettazione, ingegnerizzazione e gestione dei progetti leader a livello mondiale che ha evidenziato, come ben visibile in (Collin, Nilsson et all., 2011), alcune formulazioni riferite al problema dell'instabilità flesso-torsionale di ponti. Di fatto, tali formulazioni si rifanno a ciò che è stato presentato in EN 1994-2, con l'aggiunta però, della trattazione riguardante ponti con impalcati multitrave curvi (un esempio è identificabile in Figura 91).

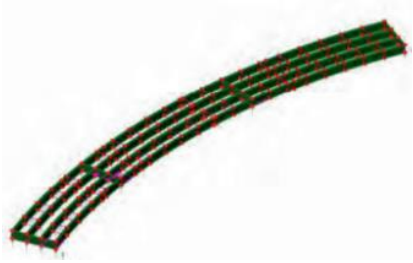


Figura 91. Esempio di curved multi-girder deck.

Nell'equazione sottostante possiamo vedere il calcolo di verifica contro l'instabilità appena menzionato, che tiene conto, appunto, dell'effetto della curvatura sulla resistenza all'instabilità.

Eq. (45) $$\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{(\sigma_{w,Ed}+\sigma_{Mz,Ed})}{f_{yd}} * \left(\frac{1}{1-\frac{\sigma_{Ed}}{\sigma_{cr}}}\right) \leq 1{,}0$$

dove $M_{y,Ed}$ è il momento flettente della trave principale, $\chi_{LT}M_{y,Rd}$ il momento resistente contro il lateral-torsional buckling, $\sigma_{w,Ed}$ la tensione di ingobbamento dovuta alla flessione trasversale della flangia, $\sigma_{Mz,Ed}$ la tensione dovuta al momento $M_{z,Ed}$, f_{yd} la tensione di snervamento di progetto, σ_{cr} la tensione critica di instabilità della flangia compressa e σ_{Ed} la tensione media nella flangia.

3.4 Applicazioni dell'Eurocodice in Italia

Per quanto riguarda l'Italia, le formulazioni utilizzate per il calcolo della resistenza contro l'LTB si rifanno esattamente a quelle presentate nell'eurocodice di riferimento con la classica formula di Eq. (39), già vista in precedenza.

Eq. (46) $$M_{b.Rd} = \frac{\chi_{LT} * W_y * f_{yk}}{\gamma_{M1}} ,$$

con $\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT}+\left[\Phi_{LT}^2-\bar{\lambda}_{LT}^2\right]^{0,5}} \leq 1$, $\Phi_{LT} = 0{,}5 * \left[1 + \alpha_{LT} * \left(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}\right) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right]$, $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{A_{eff} * f_{yk}}{N_{cr}}}$.

χ_{LT} è il fattore di riduzione, dipende da Φ_{LT}, il quale, a sua volta, dipende da $\bar{\lambda}_{LT}$ e α_{LT} che sono, rispettivamente, la snellezza adimensionale e il coefficiente di imperfezione.

3.5 Normativa americana: AASHTO e FHWA

L'American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) è un ente di definizione degli standard che pubblica specifiche, protocolli di prova e linee guida utilizzate nella progettazione e costruzione di autostrade in tutti gli Stati Uniti. Nonostante il suo nome, l'associazione rappresenta non solo le autostrade ma anche il cielo (aria), ferrovia, acqua e trasporti pubblici. La Federal Highway Administration (FHWA) è una divisione del Dipartimento dei trasporti degli Stati Uniti (USDOT) specializzata nel trasporto autostradale. Attraverso queste due entità, negli Stati Uniti è stato possibile formulare alcune metodologie per il calcolo della resistenza contro l'LTB. Come ricordato in (NHI, 2015), poiché sia le sollecitazioni di trazione che quelle di compressione derivano dalla flessione, le modalità di instabilità per le travi includono sia la traslazione laterale che la torsione della sezione trasversale. Pertanto, tale modalità di collasso viene spesso definita instabilità flesso-torsionale (LTB).
La forma della deformata di una trave semplicemente appoggiata con compressione della flangia superiore è rappresentata in Figura 92.

Figura 92. Deformata di una trave semplicemente appoggiata con compressione della flangia superiore.

L'espressione per il momento critico elastico di instabilità, M_{cr}, di una trave doppiamente simmetrica è stata derivata, come sappiamo, da Timoshenko ed è data dalla seguente equazione (Timoshenko e Gere, 1961):

Eq. (47) $$M_{cr} = \frac{\pi}{L_b} * \sqrt{EI_y * GJ + \frac{\pi^2 * E^2 * I_y * C_w}{L_b^2}}$$

dove, L_b, lo ricordiamo, è la lunghezza senza controventatura ed è uguale alla spaziatura tra le travi trasversali o i tra i punti del pannello di una travatura laterale sulla flangia compressa. Il primo termine sotto radice è correlato alla rigidezza torsionale di St. Venant mentre il secondo termine è correlato alla rigidezza torsionale di ingobbamento (warping). Per quanto riguarda le formulazioni proposte dalla AASHTO, l'appendice A6 di suddetta guida, utilizza la seguente equazione per la valutazione della capacità contro l'instabilità flesso-torsionale:

Eq. (48) $$F_{cr} = \frac{C_b * \pi^2 * E}{(L_b/r_t)^2} * \sqrt{1 + 0{,}078 * \frac{J}{S_{xc} * h} * (L_b/r_t)^2}\ ,$$

$$\text{con } r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 * \left(1 + \frac{1}{3} * \frac{D_c * t_w}{b_{fc} * t_{fc}}\right)}}$$

dove, F_{cr} è la tensione critica di instabilità flesso-torsionale, uguale a M_{cr} / S_{xc}, S_{xc} è il modulo di resistenza elastico della sezione attorno all'asse maggiore della stessa, rispetto alla flangia compressa, b_{fc} è la larghezza della flangia

compressa, t_{fc} è lo spessore della flangia compressa, D_c è la profondità dell'anima in compressione, t_w è lo spessore dell'anima e r_t è il raggio giratore (raggio d'inerzia) effettivo della sezione per instabilità flesso-torsionale.
Le espressioni riportate sono state sviluppate per il caso di caricamento con momento uniforme. Gli effetti del gradiente momento sono contabilizzati con un fattore di modifica del momento, C_b (già incontrato in precedenza) che viene applicato alle espressioni. L'edizione più attuale della specifica AASHTO LRFD utilizza la seguente espressione:

Eq. (49) $$C_b = 1{,}75 - 1{,}05 * \frac{f_1}{f_2} + 0{,}3 * \left(\frac{f_1}{f_2}\right)^2 \leq 2{,}3$$

dove, i valori di f_1 e f_2 rappresentano le tensioni alle estremità della lunghezza non controventata e coinvolgono una serie di casi diversi delineati nella specifica AASHTO a seconda della distribuzione di tensione.
Molto importante risulta, sempre secondo (NHI, 2015) delineare il punto di applicazione del carico che, a seconda della sua posizione rispetto al centro di taglio, può portare alla creazione di un momento stabilizzante o instabilizzante.
L'espressione di C_b sopra descritta è applicabile ai casi in cui i carichi applicati vengono applicati a metà altezza della sezione. In situazioni in cui i carichi non vengono applicati a metà altezza, la capacità contro l'instabilità può essere sostanzialmente diversa da quella prevista dall'espressione fornita da C_b. In Figura 93 vengono mostrati tre diversi casi in cui il carico viene applicato nella flangia superiore, a metà altezza e nella flangia inferiore. Ad esempio, quando il carico viene applicato nella flangia superiore come illustrato nella Figura 93(A), la capacità contro l'instabilità sarà inferiore al caso con il carico applicato a metà altezza. Il motivo della riduzione della capacità è perché il carico applicato porta ad una coppia di ribaltamento che tende a destabilizzare ulteriormente l'elemento rispetto al carico posizionato a mezza altezza. In modo simile, quando il carico viene applicato nella flangia inferiore, esso produce una coppia stabilizzante che tende a raddrizzare la trave e ciò si traduce in un aumento della capacità contro l'instabilità rispetto al caricamento a mezza altezza. Gli effetti della posizione del carico sono più significativi per gli elementi senza rinforzo intermedio (tra i supporti). Il rinforzo intermedio tende a ridurre l'impatto della posizione del carico. Nei casi con rinforzo intermedio (intermediate bracing), infatti, l'impatto della posizione del carico può generalmente essere trascurato. Per casi senza rinforzo intermedio, alcune soluzioni che tengono conto dell'impatto della posizione del carico sono presentate in letteratura (Guida SSRC, Helwig et al.).

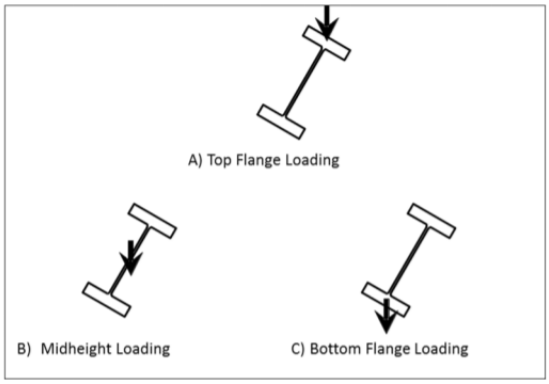


Figura 93. Effetto della posizione del carico.

Si aggiunge inoltre, come riporta sempre (NHI, 2015), che la specifica AASHTO ha due diverse espressioni che possono essere utilizzate per la valutazione della capacità contro l'instabilità flesso-torsionale. La prima, contiene quanto segue:

Eq. (50) $$F_{cr} = \frac{C_b * \pi^2 * E}{(L_b/r_t)^2}$$

e vediamo, come questa particolare espressione di AASHTO trascuri la rigidezza torsionale di St. Venant e pertanto, rifletta solamente la capacità basata sulla rigidezza torsionale di ingobbamento (warping).
In alternativa, la seconda espressione AASHTO dell'Appendice A6, quella completa, appunto, lo ricordiamo, è stata presentata in Eq. (48) e, può essere utilizzata per considerare il contributo sia della rigidezza torsionale di ingobbamento (torsione secondaria, non uniforme) che della rigidezza torsionale di St. Venant (torsione primaria, uniforme).

4 Parte II

4.1 Introduzione

Una volta superata la parte primaria di questo lavoro di tesi, ci si può addentrare in quello che è il caso studio proposto. Il fenomeno di instabilità flesso-torsionale, descritto nei capitoli precedenti, avrà una applicazione a un caso reale, mostrando come, la stessa problematica, sia particolarmente pericolosa in ponti a sezione mista. Nelle pagine successive verranno proposte sia delle descrizioni per quanto concerne l'opera studiata, sia delle analisi formulate su opportuni modelli agli elementi finiti che permetteranno, a loro volta, di arrivare a delle conclusioni descrittive di puntualizzazione. Tale seconda parte della tesi, inizierà con una esposizione dettagliata e un inquadramento spaziale dell'opera, i quali, fungeranno da base di comprensione per le scelte di analisi e verifica condotte. Successivamente, dopo un excursus, talvolta di richiamo teorico, sulle metodologie di progetto e modellazione utilizzate durante lo sviluppo del lavoro, saranno presentate le varie analisi, condotte secondo diverse specifiche. L'appoggio agli Eurocodici risulterà fondamentale, sia da un punto di vista del modellatore, che andrà a fare le dovute considerazioni durante la creazione degli schemi strutturali, sia per quanto concerne il programma stesso, il quale, avrà una base solida di appoggio su cui esplicitare i risultati ottenuti. Le analisi riguarderanno sia il ponte mostrato nella sua interezza sia, lo stesso, durante le fasi iniziali, "spogliato" di alcune parti caratteristiche del modello finale e completo. L'importanza di quest'ultimo passaggio è stata descritta e menzionata già precedentemente, in virtù del fatto che, tali situazioni iniziali, di parziale costruzione dell'opera, rappresentano un range temporale di preminente potenzialità di failure strutturale. Attenzioni particolari, continuando, verranno date al caso più semplice (ma più pericoloso) in cui la struttura si mostrerà "svestita" delle parti cementate della soletta, stabilizzanti e donanti un apporto di rigidezza necessario a fornire una quota parte fondamentale per combattere l'avvitamento torsionale connesso allo sbandamento laterale in agguato durante queste parziali elaborazioni della struttura in costruzione.

5 Caratteristiche dell'opera

5.1 Normativa di riferimento

La progettazione è riferita alle seguenti norme: D.P.R 380 "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia", Legge n.1086/71 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica", legge n.64/74 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per e zone sismiche"; D.M. 17/01/2018; Eurocodici (EN1990, Eurocodice 2.1.1, 1.2) e norme EN (EN206-1). Come riportato successivamente anche nelle tavole di progetto, tutti i materiali devono essere conformi al D.M. 17/01/2018 CALCESTRUZZO MAGRO PER SOTTOFONDO (conforme alla EN 206-1:2006, classe di resistenza minima a compressione C12/15).
In dettaglio, vengono elencate tutte le normative utilizzate nel progetto, facenti riferimento, chiaramente, agli Eurocodici.

[1] **"Norme tecniche per le costruzioni"** di cui al D.M. 14 Gennaio 2008, e circolare 2 febbraio 2009 n° 617/C.S.LL.PP.

[2] **UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2** – Progettazione delle strutture in calcestruzzo.

[3] **UNI EN 1993-1-1:2005 Eurocodice 3** – Progettazione delle strutture di acciaio.

[4] **UNI EN 1993-1-5:2006 Eurocodice 3** – Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 1-5: Regole generali - Regole supplementari per lastre ortotrope in assenza di carichi trasversali.

[5] **UNI EN 1993-2:2006 Eurocodice 3** – Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 2: Ponti di acciaio.

[6] **UNI EN 1994-2:2006 Eurocodice 4** – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per ponti.

[7] **UNI EN 1998-2:2005 Eurocodice 8** – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti.

[8] **UNI EN 1998-5:2005 Eurocodice 8** – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnica.

[9] **UNI EN 1991-4:2005 Eurocodice 1** – Azioni in generale – Azioni del vento.

[10] **UNI EN 1993-1-9:2005 Eurocodice 3** – Progettazione delle strutture in acciaio – Fatica.

[11] **UNI EN 1991-2:2003 Eurocodice 3** – Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti.

5.2 Descrizione dell'opera

Il ponte oggetto di studio è un viadotto in costruzione in Sardegna. Per la precisione, fa parte delle disposizioni urgenti di protezione civile per fronteggiare l'emergenza determinatasi nel settore del traffico e della mobilità nelle province dell'isola, in relazione alle strade statali. Sulla base di ordinanze è stato preso in considerazione un Adeguamento al tipo B (4 corsie) della strada in esame. Il viadotto è finalizzato al potenziamento della viabilità della linea congiungente varie parti dell'isola.
È stato tenuto in conto il fatto che, il progetto di realizzazione della "Nuova strada tipo B (4 corsie)", è stato sottoposto a procedura di valutazione d'impatto ambientale di competenza nazionale conclusasi con l'emissione del decreto del Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare come richiesto dai vari progetti della zona. Il viadotto, si compone di una struttura a tre campate da circa 37 metri l'una, per una lunghezza totale (da spalla a spalla) di circa 110m.
I viadotti in acciaio sono formati da impalcati metallici in tecnologia tradizionale, con travi in acciaio di tipo saldato, a doppio T, e sopra, dotati di soletta collaborante. Il sistema di collegamento previsto, tra trave e soletta, utilizza tipici dispositivi di connessione a piolo metallico (tipo Nelson), da saldare alla piattabanda superiore della trave.
Il ponte è destinato, come già precedentemente annunciato, al miglioramento e decongestionamento della quota parte di veicoli trafficanti in quella zona e, chiaramente, a mostrare l'interessante pubblica utilità dell'opera. Tale opera, si trova in un terreno comunale in Sardegna ad una quota media di 390 m s.l.m. e in un'area a basso rischio sismico (zona 4).
È possibile vedere, nell'immagine sottostante, la planimetria progettuale, volta alla realizzazione di uno svincolo, dal quale si diramerà una bretella di collegamento con la strada principale e, dove è presente il viadotto in esame.
A livello progettuale e di modellazione per quanto concerne le verifiche in questo lavoro di tesi, il calcolo delle strutture è stato effettuato utilizzando il programma ad elementi finiti *Midas Civil 2021* della Midas Information Technology, distribuito da Harpaceas – Milano.

Planimetria con individuazione dell'opera

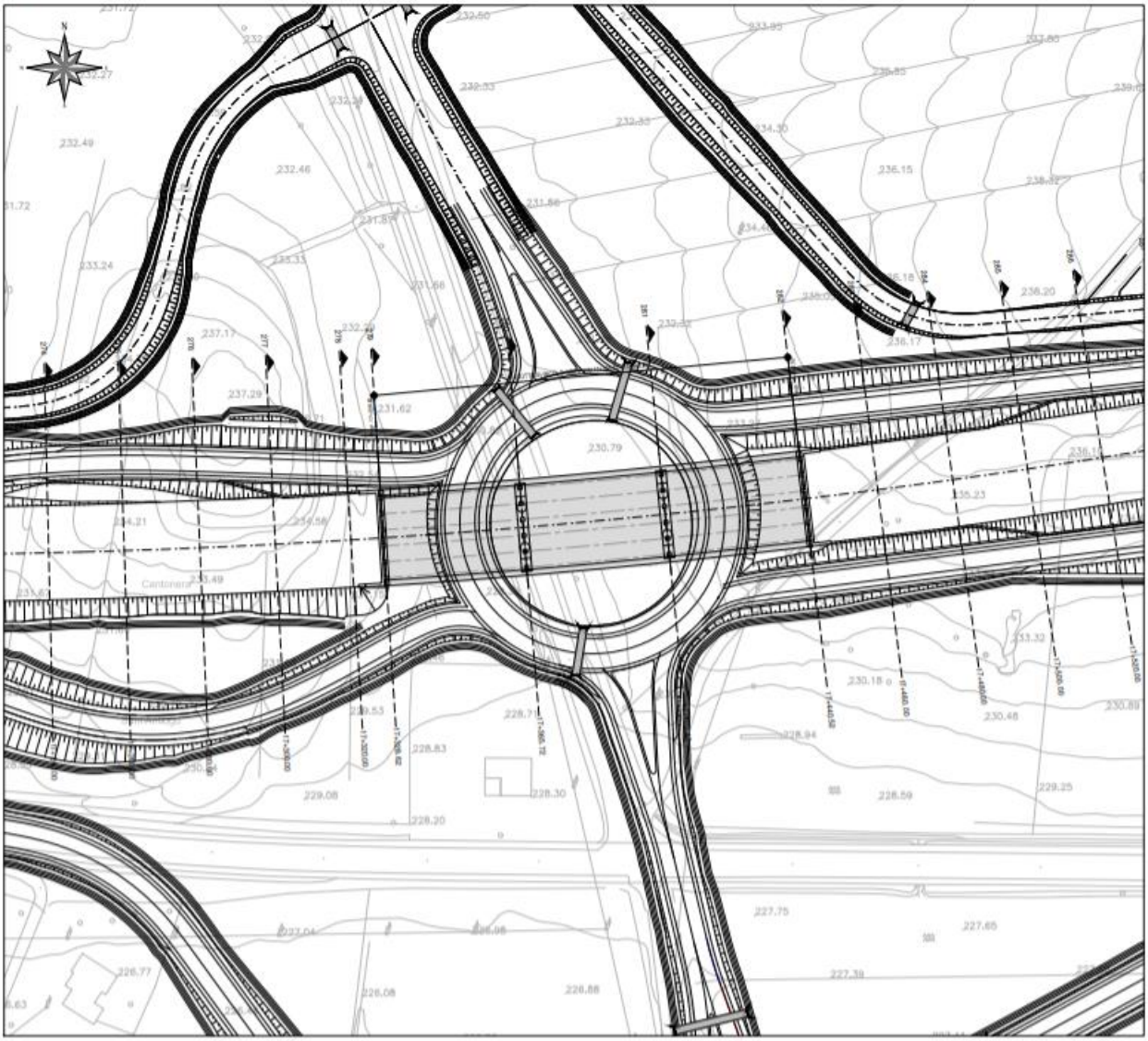


Figura 94. Planimetria con individuazione spaziale dell'opera.

Parlando di individuazione della struttura del viadotto in termini di posizione, si può vedere sotto una mappa indicativa della location sulla strada statale, situata in Sardegna.

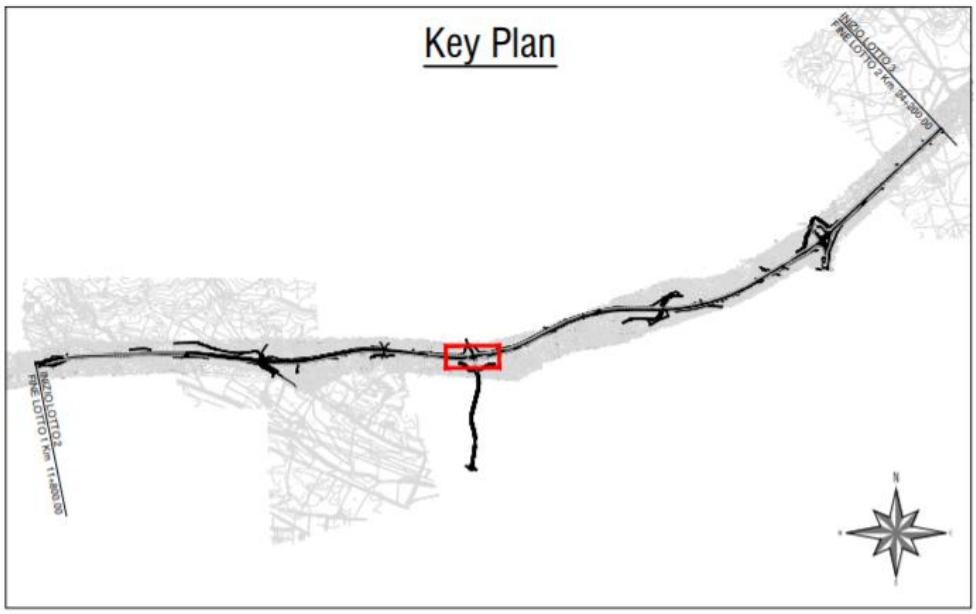


Figura 95. Individuazione spaziale dell'opera.

Per la progettazione si è optato per una struttura composita acciaio – calcestruzzo che dovrà fronteggiare i carichi statici e mobili derivanti dalla parte soprastante lo strato di usura della strada. È stata considerata anche la possibilità di consistenti precipitazioni nevose, di variazioni termiche giornaliere e stagionali nonché l'effetto negativo portato dall'azione variabile del vento che, in questa regione, risulta consistente.
Per capire meglio le dimensioni del ponte in esame, è bene guardare la seguente immagine estratta da una tavola progettuale.

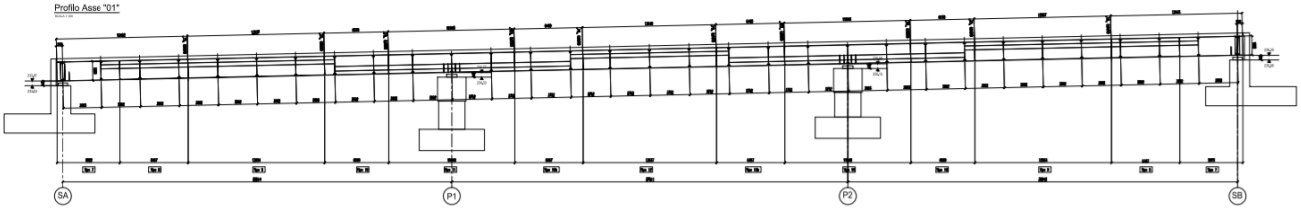


Figura 96. Estratto tavola progettuale del profilo longitudinale del viadotto in esame.

Per una prima comprensione delle forme e dei volumi dell'impalcato del ponte, si riporta in figura il modello strutturale realizzato con il software FEM *MIDAS Civil 2021*, su cui sono state fatte una parte delle analisi di instabilità.

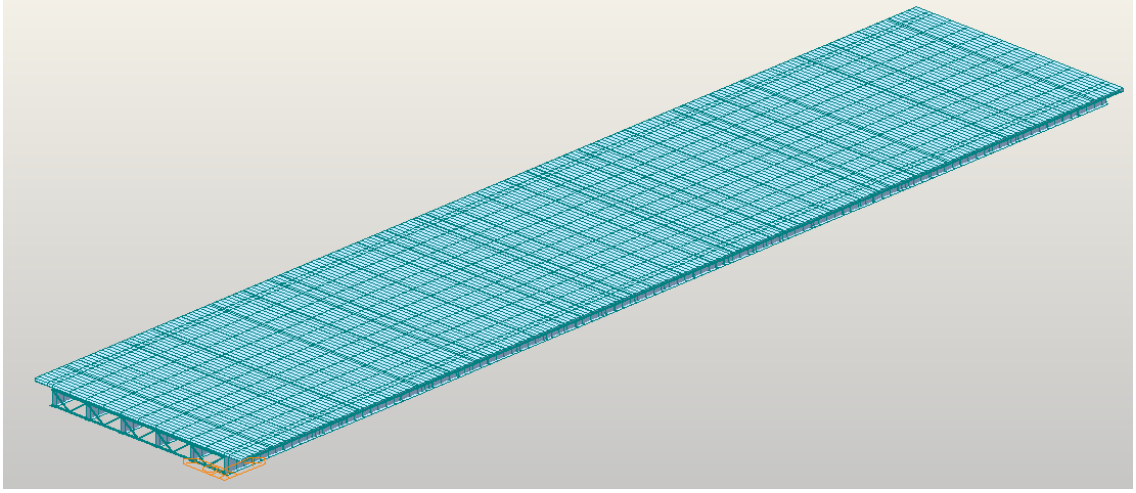


Figura 97. Modello completo del ponte in oggetto, creato con il software FEM MIDAS Civil 2021.

L'impalcato è costituito, a livello strutturale, da 6 travi a doppio T disposte ad interasse pari a 4232 mm. Le figure sottostanti mostrano in dettaglio lo schema adottato e le sezioni utilizzate.

Sez Tipo	Bs	Ts	Sw	Bi	Ti	Rib1	Rib2	Rib3	Rib4	drib1	drib2	drib3	drib4
1	450	25	16	500	30								
2	450	25	16	500	30	15x120	15x120			360	740		
3	450	25	12	600	35	15x120	15x120			360	740		
4	450	25	14	500	30			15x120	15x120			800	370
4b	450	25	18	550	30			15x120	15x120			800	370
5	450	40	20	600 450	40 30			15x120	15x120			800	370
6	450	25	12	500	30	15x120				360	740		
7	450	25	16	600	35								
8	450	25	16	600	35	15x120	15x120			360	740		
9	450	25	12	65	40	15x120	15x120			360	740		
10	450	25	14	600	30			15x120	15x120			800	370
10b	450	25	18	600	30			15x120	15x120			800	370
11	450	40	20	600 450	40 30			15x120	15x120			800	370
12	450	25	12	600	30	15x120				360	740		

piatti aggiuntivi

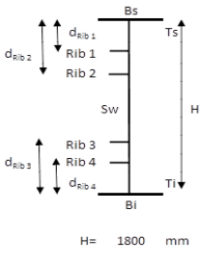


Figura 98. Caratteristiche sezionali del ponte.

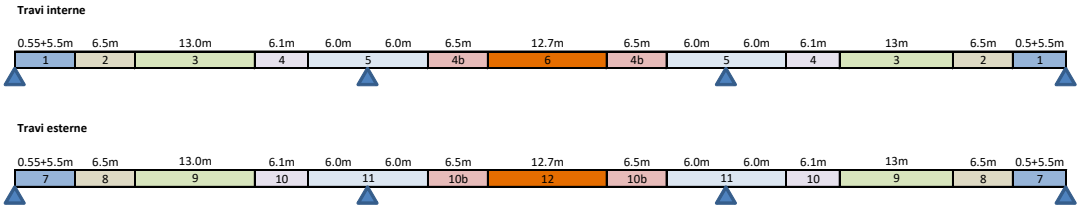


Figura 99. Schema travi principali utilizzate nel viadotto.

5.3 Vita di riferimento

È bene, in ambito di progettazione strutturale, avere una idea chiara della struttura che si andrà a edificare e una panoramica sull'utilità e collegata importanza che essa avrà in un piano progettuale comunale e civile. Collegato a questo discorso, risulta ottimale e necessario calcolare una grandezza connessa a un discorso manutentivo e previsionale del danno che accumulerà la struttura nel tempo. Tale grandezza, denominata vita di riferimento, è molto importante nei primi step progettuali per avere un modello di massima del periodo di utilizzo a pieno regime della costruzione proposta. Essa è pari al prodotto tra la vita nominale e la classe d'uso:

Eq. (51) $$V_R = V_N \cdot C_U$$

La vita nominale dell'opera strutturale in base allo scopo al quale è destinata è pari a 100 anni. Il calcolo deriva da informazioni prese dalle odierne NTC 2018 (norme tecniche sulle costruzioni più aggiornate). Da queste ultime abbiamo estrapolato la seguente tabella:

Tab. 2.4.I – *Valori minimi della Vita nominale* V_N *di progetto per i diversi tipi di costruzioni*

	TIPI DI COSTRUZIONI	Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Figura 100. Tabella di riferimento per la vita nominale dell'opera, estratta dalle NTC18.

La classe d'uso è la classe IV [2.4.2 D.M.17/01/2018] la quale si riferisce alle costruzioni che prevedano funzionalità pubbliche e, talvolta strategiche, importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile. Tale classe riguarda anche i casi di ponti e viadotti che garantiscono una importanza critica per le vie di comunicazione. La vita di riferimento dell'opera in progetto risulta essere pari a $V_R = 100\ anni$.
Di seguito, possiamo vedere la tabella inerente alle classi d'uso delle strutture, presa sempre dalle NTC2018.

Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso
Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Figura 101. Tabella classi d'uso, presa dalle NTC18.

5.4 Azioni di progetto

Volendo avere una panoramica sulle azioni progettuali e su come esse devono essere tenute in considerazione, è bene partire dalla comprensione e dal significato dei carichi su una struttura.
Le NTC 2018 definiscono come azioni ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura. In genere, si considerano azioni variabili di intensità convenzionale aventi la possibilità di variare la posizione.
In generale la classificazione delle azioni può esser svolta facendo riferimento:

- al modo di esplicarsi (azioni dirette, indirette e degrado);
- alla risposta strutturale (azioni statiche, pseudo-statiche e dinamiche);
- alla variazione della loro intensità nel tempo, come:
    - *Carichi permanenti G:* agiscono lungo tutta la vita utile della struttura e nel tempo subiscono variazioni tanto piccole tali da poter essere considerati costanti nel tempo;
    - *Carichi variabili Q:* suddivisi in carichi di lunga durata e breve durata;
    - *Carichi eccezionali A:* dovuti ad eventi eccezionali (incendi, impatti, etc…);
    - *Azioni sismiche E:* derivanti dai terremoti e definiti a partire della pericolosità sismica di base del territorio in cui si sta progettando l'opera strutturale.

Per completezza, poiché si ha a che fare con una progettazione strutturale di una certa importanza, sono state riportate alcune raccomandazioni.
Durante lo svolgimento dei lavori di realizzazione dell'opera:
Per motivi di sicurezza sul luogo di lavoro (D. Lgs. 81/2008) è necessario, al fine di prevenire la caduta dall'alto (quota > 2m), un **parapetto di classe A** per pendenze di falda comprese tra 0 e 10°. Tale tipologia di parapetto garantisce un'elevata resistenza a sollecitazione statica. Complessivamente 90 kg di carico orizzontale equamente distribuito su tavola fermapiede, corrente intermedio e principale. Inoltre, il corrente principale è progettato per un carico verticale pari a 125 kg. La progettazione non è affidata alla progettista strutturale.

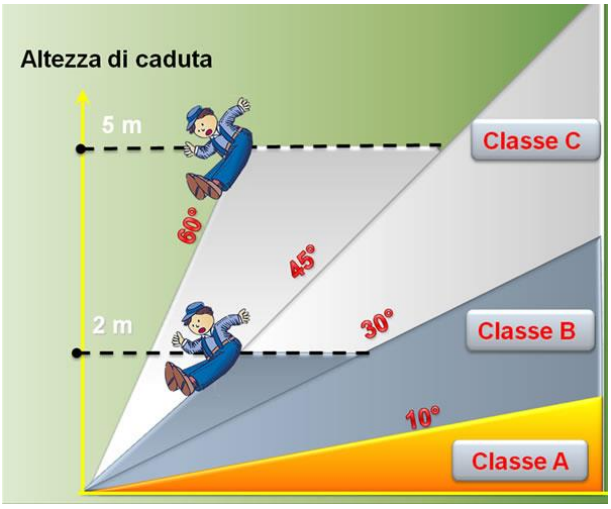


Figura 102. Classi di parapetto.

5.5 Combinazioni delle azioni

Sempre per completezza e per facilitare la comprensione di alcune parti della relazione di calcolo del lavoro in esame, sono state richiamate alcune nozioni prettamente teoriche relative alle azioni sulla struttura. Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni *[2.5.3-D.M. 14 gennaio 2008]*:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
  $$\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2 + \gamma_P\cdot P + \gamma_{Q1}\cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2}\cdot\psi_{02}\cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3}\cdot\psi_{03}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.1)$$
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:
  $$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}\cdot Q_{k2} + \psi_{03}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.2)$$
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
  $$G_1 + G_2 + P + \psi_{11}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.3)$$
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
  $$G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.4)$$
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E
  $$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \ldots \quad (2.5.5)$$
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad:
  $$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \ldots$$

Figura 103. Combinazioni delle azioni utilizzate in un progetto strutturale.

Nelle combinazioni per SLE, vengono omessi i carichi Q_{ki} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche. Le varie e suddette combinazioni possono essere generate automaticamente dal software FEM, tenendo conto dei vari coefficienti per il viadotto in esame.
Volendo prendere come esempio, per il calcolo dei coefficienti da utilizzare, un immobile con un determinato numero di piani, trattandosi di un edificio di Categoria A – Ambienti ad uso residenziale *[Tabella 2.5.I -NTC08]*, i valori dei coefficienti di combinazione risultano quelli riportati nella tabella sottostante. Per quanto concerne il caso in esame invece, si ricorda che, ai fini del calcolo della massa attivabile in condizione sismica si è adottato ψ_{2j} pari a 0.

Politecnico di Torino

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione			
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 104. Coefficienti di combinazione di edificio usato come esempio per comprensione.

Mentre, per quanto riguarda i valori che possono assumere i coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU si fa riferimento alla seguente immagine che contiene la tabella dei summenzionati *[Tabella 2.6.I – D.M. 17 gennaio 2018].*

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

	Coefficiente		EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G_1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G_2(1)	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
(1) Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.					
Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:					
γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1;					
γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2;					
γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili Q.					

Figura 105. Tabella esplicativa dei coefficienti parziali per le azioni e nelle verifiche a "Stato Limite Ultimo" (SLU).

5.6 Durabilità, copriferro e classe di esposizione ambientale

Gli eurocodici danno informazioni necessarie a progettare in sicurezza in termini di esposizione ambientale e durabilità, la quale può essere inficiata dalle condizioni atmosferiche presenti nell'ambiente circostante l'opera. L'EC2 fornisce indicazioni per progettare strutture durevoli, in particolare, fornisce i valori del copriferro nominale e del rapporto massimo a/c che occorre adottare nelle strutture di calcestruzzo armato. Una struttura è considerata durevole se, effettuando una manutenzione ordinaria, mantiene durante tutto la sua vita utile di progetto le caratteristiche per la quale è stata realizzata. Le caratteristiche del calcestruzzo dovranno rispettare, oltre i requisiti di resistenza, anche i criteri previsti dalla vigente Normativa (EN 11104 e EN 206) per quanto riguarda l'esposizione alle classi indicate.
Nell'EC2 (Sez. 4) sono riportate le *sei classi di esposizione* previste per le strutture, ciascuna con alcune sottoclassi. A tali classi occorre fare riferimento per poter individuare il valore del *copriferro*, la classe di resistenza minima del calcestruzzo, il rapporto massimo acqua/cemento (a/c), il contenuto minimo di cemento. Le classi di esposizione sono:

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

In base a quanto finora esposto, il ponte in progetto appartiene a diverse classi di esposizione, a seconda che si faccia riferimento ai pali di fondazione, ai plinti, alle spalle o alle pile dello stesso. La classe di resistenza minima del calcestruzzo varierà a seconda della parte strutturale del viadotto che andremo a considerare. In fase di progetto si è assunta una classe di resistenza minima a compressione che è riportata successivamente a seconda della parte strutturale considerata. Se prendiamo come esempio, una struttura in progetto che appartiene alla classe di esposizione XC1 per cui la classe di resistenza minima del calcestruzzo è C20/25, in fase di progetto si assumerà una classe di resistenza del calcestruzzo pari a **C25/30**.
Di seguito, si può vedere un prospetto estratto dalla norma UNI EN 206-1 relativa agli eurocodici.

Politecnico di Torino

Prospetto F.1 estratto dalla norma UNI EN 206-1

prospetto F.1 **Valori limite raccomandati per la composizione e le proprietà del calcestruzzo**

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione o attacco	Corrosione da carbonatazione				Corrosione da cloruri						Attacco gelo/disgelo				Ambienti chimici aggressivi		
						Acqua marina			Altri cloruri (diversi dall'acqua di mare)									
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Rapporto massimo a/c	-	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45	0,55	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Classe di resistenza minima	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45
Contenuto minimo di cemento (kg/m^3)	-	260	280	280	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360
Contenuto minimo di aria (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,0[a)]	4,0[a)]	4,0[a)]	-	-	-
Altri requisiti												Aggregati conformi al prEN 12620:2000 con sufficiente resistenza al gelo/disgelo					Cemento resistente ai solfati[b)]	

a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni dovrebbero essere verificate conformemente ad un metodo di prova appropriato rispetto ad un calcestruzzo per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo per la relativa classe di esposizione.

b) Qualora la presenza di SO_4^2 comporti le classi di esposizione XA2 e XA3, è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati. Se il cemento è classificato a moderata o ad alta resistenza ai solfati, il cemento dovrebbe essere utilizzato in classe di esposizione XA2 (e in classe di esposizione XA1 se applicabile) e il cemento ad alta resistenza, ai solfati dovrebbe essere utilizzato in classe di esposizione XA3.

Figura 106. Valori limite raccomandati per la composizione e le proprietà del calcestruzzo, estratti dagli eurocodici.

La scelta della classe di esposizione influenza anche il valore del valore del copriferro; infatti, ad esso è affidata la protezione delle armature contro la corrosione, in particolare la compattezza del calcestruzzo che lo compone e lo spessore. *Il copriferro è la distanza tra la superficie esterna dell'armatura più vicina alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo.* Si ha:

Eq. (52) $$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

essendo:

c_{nom} il valore nominale del copriferro
c_{min} il valore minimo del copriferro
Δc_{dev} la tolleranza dimensionale

Il valore minimo del copriferro c_{min} deve garantire: la trasmissione degli sforzi fra armature e calcestruzzo, la durabilità strutturale e la resistenza al fuoco. Esso è definito come di seguito:

Eq. (53) $$c_{min} = max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\ mm)$$

essendo:

$c_{min,b}$ il copriferro minimo necessario per l'aderenza delle armature
$c_{min,dur}$ il copriferro minimo correlato alle condizioni ambientali
$\Delta c_{dur,\gamma}$ un valore aggiuntbuivo del copriferro legato alla sicurezza
$\Delta c_{dur,st}$ la riduzione del copriferro legata all'uso dell'acciaio inossidabile
$\Delta c_{dur,add}$ la riduzione del copriferro dovuta all'adozione di una protezione aggiuntiva sul calcestruzzo

Nello specifico si ricorda che:

Il valore di $c_{min,b}$, per le armature ordinarie, è pari a: il diametro della barra (nel caso di armature singole) oppure al diametro equivalente (nel caso di armature raggruppate).
Il valore di $c_{min,dur}$ è riportato nel prospetto 4.4N– EC2. Tale valore è riportato in funzione della classe strutturale e della classe di esposizione. La classe strutturale per un periodo di vita pari a 50 anni, per esempio, è la **classe strutturale S4**, come riportato nel prospetto 4.3N - EC2 (la classe strutturale non è modificata essendo che si utilizza un calcestruzzo con classe di resistenza uguale al valore minimo richiesto dalla classe di esposizione). Concludendo, in questo esempio, $c_{min,dur}$ risulta pari a 15 mm. I valori di $\Delta c_{dur,\gamma}$, $\Delta c_{dur,st}$ e $\Delta c_{dur,add}$ sono di norma assunti pari a zero.
Il valore della tolleranza di esecuzione Δc_{dev} relativa al copriferro di regola si assume variabile tra 5 mm e 10 mm nel caso di getti in opera (tra 0 mm e 5 mm nel caso di getti di elementi prefabbricati).
Di seguito la tabella con le classi strutturali.

Table 4.4N: Values of minimum cover, $c_{min,dur}$, requirements with regard to durability for reinforcement steel

Environmental Requirement for $c_{min,dur}$ (mm)							
Structural Class	Exposure Class according to Table 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Figura 107. Tabella di riferimento per $C_{min,dur}$(mm), connesso alle classi strutturali.

La Circolare del 2 febbraio 2009, n. 617 *[Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni]* al fine della protezione delle armature dalla corrosione impone che sia rispettato quanto indicato in Tabella C4.1.IV nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III *[D.M. 17 gennaio 2018].* Tali tabelle sono presentate di seguito.

Tabella 4.1.III – *Descrizione delle condizioni ambientali*

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

Figura 108. Condizioni ambientali e classe di esposizione.

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

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

Figura 109. Copriferri minimi (mm) presi da NTC2018.

I valori della Tabella C4.1.IV, riportata in Figura 100, si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni, preso come esempio di calcolo e comprensione. Per classi di resistenza inferiori a c_{min} i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm. A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o meno, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.
Nel caso preso come esempio, avendo in progetto una struttura con classe di esposizione **XC1** e impiegando un calcestruzzo con classe di resistenza **C25/30** si ha che il copriferro nominale vale:

Eq. (54) $$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 25\ mm + 10\ mm = 35\ mm$$

Di seguito, nella sezione 4.5 Materiali, si possono vedere i valori dettagliati di copriferro e classe di esposizione relativi alle varie parti del viadotto oggetto di studio.

5.7 Materiali

La Sezione 3 dell'Eurocodice 2, dedicata ai materiali, è strutturata nei seguenti paragrafi: calcestruzzo (3.1), acciaio (3.2), acciaio da precompressione (3.3). Riprendendo questa impostazione, vengono presentati di seguito i materiali utilizzati nella costruzione del viadotto: il cemento armato (calcestruzzo per getto in opera) e l'acciaio; con particolare interesse alle varie parti strutturali, esposte nei sottocapitoli.

Partendo dal ***CALCESTRUZZO***, quello impiegato è scelto tra quelli riportati in tabella nella seguente immagine (D.M. 17/01/2018-*Classi di resistenza*):

Tab. 4.1.I – *Classi di resistenza*

Classe di resistenza
C8/10
C12/15
C16/20
C20/25
C25/30
C30/37
C35/45
C40/50
C45/55
C50/60
C55/67
C60/75
C70/85
C80/95
C90/105

Figura 110. Classi di resistenza dei calcestruzzi.

Nella successiva invece, si possono notare le varie caratteristiche associate a una determinata resistenza, come ad esempio le varie deformazioni associate e la relazione analitica che lega le due grandezze summenzionate.

Politecnico di Torino

Strength classes for concrete															Analytical relation / Explanation
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	2.8
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$(MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm}=0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm}=2.12 \ln(1+(f_{cm}/10)) > C50/60$
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm}$ 5% fractile
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0.95} = 1.3 \cdot f_{ctm}$ 95% fractile
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0.3}$ (f_{cm} in MPa)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	see Figure 3.2 $\varepsilon_{c1}(\%_0) = 0.7 f_{cm}^{0.31} \leq 2.8$
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	see Figure 3.2 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{cu1}(\%_0)=2.8+27[(98-f_{cm})/100]^4$
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2, 5	2,6	see Figure 3.3 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{c2}(\%_0)=2.0+0.085(f_{ck}-50)^{0.53}$
ε_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	see Figure 3.3 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{cu2}(\%_0)=2.6+35[(90-f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $n=1.4+23.4[(90-f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	see Figure 3.4 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{c3}(\%_0)=1.75+0.55[(f_{ck}-50)/40]$
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	see Figure 3.4 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{cu3}(\%_0)=2.6+35[(90-f_{ck})/100]^4$

Table 3.1 Strength and deformation characteristics for concrete

BS EN 1992-1-1:2004
EN 1992-1-1:2004 (E)

Figura 111. Tabella di riferimento per Strength Classes (EC2 - tab. 3.1) - Caratteristiche per classi di resistenza del calcestruzzo.

Per capire meglio il concetto si fa riferimento all'esempio di calcolo precedentemente utilizzato, ove si è scelto di adottare un calcestruzzo con classe di resistenza C25/30. Le caratteristiche sono riportate di seguito:

CALCESTRUZZO	**C25/30**
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} = 30\ MPa$
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 25\ MPa$
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 2.6\ MPa$
Modulo di elasticità secante medio	$E_{cm} = 31\ GPa$

Figura 112. Esempio di calcolo classe calcestruzzo.

Il modulo di elasticità dipende non solo dalla classe di resistenza del calcestruzzo, ma anche dalle caratteristiche specifiche degli aggregati utilizzati. In assenza dei dati suddetti, o quando non sia richiesto un calcolo molto accurato, una stima del valore medio del modulo secante E_{cm} si può ricavare dall'indicazione sulla precedente tabella.
Per passare alla resistenza di progetto a compressione, vale la formula (D.M.2008-4.1.2.1.1.1), presentata nell'equazione seguente:

Eq. (55) $$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c}$$

I coefficienti di sicurezza parziali per le resistenze del calcestruzzo sono funzione della situazione di progetto, li possiamo vedere nella seguente tabella. In particolare, distinguiamo:

- **situazione di progetto persistente/transitoria**

CALCESTRUZZO	**C25/30**
Coefficiente riduttivo per i carichi di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.85$
Coefficiente di sicurezza parziale	$\gamma_c = 1.5$
Resistenza a compressione cilindrica di progetto	$f_{cd} = 14.2\ MPa$

- **situazione di progetto eccezionale**

CALCESTRUZZO	**C25/30**
Coefficiente di sicurezza parziale	$\gamma_c = 1.0$
Resistenza a compressione cilindrica di progetto	$f_{cd} = 25\ MPa$

- **situazione di progetto sismica** (EN1998-1:2004)

CALCESTRUZZO	**C25/30**
Coefficiente riduttivo per i carichi di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.85$
Coefficiente di sicurezza parziale	$\gamma_c = 1.5$
Resistenza a compressione cilindrica di progetto	$f_{cd} = 14.2\ MPa$

Figura 113. Situazioni di progetto e vari coefficienti relativi al calcestruzzo per il caso preso come esempio di calcolo.

Di seguito viene riportata, per completezza, la legge caratteristica e di riferimento del materiale *calcestruzzo*, la cosiddetta legge "Parabola – Rettangolo", con annesse formule di descrizione del grafico.

$$\begin{cases} \sigma_c = f_{cd}\left[1-\left(1-\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}}\right)^2\right] & \varepsilon_c \le \varepsilon_{c2} \\ \sigma_c = f_{cd} & \varepsilon_c > \varepsilon_{c2} \end{cases}$$

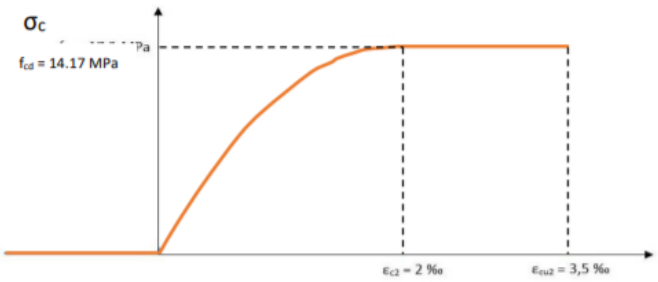


Figura 114. Legge "Parabola - Rettangolo".

Parlando invece di ***ACCIAIO***, sappiamo che, sono impiegati i due tipi di acciaio ammessi dal D.M.2018: B450C per le armature e B450A per le staffe. Come indicato nella norma citata, tali acciai devono rispettare i requisiti minimi delle tabelle relative (Tab.11.3.Ib e Tab.11.3.Ic). In particolare:

ACCIAIO per C.A. Ordinario	**B450C**
Resistenza a trazione caratteristica	$f_{tk} = 540\ MPa$
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} = 450\ MPa$
Modulo elastico medio	$E_{sm} = 200\ GPa$
Deformazione ultima caratteristica	$\varepsilon_{uk} = 75\ ‰$

Figura 115. Tabella illustrativa delle caratteristiche dell'acciaio utilizzato accoppiato con il cemento armato ordinario.

La deformazione ultima caratteristica delle staffe è assunta $\varepsilon_{uk} = 25\ ‰$.

La resistenza di progetto dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

Eq. (56) $$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

I coefficienti di sicurezza parziali per le resistenze dell'acciaio (controllato in laboratorio) sono funzione della situazione di progetto, in particolare distinguiamo:

- **situazione di progetto persistente/transitoria:**

ACCIAIO per C.A. Ordinario	**B450C**
Coefficiente di sicurezza parziale	$\gamma_s = 1.15$
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = 391.3\ MPa$
Deformazione di snervamento di progetto	$\varepsilon_{syd} = 1.96\ ‰$

- **situazione di progetto eccezionale:**

ACCIAIO per C.A. Ordinario	**B450C**
Coefficiente di sicurezza parziale	$\gamma_s = 1.0$
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = 450\ MPa$
Deformazione di snervamento di progetto	$\varepsilon_{syd} = 2.25\ ‰$

- **situazione di progetto sismica:**

ACCIAIO per C.A. Ordinario	**B450C**
Coefficiente di sicurezza parziale	$\gamma_s = 1.0$
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = 450\ MPa$
Deformazione di snervamento di progetto	$\varepsilon_{syd} = 2.25\ ‰$

Figura 116. Situazioni di progetto e vari coefficienti relativi all'acciaio per il caso preso come esempio di calcolo.

L'acciaio da armatura che è stato utilizzato nel progetto del ponte è il **B**450**C** ad aderenza migliorata per armatura ordinaria.

Un altro tipo di ***ACCIAIO*** utilizzato è quello per i trefoli nel cemento armato precompresso (CAP), un cosiddetto acciaio armonico, le cui caratteristiche meccaniche sono date da una resistenza a rottura di 1900 MPa e un limite elastico all'1% di deformazione di 1700Mpa.
Per quanto concerne la carpenteria metallica, è stato utilizzato un acciaio **S**355**J2W**, facente riferimento alla norma UNI EN 10025 per la sua definizione. La sigla definita sopra identifica con **S** un acciaio strutturale con 355 la resistenza snervamento minima (per essere a favore di sicurezza) espressa in MPa e con **J2** una sigla alfanumerica che fa riferimento alla prova di resilienza fatta con il pendolo di Charpy per il calcolo dell'energia assorbita dal materiale a seguito di un urto.
Per profili e lamiere, è stato preferito un acciaio tipo **W**, che sta per **WEATHERING** o anche **CORTEN**, acciaio per impieghi strutturali con resistenza migliorata alla corrosione atmosferica, con le caratteristiche presentate nella figura sottostante.

Acciaio tipo S355 J2W per spessori s<40mm	fy ≥355 N/mm²
Acciaio tipo S355 J2W per spessori s>40mm e ≤ 80 mm	fy ≥355 N/mm²

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m$

$\gamma_{m0} = 1.05$	resistenza delle sezioni di Classe 1,2,3 e 4
$\gamma_{m1} = 1.05$	resistenza all'instabilità delle membrature
$\gamma_{m1} = 1.10$	resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari
$\gamma_{m2} = 1.25$	resistenza nei riguardi della frattura delle sezioni tese indebolite dai fori

Es = 210000 MPa	Modulo elastico
G = E/(2(1+v)) = 80770 MPa	Modulo di elasticità trasversale
v=0.3	Coefficiente di Poisson
$\alpha_t = 0.000012\ °C^{-1}$	Coefficiente di dilatazione termica
ρ=7850 kg/m²	Densità

Figura 117. Caratteristiche acciaio strutturale utilizzato.

Sempre nella carpenteria metallica è utilizzato un acciaio per connettori con pioli tipo "NELSON" con diametro Φ pari a 22mm, altezza h pari a 175mm e sigla di riferimento ST 37-3K. Tali pioli o "shear connectors", sono fatti di acciaio strutturale del tipo **S235J2+C450**, con f_{yk} (tensione di snervamento caratteristica) maggiore o pari a 350MPa e, f_u (tensione di rottura) maggiore o pari a 450MPa.

Oltre questi materiali, è stato utilizzato anche il ***CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO*** (***CAP***) per il quale sono state riportate le caratteristiche essenziali nel sottocapitolo relativo alle travi in CAP utilizzate.
Una volta finita l'esposizione generale sui materiali edilizi utilizzati nella costruzione della parte strutturale dell'opera, è possibile addentrarsi nei dettagli costruttivi e nelle caratteristiche del viadotto. Tra questi dettagli, vengono ribadite, nelle tavole progettuali che sono state gentilmente fornite per questo lavoro di tesi, le tolleranze dimensionali relative alla carpenteria metallica, facenti riferimento al valore di $\pm\ 0{,}5cm$.

5.7.1 Pali di fondazione: cemento armato

Per quanto concerne i pali di fondazione, è stato utilizzato un calcestruzzo a prestazione garantita, conforme alla UNI EN 206-1:2006.

La classe di resistenza minima, ricavata con la trattazione precedentemente vista è C 28/35. La classe di consistenza, derivata dalla prova di slump è una S4/S5. Si ha una dimensione massima degli aggregati pari a D_{max} 32,50, una classe di contenuto di cloruri pari a CI 0,20, un contenuto minimo di cemento pari a 320 Kg/mc. Ne deriva da questi dati una classe di esposizione per i pali di fondazione pari a XC2, un rapporto acqua /cemento massimo (a/c MAX) di 0,55. Dati che conducono ad avere un copriferro minimo di 50mm.

Di seguito si possono apprezzare, in una immagine estratta da una tavola, dove si può vedere la progressiva del ponte, i punti di appoggio dove andranno a posizionarsi i pali di fondazione.

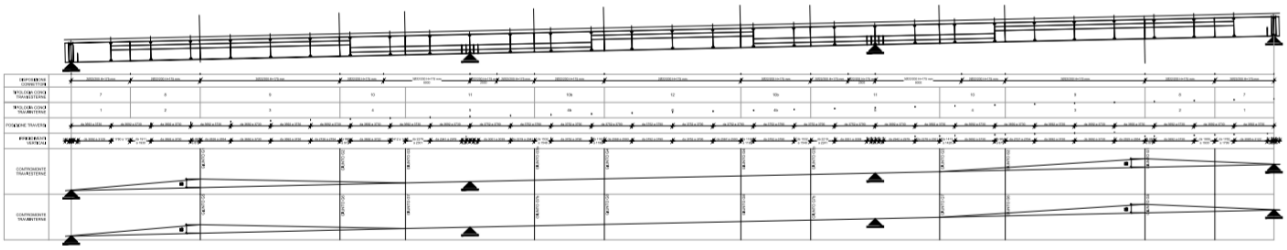


Figura 118. Progressiva del ponte, estratta da tavola di disegno, indicante i punti di posizionamento superificiale dei pali di fondazione.

5.7.2 Plinti: cemento armato

In merito ai plinti, si può dire che è stato utilizzato un calcestruzzo a prestazione garantita anche qui, sempre conforme alla UNI EN 206-1:2006.

La classe di resistenza minima, ricavata con la stessa trattazione è C 28/35. La classe di consistenza, derivata dalla prova di slump è una S4. Si ha una dimensione massima degli aggregati pari a D_{max} 32,50, una classe di contenuto di cloruri pari a CI 0,20, un contenuto minimo di cemento pari a 320 Kg/mc. Ne deriva da questi dati una classe di esposizione per i plinti pari a XC2, un rapporto acqua /cemento massimo (a/c MAX) di 0,55. Dati che ci conducono ad avere un copriferro minimo di 40mm.

Di seguito si possono apprezzare, in una immagine estratta da una tavola, dove si può vedere la progressiva del ponte, i punti di appoggio dove andranno a posizionarsi i pali di fondazione.

Anche qui è possibile vedere, in linea di massima, il posizionamento, grazie a un profilo del ponte, dei plinti. Segue immagine estratta da una tavola di disegno.

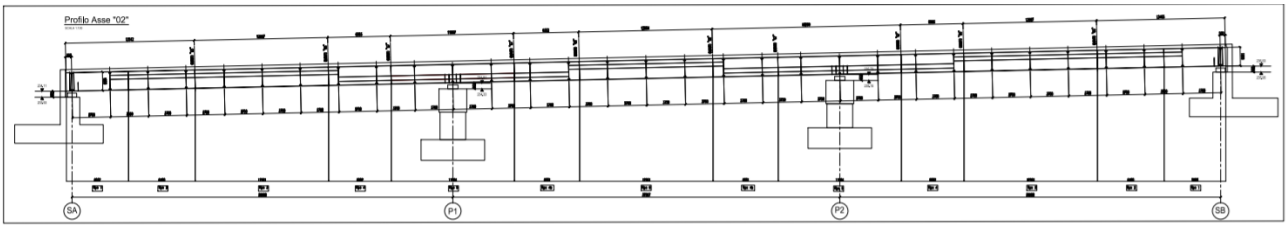


Figura 119. Profilo asse longitudinale indicante la posizione dei plinti.

5.7.3 Spalle - Pile: cemento armato

Anche per le spalle e le pile del viadotto è stato utilizzato un calcestruzzo a prestazione garantita, conforme alla UNI EN 206-1:2006.

La classe di resistenza minima, ricavata con l'usuale trattazione è C 32/40, più alta di pali di fondazione e plinti. La classe di consistenza, derivata dalla prova di slump è una S4. Si ha una dimensione massima degli aggregati pari a D_{max} 32,50, una classe di contenuto di cloruri pari a CI 0,20, un contenuto minimo di cemento pari, stavolta, a 340 Kg/mc. Ne deriva da questi dati una classe di esposizione per i plinti pari a XC4 – XD1, un rapporto acqua /cemento massimo (a/c MAX) di 0,50. Dati che ci conducono ad avere un copriferro minimo di 40mm, per cui è previsto un controllo qualità con verifica copriferri.

Di seguito si può vedere, in una immagine estratta da una tavola del progetto esecutivo costruttivo, la sezione di una spalla del ponte e i vari traversi reticolari a K dentro la sezione trasversale dello stesso.

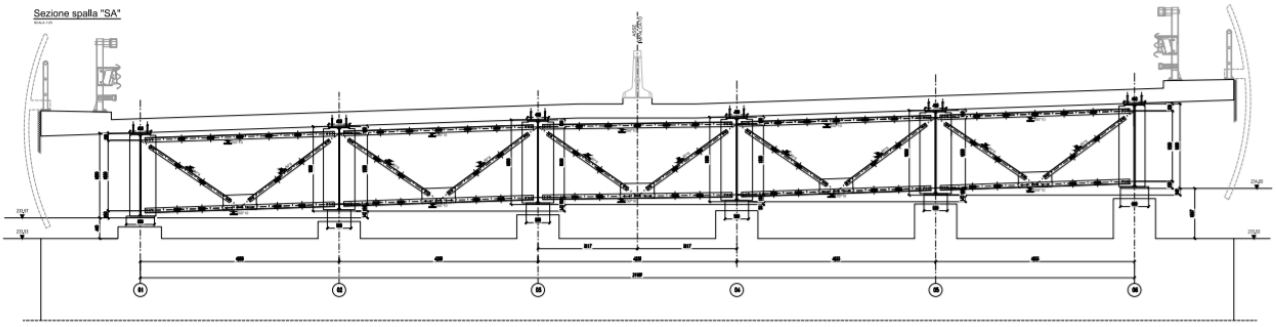


Figura 120. Sezione spalla del ponte, estratta da tavola del progetto esecutivo costruttivo.

È possibile vedere anche, una sezione del viadotto fatta passante per le pile del ponte (P1 e P2), riportata nella figura sottostante.

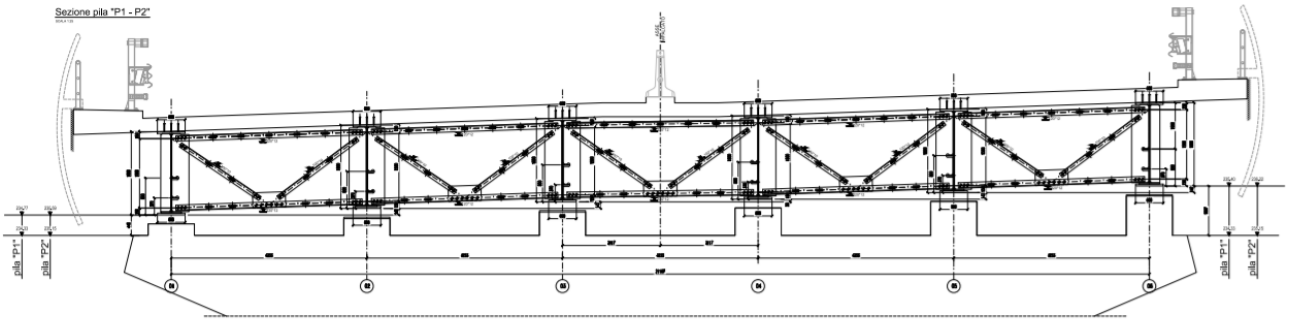


Figura 121. Sezione del ponte, fatta passante per le pile P1 e P2.

Se si volesse entrare ancora più nello specifico, per capire meglio la conformazione strutturale della parte di ponte che stiamo analizzando, si possono vedere le sezioni (1-1 in particolare) del dettaglio della testata di spalla, sia della trave interna che di quella esterna, riportate di seguito in figura.

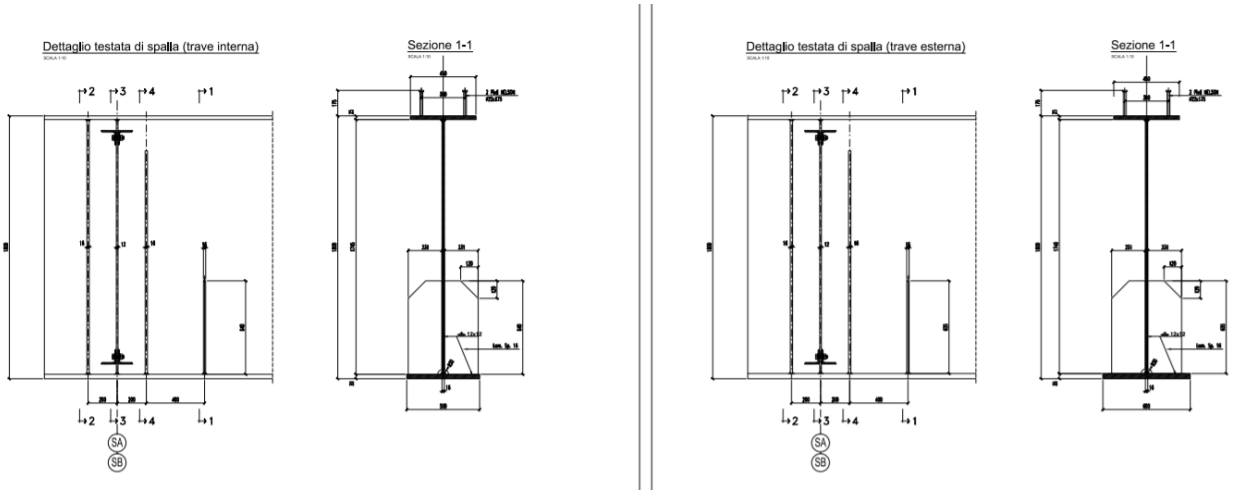


Figura 122. Dettagli della testata di spalla, sia per la trave interna che per quella esterna, in sezione (1-1).

Infine, poiché sono stati nominati, si possono fare delle osservazioni anche sui traversi reticolari utilizzati nella sezione trasversale del viadotto. Tali traversi, caratterizzati dalla forma a K, possono essere studiati più approfonditamente guardando la seguente immagine, dove si possono vedere nel dettaglio gli stessi in sezione, sia per la porzione riguardante le spalle, sia per quella delle pile.

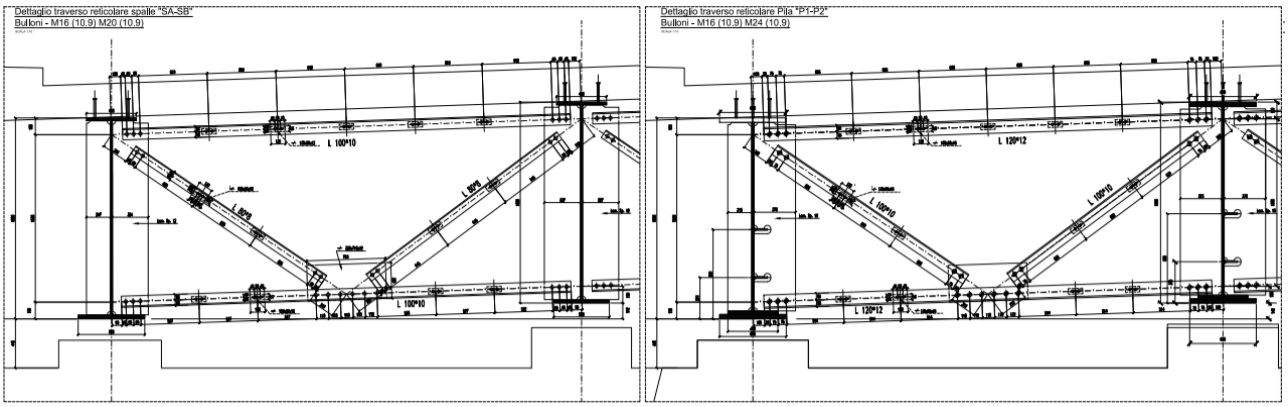


Figura 123. Dettaglio del traverso a K per le spalle (sx) e le pile (dx).

5.7.4 Solette: cemento armato

Le solette, vengono utilizzate nel progetto a partire dalla fase 2, poiché in fase 1 viene definito come materiale utilizzato solamente l'acciaio. Esse, sono caratterizzate dall'utilizzo di un calcestruzzo a prestazione garantita, conforme alla norma UNI EN 206-1:2006, da una classe di resistenza minima C 35/45, classe di consistenza ottenuta con la prova di slump pari a S4, una classe di esposizione ambientale pari a XD3, una dimensione massima degli aggregati pari a D_{max} 25, una classe di contenuto di cloruri pari a CI 0,20, un rapporto acqua /cemento massimo (a/c MAX) di 0,45. Infine, abbiamo un contenuto minimo di cemento pari a 340 Kg/mc. Tutti questo dati, permetto di convergere a una definizione di copriferro minimo per le solette pari a 40mm.
La soletta di carreggiata è realizzata, come precedentemente detto, in cemento armato, con spessore costante pari a 300 mm (di cui 50 mm di predalles). Essa è resa collaborante con la sottostruttura metallica attraverso connettori a piolo tipo "Nelson" di diametro Ø22.
I carichi che sono stati utilizzati per l'applicazione della soletta nella modellazione sono riferiti al peso proprio (PP) della soletta non reagente su travi miste e al peso proprio (PP) della soletta reagente su aste di soletta. Entrambi i pesi ammontano a 7.5 kN/mq. Tali carichi, sono stati applicati come Element Beam Loads attraverso il programma FEM Midas Civil 2021 e si possono vedere nelle due immagini sottostanti.

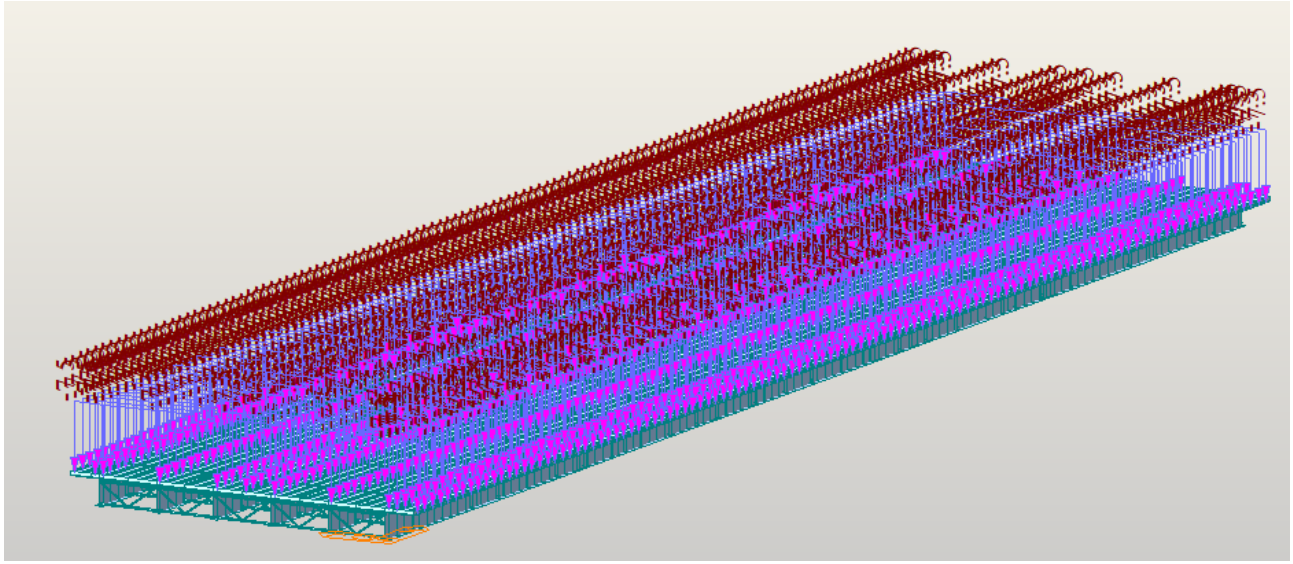


Figura 124. Element Beam Load: vista laterale.

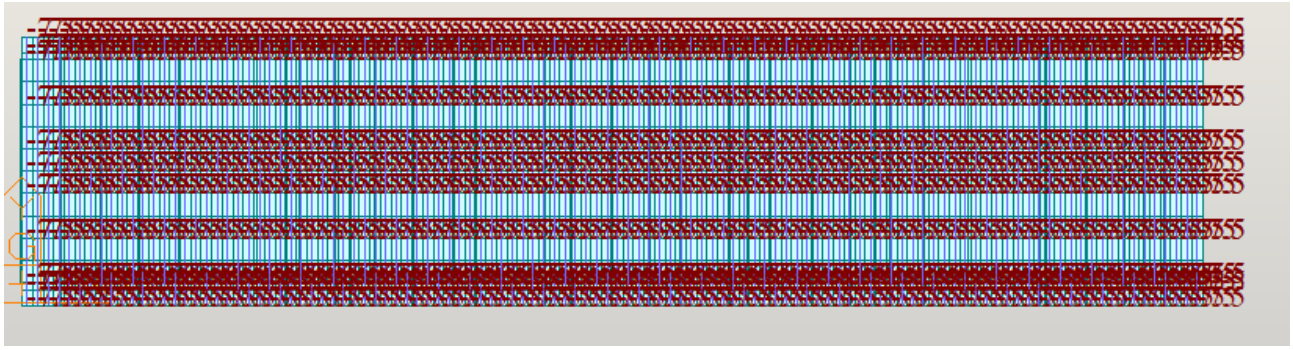


Figura 125. Element Beam Load: vista dall'alto

5.7.5 Travi: elementi in CAP

Vengono utilizzate nel progetto a partire dalla fase 2, anche delle travi in cemento armato precompresso. Anch'esse, sono caratterizzate dall'utilizzo di un calcestruzzo a prestazione garantita, conforme alla norma UNI EN 206-1:2006, da una classe di resistenza minima C 45/55, classe di consistenza ottenuta con la prova di slump pari a S4, una classe di esposizione ambientale pari a XF2 – XF3, una dimensione massima degli aggregati pari a D_{max} 20, una classe di contenuto di cloruri pari a CI 0,20, un rapporto acqua /cemento massimo (a/c MAX) di 0,45. Infine, abbiamo un contenuto minimo di cemento pari a 360 Kg/mc. Tutti questo dati, permetto di convergere a una definizione di copriferro minimo per le solette pari a 30mm. Sotto è possibile vedere una vista dall'alto della parte inferiore dell'impalcato, lungo cui "corrono" le travi in CAP.

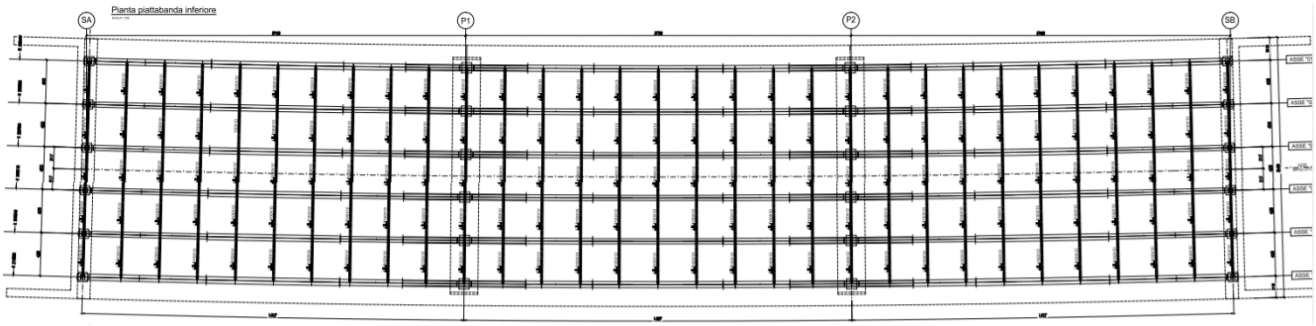


Figura 126. Pianta piattabanda inferiore dell'impalcato: le travi in CAP "corrono" sopra.

5.7.6 Controventi e traversi: acciaio

Sono stati utilizzati dei controventi sul ponte che agiscono sia in direzione longitudinale nella parte esterna superficiale della piattabanda sia nella parte trasversale del ponte con i controventi a K. Nell'immagine seguente si può vedere un dettaglio del traverso reticolare intermedio.

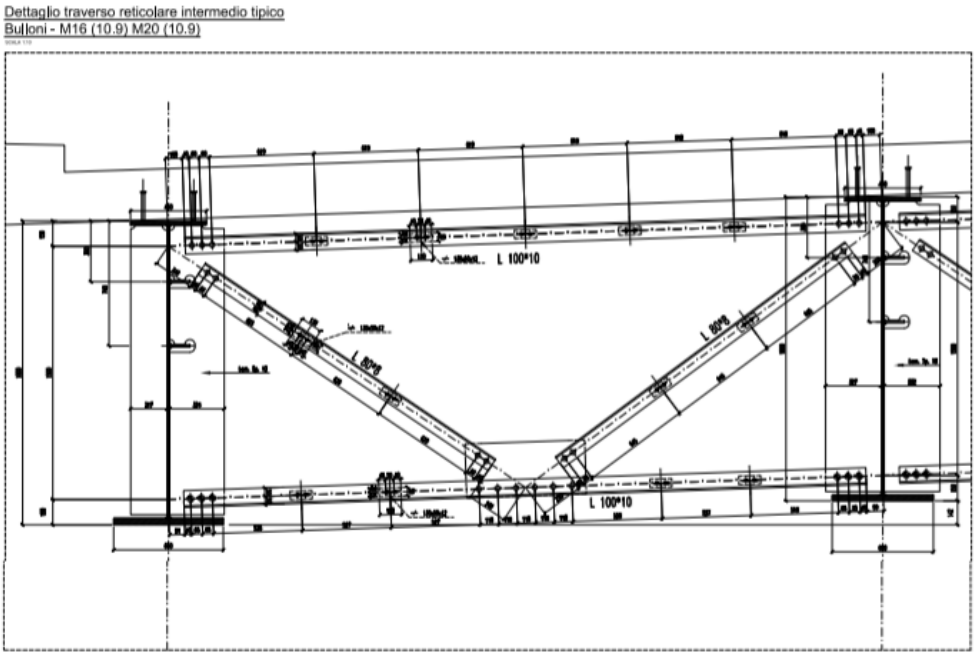


Figura 127. Dettaglio del traverso reticolare intermedio.

Viene specificato inoltre, che nel caso in alternativa ai profili L100X10 e L80X8, possono impiegarsi profili ottenuti con lamiera pressopiegata aventi altre caratteristiche, riportate nella figura sottostante.

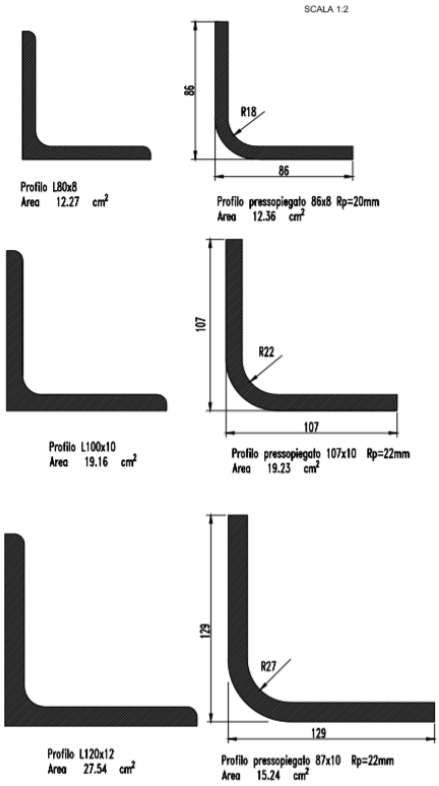


Figura 128. Vari profili a L e alternative pressopiegate.

Per quanto concerne i profili dei controversi si può vedere un dettaglio nell'immagine successiva, relativo alla controventatura della parte superiore della piattabanda.

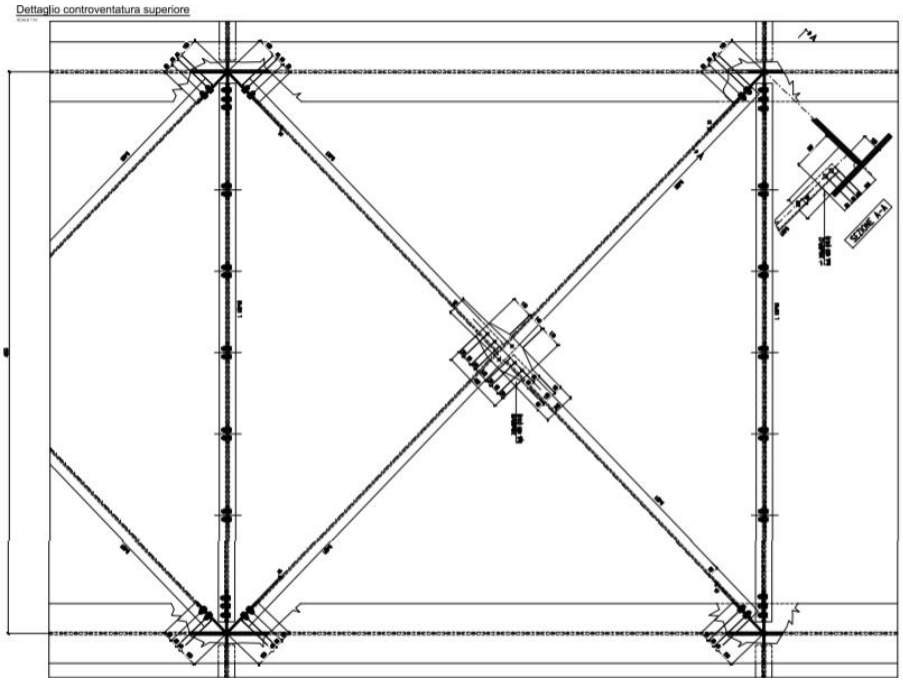


Figura 129. Dettaglio controventatura superiore.

Infine, è possibile avere, sempre in riferimento alle tavole concesse per il lavoro di tesi, una panoramica sulla controventatura superiore visibile lungo il viadotto.

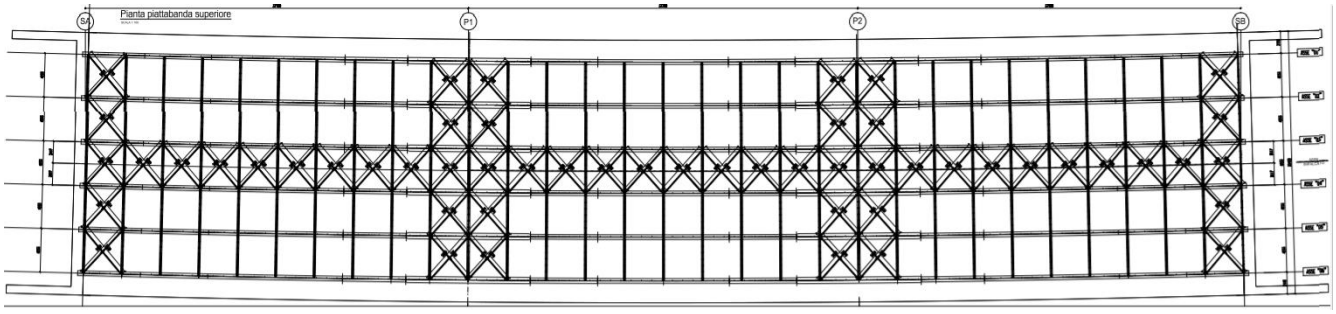


Figura 130. Pianta piattabanda superiore con annessa controventatura.

I controventi, è bene specificarlo, sono stati modellati come elementi "Truss" che lavorano solo in direzione assiale. È possibile vedere, sotto, un estratto del modello, raffigurante tali elementi con i nodi numerati.

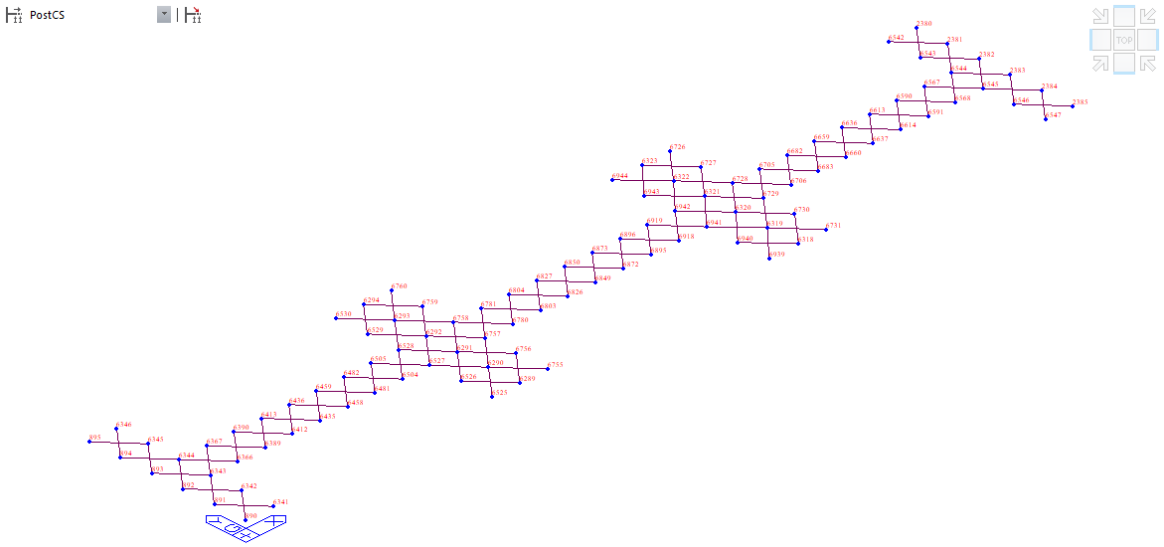


Figura 131. Controventi a "Truss" con nodi numerati.

5.7.7 Appoggi: elastomeri

Parlando di pali di fondazione e di plinti, come anche si spalle e pile, risulta molto importante parlare anche di appoggi. Ne esistono una grande varietà e, quelli utilizzati per sorreggere la struttura del ponte, sono presentati nella immagine presentata nella pagina seguente, che fa riferimento sempre ad una tavola progettuale. Gli appoggi sono genericamente strutturati con un disco elastomerico che lavora insieme ad un pistone e un basamento, garantendo la stabilità dell'impalcato.

Nel dettaglio, sono stati adottati dispositivi SOMMA tipo "ERGOFLON DISC" ossia, appunto, apparecchi d'appoggio strutturali a disco elastomerico confinato a cerniera sferica, che consentono rotazioni attorno ad un qualsiasi asse orizzontale, attraverso la deformazione del disco elastomerico confinato in una base in acciaio.

Gli apparecchi di appoggio sono dispostivi che realizzano il vincolo di cerniera (tipo fisso) o carrello monodirezionale (tipo unidirezionale) o bidirezionale (tipo multidirezionale).

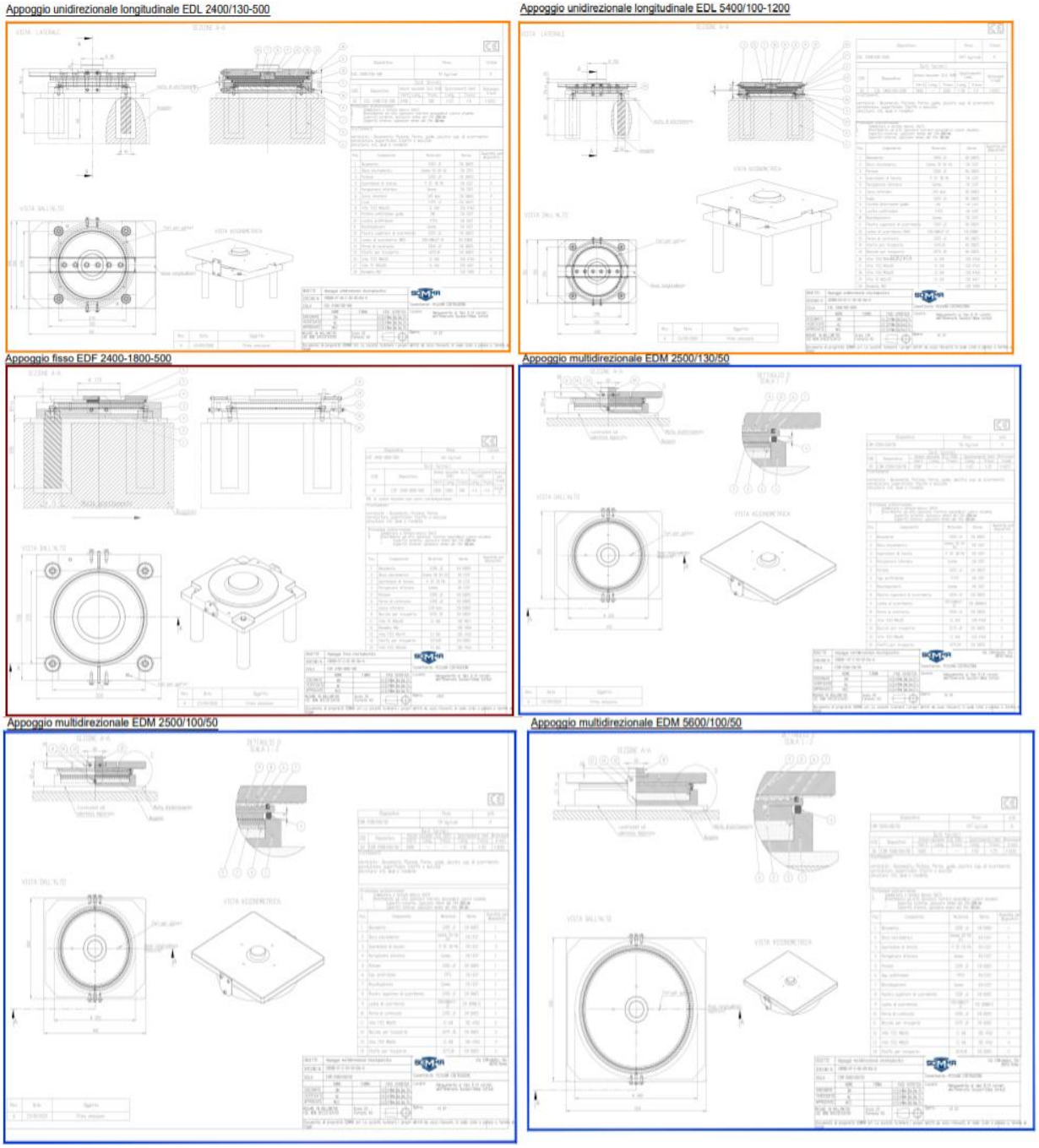


Figura 132. Vari tipi di appoggio utilizzati nel ponte.

Sempre parlando di appoggi, è interessante vedere anche una vista della pianta dove andranno ad essere posizionati gli stessi, nonché una sezione longitudinale. Il tutto è presentato nelle figure sottostanti.

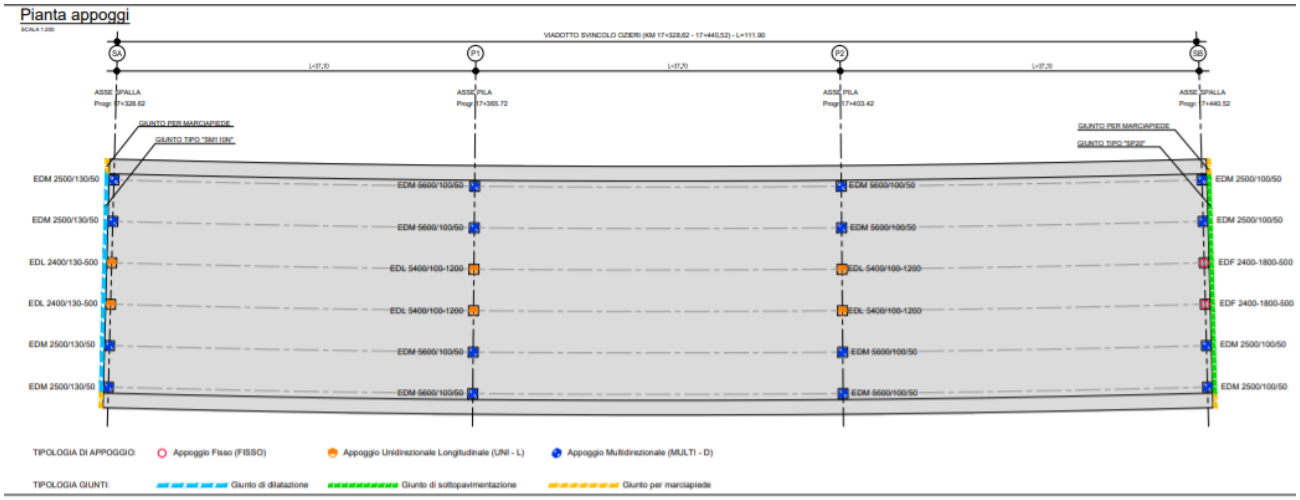


Figura 133. Immagine estratta da tavole progettuali: pianta degli appoggi con tipo di appoggio indicato.

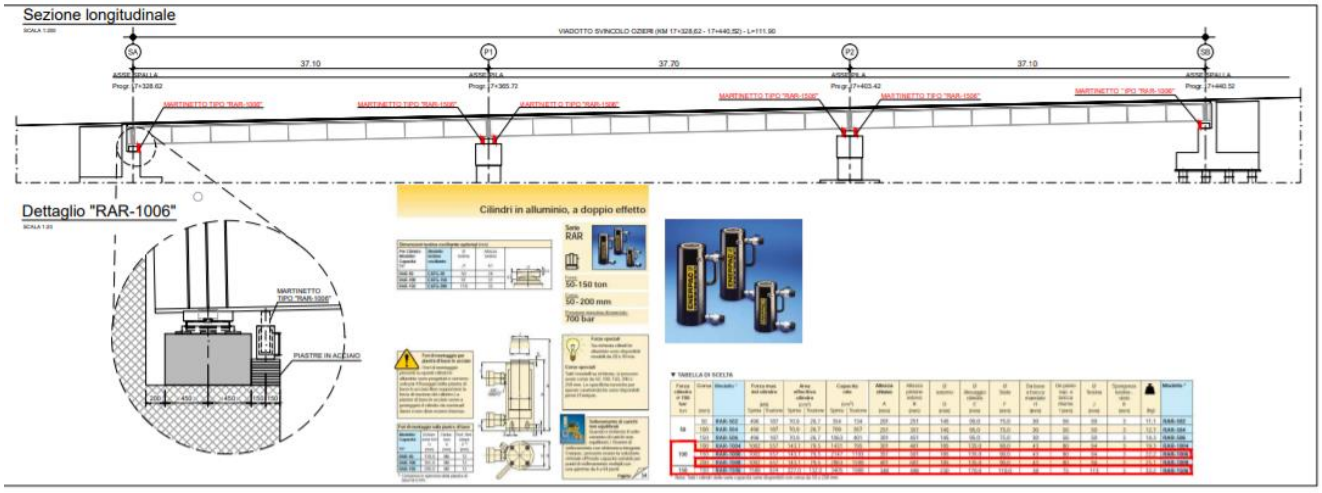


Figura 134. Sezione longitudinale del ponte: mostra il posizionamento degli appoggi e un dettaglio costruttivo.

È possibile vedere, infine, sempre estrapolato dalle tavole di progettazione, lo schema strutturale degli appoggi, per quanto riguarda le sezioni sulle spalle e quelle sulle pile, in figura sottostante.

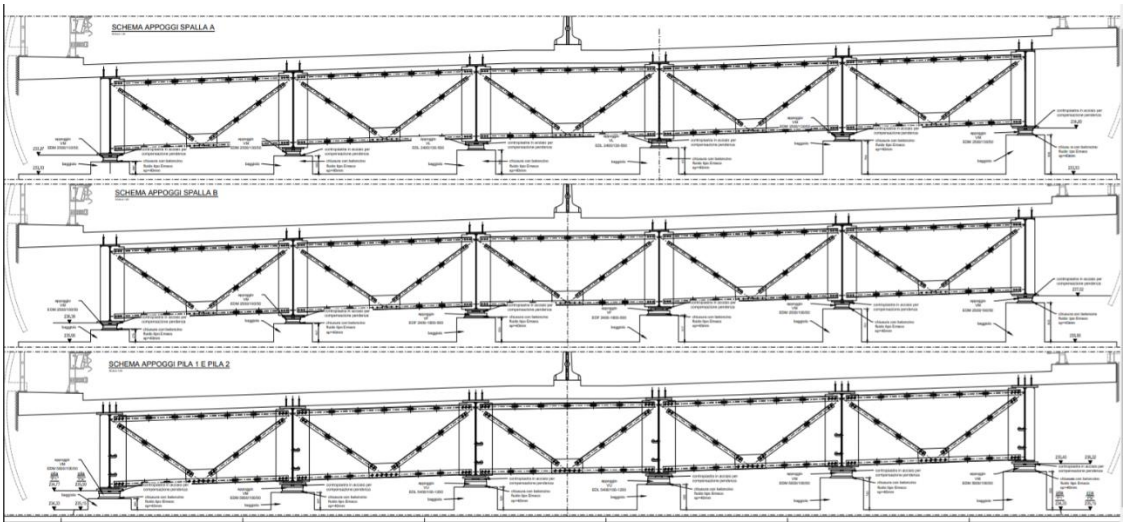


Figura 135. Schema appoggi, in ordine: spalla A, spalla B, pile 1 e 2.

Cercando di fare uno zoom sull'appoggio tipologico si vedono nel dettaglio le sue caratteristiche.

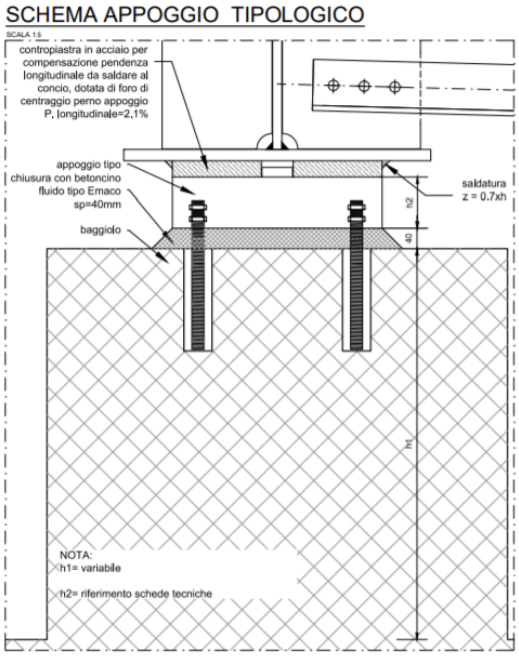


Figura 136. Schema appoggio tipologico.

5.7.8 Giunti: gomma

Un altro tassello importante nella struttura è sicuramente rappresentato dai giunti di separazione, che garantiscono gli spostamenti relativi tra le varie parti dell'impalcato, dovuti nella maggior parte dei casi a dilatazioni e contrazioni di natura termica.

Per quanto concerne tali giunti, la continuità stradale tra impalcato e spalla è garantita da essi, fatti in gomma armata, disposti tra la soletta di impalcato e la testa del paraghiaia a livello della pavimentazione.

I giunti saranno fissati meccanicamente alla sottostruttura e consentiranno la ripresa di tutti gli spostamenti orizzontali tra impalcato e spalla.

In figura seguente si può vedere la struttura dei giunti utilizzati, con estrusi in gomma, sigillanti e resine che fanno da tasselli fondamentali nelle caratteristiche dei suddetti.

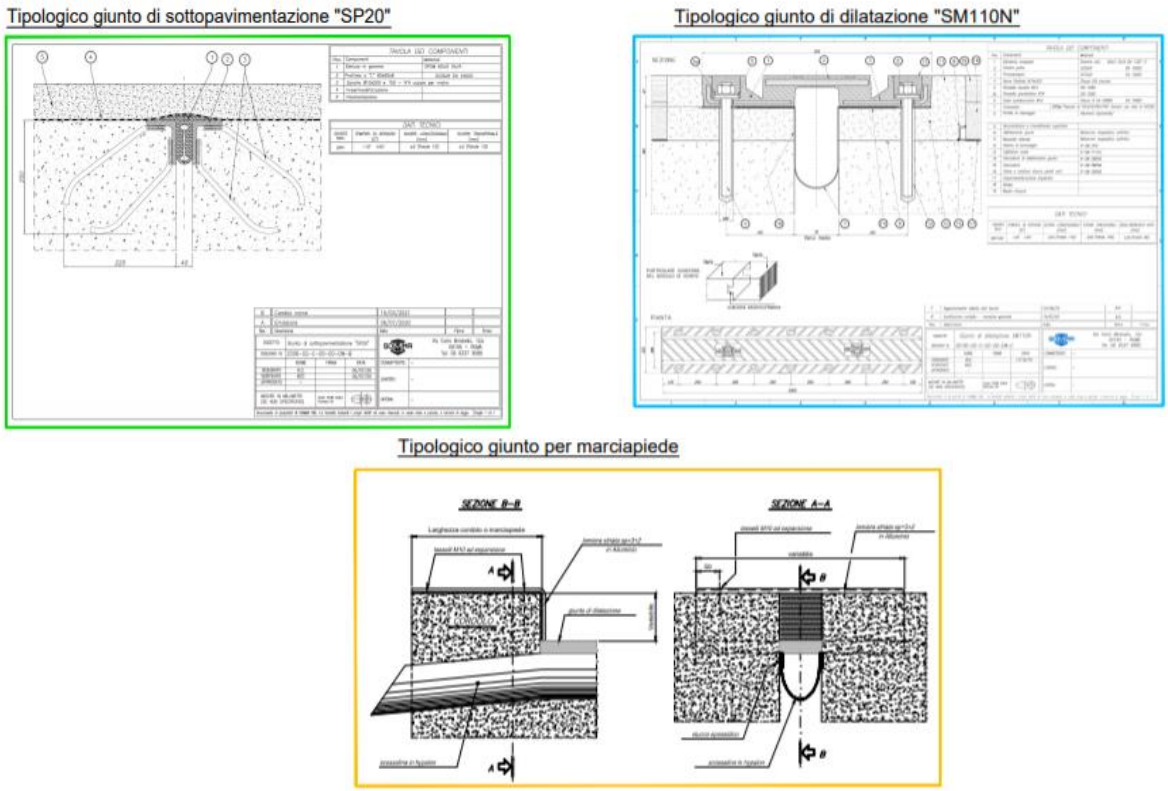


Figura 137. Vari tipi di giunto utilizzati: di sottopavimentazione, di dilatazione, per marciapiede.

5.7.9 Saldature: acciaio

La saldatura è una tecnica di giunzione che realizza l'unione permanente di due pezzi metallici con o senza materiale di apporto e sotto l'azione del calore. Il materiale di apporto viene distribuito allo stato fuso tra i lembi che possono essere opportunamente preparati (cianfrinatura) e, il bagno di fusione è la parte di metallo che durante la fusione si trova allo stato liquido. Il cordone di saldatura è costituito da tutto il metallo, sia di base sia di apporto, solidificati per raffreddamento dopo essere stati fusi nella saldatura. Nell'immagine sottostante è possibile vedere nel dettaglio cosa si intende.

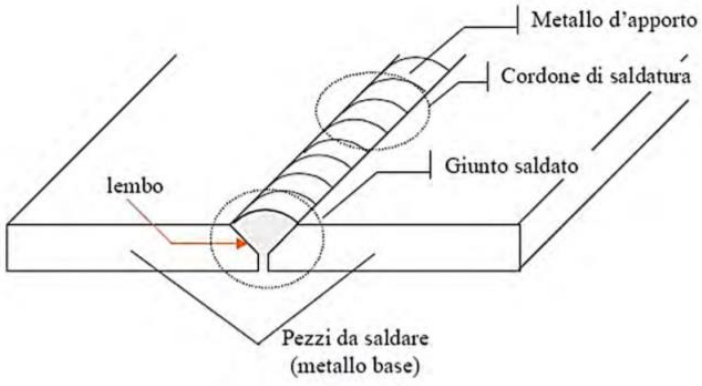


Figura 138. Dettaglio di una saldatura.

Ricordiamo anche che le saldature possono essere divise in base alla posizione del saldatore rispetto alla stessa e in base alla posizione relativa dei piatti da saldare (Figura 139) oppure relativamente al fatto che si parli di completa penetrazione o cordone d'angolo (Figura 140).

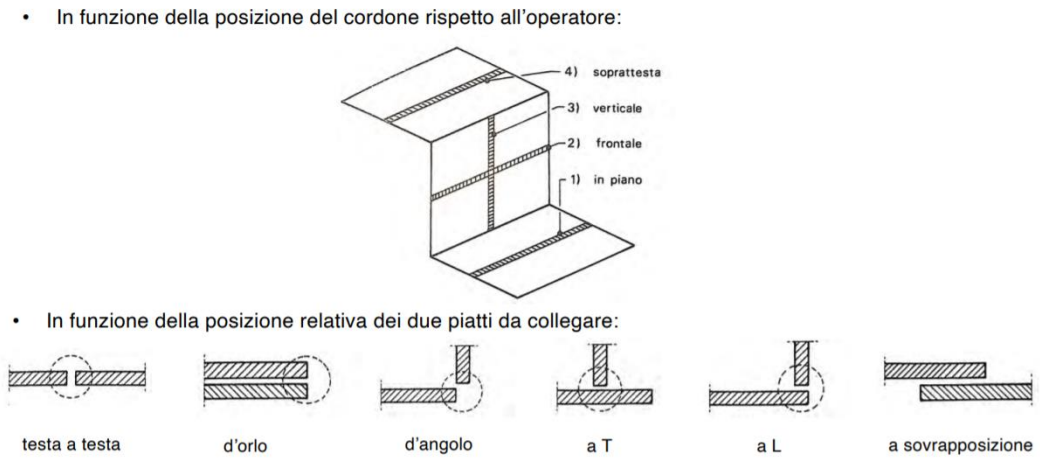


Figura 139. Classificazione saldature in base alla posizione del saldatore e dei piatti da saldare.

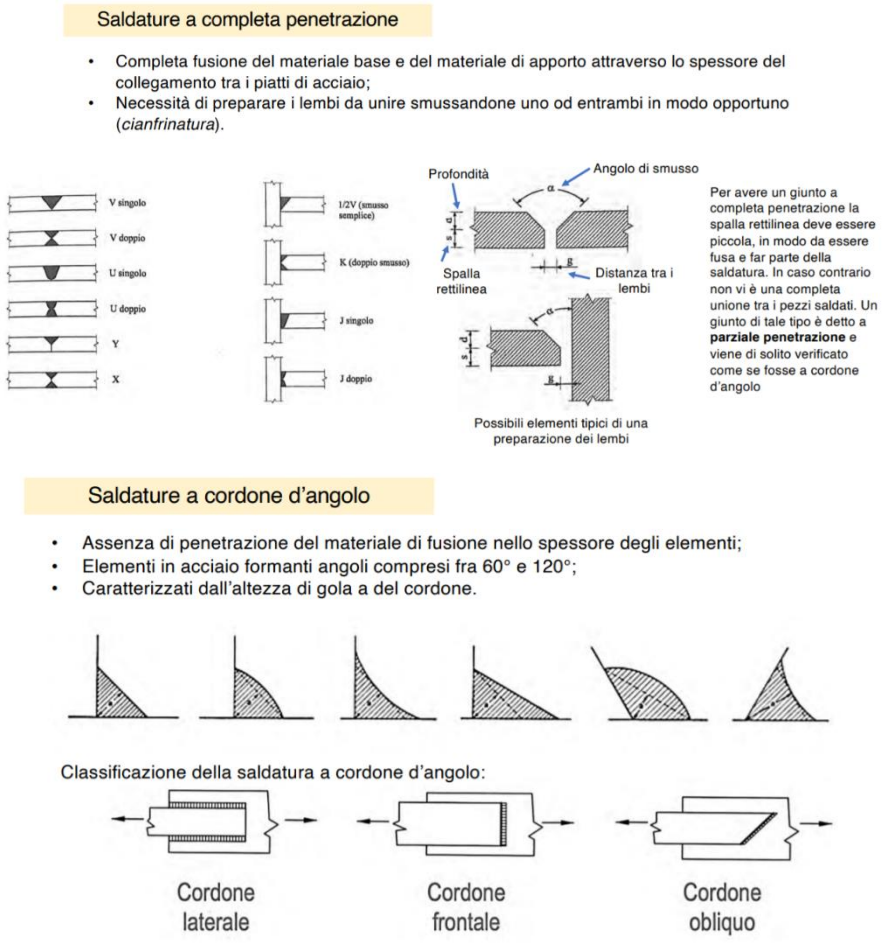


Figura 140. Classificazione saldature: a completa penetrazione e a cordone d'angolo.

Le saldature utilizzate nel progetto fanno capo ai procedimenti delle saldature di UNI EN ISO 4063:2001, con la simbologia normata da UNI EN 22553. Nelle tavole di progetto sono presentati diversi punti di vista, facendo riferimento al fatto che tutte le saldature sono da eseguire in opera, tranne dove espressamente indicato (officine). Si ricorda che per la creazione di una saldatura è necessario che il personale autorizzato sia correttamente formato e in possesso di un patentino per l'esecuzione della lavorazione.

Nell'immagine seguente è possibile visionare le caratteristiche delle saldature utilizzate.

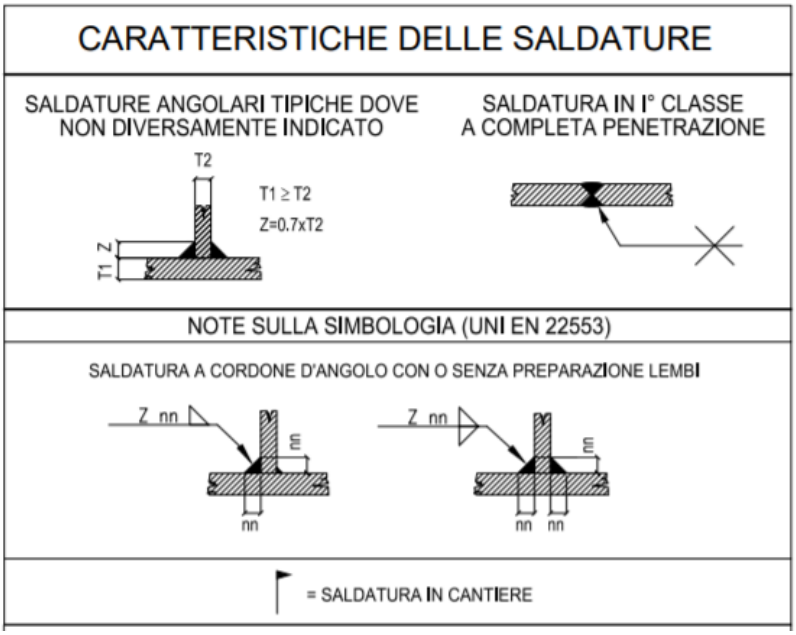


Figura 141. Caratteristiche saldature utilizzate.

Prendendo come riferimento il giunto G1, si possono vedere nelle figure successive i vari prospetti e le sezioni delle saldature da eseguire in opera per le travi esterne e interne. Si ricorda che, nel progetto, tutte le saldature sono state eseguite in piano, tranne dove diversamente indicato.

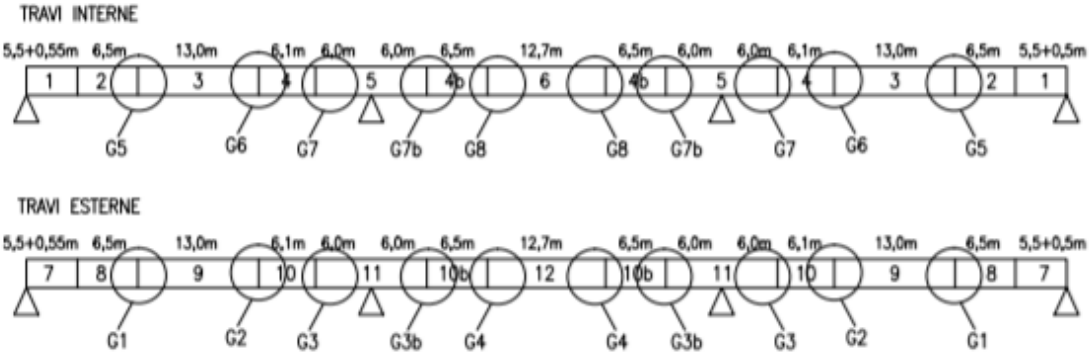


Figura 142. Nominazione esplicativa della posizione dei giunti di saldatura.

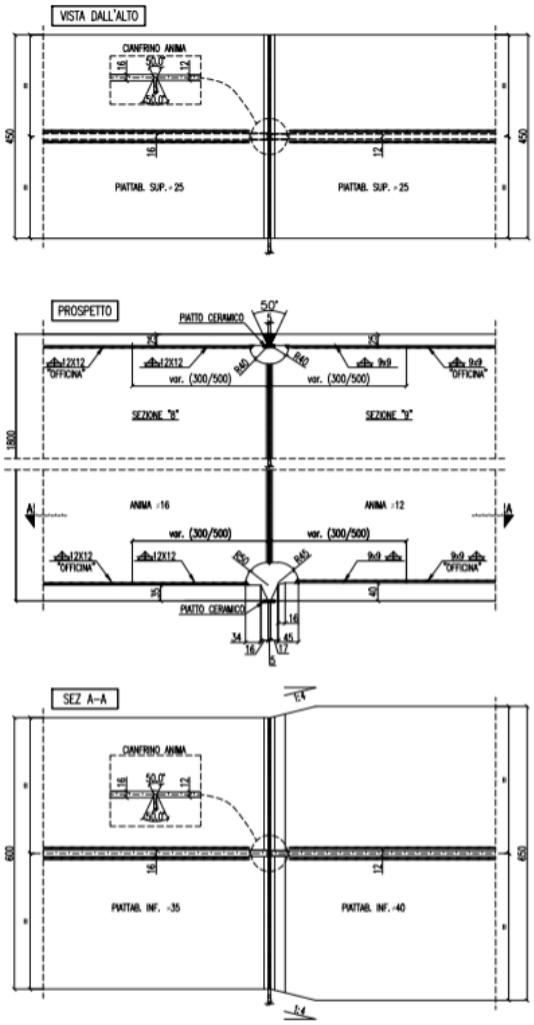


Figura 143. Vista, prospetto e sezione della saldatura nel giunto G1.

5.7.10 Bulloni: acciaio

Le unioni bullonate aderiscono alle tipologie di collegamento tra membrature semplici in acciaio strutturale. Esse permettono una rapida preparazione in officina e semplificano l'assemblaggio dei pezzi in cantiere ove la saldatura presenta difficoltà operative notevoli. Consentono rapidità di montaggio e smontaggio (strutture rimovibili) e, fondamentalmente non si necessita di particolari requisiti per il personale addetto in cantiere. Non si necessitano, inoltre, condizioni specifiche per la qualità dell'ambiente durante le fasi di montaggio e, facilità di manutenzione e ispezione del collegamento devono essere attuabili costantemente. Il generico bullone nelle verifiche è schematizzato come puntiforme riferendo la sua posizione a quella del suo baricentro e può essere impegnato da forze perpendicolari o parallele all'asse del gambo o ad una combinazione delle due, come visibile nell'immagine schematica sottostante.
La progettazione e la verifica viene condotta con modelli semplificati: si ipotizza una pressione uniformemente distribuita sui fori e sul gambo dei bulloni, trascurando la deformazione della lamiera sotto carico, l'inflessione del gambo dei bulloni e le concentrazioni di tensioni in corrispondenza del bordo dei fori.

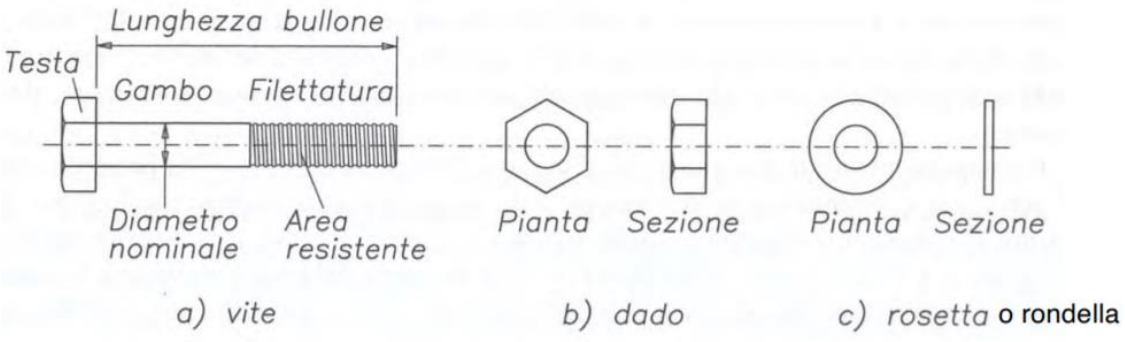


Figura 144. Componenti di base dell'unione bullonata.

I bulloni sono suddivisi in classi a seconda delle caratteristiche meccaniche, mentre invece la progettazione, basata su modelli semplificati di comportamento, considera il bullone impegnato da:

- Forze parallele al gambo (unioni bullonate a trazione)
- Forze perpendicolari al gambo (unioni bullonate a taglio)
- Una loro combinazione (unioni bullonate a taglio e trazione)

I bulloni che sono stati utilizzati nel progetto sono composti dalle varie parti con acciai differenti. Le viti sono di classe resistenziale 10.9 e fanno capo alla norma UNI EN ISO 898-1:2001. I dadi sono di classe 10 e fanno capo alla norma UNI EN 20898-2:1994. Le rosette e le piastrine sono di acciaio C50 e la norma relativa ad esse è la UNI EN 10083-2:2006, l'acciaio è temprato e rinvenuto, HRC 32-40. La tolleranza foro – bullone è di 0.3mm in cui è compresa anche la tolleranza della vite. I bulloni, si precisa, saranno montati con una rosetta sotto la testa della vite e una sopra e, inoltre, i bulloni disposti verticalmente dovranno avere la testa rivolta verso l'alto.
Di seguito, in figura, si può vedere una tabella esplicativa delle classi di resistenza delle unioni bullonate.

Classe bullone	A.B	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} [MPa]	10×A×B	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} [MPa]	100×A	400	400	500	500	600	800	1000

con:
f_{yb} tensione di snervamento del bullone;
f_{ub} tensione a rottura per trazione.

Da 4.6 a 6.8 ➡ bulloni normali
da 8.8. a 10.9 ➡ bulloni ad alta resistenza

Figura 145. Classificazione meccanica unioni bullonate.

Per capire meglio i simboli che sono stati utilizzati nelle tavole, è bene osservare la seguente immagine, dove è indicata la simbologia delle unioni bullonate che vengono utilizzate nei disegni, che sono stati forniti per questo lavoro di tesi.

FORATURE E COPPIE DI SERRAGGIO BULLONI STANDARD									
Simbolo	Diam. Bull.	Diametro Foro	coppia di serraggio 8.8 = TS (N*m)	coppia di serraggio 10.9 = TS (N*m)	Simbolo	Diam. Bull.	Diametro Foro	coppia di serraggio 8.8 = TS (N*m)	coppia di serraggio 10.9 = TS (N*m)
	M10	⌀ 11	—	—		M20	⌀ 21	439	549
	M12	⌀ 13	90	113		M22	⌀ 23,5	597	747
	M14	⌀ 15	144	180		M24	⌀ 25,5	759	949
	M16	⌀ 17	225	281		M27	⌀ 28,5	1110	1388
	M18	⌀ 19	309	387		M30	⌀ 31,5	1508	1885

Figura 146. Tipologie di unioni bullonate utilizzate nel progetto.

Inoltre, partendo dalla teoria, si può dire che, poiché le viti saranno classe 10.9, conseguentemente, i dadi dovranno essere classe 10. Secondo quanto previsto dalla seguente tabella riportata nell'immagine.

BULLONI E DADI					
	Normali			Ad alta resistenza	
VITI	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
DADI	4	5	6	8	10

I bulloni normali (conformi per le caratteristiche dimensionali alle UNO 5727, UNI 5592 e UNI 5591) e quelli ad alta resistenza (conformi per le caratteristiche dimensionali delle viti alle UNI 5712 e per quelle dei dadi alle UNI 5713) devono appartenere alle classi indicate in tabella della UNI 3740; le classi delle viti e dei dadi devono essere associate nel modo indicato nel prospetto.

Figura 147. Bulloni e dadi: classi.

6 Analisi effettuate

6.1 Modello MIDAS: descrizione dello schema completo

È stato creato, per finalità strutturali e di verifica, un modello del ponte oggetto di studio, creato con il programma FEM Midas Civil 2021.
Il codice utilizzato esegue l'analisi di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà, utilizzando un solutore ad elementi finiti (FEM). Gli elementi considerati sono di tipo trave, con eventuali svincoli interni ("Beam End Release") o rotazione attorno al proprio asse, e guscio, sia rettangolare sia triangolare, avente comportamento di membrana e di piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, coppie e distorsioni termiche, sia sugli elementi guscio come carichi d'area. I vincoli esterni sono definiti da sei costanti di rigidezza elastica.
L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, che riporta, per una serie di strutture significative, i confronti tra le analisi effettuate con il codice e quelle effettuate con codici di confronto (per esempio SAP2000 prodotto da Computers and Structures, Inc., California). Al termine dell'elaborazione viene valutata la correttezza della soluzione, sulla base dell'uguaglianza numerica tra lavoro esterno ed energia di deformazione.
E' possibile ottenere, sempre su Midas Civil 2021, rappresentazioni grafiche di deformate, sollecitazioni e stati di tensione della struttura.

Per quanto riguarda la validità del codice di calcolo utilizzato, essa può essere eseguita confrontando i risultati delle sollecitazioni ottenute tramite calcolo manuale di una trave (ad esempio semplicemente appoggiata) e la risoluzione della struttura con le stesse caratteristiche geometriche e carichi da parte del programma di calcolo ad elementi finiti utilizzato per la modellazione strutturale.

La modellazione con il software è avvenuta per gruppi e fasi, andando a dividere il ponte nei vari step che si manifestano in corso d'opera.

In particolare, con la fase 1 si è indicata la fase in cui è presente solamente il materiale acciaio e il calcestruzzo non reagente presente nella soletta che, nei giorni successivi, arriverà a maturazione.

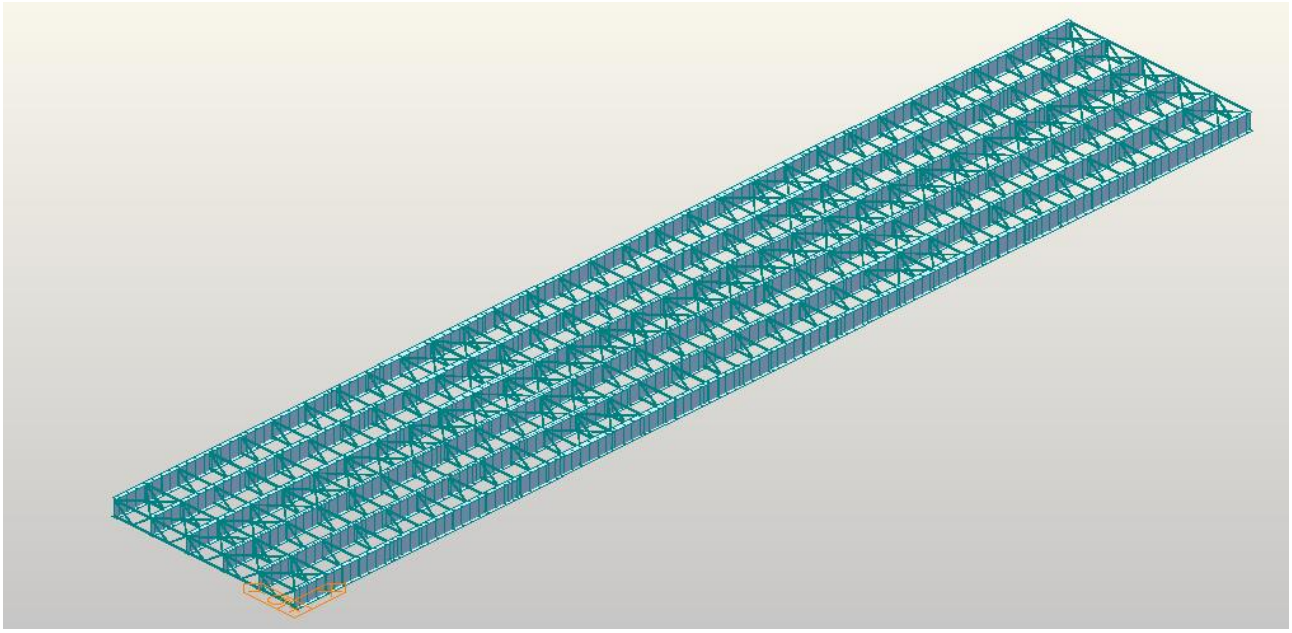


Figura 148. Visualizzazione del primo step di modellazione con solo acciaio strutturale reagente: fase 1.

È stata introdotta, successivamente, una fase 2, in cui entra in gioco anche il peso del calcestruzzo, stavolta reagente che, tiene conto dell'evoluzione del valore del modulo elastico di Young, E, da un iniziale zero (primo giorno della fase2) a un valore pari al 100% (ventottesimo giorno della fase2).

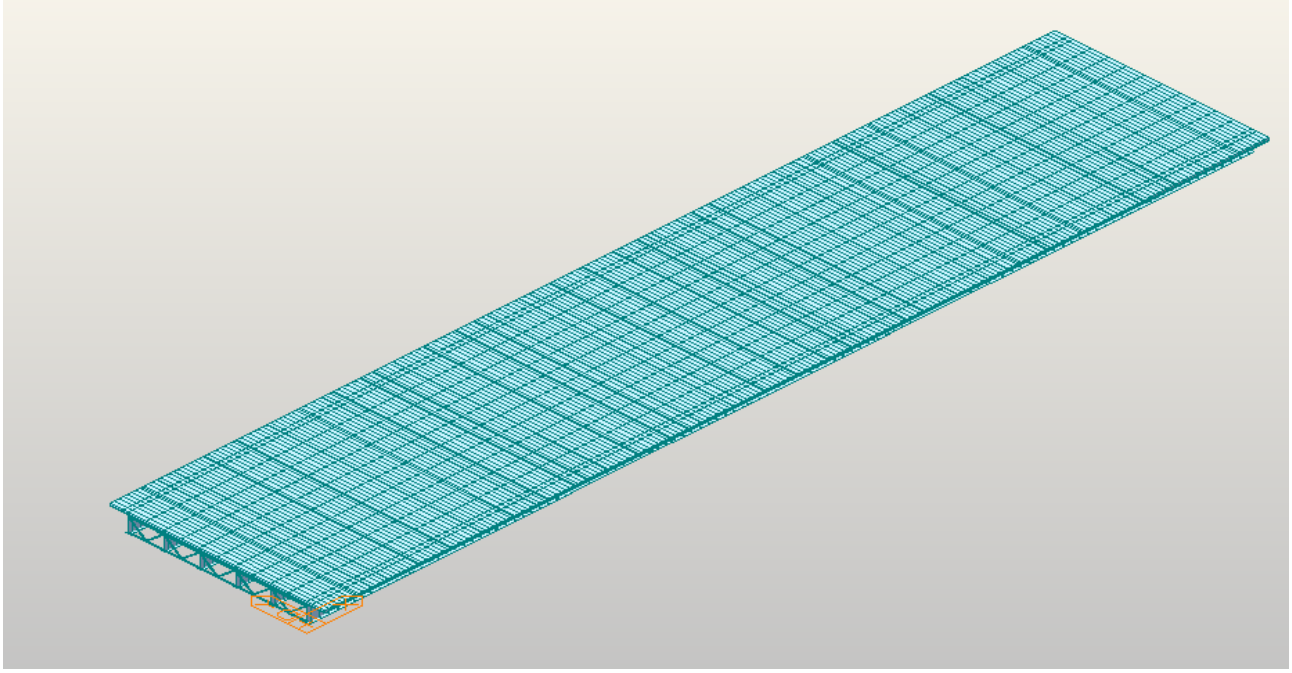


Figura 149. Esposizione grafica esplicativa della fase 2.

Infine, è stata introdotta una fase 3, tenente conto di tutti quei carichi permanenti portati e variabili che, genericamente vengono inseriti una volta completata tutta la parte strutturale. A titolo di esempio, si può dire che un carico permanente portato è quello relativo ai parapetti o ai new jersey.
Viene mostrata, ora, una immagine relativa alla fase 3 che, a livello grafico, non differisce dalla fase precedente (fase 2, appunto) e, per questo motivo, viene presentata da un'altra angolazione.
Si può vedere bene, la presenza di entrambi i materiali utilizzati: acciaio per la parte strutturale "più bassa" del ponte e soletta in calcestruzzo armato per quanto riguarda la parte "più alta" dello stesso.
Successivamente, tale modello verrà semplificato (vedi la sezione riguardante il quarto caso studiato), per analizzare le fasi iniziali di costruzione del ponte, con una struttura costituita solamente dalla combinazione dello scheletro in acciaio e della soletta liquida, non reagente, in calcestruzzo. Chiaramente, e verrà ribadito anche in seguito, non sarà necessario descrivere nuovamente il modello daccapo, poiché a parte qualche eccezione relativa all'analisi di design per l'acciaio che verrà spiegata, i restanti strumenti utilizzati coincidono con quelli descritti in questo capitolo, la differenza sarà data solamente dal numero degli stessi, utilizzati, poiché si farà riferimento a uno schema con meno elementi da studiare rispetto a quello completo descritto nelle prossime pagine.

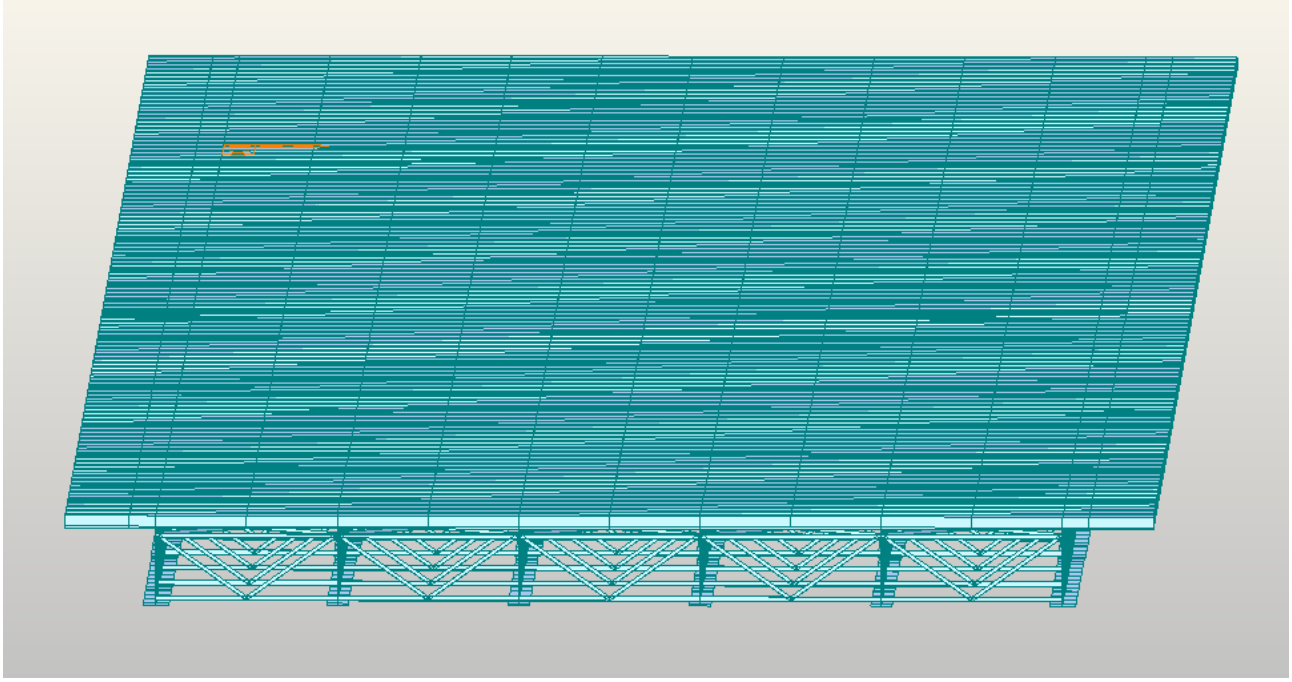


Figura 150. Evidenziazione, sotto un'altra angolazione rispetto alle precedenti fasi, della fase 3.

Infine, anche se a livello grafico rimane pressoché tutto invariato, vengono portate avanti (da altre prospettive) le fasi di “PCS” (“Post Construction Stage”) e “Base”, in cui la prima, è la fase relativa alla applicazione dei carichi di servizio e SLE (“Stato Limite di Esercizio”) connessi, visibile solo una volta fatta l’analisi e, la seconda riguarda la modellazione definitiva e completa dell’impalcato oggetto di studio.

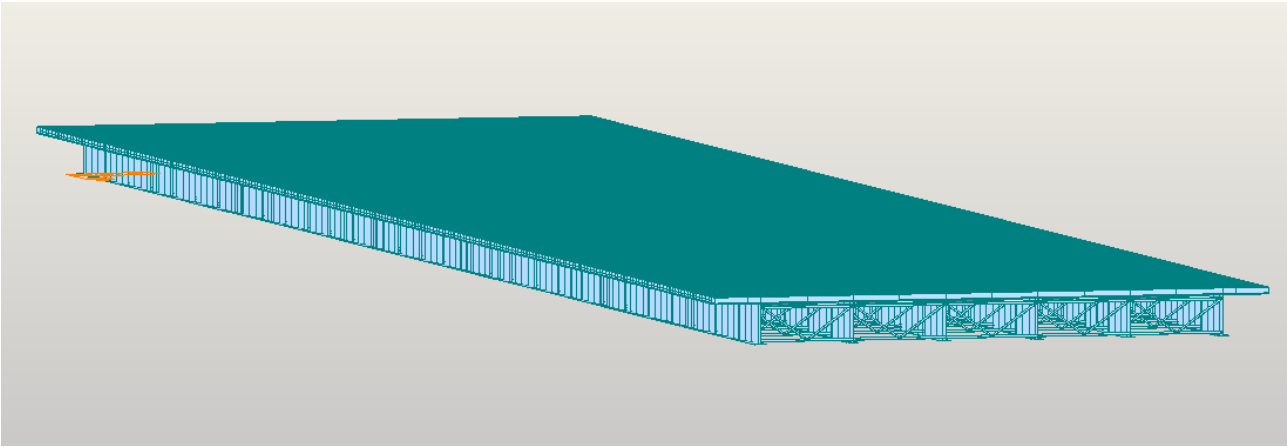


Figura 151. Immagine estratta dal modello dopo l'analisi e, dunque, nella fase "Post Construction Stage".

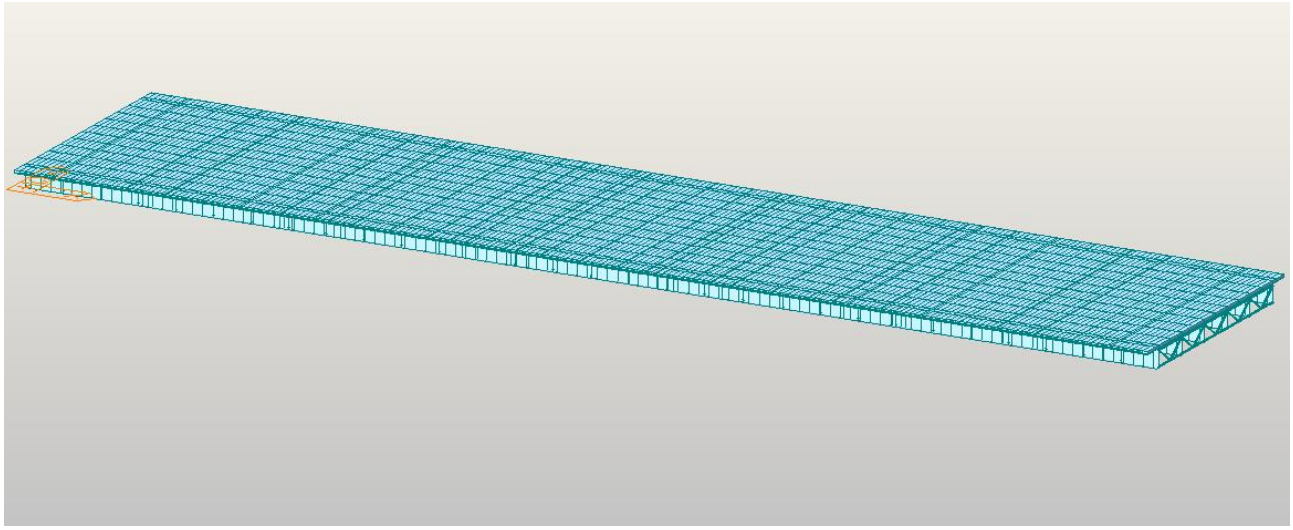


Figura 152. Immagine che ritrae la fase "Base", a modellazione ultimata, pre analisi.

6.1.1 Proprietà: materiali

Prima di tutto sono state individuate le proprietà dell'opera che sono state inserite nel modello, comprendenti sicuramente i materiali e le sezioni. I materiali utilizzati sono i seguenti. Il primo è un calcestruzzo di tipo C35/45 scelto in base alle note esposte precedentemente, poi è stato scelto un C35/45 dove, non sono stati presi in conto gli effetti reologici, poiché il riferimento è al calcestruzzo utilizzato nelle prime fasi (i primi giorni dopo il getto), quando era presente solamente la struttura in acciaio del ponte.
Come acciaio è stato scelto, come sopra riportato, un s355. Infine, è stato creato un materiale fittizio, utilizzato per posizionare i vari carichi variabili legati ai guardrails e, ad esempio, i new jersey.
Nell'immagine sottostante, è possibile vedere a livello esplicativo i suddetti materiali introdotti nel modello.

Figura 153. Materiali utilizzati nella modellazione.

È da specificare il fatto che, la densità di massa ("Weight Density") è stata impostata nulla, in modo tale da applicare successivamente i carichi definendoli separatamente.

6.1.2 Proprietà: sezioni

Subito dopo i materiali, sono state individuate le sezioni, le quali, si basano su parti in acciaio, su parti in calcestruzzo e su parti miste. Le parti in acciaio, in particolare, sono relative ai vari controventi utilizzati, come quelli, per esempio, a forma di L80X8, oppure i vari correnti, superiori e inferiori, a forma di doppia L (2L100X10, 2L100X12). Infine, vengono considerati anche dei diagonali 2L80X8 e dei diagonali della pila 2L100X10.
Per quanto concerne il calcestruzzo, è stato usato nelle aste soletta e nelle sezioni miste, rappresentate dai conci, i quali sono stati creati tutti in modo singolo. Come esempio, si può vedere un estratto di un concio, dove, il simbolo @16/200 sta ad indicare l'armatura (diametro 16 e passo 200, tutto in mm).

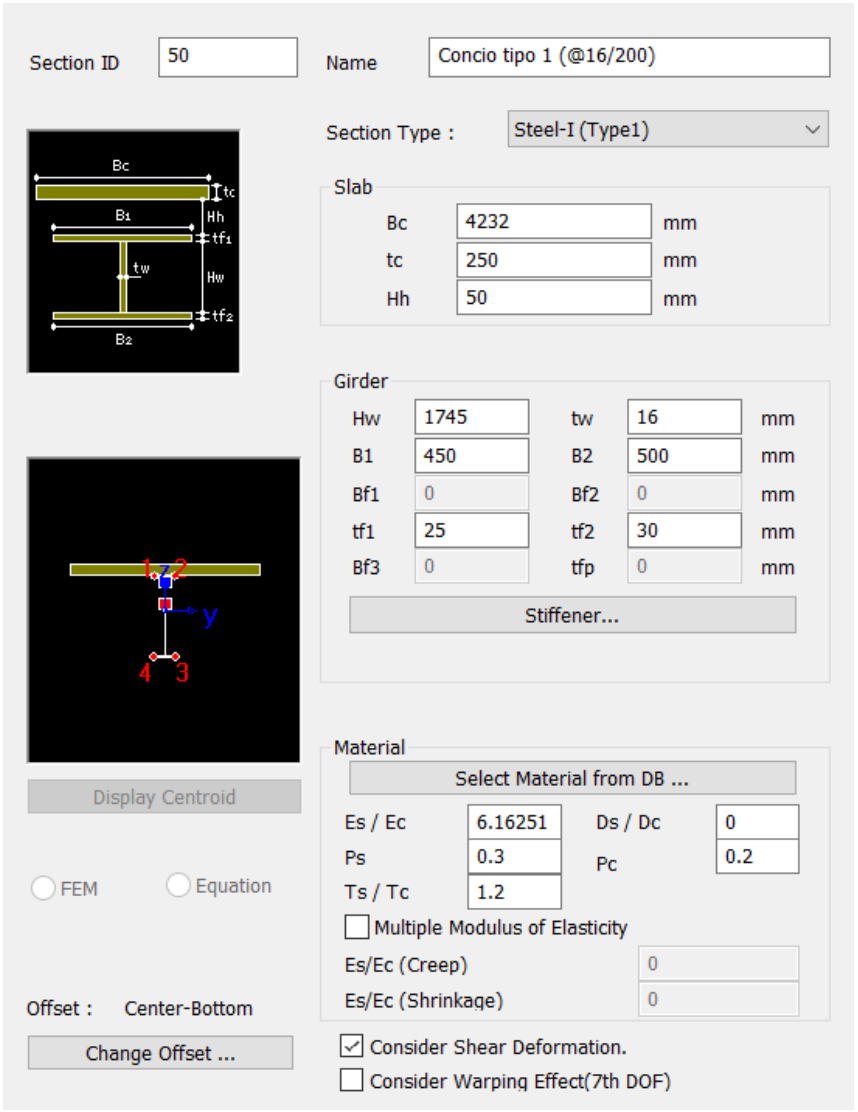


Figura 154. Esempio estratto dal modello: creazione di un concio misto acciaio - calcestruzzo.

Successivamente, sono state create delle sezioni relative ai carichi che verranno utilizzati nella fase di post costruzione, la cosiddetta "Post Construction Stage" (in sigla "PCS") e che riguardano ad esempio i carichi relativi ai guardrails, new jersey, carter e parapetti.

Nell'immagine sottostante è possibile vedere uno schema riassuntivo, estrapolato dal modello, di quali sono le varie sezioni in esame.

Figura 155. Varie sezioni create nel modello MIDAS.

Tornando al discorso sui materiali scelti e le loro proprietà, risulta fondamentale, poiché la costruzione è stata idealizzata per fasi, introdurre un calcestruzzo che sia soggetto a maturazione, cambiamento del modulo elastico e soprattutto che tenga conto dei fenomeni di fluage/creep e ritiro.
Per questo motivo, nel modello, sono stati utilizzati dei tools volti al tenere in conto tali variazioni di proprietà.
Il primo, riguarda il creep e lo shrinkage, i quali sono stati impostati come segue in figura.

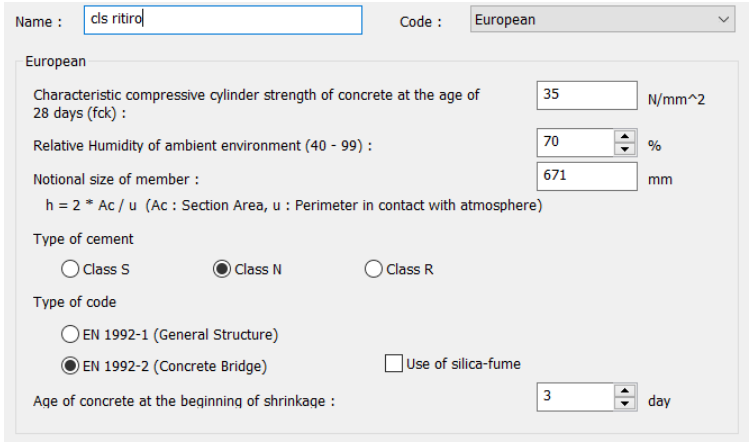


Figura 156. Impostazione delle funzioni relative al creep e allo shrinkage.

Per quanto riguarda invece la maturazione del calcestruzzo e il conseguente suo incremento di resistenza rappresentato da una funzione, è stato impostato tutto seguendo l'apposito comando ("Comp. Strength") del programma.

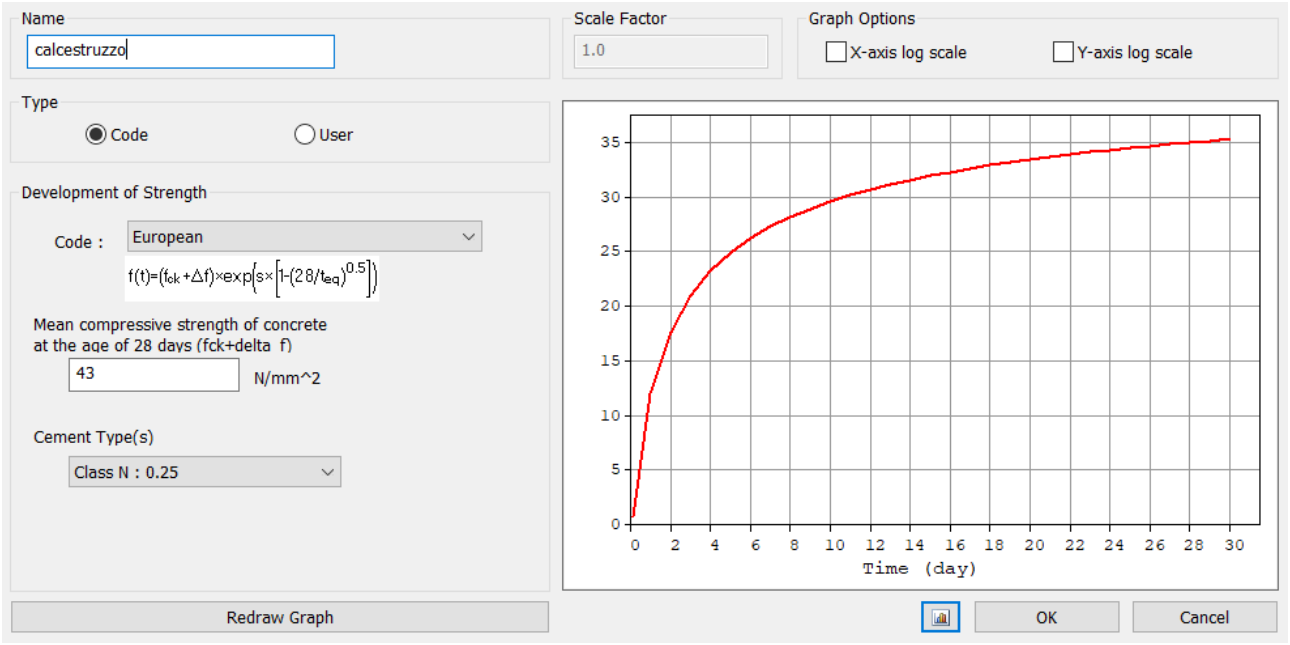


Figura 157. Funzione tenente conto dell'incremento di resistenza nel tempo.

Infine, è stata utilizzata una funzione ("Time Dependent Material Link") in grado di legare tali proprietà, di ritiro, viscosità e incremento della resistenza, al calcestruzzo con effetti reologici.
Riprendendo in mano le sezioni, una volta definito il calcestruzzo e le sue proprietà reologiche, risulta fondamentale introdurre l'armatura, in modo particolare nella soletta del concio misto che è stato creato.
Per fare questo, è stata utilizzata una funzione apposita del programma chiamata "Reinforcement", dove, per quanto concerne il posizionamento delle barre di acciaio, si è provveduto precedentemente al predimensionamento e progetto e, con suddetta funzione, solo al posizionamento grafico dell'armatura, in modo tale, nell'analisi, da tenerne conto.
Nell'immagine sottostante si può vedere il dettaglio del tool utilizzato.

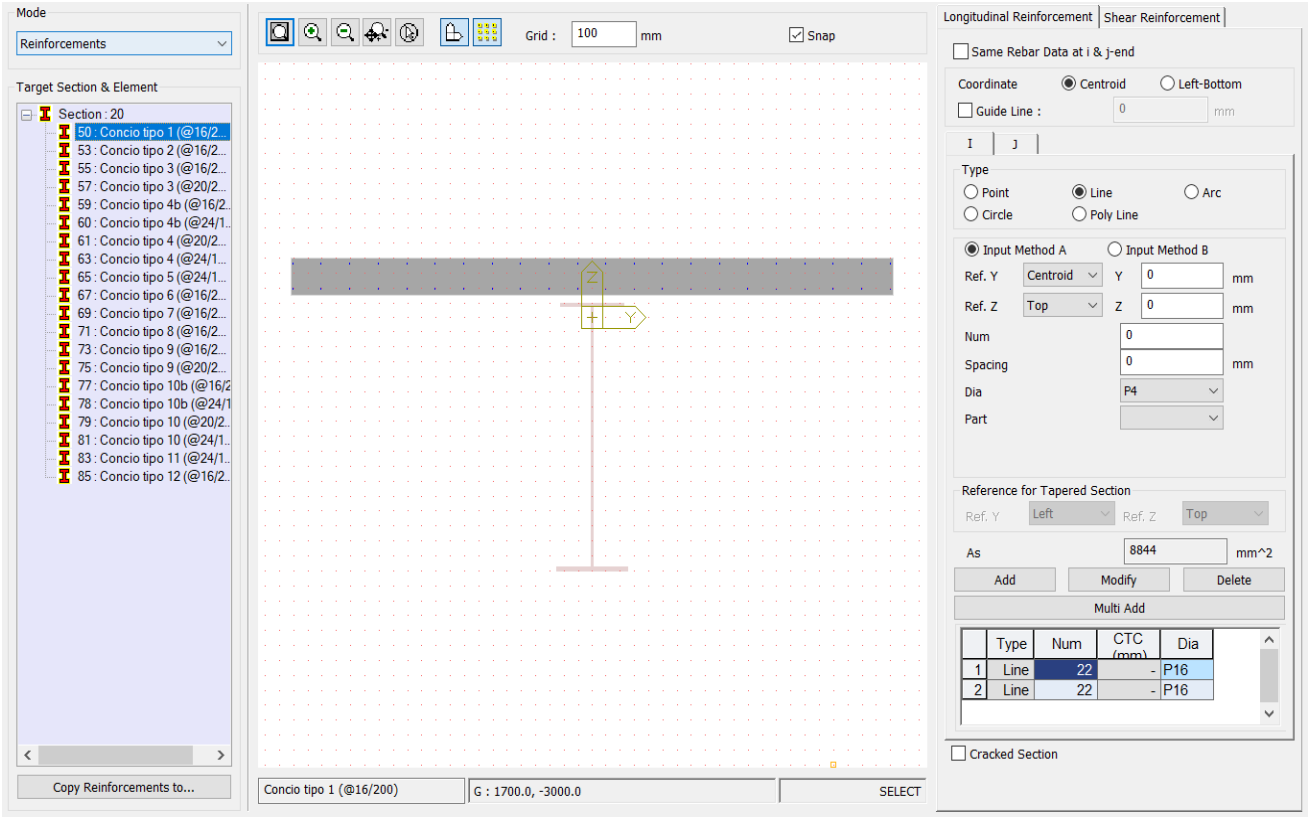


Figura 158. Impostazione dell'armatura nel concio misto acciaio - calcestruzzo.

Un dettaglio molto importante nella modellazione è il fatto che, è stata usata una costruzione per fasi, dove, la fase 1 tiene conto solamente della struttura in acciaio e della soletta in calcestruzzo ancora liquido, dunque non reagente. Nella fase 2, interviene sia il peso del calcestruzzo sia la sua resistenza, con il modulo elastico che passa dall'avere un valore nullo al primo giorno della fase 2 allo sviluppo del suo 100% al 28° giorno della stessa fase. Dopodiché, è stata introdotta la fase 3, la quale tiene conto, oltre che della soletta attivata, anche dei carichi permanenti portati e carichi variabili. Per la fase 3 è stato ipotizzato un numero di giorni pari a 36500, per convenzione.
Nell'immagine sottostante uno schema esaustivo di ciò che è stato appena esposto.

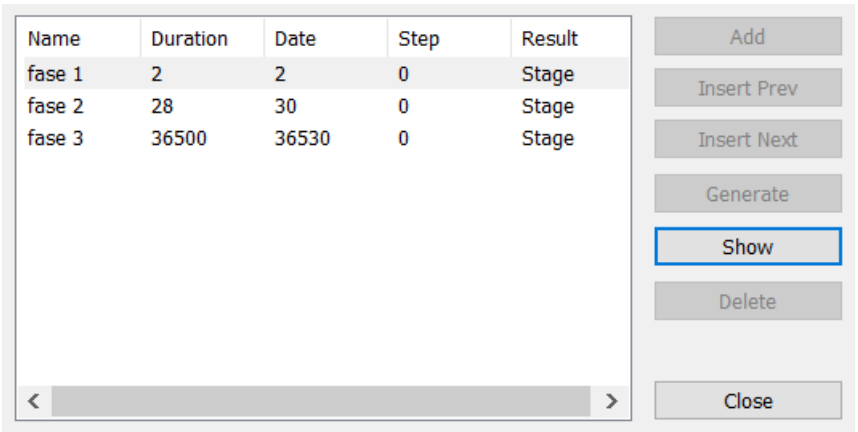


Figura 159. Elenco varie fasi di costruzione.

È bene precisare che sono stati creati diversi gruppi da attribuire alle varie fasi, sia da un punto di vista della struttura che di tipo di carico e vincoli. Nella figura sotto si può vedere uno schema riassuntivo di tali divisioni fatte dove, nella fase 1, da un punto di vista della struttura, si parla di solo acciaio, per quanto riguarda i vincoli, vengono considerati gli appoggi e i link in acciaio e per quanto riguarda i gruppi di carico, sempre in fase 1, vengono presi in considerazione i carichi relativi all'acciaio e alla soletta non reagente.
I restanti punti dei gruppi sono relativi alla fase 2 e alla fase 3, infatti, per quanto riguarda la struttura, la denominazione "soletta" appartiene alla fase 2, nei vincoli, si può vedere "link soletta" e nei carichi invece "soletta reagente". Nella fase 3 invece, abbiamo l'applicazione dei carichi cosiddetti "permanenti".

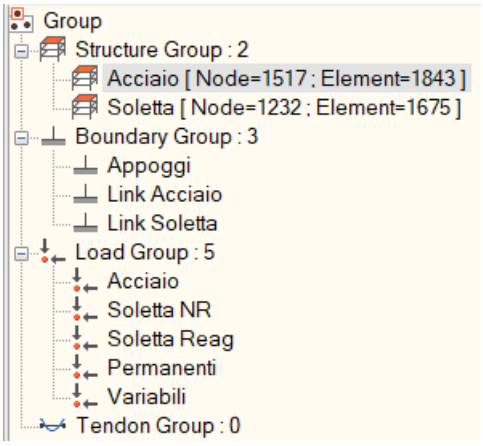


Figura 160. Suddivisione in gruppi della struttura.

Per quanto riguarda i conci, è bene far notare come una parte di essi andrà ad attivarsi nella fase 1 (la parte in acciaio) mentre invece la soletta si attiverà nella fase successiva (in fase 1 è ancora liquida).

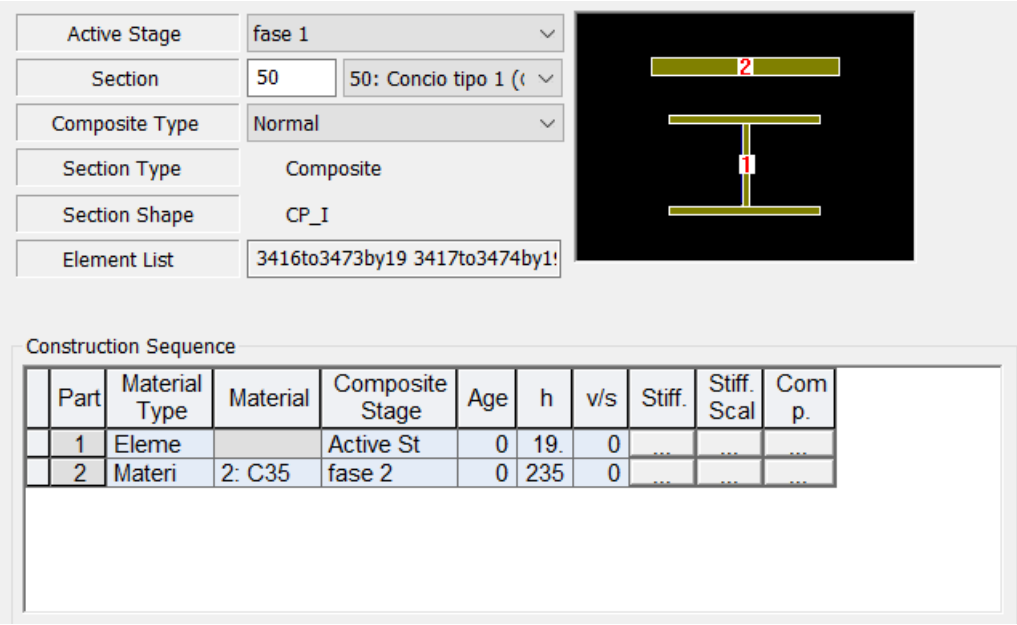


Figura 161. Successione di attivazioni degli elementi formanti il concio.

6.1.3 Vincoli

Essendo un impalcato l'oggetto di studio principale in questo modello, è bene cercare di posizionare bene i vincoli ("Boundaries") all'interno dello stesso. È stata usata l'impostazione proposta da MIDAS che si propone con l'interfaccia seguente.

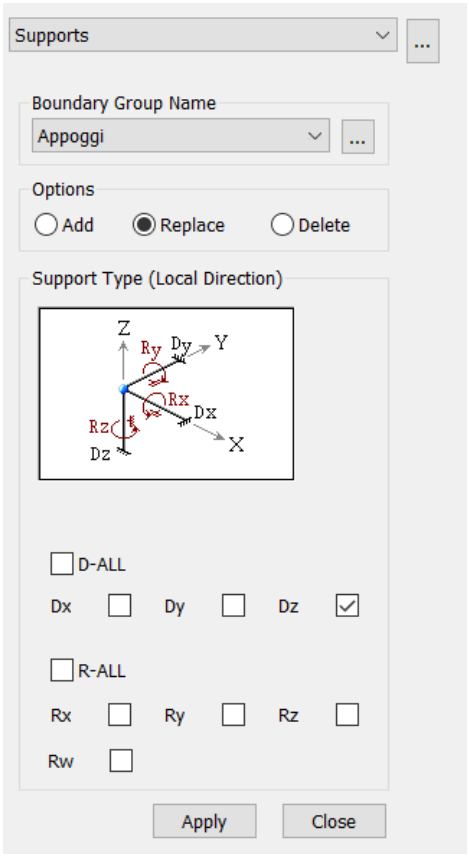


Figura 162. Impostazione vincoli.

Attraverso tale impostazione, è stato possibile definire e bloccare i vari gradi di libertà dell'impalcato, ottenendo tre tipi di vincoli, riportati nella figura sottostante.

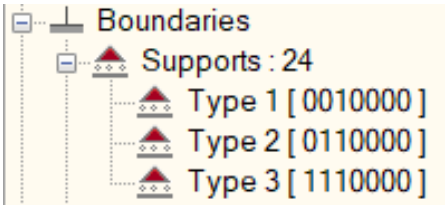


Figura 163. Tipologie di vincolo create.

Oltre tali tipologie di vincolo, ne sono state introdotte altre due, legate (la prima, chiamata "Elastic Link") a un discorso sull'eccentricità e sul collegamento dei baricentri della soletta e della trave in acciaio e alle sconnessioni interne create per non avere degli incastri. Tale seconda tipologia, chiamata, nel modello, "Beam End Release" permette di avere dei controventi incernierati che agiscono come strumenti "tension only", ossia senza una

resistenza a compressione. Essi possono essere creati anche come elementi “truss” impostando, appunto, una resistenza compressiva nulla.
Nelle immagini sottostanti, si possono vedere i dettagli di tali impostazioni.

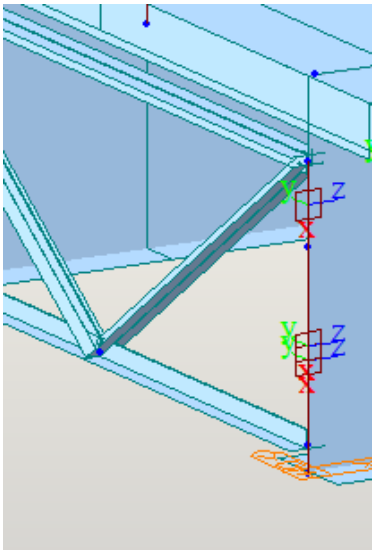


Figura 164. Dettaglio di due "Elastic Link".

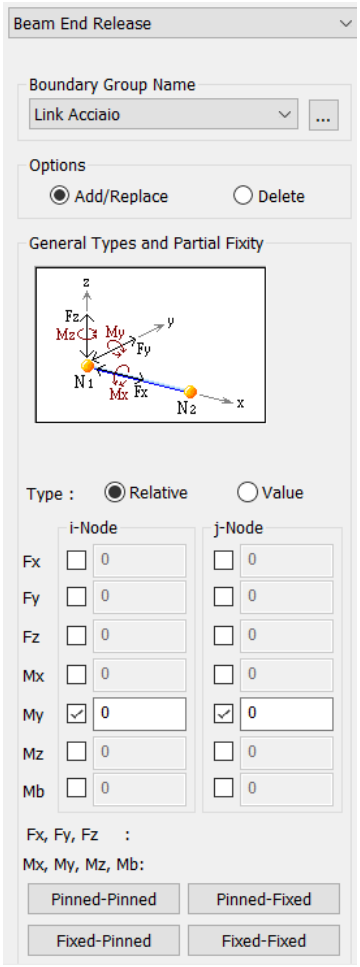


Figura 165. Impostazione di un "Beam End Release".

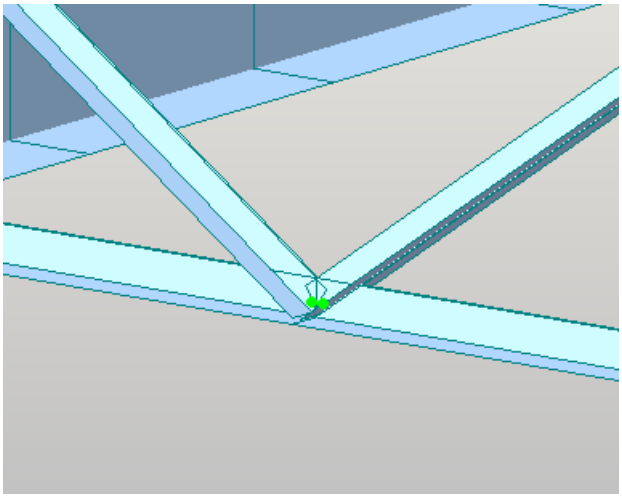


Figura 166. Dettaglio di un "Beam End Release".

6.1.4 Carichi statici

Subito dopo la definizione dei vincoli, subentra la definizione dei carichi, a partire da quelli statici.
Per questi, esiste una schermata opportuna, rappresentata dalla dicitura “Static Load Case” dove sono inseriti tutti i carichi statici.
La sezione strutturale, rispetto a cui sono stati valutati i carichi è quella rappresentata di seguito nelle immagini: si possono apprezzare gli assi di tracciamento e il disegno sezionale di calcolo dell’impalcato.

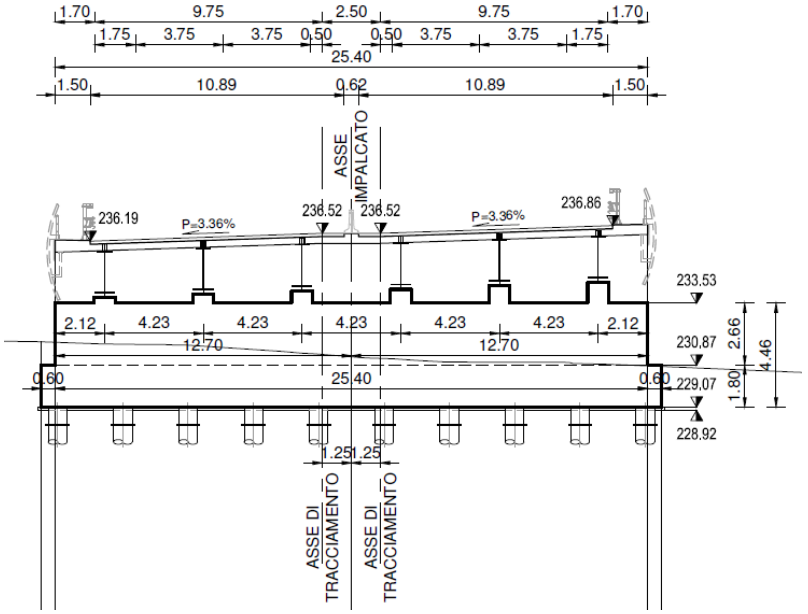


Figura 167. Sezione trasversale di calcolo dell'impalcato.

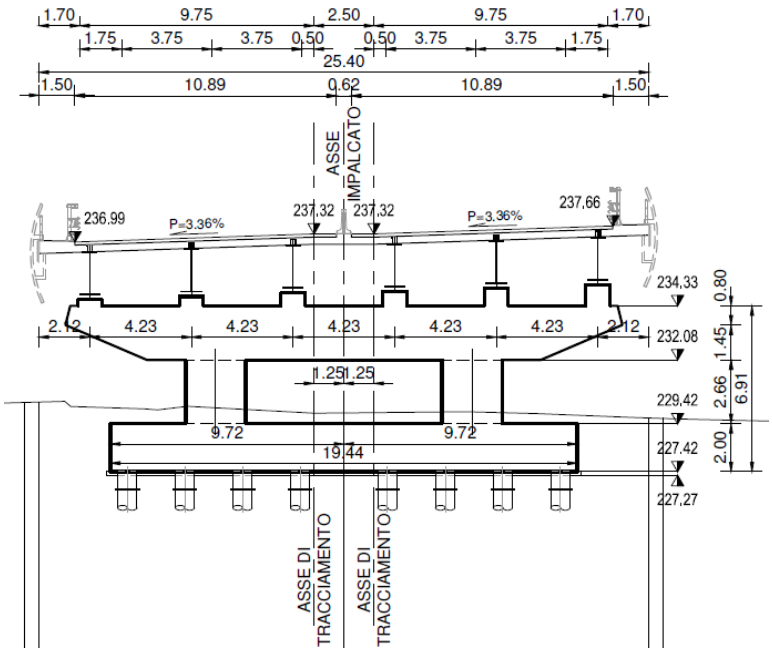


Figura 168. Altra sezione trasversale dell'impalcato.

Volendo illustrare quali sono i carichi tenuti in conto nel progetto e di come sono stati calcolati, possiamo dire che, essi sono:

- Peso proprio strutturale
- Carichi permanenti portati
- Carichi da traffico Q (inviluppo max e min)
- Carichi da folla
- Carichi da traffico per verifiche a fatica
- Vento
- Variazione uniforme di temperatura
- Gradiente termico
- Azione simultanea della variazione uniforme e del gradiente di temperatura
- Effetti di viscosità e ritiro
- Frenatura
- Azione sismica longitudinale
- Azione sismica trasversale
- Azione sismica verticale

In particolare, i calcoli hanno seguito la seguente logica, riportata e riassunta, sotto gentile concessione.

Il peso proprio della struttura viene assegnato automaticamente dal programma di calcolo in funzione dell'area degli elementi e dei rispettivi pesi specifici del calcestruzzo armato (γ_{cls} pari a 25 kN/m^3) e acciaio da carpenteria (γ_{acc} pari a 78.5 kN/m^3).
Per tenere conto del piastrame e degli elementi non modellati è stata assunta una maggiorazione del 10% sul peso dell'acciaio.
Viene riportato di seguito, gentilmente concesso, il calcolo del peso di elementi in acciaio:
Peso totale (da modello) = 4287 kN ≈ 437 ton
Considerando un ingombro totale in pianta della struttura pari a:

Eq. (57) $$25.4\ m\ \times 111.9\ m = 2842\ m^2$$

Si ottiene un'incidenza media pari a circa 154 kg/m^2.
Il peso totale della soletta, pari a 25.0 x 0.3 = 7.5 kN/m^2, viene schematizzato come di seguito:

In **FASE 1**, come carico lineare agente sulle travi longitudinali. Dal momento che tutte le travi sono soggette alla stessa larghezza di soletta, incluse le travi di bordo, l'effetto di ripartizione è nullo. Per cui il carico agente su ogni singolo elemento beam è pari a:

Eq. (58) $$g_{1a} = 7.5 \times 4.23 = 31.7 \frac{kN}{m}$$

In **FASE 2**, come carico lineare agente sulle aste di soletta. Quindi il carico agente su ogni asta di soletta è pari a:

Eq. (59) $$g_{1b} = 7.5 \times 1 = 7.5 \frac{kN}{m}$$

Nell'immagine successiva, estratta dalla relazione di calcolo, sono riportati invece, i calcoli svolti per quanto concerne i pesi permanenti portati.

Pavimentazione stradale

γ_{pav} = 19 kN/m^3

s_{medio} = 0.13 m

$g_{2,pav}$ = 0.16 x 19 = 3.04 kN/m^2

Cordoli bordo ponte (2)

γ_{cls} = 25 kN/m^3

s = 0.15 m

$g_{2,cordoli}$ = 0.15 x 25 = 3.75 kN/m^2

Barriere di sicurezza laterali (2)

$g_{2,barriera}$ = 0.80 kN/m

Barriera di sicurezza centrale (New Jersey)

$g_{2,NewJersey}$ = 6.00 kN/m

Parapetti+Carter (2)

$G_{2,parapetti}$ = 2.50 kN/m

Figura 169. Calcolo dei carichi permanenti portati sulla struttura.

Successivamente entrano in gioco i carichi variabili, come ad esempio il vento. Di seguito una immagine che racconta le modalità di calcolo e i valori presenti nella struttura. L'azione del vento è assegnata sulla base delle indicazioni riportate al punto 3.3 delle NTC 2018 e al capitolo 8 dell'UNI EN 1991-1-4:2005 assumendo i seguenti parametri di base, presentati anch'essi in una immagine riassuntiva.

- Zona 6: $v_{b,0}$=28 m/s tab 3.3.1 di [1];
- A_s = 230 m s.l.m.;
- A_0= 500 m s.l.m.;
- C_a = 1;
- $V_b = V_{b0} \times C_a = 28 \times 1 = 28$ m/s
- T_r = 50 anni → Cr =1
- $V_r = V_b \times C_r = 28 \times 1 = 28$ m/s
- $q_r = 1/2 \times \rho \times V_r = 490$ N/m^2;
- Classe di rugosità del terreno: D;
- Categoria di esposizione II;
- Altezza dal suolo z ≈ 7.0 m;
- Coefficiente di esposizione C_e = 2.13;
- Coefficiente dinamico C_d = 1.00;
- φ = Sp/S = 1;
- Coefficiente di pressione C_p = 1.4;

Figura 170. Caratteristiche necessarie per il calcolo della forza esercitata dal vento sulla struttura.

Oltre il vento, è necessario analizzare anche le modalità con cui sono stati presi in considerazione ritiro, viscosità e variazioni termiche.
Per quanto riguarda i primi due, è noto che:
la deformazione da ritiro vale: $\boldsymbol{\epsilon_{cs}(t,t_0)}$ che si pone uguale a $\boldsymbol{\epsilon_{cs0}}$.
$\boldsymbol{\beta_s(t,t_0)}$ rappresenta il coefficiente nominale di ritiro, $\boldsymbol{\beta_s(t,t_0)}$ il coefficiente di ritiro nel tempo.
Si impone inoltre che, $\mathbf{t_0}$ sia pari a 1 giorno e **t** a 36500 giorni.
L'analisi degli effetti del ritiro viene gestita dal programma di calcolo eseguendo un'analisi nel tempo.
Gli effetti della viscosità sono stati valutati sulla base dell'evoluzione nel tempo del coefficiente di viscosità $\boldsymbol{\phi(t,t_0)}$ con $\mathbf{t_0}$ = 28 giorni per carichi permanenti; $\mathbf{t_0}$ pari a 1 giorno per il ritiro e **t** a 36500 giorni.
Il coefficiente di viscosità $\boldsymbol{\phi(t,t_0)}$ assume nel nostro caso i valori riportati nelle tabelle di Midas Civil 2021, già analizzate nella sezione precedente, introducente i materiali utilizzati.
Le variazioni termiche invece, sono state considerate partendo dalle indicazioni riportate al Capitolo 6 della normativa EN 1991-1-5:2003 "Eurocodice 1: azioni sulle strutture. Parte 1-5: azioni generali – azioni termiche".
La struttura ricade nella tipologia n° 2 (impalcati composti) per cui valgono le relazioni:

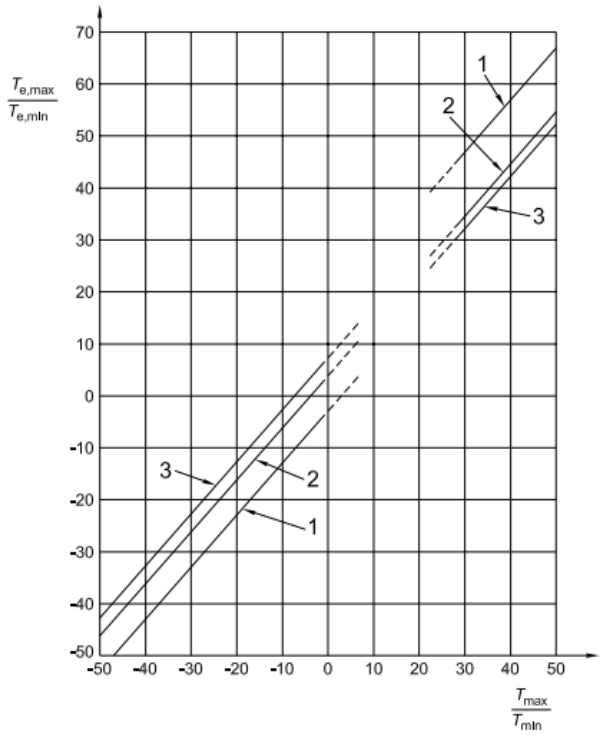
Eq. (60) $$T_{e,MAX} = T_{max} + 4\ ;\ T_{e,MIN} = T_{min} + 4$$

Tali relazioni sono state ricavate dalla seguente tabella, visibile in questa immagine, presa dalle normative.

figura 6.1 **Correlazione tra temperatura dell'aria all'ombra minima/massima (T_{min}/T_{max}) e componente di temperatura uniforme del ponte minima/massima ($T_{e.min}$/$T_{e.max}$)**

Legenda

1 Tipo 1
2 Tipo 2
3 Tipo 3



Nota 1 I valori in figura 6.1 sono basati su un'escursione di temperatura giornaliera di 10 °C. Una tale escursione può essere considerata appropriata per la maggior parte degli Stati Membri.

Nota 2 Per travi di acciaio reticolari e a parete piena il valore massimo dato per il tipo 1 può essere ridotto di 3 °C.

Figura 171. Tabella che suggerisce il tipo di impalcato da prendere in considerazione.

	Gennaio	Febbraio	Marzo	Aprile	Maggio	Giugno	Luglio	Agosto	Settembre	Ottobre	Novembre	Dicembre
Medie Temperatura (°C)	7.5	7.8	9.7	12.1	15.7	19.8	22.9	23.2	20.4	15.9	11.9	8.7
Temperatura minima (°C)	4.7	4.7	6.2	8.2	11.3	15	17.7	18.1	15.8	12.2	8.8	6
Temperatura massima (°C)	10.3	10.9	13.2	16	20.2	24.6	28.2	28.3	25	19.6	15	11.5

Figura 172. Tabella climatica della zona di costruzione del ponte.

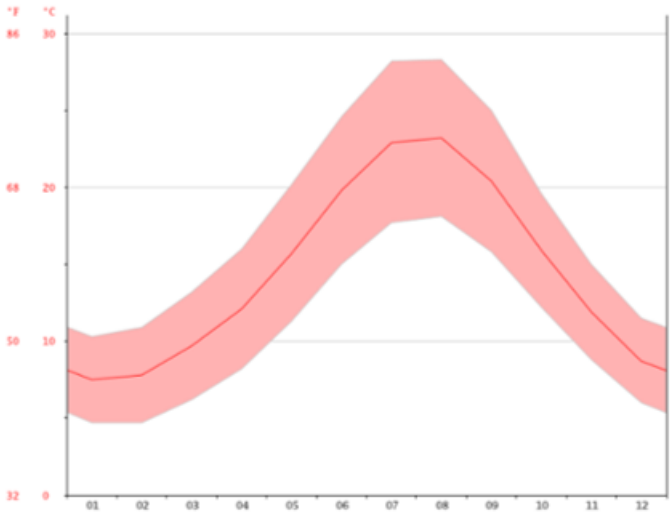


Figura 173. Grafico delle temperature della zona.

Successivamente, sono stati calcolati i vari ΔT da applicare alla struttura, come si può vedere nell'immagine descrittiva dell'elenco dei carichi statici applicati alla struttura, visibile più avanti. Per quanto riguarda le variazioni termiche differenziali soletta-travi, si è fatto riferimento all'approccio 2, procedura normale, considerando le seguenti differenze di temperatura all'interno della sezione, prese dalle normative utilizzate.

figure 6.2b **Temperature differences for bridge decks - Type 2: Composite Decks**

Type of Construction		Temperature difference (ΔT)	
		(a) Heating	(b) Cooling
2a. Concrete deck on steel box, truss or plate girders 1 100 mm surfacing	Normal procedure	h_1 = 0,6 m h_2 = 0,4 m h: m: 0,2; 0,3 — ΔT_1: °C: 13; 16 — ΔT_2: °C: 4; 4	h: m: 0,2; 0,3 — ΔT_1: °C: -3,5; -5,0 — ΔT_2: °C: -8; -8
1 100 mm surfacing	Simplified procedure	ΔT_1 = 10 °C	ΔT_1 = -10 °C

Note For composite bridges the simplified procedure given above may be used, giving upper bound thermal effects. Values for ΔT in this procedure are indicative and may be used unless specific values are given in the National Annex.

Figura 174. Differenze di temperatura utilizzate.

Il primo che viene ad essere visualizzato è il “Self Weight” o peso proprio, relativo alla struttura in acciaio. Esso viene assegnato automaticamente alla struttura, impostando le caratteristiche del materiale, come si può vedere nella figura sottostante.

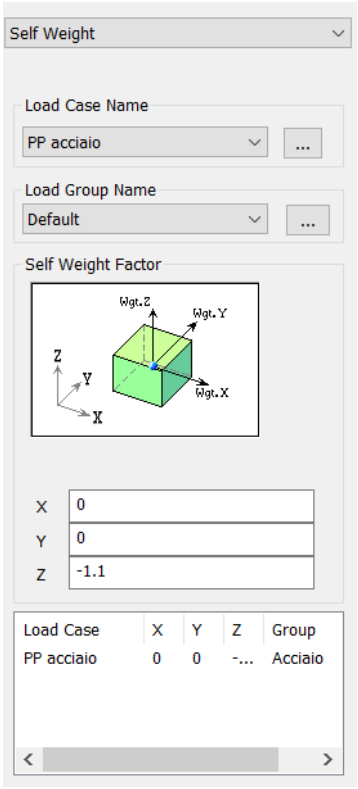


Figura 175. Impostazione del "Self Weight".

Successivamente vengono ad essere applicati i carichi relativi alla soletta non reagente e alla soletta reagente che, come si è visto, entreranno in gioco nelle fasi successive alla fase 1. Nell’immagine sotto, è possibile vedere un dettaglio di applicazione sulla struttura dei vari carichi sugli elementi (“Element Beam Loads”) relativi alla soletta non reagente. Gli altri carichi statici verranno applicati nello stesso modo di conseguenza.

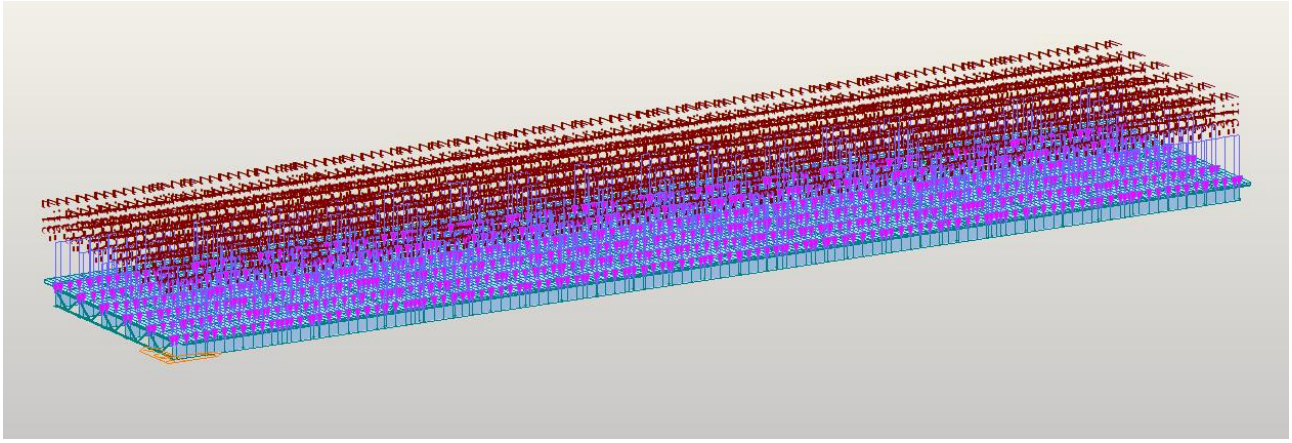


Figura 176. Carico della soletta non reagente, imposto sul modello MIDAS.

Un discorso simile viene applicato per i carichi permanenti portati che, come si è visto, subentrano nella fase 3 del modello. Questi possono essere rappresentati dal carico imposto tramite il new jersey, il parapetto e il carter, visibili nelle immagini successive.

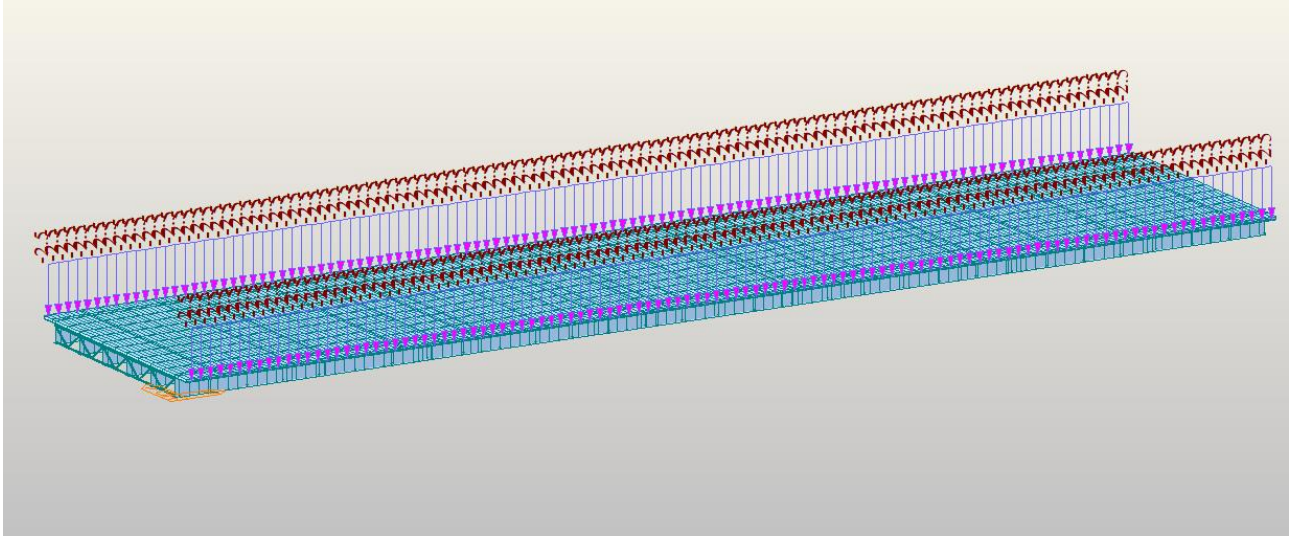


Figura 177. Carico imposto da parapetto e carter.

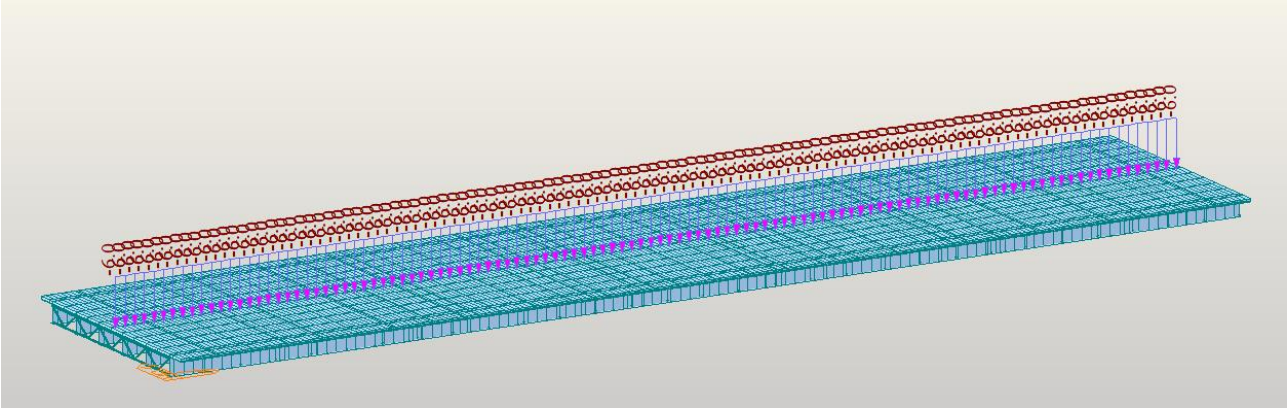


Figura 178. Carico imposto dal new jersey.

Successivamente, sono stati introdotti i carichi variabili, a partire da quelli relativi al vento, il quale è stato opportunamente calcolato per ogni direzione. Nella figura sottostante è possibile vedere un dettaglio del vento in direzione della Y positiva. Il valore calcolato è di 1.62 kN/mq.

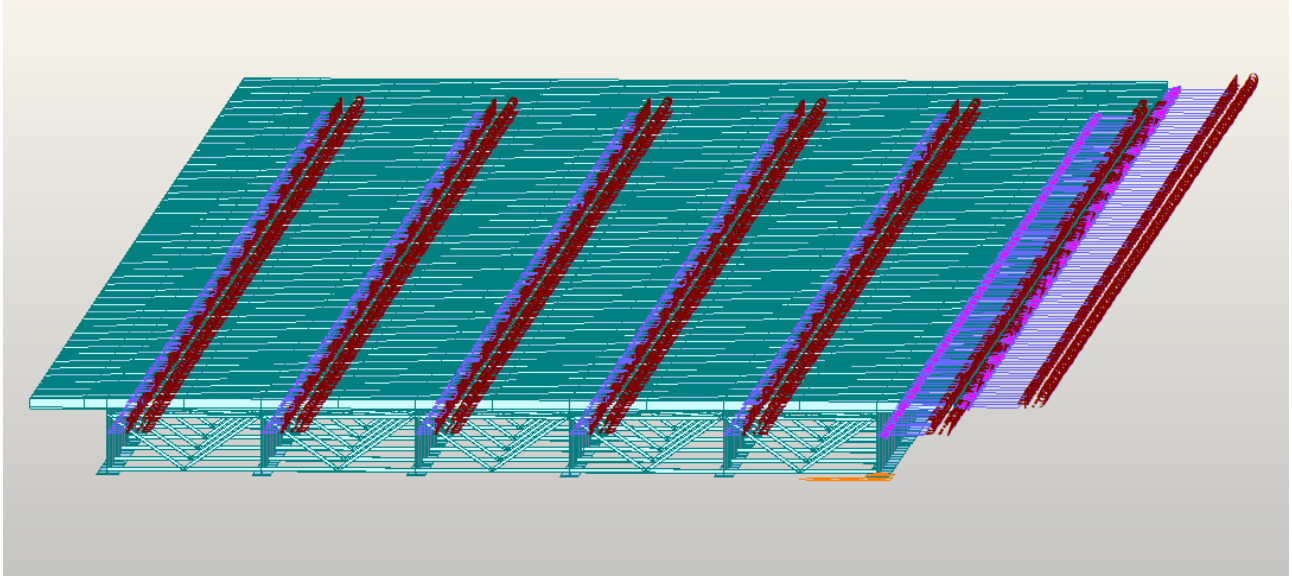


Figura 179. Posizionamento carico "vento" in direzione Y+.

Gli altri carichi variabili imposti, come per esempio il carico di frenatura (662.13kN) o il carico di folla (5kN/m^2) verranno posizionati allo stesso modo. Nelle figure sottostanti possiamo vedere l'applicazione, sul modello Midas, di suddetti caricamenti sulla struttura.

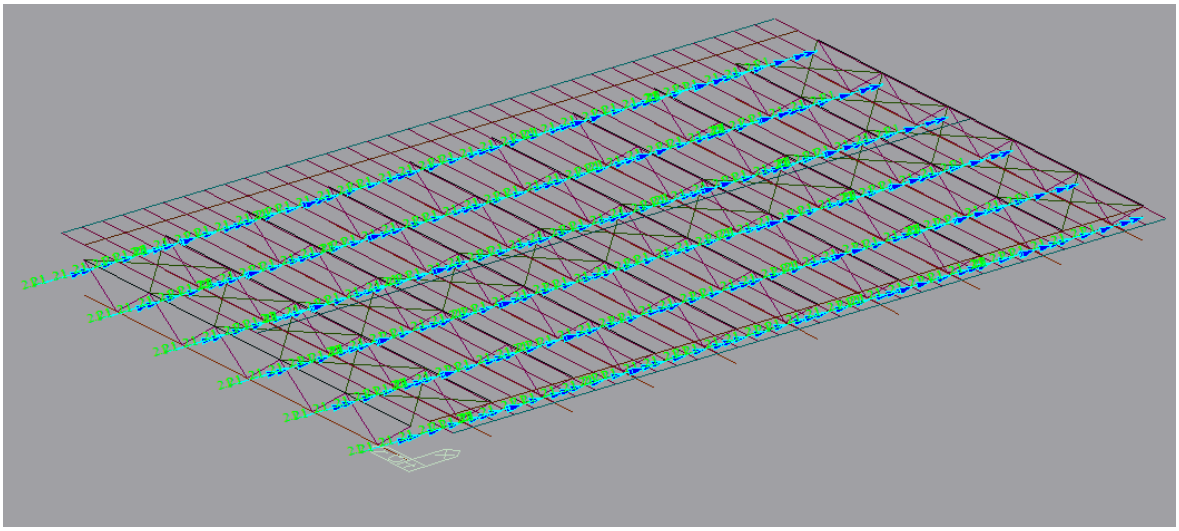


Figura 180. Carico di frenatura visibile sul modello Midas.

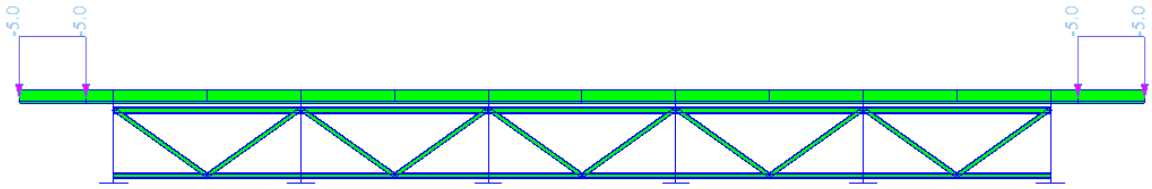


Figura 181. Applicazione del carico di folla sul modello Midas.

Un carico importante che è bene visionare è invece rappresentato dal carico relativo alla variazione di temperatura dT, imposto puntualmente sugli elementi in acciaio e con valori differenti a seconda della situazione considerata.

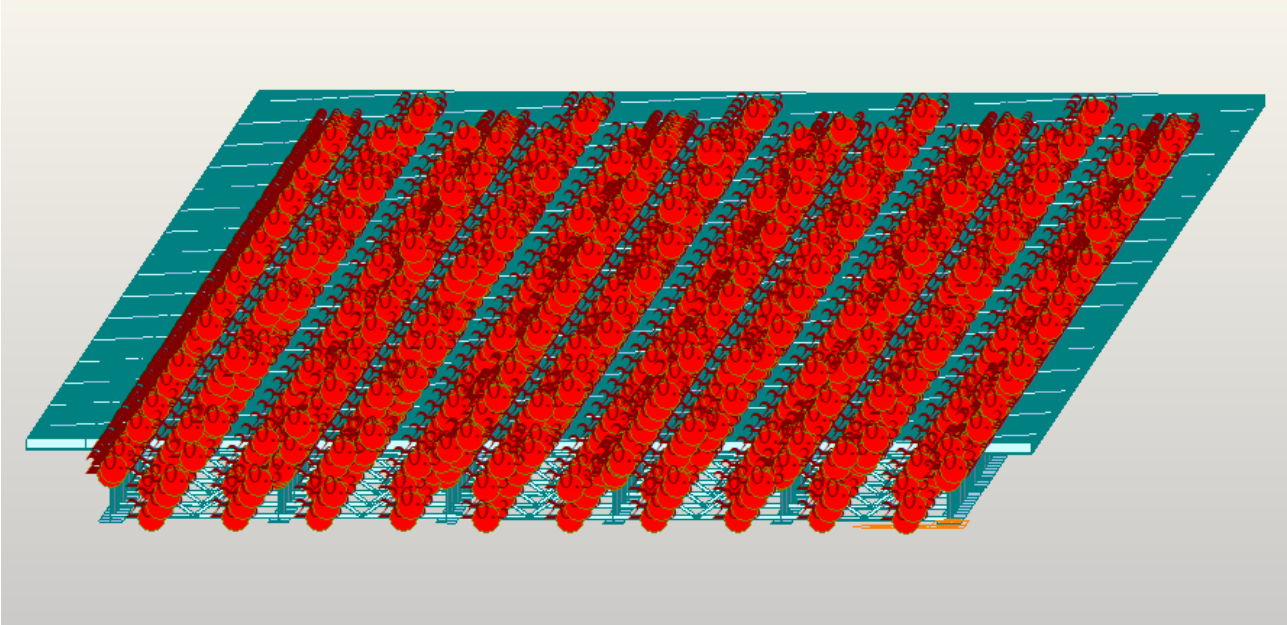


Figura 182. Carico imposto sulla struttura relativo a una variazione negativa di temperatura pari a 20.3 gradi.

Per completezza, vengono riportati i carichi statici totali che vengono imposti sulla struttura, indicando sia il valore calcolato, relativo al medesimo, sia il numero totale di elementi interessati da tali sollecitazioni caricanti.

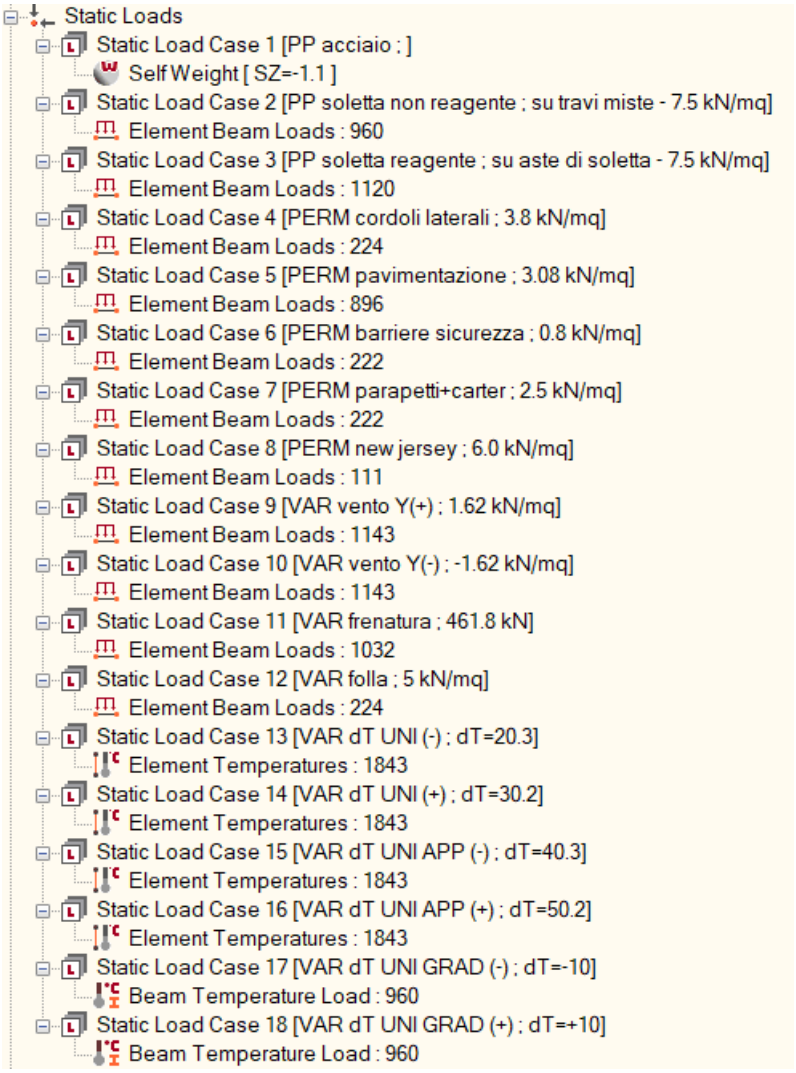


Figura 183. Elenco di carichi statici applicati alla struttura.

Nella definizione dei materiali, come già riportato, la densità di massa ("Weight Density") è stata impostata pari a zero, così da posizionare successivamente i carichi, definendoli in modo indipendente. In particolare, è stata utilizzata una impostazione del modello che permette di convertire i carichi in massa. Tale impostazione si chiama "Load to Masses" e l'interfaccia è mostrata nella figura sottostante.

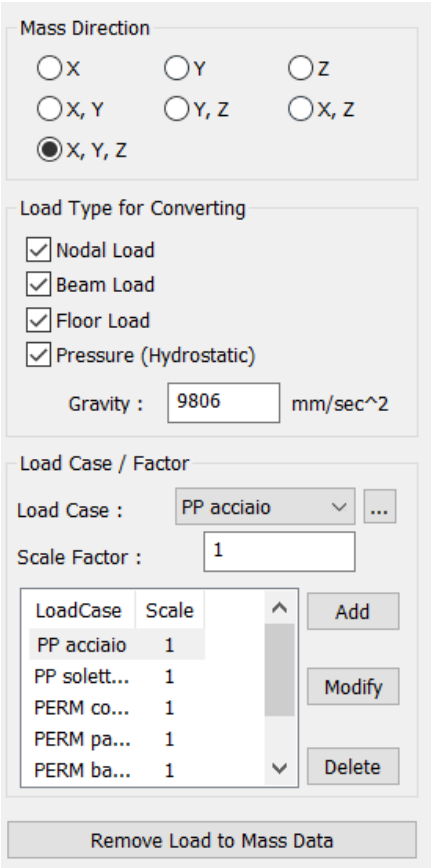


Figura 184. Conversione "carichi" in "masse".

6.1.5 Carichi mobili

Oltre i carichi statici, sono stati inseriti i carichi dinamici o carichi mobili, dunque quelli relativi ai veicoli. Il tutto si articola in tre passaggi, a cominciare dalla definizione delle corsie di traffico ("Traffic Line Lanes"). Esse sono state definite a partire dagli Eurocodici e seguendo una ben determinata linea guida.
In particolar modo, prima di tutto viene scelta la trave di riferimento e, in base a quest'ultima, viene fornita l'eccentricità opportuna per posizionare la corsia del carico mobile.
Nelle figure successive i dettagli per la creazione di suddette corsie e il numero delle stesse.

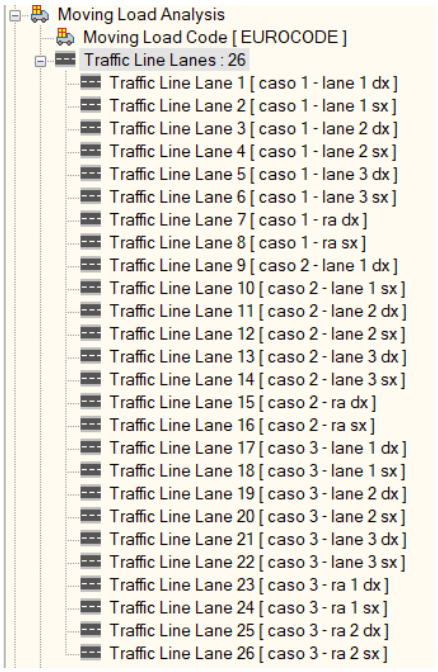


Figura 185. Numero di corsie create per le varie combinazioni.

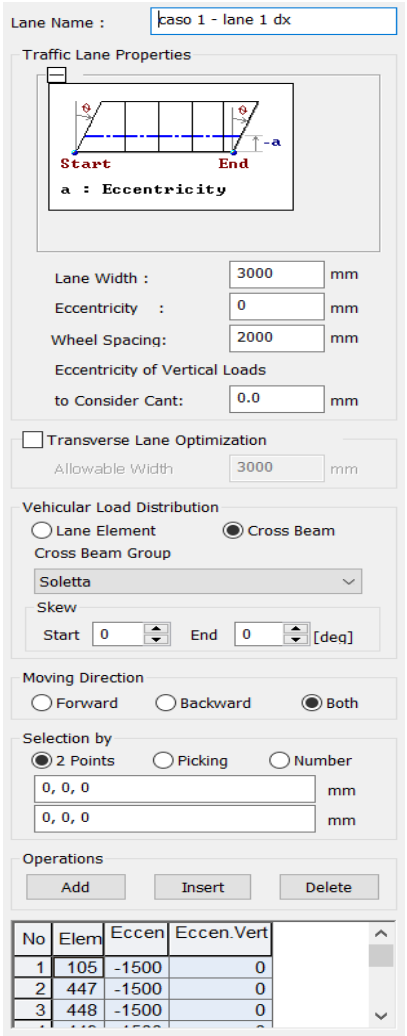


Figura 186. Interfaccia creazione corsia di traffico.

Una volta finito con le corsie, è bene creare i veicoli che verranno utilizzati sopra la strada. Essi seguono gli Eurocodici e vengono proposti diversi modelli di riferimento che possono essere applicati. In particolare, su questo ponte, le analisi sono state condotte sia con un modello di carico a fatica ("Fatigue Load Model") che con un modello di carico standard ("Load Model"), come si può ben vedere nelle figure appena sotto.

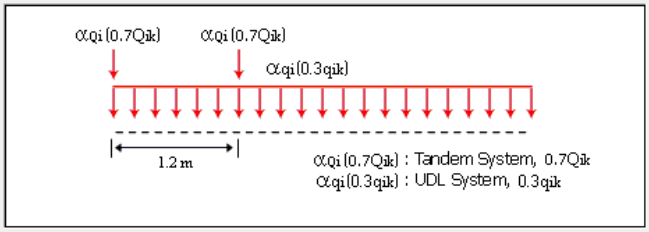
Standard Name

EN 1991-2:2003 - RoadBridge Fatigue

Vehicular Load Properties

Vehicular Load Name : Fatigue Load Model 1

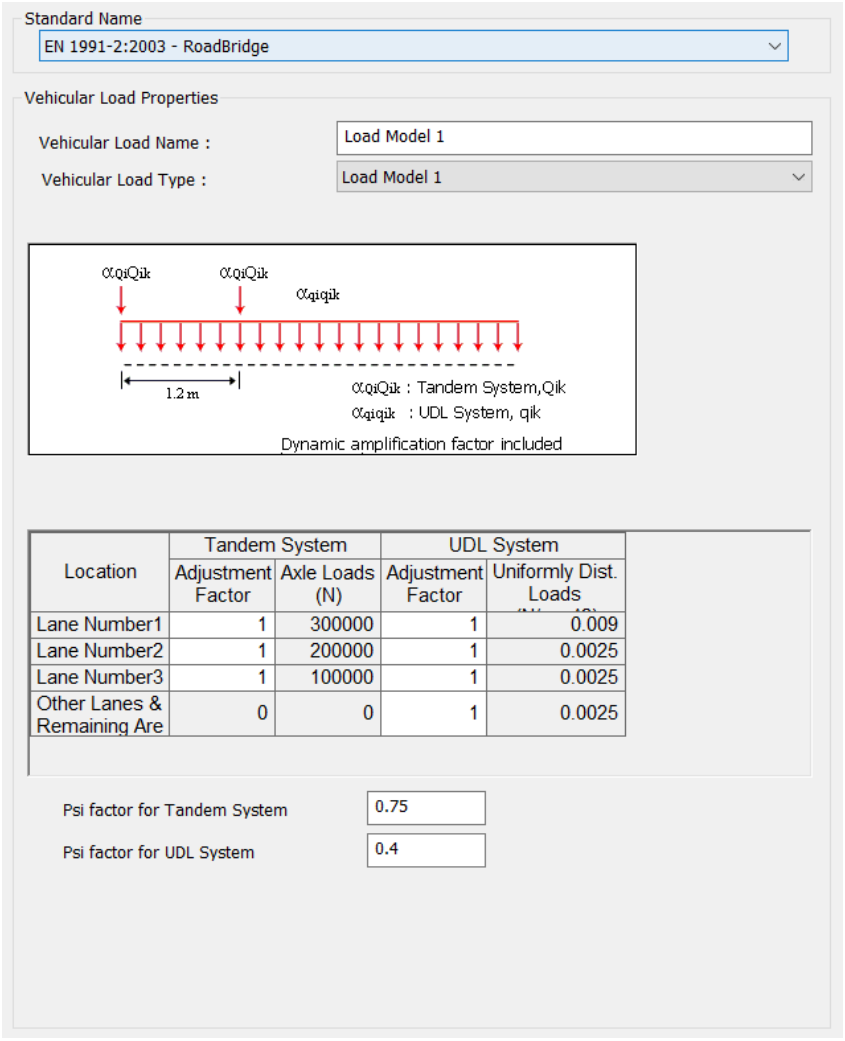
Vehicular Load Type : Fatigue Load Model 1



Location	Tandem System		UDL System	
	Adjustment Factor	Axle Loads (N)	Adjustment Factor	Uniformly Dist. Loads
Lane Number1	1	210000	1	0.0027
Lane Number2	1	140000	1	0.00075
Lane Number3	1	70000	1	0.00075
Other Lanes & Remaining Are	0	0	1	0.00075

Dynamic Amplification Factor= Phi : 1

Figura 187. Impostazione di un "Fatigue Load Model".



Location	Tandem System		UDL System	
	Adjustment Factor	Axle Loads (N)	Adjustment Factor	Uniformly Dist. Loads
Lane Number1	1	300000	1	0.009
Lane Number2	1	200000	1	0.0025
Lane Number3	1	100000	1	0.0025
Other Lanes & Remaining Are	0	0	1	0.0025

Figura 188. Impostazione di un "Load Model".

Infine, vengono unite le varie linee di carico (corsie) con il carico mobile generato. Vengono prodotte varie combinazioni, che tengono conto di un valore Ψ che le fa differire l'una dall'altra.
In basso, un sunto in immagini di come creare tali combinazioni.

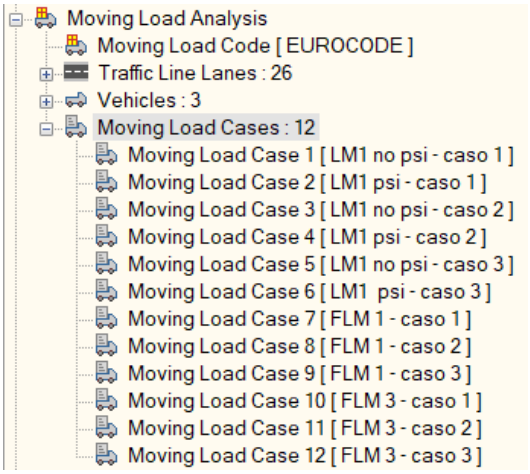


Figura 189. Varie combinazioni di "Moving Load Cases".

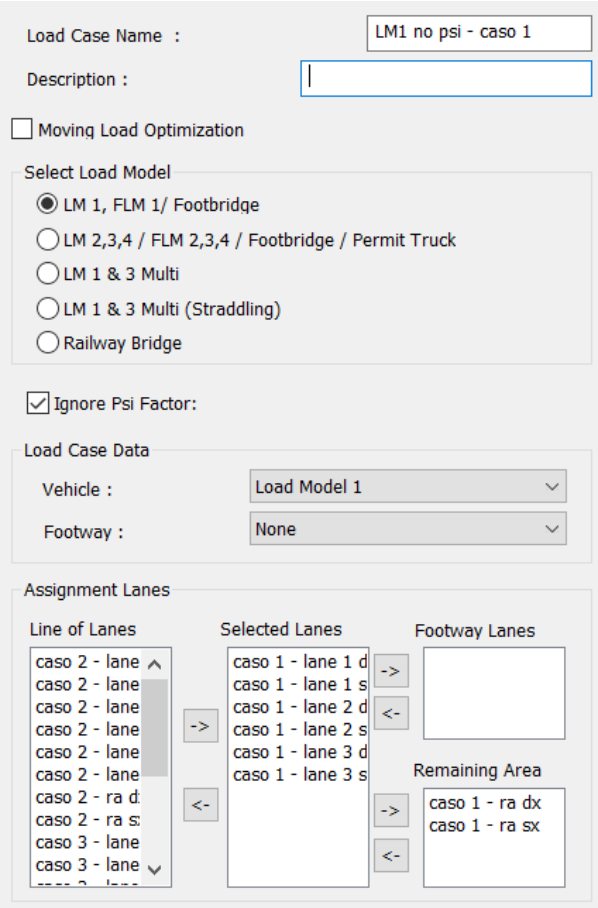


Figura 190. Interfaccia per unire le corsie di carico al veicolo soprastante.

Riassumendo, dunque, si può dire che, I carichi mobili sono stati considerati in base alle indicazioni previste per i ponti stradali indicati al punto 5.1.3.3.2. delle NTC 2008:

"Quando la superficie carrabile è costituita da due parti separate portate da uno stesso impalcato, le corsie sono numerate considerando l'intera superficie carrabile, cosicché vi è solo una corsia 1, solo una corsia 2, ecc., che possono appartenere alternativamente a una delle due parti."

Data la larghezza della carreggiata (22.40 m) si sono assegnate, per parte, **3 corsie di carico di larghezza 3 m e un'area rimanente di larghezza 2.2 m, secondo lo Schema di Carico 1**. Si è poi eseguita l'analisi di tipo "Moving Load" disponibile sul codice di calcolo Midas Civil in base alla quale il programma determina di volta in volta l'effetto più gravoso (sollecitazioni, deformazioni, reazioni vincolari) che le varie configurazioni di carichi mobili provocano sui vari elementi finiti costituenti il modello di calcolo secondo la teoria delle linee di influenza.

Gli schemi utilizzati, con i relativi carichi associati, sono i seguenti.

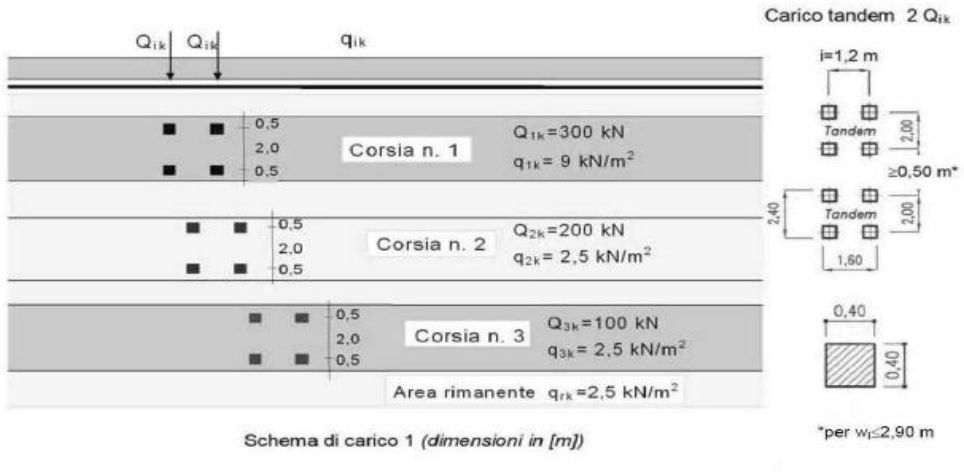


Figura 191. Schema di carico 1.

Tab. 5.1.II - *Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie*

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

Figura 192. Intensità dei carichi per lo schema di carico 1.

Sono stati considerati, data la simmetria dell'impalcato in esame, cinque differenti scenari di carico viaggiante, in maniera tale da massimizzare l'azione sulle sei travi dell'impalcato. Di questi cinque scenari è stato scelto in fase di verifica il più gravoso per ciascun elemento strutturale.

Gli scenari di carico sono riportati nell'immagine seguente.

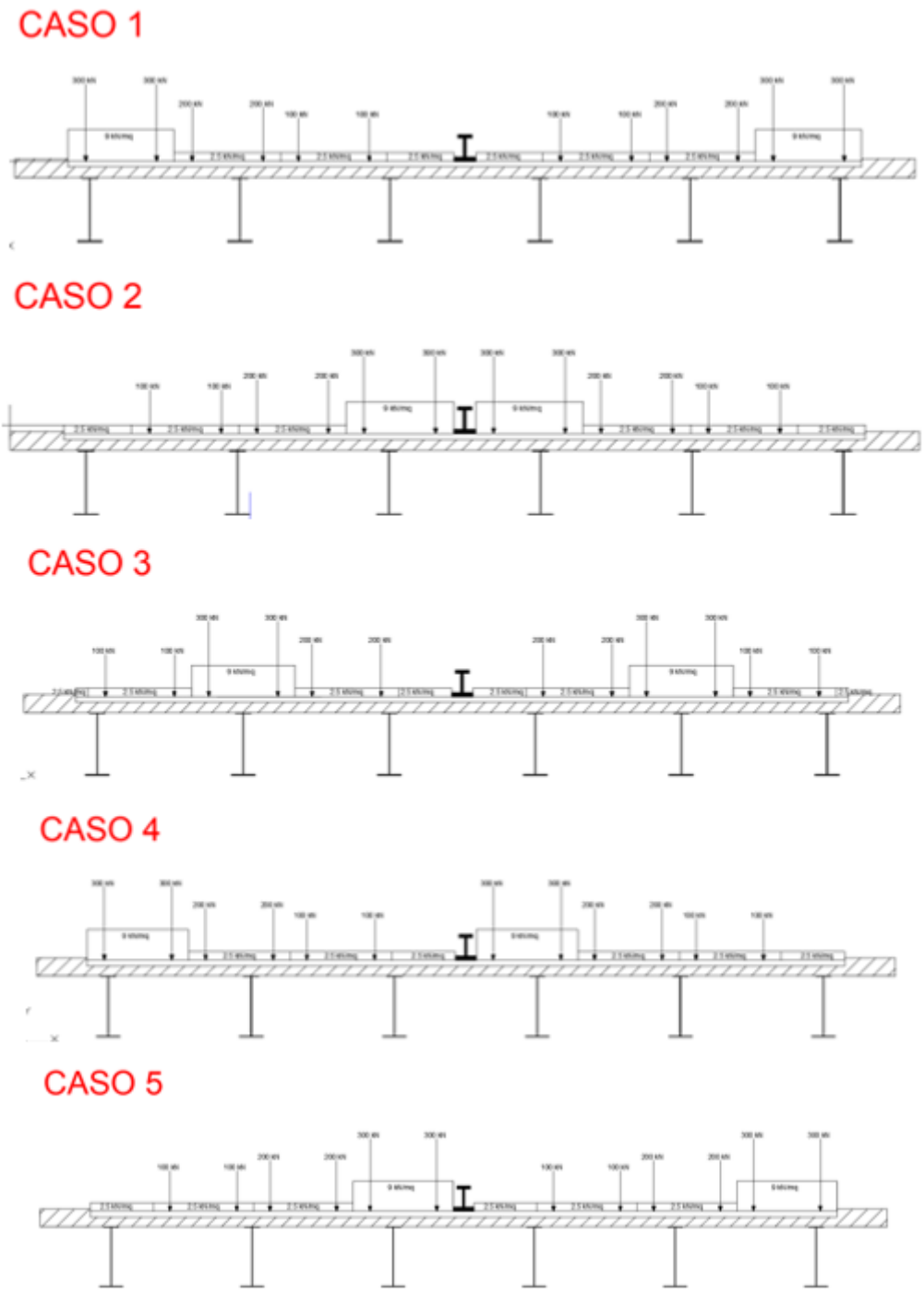


Figura 193. Scenari di carico mobile.

6.1.6 Spettro di risposta

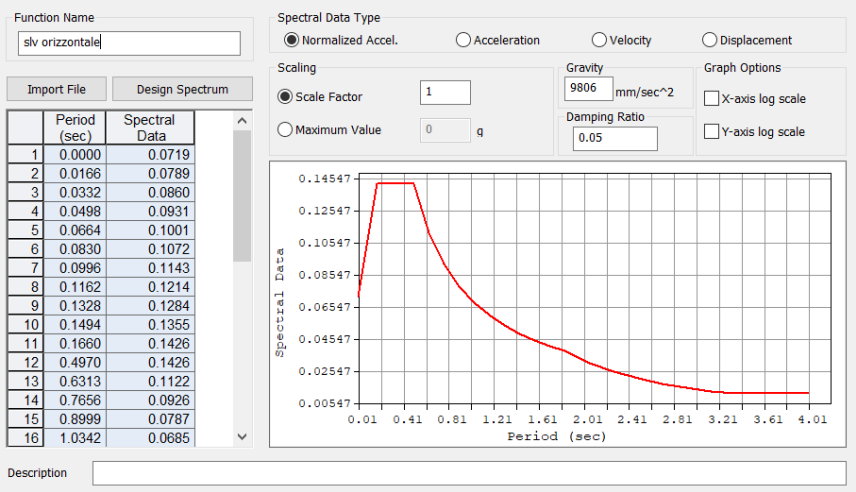
Successivamente, è stato creato anche uno spettro di risposta alle sollecitazioni sismiche (nonostante la bassa sismicità del sito) attraverso l'impostazione, fornita da MIDAS, presente nell'immagine sottostante (caso di funzione SLV orizzontale). Nell'immagine nella pagina successiva sono esposti, invece, i valori numerici relativi allo spettro.
È stato creato, dunque, uno spettro allo SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita) e uno spettro allo SLC (Stato Limite di Collasso) sia con accelerazioni verticali che orizzontali.
Le caratteristiche del sito sono le seguenti:

- Vita nominale: V_N pari a 50 anni;
- Classe d'uso: classe IV, C_U pari a 2.0;
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: V_R pari al prodotto tra V_N e C_U dato da 100 anni (50 x 2.0);

La probabilità di superamento dell'azione sismica viene definita in funzione del periodo di ritorno T_r, derivato grazie ai parametri elencati:

- Categoria di sottosuolo: B
- Categoria topografica: T1;
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica: S_S pari a 1.2;
- Coefficiente di amplificazione topografica: S_T pari a 1;

Per la valutazione degli effetti delle azioni sismiche si è effettuata una analisi dinamica lineare, assumendo un fattore di struttura q (utilizzato per scalare) pari a 1.0.



	Period (sec)	Spectral Data
1	0.0000	0.0719
2	0.0166	0.0789
3	0.0332	0.0860
4	0.0498	0.0931
5	0.0664	0.1001
6	0.0830	0.1072
7	0.0996	0.1143
8	0.1162	0.1214
9	0.1328	0.1284
10	0.1494	0.1355
11	0.1660	0.1426
12	0.4970	0.1426
13	0.6313	0.1122
14	0.7656	0.0926
15	0.8999	0.0787
16	1.0342	0.0685

Figura 194. Estratto dello spettro di risposta per SLV orizzontale.

T(sec)	S(T) g
0.0000	0.0719
0.0166	0.0861
0.0332	0.1003
0.0498	0.1145
0.0664	0.1287
0.0830	0.1429
0.0996	0.1571
0.1162	0.1713
0.1328	0.1855
0.1494	0.1997
0.1660	0.2139
0.4970	0.2139
0.6313	0.1684
0.7656	0.1388
0.8999	0.1181
1.0342	0.1028
1.1685	0.0910
1.3027	0.0816
1.4370	0.0740
1.5713	0.0676
1.7056	0.0623
1.8399	0.0578
1.8400	0.0578
2.0560	0.0463
2.2720	0.0379
2.4880	0.0316
2.7040	0.0267
2.9200	0.0229
3.1360	0.0199
3.3520	0.0174
3.5680	0.0154
3.7840	0.0137
4.0000	0.0122

Figura 195. Dati estratti dal modello per spettro di risposta a SLV orizzontale.

6.2 Modello MIDAS: analisi di Design e risultati

Per quanto riguarda le verifiche svolte, esse sono state eseguite a livello strutturale e deformativo, mirate e intelligenti per gli elementi più sollecitati che compongono l'opera, con attenzione particolare alla verifica di instabilità flesso-torsionale, in accordo con la normativa NTC2018 di cui si riporta un estrapolato di seguito riguardo le verifiche da effettuare:

La verifica sicurezza nei riguardi degli SLU di resistenza $R_d \leq E_d$	R_d → è la resistenza di progetto dell'elemento strutturale, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate; Ed → è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto.
La verifica sicurezza nei riguardi degli SLE $C_d \leq E_d$	Cd → è la capacità funzionale di progetto, valutata in base alle prestazioni previste per le condizioni di esercizio; Ed → è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto

Figura 196. Verifiche a SLU e SLE estratte da NTC2018.

Nel caso specifico in esame sono state considerate solo alcune verifiche degli stati limiti ultimi e degli stati limiti di esercizio che interessano la tipologia di struttura che si sta realizzando. In particolare, è bene tenere a mente i requisiti strutturali più importanti per il successo nella realizzazione di un'opera pubblica.

REQUISITI DELLE OPERE STRUTTURALI

Sicurezza Nei Confronti Di Stati Limite Ultimi (SLU): *capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;*	a) perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte, considerati come corpi rigidi; b) spostamenti o deformazioni eccessive; c) raggiungimento della massima capacità di parti di strutture, collegamenti, fondazioni; d) raggiungimento della massima capacità della struttura nel suo insieme; e) raggiungimento di una condizione di cinematismo irreversibile; f) raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni; g) rottura di membrature e collegamenti per fatica; h) rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo; i) instabilità di parti della struttura o del suo insieme;
Sicurezza Nei Confronti Di Stati Limite Di Esercizio (SLE): *capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio; Stati Limite di Esercizio comprendono gli Stati Limite di Operatività (SLO) e gli Stati Limite di Danno (SLD).*	a) danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto; b) spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto; c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari; d) vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione; e) danni per fatica che possano compromettere la durabilità; f) corrosione e/o degrado dei materiali in funzione del tempo e dell'ambiente di esposizione che possano compromettere la durabilità.
Sicurezza Antincendio: *capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d'incendio, per un periodo richiesto;*	- i rischi derivanti dagli incendi devono essere limitati progettando e realizzando le costruzioni in modo tale da garantire la resistenza e la stabilità degli elementi portanti, nonché da limitare la propagazione del fuoco e dei fumi.

Figura 197. Requisiti da rispettare per le opere strutturali.

Tra gli ulteriori requisiti vi sono la Durabilità e la Robustezza strutturale:

Durabilità:
capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova e del livello previsto di manutenzione;

a) scelta opportuna dei materiali;
b) dimensionamento opportuno delle strutture;
c) scelta opportuna dei dettagli costruttivi;
d) adozione di tipologie costruttive e strutturali che consentano, ove possibile, l'ispezionabilità delle parti strutturali;
e) pianificazione di misure di protezione e manutenzione; oppure, quando queste non siano previste o possibili, progettazione rivolta a garantire che il deterioramento della costruzione o dei materiali che la compongono non ne causi il collasso;
f) impiego di prodotti e componenti chiaramente identificati in termini di caratteristiche meccanico-fisico-chimiche, indispensabili alla valutazione della sicurezza, e dotati di idonea qualificazione, ...;
g) applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi dei materiali, soprattutto nei punti non più visibili o difficilmente ispezionabili ad opera completata;
h) adozione di sistemi di controllo, passivi o attivi, adatti alle azioni e ai fenomeni ai quali l'opera può essere sottoposta.

Robustezza:
capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

a) progettazione della struttura in grado di resistere ad azioni eccezionali di carattere convenzionale, combinando valori nominali delle azioni eccezionali alle altre azioni esplicite di progetto;
b) prevenzione degli effetti indotti dalle azioni eccezionali alle quali la struttura può essere soggetta o riduzione della loro intensità;
c) adozione di una forma e tipologia strutturale poco sensibile alle azioni eccezionali considerate;
d) adozione di una forma e tipologia strutturale tale da tollerare il danneggiamento localizzato causato da un'azione di carattere eccezionale;
e) realizzazione di strutture quanto più ridondanti, resistenti e/o duttili è possibile;
f) adozione di sistemi di controllo, passivi o attivi, adatti alle azioni e ai fenomeni ai quali l'opera può essere sottoposta.

Figura 198. Requisiti di Durabilità e Robustezza strutturali.

I casi proposti successivamente, avranno come base di analisi una valutazione agli autovalori, seguace della metodologia vettoriale di Ritz. Tale analisi agli autovalori ("Eigenvalue Analysis") permette di passare da una fase di pre-processamento a una di post-processamento, fornendo una panoramica completa in termini di risultati numerici, diagrammi di sollecitazione ed esiti deformativi a carico della struttura. Successivamente, invece, nel capitolo appropriato, verrà mostrata un'altra tipologia di analisi, denominata "Buckling Analysis" che si baserà su una estrazione di forme modali inerenti alle modalità di deformazione e moltiplicatori di carico annessi, relativamente all'impalcato studiato. Nell'immagine sottostante, estratta dal modello, vengono mostrate le varie tipologie di analisi a cui si può far riferimento e che possono essere applicate alla struttura.

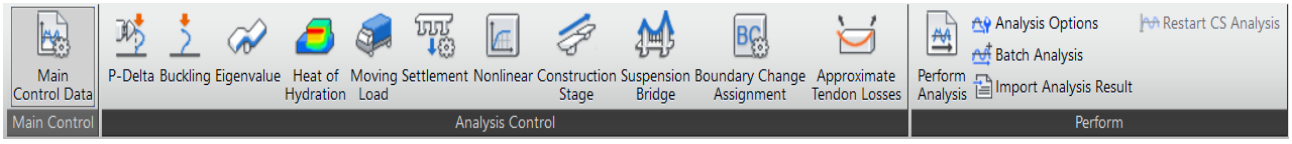


Figura 199. Tipologie di analisi effettuabili sulla struttura.

6.2.1 Primo caso: effetto di un inviluppo a Stato Limite di Collasso (SLC) sulla struttura completa

In questo lavoro di tesi, si è cercato prima di tutto, attraverso il modello, di lanciare una analisi agli elementi finiti, in modo tale da avere una panoramica complessiva e dettagliata delle sollecitazioni agenti sul modello e dei diagrammi degli sforzi agenti.
La combinazione di carico presa in considerazione (in termini di "Load Case/ Combination") è stata senza dubbio l'inviluppo allo Stato Limite di Collasso (SLC), rispetto a cui sono stati analizzati gli effetti delle forze F_x, F_y, F_z, F_{yz} e dei momenti agenti M_x, M_y, M_z, M_{yz}, nella fase totale "PCS" ("Post Construction Stage"), composta da acciaio e soletta. Chiaramente, è bene specificarlo, nulla vieta di controllare anche lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) ma, poiché rimane più vincolante in termini di sicurezza la verifica a SLC, si è deciso di riportare quest'ultima.
Con riferimento a tali forze, sono stati visualizzati, i corrispondenti elementi più sollecitati nella struttura. Gli stessi, chiaramente, sono stati verificati contro le varie problematiche strutturali, tra cui ricordiamo quella oggetto di studio, l'instabilità flesso-torsionale.

La verifica degli elementi è stata condotta in corrispondenza di un certo numero di sezioni tipologiche.

La posizione di tali sezioni corrisponde alla posizione degli elementi della struttura esaminati, nei quali sono stati riscontrati valori massimi e minimi delle sollecitazioni di calcolo.

Volendo capire il perché della scelta di determinati elementi e le verifiche corrispondenti agli stessi, si può osservare nelle immagini seguenti un estratto della verifica volta ad analizzare l'effetto della forza assiale F_x per un inviluppo a Stato Limite di Collasso agente nella fase descritta da acciaio e soletta in calcestruzzo. L'elemento più sollecitato, come riporta il grafico, è il 5682. Da notare come il diagramma sia presentato sia nella visualizzazione del ponte deformato che non deformato. Sono state analizzate anche delle simulazioni video di deformazione.

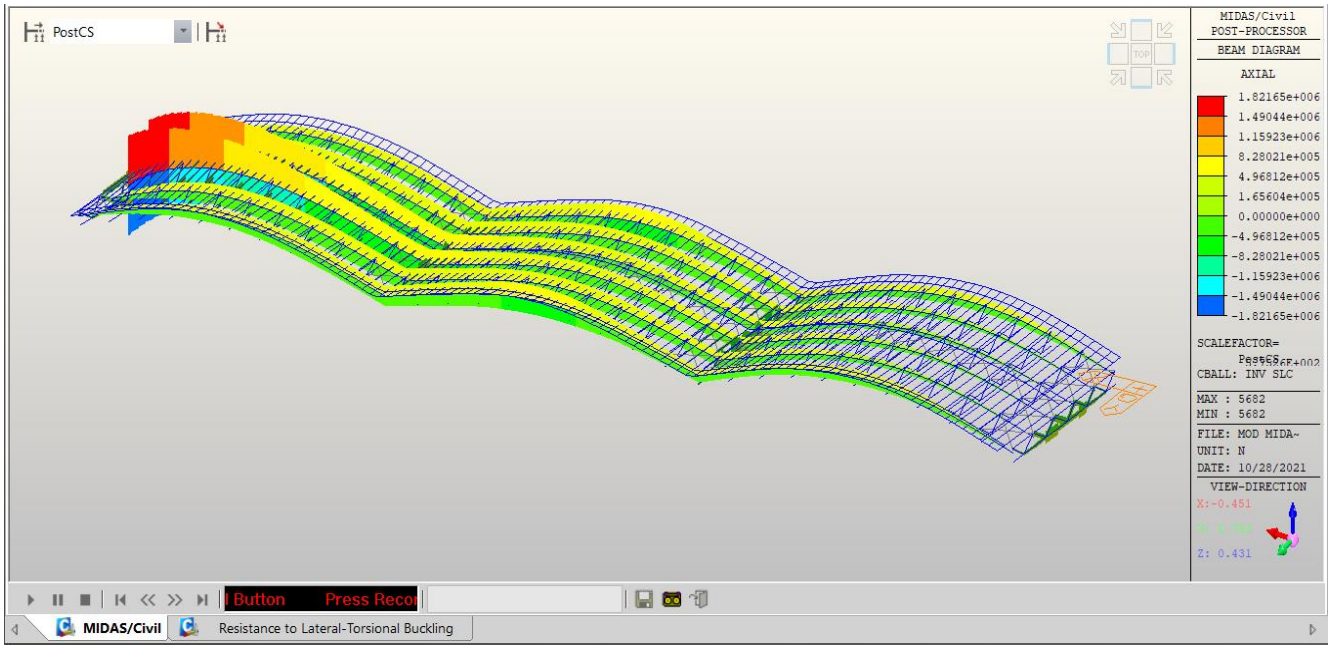


Figura 200. Situazione deformata: viene indicato sulla destra l'elemento più sollecitato.

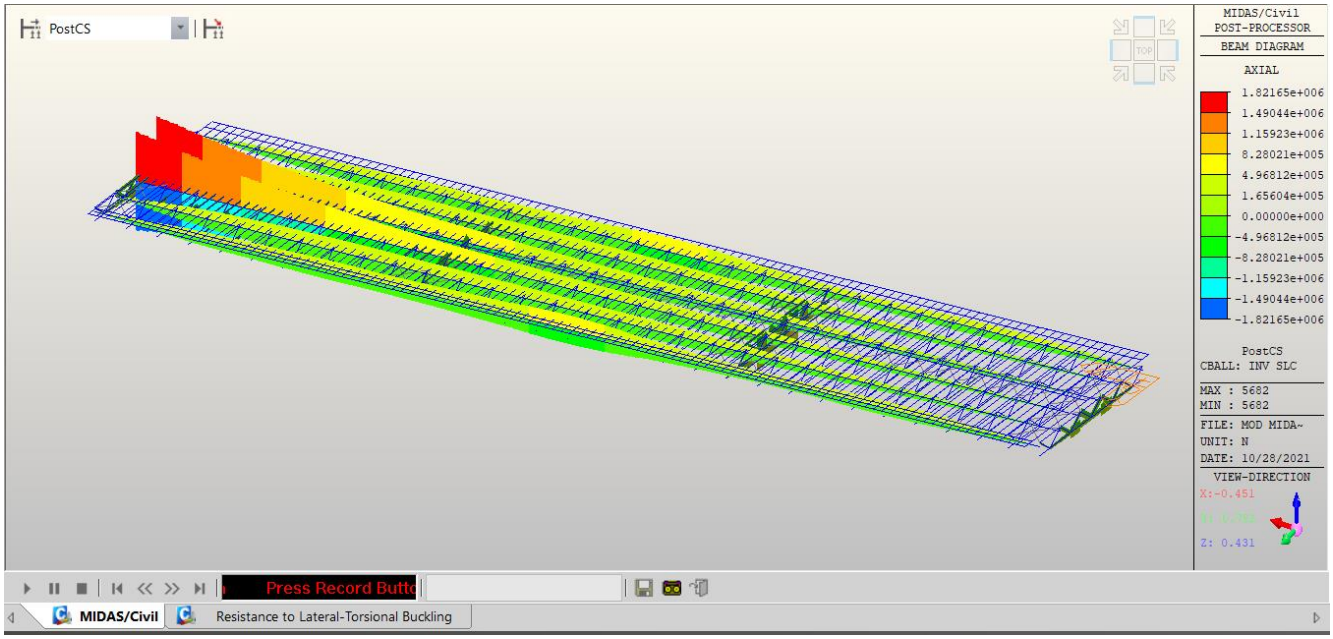


Figura 201. Situazione indeformata: viene indicato sulla destra l'elemento più sollecitato.

Per quanto concerne le altre forze e momenti indicati poc'anzi, sono riportati di seguito i grafici delle sollecitazioni, attraverso immagini estrapolate dal programma, con indicazione, a lato, dell'elemento esprimente il valore massimo e minimo.
Iniziando da F_y, abbiamo il seguente grafico, in situazione indeformata.

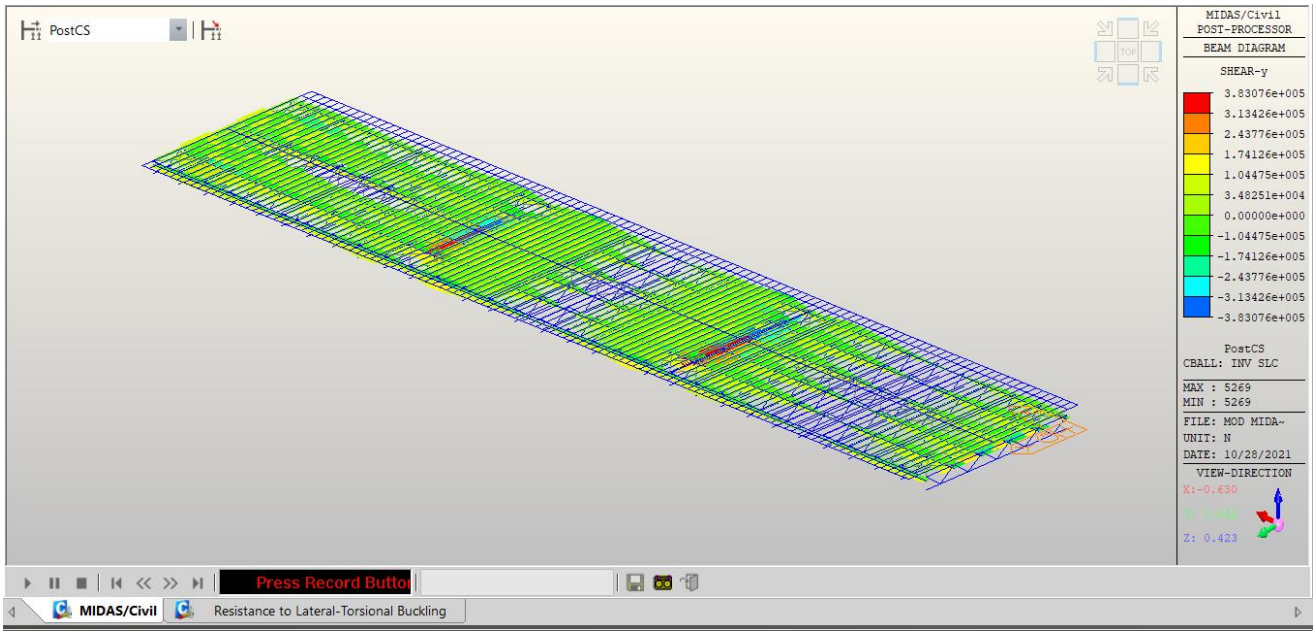


Figura 202. Situazione indeformata: da notare i valori massimi da verificare sulla destra.

Chiaramente, è giusto specificarlo, la legenda sulla destra fa vedere una serie di colori che rappresentano le posizioni in cui gli sforzi massimi sono concentrati. È dunque possibile risalire agli elementi più sollecitati. In quest'ultimo caso, dove si sta analizzando l'effetto della forza F_y, l'elemento da studiare è il 5269.

Se invece si volesse valutare, l'effetto della componente della forza F in direzione gravitazionale Z, si potrebbe vedere che, anche in questo caso, come sotto l'azione di F_x, l'elemento maggiormente sollecitato è il 5682, seppur con andamenti sollecitanti lungo la struttura, differenti. Taglio lungo Z che è analizzato avrà l'andamento mostrato nella figura seguente.

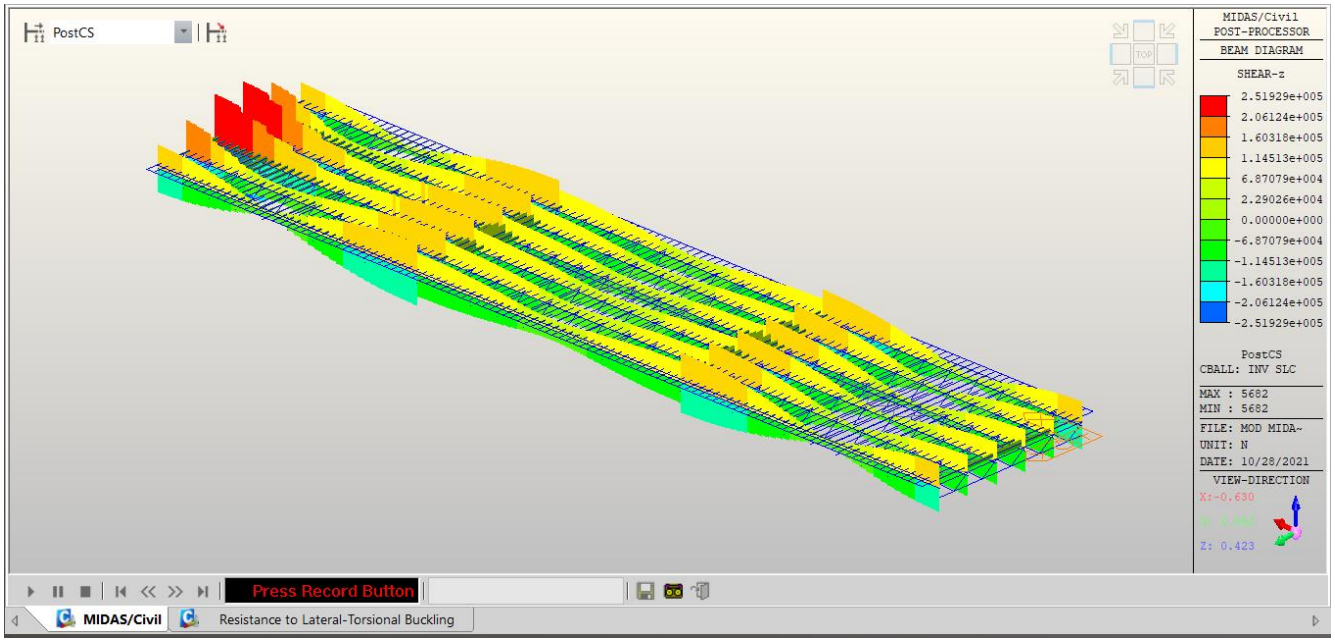


Figura 203. Andamento di sollecitazioni sulla struttura per effetto del taglio lungo Z: elemento più sollecitato leggibile sulla destra.

Continuando, un altro elemento che viene ripetuto nei risultati è il 5269, ottenuto, oltre che per l'effetto della forza F_y, anche per la "combinata" F_{yz}.

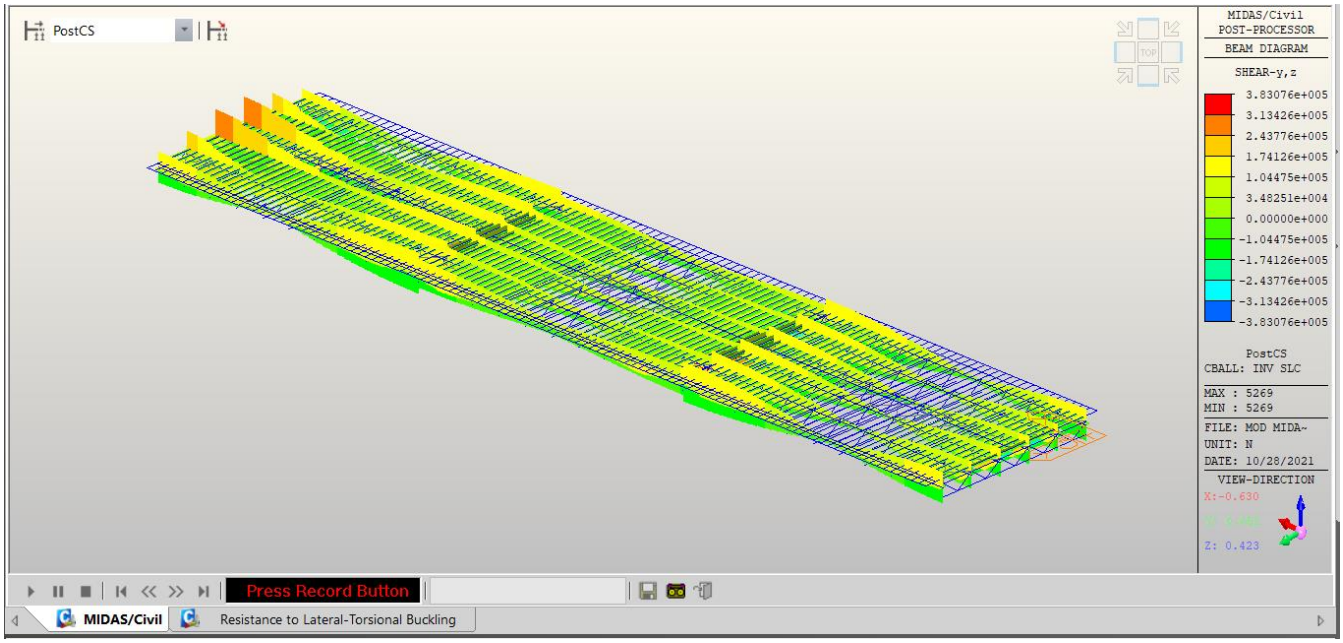


Figura 204. Effetto di F_{yz} e indicazione dell'elemento più sollecitato.

Arrivando ai momenti, il momento flettente M_y, mostra l'effetto della flessione lungo la direzione Y sempre per quanto riguarda la struttura nella sua totalità (acciaio e calcestruzzo).
L'elemento più sollecitato, anche qui, coincide con il 5682.

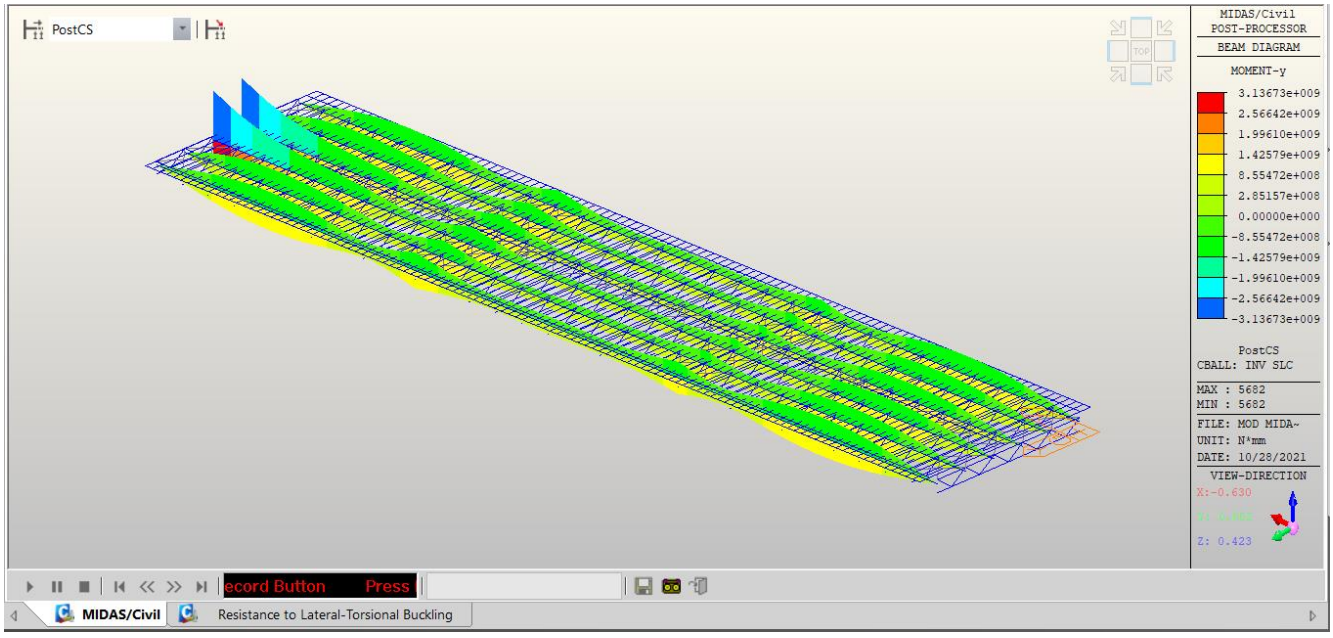


Figura 205. Effetto del momento flettente M_y e sollecitazioni massime.

Un altro momento che è stato analizzato è quello lungo l'asse Z, M_z, appunto. Qui, si può vedere nell'immagine sottostante, l'elemento più sollecitato è il 6798.

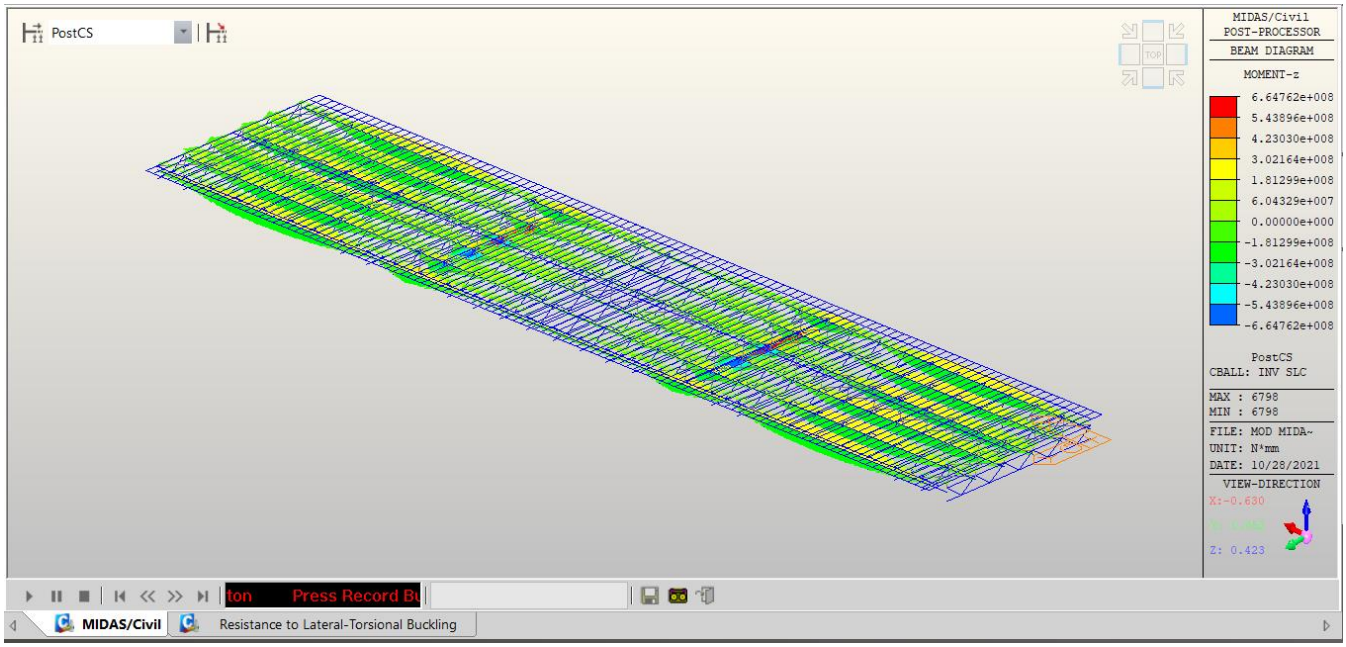


Figura 206. Momento lungo Z e suoi effetti sulla struttura.

Andando ad analizzare, invece, il momento misto formato dalle componenti lungo Y e Z, otteniamo M_{yz}, per il quale si ritrova, come elemento più sollecitato, il 5682. Anche visivamente, è possibile osservare, con l'aiuto della legenda, i punti più influenzati dalle sollecitazioni nel ponte, dove sono situati gli elementi nominati sulla destra.

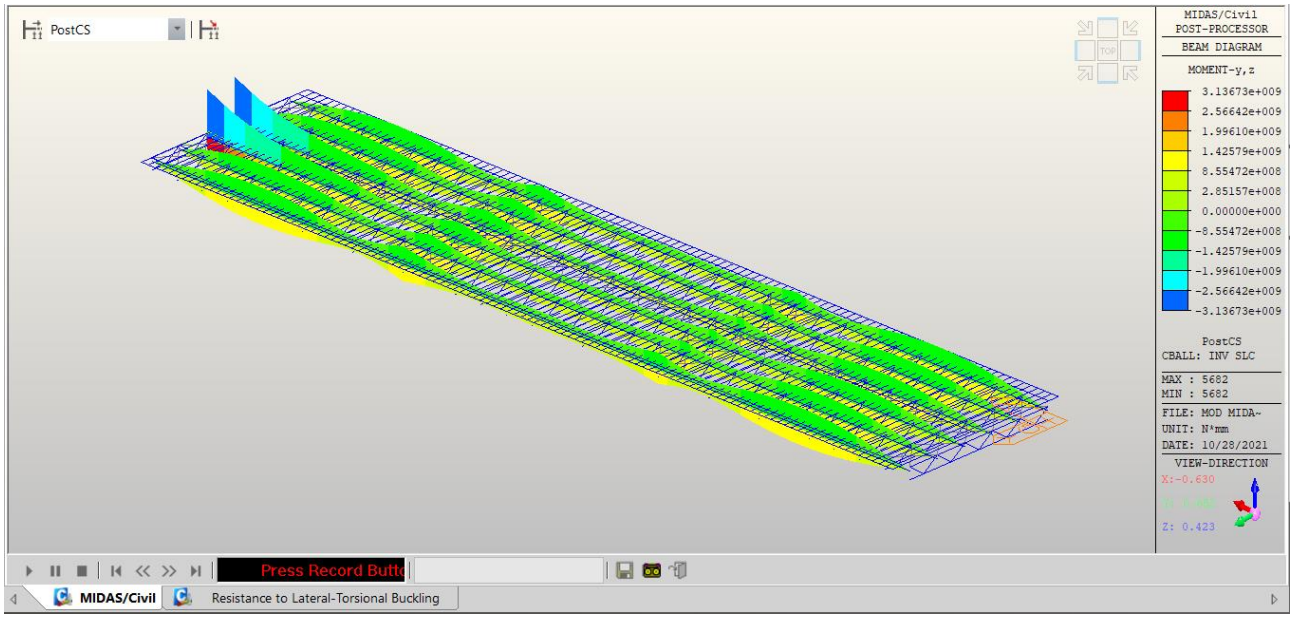


Figura 207. Momento lungo Y e Z e relativo diagramma sulla struttura.

Infine, si è analizzato il caso più importante, quello del momento lungo X, ovvero quello che genera la torsione dell'impalcato, portando a instabilità flesso-torsionale lo stesso. L'elemento più sollecitato, sotto questo effetto, chiamato, appunto, M_x, è il 5280, per il quale sono state previste le verifiche opportune contro l'LTB. Nella figura sottostante, è possibile vedere il diagramma di momento sul ponte con relativa indicazione sulla destra dell'elemento più sollecitato.

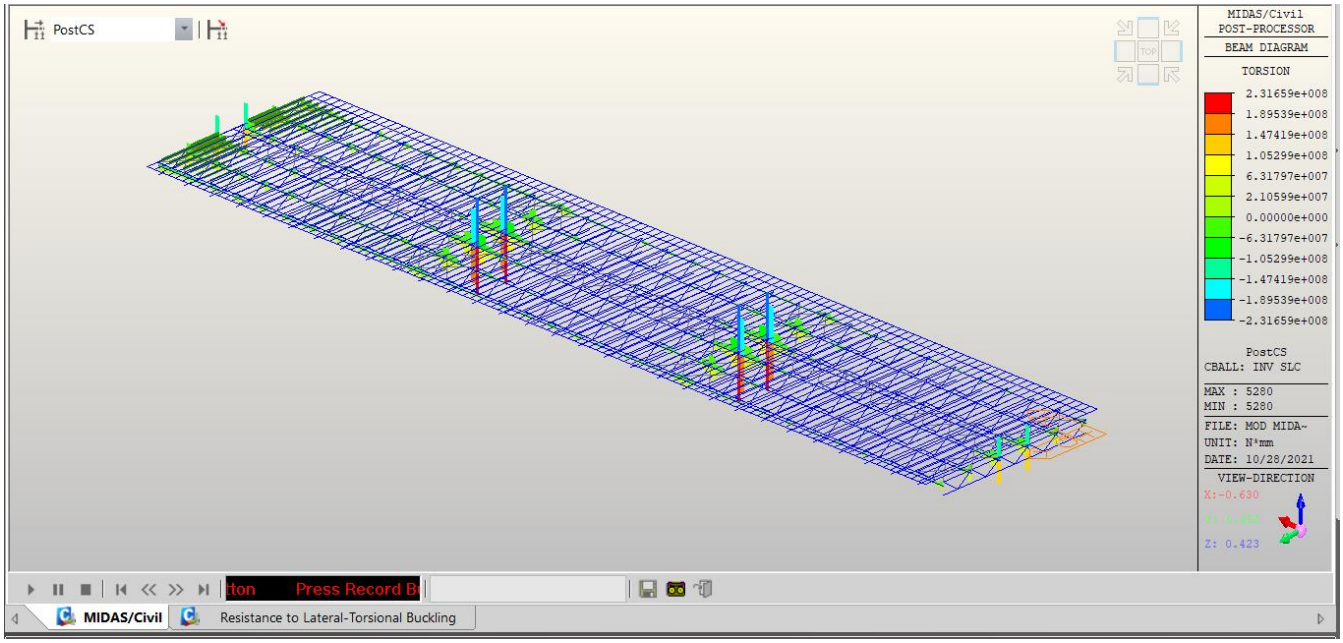


Figura 208. Effetto del momento lungo X: esso è il momento torcente.

È bene mostrare, in questo caso, anche il comportamento deformativo della struttura quando agisce tale condizione. Nelle immagini sottostanti si può vedere la deformazione massima riportata lungo Y e Z a riguardo. L'elemento che più di tutti subisce summenzionata deformazione è il 6028, riportato anch'esso sulla destra.

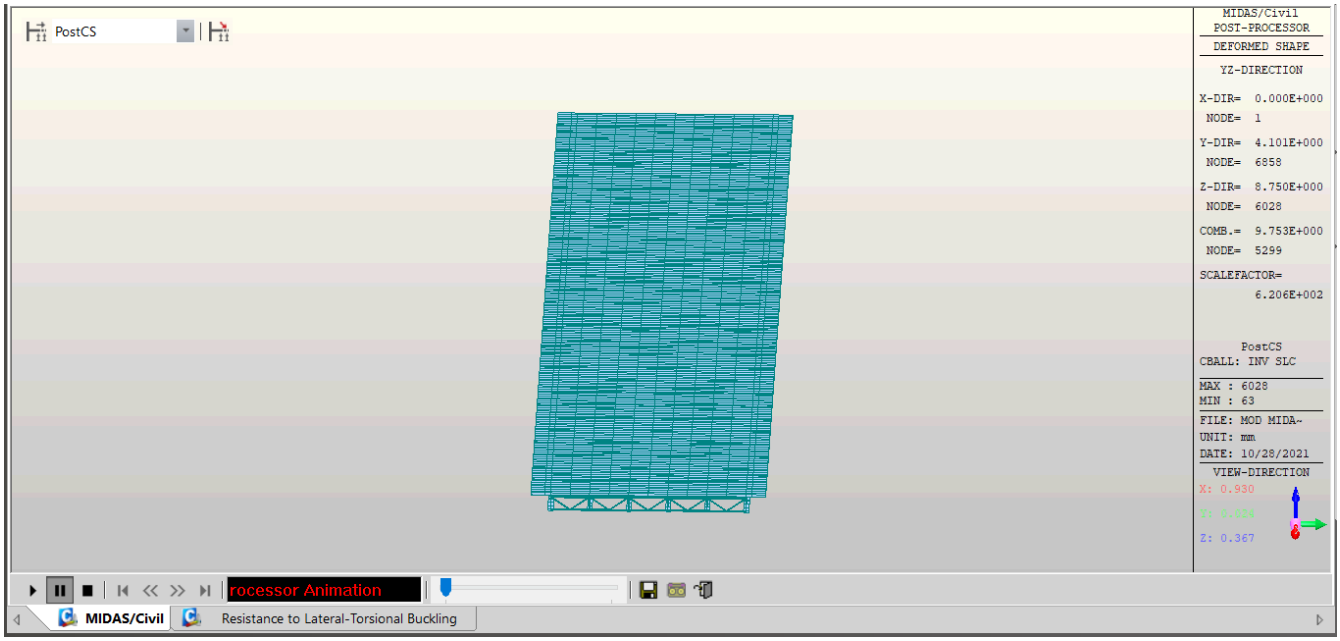


Figura 209. Situazione indeformata, prima di vedere lo spostamento indotto in direzione Y e Z.

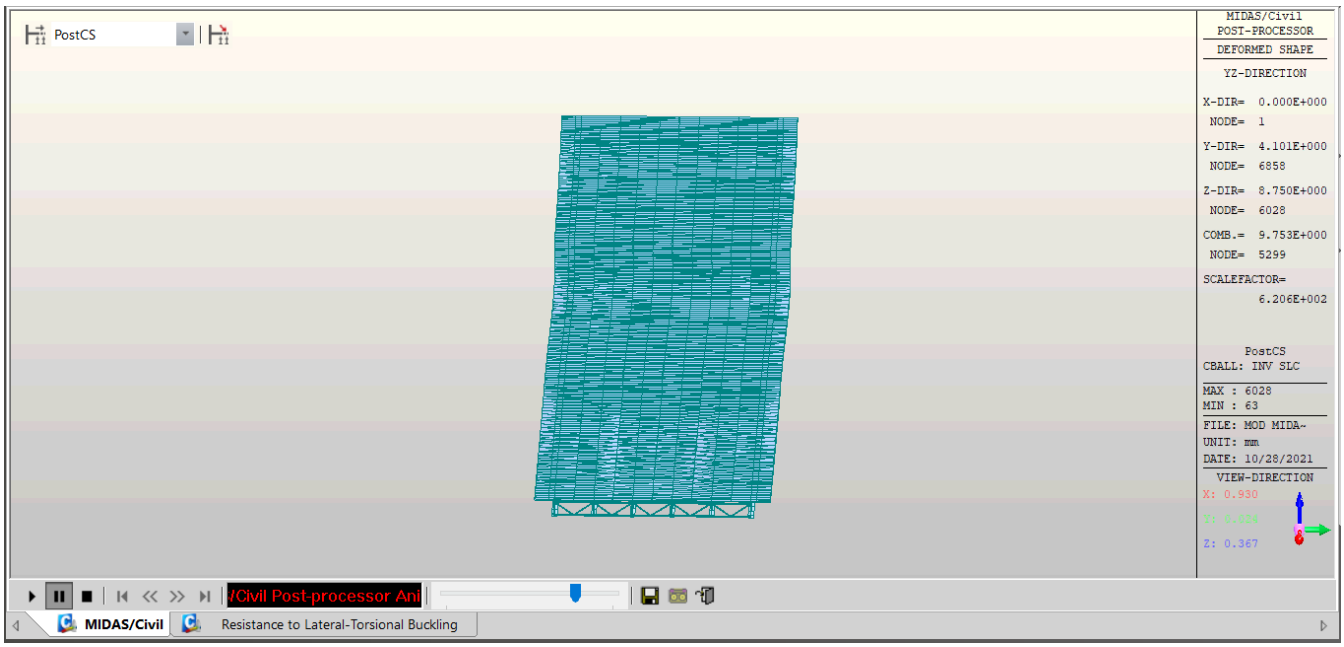


Figura 210. Situazione deformata, dopo lo spostamento indotto in direzione Y e Z.

Oltre i grafici, attraverso l'opzione presentata dal diagramma "Design", sono stati verificati contro il Lateral Torsional Buckling gli elementi strutturali più sollecitati, già menzionati poc'anzi. Oltre l'LTB, sono state aggiunte delle verifiche classiche contro la flessione ("Bending Resistance"), il taglio verticale ("Verticale Shear"), il taglio longitudinale ("Longitudinale Shear") sia allo SLU che allo SLE, la forza trasversale ("Transverse Force") e le limitazioni tensionali ("Stress Limitation").
Una volta selezionati gli elementi da verificare attraverso la sezione del programma chiamata "Design Position" e, scelti gli elementi da presentare con verifica in un foglio di calcolo Excel, attraverso l'opzione "Position for Design Output", si è provveduto a controllare se, effettivamente, le verifiche scelte fossero andate a buon fine e se, in particolare quella contro l'instabilità flesso-torsionale fosse ottimale per gli elementi selezionati.
Di seguito, in una panoramica di immagini, vengono presentati i risultati per gli elementi scelti precedentemente, in base ai diagrammi delle sollecitazioni. Per una questione di comodità e velocità di lettura dei risultati, vengono presentati solamente quelli inerenti alla verifica contro l'instabilità flesso-torsionale per tutti gli elementi, con l'aggiunta delle altre verifiche per l'elemento più importante da studiare (5280), ossia quello relativo alla massima sollecitazione sotto l'effetto del momento torcente, inducente l'instabilità esaminata.
Chiaramente, la sezione presa in considerazione per tutti gli elementi è quella riportata nella figura sottostante.

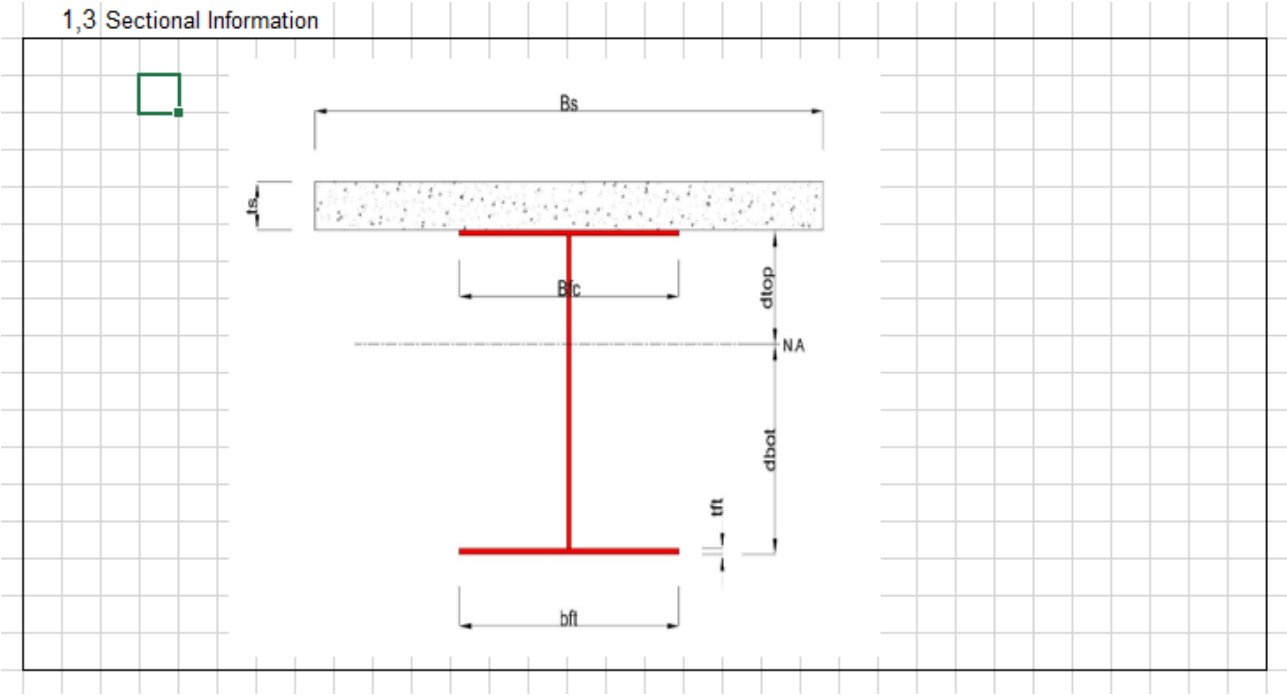


Figura 211. Sezione di riferimento per gli elementi studiati.

Visionando i risultati in merito all'LTB, si è ottenuto il seguente sunto:

- **5682 (elemento più sollecitato da F_x, F_z, M_y, M_{yz})**

4	**Resistance to Lateral Torsional Buckling**											
	- Design load											
	Load combination name :		SLV									
	N_{Ed}	=	-1456,800	kN								
	M_{Ed}	=	-2134,492	kN · m								
	V_1	=	510,461	kN								
	V_2	=	512,755	kN								
	M_1	=	-2589,822	kN · m								
	M_2	=	-2134,492	kN · m								
	$M_{pl,Rd}$	=	15474,458	kN · m								
	$M_{el,Rd}$	=	11981,317	kN · m								
	- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment											
	L	=	3,713	m								
	c	=	C_d / l	=	0,000	kN/m^2						
	γ	=	$c \cdot L^4 / (E \cdot I)$	=	0,000							
	μ	=	V_2 / V_1	=	0,996							
	Φ	=	$2 \cdot (1-M_2/M_1) / (1+\mu)$	=	0,176							
	m_1	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(3+2 \cdot \Phi) \cdot \gamma/(350-50 \cdot \mu)$	=	1,065							
	m_2	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(0.195+(0.05+\mu/100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5}$	=	1,065							
	m	=	$Min(m_1, m_2)$	=	1,065							
	α_{LT}	=	0,760									
	λ_{LT}	=	$1.103 \cdot L/b \cdot \sqrt{(f_y/Em)} \cdot \sqrt{(1+A_{wc}/(3 \cdot A_c))}$	=	0,378							
	Φ_{LT}	=	$0.5 \cdot (1+\alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2)+\lambda_{LT}^2)$	=	0,639							
	X_{LT}	=	$\frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}}$	=	0,865974853							
	M_{Rd}	=	11981,317	kN · m								
	$M_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot M_{Rd}$	=	10375,519	kN · m						
	- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance											
	$X_{LT,N}$	=	0,830									
	$N_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot Area \cdot f_{yd}$	=	17679,864	kN						
	Combined Ratio	=	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}}$	=	0,288122686							

Figura 212. Verifica a LTB svolta su Excel per l'elemento numero 5682.

Da notare come, sia in questo che nei casi successivi, le sollecitazioni per la verifica dell'elemento scelto siano determinate automaticamente dal programma utilizzando come riferimento le Combinazioni e i vari Stati Limite (SLU, SLV, SLC…).

- **5269 (elemento più sollecitato da F_y e F_{yz})**

4	**Resistance to Lateral Torsional Buckling**									
	- Design load									
	Load combination name :		SLU1							
	N_{Ed}	=	-212,042	kN						
	M_{Ed}	=	-16036,513	kN · m						
	V_1	=	1167,331	kN						
	V_2	=	1178,225	kN						
	M_1	=	-18191,740	kN · m						
	M_2	=	-16036,513	kN · m						
	$M_{pl,Rd}$	=	33727,159	kN · m						
	$M_{el,Rd}$	=	26371,615	kN · m						
	- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment									
	L	=	3,775	m						
	c	=	C_d / l	=	0,000	kN/m^2				
	γ	=	$c \cdot L^4 / (E \cdot I)$	=	0,000					
	μ	=	V_2 / V_1	=	0,991					
	Φ	=	$2 \cdot (1-M_2/M_1) / (1+\mu)$	=	0,119					
	m_1	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(3+2 \cdot \Phi) \cdot \gamma/(350-50 \cdot \mu)$	=	1,036					
	m_2	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(0.195+(0.05+\mu/100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5}$	=	1,036					
	m	=	$\text{Min}(m_1, m_2)$	=	1,036					
	α_{LT}	=	0,760							
	λ_{LT}	=	$1.103 \cdot L/b \cdot \sqrt{(f_y/Em)} \cdot \sqrt{(1+A_{wc}/(3 \cdot A_f))}$	=	0,342					
	Φ_{LT}	=	$0.5 \cdot (1+\alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT}-0.2)+\lambda_{LT}^2)$	=	0,613					
	X_{LT}	=	$\frac{1}{\Phi_{LT}+\sqrt{(\Phi_{LT}^2-\lambda_{LT}^2)}}$	=	0,892239418					
	M_{Rd}	=	33727,159	kN · m						
	$M_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot M_{Rd}$	=	30092,701	kN · m				
	- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance									
	$X_{LT,N}$	=	0,876							
	$N_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd}$	=	39742,573	kN				
	Combined Ratio	=	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}+\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}}$	=	0,538239142					

Figura 213. Verifica a LTB svolta su Excel per l'elemento numero 5269.

- **6798 (elemento più sollecitato da M_z)**

4	**Resistance to Lateral Torsional Buckling**									
	- Design load									
	Load combination name :		SLU1							
	N_{Ed}	=	-196,766	kN						
	M_{Ed}	=	-19068,707	kN · m						
	V_1	=	-2897,503	kN						
	V_2	=	-2893,418	kN						
	M_1	=	-19068,707	kN · m						
	M_2	=	-18188,704	kN · m						
	$M_{pl,Rd}$	=	33727,159	kN · m						
	$M_{el,Rd}$	=	26104,553	kN · m						
	- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment									
	L	=	3,775	m						
	c	=	C_d / l	=	0,000	kN/m^2				
	γ	=	$c \cdot L^4 / (E \cdot I)$	=	0,000					
	μ	=	V_2 / V_1	=	0,999					
	Φ	=	$2 \cdot (1-M_2/M_1) / (1+\mu)$	=	0,046					
	m_1	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(3+2 \cdot \Phi) \cdot \gamma/(350-50 \cdot \mu)$	=	1,009					
	m_2	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(0.195+(0.05+\mu/100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5}$	=	1,009					
	m	=	$\text{Min}(m_1, m_2)$	=	1,009					
	α_{LT}	=	0,760							
	λ_{LT}	=	$1.103 \cdot L/b \cdot \sqrt{(f_y/Em)} \cdot \sqrt{(1+A_{wc}/(3 \cdot A_f))}$	=	0,347					
	Φ_{LT}	=	$0.5 \cdot (1+\alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT}-0.2)+\lambda_{LT}^2)$	=	0,616					
	X_{LT}	=	$\frac{1}{\Phi_{LT}+\sqrt{(\Phi_{LT}^2-\lambda_{LT}^2)}}$	=	0,88888117					
	M_{Rd}	=	33727,159	kN · m						
	$M_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot M_{Rd}$	=	29979,436	kN · m				
	- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance									
	$X_{LT,N}$	=	0,876							
	$N_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd}$	=	39742,573	kN				
	Combined Ratio	=	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}+\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}}$	=	0,641010577					

Figura 214. Verifica a LTB svolta su Excel per l'elemento numero 6798.

- **5280 (elemento più sollecitato da M_x)**

Per questo, essendo l'elemento principe dell'analisi, poiché il più sollecitato sotto l'effetto del momento torcente inducente instabilità flesso-torsionale, sono stati riportati i risultati relativi anche alle altre verifiche, per completezza. Al punto 4 è possibile vedere nel dettaglio la verifica contro l'LTB. Di seguito, si può osservare e visualizzare all'interno del modello di quale elemento si sta parlando.

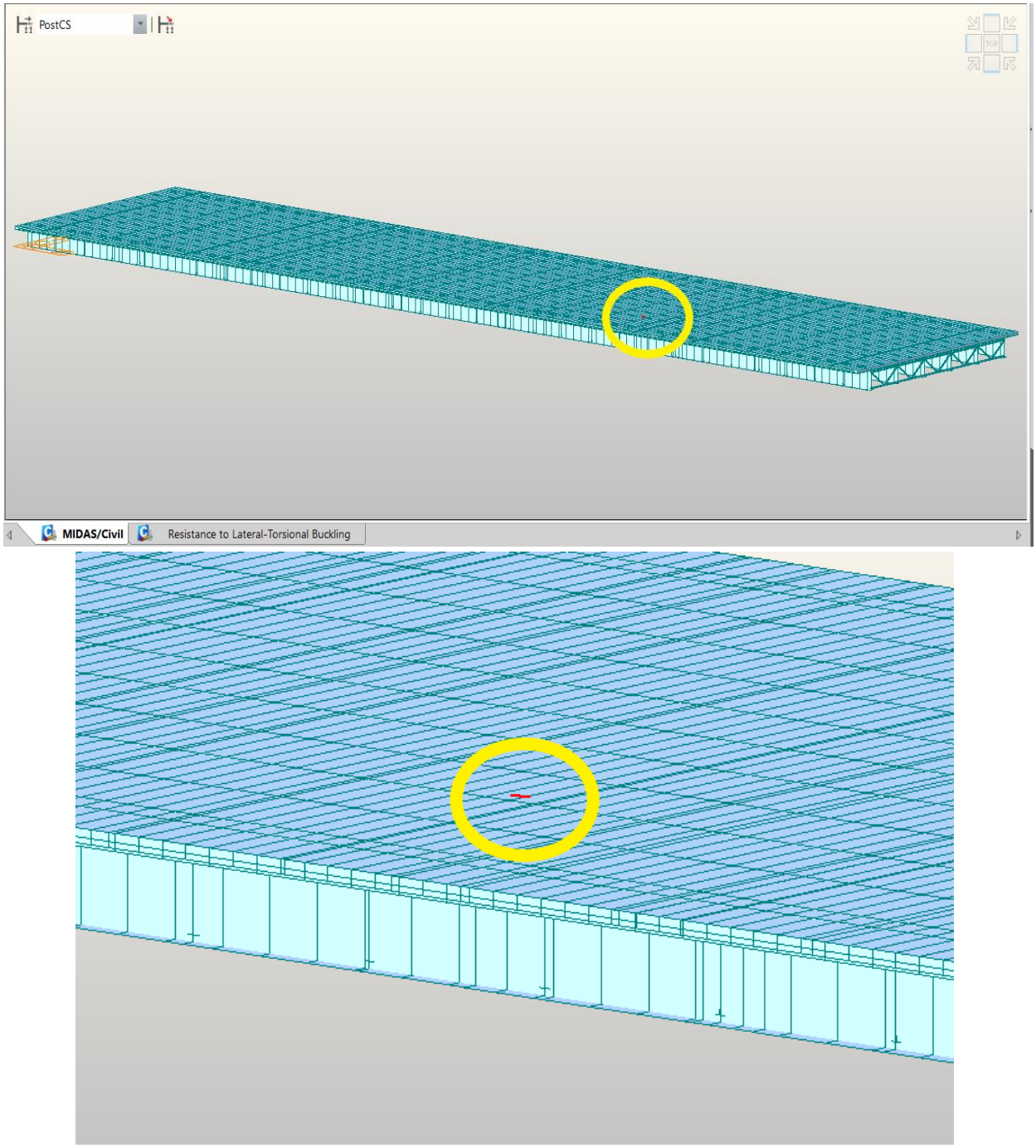


Figura 215. Zoom sull'elemento in esame: 5280.

Passando ai risultati, essi si possono vedere nelle immagini seguenti, estrapolate dal foglio di calcolo Excel sempre per l'elemento 5280.

Element Number	5280
Position Information	I

1 Design Condition

1,1 Design Parameters

■ Partial factors

γ_C for concrete	1,50	γ_V for headed sutd	1,25
γ_S for reinforcing steel	1,15	γ_{Ff} for equivalent constant Amplitude stress rang	1,00
γ_{M0} for structural steel	1,05	γ_{Mf} for fatigue strength	1,15
γ_{M1} for structural steel	1,10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1,15

1,2 Material Information

■ Structural steel

f_{sk} = 355,000 MPa E_s = 210000,000 MPa

■ Concrete

f_{ck} = 35,000 MPa E_{cm} = 34000,000 MPa

■ Reinforcement

f_{yk} = 450,000 MPa E_r = 210000,000 MPa

■ Section Dimensions

Slab

B_c	4232,000	mm	t_c	250,000	mm	H_h	50,000	mm

Girder

H_w	1690,000	mm	B_1	600,000	mm	B_2	535,714	mm
t_w	20,000	mm	t_{f1}	40,000	mm	t_{f2}	70,000	mm

■ Section Stiffness

Before

$A_{z,a}$	95299,980	mm^2
$I_{y,a}$	53488519902,468	mm^4
$I_{z,a}$	1617968343,963	mm^4
$C_{y,a}$	300,000	mm
$C_{z,a}$	786,564	mm

After

$A_{z,c}$	266983,271	mm^2
$I_{y,c}$	140937004002,491	mm^4
$I_{z,c}$	257852762716,170	mm^4
$C_{y,c}$	300,000	mm
$C_{z,c}$	1550,786	mm

Crack

$A_{z,c}$	134171,980	mm^2
$I_{y,c}$	92766740617,489	mm^4
$I_{z,c}$	61482248941,367	mm^4
$C_{y,c}$	300,000	mm
$C_{z,c}$	1130,875	mm

2 Bending Resistance

2,1 Positive Moment

■ Design load

Load combination name : SLU2a

$N_{a,Ed}$	-47,816	kN
$N_{c,Ed}$	-86,137	kN
$M_{a,Ed}$	-7534,963	kN · m
$M_{c,Ed}$	185,353	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-300,000	mm	z_1	249,214	mm	σ_1	142,107	MPa
	y_2	-10,000	mm	z_2	249,214	mm	σ_2	141,628	MPa
Right	y_1	300,000	mm	z_1	249,214	mm	σ_1	141,115	MPa
	y_2	10,000	mm	z_2	249,214	mm	σ_2	141,595	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-267,857	mm	z_1	-1550,786	mm	σ_1	-109,146	MPa
	y_2	-10,000	mm	z_2	-1550,786	mm	σ_2	-109,572	MPa
Right	y_1	267,857	mm	z_1	-1550,786	mm	σ_1	-110,032	MPa
	y_2	10,000	mm	z_2	-1550,786	mm	σ_2	-109,605	MPa

Web

Right	y_1	0,000	mm	z_1	209,214	mm	σ_1	136,029	MPa
	y_2	0,000	mm	z_2	-1480,786	mm	σ_2	-99,820	MPa

Figura 216. Prima pagina dei risultati completi di verifica per l'elemento 5280: il più sollecitato dal momento M_x.

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	3
Bottom flange	1
Section	2

- Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 1774,064 mm
Effective Plastic NA = 1774,064 mm

N_{slab} = 20983,667 kN
$N_{g,top}$ = 5261,259 kN (Upper side of PNA)
$N_{g,bot}$ = 26244,925 kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd}$ = 34928,368 kN · m
x_{pl} = 325,936 mm
M_{Rd} = $\beta M_{pl,Rd}$ = 34928,368 kN · m
here, β = 1,000

M_{Rd} = 34928,368 kN · m > M_{Ed} = -7349,610 kN · m ...OK

2 **Bending Resistance**

2,2 Negative Moment

■ Design load

Load combination name : SLU1

$N_{a,Ed}$	-47,816 kN
$N_{c,Ed}$	-168,343 kN
$M_{a,Ed}$	-7534,963 kN · m
$M_{c,Ed}$	-10646,541 kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-300,000 mm	z_1	669,125 mm	σ_1	216,447 MPa
	y_2	-10,000 mm	z_2	669,125 mm	σ_2	217,755 MPa
Right	y_1	300,000 mm	z_1	669,125 mm	σ_1	219,154 MPa
	y_2	10,000 mm	z_2	669,125 mm	σ_2	217,845 MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-267,857 mm	z_1	-1130,875 mm	σ_1	-243,556 MPa
	y_2	-10,000 mm	z_2	-1130,875 mm	σ_2	-242,392 MPa
Right	y_1	267,857 mm	z_1	-1130,875 mm	σ_1	-241,138 MPa
	y_2	10,000 mm	z_2	-1130,875 mm	σ_2	-242,302 MPa

Web

Right	y_1	0,000 mm	z_1	629,125 mm	σ_1	207,575 MPa
	y_2	0,000 mm	z_2	-1060,875 mm	σ_2	-224,452 MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	3
Bottom flange	1
Section	2

- Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 1755,058 mm
Effective Plastic NA = 1755,058 mm

N_{slab} = 0,000 kN
$N_{rebar,t}$ = 15210,783 kN (Upper side of PNA)
$N_{rebar,b}$ = 0,000 kN (Lower side of PNA)
$N_{g,top}$ = 8147,701 kN (Upper side of PNA)
$N_{g,bot}$ = 23358,483 kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd}$ = 33727,159 kN · m
M_{Rd} = $M_{pl,Rd}$ = 33727,159 kN · m

M_{Rd} = 33727,159 kN · m > M_{Ed} = -18181,504 kN · m ...OK

Figura 217. Seconda pagina dei risultati completi di verifica per l'elemento 5280: il più sollecitato dal momento M_x.

3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name : SLU1

N_{Ed}	=	72,817	kN
$M_{a,Ed}$	=	-7534,963	kN · m
$M_{c,Ed}$	=	467,508	kN · m
$V_{Ed,a}$	=	956,180	kN
$V_{Ed,c}$	=	1937,148	kN
V_{Ed}	=	2893,328	kN

M_{Ed}	=	$\max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b})$	=	80269,029	kN · m
$M_{Ed,t}$	=	80269,029	kN · m		
$M_{Ed,b}$	=	9602,445	kN · m		

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-300,000	mm	z_1	249,214	mm	σ_1	142,278 MPa
	y_2	-10,000	mm	z_2	249,214	mm	σ_2	141,727 MPa
Right	y_1	300,000	mm	z_1	249,214	mm	σ_1	141,138 MPa
	y_2	10,000	mm	z_2	249,214	mm	σ_2	141,689 MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-267,857	mm	z_1	-1550,786	mm	σ_1	-105,380 MPa
	y_2	-10,000	mm	z_2	-1550,786	mm	σ_2	-105,870 MPa
Right	y_1	267,857	mm	z_1	-1550,786	mm	σ_1	-106,398 MPa
	y_2	10,000	mm	z_2	-1550,786	mm	σ_2	-105,908 MPa

Web

Right	y_1	0,000	mm	z_1	209,214	mm	σ_1	136,206 MPa
	y_2	0,000	mm	z_2	-1480,786	mm	σ_2	-96,260 MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	3
Bottom flange	1
Section	2

■ Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 1774,064 mm

N_{slab}	=	20983,667	kN	
$N_{rebar,t}$	=	0,000	kN	(Upper side of PNA)
$N_{rebar,b}$	=	0,000	kN	(Lower side of PNA)
$N_{g,top}$	=	5261,259	kN	(Upper side of PNA)
$N_{g,bot}$	=	26244,925	kN	(Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd}$ = 34928,368 kN · m

■ Calculation. $V_{bw,Rd}$

Web

■ Contribution from the web

$\alpha = a/h_w = 2,218934911$

$k_\tau = 4.1+(6.3+0.18 \cdot I_{sl}/(t^3 \cdot h_w)) / \alpha^2 + 2.2 \cdot (I_{sl}/(t^3 \cdot h_w))^{1/3} = 7,134264931$

$I_{sl} = 6651475,226$ mm⁴

$t = 20,000$ mm

$\lambda_w = h_w / (37.4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}) = 1,040$

$X_w = 0.83 / \lambda_w = 0,798$ $\quad 0.83/\eta \le \lambda_w < 1.08$

$$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 5027,813 \text{ kN}$$

$V_{Rd} = 5027,813$ kN

$V_{Ed,i} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = 2893,328$ kN

$\eta_3 = V_{Ed,i} / V_{bw,Rd} = 0,575 \le 1.0$

Figura 218. Terza pagina dei risultati completi di verifica per l'elemento 5280: il più sollecitato dal momento M_x.

Politecnico di Torino

■ Contribution from the flange

$M_{f,Rd}$ = 24901,245 kN · m

$M_{f,Rd}$ is calculated as $M_{pl,Rd}$ but neglecting the web contribution.

$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right)$ = 0,000 kN

where $M_{f,Rd}$ = 24901,245 kN · m

M_{Ed} = 80269,029 kN · m (Taken as the greatest value of $(\sum \sigma_i)W$)

$c = a \cdot \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}}\right)$ = 1038,337

■ Check Shear Resistance

$V_{Ed} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd})$ = 0,575 < 1.0 ... OK

■ Interaction M-V

For the section class 1 or 2, M-V interaction should be checked separately by the user.

4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU1

N_{Ed}	=	-216,159	kN
M_{Ed}	=	-18181,504	kN · m
V_1	=	1238,320	kN
V_2	=	1242,405	kN
M_1	=	-19061,599	kN · m
M_2	=	-18181,504	kN · m
$M_{pl,Rd}$	=	33727,159	kN · m
$M_{el,Rd}$	=	26179,904	kN · m

- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment

L	=	3,775	m				
c	=	C_d / l	=	0,000	kN/m²		
γ	=	$c \cdot L^4 / (E \cdot I)$	=	0,000			
μ	=	V_2 / V_1	=	0,997			
Φ	=	$2 \cdot (1-M_2/M_1) / (1+\mu)$	=	0,046			
m_1	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(3+2 \cdot \Phi) \cdot \gamma/(350-50 \cdot \mu)$	=	1,009			
m_2	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(0.195+(0.05+\mu/100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5}$	=	1,009			
m	=	$\text{Min}(m_1, m_2)$	=	1,009			
α_{LT}	=	0,760					
λ_{LT}	=	$1.103 \cdot L/b \cdot \sqrt{(f_y/Em)} \cdot \sqrt{(1+A_{wc}/(3 \cdot A_c))}$	=	0,347			
Φ_{LT}	=	$0.5 \cdot (1+\alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2)+\lambda_{LT}^2)$	=	0,616			
X_{LT}	=	$\frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}}$	=	0,888882473			
M_{Rd}	=	33727,159	kN · m				
$M_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot M_{Rd}$	=	29979,480	kN · m		

- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance

$X_{LT,N}$	=	0,876			
$N_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd}$	=	39742,573	kN

Combined Ratio = $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}}$ = 0,611903899

Figura 219. Quarta pagina dei risultati completi di verifica per l'elemento 5280: il più sollecitato dal momento M_x.

6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU1

$N_{c,el}$	=	19068,028	kN
$N_{c,f}$	=	20983,667	kN
M_{Ed}	=	-7067,454	kN · m
V_{Ed}	=	1937,148	kN
$M_{pl,Rd}$	=	34928,368	kN · m
$M_{el,Rd}$	=	36982,889	kN · m

- Shear resistance of a single connector

$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V = 109,478$ kN

$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V = 122,492$ kN

$P_{Rd} = \text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 109,478$ kN

where f_u = 450,000 MPa

α = 1 for $h_{sc}/d > 4$

Num. = 3

d = 22,000 mm

h_{sc} = 175,000 mm

Space = 200,000 mm

- Verification

$v_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I) = 1017,082$ kN/m

$v_{L,Rd} = P_{Rd} \cdot \text{Num./Space} = 1642,173$ kN/m

$v_{L,Ed} < v_{L,Rd}$ ... OK

7 Stress Limitation

- In the structural steel

Characteristic load combination name : SLE - Rara

$\sigma_{Ed,ser}$	=	177,929 MPa	(Bottom-left fiber in the flange)
$\tau_{Ed,ser}$	=	63,676 MPa	(Neutral axis in the web)

$\sigma_{Ed,ser}$			<	$f_y / \gamma_{M,ser}$		
177,929	MPa		<	335,000	MPa	... OK
$\tau_{Ed,ser}$			<	$f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser})$		
63,676	MPa		<	204,959	MPa	... OK
$\sqrt{(\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2)}$			<	$f_y / \gamma_{M,ser}$		
209,339	MPa		<	335,000	MPa	... OK

- In the concrete of the slab

Characteristic load combination name : SLE - Rara

$\sigma_c \leq k_1 f_{ck}$						
-68,466	MPa		>	21,000	MPa	... NG

- In the reinforcement

Load combination name : SLE - Rara

$\sigma_s \leq k_3 f_{yk}$						
88,307	MPa		<	360,000	MPa	... OK

Figura 220. Quinta pagina dei risultati completi di verifica per l'elemento 5280: il più sollecitato dal momento M_x.

8	**Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)**													
	- Shear resistance of a single connector													
	Load combination name :					SLE - Rara								
	$P_{Rd,1}$	=	$0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V$	=	109,478	kN								
	$P_{Rd,2}$	=	$0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V$	=	122,492	kN								
	P_{Rd}	=	$\text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2})$	=	109,478	kN								
	$P_{Rd,ser}$	=	$k_s \cdot P_{Rd}$	=	82,109	kN								
	where	f_u	=	450,000	MPa									
		α	=	1								for $h_{sc}/d > 4$		
		Num.	=	3										
		d	=	22,000	mm									
		h_{sc}	=	175,000	mm									
		Space	=	200,000	mm									
		k_s	=	0,750										
	- Verification													
	$v_{L,Ed}$	=	$V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I)$	=	758,149	kN/m								
	$v_{L,Rd}$	=	$P_{Rd,ser} \cdot \text{Num./Space}$	=	1231,630	kN/m								
	$v_{L,Ed}$	<	$v_{L,Rd}$	...	OK									

Figura 221. Sesta e ultima pagina dei risultati completi di verifica per l'elemento 5280: il più sollecitato dal momento M_x.

6.2.2 Secondo caso: carico variabile imposto dalla variazione di temperatura

Un secondo caso analizzato nelle analisi, è quello che riguarda l'applicazione sulla struttura mista, nella sua fase totale, del carico variabile imposto dalle variazioni di temperatura considerate sul ponte. È stato considerato, anche in questo caso, un inviluppo, e, sono stati visualizzati dal programma i valori minimi e massimi presenti, in termini di sforzo, sulla struttura in esame.
La combinazione di carico presa in considerazione, dunque, (in termini di "Load Case/ Combination") è stata senza dubbio l'inviluppo totale di temperatura ("CB ALL TEMPERATURA"), rispetto a cui sono stati analizzati gli effetti delle forze F_x, F_y, F_z, F_{yz} e dei momenti agenti M_x, M_y, M_z, M_{yz}, nella fase totale "PCS" ("Post Construction Stage"), composta da acciaio e soletta.
Con riferimento a tali forze, sono stati visualizzati, i corrispondenti elementi più sollecitati nella struttura. Gli stessi, chiaramente, sono stati verificati contro le varie problematiche strutturali, tra cui ricordiamo quella oggetto di studio, l'instabilità flesso-torsionale.
Anche in questo caso sono mostrati di seguito gli elementi più sollecitati, a cominciare dal 4918, elemento che non risponde al picco di sollecitazione (presente in 4465 come picco positivo e 6842 come picco negativo) ma che è stato possibile verificare a LTB in termini più speditivi con il programma. Tale elemento (4918, ma anche 4465 e 6842) risulta sollecitato per effetto della forza assiale F_x, la cui applicazione è visibile nell'immagine sottostante, con annesso diagramma di sollecitazione a tinta unita, rappresentato sulla struttura indeformata, per semplicità di comprensione.

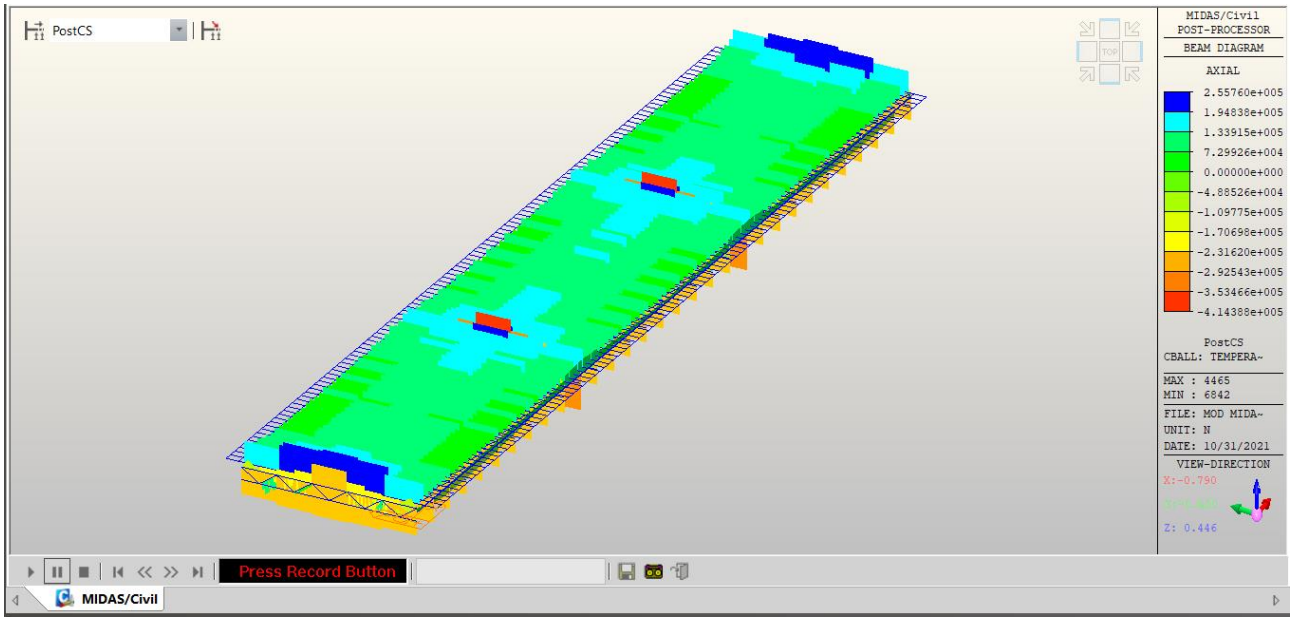


Figura 222. Diagramma di sollecitazione sulla struttura per effetto della forza assiale F_x.

Il secondo tipo di sollecitazione che è stato studiato è la forza F_y, la quale, con un effetto prodotto, visibile nell'immagine giacente in basso, provoca, come si può leggere sulla destra, un picco di sollecitazione nell'elemento 3397. È chiaro che, appunto, si sta analizzando l'effetto di una forza in direzione Y per un inviluppo tenente conto delle variazioni di temperatura nella fase totale della struttura, rappresentata, come sappiamo, dalla parte in acciaio più la soletta in calcestruzzo.

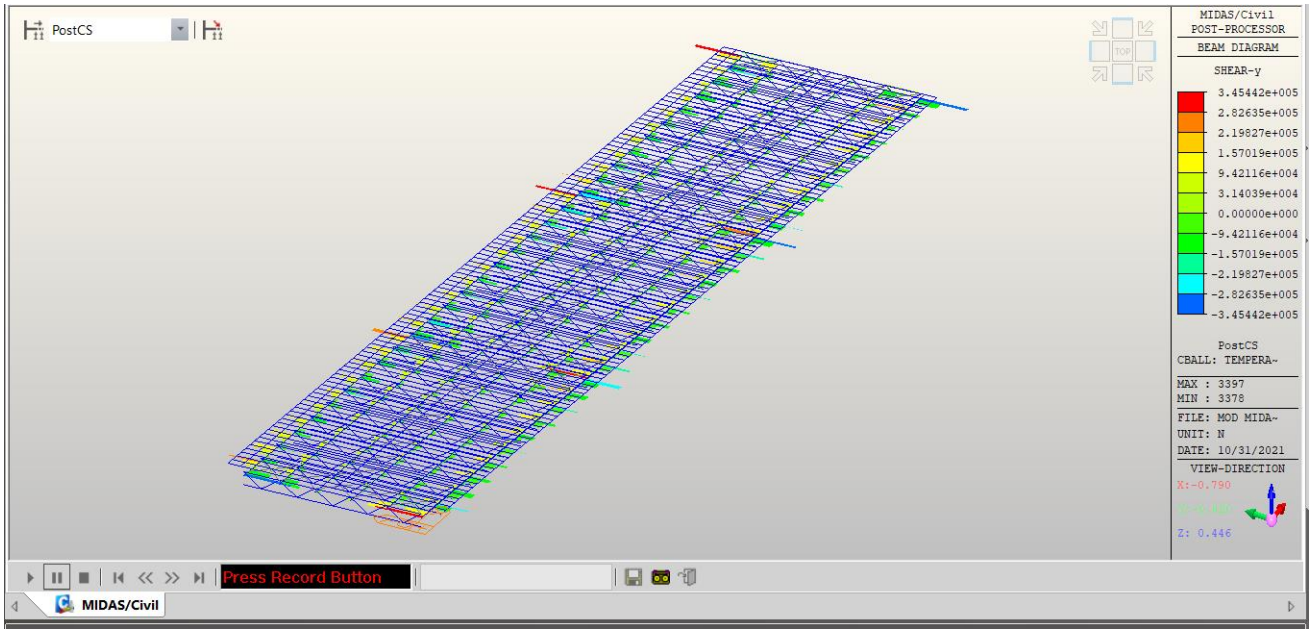


Figura 223. Diagramma di sollecitazione per effetto del taglio lungo Y.

Se si volesse studiare, invece, l'effetto della forza diretta lungo la verticale Z, F_z appunto, si può vedere sotto, come l'elemento più sollecitato, in questo caso, risulti il numero 6827.

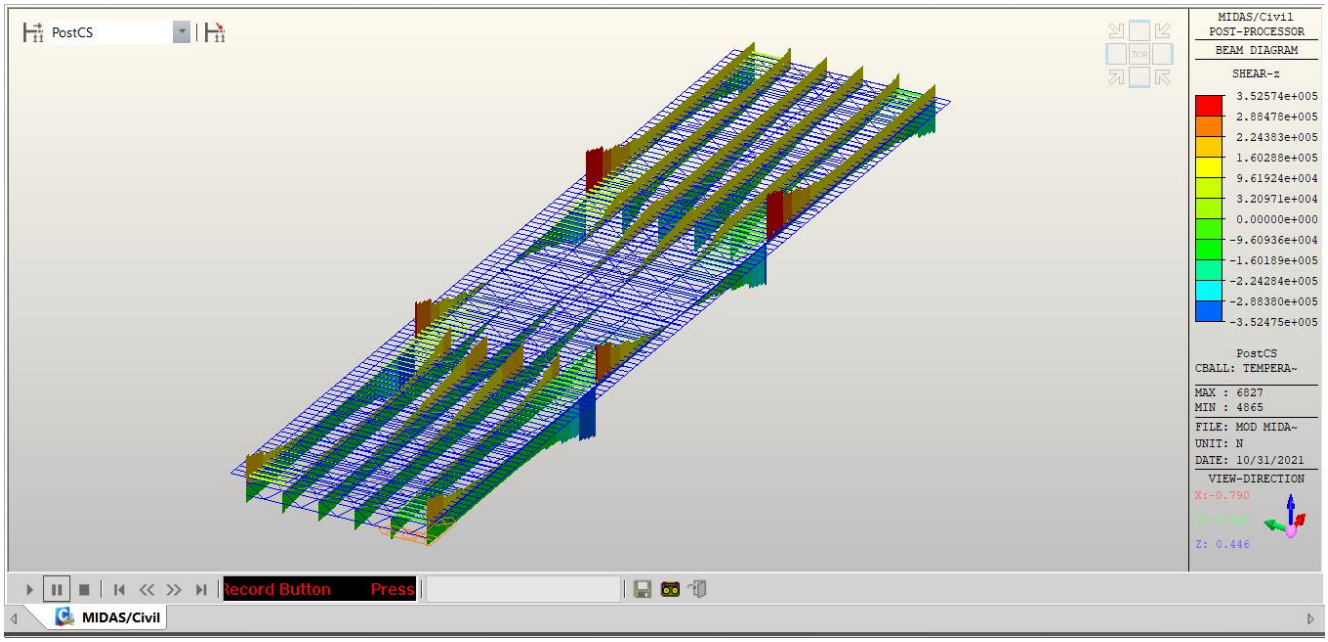


Figura 224. Diagramma di sollecitazione per effetto di F_z.

Proseguendo nella descrizione di questa analisi, si può presentare anche il caso della forza F_{yz}, la quale, come possiamo notare, presenta come elemento più sollecitato, sempre il numero 6827.

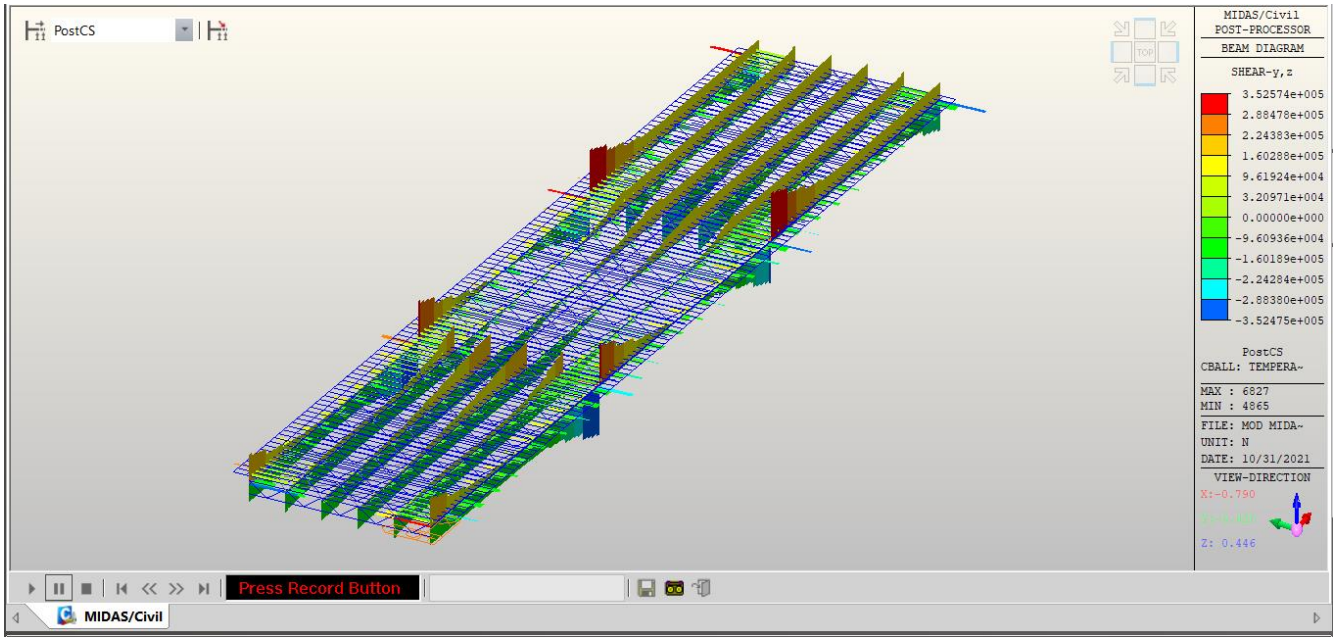


Figura 225. Diagramma di sollecitazione per effetto della forza tagliante F_{yz}.

Venendo ai momenti analizzati sulla struttura, il primo che si può vedere è M_y, il quale, provocando una flessione, evidenzia un picco di sollecitazione nell'elemento numero 7445. Dall'immagine seguente è possibile capire, anche in base ai colori utilizzati nella legenda, l'andamento di sollecitazione presente sulla struttura.

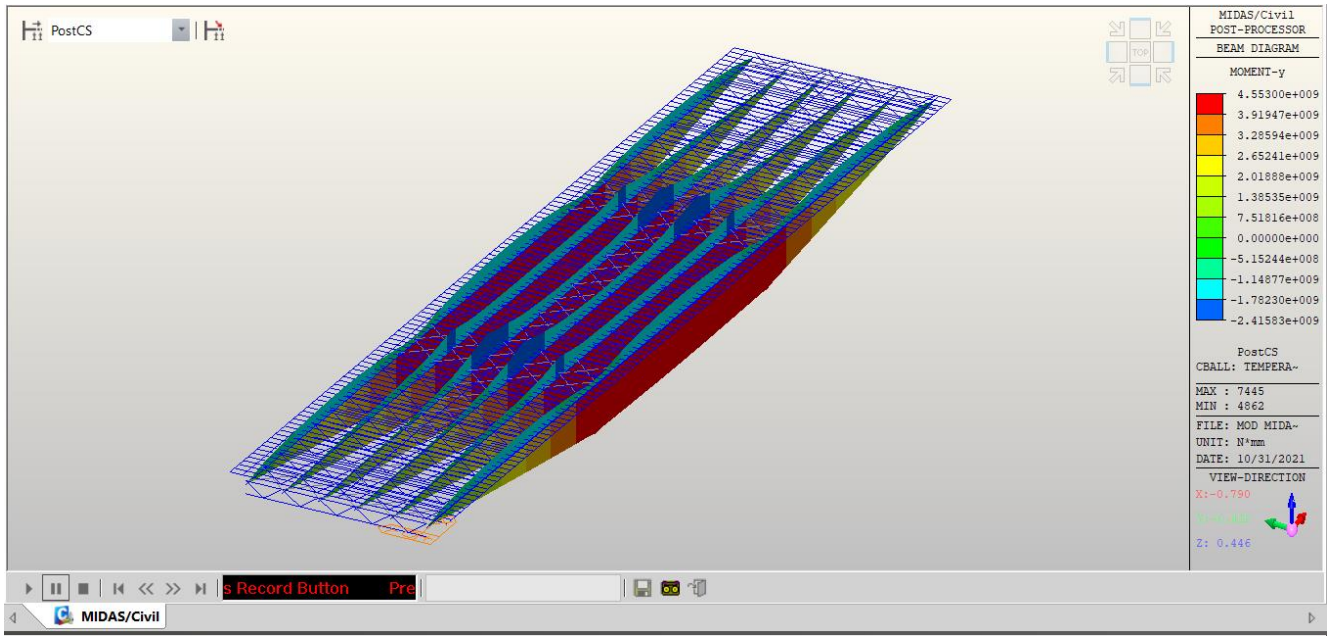


Figura 226. Diagramma di sollecitazione per effetto della flessione attorno all'asse Y.

Il momento di riferimento per quanto concerne l'asse Z, denominato M_z appunto, provoca un effetto sollecitante massimo nell'elemento 4459 che, attraverso l'utilizzo della funzione "Design" verrà verificato, in particolar modo contro il Lateral Torsional Buckling.

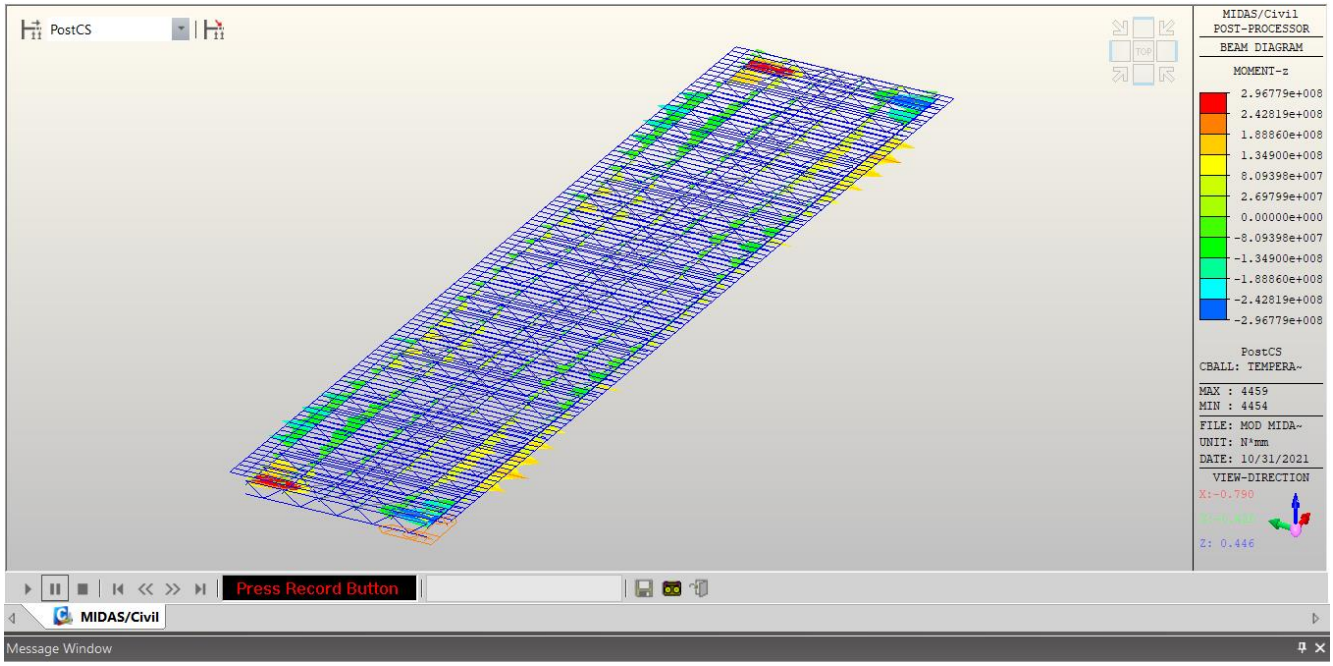


Figura 227. Diagramma di sollecitazione per effetto di M_z.

Il momento riguardante questi due ultimi assi, che va a mostrarne una combinazione in termini sollecitanti, è M_{yz}, il quale, come visibile appena sotto, provoca una sollecitazione massima nell'elemento 7445, il quale risponde anche a una sollecitazione massima imposta dall'effetto della forza M_y, poc'anzi presentata.

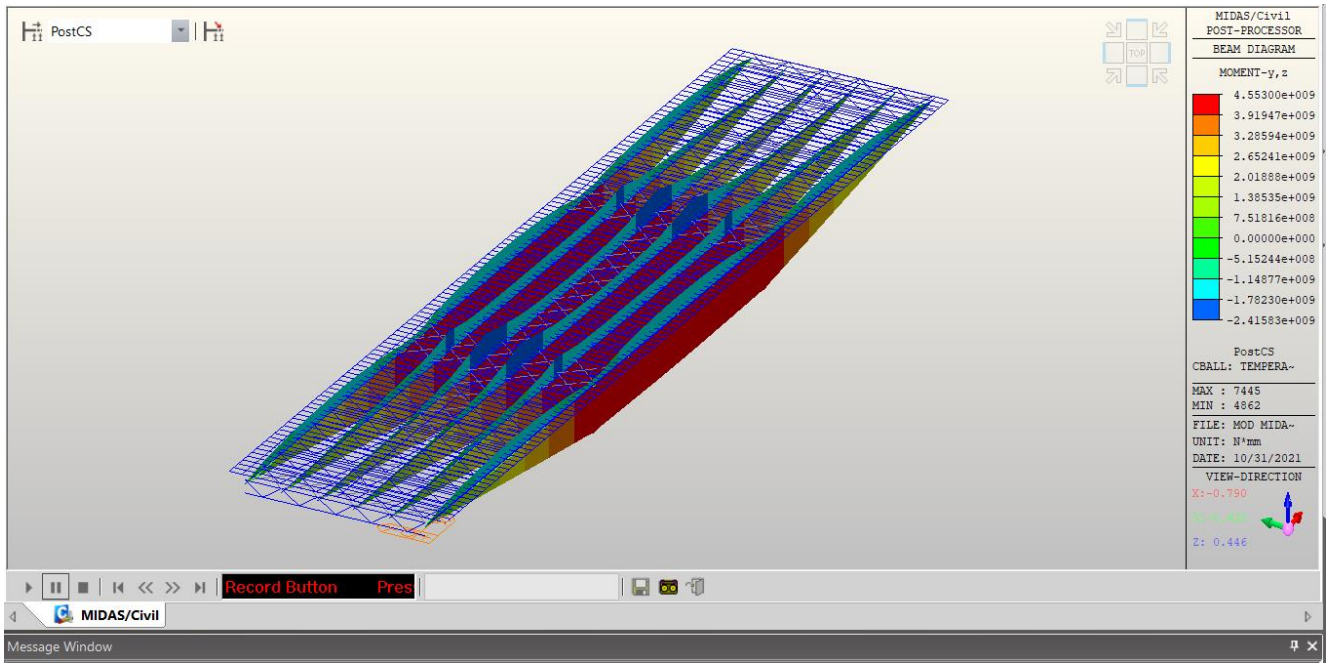


Figura 228. Diagramma di sollecitazione indotto dal momento legato agli assi Y e Z.

Infine, viene di seguito riportato il caso più importante, richiamante l'oggetto di studio principale della tesi: l'instabilità flesso-torsionale. Il momento analizzato in suddetto caso è M_x che, in questa situazione strutturale garantisce la torsione dell'impalcato, connessa alla manifestazione dell'LTB e, dunque, rappresentante il pivot di verifica principale contro tale fenomeno. L'elemento più sollecitato, si può leggere, sempre sulla destra, è il 5326, che verrà analizzato poco più avanti.

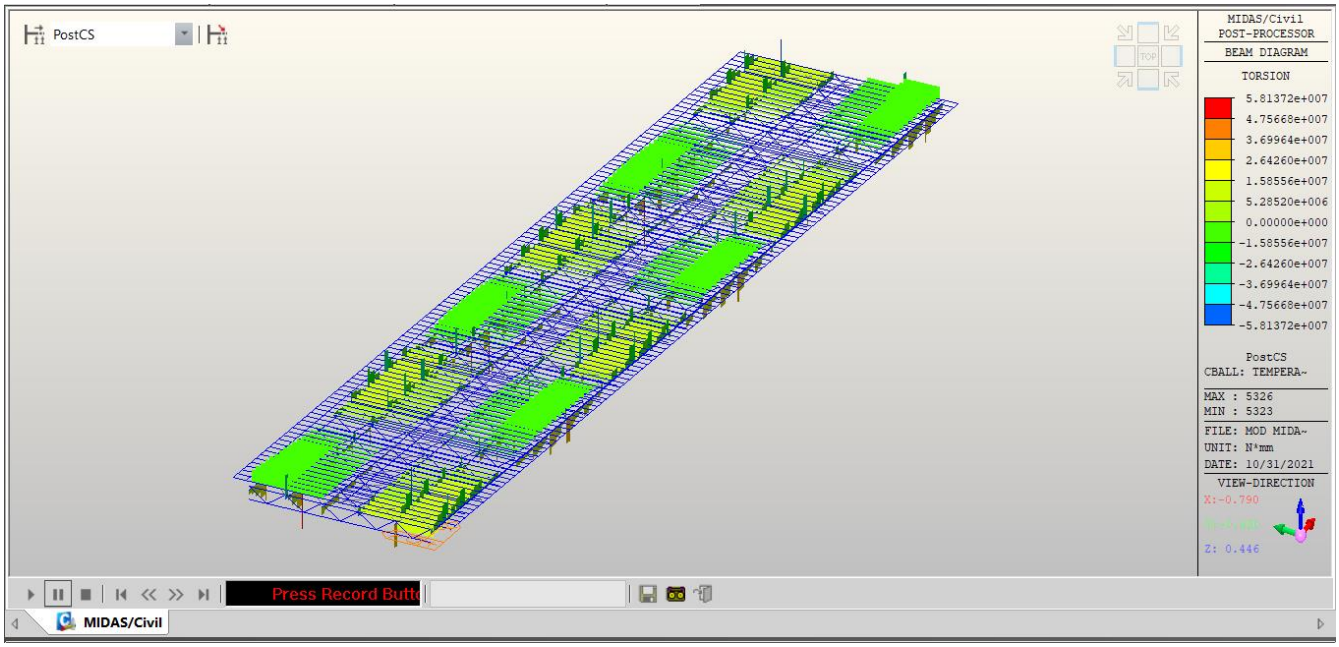


Figura 229. Diagramma sollecitante per effetto della torsione applicata.

Collegato a tale momento esiste, chiaramente, un comportamento deformativo associato, visibile attraverso la sezione "Deformed Shape" proposta da Midas Civil, in direzione YZ. Le immagini della struttura, nella situazione indeformata e deformata sono visibili con chiarezza negli estratti del modello, in questa e nella prossima pagina.

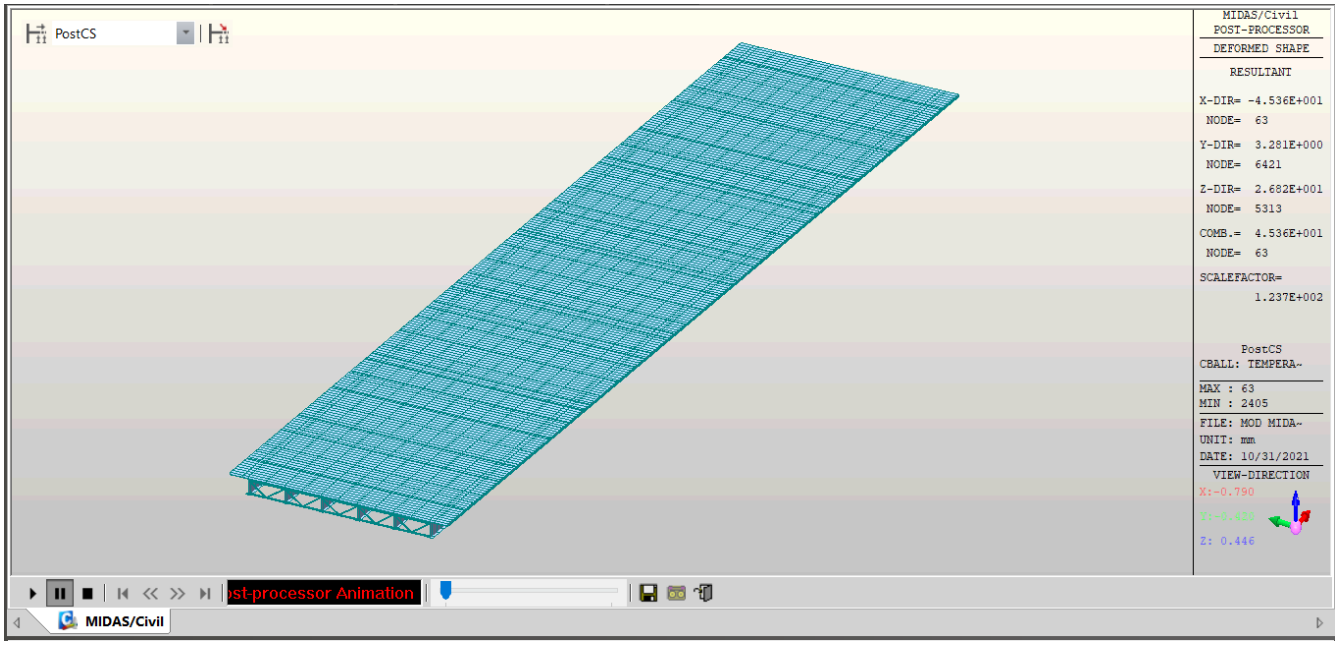


Figura 230. Situazione indeformata, prima di vedere lo spostamento indotto in direzione Y e Z.

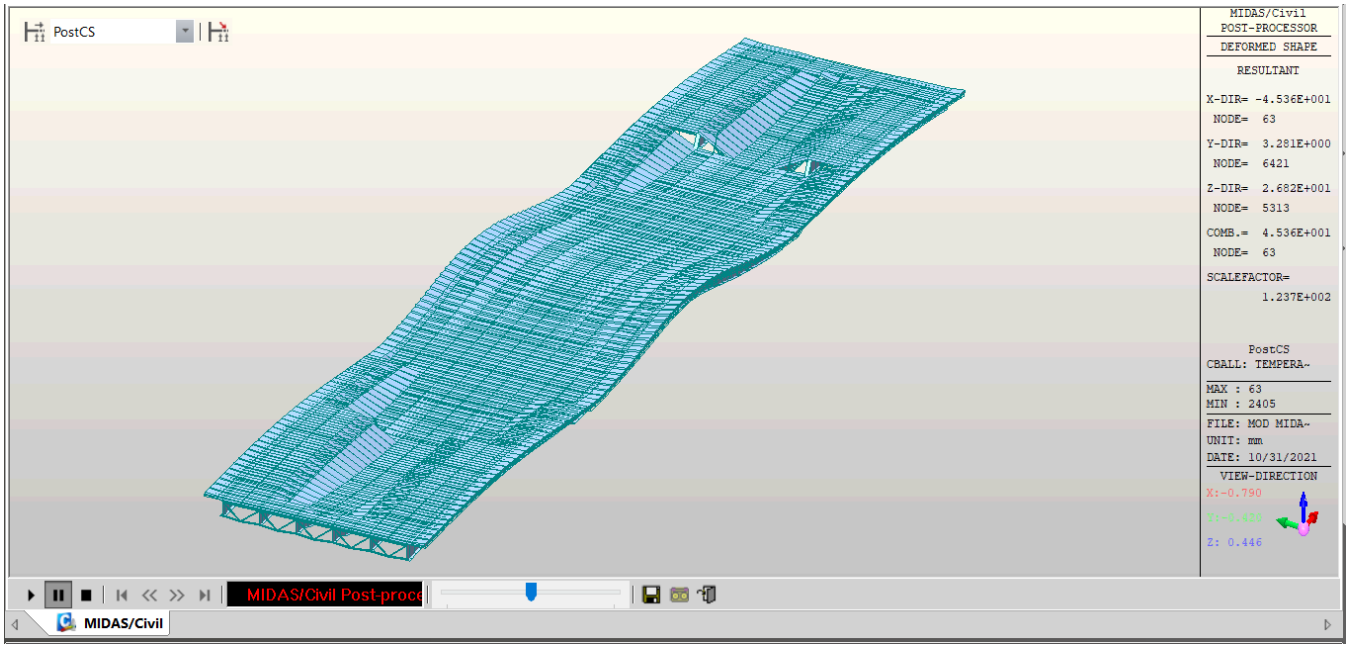


Figura 231. Situazione deformata, dopo lo spostamento indotto in direzione Y e Z.

Una volta finita l'individuazione, attraverso i diagrammi, degli elementi più sollecitati, è stata usata la funzione "Design" fornita dal programma, per fare le varie analisi. Si ricorda, infatti, che le analisi che sono state fatte su summenzionati elementi sono state quelle relative alla flessione ("Bending Resistance"), al taglio verticale ("Verticale Shear"), al taglio longitudinale ("Longitudinale Shear"), sia allo SLU che allo SLE, alla forza trasversale ("Transverse Force") e alle limitazioni tensionali ("Stress Limitation").
Una volta selezionati e confermati gli elementi da verificare, come già nell'analisi precedentemente presentata, attraverso la sezione del programma chiamata "Design Position" e, scelti gli elementi da presentare con verifica in un foglio di calcolo Excel, attraverso l'opzione "Position for Design Output", si è provveduto a controllare se, effettivamente, le verifiche scelte fossero andate a buon fine e se, in particolare quella contro l'instabilità flesso-torsionale fosse ottimale per gli elementi selezionati.
Di seguito vengono presentati i risultati per i suddetti, scelti precedentemente in base ai diagrammi delle sollecitazioni. Anche in questa analisi di verifica, come per quella precedente, relativa alla struttura considerata sotto l'effetto di tutti i carichi, per una questione di comodità e velocità di lettura dei risultati, vengono presentati solamente quelli inerenti alla verifica contro l'instabilità flesso-torsionale per tutti gli elementi, con l'aggiunta delle altre verifiche (flessione, taglio verticale, longitudinale ecc.) per l'elemento più importante da studiare (5326 in questo caso), ossia quello relativo alla massima sollecitazione sotto l'effetto del momento torcente, inducente l'instabilità esaminata.

Anche in questo caso, la sezione presa come riferimento è la medesima utilizzata nel caso di inviluppo a Stato Limite di Collasso.

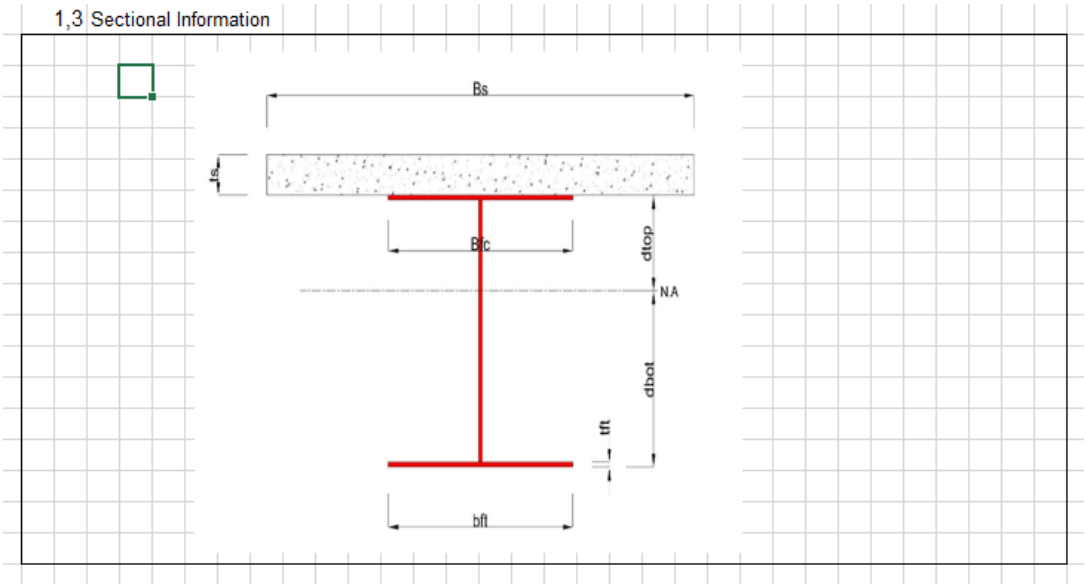


Figura 232. Sezione di riferimento per gli elementi studiati.

Visualizzando, appunto, i risultati relativi all'LTB inerenti ai vari elementi studiati, si è ottenuta la seguente sintesi:

- **4918 (elemento più sollecitato da F_x – N.B. in realtà è il 4465, leggere il paragrafo inerente F_x per capire i motivi di scelta del 4918)**

4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name :		SLU1	
N_{Ed}	=	-143,906	kN
M_{Ed}	=	-10916,502	kN · m
V_1	=	-2098,142	kN
V_2	=	-2087,248	kN
M_1	=	-10916,502	kN · m
M_2	=	-9490,086	kN · m
$M_{pl,Rd}$	=	33727,159	kN · m
$M_{el,Rd}$	=	26877,149	kN · m

- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment

L	=	3,775	m				
c	=	C_d / l	=	0,000	kN/m^2		
γ	=	$c \cdot L^4 / (E \cdot I)$	=	0,000			
μ	=	V_2 / V_1	=	0,995			
Φ	=	$2 \cdot (1-M_2/M_1) / (1+\mu)$	=	0,131			
m_1	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(3+2 \cdot \Phi) \cdot \gamma/(350-50 \cdot \mu)$	=	1,042			
m_2	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(0.195+(0.05+\mu/100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5}$	=	1,042			
m	=	$Min(m_1, m_2)$	=	1,042			
α_{LT}	=	0,760					
λ_{LT}	=	$1.103 \cdot L/b \cdot \sqrt{(f_y/Em)} \cdot \sqrt{(1+A_w/(3 \cdot A_f))}$	=	0,341			
Φ_{LT}	=	$0.5 \cdot (1+\alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT}-0.2)+\lambda_{LT}^2)$	=	0,612			
X_{LT}	=	$\frac{1}{\Phi_{LT}+\sqrt{(\Phi_{LT}^2-\lambda_{LT}^2)}}$	=	0,892920167			
M_{Rd}	=	33727,159	kN · m				
$M_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot M_{Rd}$	=	30115,660	kN · m		

- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance

$X_{LT,N}$	=	0,876			
$N_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot Area \cdot f_{yd}$	=	39742,573	kN

Combined Ratio = $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}}$ = 0,366106865

Figura 233. Verifica a LTB svolta su Excel per l'elemento numero 4918.

- **3397 (elemento più sollecitato da F_y)**

4	**Resistance to Lateral Torsional Buckling**											
	- Design load											
	Load combination name :		SLU1									
	N_{Ed}	=	65,677	kN								
	M_{Ed}	=	-10,988	kN · m								
	V_1	=	-772,330	kN								
	V_2	=	-282,865	kN								
	M_1	=	-10,988	kN · m								
	M_2	=	11062,067	kN · m								
	$M_{pl,Rd}$	=	24763,657	kN · m								
	$M_{el,Rd}$	=	19897,545	kN · m								
	- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment											
	L	=	3,713	m								
	c	=	C_d / I	=	0,000	kN/m^2						
	γ	=	$c \cdot L^4 / (E \cdot I)$	=	0,000							
	μ	=	V_2 / V_1	=	0,366							
	Φ	=	$2 \cdot (1-M_2/M_1) / (1+\mu)$	=	1,464							
	m_1	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(3+2 \cdot \Phi) \cdot \gamma/(350-50 \cdot \mu)$	=	2,065							
	m_2	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(0.195+(0.05+\mu/100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5}$	=	2,065							
	m	=	$Min(m_1, m_2)$	=	2,065							
	α_{LT}	=	0,760									
	λ_{LT}	=	$1.103 \cdot L/b \cdot \sqrt{(f_y/Em)} \cdot \sqrt{(1+A_{wc}/(3 \cdot A_f))}$	=	0,267							
	Φ_{LT}	=	$0.5 \cdot (1+\alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT}-0.2)+\lambda_{LT}^2)$	=	0,561							
	X_{LT}	=	$\frac{1}{\Phi_{LT}+\sqrt{(\Phi_{LT}^2-\lambda_{LT}^2)}}$	=	0,947928368							
	M_{Rd}	=	24763,657	kN · m								
	$M_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot M_{Rd}$	=	23474,173	kN · m						
	- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance											
	$X_{LT,N}$	=	0,776									
	$N_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot Area \cdot f_{yd}$	=	60770,600	kN						
	Combined Ratio	=	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}}$	=	0,00154882							

Figura 234. Verifica a LTB svolta su Excel per l'elemento numero 3397.

- **6827 (elemento più sollecitato da F_z e F_{yz})**

4	**Resistance to Lateral Torsional Buckling**											
	- Design load											
	Load combination name :		SLU1									
	N_{Ed}	=	-133,908	kN								
	M_{Ed}	=	-20871,186	kN · m								
	V_1	=	-3272,466	kN								
	V_2	=	-3265,657	kN								
	M_1	=	-20871,186	kN · m								
	M_2	=	-19285,576	kN · m								
	$M_{pl,Rd}$	=	33727,159	kN · m								
	$M_{el,Rd}$	=	26102,596	kN · m								
	- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment											
	L	=	3,713	m								
	c	=	C_d / I	=	0,000	kN/m^2						
	γ	=	$c \cdot L^4 / (E \cdot I)$	=	0,000							
	μ	=	V_2 / V_1	=	0,998							
	Φ	=	$2 \cdot (1-M_2/M_1) / (1+\mu)$	=	0,076							
	m_1	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(3+2 \cdot \Phi) \cdot \gamma/(350-50 \cdot \mu)$	=	1,018							
	m_2	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(0.195+(0.05+\mu/100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5}$	=	1,018							
	m	=	$Min(m_1, m_2)$	=	1,018							
	α_{LT}	=	0,760									
	λ_{LT}	=	$1.103 \cdot L/b \cdot \sqrt{(f_y/Em)} \cdot \sqrt{(1+A_{wc}/(3 \cdot A_f))}$	=	0,340							
	Φ_{LT}	=	$0.5 \cdot (1+\alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT}-0.2)+\lambda_{LT}^2)$	=	0,611							
	X_{LT}	=	$\frac{1}{\Phi_{LT}+\sqrt{(\Phi_{LT}^2-\lambda_{LT}^2)}}$	=	0,894277099							
	M_{Rd}	=	33727,159	kN · m								
	$M_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot M_{Rd}$	=	30161,426	kN · m						
	- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance											
	$X_{LT,N}$	=	0,880									
	$N_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot Area \cdot f_{yd}$	=	39941,668	kN						
	Combined Ratio	=	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}}$	=	0,695335335							

Figura 235. Verifica a LTB svolta su Excel per l'elemento numero 6827.

- **7445 (elemento più sollecitato da M_y e M_{yz})**

4	**Resistance to Lateral Torsional Buckling**										
	- Design load										
	Load combination name :		SLU1								
	N_{Ed}	=	183,766	kN							
	M_{Ed}	=	10081,339	kN · m							
	V_1	=	538,991	kN							
	V_2	=	542,421	kN							
	M_1	=	10083,997	kN · m							
	M_2	=	10081,339	kN · m							
	$M_{pl,Rd}$	=	20547,622	kN · m							
	$M_{el,Rd}$	=	16155,359	kN · m							
	- $M_{b,Rd}$	Buckling resistance moment									
	L	=	3,775	m							
	c	=	C_d / l	=	0,000	kN/m²					
	γ	=	$c \cdot L^4 / (E \cdot I)$	=	0,000						
	μ	=	V_2 / V_1	=	0,994						
	Φ	=	$2 \cdot (1-M_2/M_1) / (1+\mu)$	=	0,000						
	m_1	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(3+2 \cdot \Phi) \cdot \gamma/(350-50 \cdot \mu)$	=	1,000						
	m_2	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(0.195+(0.05+\mu/100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5}$	=	1,000						
	m	=	Min(m_1, m_2)	=	1,000						
	α_{LT}	=	0,760								
	λ_{LT}	=	$1.103 \cdot L/b \cdot \sqrt{(f_y/Em)} \cdot \sqrt{(1+A_{wc}/(3 \cdot A_f))}$	=	0,387						
	Φ_{LT}	=	$0.5 \cdot (1+\alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT}-0.2)+\lambda_{LT}^2)$	=	0,646						
	X_{LT}	=	$\frac{1}{\Phi_{LT}+\sqrt{(\Phi_{LT}^2-\lambda_{LT}^2)}}$	=	0,859923104						
	M_{Rd}	=	20547,622	kN · m							
	$M_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot M_{Rd}$	=	17669,375	kN · m					
	- $N_{b,Rd}$	Axial buckling resistance									
	$X_{LT,N}$	=	0,774								
	$N_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot Area \cdot f_{yd}$	=	57505,236	kN					
	Combined Ratio	=	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}}$	=	0,573749991						

Figura 236. Verifica a LTB svolta su Excel per l'elemento numero 7445.

- **4459 (elemento più sollecitato da M_z)**

4	**Resistance to Lateral Torsional Buckling**										
	- Design load										
	Load combination name :		SLU1								
	N_{Ed}	=	78,233	kN							
	M_{Ed}	=	1201,712	kN · m							
	V_1	=	-722,023	kN							
	V_2	=	-715,154	kN							
	M_1	=	3537,756	kN · m							
	M_2	=	1201,712	kN · m							
	$M_{pl,Rd}$	=	24763,657	kN · m							
	$M_{el,Rd}$	=	19736,464	kN · m							
	- $M_{b,Rd}$	Buckling resistance moment									
	L	=	3,713	m							
	c	=	C_d / l	=	0,000	kN/m²					
	γ	=	$c \cdot L^4 / (E \cdot I)$	=	0,000						
	μ	=	V_2 / V_1	=	0,990						
	Φ	=	$2 \cdot (1-M_2/M_1) / (1+\mu)$	=	0,663						
	m_1	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(3+2 \cdot \Phi) \cdot \gamma/(350-50 \cdot \mu)$	=	1,473						
	m_2	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(0.195+(0.05+\mu/100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5}$	=	1,473						
	m	=	Min(m_1, m_2)	=	1,473						
	α_{LT}	=	0,760								
	λ_{LT}	=	$1.103 \cdot L/b \cdot \sqrt{(f_y/Em)} \cdot \sqrt{(1+A_{wc}/(3 \cdot A_f))}$	=	0,317						
	Φ_{LT}	=	$0.5 \cdot (1+\alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT}-0.2)+\lambda_{LT}^2)$	=	0,594						
	X_{LT}	=	$\frac{1}{\Phi_{LT}+\sqrt{(\Phi_{LT}^2-\lambda_{LT}^2)}}$	=	0,91119599						
	M_{Rd}	=	24763,657	kN · m							
	$M_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot M_{Rd}$	=	22564,545	kN · m					
	- $N_{b,Rd}$	Axial buckling resistance									
	$X_{LT,N}$	=	0,776								
	$N_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot Area \cdot f_{yd}$	=	60770,600	kN					
	Combined Ratio	=	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}}$	=	0,054543981						

Figura 237. Verifica a LTB svolta su Excel per l'elemento numero 4459.

- **5326 (elemento più sollecitato da M_x)**

L'elemento sotto analisi, in questo caso, è quello sollecitato da una azione torsionale, la quale ci riporta conseguentemente al fenomeno instabilizzante oggetto di questo lavoro di tesi. Sono stati riportati di seguito, per completezza, i risultati presi dal foglio di calcolo Excel relativi a tutte le verifiche necessarie per l'equilibrio. Al punto 4, è possibile vedere, anche qui, il caso della verifica contro l'LTB.
Appena sotto, invece, è presentato un particolare dell'elemento 5326 sia in una visione all'interno del sistema strutturale sia in un dettaglio zoomato.

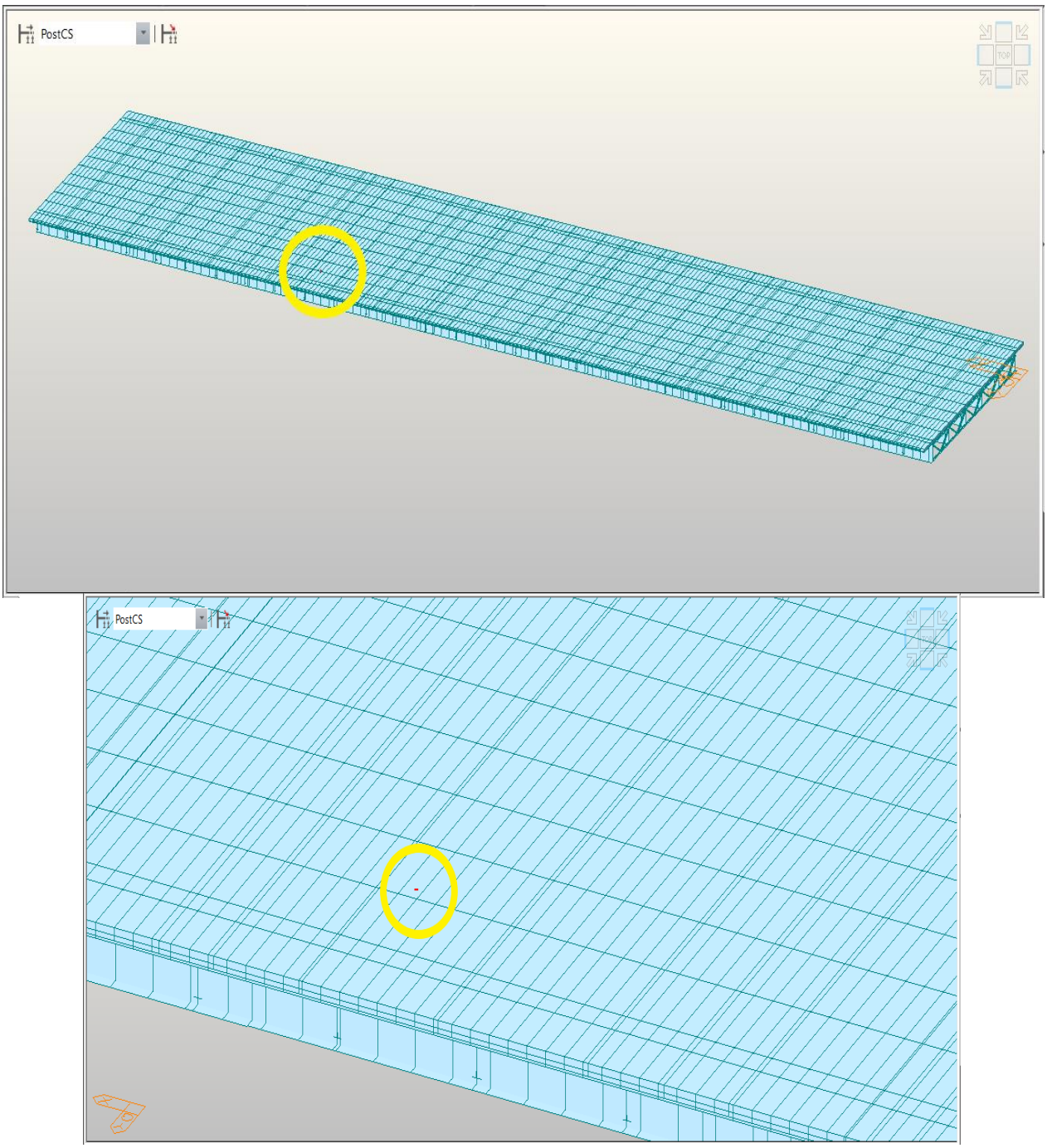


Figura 238. Zoom sull'elemento in esame: 5326.

Sono state estrapolate e, di seguito incollate qui, le immagini dal foglio di calcolo Excel che mostrano i computi svolti per le varie verifiche.

Element Number	5326
Position Information	I

1 Design Condition

1,1 Design Parameters

■ Partial factors

γ_C for concrete	1,50	γ_V for headed sutd	1,25
γ_S for reinforcing steel	1,15	γ_{Ff} for equivalent constant Amplitude stress rang	1,00
γ_{M0} for structural steel	1,05	γ_{Mf} for fatigue strength	1,15
γ_{M1} for structural steel	1,10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1,15

1,2 Material Information

■ Structural steel

f_{sk} = 355,000 MPa E_s = 210000,000 MPa

■ Concrete

f_{ck} = 35,000 MPa E_{cm} = 34000,000 MPa

■ Reinforcement

$f_{\cdot}$ = 450,000 MPa E = 210000,000 MPa

■ Section Dimensions

Slab

B_c	4232,000 mm	t_c	250,000 mm	H_h	50,000 mm

Girder

H_w	1690,000 mm	B_1	600,000 mm	B_2	535,714 mm
t_w	20,000 mm	t_{f1}	40,000 mm	t_{f2}	70,000 mm

■ Section Stiffness

Before

$A_{z,a}$	95299,980	mm^2
$I_{y,a}$	53488519902,468	mm^4
$I_{z,a}$	1617968343,963	mm^4
$C_{y,a}$	300,000	mm
$C_{z,a}$	786,564	mm

After

A_c	266983,271	mm^2
$I_{y,c}$	1409370040002,491	mm^4
$I_{z,c}$	257852762716,170	mm^4
$C_{y,c}$	300,000	mm
$C_{z,c}$	1550,786	mm

Crack

A_c	134171,980	mm^2
$I_{y,c}$	92766740617,489	mm^4
$I_{z,c}$	61482248941,367	mm^4
$C_{y,c}$	300,000	mm
$C_{z,c}$	1130,875	mm

2 Bending Resistance

2,1 Positive Moment

■ Design load

Load combination name : SLV

$N_{a,Ed}$	-30,194	kN
$N_{c,Ed}$	399,338	kN
$M_{a,Ed}$	-2966,692	kN · m
$M_{c,Ed}$	888,204	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-300,000	mm	z_1	249,214	mm	σ_1	56,236 MPa
	y_2	-10,000	mm	z_2	249,214	mm	σ_2	55,832 MPa
Right	y_1	300,000	mm	z_1	249,214	mm	σ_1	55,399 MPa
	y_2	10,000	mm	z_2	249,214	mm	σ_2	55,804 MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-267,857	mm	z_1	-1550,786	mm	σ_1	-32,300 MPa
	y_2	-10,000	mm	z_2	-1550,786	mm	σ_2	-32,660 MPa
Right	y_1	267,857	mm	z_1	-1550,786	mm	σ_1	-33,048 MPa
	y_2	10,000	mm	z_2	-1550,786	mm	σ_2	-32,688 MPa

Web

Right	y_1	0,000	mm	z_1	209,214	mm	σ_1	53,851 MPa
	y_2	0,000	mm	z_2	-1480,786	mm	σ_2	-29,233 MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	3
Bottom flange	1
Section	2

Figura 239. Prima pagina dei risultati completi di verifica per l'elemento 5326: il più sollecitato dal momento M_x.

- Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA	=	1774,064	mm	
Effective Plastic NA	=	1774,064	mm	
N_{slab}	=	20983,667	kN	
$N_{g,top}$	=	5261,259	kN	(Upper side of PNA)
$N_{g,bot}$	=	26244,925	kN	(Lower side of PNA)
$M_{pl,Rd}$	=	34928,368	kN · m	
x_{pl}	=	325,936	mm	
M_{Rd}	=	$\beta M_{pl,Rd}$ = 34928,368	kN · m	
here,	β =	1,000		
M_{Rd}	=	34928,368 kN · m	>	M_{Ed} = -2078,489 kN · m ...OK

2 Bending Resistance

2,2 Negative Moment

■ Design load

Load combination name : SLU1

$N_{a,Ed}$	-40,762	kN
$N_{c,Ed}$	-167,601	kN
$M_{a,Ed}$	-4005,035	kN · m
$M_{c,Ed}$	-7441,711	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-300,000	mm	z_1	669,125	mm	σ_1	126,832 MPa
	y_2	-10,000	mm	z_2	669,125	mm	σ_2	127,848 MPa
Right	y_1	300,000	mm	z_1	669,125	mm	σ_1	128,933 MPa
	y_2	10,000	mm	z_2	669,125	mm	σ_2	127,918 MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-267,857	mm	z_1	-1130,875	mm	σ_1	-152,228 MPa
	y_2	-10,000	mm	z_2	-1130,875	mm	σ_2	-151,325 MPa
Right	y_1	267,857	mm	z_1	-1130,875	mm	σ_1	-150,352 MPa
	y_2	10,000	mm	z_2	-1130,875	mm	σ_2	-151,255 MPa

Web

Right	y_1	0,000	mm	z_1	629,125	mm	σ_1	121,679 MPa
	y_2	0,000	mm	z_2	-1060,875	mm	σ_2	-140,434 MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	3
Bottom flange	1
Section	2

- Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA	=	1755,058	mm	
Effective Plastic NA	=	1755,058	mm	
N_{slab}	=	0,000	kN	
$N_{rebar,t}$	=	15210,783	kN	(Upper side of PNA)
$N_{rebar,b}$	=	0,000	kN	(Lower side of PNA)
$N_{g,top}$	=	8147,701	kN	(Upper side of PNA)
$N_{g,bot}$	=	23358,483	kN	(Lower side of PNA)
$M_{pl,Rd}$	=	33727,159	kN · m	
M_{Rd}	=	$M_{pl,Rd}$ = 33727,159	kN · m	
M_{Rd}	=	33727,159 kN · m	>	M_{Ed} = -11446,745 kN · m ...OK

Figura 240. Seconda pagina dei risultati completi di verifica per l'elemento 5326: il più sollecitato dal momento M_x.

3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name : SLU1

N_{Ed}	=	-167,601	kN
$M_{a,Ed}$	=	-4005,035	kN · m
$M_{c,Ed}$	=	-7441,711	kN · m
$V_{Ed,a}$	=	-973,564	kN
$V_{Ed,c}$	=	-1605,370	kN
V_{Ed}	=	-2578,934	kN

M_{Ed}	=	$\max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b})$	=	17961,984	kN · m
$M_{Ed,t}$	=	17961,984	kN · m		
$M_{Ed,b}$	=	12272,937	kN · m		

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-300,000	mm	z_1	669,125	mm	σ_1	126,832 MPa
	y_2	-10,000	mm	z_2	669,125	mm	σ_2	127,848 MPa
Right	y_1	300,000	mm	z_1	669,125	mm	σ_1	128,933 MPa
	y_2	10,000	mm	z_2	669,125	mm	σ_2	127,918 MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-267,857	mm	z_1	-1130,875	mm	σ_1	-152,228 MPa
	y_2	-10,000	mm	z_2	-1130,875	mm	σ_2	-151,325 MPa
Right	y_1	267,857	mm	z_1	-1130,875	mm	σ_1	-150,352 MPa
	y_2	10,000	mm	z_2	-1130,875	mm	σ_2	-151,255 MPa

Web

Right	y_1	0,000	mm	z_1	629,125	mm	σ_1	121,679 MPa
	y_2	0,000	mm	z_2	-1060,875	mm	σ_2	-140,434 MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	3
Bottom flange	1
Section	2

■ Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 1755,058 mm

N_{slab}	=	0,000	kN	
$N_{rebar,t}$	=	15210,783	kN	(Upper side of PNA)
$N_{rebar,b}$	=	0,000	kN	(Lower side of PNA)
$N_{g,top}$	=	8147,701	kN	(Upper side of PNA)
$N_{g,bot}$	=	23358,483	kN	(Lower side of PNA)
$M_{pl,Rd}$	=	33727,159	kN · m	

■ Calculation. $V_{bw,Rd}$

Web

■ Contribution from the web

$\alpha = a/h_w = 2,196745562$

$k_\tau = 4.1+(6.3+0.18 \cdot I_{sl}/(t^3 \cdot h_w)) / \alpha^2 + 2.2 \cdot (I_{sl}/(t^3 \cdot h_w))^{1/3} = 7,16060981$

$I_{sl} = 6651475,226$ mm⁴

$t = 20,000$ mm

$\lambda_w = h_w / (37.4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}) = 1,038$

$X_w = 0.83 / \lambda_w = 0,800$ $\quad 0.83/\eta \le \lambda_w < 1.08$

$$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 5037,087 \text{ kN}$$

$V_{Rd} = 5037,087$ kN

$V_{Ed} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = -2578,934$ kN

$\eta'_3 = V_{Ed} / V_{bw,Rd} = 0,512 \le 1.0$

■ Contribution from the flange

$M_{f,Rd0} = 23911,924$ kN · m

$M_{f,Rd0}$ is calculated as $M_{pl,Rd}$ but neglecting the web contribution.

$$\text{Reduction factor for } N_{Ed} = 1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{f1}+A_{f2}) \cdot f_y/\gamma_{M0}} = 0,992$$

$M_{f,Rd} = \text{Reduction factor for } N_{Ed} \cdot M_{f,Rd0} = 23712,324$ kN · m

Figura 241. Terza pagina dei risultati completi di verifica per l'elemento 5326: il più sollecitato dal momento M_x.

$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right) = 128,454$ kN

where $M_{f,Rd} = 23712,324$ kN · m

$M_{Ed} = 17961,984$ kN · m (Taken as the greatest value of $(\sum \sigma_i)W$)

$c = a \cdot \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}}\right) = 1027,953$

■ Check Shear Resistance

$V_{Ed} / (V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0,499 < 1.0$ ... OK

■ Interaction M-V

For the section class 1 or 2, M-V interaction should be checked separately by the user.

4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU1

N_{Ed}	=	-208,363	kN
M_{Ed}	=	-11446,745	kN · m
V_1	=	-2578,934	kN
V_2	=	-2577,980	kN
M_1	=	-11446,745	kN · m
M_2	=	-11284,910	kN · m
$M_{pl,Rd}$	=	33727,159	kN · m
$M_{el,Rd}$	=	26908,086	kN · m

- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment

L	=	3,713	m
c	=	C_d / l = 0,000	kN/m²
γ	=	$c \cdot L^4 / (E \cdot I)$ = 0,000	
μ	=	V_2 / V_1 = 1,000	
Φ	=	$2 \cdot (1-M_2/M_1) / (1+\mu)$ = 0,014	
m_1	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(3+2 \cdot \Phi) \cdot \gamma/(350-50 \cdot \mu)$ = 1,001	
m_2	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(0.195+(0.05+\mu/100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5}$ = 1,001	
m	=	$\text{Min}(m_1, m_2)$ = 1,001	
α_{LT}	=	0,760	
λ_{LT}	=	$1.103 \cdot L/b \cdot \sqrt{(f_y/Em)} \cdot \sqrt{(1+A_{wc}/(3 \cdot A_f))}$ = 0,342	
Φ_{LT}	=	$0.5 \cdot (1+\alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2)+\lambda_{LT}^2)$ = 0,613	
X_{LT}	=	$\frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}}$ = 0,892180758	

M_{Rd}	=	33727,159	kN · m
$M_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot M_{Rd}$ = 30090,722	kN · m

- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance

$X_{LT,N}$	=	0,880	
$N_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd}$ = 39941,668	kN

Combined Ratio = $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}}$ = 0,385624482

6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU1

$N_{c,el}$	=	0,000	kN
$N_{c,f}$	=	0,000	kN
M_{Ed}	=	-11446,745	kN · m
V_{Ed}	=	-1605,370	kN
$M_{pl,Rd}$	=	33727,159	kN · m
$M_{el,Rd}$	=	26908,086	kN · m

- Shear resistance of a single connector

$P_{Rd,1}$	=	$0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V$ = 109,478	kN
$P_{Rd,2}$	=	$0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V$ = 122,492	kN
P_{Rd}	=	$\text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2})$ = 109,478	kN

where f_u	=	450,000	MPa	
	α	= 1		for $h_{sc}/d > 4$
	Num.	= 3		
	d	= 22,000	mm	
	h_{sc}	= 175,000	mm	
	Space	= 200,000	mm	

- Verification

$v_{L,Ed}$	=	$V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I)$ =	842,885	kN/m
$v_{L,Rd}$	=	$P_{Rd} \cdot \text{Num.}/\text{Space}$ =	1642,173	kN/m
$v_{L,Ed}$	<	$v_{L,Rd}$ ...	OK	

Figura 242. Quarta pagina dei risultati completi di verifica per l'elemento 5326: il più sollecitato dal momento M_x.

7 Stress Limitation

- In the structural steel

Characteristic load combination name : SLE - Rara

$\sigma_{Ed,ser}$	=	108,594	MPa	(Bottom-left fiber in the flange)					
$\tau_{Ed,ser}$	=	56,508	MPa	(Neutral axis in the web)					
$\sigma_{Ed,ser}$				<	$f_y / \gamma_{M,ser}$				
108,594	MPa			<	335,000	MPa		...	OK
$\tau_{Ed,ser}$				<	$f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser})$				
56,508	MPa			<	204,959	MPa		...	OK
$\sqrt{(\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2)}$				<	$f_y / \gamma_{M,ser}$				
146,192	MPa			<	335,000	MPa		...	OK

- In the concrete of the slab

Characteristic load combination name : SLE - Rara

σ_c	≤	$k_1 f_{ck}$							
-51,581	MPa			>	21,000	MPa		...	NG

- In the reinforcement

Load combination name : SLE - Rara

σ_s	≤	$k_3 f_{yk}$							
62,921	MPa			<	360,000	MPa		...	OK

8 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : SLE - Rara

$P_{Rd,1}$	=	$0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V$	=	109,478	kN				
$P_{Rd,2}$	=	$0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V$	=	122,492	kN				
P_{Rd}	=	Min($P_{Rd,1}$, $P_{Rd,2}$)	=	109,478	kN				
$P_{Rd,ser}$	=	$k_s \cdot P_{Rd}$	=	82,109	kN				

where	f_u	=	450,000	MPa	
	α	=	1		for $h_{sc}/d > 4$
	Num.	=	3		
	d	=	22,000	mm	
	h_{sc}	=	175,000	mm	
	Space	=	200,000	mm	
	k_s	=	0,750		

- Verification

$v_{L,Ed}$	=	$V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I)$	=	624,175	kN/m				
$v_{L,Rd}$	=	$P_{Rd,ser} \cdot$ Num./Space	=	1231,630	kN/m				
$v_{L,Ed}$	<	$v_{L,Rd}$	...	OK					

Figura 243. Quinta e ultima pagina dei risultati completi di verifica per l'elemento 5326: il più sollecitato dal momento M_x.

6.2.3 Terzo caso: flusso veicolare imposto in un unico senso di marcia

Il terzo caso analizzato, in questo caso riguarda l'applicazione, sempre sulla struttura, nella sua interezza, formata da acciaio e calcestruzzo, di un carico mobile particolare, ottenuto predisponendo un unico senso di marcia per i veicoli attraversanti il ponte in esame. Tutto questo è avvenuto modificando, all'interno della funzione "Moving Load Cases", la voce "MVall: LM1 no psi-caso1" che, tiene conto del modello di carico per quanto concerne i veicoli, relativo agli Eurocodici. Tale modello è stato modificato appunto, cercando di tenere conto solo di un lato di percorrenza, nel nostro caso considerando dunque solo le corsie di sinistra del viadotto e la "Remaining Area" corrispondente. Nell'immagine seguente, estratta dal modello MIDAS, è possibile vedere in dettaglio tale voce relativa al carico mobile applicato.

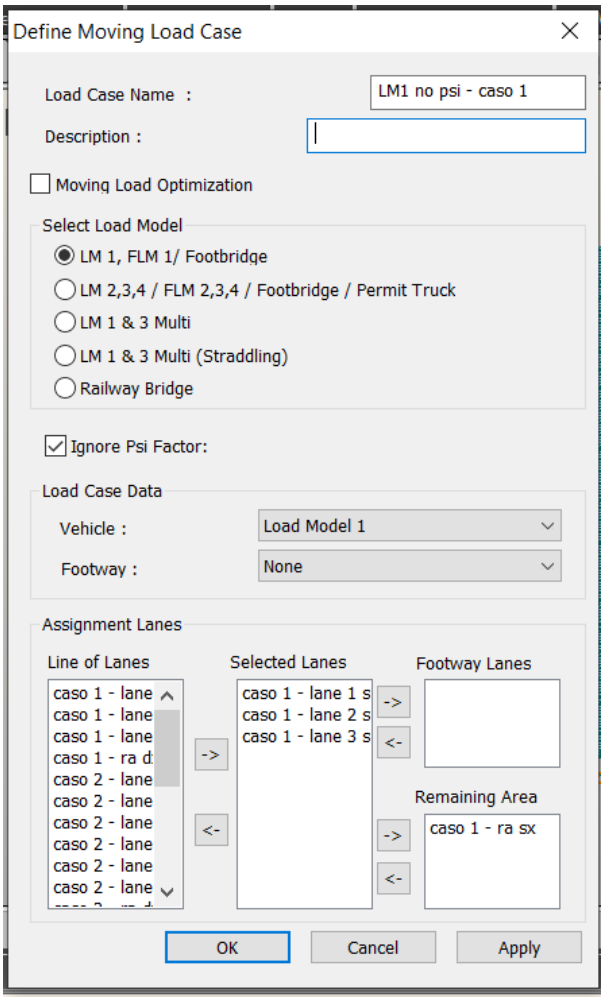


Figura 244. "Moving Load Case 1" relativo all'analisi in oggetto: carico dato da un solo senso di marcia.

In questo caso, è stato preso in considerazione, (in termini di "Load Case/ Combination") la voce "MVall: LM1 no psi-caso1". Rispetto a questa sono stati analizzati gli effetti delle forze F_x, F_y, F_z, F_{yz} e dei momenti agenti M_x, M_y, M_z, M_{yz}, nella fase totale "PCS" ("Post Construction Stage"), composta da acciaio e soletta, come nel caso precedente.
Con riferimento a tali forze, sono stati visualizzati, i corrispondenti elementi più sollecitati nella struttura. Gli stessi, chiaramente, sono stati verificati contro le varie problematiche strutturali, tra cui ricordiamo quella oggetto di studio, l'instabilità flesso-torsionale. Il tutto, dunque, si è svolto secondo l'impostazione delle due precedenti analisi, con la stessa modalità espositiva e le stesse impostazioni dei calcoli su Excel.
Sono mostrati di seguito gli elementi più sollecitati, in una visione indeformata della struttura, per facilitare la comprensione e la lettura delle sollecitazioni presenti.

Il caso iniziale, di una forza agente di tipo assiale (F_x) espone il fatto che, il punto più esposto a tale sollecitazione faccia capo all'elemento 5682, come mostrato nell'immagine sottostante.

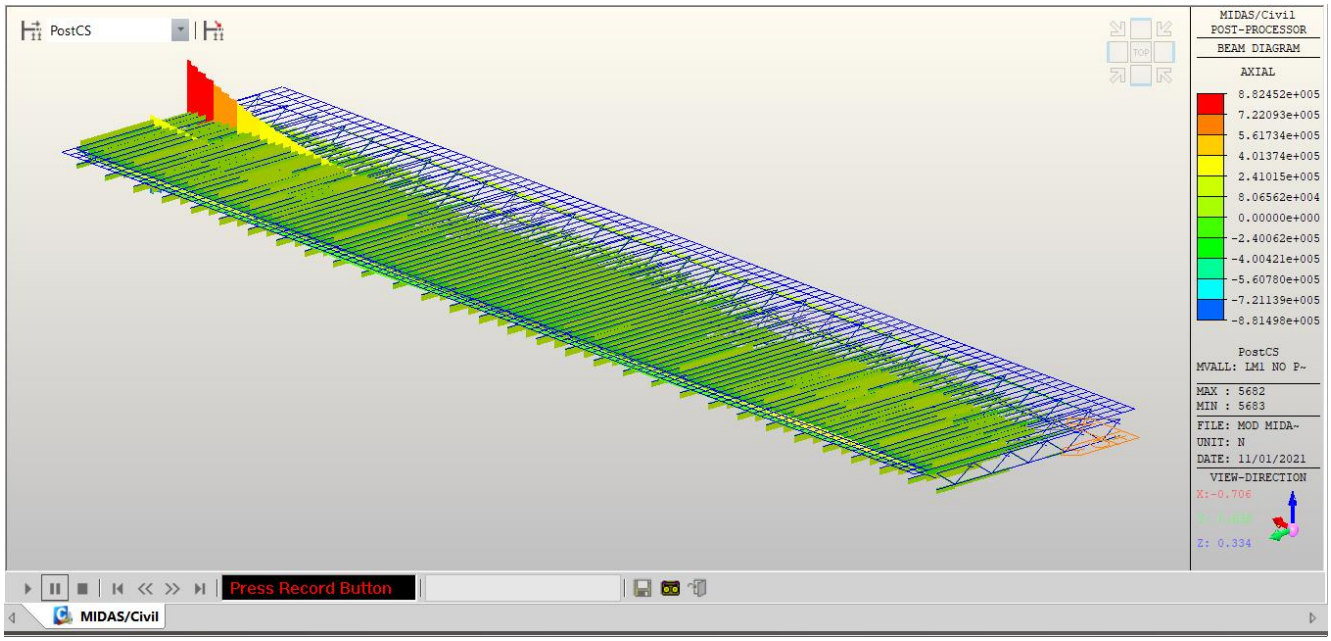


Figura 245. Diagramma di sollecitazione imposto da F_x.

Il secondo caso di carico, sempre proposto, per semplicità, attraverso una configurazione indeformata della struttura è quello rappresentato dalla forza F_y, la quale, sollecita oltremodo l'elemento 4654, come leggibile dall'estratto del modello. In realtà, l'elemento più sollecitato in valore assoluto sarebbe il 5490 ma, poiché differisce di poco dal 4654, si è preferito analizzare quest'ultimo, poiché risultava l'elemento più consigliato per il design dal modello stesso.

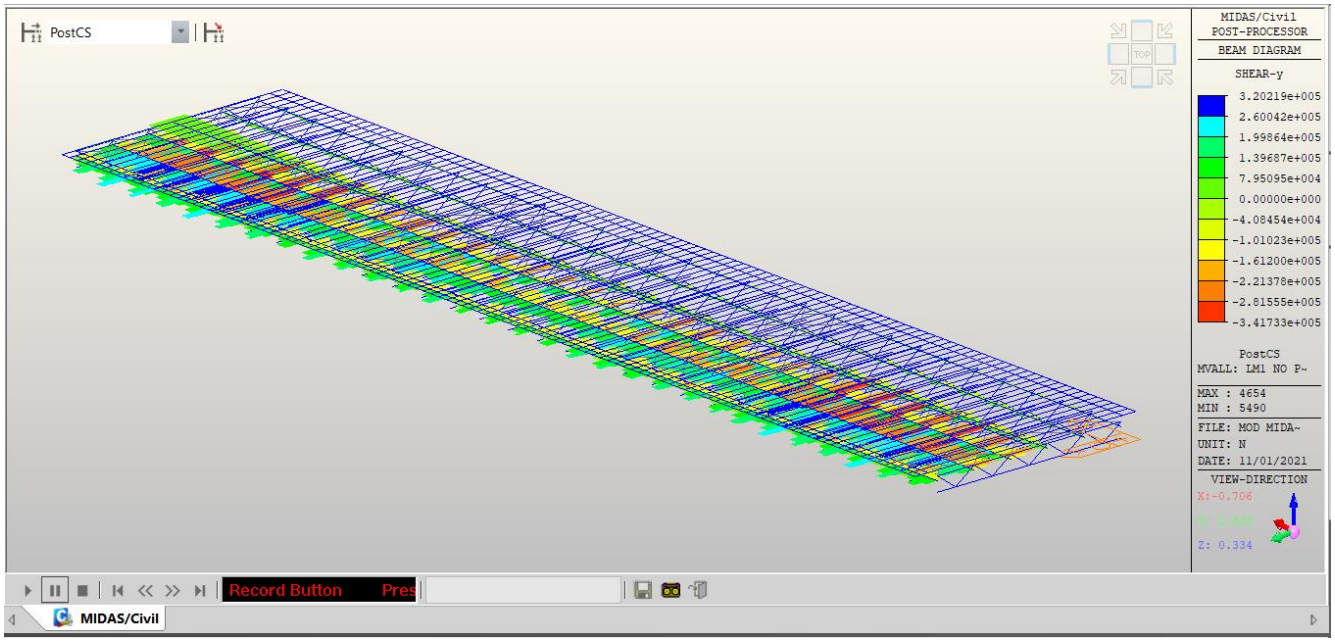


Figura 246. Diagramma sollecitante facente capo a F_y.

Continuando con la stessa impostazione, è possibile visualizzare anche l'effetto provocato dalla forza agente lungo l'asse Z, la quale provoca una sollecitazione massima nel punto occupato dall'elemento 4864.

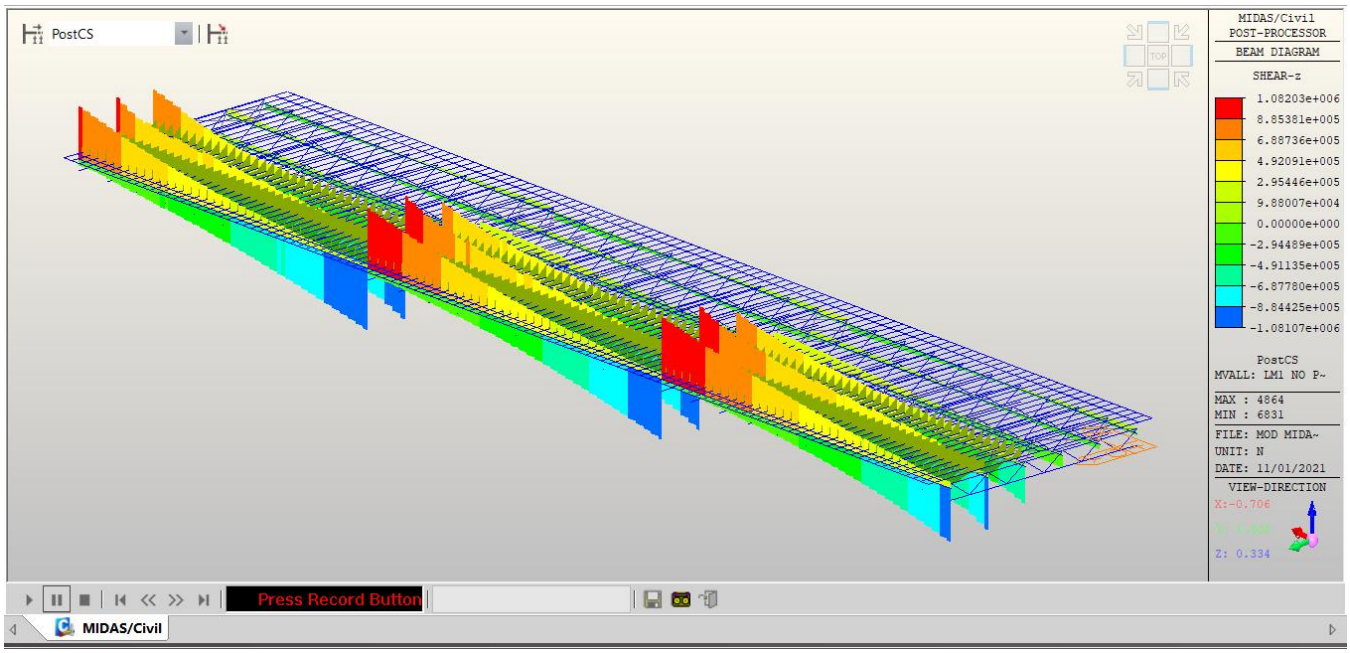


Figura 247. Sollecitazione tagliante lungo Z e corrispondente diagramma.

L'ultima forza analizzata fa riferimento agli assi Y e Z che, combinando le componenti sollecitanti corrispondenti danno origine al diagramma riportato nell'immagine sotto, con un punto di massimo nell'elemento 4864, come nel caso della forza F_z.

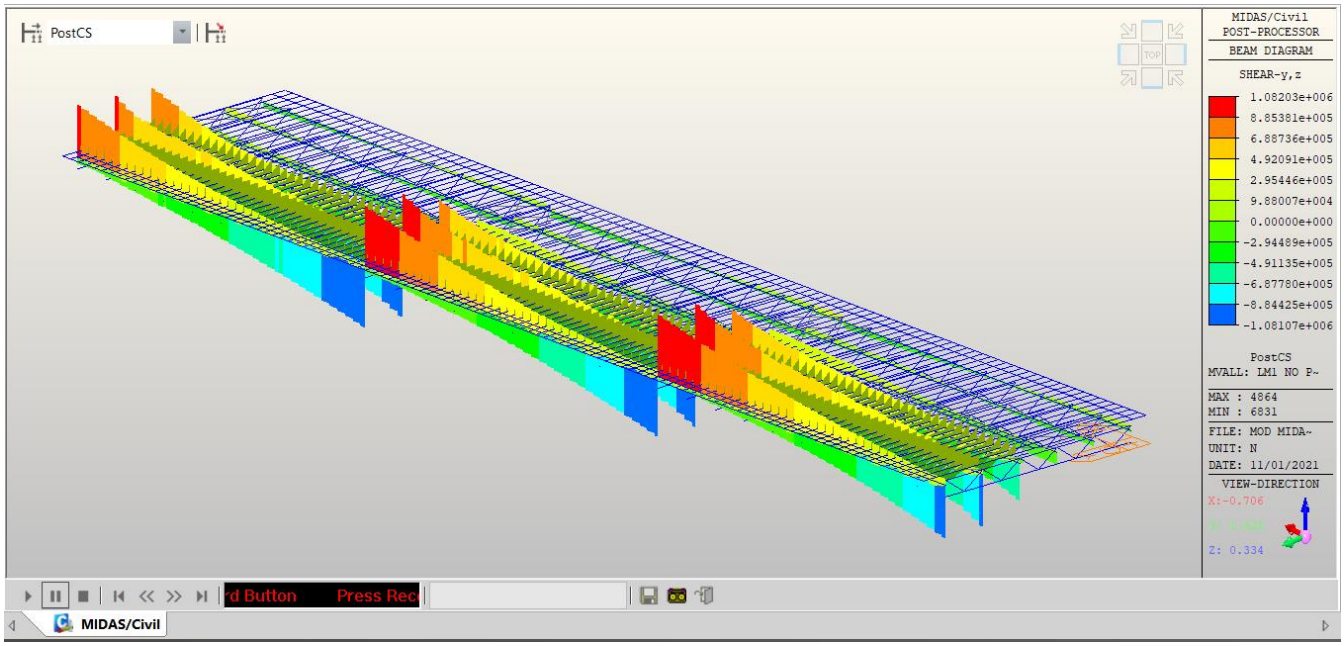


Figura 248. F_{yz} e relativo diagramma di sollecitazioni.

Venendo ai momenti, si ricorda che il momento torcente M_x rappresenta il caso più importante di questo lavoro, essendo la sollecitazione instabilizzante relativa al fenomeno oggetto di studio in questa tesi.
Il primo momento analizzato è M attorno a Y, il quale provoca la creazione di un diagramma di momento sull'impalcato con un picco di massimo nell'elemento 4634.

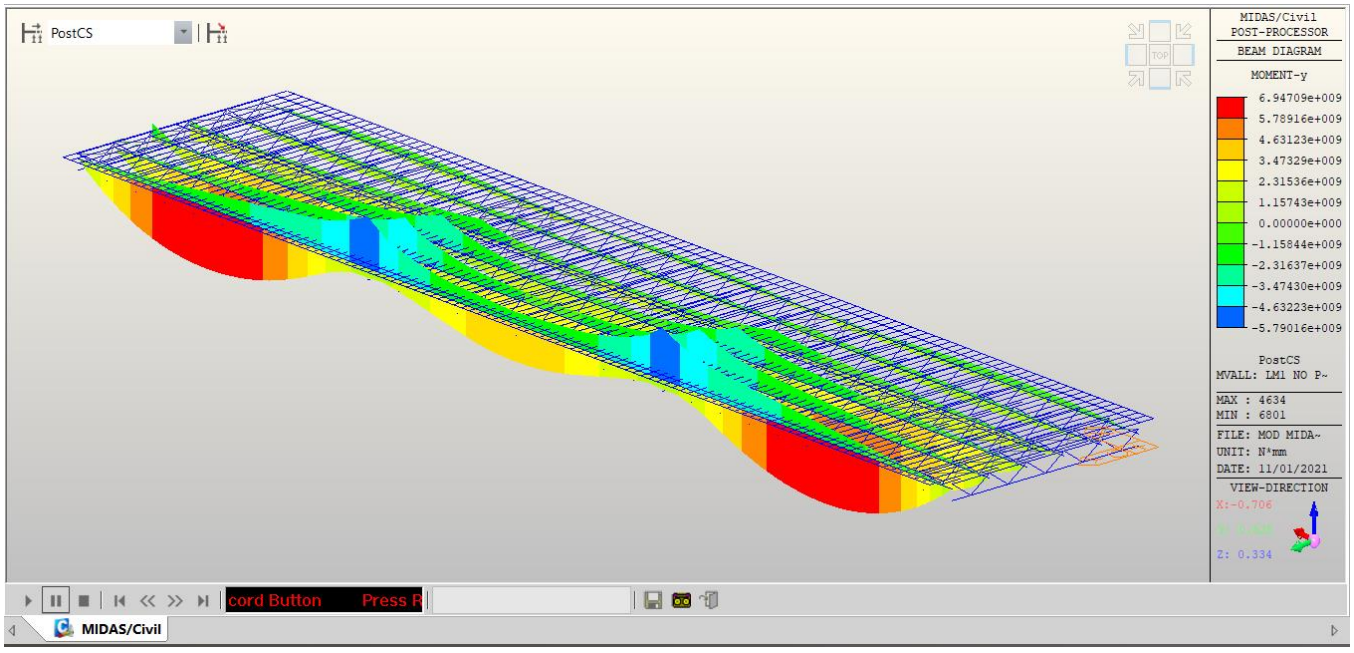


Figura 249. Momento attorno a Y e diagramma sollecitante corrispondente.

Successivamente è stato studiato il momento M_z, il quale "si avvolge" attorno all'asse verticale e presenta un punto di massimo in corrispondenza dell'elemento 5501.

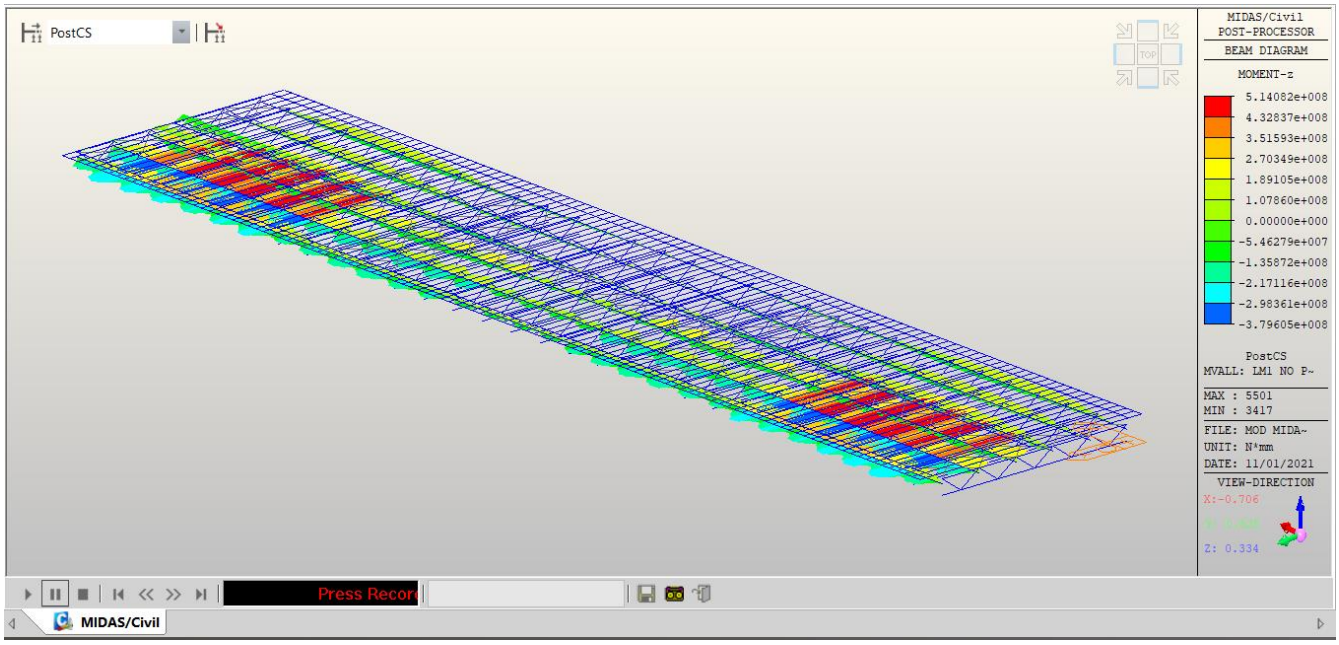


Figura 250. Diagramma di sollecitazione derivante dall'effetto di M_z.

Volendo combinare, invece, l'effetto dei momenti attorno a Y e Z, si ottiene la manifestazione del momento M_{yz}, il quale sollecita la struttura in un massimo situato nel punto in cui giace l'elemento 4634, già visto come massimo per effetto del momento M_y. Di seguito una immagine esemplificativa, di completezza.

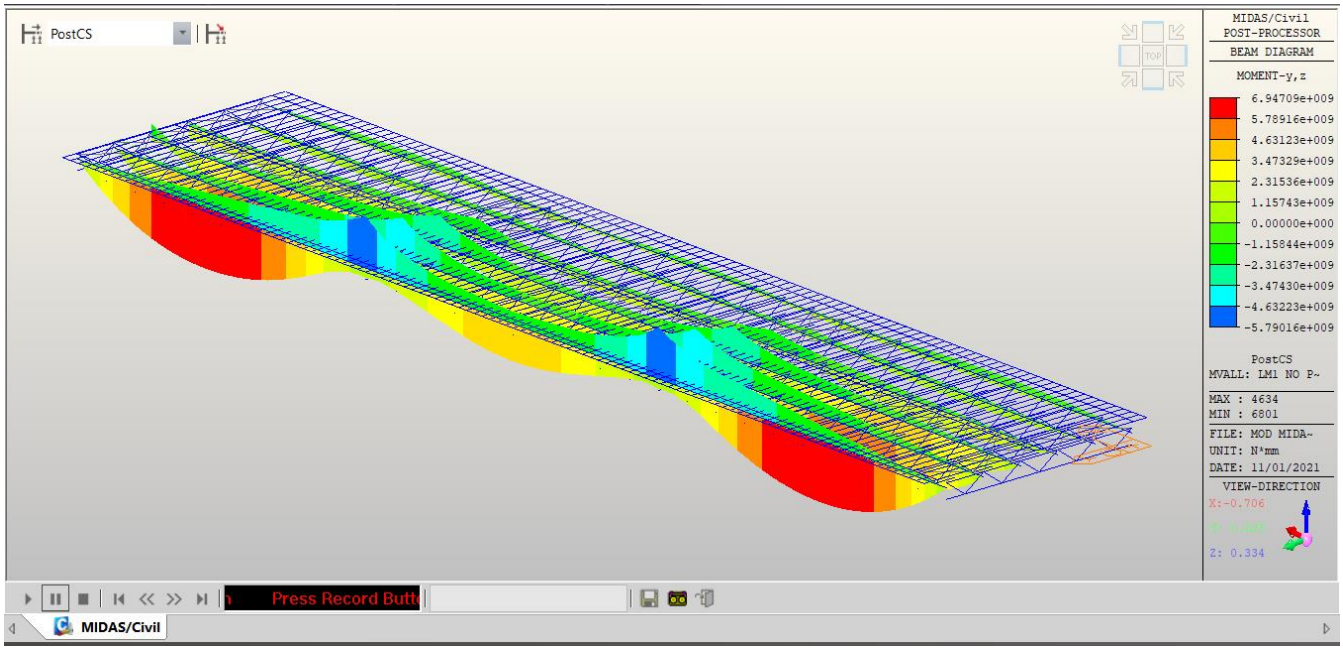


Figura 251. M_{yz} e diagramma abbinato sulla struttura.

Anche in questo terzo caso di analisi viene riportato il momento torcente M_x che va a sollecitare la struttura in modo pericoloso per il Lateral Torsional Buckling, stimolando la stessa, appunto, oltremodo, in corrispondenza dell'elemento 5116. Da notare come, sia per il momento torcente che per le altre sollecitazioni, i picchi di massimo si trovino tutti sul lato sinistro della struttura, a testimonianza del fatto che è stato scelto un tipo di sollecitazione mobile relativo ad un unico senso di marcia.

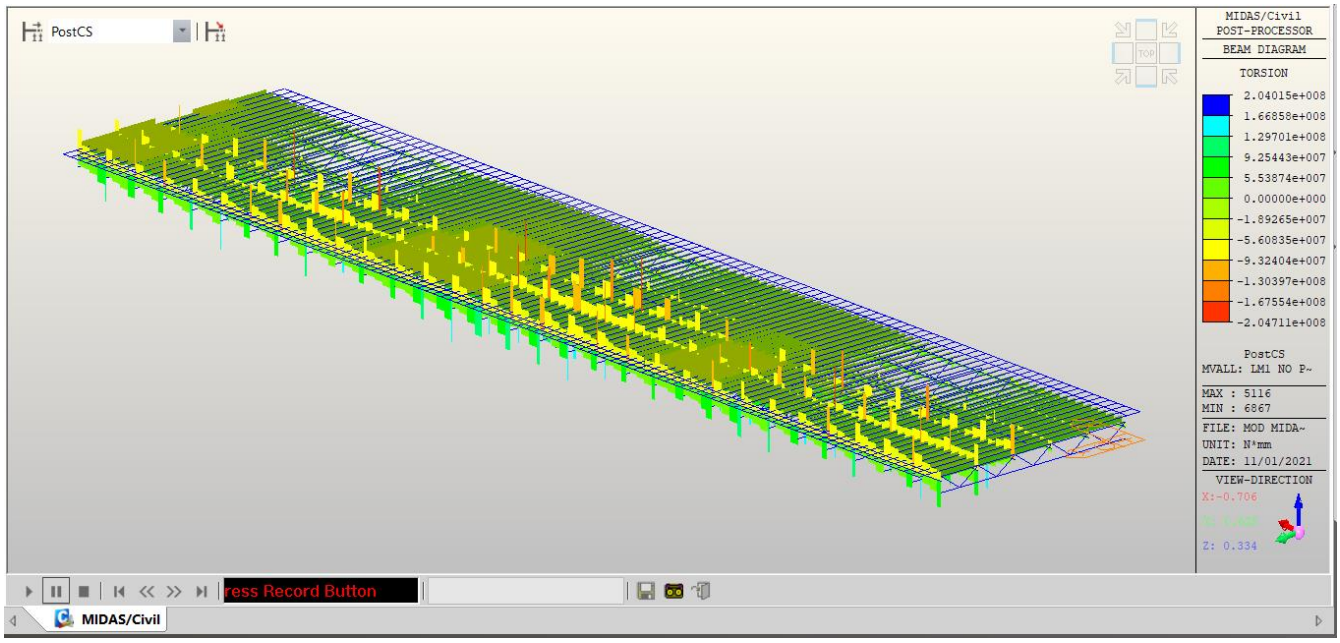


Figura 252. Diagramma di sollecitazione relativo alla torsione indotta da M_x.

Per completezza di trattazione, poiché già presentato nei casi studio precedenti, viene illustrato il comportamento deformativo strutturale relativo alla torsione. Indicativamente, sfruttando l'impostazione offerta da MIDAS, relativa all'animazione dell'impalcato soggetto a spostamenti in Y e Z e, dunque connessi al momento torcente M_x, è possibile vedere la cosiddetta "Deformed Shape" connessa al ponte in esame e la sua corrispondente situazione indeformata ("Undeformed").

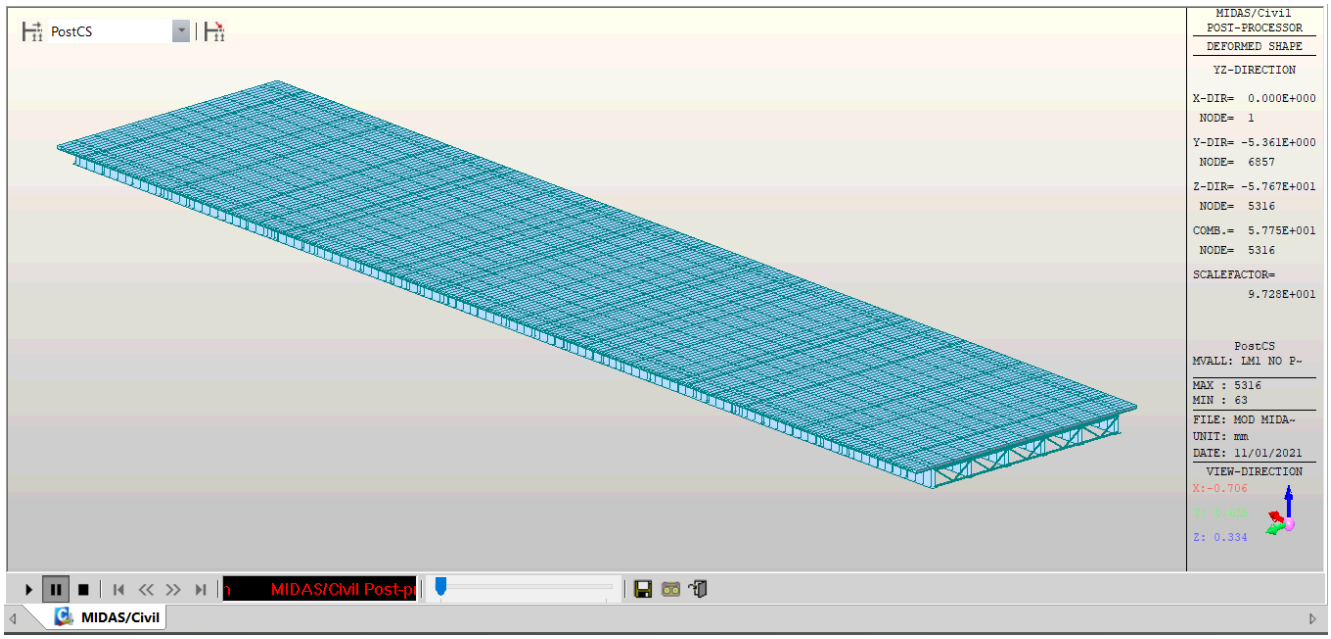


Figura 253. Situazione indeformata, prima di vedere lo spostamento indotto in direzione Y e Z.

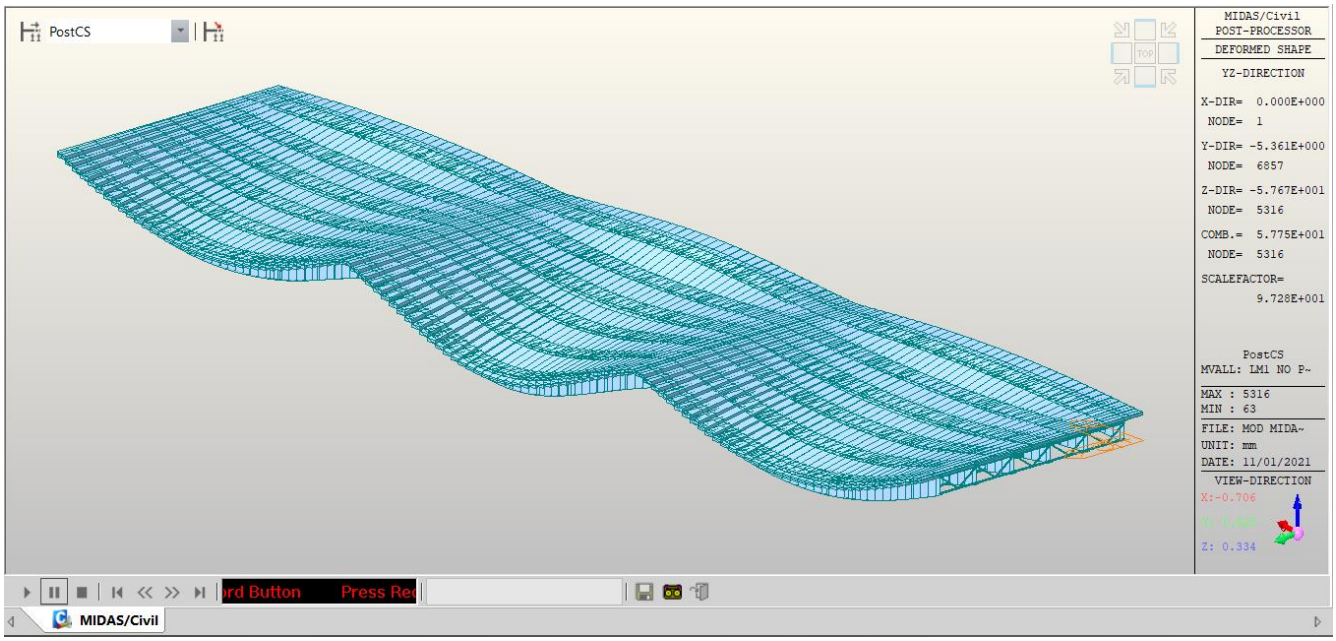


Figura 254. Situazione deformata, dopo lo spostamento indotto in direzione Y e Z.

Fatta la scelta, attraverso l'utilizzo dei diagrammi di sollecitazione, degli elementi da analizzare contro il Lateral Torsional Buckling, come nei casi precedenti, è stata usata la funzione "Design" fornita dal programma, per le valutazioni in merito al problema da studiare. Le analisi fatte sono state, ancora una volta, condotte relativamente alla flessione ("Bending Resistance"), al taglio verticale ("Verticale Shear"), al taglio longitudinale ("Longitudinale Shear"), sia allo SLU che allo SLE, alla forza trasversale ("Transverse Force") e alle limitazioni tensionali ("Stress Limitation").
Una volta selezionati e confermati gli elementi da verificare, come nei casi precedenti, attraverso la sezione del programma chiamata "Design Position" e, scelti quelli da presentare con verifica in un foglio di calcolo Excel, attraverso l'opzione "Position for Design Output", si è provveduto a verificare l'adempimento dei requisiti minimi di verifica contro l'instabilità flesso-torsionale dei suddetti elementi scelti.
Di seguito vengono presentati i risultati per gli stessi. Anche in questa esposizione, come per le precedenti, per una questione di comodità e velocità di lettura, vengono presentate solamente quelle contenenti la verifica contro l'instabilità flesso-torsionale per tutti gli elementi, con l'aggiunta delle altre verifiche (flessione, taglio verticale, longitudinale ecc.) per l'elemento più importante da studiare (5116 in questo caso), ossia quello relativo alla massima sollecitazione sotto l'effetto del momento torcente, stimolante l'instabilità sotto osservazione.
Anche in questo caso, viene richiamata la sezione presa come riferimento che è la medesima utilizzata nei casi studio già visti.

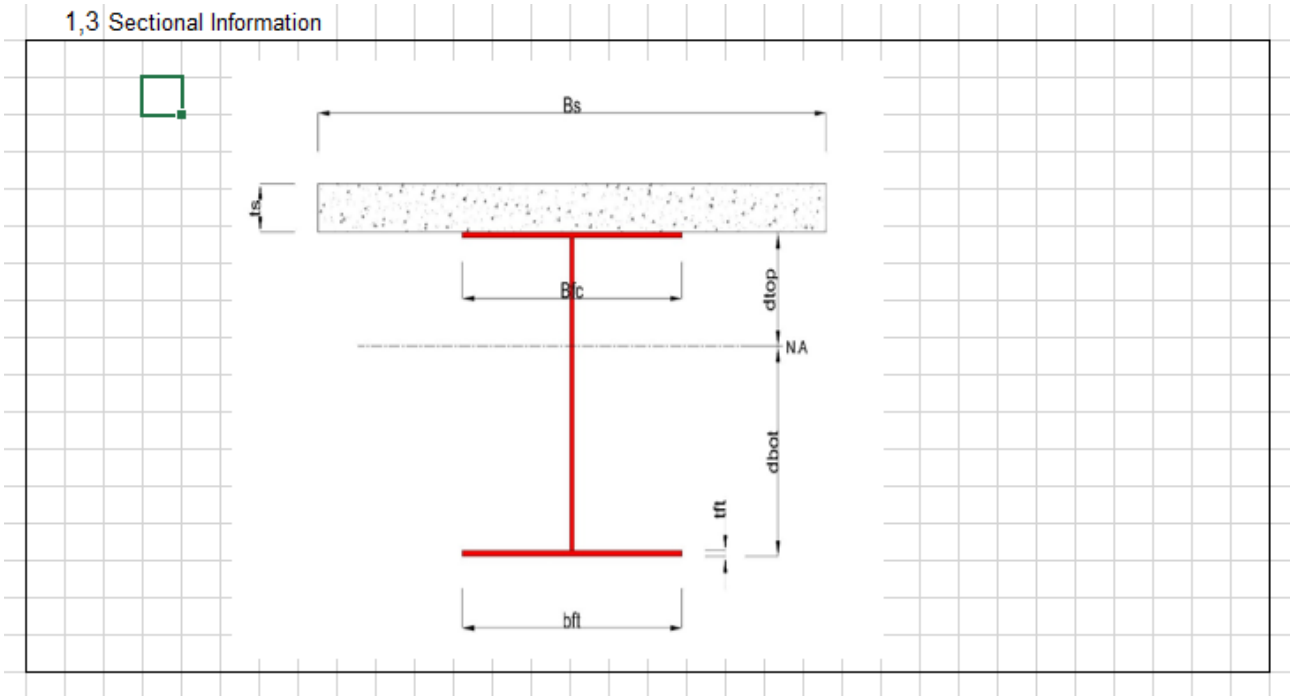


Figura 255. Sezione di riferimento per gli elementi studiati.

Visualizzando, come da prassi seguita nei casi precedenti, i risultati relativi all'LTB inerenti ai vari elementi studiati, si è ottenuto il seguente sommario di risultati:

- **5682 (elemento più sollecitato da F_x)**

4	**Resistance to Lateral Torsional Buckling**									
	- Design load									
	Load combination name :		SLV							
	N_{Ed}	=	-1456,800	kN						
	M_{Ed}	=	-2134,492	kN · m						
	V_1	=	510,461	kN						
	V_2	=	512,755	kN						
	M_1	=	-2589,822	kN · m						
	M_2	=	-2134,492	kN · m						
	$M_{pl,Rd}$	=	15474,458	kN · m						
	$M_{el,Rd}$	=	11981,317	kN · m						
	- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment									
	L	=	3,713	m						
	c	=	C_d / l	=	0,000	kN/m^2				
	γ	=	$c \cdot L^4 / (E \cdot I)$	=	0,000					
	μ	=	V_2 / V_1	=	0,996					
	Φ	=	$2 \cdot (1-M_2/M_1) / (1+\mu)$	=	0,176					
	m_1	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(3+2 \cdot \Phi) \cdot \gamma/(350-50 \cdot \mu)$	=	1,065					
	m_2	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(0.195+(0.05+\mu/100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5}$	=	1,065					
	m	=	$Min(m_1, m_2)$	=	1,065					
	α_{LT}	=	0,760							
	λ_{LT}	=	$1.103 \cdot L/b \cdot \sqrt{(f_y/Em)} \cdot \sqrt{(1+A_{wc}/(3 \cdot A_f))}$	=	0,378					
	Φ_{LT}	=	$0.5 \cdot (1+\alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2)+\lambda_{LT}^2)$	=	0,639					
	X_{LT}	=	$\frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}}$	=	0,865974853					
	M_{Rd}	=	11981,317	kN · m						
	$M_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot M_{Rd}$	=	10375,519	kN · m				
	- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance									
	$X_{LT,N}$	=	0,830							
	$N_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot Area \cdot f_{yd}$	=	17679,864	kN				
	Combined Ratio	=	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}}$	=	0,288122686					

Figura 256. Verifica a LTB svolta su Excel per l'elemento numero 5682.

- **4654 (elemento più sollecitato da F_y)**

4	**Resistance to Lateral Torsional Buckling**									
	- Design load									
	Load combination name :		SLU1							
	N_{Ed}	=	-60,665	kN						
	M_{Ed}	=	4854,126	kN · m						
	V_1	=	-301,689	kN						
	V_2	=	-295,279	kN						
	M_1	=	4854,126	kN · m						
	M_2	=	4477,086	kN · m						
	$M_{pl,Rd}$	=	19299,026	kN · m						
	$M_{el,Rd}$	=	7618,458	kN · m						
	- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment									
	L	=	3,713	m						
	c	=	C_d / I	=	0,000	kN/m^2				
	γ	=	$c \cdot L^4 / (E \cdot I)$	=	0,000					
	μ	=	V_2 / V_1	=	0,979					
	Φ	=	$2 \cdot (1-M_2/M_1) / (1+\mu)$	=	0,079					
	m_1	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(3+2 \cdot \Phi) \cdot \gamma/(350-50 \cdot \mu)$	=	1,019					
	m_2	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(0.195+(0.05+\mu/100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5}$	=	1,019					
	m	=	$\text{Min}(m_1, m_2)$	=	1,019					
	α_{LT}	=	0,760							
	λ_{LT}	=	$1.103 \cdot L/b \cdot \sqrt{(f_y/Em)} \cdot \sqrt{(1+A_{wc}/(3 \cdot A_c))}$	=	0,298					
	Φ_{LT}	=	$0.5 \cdot (1+\alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT}-0.2)+\lambda_{LT}^2)$	=	0,582					
	X_{LT}	=	$\frac{1}{\Phi_{LT}+\sqrt{(\Phi_{LT}^2-\lambda_{LT}^2)}}$	=	0,924641834					
	M_{Rd}	=	7618,458	kN · m						
	$M_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot M_{Rd}$	=	7044,345	kN · m				
	- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance									
	$X_{LT,N}$	=	0,910							
	$N_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd}$	=	21493,631	kN				
	Combined Ratio	=	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}}$	=	0,691903838					

Figura 257. Verifica a LTB svolta su Excel per l'elemento numero 4654.

- **4864 (elemento più sollecitato da F_z e F_{yz})**

4	**Resistance to Lateral Torsional Buckling**									
	- Design load									
	Load combination name :		SLU1							
	N_{Ed}	=	-159,609	kN						
	M_{Ed}	=	-17749,244	kN · m						
	V_1	=	1457,596	kN						
	V_2	=	1464,405	kN						
	M_1	=	-19266,169	kN · m						
	M_2	=	-17749,244	kN · m						
	$M_{pl,Rd}$	=	33727,159	kN · m						
	$M_{el,Rd}$	=	26255,585	kN · m						
	- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment									
	L	=	3,713	m						
	c	=	C_d / I	=	0,000	kN/m^2				
	γ	=	$c \cdot L^4 / (E \cdot I)$	=	0,000					
	μ	=	V_2 / V_1	=	0,995					
	Φ	=	$2 \cdot (1-M_2/M_1) / (1+\mu)$	=	0,079					
	m_1	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(3+2 \cdot \Phi) \cdot \gamma/(350-50 \cdot \mu)$	=	1,019					
	m_2	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(0.195+(0.05+\mu/100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5}$	=	1,019					
	m	=	$\text{Min}(m_1, m_2)$	=	1,019					
	α_{LT}	=	0,760							
	λ_{LT}	=	$1.103 \cdot L/b \cdot \sqrt{(f_y/Em)} \cdot \sqrt{(1+A_{wc}/(3 \cdot A_c))}$	=	0,339					
	Φ_{LT}	=	$0.5 \cdot (1+\alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT}-0.2)+\lambda_{LT}^2)$	=	0,611					
	X_{LT}	=	$\frac{1}{\Phi_{LT}+\sqrt{(\Phi_{LT}^2-\lambda_{LT}^2)}}$	=	0,894402538					
	M_{Rd}	=	33727,159	kN · m						
	$M_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot M_{Rd}$	=	30165,656	kN · m				
	- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance									
	$X_{LT,N}$	=	0,880							
	$N_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd}$	=	39941,668	kN				
	Combined Ratio	=	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}}$	=	0,592388482					

Figura 258. Verifica a LTB svolta su Excel per l'elemento numero 4864.

- **4634 (elemento più sollecitato da M_y e M_{yz})**

4	**Resistance to Lateral Torsional Buckling**									
	- Design load									
	Load combination name :		SLU1							
	N_{Ed}	=	379,101	kN						
	M_{Ed}	=	18349,187	kN · m						
	V_1	=	709,375	kN						
	V_2	=	716,013	kN						
	M_1	=	18349,187	kN · m						
	M_2	=	18304,966	kN · m						
	$M_{pl,Rd}$	=	25570,781	kN · m						
	$M_{el,Rd}$	=	19523,059	kN · m						
	- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment									
	L	=	3,713	m						
	c	=	C_d / l	=	0,000	kN/m^2				
	γ	=	$c \cdot L^4 / (E \cdot I)$	=	0,000					
	μ	=	V_2 / V_1	=	0,991					
	Φ	=	$2 \cdot (1-M_2/M_1) / (1+\mu)$	=	0,002					
	m_1	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(3+2 \cdot \Phi) \cdot \gamma/(350-50 \cdot \mu)$	=	1,000					
	m_2	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(0.195+(0.05+\mu/100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5}$	=	1,000					
	m	=	$\text{Min}(m_1, m_2)$	=	1,000					
	α_{LT}	=	0,760							
	λ_{LT}	=	$1.103 \cdot L/b \cdot \sqrt{(f_y/Em)} \cdot \sqrt{(1+A_{wc}/(3 \cdot A_c))}$	=	0,382					
	Φ_{LT}	=	$0.5 \cdot (1+\alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT}-0.2)+\lambda_{LT}^2)$	=	0,642					
	X_{LT}	=	$\frac{1}{\Phi_{LT}+\sqrt{(\Phi_{LT}^2-\lambda_{LT}^2)}}$	=	0,863015466					
	M_{Rd}	=	25570,781	kN · m						
	$M_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot M_{Rd}$	=	22067,979	kN · m				
	- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance									
	$X_{LT,N}$	=	0,796							
	$N_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd}$	=	61863,321	kN				
	Combined Ratio	=	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}}$	=	0,837612752					

Figura 259. Verifica a LTB svolta su Excel per l'elemento numero 4634.

- **5501 (elemento più sollecitato da M_z)**

4	**Resistance to Lateral Torsional Buckling**									
	- Design load									
	Load combination name :		SLU1							
	N_{Ed}	=	-348,514	kN						
	M_{Ed}	=	4829,233	kN · m						
	V_1	=	-855,275	kN						
	V_2	=	-848,865	kN						
	M_1	=	5136,168	kN · m						
	M_2	=	4829,233	kN · m						
	$M_{pl,Rd}$	=	19299,026	kN · m						
	$M_{el,Rd}$	=	7618,458	kN · m						
	- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment									
	L	=	3,713	m						
	c	=	C_d / l	=	0,000	kN/m^2				
	γ	=	$c \cdot L^4 / (E \cdot I)$	=	0,000					
	μ	=	V_2 / V_1	=	0,993					
	Φ	=	$2 \cdot (1-M_2/M_1) / (1+\mu)$	=	0,060					
	m_1	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(3+2 \cdot \Phi) \cdot \gamma/(350-50 \cdot \mu)$	=	1,013					
	m_2	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(0.195+(0.05+\mu/100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5}$	=	1,013					
	m	=	$\text{Min}(m_1, m_2)$	=	1,013					
	α_{LT}	=	0,760							
	λ_{LT}	=	$1.103 \cdot L/b \cdot \sqrt{(f_y/Em)} \cdot \sqrt{(1+A_{wc}/(3 \cdot A_c))}$	=	0,299					
	Φ_{LT}	=	$0.5 \cdot (1+\alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT}-0.2)+\lambda_{LT}^2)$	=	0,583					
	X_{LT}	=	$\frac{1}{\Phi_{LT}+\sqrt{(\Phi_{LT}^2-\lambda_{LT}^2)}}$	=	0,923954746					
	M_{Rd}	=	7618,458	kN · m						
	$M_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot M_{Rd}$	=	7039,110	kN · m				
	- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance									
	$X_{LT,N}$	=	0,910							
	$N_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd}$	=	21493,631	kN				
	Combined Ratio	=	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}}$	=	0,702272047					

Figura 260. Verifica a LTB svolta su Excel per l'elemento numero 5501.

- **5116 (elemento più sollecitato da M_x)**

Anche in questo caso, l'elemento principe dell'analisi è quello sollecitato dalla torsione, la quale ci riporta conseguentemente al fenomeno studiato, instabilizzante torsionalmente. Sono stati riportati di seguito, per completezza, i risultati presi dal foglio di calcolo Excel relativi a tutte le verifiche necessarie per l'equilibrio. Al punto 4, è possibile vedere, come nelle esposizioni precedenti, il caso della verifica contro l'LTB.
Appena sotto, invece, è visibile l'elemento 5116, sia all'interno di una configurazione strutturale totale che, in dettaglio.

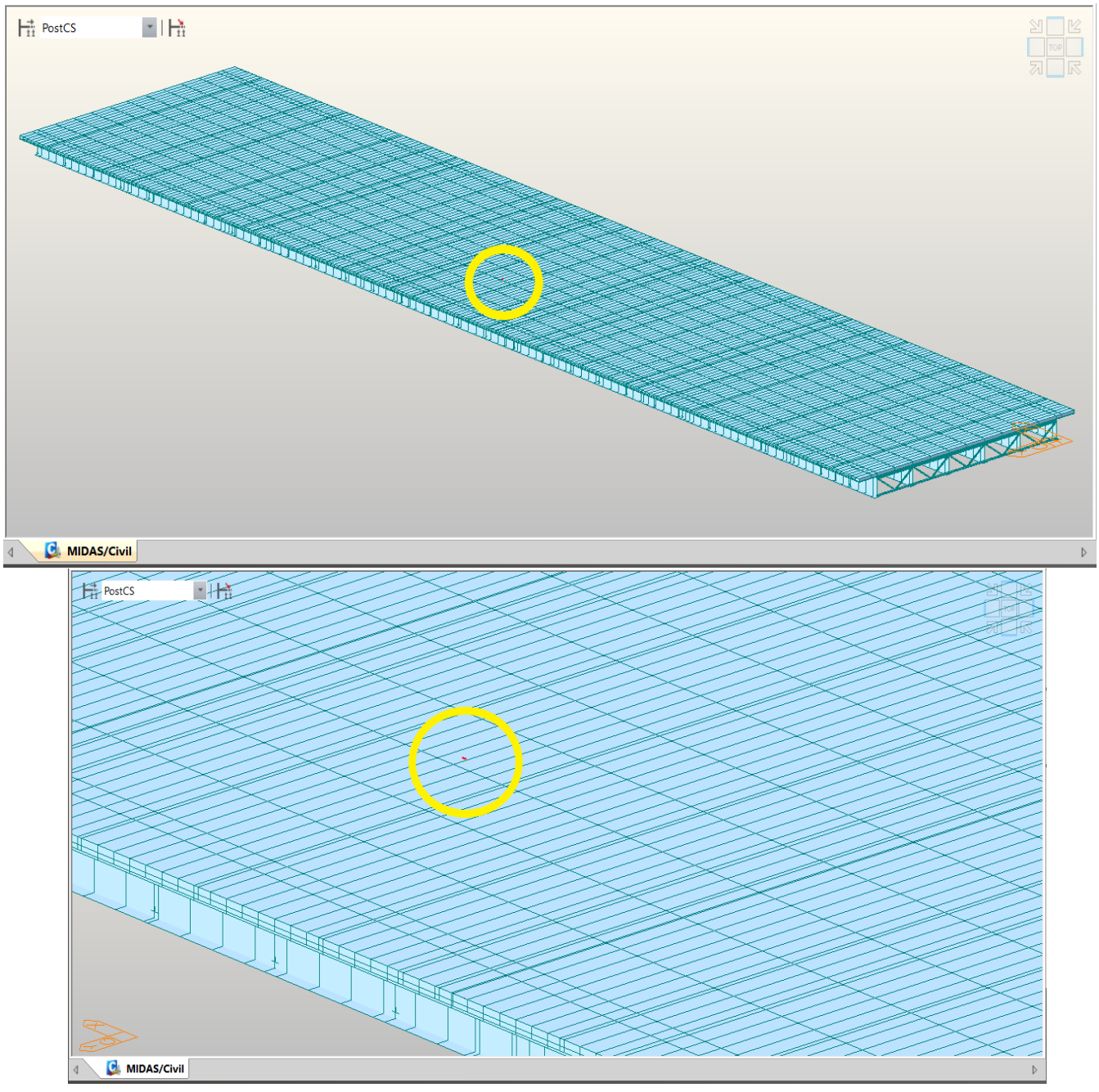


Figura 261. Zoom sull'elemento in esame: 5116.

Di seguito, vengono proposte le tabelle di calcolo e verifica estrapolate da Excel, tramite delle immagini.

Element Number	5116
Position Information	I

1 Design Condition

1,1 Design Parameters

■ Partial factors

γ_C for concrete	1,50	γ_V for headed sutd	1,25
γ_S for reinforcing steel	1,15	γ_{Ff} for equivalent constant Amplitude stress rang	1,00
γ_{M0} for structural steel	1,05	γ_{Mf} for fatigue strength	1,15
γ_{M1} for structural steel	1,10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1,15

1,2 Material Information

■ Structural steel

f_{sk} = 355,000 MPa E_s = 210000,000 MPa

■ Concrete

f_{ck} = 35,000 MPa E_{cm} = 34000,000 MPa

■ Reinforcement

f_{yk} = 450,000 MPa E_s = 210000,000 MPa

■ Section Dimensions

Slab

B_c	4232,000	mm	t_c	250,000	mm	H_h	50,000	mm

Girder

H_w	1745,000	mm	B_1	450,000	mm	B_2	500,000	mm
t_w	12,000	mm	t_{f1}	25,000	mm	t_{f2}	30,000	mm

■ Section Stiffness

Before

A_a	47190,000	mm^2
$I_{y,a}$	25702701149,436	mm^4
$I_{z,a}$	502595030,000	mm^4
$C_{y,a}$	250,000	mm
$C_{z,a}$	831,378	mm

After

A_c	218873,291	mm^2
$I_{y,c}$	75008579820,078	mm^4
$I_{z,c}$	256737389402,207	mm^4
$C_{y,c}$	250,000	mm
$C_{z,c}$	1728,430	mm

Crack

A_c	56034,000	mm^2
$I_{y,c}$	35507933272,506	mm^4
$I_{z,c}$	14741576577,599	mm^4
$C_{y,c}$	250,000	mm
$C_{z,c}$	1011,879	mm

2 Bending Resistance

2,1 Positive Moment

■ Design load

Load combination name : SLU1

$N_{a,Ed}$	-7,497	kN
$N_{c,Ed}$	44,438	kN
$M_{a,Ed}$	797,150	kN · m
$M_{c,Ed}$	6478,851	kN · m

Figura 262. Prima pagina dei risultati completi di verifica per l'elemento 5116: il più sollecitato dal momento M_x.

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-225,000	mm	z_1	71,570	mm	σ_1	-36,142 MPa
	y_2	-6,000	mm	z_2	71,570	mm	σ_2	-36,178 MPa
Right	y_1	225,000	mm	z_1	71,570	mm	σ_1	-36,215 MPa
	y_2	6,000	mm	z_2	71,570	mm	σ_2	-36,180 MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-250,000	mm	z_1	-1728,430	mm	σ_1	175,162 MPa
	y_2	-6,000	mm	z_2	-1728,430	mm	σ_2	175,122 MPa
Right	y_1	250,000	mm	z_1	-1728,430	mm	σ_1	175,081 MPa
	y_2	6,000	mm	z_2	-1728,430	mm	σ_2	175,121 MPa

Web

Right	y_1	0,000	mm	z_1	46,570	mm	σ_1	-33,244 MPa
	y_2	0,000	mm	z_2	-1698,430	mm	σ_2	171,600 MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

- Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 1909,915 mm

N_{slab} = 15954,714 kN

$N_{g,top}$ = 0,000 kN (Upper side of PNA)

$N_{g,bot}$ = 15954,714 kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd}$ = 18724,127 kN · m

x_{pl} = 190,085 mm

M_{Rd} = $\beta M_{pl,Rd}$ = 18724,127 kN · m

here, β = 1,000

M_{Rd} = 18724,127 kN · m > M_{Ed} = 7276,000 kN · m ...OK

2 Bending Resistance

2,2 Negative Moment

■ Design load

Load combination name : SLU1

$N_{a,Ed}$	-7,497	kN
$N_{c,Ed}$	-97,517	kN
$M_{a,Ed}$	797,150	kN · m
$M_{c,Ed}$	-2490,083	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-225,000	mm	z_1	788,121	mm	σ_1	21,680 MPa
	y_2	-6,000	mm	z_2	788,121	mm	σ_2	23,285 MPa
Right	y_1	225,000	mm	z_1	788,121	mm	σ_1	24,977 MPa
	y_2	6,000	mm	z_2	788,121	mm	σ_2	23,373 MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-250,000	mm	z_1	-1011,879	mm	σ_1	-48,907 MPa
	y_2	-6,000	mm	z_2	-1011,879	mm	σ_2	-47,119 MPa
Right	y_1	250,000	mm	z_1	-1011,879	mm	σ_1	-45,243 MPa
	y_2	6,000	mm	z_2	-1011,879	mm	σ_2	-47,031 MPa

Web

Right	y_1	0,000	mm	z_1	763,121	mm	σ_1	22,351 MPa
	y_2	0,000	mm	z_2	-981,879	mm	σ_2	-45,902 MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	4
Bottom flange	2
Section	4

Figura 263. Seconda pagina dei risultati completi di verifica per l'elemento 5116: il più sollecitato dal momento M_x.

- Effective section
- Effective stiffness for N_{Ed}

Before

$A_{a,eff}$	44436,796	mm^2
$I_{y,a,eff}$	25503922986,248	mm^4
$I_{z,a,eff}$	502595030,000	mm^4
$C_{y,a,eff}$	250,000	mm
$C_{z,a,eff}$	906,725	mm

After

$A_{c,eff}$	44436,796	mm^2
$I_{y,c,eff}$	25503922986,248	mm^4
$I_{z,c,eff}$	256737389402,207	mm^4
$C_{y,c,eff}$	250,000	mm
$C_{z,c,eff}$	906,725	mm

- Effective stiffness for M_{Ed}

Before

$A_{a,eff}$	48196,535	mm^2
$I_{y,a,eff}$	26378578281,376	mm^4
$I_{z,a,eff}$	502595030,000	mm^4
$C_{y,a,eff}$	250,000	mm
$C_{z,a,eff}$	856,458	mm

After

$A_{c,eff}$	47851,453	mm^2
$I_{y,c,eff}$	60602964506,887	mm^4
$I_{z,c,eff}$	14741576577,599	mm^4
$C_{y,c,eff}$	250,000	mm
$C_{z,c,eff}$	728,353	mm

- Added moment

$\Delta M_{a,Ed} = N_{a,Ed} \cdot (C_{z,a} - C_{z,a,eff}) = -0,565$ kN · m

$\Delta M_{c,Ed} = N_{c,Ed} \cdot (C_{z,c} - C_{z,c,eff}) = 10,254$ kN · m

$\sigma_{a,top} = [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (z_{i,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (z_{i,c}/I_{y,c,eff})]$

$= 15,358$ MPa

$\sigma_{a,bot} = [N_{a,Ed}/A_{a,eff} + (M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed}) \cdot (z_{b,a}/I_{y,a,eff})] + [N_{c,Ed}/A_{c,eff} + (M_{c,Ed} + \Delta M_{c,Ed}) \cdot (z_{b,c}/I_{y,c,eff})]$

$= -3,940$ MPa

$k = 7,156$: the lowest factor such that a stress limit is reached.

(Calculate minimum value between Steel Girder and Slab Reinforcement.)

$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + \Delta M_{a,Ed} + k \cdot (M_{c,Ed}) + \Delta M_{c,Ed} = 17808,170$ kN · m

$M_{Rd} = M_{el,Rd} = 17808,170$ kN · m

$M_{Rd} = 17808,170$ kN · m > $M_{Ed} = -2490,083$ kN · m ...OK

3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name : SLU1

N_{Ed}	44,438	kN
$M_{a,Ed}$	797,150	kN · m
$M_{c,Ed}$	6478,851	kN · m
$V_{Ed,a}$	171,163	kN
$V_{Ed,c}$	822,830	kN
V_{Ed}	993,993	kN

$M_{Ed} = \max(M_{Ed,t}, M_{Ed,b}) = 37963,378$ kN · m

$M_{Ed,t} = 37963,378$ kN · m

$M_{Ed,b} = 7597,821$ kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-225,000 mm	z_1	71,570 mm	σ_1	-36,142	MPa
	y_2	-6,000 mm	z_2	71,570 mm	σ_2	-36,178	MPa
Right	y_1	225,000 mm	z_1	71,570 mm	σ_1	-36,215	MPa
	y_2	6,000 mm	z_2	71,570 mm	σ_2	-36,180	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-250,000 mm	z_1	-1728,430 mm	σ_1	175,162	MPa
	y_2	-6,000 mm	z_2	-1728,430 mm	σ_2	175,122	MPa
Right	y_1	250,000 mm	z_1	-1728,430 mm	σ_1	175,081	MPa
	y_2	6,000 mm	z_2	-1728,430 mm	σ_2	175,121	MPa

Web

Right	y_1	0,000 mm	z_1	46,570 mm	σ_1	-33,244	MPa
	y_2	0,000 mm	z_2	-1698,430 mm	σ_2	171,600	MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

Figura 264. Terza pagina dei risultati completi di verifica per l'elemento 5116: il più sollecitato dal momento M_x.

■ Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA	=	1909,915	mm	
N_{slab}	=	15954,714	kN	
$N_{rebar,t}$	=	0,000	kN	(Upper side of PNA)
$N_{rebar,b}$	=	0,000	kN	(Lower side of PNA)
$N_{g,top}$	=	0,000	kN	(Upper side of PNA)
$N_{g,bot}$	=	15954,714	kN	(Lower side of PNA)
$M_{pl,Rd}$	=	18724,127	kN · m	

■ Calculation. $V_{bw,Rd}$

Web

■ Contribution from the web

$\alpha = a/h_w = 2,148997135$

$k_\tau = 4.1+(6.3+0.18 \cdot I_{sl}/(t^3 \cdot h_w)) / \alpha^2 + 2.2 \cdot (I_{sl}/(t^3 \cdot h_w))^{1/3} = 8,129845193$

$I_{sl} = 4984426,921$ mm⁴

$t = 12,000$ mm

$\lambda_w = h_w / (37.4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}) = 1,676$

$X_w = 1.37 / (0.7+\lambda_w) = 0,577$ $\quad \lambda_w \geq 1.08$

$$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 2249,678 \text{ kN}$$

$V_{Rd} = 2249,678$ kN

$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = 993,993$ kN

$\eta_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0,442 \leq 1.0$

■ Contribution from the flange

$M_{f,Rd} = 11293,337$ kN · m

$M_{f,Rd}$ is calculated as $M_{pl,Rd}$ but neglecting the web contribution.

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right) = 0,000 \text{ kN}$$

where $M_{f,Rd} = 11293,337$ kN · m

$M_{Ed} = 37963,378$ kN · m (Taken as the greatest value of $(\sum \sigma_i)W$)

$$c = a \cdot \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}}\right) = 983,682$$

■ Check Shear Resistance

$V_{Ed} / (V_{bw,Rd}+V_{bf,Rd}) = 0,442 < 1.0$ ... OK

■ Interaction M-V

For the section class 1 or 2, M-V interaction should be checked separately by the user.

Figura 265. Quarta pagina dei risultati completi di verifica per l'elemento 5116: il più sollecitato dal momento M_x.

4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name :		SLU1	
N_{Ed}	=	36,941	kN
M_{Ed}	=	7276,000	kN · m
V_1	=	993,993	kN
V_2	=	994,667	kN
M_1	=	7276,000	kN · m
M_2	=	7220,366	kN · m
$M_{pl,Rd}$	=	18724,127	kN · m
$M_{el,Rd}$	=	14350,477	kN · m

- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment

L	=	3,775	m				
c	=	C_d / I	=	0,000	kN/m²		
γ	=	$c \cdot L^4 / (E \cdot I)$	=	0,000			
μ	=	V_2 / V_1	=	0,999			
Φ	=	$2 \cdot (1-M_2/M_1) / (1+\mu)$	=	0,008			
m_1	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(3+2 \cdot \Phi) \cdot \gamma/(350-50 \cdot \mu)$	=	1,001			
m_2	=	$1+0.44 \cdot (1+\mu) \cdot \Phi^{1.5}+(0.195+(0.05+\mu/100) \cdot \Phi) \cdot \gamma^{0.5}$	=	1,001			
m	=	$\text{Min}(m_1, m_2)$	=	1,001			
α_{LT}	=	0,760					
λ_{LT}	=	$1.103 \cdot L/b \cdot \sqrt{(f_y/Em)} \cdot \sqrt{(1+A_{wc}/(3 \cdot A_f))}$	=	0,383			
Φ_{LT}	=	$0.5 \cdot (1+\alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT}-0.2)+\lambda_{LT}^2)$	=	0,643			
X_{LT}	=	$\frac{1}{\Phi_{LT}+\sqrt{(\Phi_{LT}^2-\lambda_{LT}^2)}}$	=	0,862308231			

M_{Rd}	=	18724,127	kN · m	
$M_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot M_{Rd}$ =	16145,969	kN · m

- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance

$X_{LT,N}$	=	0,790		
$N_{b,Rd}$	=	$X_{LT} \cdot \text{Area} \cdot f_{yd}$ =	58487,832	kN

Combined Ratio = $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}}$ = 0,451270408

6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name :		SLU1	
$N_{c,el}$	=	7631,677	kN
$N_{c,f}$	=	15954,714	kN
M_{Ed}	=	7276,000	kN · m
V_{Ed}	=	822,830	kN
$M_{pl,Rd}$	=	18724,127	kN · m
$M_{el,Rd}$	=	14350,477	kN · m

- Shear resistance of a single connector

$P_{Rd,1}$	=	$0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V$	=	109,478	kN
$P_{Rd,2}$	=	$0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V$	=	122,492	kN
P_{Rd}	=	$\text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2})$	=	109,478	kN

where f_u	=	450,000	MPa	
α	=	1		for $h_{sc}/d > 4$
Num.	=	2		
d	=	22,000	mm	
h_{sc}	=	175,000	mm	
Space	=	200,000	mm	

- Verification

$v_{L,Ed}$	=	$V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I)$	=	467,182	kN/m
$v_{L,Rd}$	=	$P_{Rd} \cdot \text{Num./Space}$	=	1094,782	kN/m
$v_{L,Ed}$	<	$v_{L,Rd}$	...	OK	

Figura 266. Quinta pagina dei risultati completi di verifica per l'elemento 5116: il più sollecitato dal momento M_x.

7 Stress Limitation

- In the structural steel

Characteristic load combination name : SLE - Rara

$\sigma_{Ed,ser}$	=	-104,935	MPa	(Bottom-left fiber in the flange)
$\tau_{Ed,ser}$	=	35,193	MPa	(Neutral axis in the web)

$\sigma_{Ed,ser}$			<	$f_y / \gamma_{M,ser}$			
-104,935	MPa		<	355,000	MPa	...	OK
$\tau_{Ed,ser}$			<	$f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser})$			
35,193	MPa		<	204,959	MPa	...	OK
$\sqrt{(\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2)}$			<	$f_y / \gamma_{M,ser}$			
121,355	MPa		<	355,000	MPa	...	OK

- In the concrete of the slab

Characteristic load combination name : SLE - Rara

σ_c	≤	$k_1 f_{ck}$					
-77,641	MPa		>	21,000	MPa	...	NG

- In the reinforcement

Load combination name : SLE - Rara

σ_s	≤	$k_3 f_{yk}$					
68,782	MPa		<	360,000	MPa	...	OK

8 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : SLE - Rara

$P_{Rd,1}$	=	$0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V$	=	109,478	kN			
$P_{Rd,2}$	=	$0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V$	=	122,492	kN			
P_{Rd}	=	$\text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2})$	=	109,478	kN			
$P_{Rd,ser}$	=	$k_s \cdot P_{Rd}$	=	82,109	kN			

where	f_u	=	450,000	MPa		
	α	=	1		for	$h_{sc}/d > 4$
	Num.	=	2			
	d	=	22,000	mm		
	h_{sc}	=	175,000	mm		
	Space	=	200,000	mm		
	k_s	=	0,750			

- Verification

$v_{L,Ed}$	=	$V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I)$	=	346,433	kN/m	
$v_{L,Rd}$	=	$P_{Rd,ser} \cdot \text{Num./Space}$	=	821,087	kN/m	
$v_{L,Ed}$	<	$v_{L,Rd}$	...	OK		

Figura 267. Sesta e ultima pagina dei risultati completi di verifica per l'elemento 5116: il più sollecitato dal momento M_x.

6.2.4 Quarto caso: effetto dei pesi propri sulla struttura nella fase intermedia (utilizzo di un secondo modello MIDAS semplificato)

Un caso importante da studiare è sicuramente il seguente, rappresentato da un modello più semplice costruito diversamente, volto a cogliere i dettagli di una struttura agli stadi iniziali di costruzione, quando ancora la soletta in calcestruzzo è in forma liquida. La descrizione di suddetto modello presenta, come già preannunciato nel capitolo di descrizione di quello "completo", qualche semplificazione rispetto a quest'ultimo, utilizzato nei casi presentati e visti fino a questo punto del lavoro. Gli elementi, i carichi, i vincoli e tutto ciò che è stato descritto nel capitolo apposito riguardo al modello completo si ripetono anche in quest'ultimo semplificato, dunque, senza una necessaria rivisitazione degli strumenti utilizzati poiché, anche se in numero minore, hanno lo stesso funzionamento e le stesse modalità di rappresentazione virtuale dell'opera oggetto di studio. L'aggiunta della analisi di design per uno scheletro strutturale solo in acciaio è descritta nelle pagine che seguono e rappresenta la differenza maggiore in termini di analisi, appunto, e verifica confrontata con il tipo di schema strutturale utilizzato fin qui.

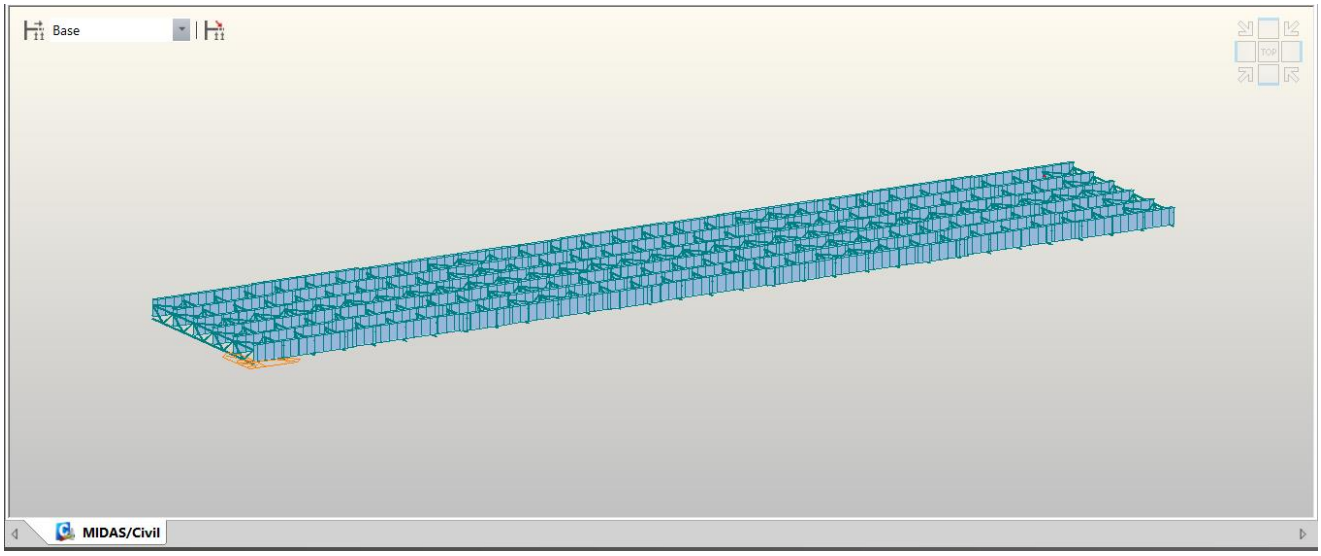


Figura 268. Modello agli elementi finiti: struttura ai primi stadi fatta di solo acciaio e soletta liquida in calcestruzzo (non modellata graficamente).

Chiaramente, in questo caso, il modello è rappresentato solamente dallo scheletro in acciaio e, per semplicità e facilità di calcolo, non è stata inserita la soletta come elemento grafico ma solo come carico sulla struttura ("Element Beam Loads").
La soletta darà alla parte in acciaio solamente un contributo di carico e nessun contributo in termini strutturali, poiché fatta ancora di calcestruzzo fresco e, di conseguenza, non reagente. Sono stati inseriti, per rendere più realistica la fase di costruzione, anche i carichi relativi al vento, che, come si è mostrato nella parte teorica preliminare di questo lavoro di tesi, possono dare problemi di instabilità flesso-torsionale in regime dinamico, attraverso i moti di "flutter".
L'immagine nella pagina successiva mostra i carichi relativi al peso della soletta non collaborante applicati alla struttura in acciaio.

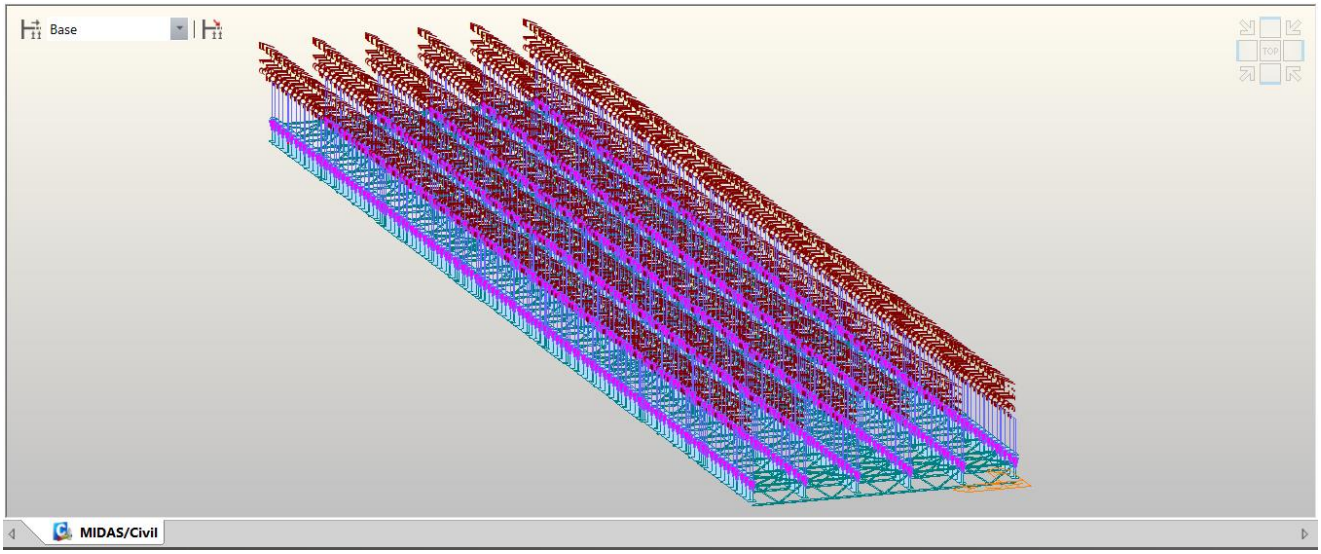


Figura 269. "Element Beam Loads" sulla struttura preliminare in acciaio, relativi ai carichi della soletta liquida non reagente.

Sono state eliminate chiaramente le tre fasi viste precedentemente e si è lavorato solo su un "Construction Stage" denominato "Base".
La combinazione presa in considerazione per la scelta dell'elemento più sollecitato da verificare (che successivamente sarà sottoposto in automatico dal programma alle varie verifiche sulle sollecitazioni tenenti conto della combinazione più gravosa per lo stesso) è quella relativa ai pesi propri, nonostante, nella modellazione, per completezza, sia stato inserito anche il vento.
L'elemento più sollecitato, per quanto riguarda lo stato torsionale, è stato il 6912 (ma anche il 6917). Quest'ultimo è stato inserito appositamente all'interno di un design strutturale fornito dal programma per la parte in acciaio (non più composita).
La voce suggerita parla di "Steel Design" e, in particolar modo di "Steel Design Code", dove è stata scelta l'impostazione "Eurocode3-2:05", come riporta l'immagine seguente.

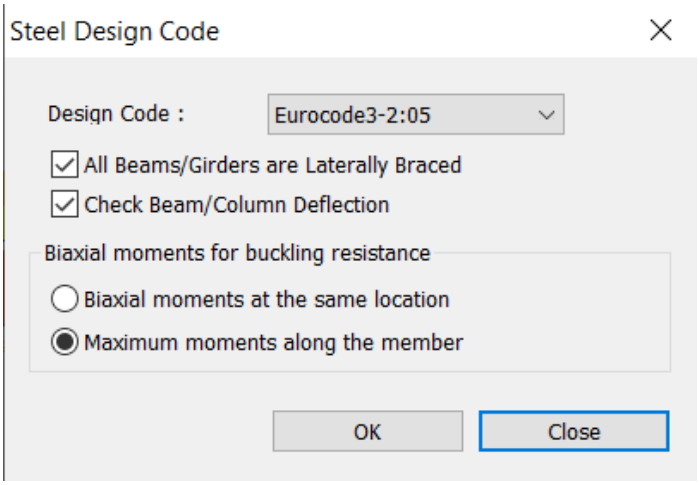


Figura 270. Scelta del "Design Code".

Una volta selezionato l'elemento da analizzare, in questo caso il 6917 (visibile nell'immagine appena sotto, anche con uno zoom sulla struttura) che, come riporta la tabella estrapolata dal programma (vedi pagina successiva), possiede lo stesso valore di momento torcente M_x dell'elemento 6912, è stato avviato il design attraverso l'impostazione "Steel Code Check", fornita da MIDAS. Per comodità, velocità di lettura dei calcoli, nonché semplificazione del calcolo stesso per il programma, si riportano, questa volta, solo le tabelle di verifica inerenti all'elemento scelto e più sollecitato, legato alla torsione, trascurando dunque rispetto ai casi precedenti, i vari elementi connessi a F_x, F_y, F_z, F_{yz}, M_y, M_z, M_{yz}.

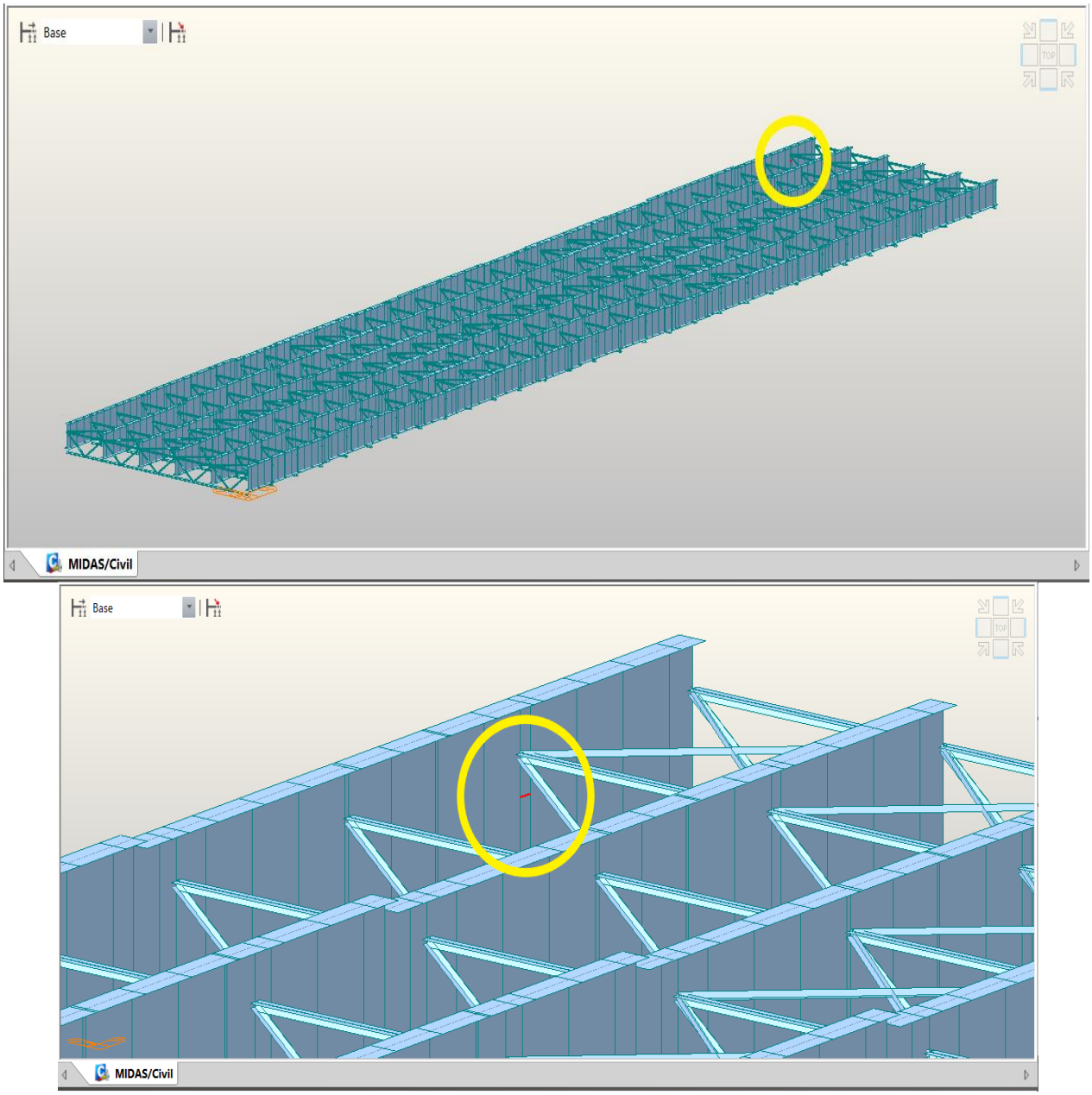


Figura 271. Collocazione all'interno della struttura e dettaglio dell'elemento 6917.

	Elem	Load	Part	Axial (N)	Shear-y (N)	Shear-z (N)	Torsion (N*mm)	Moment-y (N*mm)	Moment-z (N*mm)
	6901	Pesi pr	I[6497	3150.14	510.15	570281.95	-300.77	-540169900.7	456896.22
	6902	Pesi pr	I[6498	-4820.36	296.66	571383.36	-191.68	-547557715.6	-2963.22
	6903	Pesi pr	I[6499	-4820.35	-296.66	571383.35	191.43	-547557822.9	2961.59
	6904	Pesi pr	I[6500	3150.13	-510.15	570281.85	300.50	-540170071.3	-456897.84
	6905	Pesi pr	I[6501	-3454.83	-915.09	578260.82	11101.19	-503859107.7	-1361462.68
	6906	Pesi pr	I[6519	-15001.94	-343.77	720952.78	-19214.48	-2904732588.	-1979592.03
	6907	Pesi pr	I[6520	-19423.56	-442.34	718399.47	-1924.07	-2904874038.	-1369200.25
	6908	Pesi pr	I[6521	-22771.14	-634.90	718814.93	-12249.52	-2918431625.	-1090356.35
	6909	Pesi pr	I[6522	-22771.13	634.90	718814.87	12248.50	-2918431684.	1090351.70
	6910	Pesi pr	I[6523	-19423.56	442.34	718399.38	1923.05	-2904873850.	1369195.00
	6911	Pesi pr	I[6524	-15001.93	343.77	720952.63	19213.44	-2904732259.	1979587.41
	6912	Pesi pr	I[6559	3092.78	427.88	414918.99	34519.43	1792616142.0	1463211.82
	6913	Pesi pr	I[6560	11687.57	223.25	388411.54	16866.43	1686723790.9	639869.20
	6914	Pesi pr	I[6561	10137.95	46.29	397601.47	2628.04	1721558264.1	96623.38
	6915	Pesi pr	I[6562	10138.05	-46.29	397601.43	-2628.09	1721558228.6	-96622.94
	6916	Pesi pr	I[6563	11687.57	-223.25	388411.54	-16866.46	1686723794.6	-639868.76
	6917	Pesi pr	I[6564	3092.77	-427.88	414918.99	-34519.46	1792616152.3	-1463210.73
	6918	Pesi pr	I[6582	-3404.68	-687.86	271144.70	28776.85	3055752339.5	-1144165.17

Figura 272. Valore del momento torcente M_x per l'elemento 6917.

Successivamente, viene di seguito fornita l'estrapolazione tramite immagine del diagramma di sollecitazione sulla struttura per effetto di M_x.

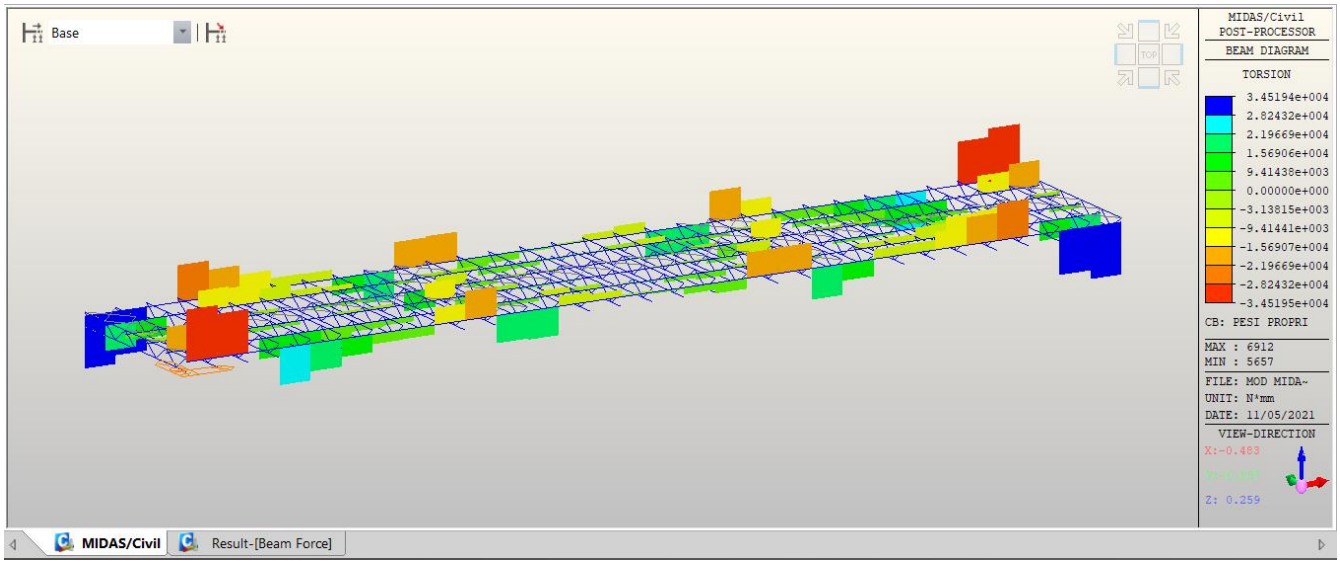


Figura 273. Diagramma di sollecitazione sulla struttura per effetto di M_x.

Una volta lanciata l'analisi di design strutturale seguendo l'Eurocodice 3, inerente al materiale acciaio, si sono esaminati i risultati.
Rispetto ai casi analizzati precedentemente, trattandosi di una analisi di design differente, poiché non si parla più di struttura composita bensì di conci in acciaio che sorreggono una soletta liquida non collaborante in calcestruzzo (vedi immagine seguente), la funzione fornente i risultati non utilizza Excel come foglio di calcolo ma un editor di testo fornito da MIDAS stesso ("MIDAS/Text Editor").

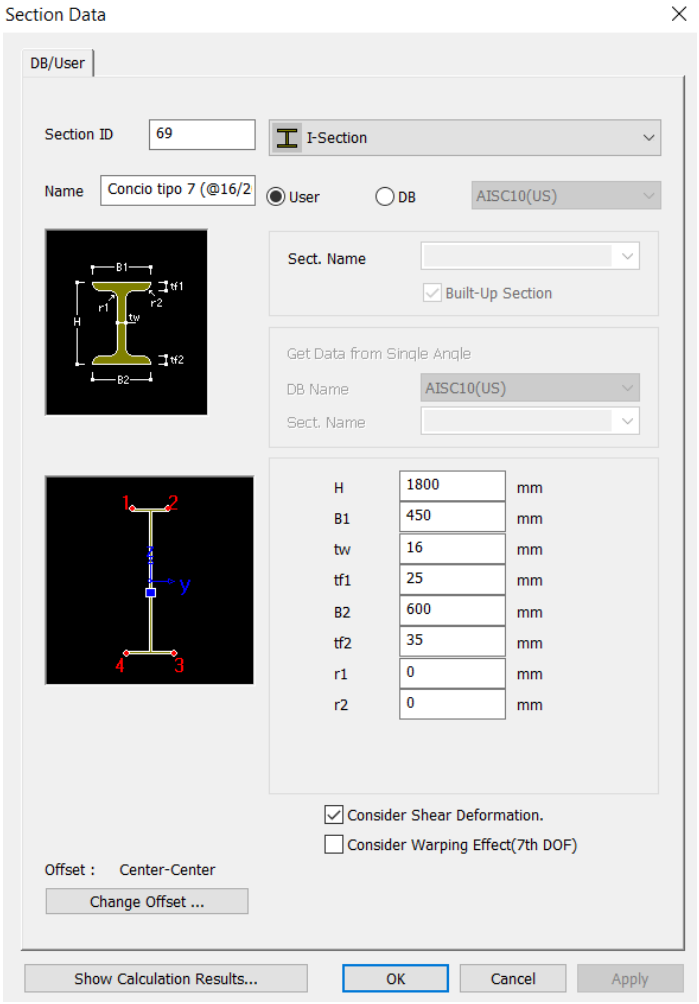


Figura 274. Sezione del concio n°7 in acciaio reggente soletta liquida non collaborante in calcestruzzo (qui non rappresentata).

I risultati, dunque, sono stati forniti attraverso la seguente schermata, la quale spiega come essi possano essere visualizzati sia in formato "short" seguendo la voce "Graphic…" sia in formato completo cliccando su "Detail…".

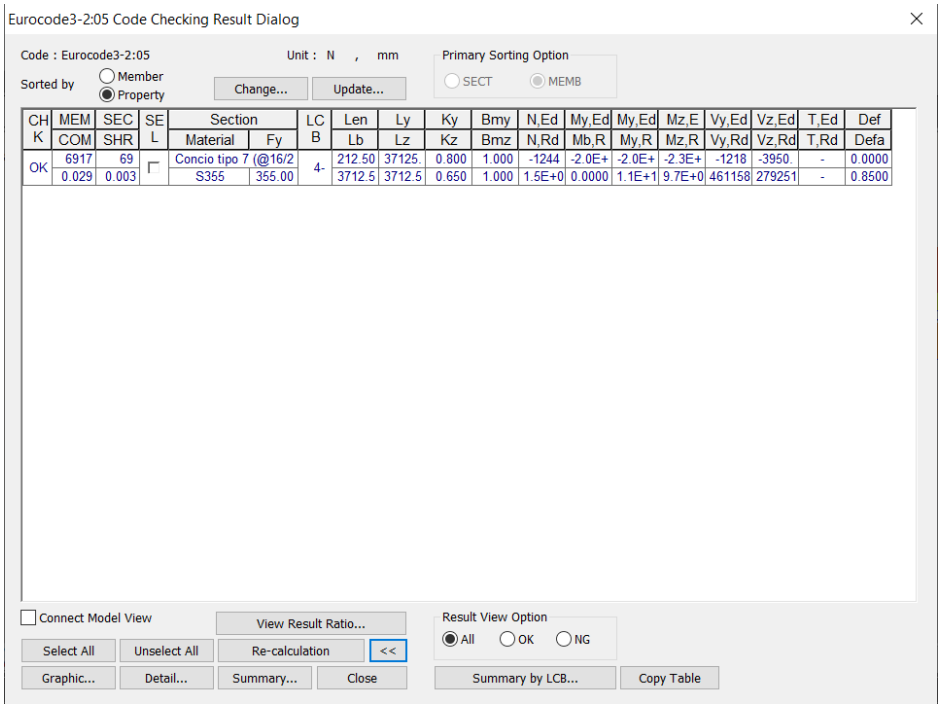


Figura 275. Schermata di approccio ai risultati di analisi per l'elemento 6917 (sezione: concio tipo 7).

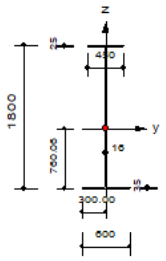
Entrando nella prima voce menzionata si può vedere il seguente riassunto di calcolo, fornito dal programma. Da notare come, nella voce "Checking Result" nella parte dove si parla di "Combined Resistance" vengano utilizzati i coefficienti χ_{LT}, caratteristici del Lateral Torsional Buckling e, venga inserita anche la verifica contro lo stesso.

Preview Window

Prop No : 69 | Print | Print All | Close | Save

1. Design Information

Design Code	Eurocode3-2:05
Unit System	N, mm
Member No	6917
Material	S355 (No:4)
	(Fy = 355.000, Es = 210000)
Section Name	Concio tipo 7 (@16/200) (No:69)
	(Rolled : BI 1800x450x16/25).
Member Length	: 212.500



2. Member Forces

Depth	1800.00	Web Thick	16.0000
Top F Width	450.000	Top F Thick	25.0000
Bot.F Width	600.000	Bot.F Thick	35.0000
Area	60090.0	Asz	28800.0
Cyb	1237468	Czb	36795.9
Iyy	31066786525	Izz	820437670
Ybar	300.000	Zbar	760.061
Wely	29873667	Welz	2734792
ry	719.030	rz	116.848

Axial Force	Fxx = -12441 (LCB: 4-, POS:1/2)
Bending Moments	My = -20057905, Mz = -23098817
End Moments	Myi = -20057905, Myj = -19218372 (for Lb)
	Myi = -20057905, Myj = -19218372 (for Ly)
	Mzi = -23098817, Mzj = -20583826 (for Lz)
Shear Forces	Fyy = -12185 (LCB: 4-, POS:I)
	Fzz = -3950.7 (LCB: 4-, POS:1/2)

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	Ly = 37125.0, Lz = 3712.50, Lb = 3712.50
Effective Length Factors	Ky = 0.80, Kz = 0.65
Moment Factor / Bending Coefficient	Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Result

Axial Resistance

N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 12441/15255982 = 0.001 < 1.000 ..... O.K

Bending Resistance

M_Edy/M_Rdy = 20057905/10605151740 = 0.002 < 1.000 ..... O.K

M_Edz/M_Rdz = 23098817/970851243 = 0.024 < 1.000 ..... O.K

Combined Resistance

R.byN = N_Ed/(Aeff*fy/Gamma_M0), R.byM = (M_Edy+N_Ed*eNy)/My_Rd + (M_Edz+N_Ed*eNz)/Mz_Rd

Rc.LT1 = N_Ed/(Xiy*Aeff*fy/Gamma_M1)

Rb.LT1 = kyy*(M_Edy+N_Ed*eNy)/(Xi_LT*Weffy*fy/Gamma_M1) + kyz*(M_Edz+N_Ed*eNz)/(Weffz*fy/Gamma_M1)

Rc.LT2 = N_Ed/(Xiz*Aeff*fy/Gamma_M1)

Rb.LT2 = kzy*(M_Edy+N_Ed*eNy)/(Xi_LT*Weffy*fy/Gamma_M1) + kzz*(M_Edz+N_Ed*eNz)/(Weffz*fy/Gamma_M1)

Rmax = MAX[R.byN+R.byM, MAX(Rc.LT1+Rb.LT1, Rc.LT2+Rb.LT2)] = 0.029 < 1.000 ... O.K

Shear Resistance

V_Edy/Vy_Rd = 0.003 < 1.000 ..... O.K

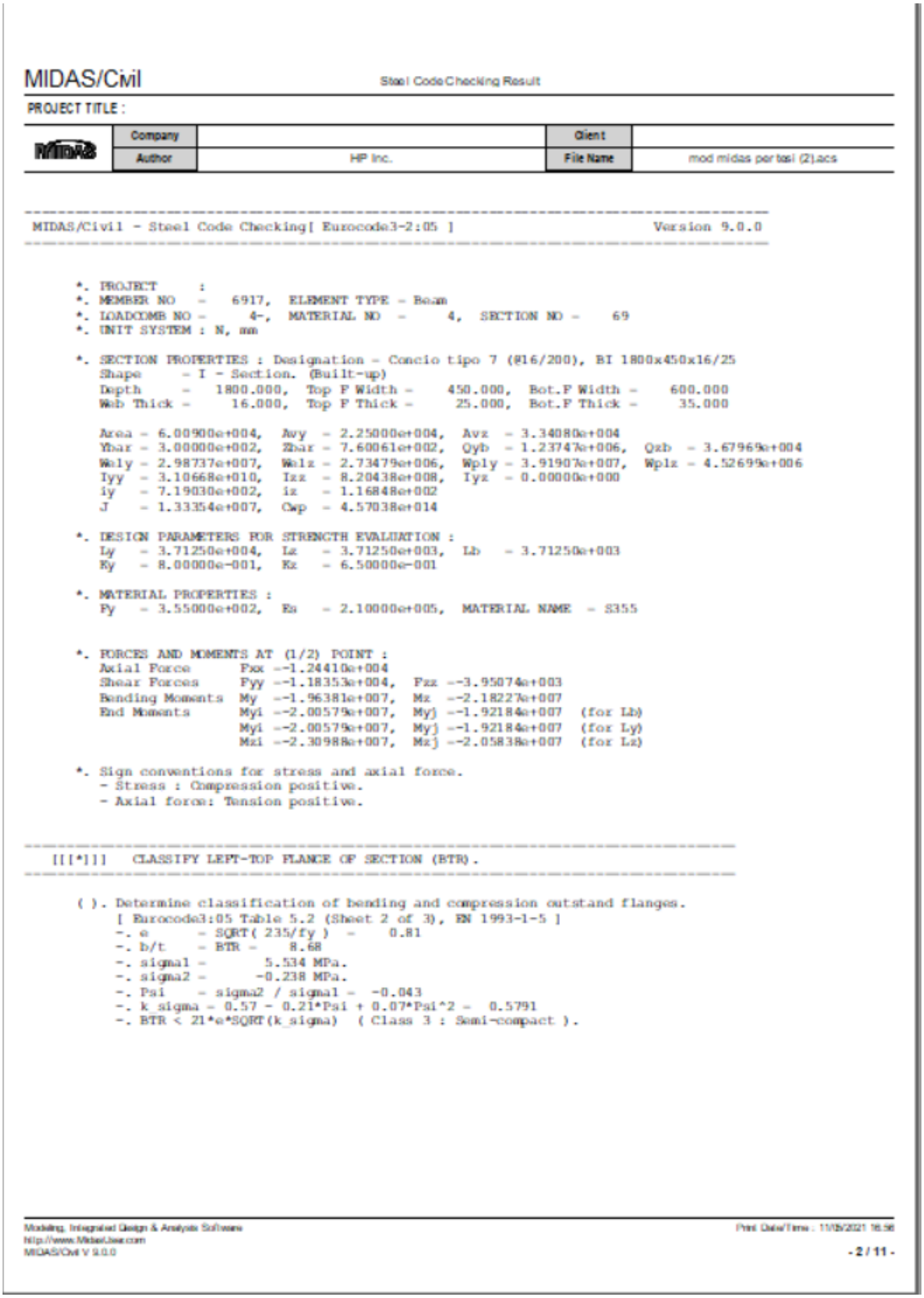
V_Edz/Vz_Rd = 0.001 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 0.8500 > 0.0000 (Memb:6917, LCB: 5-, POS: 0.0mm, Dir-Z)..... O.K

Figura 276. Verifiche fatte, esposte in sintesi.

Volendo approfondire i risultati, attraverso la voce “Detail…” si possono vedere anche i procedimenti di calcolo per le varie verifiche esposte in sintesi nell’immagine precedente. Di seguito, vengono proposti i summenzionati.



MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

Company		Client		
Author	HP Inc.	File Name	mod midas per tesi (2).acs	

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

*. PROJECT :
*. MEMBER NO = 6917, ELEMENT TYPE = Beam
*. LOADCOMB NO = 4-, MATERIAL NO = 4, SECTION NO = 69
*. UNIT SYSTEM : N, mm

*. SECTION PROPERTIES : Designation - Concio tipo 7 (Ø16/200), BI 1800x450x16/25
Shape - I - Section. (Built-up)
Depth = 1800.000, Top F Width = 450.000, Bot.F Width = 600.000
Web Thick = 16.000, Top F Thick = 25.000, Bot.F Thick = 35.000

Area = 6.00900e+004, Avy = 2.25000e+004, Avz = 3.34080e+004
Ybar = 3.00000e+002, Zbar = 7.60061e+002, Qyb = 1.23747e+006, Qzb = 3.67969e+004
Wely = 2.98737e+007, Welz = 2.73479e+006, Wply = 3.91907e+007, Wplz = 4.52699e+006
Iyy = 3.10668e+010, Izz = 8.20438e+008, Iyz = 0.00000e+000
iy = 7.19030e+002, iz = 1.16848e+002
J = 1.33354e+007, Cwp = 4.57038e+014

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :
Ly = 3.71250e+004, Lz = 3.71250e+003, Lb = 3.71250e+003
Ky = 8.00000e-001, Kz = 6.50000e-001

*. MATERIAL PROPERTIES :
Fy = 3.55000e+002, Es = 2.10000e+005, MATERIAL NAME = S355

*. FORCES AND MOMENTS AT (1/2) POINT :
Axial Force Fxx =-1.24410e+004
Shear Forces Fyy =-1.18353e+004, Fzz =-3.95074e+003
Bending Moments My =-1.96381e+007, Mz =-2.18227e+007
End Moments Myi =-2.00579e+007, Myj =-1.92184e+007 (for Lb)
Myi =-2.00579e+007, Myj =-1.92184e+007 (for Ly)
Mzi =-2.30988e+007, Mzj =-2.05838e+007 (for Lz)

*. Sign conventions for stress and axial force.
- Stress : Compression positive.
- Axial force: Tension positive.

[[[*]]] CLASSIFY LEFT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).

( ). Determine classification of bending and compression outstand flanges.
[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5]
-. e = SQRT(235/fy) = 0.81
-. b/t = BTR = 8.68
-. sigma1 = 5.534 MPa.
-. sigma2 = -0.238 MPa.
-. Psi = sigma2 / sigma1 = -0.043
-. k_sigma = 0.57 - 0.21*Psi + 0.07*Psi^2 = 0.5791
-. BTR < 21*e*SQRT(k_sigma) (Class 3 : Semi-compact).

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.0.0
Print Date/Time : 11/25/2021 16:56
- 2 / 11 -

Figura 277. Prima pagina di calcolo: varie classificazioni e identificazione proprietà.

Politecnico di Torino

MIDAS/Civil Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	mod midas per tesi (2).acs

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

[[[*]]] CLASSIFY RIGHT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).

( ). Determine classification of tension outstand flanges.
-. Not Checking the Section Classification.

[[[*]]] CLASSIFY LEFT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).

( ). Determine classification of compression outstand flanges.
[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5]
-. e = SQRT(235/fy) = 0.81
-. b/t = BTR = 8.34
-. sigma1 = 8.667 MPa.
-. sigma2 = 0.900 MPa.
-. BTR < 14*e (Class 3 : Semi-compact).

[[[*]]] CLASSIFY RIGHT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).

( ). Determine classification of tension outstand flanges.
-. Not Checking the Section Classification.

[[[*]]] CLASSIFY WEB OF SECTION (HTR).

( ). Determine classification of bending and compression Internal Parts.
[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5]
-. e = SQRT(235/fy) = 0.81
-. d/t = HTR = 108.75
-. sigma1 = 0.665 MPa.
-. sigma2 = -0.435 MPa.
-. Psi = -0.720
-. RatPsi = 1 / (0.67 + 0.33*Psi) = 2.312
-. HTR > 42*e*RatPsi (Class 4 : Slender).

[[[*]]] CALCULATE EFFECTIVE AREA.

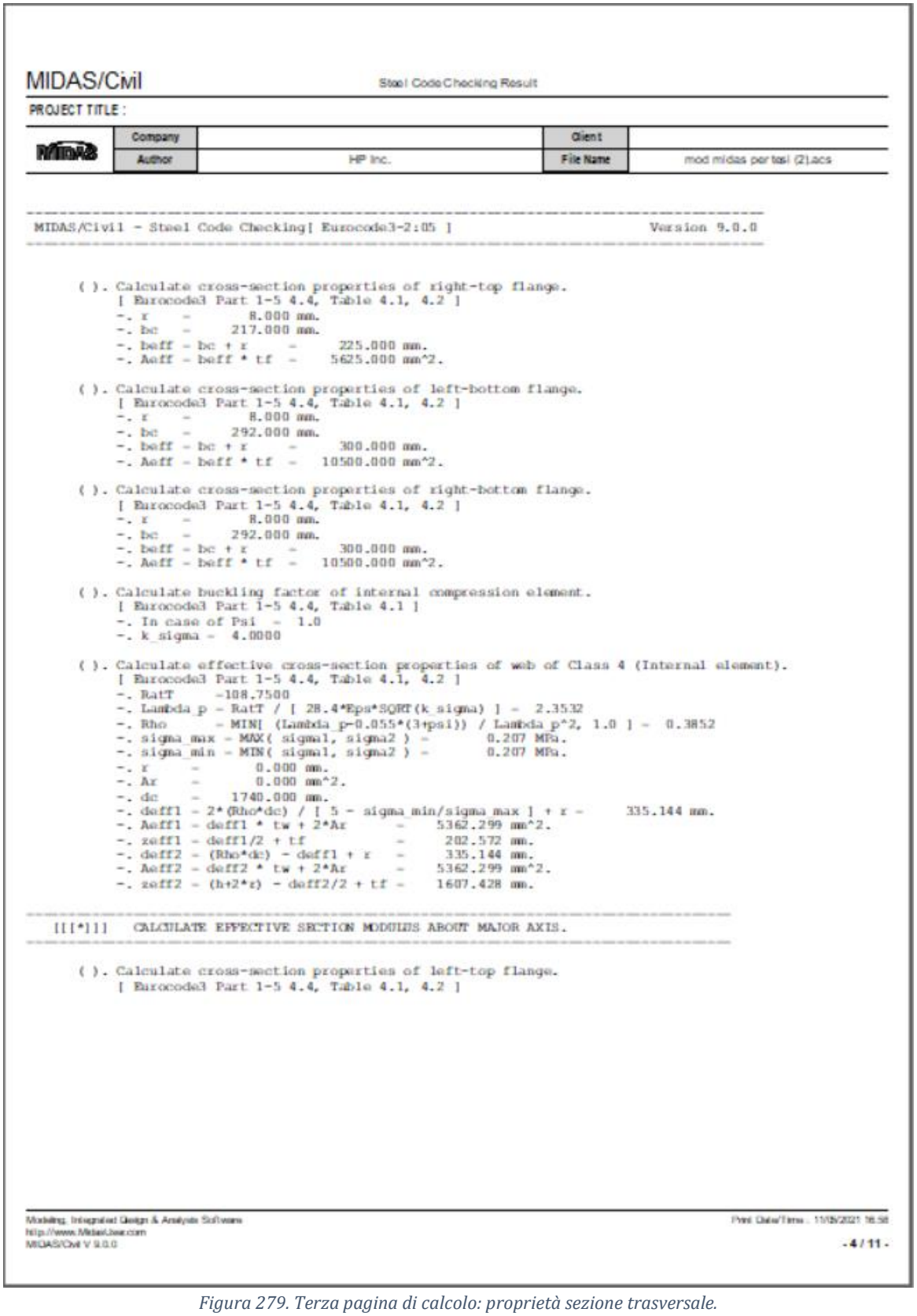
( ). Calculate cross-section properties of left-top flange.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. r = 8.000 mm.
-. bc = 217.000 mm.
-. beff = bc + r = 225.000 mm.
-. Aeff = beff * tf = 5625.000 mm^2.

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.0.0

Print Date/Time : 11/05/2021 17:15

- 3 / 11 -

Figura 278. Seconda pagina di calcolo: classificazione della sezione.



MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	mod midas per tesi (2).acs

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

( ). Calculate cross-section properties of right-top flange.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. r = 8.000 mm.
-. bc = 217.000 mm.
-. beff = bc + r = 225.000 mm.
-. Aeff = beff * tf = 5625.000 mm^2.

( ). Calculate cross-section properties of left-bottom flange.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. r = 8.000 mm.
-. bc = 292.000 mm.
-. beff = bc + r = 300.000 mm.
-. Aeff = beff * tf = 10500.000 mm^2.

( ). Calculate cross-section properties of right-bottom flange.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. r = 8.000 mm.
-. bc = 292.000 mm.
-. beff = bc + r = 300.000 mm.
-. Aeff = beff * tf = 10500.000 mm^2.

( ). Calculate buckling factor of internal compression element.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1]
-. In case of Psi = 1.0
-. k_sigma = 4.0000

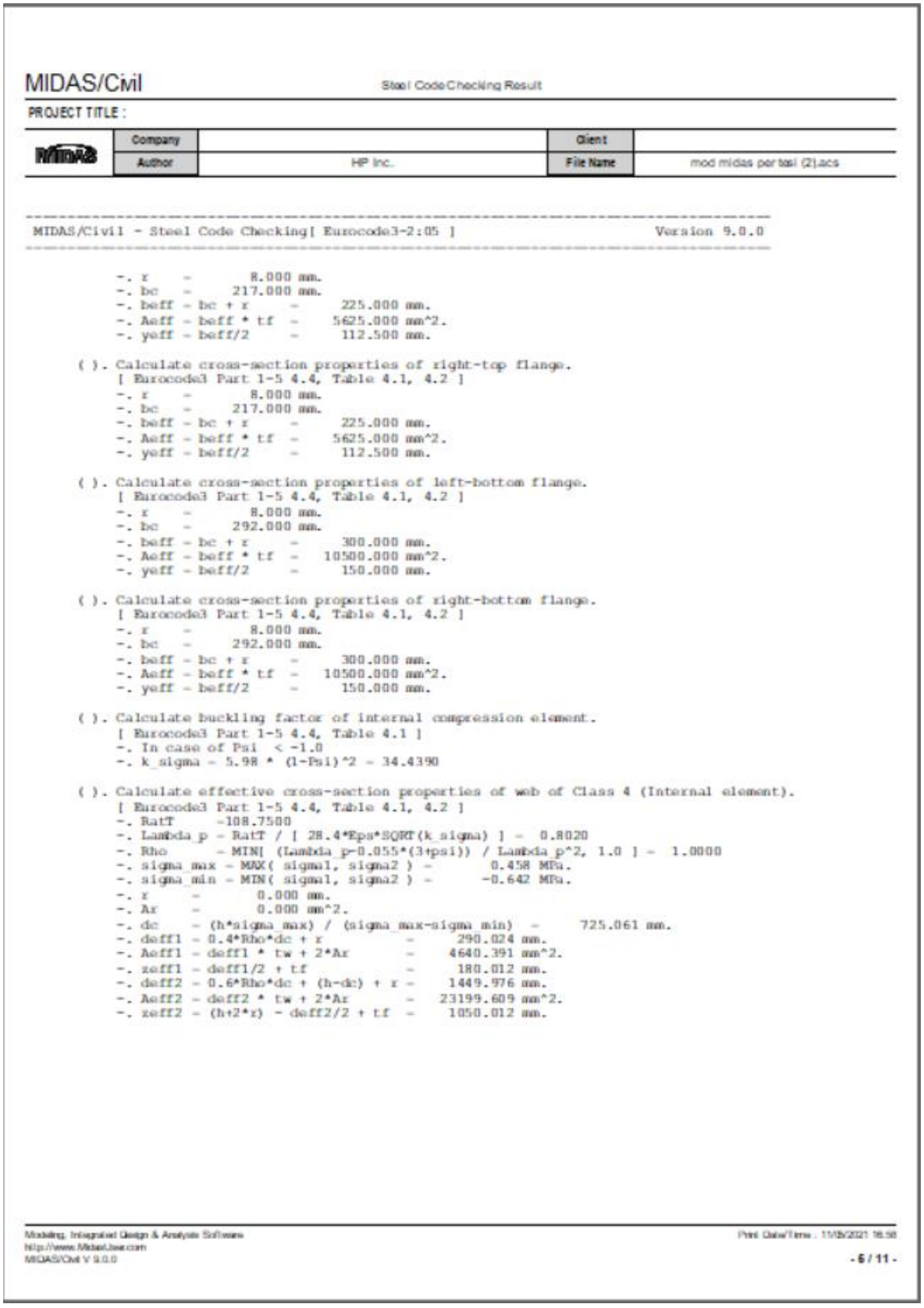
( ). Calculate effective cross-section properties of web of Class 4 (Internal element).
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. RatT -108.7500
-. Lambda_p = RatT / [28.4*Eps*SQRT(k_sigma)] = 2.3532
-. Rho = MIN[(Lambda_p-0.055*(3+psi)) / Lambda_p^2, 1.0] = 0.3852
-. sigma_max = MAX(sigma1, sigma2) = 0.207 MPa.
-. sigma_min = MIN(sigma1, sigma2) = 0.207 MPa.
-. r = 0.000 mm.
-. Ar = 0.000 mm^2.
-. dc = 1740.000 mm.
-. deff1 = 2*(Rho*dc) / [5 - sigma_min/sigma_max] + r = 335.144 mm.
-. Aeff1 = deff1 * tw + 2*Ar = 5362.299 mm^2.
-. zeff1 = deff1/2 + tf = 202.572 mm.
-. deff2 = (Rho*dc) - deff1 + r = 335.144 mm.
-. Aeff2 = deff2 * tw + 2*Ar = 5362.299 mm^2.
-. zeff2 = (h+2*r) - deff2/2 + tf = 1607.428 mm.

[[[*]]] CALCULATE EFFECTIVE SECTION MODULUS ABOUT MAJOR AXIS.

( ). Calculate cross-section properties of left-top flange.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.0.0
Print Date/Time : 11/05/2021 16:58
- 4 / 11 -

Figura 279. Terza pagina di calcolo: proprietà sezione trasversale.



MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	mod midas per tesi (2).acs

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

```
        -. r    =       8.000 mm.
        -. bc   =     217.000 mm.
        -. beff = bc + r      =     225.000 mm.
        -. Aeff = beff * tf   =    5625.000 mm^2.
        -. yeff = beff/2      =     112.500 mm.

    ( ). Calculate cross-section properties of right-top flange.
         [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
        -. r    =       8.000 mm.
        -. bc   =     217.000 mm.
        -. beff = bc + r      =     225.000 mm.
        -. Aeff = beff * tf   =    5625.000 mm^2.
        -. yeff = beff/2      =     112.500 mm.

    ( ). Calculate cross-section properties of left-bottom flange.
         [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
        -. r    =       8.000 mm.
        -. bc   =     292.000 mm.
        -. beff = bc + r      =     300.000 mm.
        -. Aeff = beff * tf   =   10500.000 mm^2.
        -. yeff = beff/2      =     150.000 mm.

    ( ). Calculate cross-section properties of right-bottom flange.
         [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
        -. r    =       8.000 mm.
        -. bc   =     292.000 mm.
        -. beff = bc + r      =     300.000 mm.
        -. Aeff = beff * tf   =   10500.000 mm^2.
        -. yeff = beff/2      =     150.000 mm.

    ( ). Calculate buckling factor of internal compression element.
         [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1 ]
        -. In case of Psi  < -1.0
        -. k_sigma = 5.98 * (1-Psi)^2 - 34.4390

    ( ). Calculate effective cross-section properties of web of Class 4 (Internal element).
         [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
        -. RatT     -108.7500
        -. Lambda_p = RatT / [ 28.4*Eps*SQRT(k_sigma) ] =  0.8020
        -. Rho      = MIN[ (Lambda_p-0.055*(3+psi)) / Lambda_p^2, 1.0 ] =  1.0000
        -. sigma_max = MAX( sigma1, sigma2 ) =       0.458 MPa.
        -. sigma_min = MIN( sigma1, sigma2 ) =      -0.642 MPa.
        -. r    =       0.000 mm.
        -. Ar   =       0.000 mm^2.
        -. dc   = (h*sigma_max) / (sigma_max-sigma_min)  =     725.061 mm.
        -. deff1 = 0.4*Rho*dc + r           =     290.024 mm.
        -. Aeff1 = deff1 * tw + 2*Ar        =    4640.391 mm^2.
        -. zeff1 = deff1/2 + tf             =     180.012 mm.
        -. deff2 = 0.6*Rho*dc + (h-dc) + r  =    1449.976 mm.
        -. Aeff2 = deff2 * tw + 2*Ar        =   23199.609 mm^2.
        -. zeff2 = (h+2*r) - deff2/2 + tf   =    1050.012 mm.
```

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.0.0

Print Date/Time : 11/05/2021 16:58

- 5 / 11 -

Figura 280. Quarta pagina di calcolo: continuo pagina precedente.

MIDAS/Civil Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	mod midas per tesi (2).acs

```
MIDAS/Civil - Steel Code Checking[ Eurocode3-2:05 ]                    Version 9.0.0
```

```
   [[[*]]]   CALCULATE EFFECTIVE SECTION MODULUS ABOUT MINOR AXIS.
```

```
      ( ). Calculate cross-section properties of left-top flange.
           [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
           -. r     -       8.000 mm.
           -. bc    -     217.000 mm.
           -. beff - bc + r      -     225.000 mm.
           -. Aeff - beff * tf   -    5625.000 mm^2.
           -. yeff - beff/2      -     112.500 mm.

      ( ). Calculate cross-section properties of right-top flange.
           [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
           -. r     -       8.000 mm.
           -. bc    -     217.000 mm.
           -. beff - bc + r      -     225.000 mm.
           -. Aeff - beff * tf   -    5625.000 mm^2.
           -. yeff - beff/2      -     112.500 mm.

      ( ). Calculate cross-section properties of left-bottom flange.
           [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
           -. r     -       8.000 mm.
           -. bc    -     292.000 mm.
           -. beff - bc + r      -     300.000 mm.
           -. Aeff - beff * tf   -   10500.000 mm^2.
           -. yeff - beff/2      -     150.000 mm.

      ( ). Calculate cross-section properties of right-bottom flange.
           [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
           -. r     -       8.000 mm.
           -. bc    -     292.000 mm.
           -. beff - bc + r      -     300.000 mm.
           -. Aeff - beff * tf   -   10500.000 mm^2.
           -. yeff - beff/2      -     150.000 mm.

      ( ). Calculate effective cross-section properties of web of Class 4 (Internal element).
           [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
           -. Rho       - 1.0  (Only tensile stresses).
           -. sigma_max - MAX( sigma1, sigma2 ) -       0.000 MPa.
           -. sigma_min - MIN( sigma1, sigma2 ) -       0.000 MPa.
           -. r     -       0.000 mm.
           -. Ar    -       0.000 mm^2.
           -. dc    -    1740.000 mm.
           -. deff - dc + r           -    1740.000 mm.
           -. Aeff - deff * tw + 4*Ar -   27840.000 mm^2.
           -. zeff - (h+2*r) - deff/2 -     905.000 mm.
```

```
   [[[*]]]   EFFECTIVE SECTION PROPERTIES.
```


Figura 281. Quinta pagina di calcolo: continuo pagina precedente.

Politecnico di Torino

MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	mod midas per tesi (2).acs

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.8.0

( ). Calculated effective cross-section properties of Class4 cross-section.
-. Aeff = 42974.5982 mm^2. (for calculating axial resistance)
-. Aeffy = 60090.0000 mm^2.
-. Weffy = 29873666.8719 mm^3.
-. Aeffz = 60090.0000 mm^2.
-. Weffz = 2734792.2333 mm^3.
-. eNy = 57.7245 mm.
-. eNz = 0.0000 mm.

[[[*]]] APPLIED FACTORS.

( ). Calculate equivalent uniform moment factors (Cmy,Cmz,CmLT).
[Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]
-. Cmy,0 = 0.991
-. Cmz,0 = 0.977
-. Cmy (Default or User Defined Value) = 1.000
-. Cmz (Default or User Defined Value) = 1.000
-. CmLT (Default or User Defined Value) = 1.000

( ). Partial Factors (Gamma_Mi).
[Eurocode3:05 6.1]
-. Gamma_M0 = 1.00
-. Gamma_M1 = 1.10
-. Gamma_M2 = 1.25

[[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.

( ). Check slenderness ratio of axial compression member (Kl/i).
-. Kl/i = 41.3 < 200.0 ---> O.K.

( ). Calculate axial compressive resistance (Nc_Rd).
[Eurocode3:05 6.1, 6.2.4]
-. Nc_Rd = fy * Aeff / Gamma_M0 = 15255982.38 N.

( ). Check ratio of axial resistance (N_Ed/Nc_Rd).
-. N_Ed / Nc_Rd = 12440.97 / 15255982.38 = -8.155e-004 < 1.000 ---> O.K.

( ). Calculate buckling resistance of compression member (Nb_Rdy, Nb_Rdz).
[Eurocode3:05 6.3.1.1, 6.3.1.2]
-. Beta_A = Aeff / Area = 0.715
-. Lambda1 = Pi * SQRT(Es/fy) = 76.409
-. Lambda_by = [(Ky*Ly/iy)/Lambda1] * SQRT(Beta_A) = 0.457
-. Ncry = Pi^2*Es*Iyy / (Ky*Ly)^2 = 72996573.52 N.
-. Lambda_by < 0.2 or N_Ed/Ncry < 0.04 --> No need to check.

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.8.0
Print Date/Time : 11/15/2021 16:59
- 7 / 11 -

Figura 282. Sesta pagina di calcolo: resistenza assiale.

MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	mod midas per tesi (2).acs

```
MIDAS/Civil - Steel Code Checking[ Eurocode3-2:05 ]                    Version 9.0.0
-----------------------------------------------------------------------------------

        -. Lambda_bz - [(Kz*Lz/iz)/Lambda1] * SQRT(Beta_A) -    0.229
        -. Nzrz      - Pi^2*Es*Izz / (Kz*Lz)^2             -  292014888.54 N.
        -. Lambda_bz < 0.2 or N_Ed/Nzrz < 0.04 --> No need to check.

-----------------------------------------------------------------------------------
   [[[*]]]   CHECK SHEAR RESISTANCE.
-----------------------------------------------------------------------------------

    ( ). Calculate shear area.
         [ Eurocode3:05  6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1 NOTE 2 ]
         -. eta    - 1.2 (Fy < 460 MPa.)
         -. Avy    - 2*B*tf     -     22500.0000 mm^2.
         -. Avz    - eta*hw*tw -      33408.0000 mm^2.

    ( ). Calculate plastic shear resistance in local-y direction (Vpl_Rdy).
         [ Eurocode3:05  6.1, 6.2.6 ]
         -. Vpl_Rdy - [ Avy*fy/SQRT(3) ] / Gamma_M0 -     4611585.28 N.

    ( ). Check ratio of shear resistance (V_Edy/Vpl_Rdy).
         ( LCB -    4-, POS -     I )
         -. Applied shear force : V_Edy    -       12185.24 N.
             V_Edy          12185.24
         -. -------  -  --------------  -  0.003  <  1.000  ---> O.K.
            Vpl_Rdy        4611585.28

    ( ). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (Vpl_Rdz).
         [ Eurocode3:05  6.1, 6.2.6 ]
         -. Vpl_Rdz - [ Avz*fy/SQRT(3) ] / Gamma_M0 -     6847281.82 N.

    ( ). Shear Buckling Check.
         [ Eurocode3:05 6.2.6 ]
         -. HTR > 72*e/Eta    --->  Need to check!

    ( ). Calculate shear buckling resistance in local-z direction (Vbl_Rdz).
         [ Eurocode3:05  6.1, 6.2.6, EN 1993-1-5:2004 5.2 ]
         -. Eta       -  1.20
         -. Lambda_w - hw / (86.4*tw*e) -       1.5470
         -. Chi_w     - 0.83/Lambda_w     -   0.54
         -. Vbw_Rdz   - Chi_w*fy*hw*tw / [sqrt(3)*Gamma_M1] -     2783085.80 N.

         -. Af1       -     11250.0000 mm^2.
         -. Af2       -     21000.0000 mm^2.
         -. Mfk       - Af1*fy*(H-2bar-tf/2) + Af2*fy*(2bar-tf/2) - 9639127309.04 N-mm.
         -. rf        - 1-[Ned/{(Af1+Af2)*fy/Gamma_M0}]           -     0.9989(0<rf<1)
         -. Mf_Rd     - rf*Mfk/Gamma_M0                           - 9628652793.34 N-mm.
         -. In case of M_Ed < Mf_Rd
         -. a         - Ly -37125.0000 mm.
         -. bf        - min(B, 30*e*tf)                                 -   450.0000 mm.
         -. c         - a*[ 0.25 + (1.6*bf*tf^2*fy)/(tw*hw^2*fy)]       - 9626.1240 mm.
         -. Vbf_Rdz   - (bf*tf^2*fy)/(c*Gamma_M1)*[1-(M_Ed/Mf_Rd)^2] -       9429.20 N.

Modeling, Integrated Design & Analysis Software                    Print Date/Time : 11/05/2021 16:59
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.0.0                                                              - 8 / 11 -
```

Figura 283. Settima pagina di calcolo: resistenza a taglio e "shear buckling resistance".

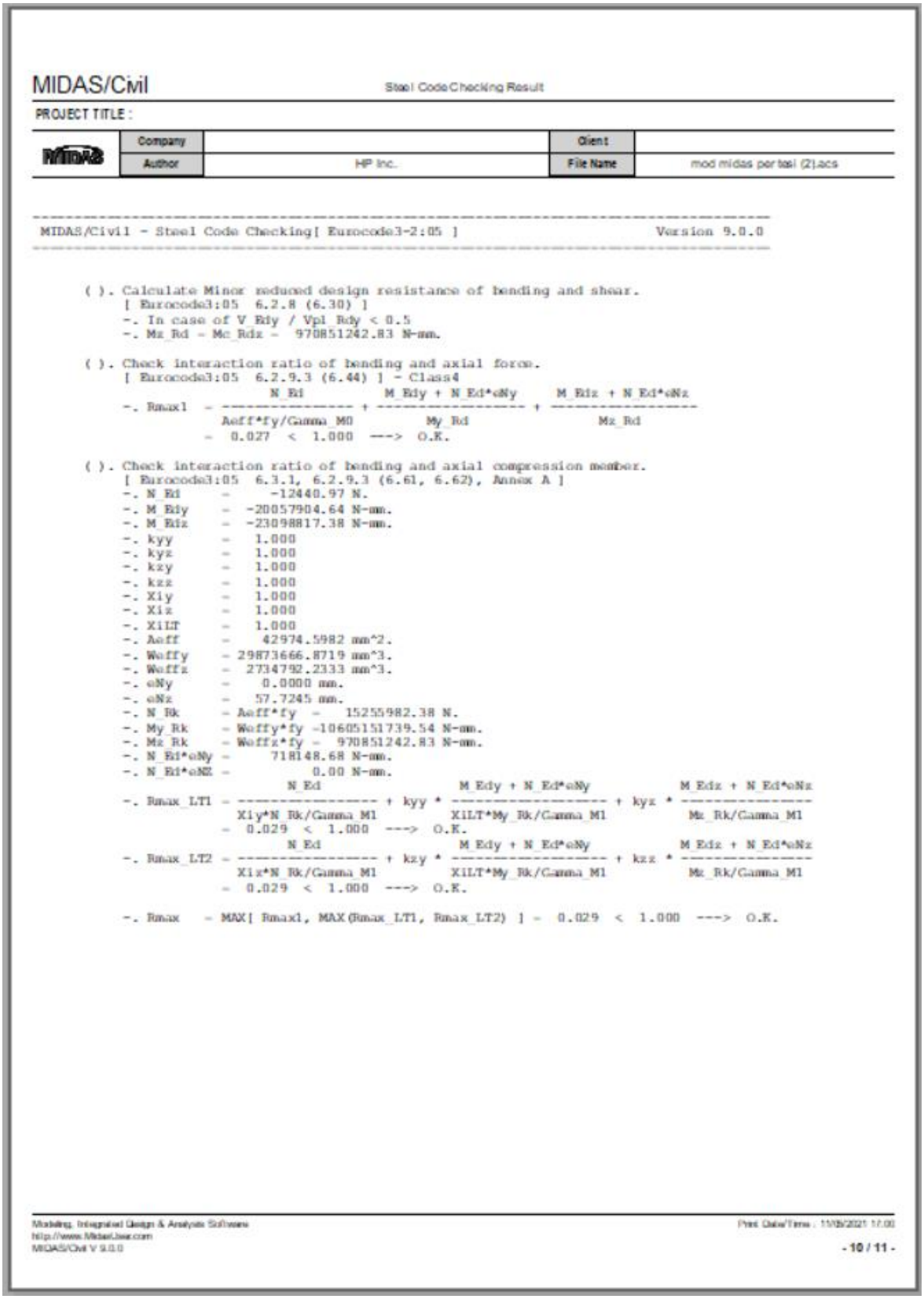
MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	mod midas per tesi (2).acs

```
MIDAS/Civil - Steel Code Checking[ Eurocode3-2:05 ]                    Version 9.0.0
-----------------------------------------------------------------------------------

          -. Vb_Rdz1 = Vw_Rdz + Vf_Rdz                    =     2792515.00 N.
          -. Vb_Rdz2 = Eta*fy*hw*tw / [sqrt(3)*Gamma_M1]  =     6224801.65 N.
          -. Vb_Rdz  = min[ Vbw_rdz1, Vbw_rdz2 ]          =     2792515.00 N.

      ( ). Check ratio of shear resistance (V_Edz/Vb_Rdz).
           ( LCB =   4-, POS =  1/2 )
           -. Applied shear force : V_Edz    =        3950.74 N.
                V_Edz          3950.74
           -. -------  =  --------------  =  0.001  <  1.000  --->  O.K.
              Vb_Rdz        2792515.00

-----------------------------------------------------------------------------------
   [[[*]]]   CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.
-----------------------------------------------------------------------------------

      ( ). Calculate local buckling resistance moment about major axis.
           [ Eurocode3:05  6.1, 6.2.5 ]
           -. Weffy    = 29873666.8719 mm^3.
           -. Mc_Rdy   = Weffy * fy / Gamma_M0 =10605151739.54 N-mm.

      ( ). Check ratio of moment resistance (M_Edy/Mc_Rdy).
              M_Edy         20057904.64
           -. ------  =  --------------  =  0.002  <  1.000  --->  O.K.
              Mc_Rdy     10605151739.54

-----------------------------------------------------------------------------------
   [[[*]]]   CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.
-----------------------------------------------------------------------------------

      ( ). Calculate local buckling resistance moment about minor axis.
           [ Eurocode3:05  6.1, 6.2.5 ]
           -. Weffz    =  2734792.2333 mm^3.
           -. Mc_Rdz   = Weffz * fy / Gamma_M0 =  970851242.83 N-mm.

      ( ). Check ratio of moment resistance (M_Edz/Mc_Rdz).
              M_Edz         23098817.38
           -. ------  =  --------------  =  0.024  <  1.000  --->  O.K.
              Mc_Rdz       970851242.83

-----------------------------------------------------------------------------------
   [[[*]]]   CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.
-----------------------------------------------------------------------------------

      ( ). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.
           [ Eurocode3:05  6.2.8 (6.30) ]
           -. In case of V_Edz / Vpl_Rdz < 0.5
           -. My_Rd = Mc_Rdy =10605151739.54 N-mm.
```


Figura 284. Ottava pagina di calcolo: resistenza a flessione.



MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	mod midas per tesi (2).acs

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

( ). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.
[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]
-. In case of V_Edy / Vpl_Rdy < 0.5
-. Mz_Rd = Mc_Rdz = 970851242.83 N-mm.

( ). Check interaction ratio of bending and axial force.
[Eurocode3:05 6.2.9.3 (6.44)] - Class4

$$Rmax1 = \frac{N_{Ed}}{Aeff*fy/Gamma_M0} + \frac{M_{Edy} + N_{Ed}*eNy}{My_{Rd}} + \frac{M_{Edz} + N_{Ed}*eNz}{Mz_{Rd}}$$

= 0.027 < 1.000 ---> O.K.

( ). Check interaction ratio of bending and axial compression member.
[Eurocode3:05 6.3.1, 6.2.9.3 (6.61, 6.62), Annex A]
-. N_Ed = -12440.97 N.
-. M_Edy = -20057904.64 N-mm.
-. M_Edz = -23098817.38 N-mm.
-. kyy = 1.000
-. kyz = 1.000
-. kzy = 1.000
-. kzz = 1.000
-. Xiy = 1.000
-. Xiz = 1.000
-. XiLT = 1.000
-. Aeff = 42974.5982 mm^2.
-. Weffy = 29873666.8719 mm^3.
-. Weffz = 2734792.2333 mm^3.
-. eNy = 0.0000 mm.
-. eNz = 57.7245 mm.
-. N_Rk = Aeff*fy = 15255982.38 N.
-. My_Rk = Weffy*fy = 10605151739.54 N-mm.
-. Mz_Rk = Weffz*fy = 970851242.83 N-mm.
-. N_Ed*eNy = 718148.68 N-mm.
-. N_Ed*eNz = 0.00 N-mm.

$$Rmax_LT1 = \frac{N_{Ed}}{Xiy*N_Rk/Gamma_M1} + kyy * \frac{M_{Edy} + N_{Ed}*eNy}{XiLT*My_Rk/Gamma_M1} + kyz * \frac{M_{Edz} + N_{Ed}*eNz}{Mz_Rk/Gamma_M1}$$

= 0.029 < 1.000 ---> O.K.

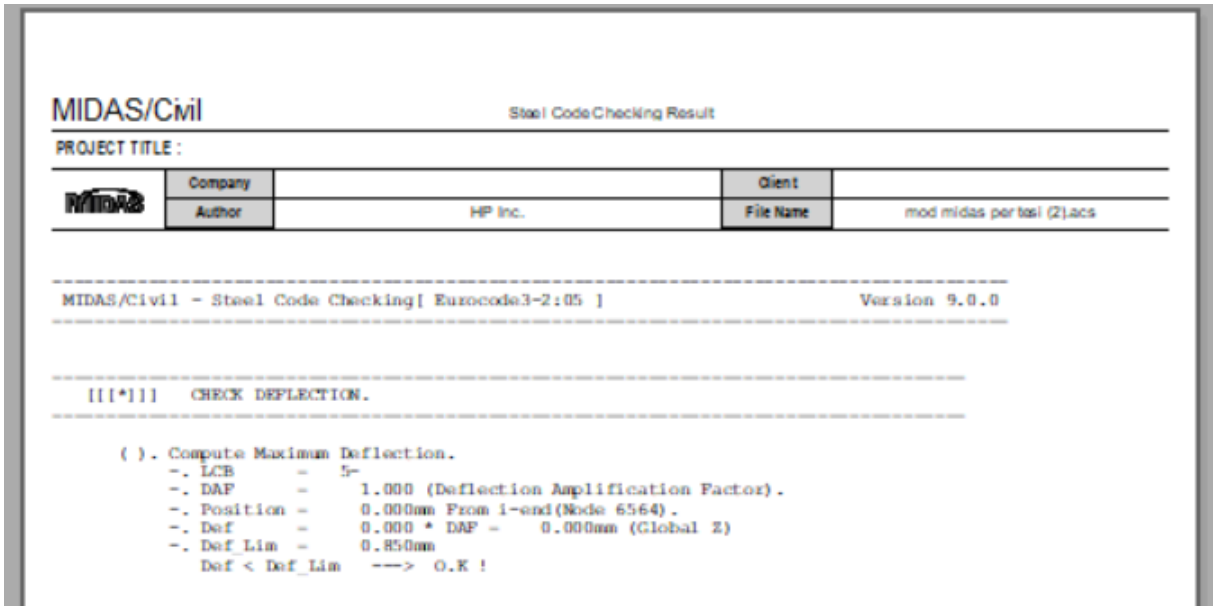
$$Rmax_LT2 = \frac{N_{Ed}}{Xiz*N_Rk/Gamma_M1} + kzy * \frac{M_{Edy} + N_{Ed}*eNy}{XiLT*My_Rk/Gamma_M1} + kzz * \frac{M_{Edz} + N_{Ed}*eNz}{Mz_Rk/Gamma_M1}$$

= 0.029 < 1.000 ---> O.K.

-. Rmax = MAX[Rmax1, MAX(Rmax_LT1, Rmax_LT2)] = 0.029 < 1.000 ---> O.K.

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.0.0
Print Date/Time : 11/09/2021 17:00
- 10 / 11 -

Figura 285. Nona pagina di calcolo: resistenza contro il Lateral Torsional Buckling.



MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	mod midas per tesi (2).acs

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

[[[*]]] CHECK DEFLECTION.

( ). Compute Maximum Deflection.
-. LCB = 5-
-. DAF = 1.000 (Deflection Amplification Factor).
-. Position = 0.000mm From i-end(Node 6564).
-. Def = 0.000 * DAF = 0.000mm (Global Z)
-. Def_Lim = 0.850mm
Def < Def_Lim ---> O.K !

Figura 286. Decima e ultima pagina di calcolo: deflessione massima.

6.2.5 Quinto caso: effetto del peso proprio dell'acciaio sulle prime travi posizionate (utilizzo di un terzo modello MIDAS semplificato)

L'ultimo caso studiato, per quanto riguarda l'analisi di design, è quello rappresentato dalla struttura formata solamente da due travi principali in acciaio, interconnesse da elementi di controvento a K. Suddetta struttura è stata formulata su un modello MIDAS per rappresentare la situazione iniziale del ponte, prima ancora di gettare il calcestruzzo. In particolare, in una linea temporale, essa si colloca prima di quella studiata nel quarto caso, il quale, invece, funziona da incipit per la comprensione del caso rappresentato dal modello MIDAS completo.
Chiaramente, in questo quinto caso, non vi è la necessità di utilizzare alcun carico esemplificativo al di fuori del peso proprio dell'acciaio e del vento (per completezza). Di conseguenza, se ne deduce che, l'analisi presa in considerazione è volta allo studio del problema di instabilità flesso-torsionale innescato solamente dalla presenza del peso proprio. Per completezza e realisticità della situazione studiata, è stato tenuto conto anche del vento.
Nell'immagine seguente, è possibile apprezzare la struttura nella sua interezza.

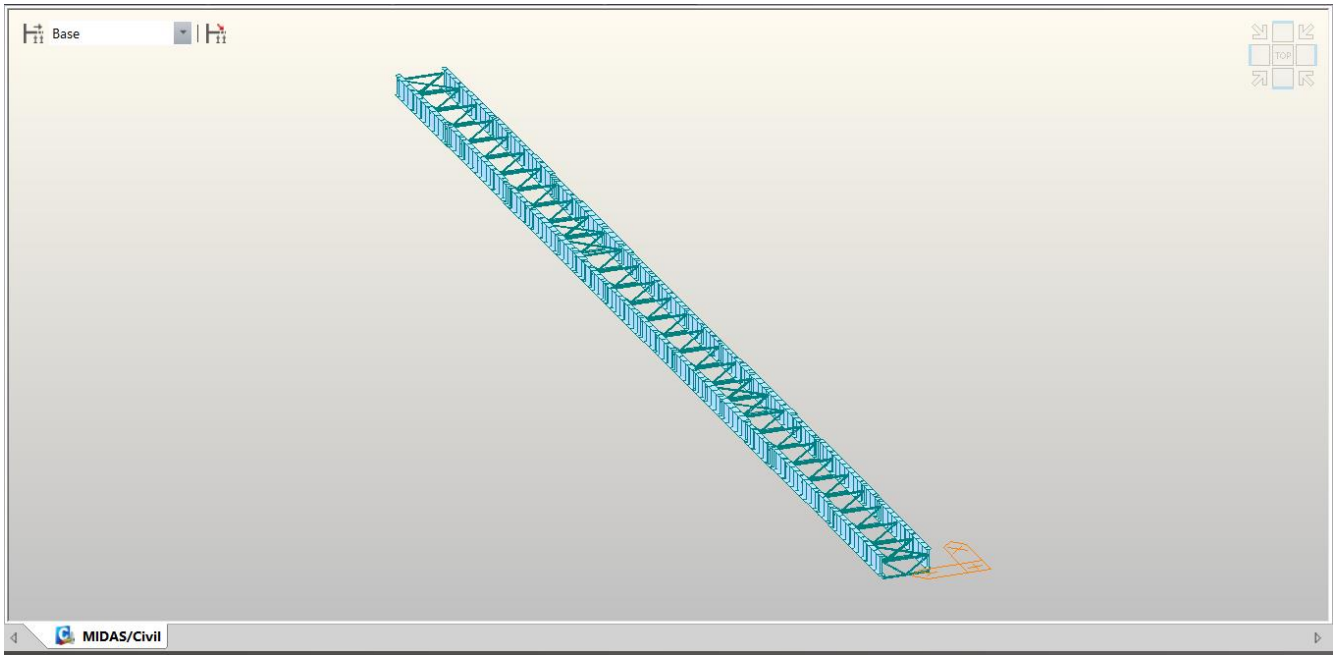


Figura 287. Struttura studiata: doppia trave in acciaio collegata da controventi a K.

Andando ad analizzare la struttura, sottoponendola, appunto, a una condizione di carico tenente conto del peso dell'acciaio stesso e del vento, si è ottenuto un diagramma di sollecitazione che, come mostra l'immagine presentata nella pagina successiva, ben esplica l'effetto studiato, ossia quello del momento attorno all'asse X, relativo alla torsione. Sono stati evitati, come nel caso precedente, per una questione di velocità di lettura, i controlli sugli elementi più sollecitati da F_x, F_y, F_z, F_{yz}, M_y, M_z, M_{yz}, ma si è posta l'attenzione sul momento M_x, capace di innescare problemi di LTB. Come si può leggere, l'elemento più sollecitato è il 4829. Esso, dunque, sarà anche l'unico elemento che verrà sottoposto a verifica di design.

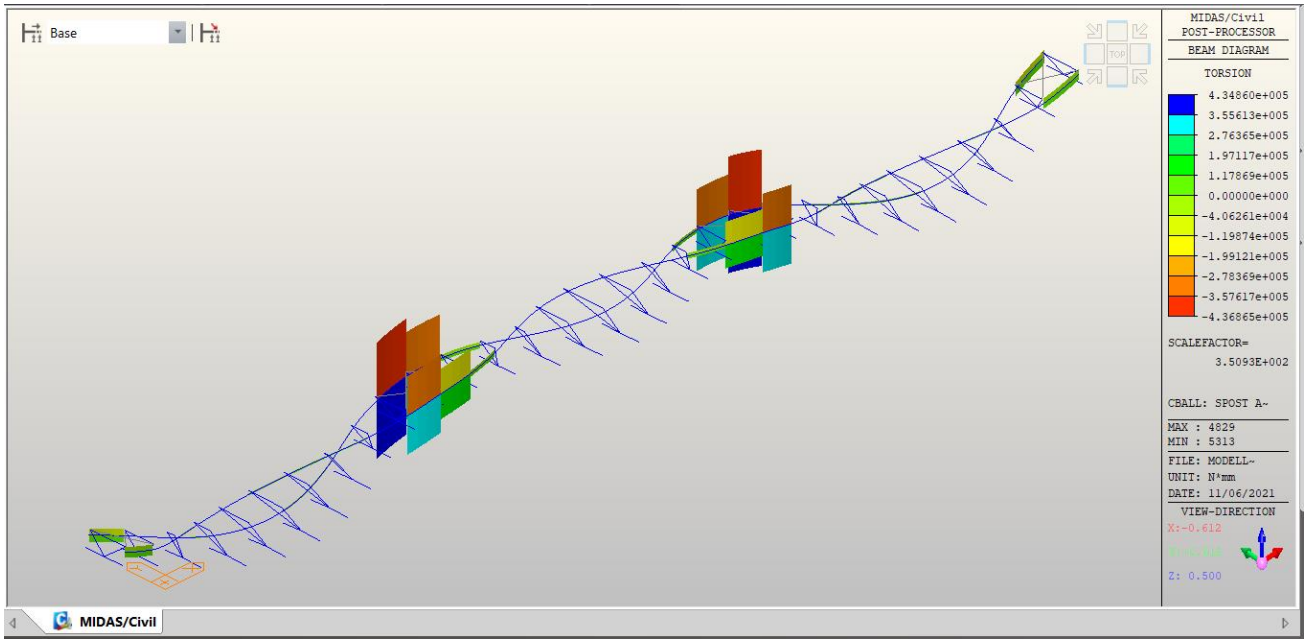


Figura 288. Diagramma di sollecitazione relativo alla torsione, sulla struttura deformata.

Una volta definito l'elemento da studiare, si è ripetuta la procedura volta alla verifica contro l'instabilità flesso-torsionale della parte iniziale del ponte. Nell'immagine sottostante e in quella della pagina successiva è possibile vedere, rispettivamente, una panoramica dell'elemento nella struttura e un suo zoom nella stessa.

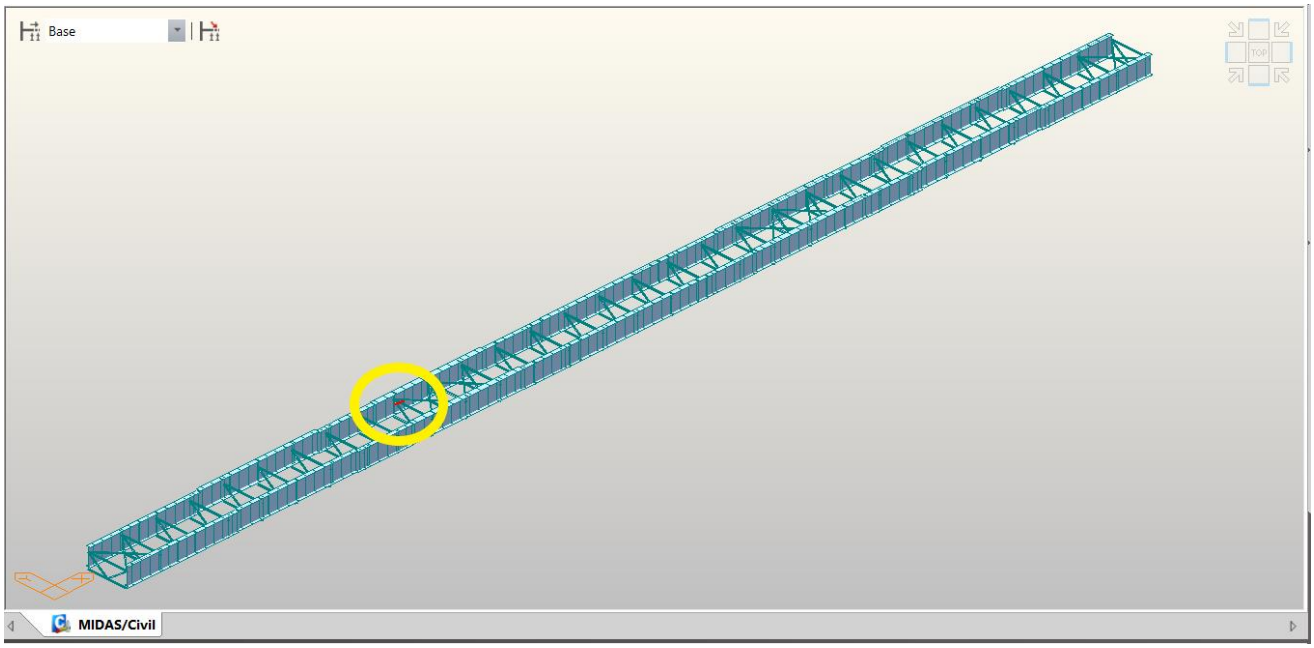


Figura 289. Elemento 4829: collocazione strutturale.

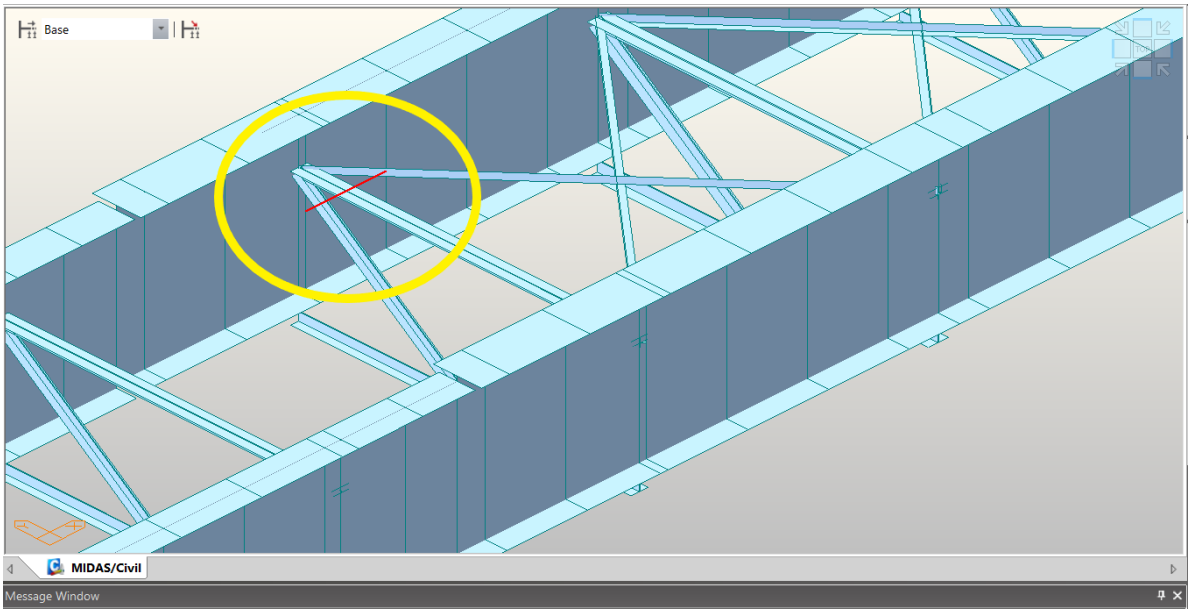


Figura 290. Elemento 4829: zoom all'interno della struttura.

Per completezza e per chiarimento, viene specificato che, la sezione utilizzata, per quanto riguarda i conci in acciaio (che andranno a comporre le travi nell'immagine sopra), è la stessa utilizzata negli altri modelli ma, in questo caso non reggerà alcun carico dato dalla soletta, neppure quella liquida, poiché ancora non gettata. Summenzionata sezione viene richiamata nella figura seguente.

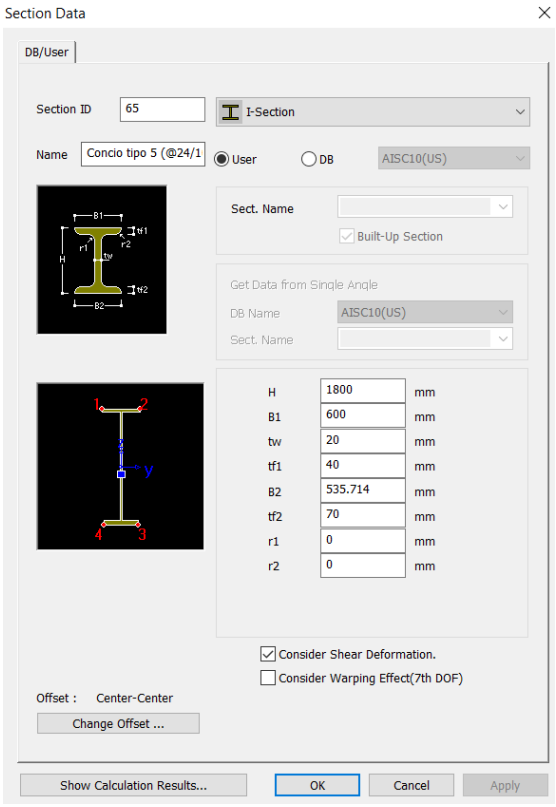
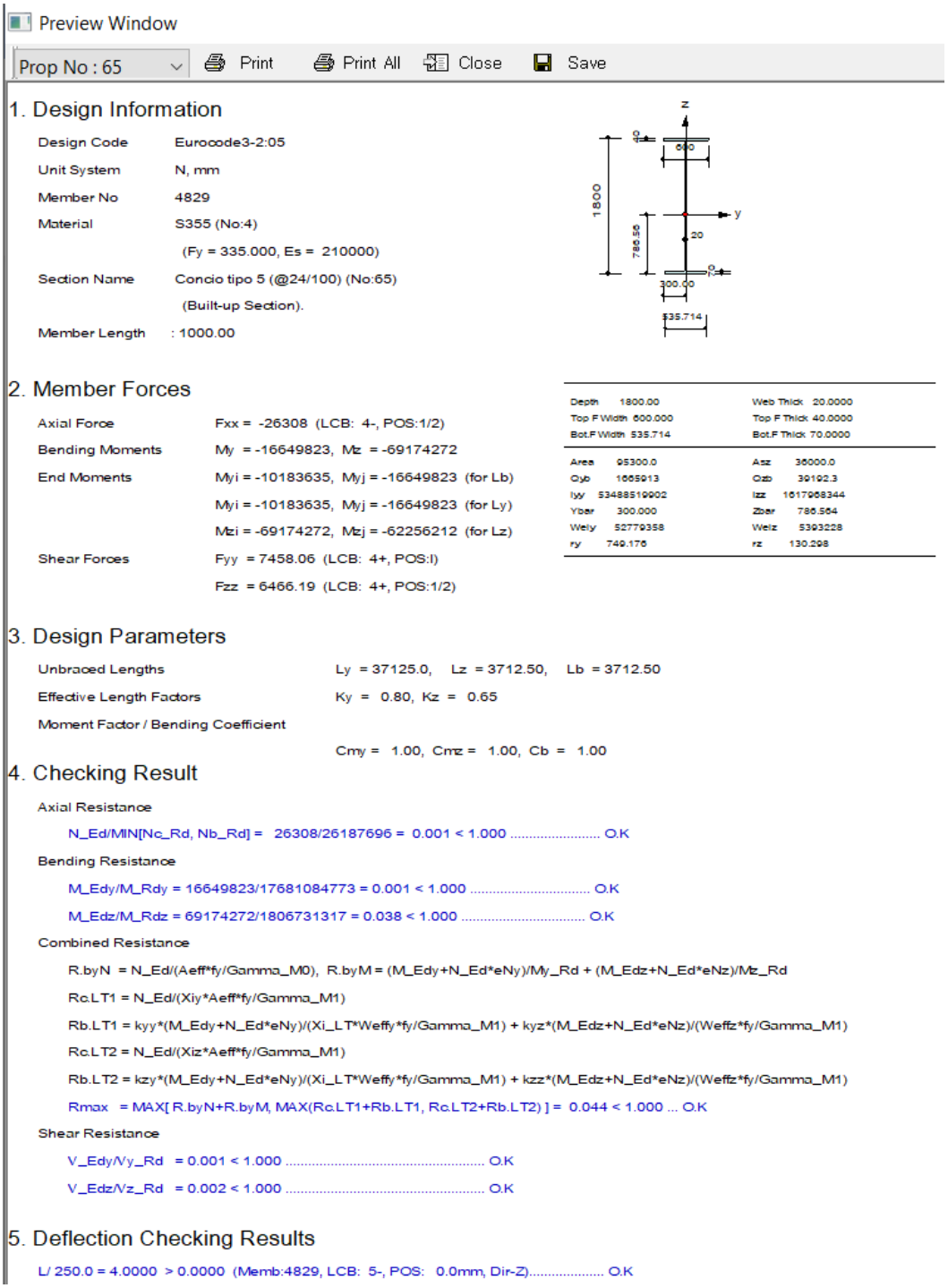


Figura 291. Sezione del concio n°5 in acciaio: elemento cardine per la creazione delle travi e studiato nell'analisi di design.

Venendo ai risultati, una volta selezionato l'elemento, è stato possibile attivare la procedura di design strutturale seguendo, anche in questo caso, ciò che è stato dettato dalla voce "Steel Code Check". I risultati generali, espressi in forma ridotta una volta cliccato su "Graphic…" sono rappresentati nell'immagine seguente.



Preview Window

Prop No : 65 | Print | Print All | Close | Save

1. Design Information

Design Code	Eurocode3-2:05
Unit System	N, mm
Member No	4829
Material	S355 (No:4)
	(Fy = 335.000, Es = 210000)
Section Name	Concio tipo 5 (@24/100) (No:65)
	(Built-up Section).
Member Length	: 1000.00

2. Member Forces

Axial Force	Fxx = -26308 (LCB: 4-, POS:1/2)
Bending Moments	My = -16649823, Mz = -69174272
End Moments	Myi = -10183635, Myj = -16649823 (for Lb)
	Myi = -10183635, Myj = -16649823 (for Ly)
	Mzi = -69174272, Mzj = -62256212 (for Lz)
Shear Forces	Fyy = 7458.06 (LCB: 4+, POS:I)
	Fzz = 6466.19 (LCB: 4+, POS:1/2)

Depth	1800.00	Web Thick	20.0000
Top F Width	600.000	Top F Thick	40.0000
Bot.F Width	535.714	Bot.F Thick	70.0000
Area	95300.0	Asz	36000.0
Qyb	1665913	Qzb	39192.3
Iyy	53488519902	Izz	1617968344
Ybar	300.000	Zbar	786.564
Wely	52779358	Welz	5393228
ry	749.176	rz	130.298

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	Ly = 37125.0, Lz = 3712.50, Lb = 3712.50
Effective Length Factors	Ky = 0.80, Kz = 0.65
Moment Factor / Bending Coefficient	
	Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Result

Axial Resistance

N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 26308/26187696 = 0.001 < 1.000 ..... O.K

Bending Resistance

M_Edy/M_Rdy = 16649823/17681084773 = 0.001 < 1.000 ..... O.K

M_Edz/M_Rdz = 69174272/1806731317 = 0.038 < 1.000 ..... O.K

Combined Resistance

R.byN = N_Ed/(Aeff*fy/Gamma_M0), R.byM = (M_Edy+N_Ed*eNy)/My_Rd + (M_Edz+N_Ed*eNz)/Mz_Rd

Rc.LT1 = N_Ed/(Xiy*Aeff*fy/Gamma_M1)

Rb.LT1 = kyy*(M_Edy+N_Ed*eNy)/(Xi_LT*Weffy*fy/Gamma_M1) + kyz*(M_Edz+N_Ed*eNz)/(Weffz*fy/Gamma_M1)

Rc.LT2 = N_Ed/(Xiz*Aeff*fy/Gamma_M1)

Rb.LT2 = kzy*(M_Edy+N_Ed*eNy)/(Xi_LT*Weffy*fy/Gamma_M1) + kzz*(M_Edz+N_Ed*eNz)/(Weffz*fy/Gamma_M1)

Rmax = MAX[R.byN+R.byM, MAX(Rc.LT1+Rb.LT1, Rc.LT2+Rb.LT2)] = 0.044 < 1.000 ... O.K

Shear Resistance

V_Edy/Vy_Rd = 0.001 < 1.000 ..... O.K

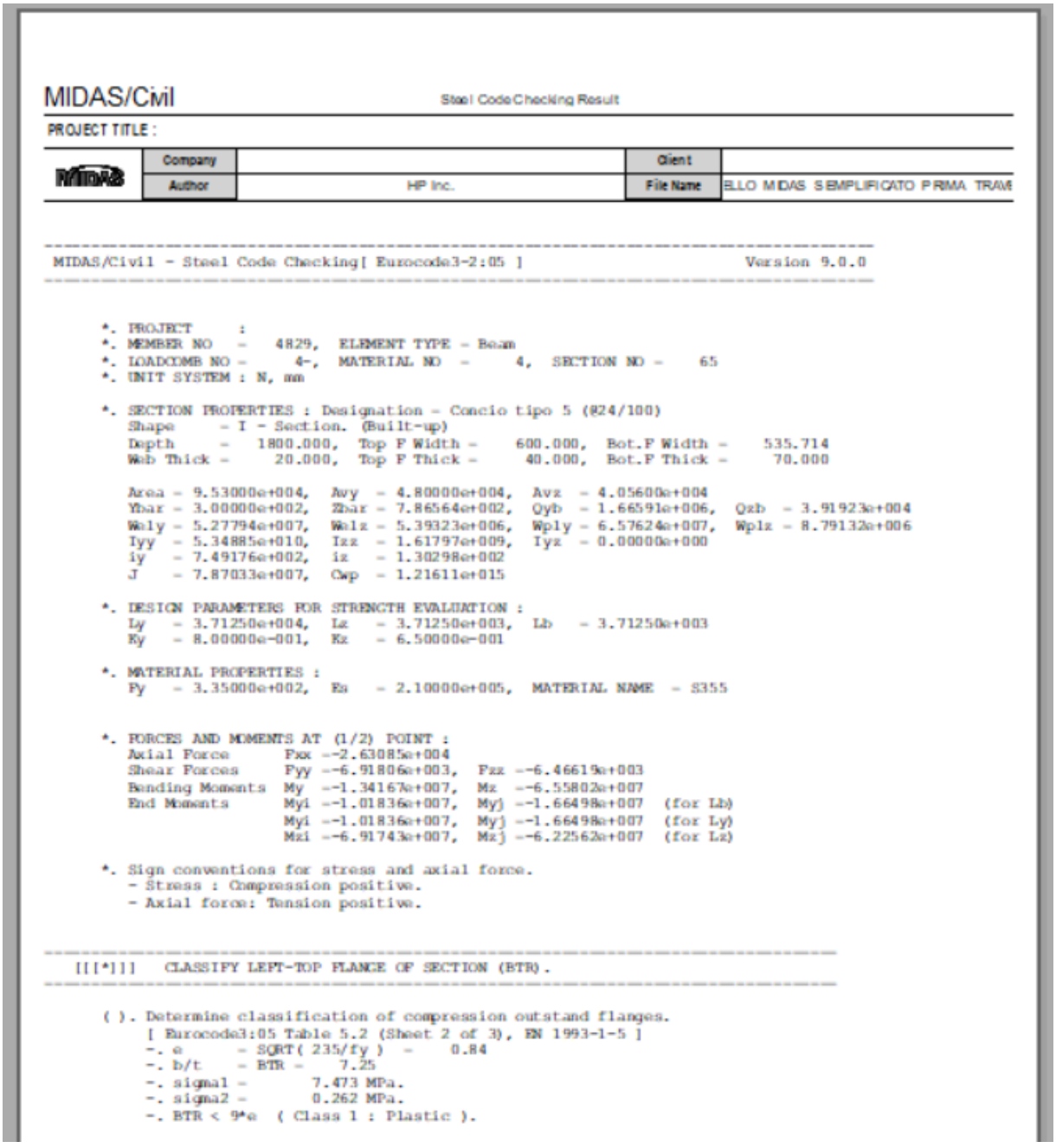
V_Edz/Vz_Rd = 0.002 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 4.0000 > 0.0000 (Memb:4829, LCB: 5-, POS: 0.0mm, Dir-Z)..... O.K

Figura 292. Verifiche fatte, esposte in sintesi attraverso la modalità "Graphic…".

Analizzando il file riportato nell'immagine della pagina precedente, si può vedere un sunto di calcolo, fornito dal programma. Da notare come, nella voce "Checking Result" nella parte dove si parla di "Combined Resistance" vengano utilizzati i coefficienti χ_{LT}, caratteristici del Lateral Torsional Buckling e, venga inserita anche la verifica contro lo stesso.
Volendo approfondire i procedimenti di calcolo, si può accedere, attraverso la voce "Detail…" a una estrapolazione numerica di procedure di calcolo utilizzate e conseguenti risultati che vengono proposti adoperando, anche in questo caso, non il foglio di calcolo Excel ma, un tool fornito da MIDAS e denominato "MIDAS/Text Editor". È bene ribadire che, per la creazione di suddetti risultati, il programma ha fatto riferimento, sotto impostazione dell'utente all'Eurocodice 3 ("Eurocode3-2:05"), riferito alle strutture in acciaio. Vengono proposti, di seguito, gli approfondimenti di calcolo relativi all'elemento 4829, esplicitati grazie alla voce "Detail…", appunto.



MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	ELLO MIDAS SEMPLIFICATO PRIMA TRAVE

```
MIDAS/Civil - Steel Code Checking[ Eurocode3-2:05 ]                    Version 9.0.0

*. PROJECT     :
*. MEMBER NO   -    4829,  ELEMENT TYPE - Beam
*. LOADCOMB NO -      4-,  MATERIAL NO  -      4,  SECTION NO -     65
*. UNIT SYSTEM : N, mm

*. SECTION PROPERTIES : Designation - Concio tipo 5 (824/100)
   Shape      - I - Section. (Built-up)
   Depth      -   1800.000,  Top F Width -     600.000,  Bot.F Width -     535.714
   Web Thick -     20.000,  Top F Thick -      40.000,  Bot.F Thick -      70.000

   Area - 9.53000e+004,  Avy  - 4.80000e+004,  Avz  - 4.05600e+004
   Ybar - 3.00000e+002,  Zbar - 7.86564e+002,  Qyb  - 1.66591e+006,  Qzb  - 3.91923e+004
   Wely - 5.27794e+007,  Welz - 5.39323e+006,  Wply - 6.57624e+007,  Wplz - 8.79132e+006
   Iyy  - 5.34885e+010,  Izz  - 1.61797e+009,  Iyz  - 0.00000e+000
   iy   - 7.49176e+002,  iz   - 1.30298e+002
   J    - 7.87033e+007,  Cwp  - 1.21611e+015

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :
   Ly   - 3.71250e+004,  Lz   - 3.71250e+003,  Lb   - 3.71250e+003
   Ky   - 8.00000e-001,  Kz   - 6.50000e-001

*. MATERIAL PROPERTIES :
   Fy   - 3.35000e+002,  Es   - 2.10000e+005,  MATERIAL NAME  - S355

*. FORCES AND MOMENTS AT (1/2) POINT :
   Axial Force      Fxx -2.63085e+004
   Shear Forces     Fyy -6.91806e+003,  Fzz -6.46619e+003
   Bending Moments  My  -1.34167e+007,  Mz  -6.55802e+007
   End Moments      Myi -1.01836e+007,  Myj -1.66498e+007  (for Lb)
                    Myi -1.01836e+007,  Myj -1.66498e+007  (for Ly)
                    Mzi -6.91743e+007,  Mzj -6.22562e+007  (for Lz)

*. Sign conventions for stress and axial force.
   - Stress : Compression positive.
   - Axial force: Tension positive.

[[[*]]]   CLASSIFY LEFT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).

( ). Determine classification of compression outstand flanges.
     [ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5 ]
     -. e      - SQRT( 235/fy )  -     0.84
     -. b/t    - BTR -     7.25
     -. sigma1 -       7.473 MPa.
     -. sigma2 -       0.262 MPa.
     -. BTR < 9*e  ( Class 1 : Plastic ).
```

Figura 293. Prima pagina di calcolo: varie classificazioni e identificazione proprietà.

Politecnico di Torino

MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	ELLO MIDAS SEMPLIFICATO PRIMA TRAM

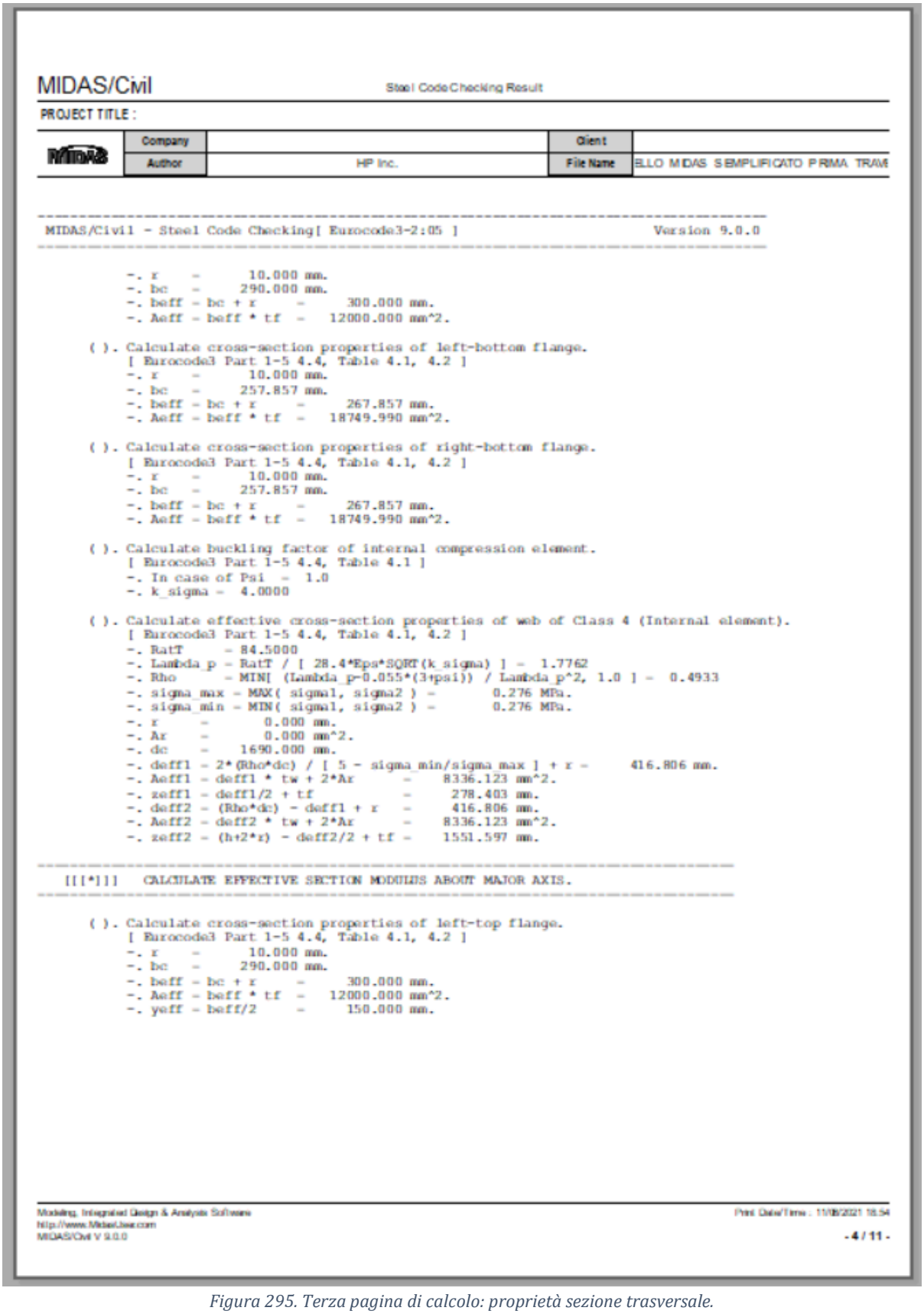
```
MIDAS/Civil - Steel Code Checking[ Eurocode3-2:05 ]                    Version 9.0.0

   [[[*]]]   CLASSIFY RIGHT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).

      ( ). Determine classification of tension outstand flanges.
           -. Not Checking the Section Classification.

   [[[*]]]   CLASSIFY LEFT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).

      ( ). Determine classification of compression outstand flanges.
           [ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5 ]
           -. e      - SQRT( 235/fy )  -     0.84
           -. b/t    - BTR -     3.68
           -. sigma1 -         7.140 MPa.
           -. sigma2 -         0.729 MPa.
           -. BTR < 9*e  ( Class 1 : Plastic ).

   [[[*]]]   CLASSIFY RIGHT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).

      ( ). Determine classification of tension outstand flanges.
           -. Not Checking the Section Classification.

   [[[*]]]   CLASSIFY WEB OF SECTION (HTR).

      ( ). Determine classification of compression Internal Parts.
           [ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5 ]
           -. e      - SQRT( 235/fy )  -     0.84
           -. d/t    - HTR -    84.50
           -. sigma1 -         0.456 MPa.
           -. sigma2 -         0.032 MPa.
           -. HTR > 42*e  ( Class 4 : Slender ).

   [[[*]]]   CALCULATE EFFECTIVE AREA.

      ( ). Calculate cross-section properties of left-top flange.
           [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
           -. r    -       10.000 mm.
           -. bc   -      290.000 mm.
           -. beff - bc + r      -      300.000 mm.
           -. Aeff - beff * tf   -    12000.000 mm^2.

      ( ). Calculate cross-section properties of right-top flange.
           [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
```

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.0.0

Print Date/Time : 11/18/2021 18:54

- 3 / 11 -

Figura 294. Seconda pagina di calcolo: classificazione della sezione.



MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	ELLO MIDAS SEMPLIFICATO PRIMA TRAVE

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

-. r = 10.000 mm.
-. bc = 290.000 mm.
-. beff = bc + r = 300.000 mm.
-. Aeff = beff * tf = 12000.000 mm^2.

( ). Calculate cross-section properties of left-bottom flange.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. r = 10.000 mm.
-. bc = 257.857 mm.
-. beff = bc + r = 267.857 mm.
-. Aeff = beff * tf = 18749.990 mm^2.

( ). Calculate cross-section properties of right-bottom flange.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. r = 10.000 mm.
-. bc = 257.857 mm.
-. beff = bc + r = 267.857 mm.
-. Aeff = beff * tf = 18749.990 mm^2.

( ). Calculate buckling factor of internal compression element.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1]
-. In case of Psi = 1.0
-. k_sigma = 4.0000

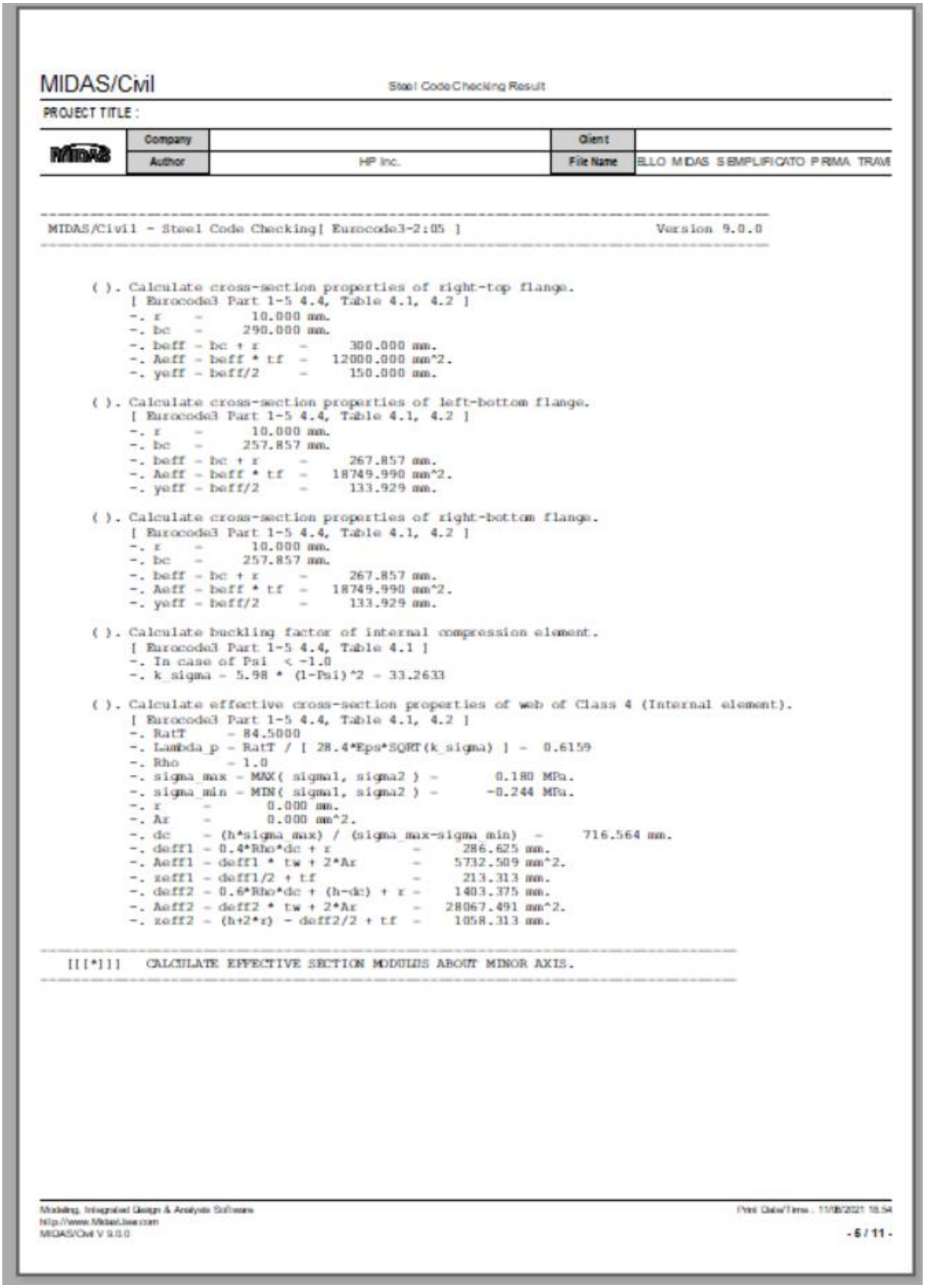
( ). Calculate effective cross-section properties of web of Class 4 (Internal element).
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. RatT = 84.5000
-. Lambda_p = RatT / [28.4*Eps*SQRT(k_sigma)] = 1.7762
-. Rho = MIN[(Lambda_p-0.055*(3+psi)) / Lambda_p^2, 1.0] = 0.4933
-. sigma_max = MAX(sigma1, sigma2) = 0.276 MPa.
-. sigma_min = MIN(sigma1, sigma2) = 0.276 MPa.
-. r = 0.000 mm.
-. Ar = 0.000 mm^2.
-. dc = 1690.000 mm.
-. deff1 = 2*(Rho*dc) / [5 - sigma_min/sigma_max] + r = 416.806 mm.
-. Aeff1 = deff1 * tw + 2*Ar = 8336.123 mm^2.
-. zeff1 = deff1/2 + tf = 278.403 mm.
-. deff2 = (Rho*dc) - deff1 + r = 416.806 mm.
-. Aeff2 = deff2 * tw + 2*Ar = 8336.123 mm^2.
-. zeff2 = (h+2*r) - deff2/2 + tf = 1551.597 mm.

[[[*]]] CALCULATE EFFECTIVE SECTION MODULUS ABOUT MAJOR AXIS.

( ). Calculate cross-section properties of left-top flange.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. r = 10.000 mm.
-. bc = 290.000 mm.
-. beff = bc + r = 300.000 mm.
-. Aeff = beff * tf = 12000.000 mm^2.
-. yeff = beff/2 = 150.000 mm.

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.0.0
Print Date/Time : 11/05/2021 18:54
- 4 / 11 -

Figura 295. Terza pagina di calcolo: proprietà sezione trasversale.



MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	ELLO MIDAS SEMPLIFICATO PRIMA TRAVI

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

( ). Calculate cross-section properties of right-top flange.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. r = 10.000 mm.
-. bc = 290.000 mm.
-. beff = bc + r = 300.000 mm.
-. Aeff = beff * tf = 12000.000 mm^2.
-. yeff = beff/2 = 150.000 mm.

( ). Calculate cross-section properties of left-bottom flange.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. r = 10.000 mm.
-. bc = 257.857 mm.
-. beff = bc + r = 267.857 mm.
-. Aeff = beff * tf = 18749.990 mm^2.
-. yeff = beff/2 = 133.929 mm.

( ). Calculate cross-section properties of right-bottom flange.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. r = 10.000 mm.
-. bc = 257.857 mm.
-. beff = bc + r = 267.857 mm.
-. Aeff = beff * tf = 18749.990 mm^2.
-. yeff = beff/2 = 133.929 mm.

( ). Calculate buckling factor of internal compression element.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1]
-. In case of Psi < -1.0
-. k_sigma = 5.98 * (1-Psi)^2 - 33.2633

( ). Calculate effective cross-section properties of web of Class 4 (Internal element).
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. RatT = 84.5000
-. Lambda_p = RatT / [28.4*Eps*SQRT(k_sigma)] = 0.6159
-. Rho = 1.0
-. sigma_max = MAX(sigma1, sigma2) = 0.180 MPa.
-. sigma_min = MIN(sigma1, sigma2) = -0.244 MPa.
-. r = 0.000 mm.
-. Ar = 0.000 mm^2.
-. dc = (h*sigma_max) / (sigma_max-sigma_min) = 716.564 mm.
-. deff1 = 0.4*Rho*dc + r = 286.625 mm.
-. Aeff1 = deff1 * tw + 2*Ar = 5732.509 mm^2.
-. zeff1 = deff1/2 + tf = 213.313 mm.
-. deff2 = 0.6*Rho*dc + (h-dc) + r = 1403.375 mm.
-. Aeff2 = deff2 * tw + 2*Ar = 28067.491 mm^2.
-. zeff2 = (h+2*r) - deff2/2 + tf = 1058.313 mm.

[[[*]]] CALCULATE EFFECTIVE SECTION MODULUS ABOUT MINOR AXIS.

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.0.0
Print Date/Time : 11/09/2021 18:54
- 5 / 11 -

Figura 296. Quarta pagina di calcolo: continuo pagina precedente.

MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	ELLO MIDAS SEMPLIFICATO PRIMA TRAVE

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

( ). Calculate cross-section properties of left-top flange.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. r = 10.000 mm.
-. bc = 290.000 mm.
-. beff = bc + r = 300.000 mm.
-. Aeff = beff * tf = 12000.000 mm^2.
-. yeff = beff/2 = 150.000 mm.

( ). Calculate cross-section properties of right-top flange.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. r = 10.000 mm.
-. bc = 290.000 mm.
-. beff = bc + r = 300.000 mm.
-. Aeff = beff * tf = 12000.000 mm^2.
-. yeff = beff/2 = 150.000 mm.

( ). Calculate cross-section properties of left-bottom flange.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. r = 10.000 mm.
-. bc = 257.857 mm.
-. beff = bc + r = 267.857 mm.
-. Aeff = beff * tf = 18749.990 mm^2.
-. yeff = beff/2 = 133.929 mm.

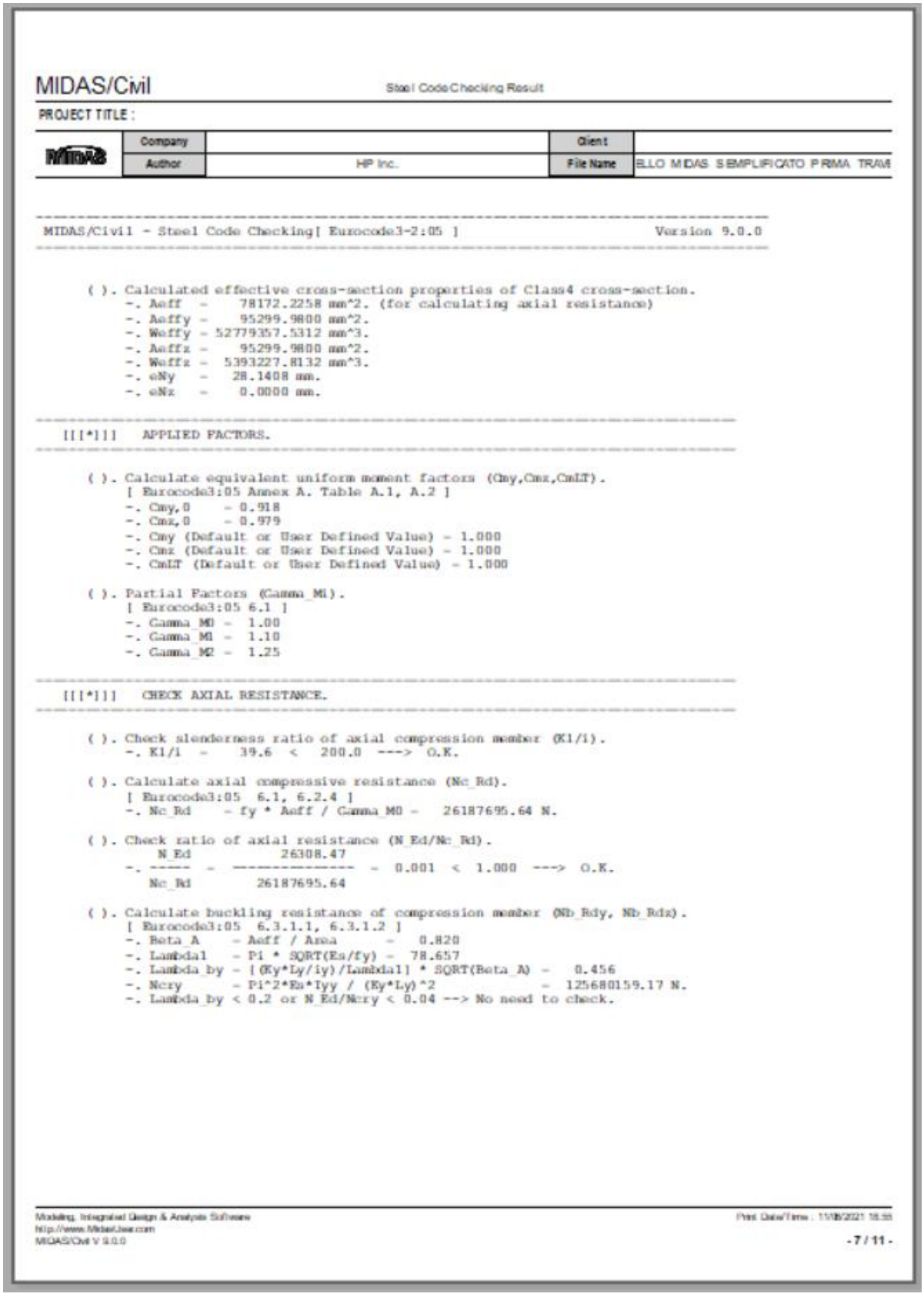
( ). Calculate cross-section properties of right-bottom flange.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. r = 10.000 mm.
-. bc = 257.857 mm.
-. beff = bc + r = 267.857 mm.
-. Aeff = beff * tf = 18749.990 mm^2.
-. yeff = beff/2 = 133.929 mm.

( ). Calculate effective cross-section properties of web of Class 4 (Internal element).
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. Rho = 1.0 (Only tensile stresses).
-. sigma_max = MAX(sigma1, sigma2) = 0.000 MPa.
-. sigma_min = MIN(sigma1, sigma2) = 0.000 MPa.
-. r = 0.000 mm.
-. Ar = 0.000 mm^2.
-. dc = 1690.000 mm.
-. deff = dc + r = 1690.000 mm.
-. Aeff = deff * tw + 4*Ar = 33800.000 mm^2.
-. zeff = (h+2*r) - deff/2 = 915.000 mm.

[[[*]]] EFFECTIVE SECTION PROPERTIES.

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.0.0
Print Date/Time : 11/18/2021 18:55
- 8 / 11 -

Figura 297. Quinta pagina di calcolo: continuo pagina precedente.



MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	ELLO MIDAS SEMPLIFICATO PRIMA TRAVI

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

( ). Calculated effective cross-section properties of Class4 cross-section.
-. Aeff = 78172.2258 mm^2. (for calculating axial resistance)
-. Aeffy = 95299.9800 mm^2.
-. Weffy = 52779357.5312 mm^3.
-. Aeffz = 95299.9800 mm^2.
-. Weffz = 5393227.8132 mm^3.
-. eNy = 28.1408 mm.
-. eNz = 0.0000 mm.

[[[*]]] APPLIED FACTORS.

( ). Calculate equivalent uniform moment factors (Cmy,Cmz,CmLT).
[Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]
-. Cmy,0 = 0.918
-. Cmz,0 = 0.979
-. Cmy (Default or User Defined Value) = 1.000
-. Cmz (Default or User Defined Value) = 1.000
-. CmLT (Default or User Defined Value) = 1.000

( ). Partial Factors (Gamma_Mi).
[Eurocode3:05 6.1]
-. Gamma_M0 = 1.00
-. Gamma_M1 = 1.10
-. Gamma_M2 = 1.25

[[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.

( ). Check slenderness ratio of axial compression member (Kl/i).
-. Kl/i = 39.6 < 200.0 ---> O.K.

( ). Calculate axial compressive resistance (Nc_Rd).
[Eurocode3:05 6.1, 6.2.4]
-. Nc_Rd = fy * Aeff / Gamma_M0 = 26187695.64 N.

( ). Check ratio of axial resistance (N_Ed/Nc_Rd).
-. N_Ed / Nc_Rd = 26308.47 / 26187695.64 = 0.001 < 1.000 ---> O.K.

( ). Calculate buckling resistance of compression member (Nb_Rdy, Nb_Rdz).
[Eurocode3:05 6.3.1.1, 6.3.1.2]
-. Beta_A = Aeff / Area = 0.828
-. Lambda1 = Pi * SQRT(Es/fy) = 78.657
-. Lambda_by = [(Ky*Ly/iy)/Lambda1] * SQRT(Beta_A) = 0.456
-. Ncry = Pi^2*Es*Iyy / (Ky*Ly)^2 = 125680159.17 N.
-. Lambda_by < 0.2 or N_Ed/Ncry < 0.04 --> No need to check.

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.0.0

Print Date/Time : 11/19/2021 16:55

- 7 / 11 -

Figura 298. Sesta pagina di calcolo: resistenza assiale.

Politecnico di Torino

MIDAS/Civil Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	ELLO MIDAS SEMPLIFICATO PRIMA TRAVE

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

-. Lambda_bz = [(Kz*Lz/iz)/Lambda1] * SQRT(Beta_A) = 0.213
-. Nczz = Pi^2*Es*Izz / (Kz*Lz)^2 = 57587658?.47 N.
-. Lambda_bz < 0.2 or N_Ed/Nczz < 0.04 --> No need to check.

[[[*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.

( ). Calculate shear area.
[Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1 NOTE 2]
-. eta = 1.2 (Fy < 460 MPa.)
-. Avy = 2*B*tf = 48000.0000 mm^2.
-. Avz = eta*hw*tw = 40560.0000 mm^2.

( ). Calculate plastic shear resistance in local-y direction (Vpl_Rdy).
[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]
-. Vpl_Rdy = [Avy*fy/SQRT(3)] / Gamma_M0 = 9283792.33 N.

( ). Check ratio of shear resistance (V_Edy/Vpl_Rdy).
(LCB = 4-, POS = I)
-. Applied shear force : V_Edy = 7458.06 N.
V_Edy 7458.06
-. ------- = ------------- -8.033e-004 < 1.000 ---> O.K.
Vpl_Rdy 9283792.33

( ). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (Vpl_Rdz).
[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]
-. Vpl_Rdz = [Avz*fy/SQRT(3)] / Gamma_M0 = 7844804.52 N.

( ). Shear Buckling Check.
[Eurocode3:05 6.2.6]
-. HTR > 72*e/Eta ---> Need to check!

( ). Calculate shear buckling resistance in local-z direction (Vbl_Rdz).
[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6, EN 1993-1-5:2004 5.2]
-. Eta = 1.20
-. Lambda_w = hw / (86.4*tw*e) = 1.1677
-. Chi_w = 0.83/Lambda_w = 0.71
-. Vbw_Rdz = Chi_w*fy*hw*tw / [sqrt(3)*Gamma_M1] = 4224300.93 N.

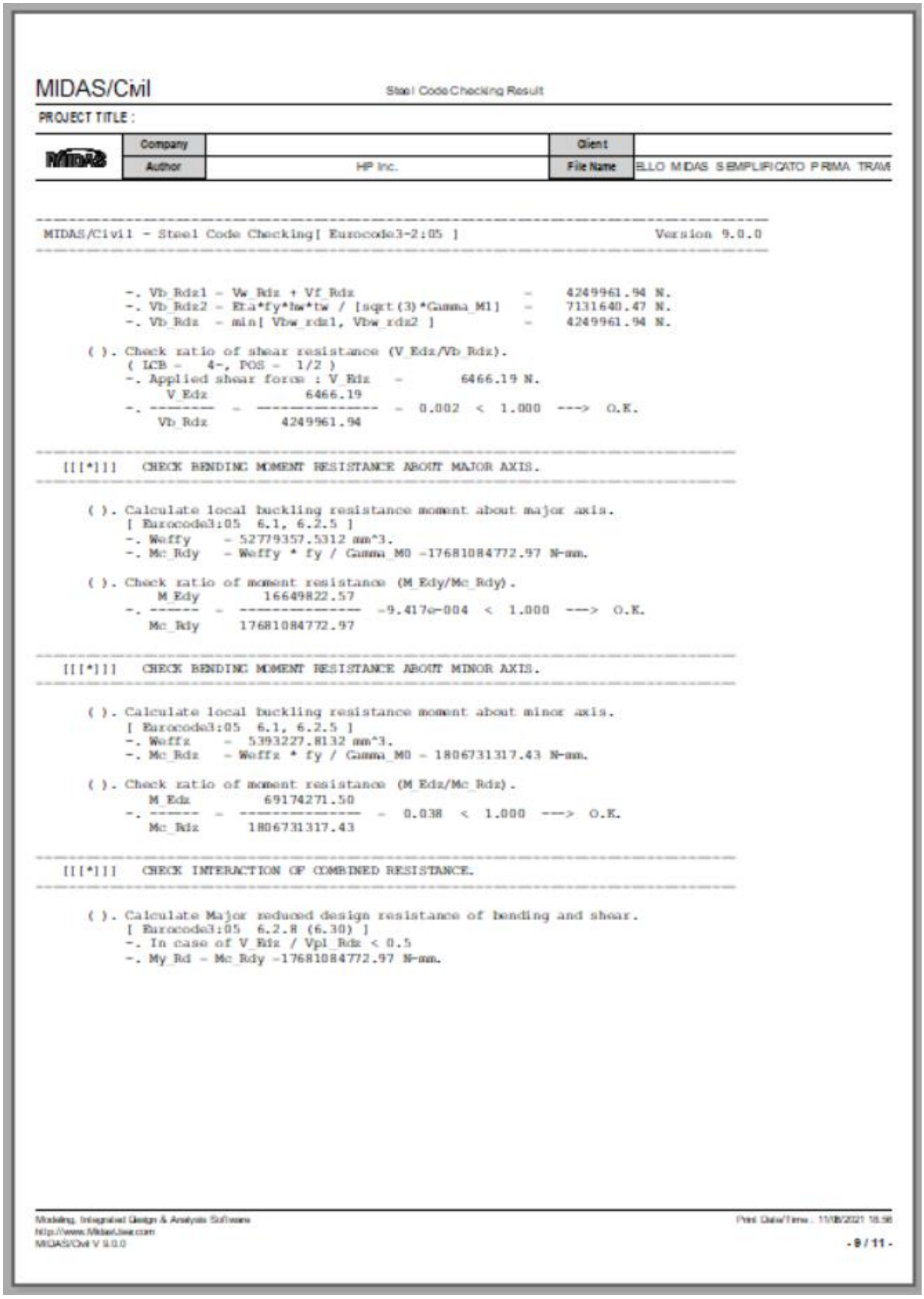
-. Af1 = 24000.0000 mm^2.
-. Af2 = 37499.9800 mm^2.
-. Mfk = Af1*fy*(H-2bar-tf/2) + Af2*fy*(2bar-tf/2) =17428741533.03 N-mm.
-. rf = 1-[Med/[(Af1+Af2)*fy/Gamma_M0]] = 0.9987(0<rf<1)
-. Mf_Rd = rf*Mfk/Gamma_M0 =17406485803.32 N-mm.
-. In case of M_Ed < Mf_Rd
-. a = Ly -37125.0000 mm.
-. bf = min(B, 30*e*tf) = 535.7140 mm.
-. c = a*[0.25 + (1.6*bf*tf^2*fy)/(tw*hw^2*fy)] =10172.5749 mm.
-. Vbf_Rdz = (bf*tf^2*fy)/(c*Gamma_M1)*[1-(M_Ed/Mf_Rd)^2] = 25661.01 N.

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.0.0

Print Date/Time : 11/05/2021 18:55

- 8 / 11 -

Figura 299. Settima pagina di calcolo: resistenza a taglio e "shear buckling resistance".



MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	ELLO MIDAS SEMPLIFICATO PRIMA TRAVE

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

-. Vb_Rdz1 = Vw_Rdz + Vf_Rdz = 4249961.94 N.
-. Vb_Rdz2 = Eta*fy*hw*tw / [sqrt(3)*Gamma_M1] = 7131640.47 N.
-. Vb_Rdz = min[Vbw_rdz1, Vbw_rdz2] = 4249961.94 N.

( ). Check ratio of shear resistance (V_Edz/Vb_Rdz).
(LCB = 4-, POS = 1/2)
-. Applied shear force : V_Edz = 6466.19 N.
V_Edz 6466.19
-. ------- = ------------- = 0.002 < 1.000 ---> O.K.
Vb_Rdz 4249961.94

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.

( ). Calculate local buckling resistance moment about major axis.
[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]
-. Weffy = 52779357.5312 mm^3.
-. Mc_Rdy = Weffy * fy / Gamma_M0 =17681084772.97 N-mm.

( ). Check ratio of moment resistance (M_Edy/Mc_Rdy).
M_Edy 16649822.57
-. ------ = ------------- =9.417e-004 < 1.000 ---> O.K.
Mc_Rdy 17681084772.97

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.

( ). Calculate local buckling resistance moment about minor axis.
[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]
-. Weffz = 5393227.8132 mm^3.
-. Mc_Rdz = Weffz * fy / Gamma_M0 = 1806731317.43 N-mm.

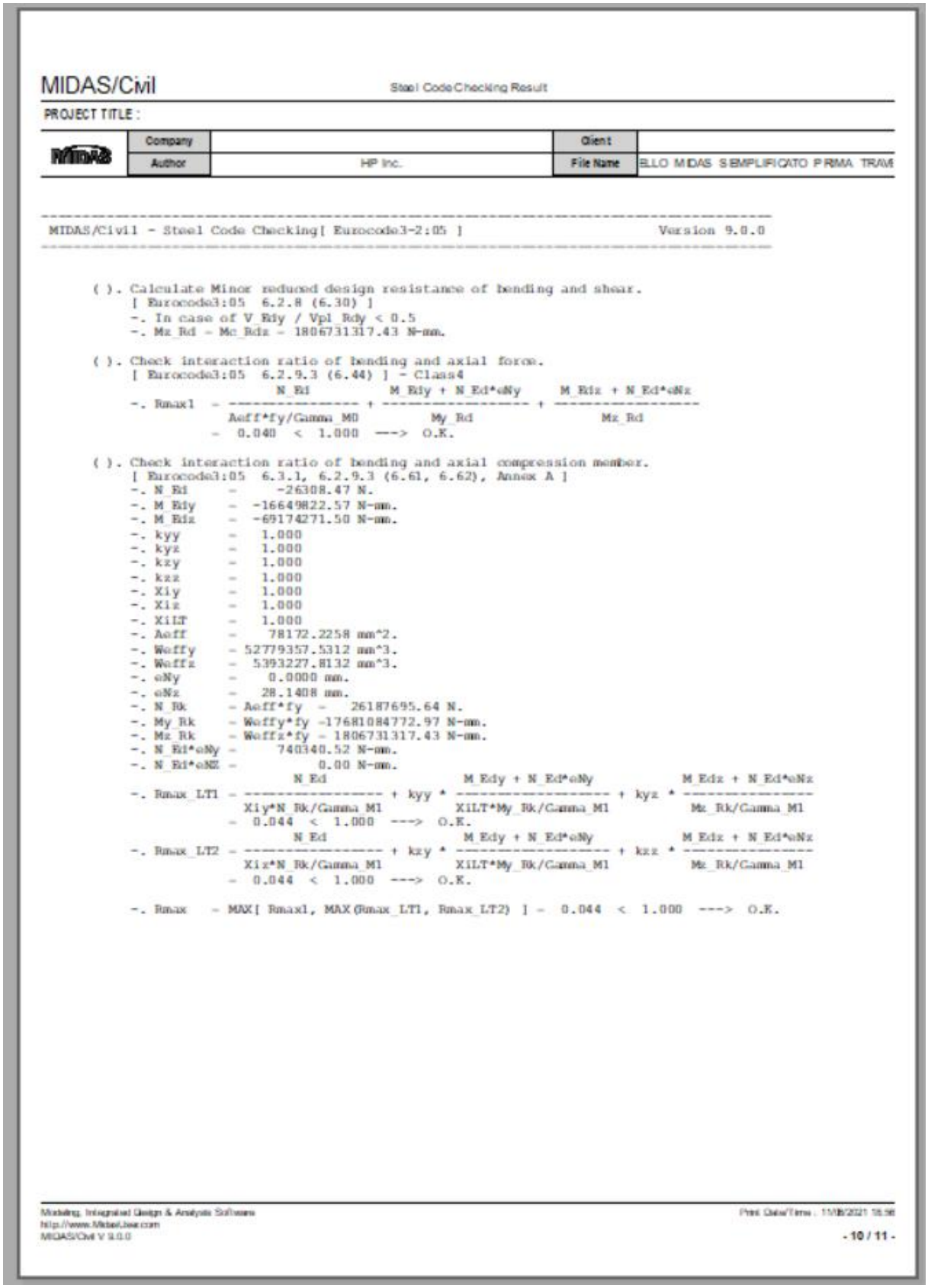
( ). Check ratio of moment resistance (M_Edz/Mc_Rdz).
M_Edz 69174271.50
-. ------ = ------------- = 0.038 < 1.000 ---> O.K.
Mc_Rdz 1806731317.43

[[[*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.

( ). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.
[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]
-. In case of V_Edz / Vpl_Rdz < 0.5
-. My_Rd = Mc_Rdy =17681084772.97 N-mm.

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.0.0
Print Date/Time : 11/18/2021 15:56
- 9 / 11 -

Figura 300. Ottava pagina di calcolo: resistenza a flessione.



MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	ELLO MIDAS SEMPLIFICATO PRIMA TRAVE

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.8.0

( ). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.
[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]
-. In case of V_Ed,y / Vpl_Rd,y < 0.5
-. Mz_Rd = Mc_Rd,z = 1806731317.43 N-mm.

( ). Check interaction ratio of bending and axial force.
[Eurocode3:05 6.2.9.3 (6.44)] - Class4

$$Rmax1 = \frac{N_{Ed}}{A_{eff}*f_y/\gamma_{M0}} + \frac{M_{Edy} + N_{Ed}*e_{Ny}}{My_{Rd}} + \frac{M_{Edz} + N_{Ed}*e_{Nz}}{Mz_{Rd}}$$

= 0.040 < 1.000 ---> O.K.

( ). Check interaction ratio of bending and axial compression member.
[Eurocode3:05 6.3.1, 6.2.9.3 (6.61, 6.62), Annex A]
-. N_Ed = -26308.47 N.
-. M_Edy = -16649822.57 N-mm.
-. M_Edz = -69174271.50 N-mm.
-. kyy = 1.000
-. kyz = 1.000
-. kzy = 1.000
-. kzz = 1.000
-. Xiy = 1.000
-. Xiz = 1.000
-. XiLT = 1.000
-. Aeff = 78172.2258 mm^2.
-. Weffy = 52779357.5312 mm^3.
-. Weffz = 5393227.8132 mm^3.
-. eNy = 0.0000 mm.
-. eNz = 28.1408 mm.
-. N_Rk = Aeff*fy = 26187695.64 N.
-. My_Rk = Weffy*fy = 17681084772.97 N-mm.
-. Mz_Rk = Weffz*fy = 1806731317.43 N-mm.
-. N_Ed*eNy = 740340.52 N-mm.
-. N_Ed*eNZ = 0.00 N-mm.

$$Rmax_LT1 = \frac{N_{Ed}}{Xiy*N_{Rk}/\gamma_{M1}} + kyy * \frac{M_{Edy} + N_{Ed}*e_{Ny}}{XiLT*My_{Rk}/\gamma_{M1}} + kyz * \frac{M_{Edz} + N_{Ed}*e_{Nz}}{Mz_{Rk}/\gamma_{M1}}$$

= 0.044 < 1.000 ---> O.K.

$$Rmax_LT2 = \frac{N_{Ed}}{Xiz*N_{Rk}/\gamma_{M1}} + kzy * \frac{M_{Edy} + N_{Ed}*e_{Ny}}{XiLT*My_{Rk}/\gamma_{M1}} + kzz * \frac{M_{Edz} + N_{Ed}*e_{Nz}}{Mz_{Rk}/\gamma_{M1}}$$

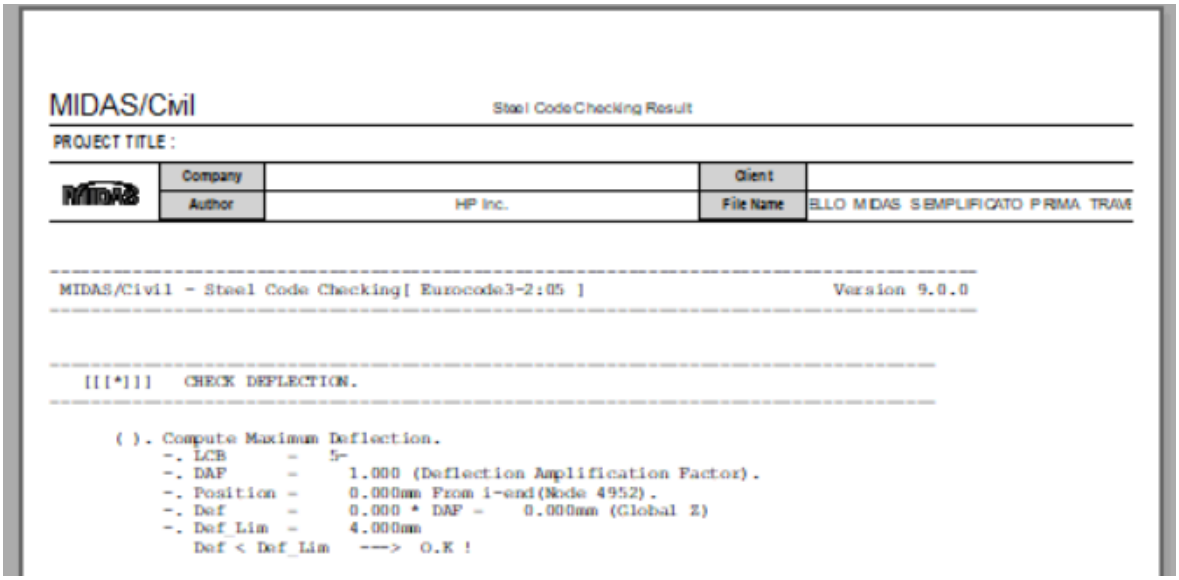
= 0.044 < 1.000 ---> O.K.

-. Rmax = MAX[Rmax1, MAX(Rmax_LT1, Rmax_LT2)] = 0.044 < 1.000 ---> O.K.

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.8.0

- 10 / 11 -

Figura 301. Nona pagina di calcolo: resistenza contro il Lateral Torsional Buckling.



MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	ELLO MIDAS SEMPLIFICATO PRIMA TRAVE

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

[[[*]]] CHECK DEFLECTION.

( ). Compute Maximum Deflection.
-. LCB - 5-
-. DAF - 1.000 (Deflection Amplification Factor).
-. Position - 0.000mm From i-end(Node 4952).
-. Def - 0.000 * DAF = 0.000mm (Global Z)
-. Def_Lim - 4.000mm
Def < Def_Lim ---> O.K !

Figura 302. Decima e ultima pagina di calcolo: deflessione massima.

6.3 Modello MIDAS: analisi di Buckling e risultati

Un'altra tipologia di analisi che è stata messa in pratica è quella relativa al buckling. Tale analisi si prefigge la determinazione di un moltiplicatore di carico critico che andrà ad amplificare il carico applicato alla struttura, dando così origine al carico critico stesso.
A titolo di esempio viene mostrata una immagine raffigurante delle aste caricate in punta per le quali è possibile calcolare il moltiplicatore α che indurrà la manifestazione di un carico critico P_{CR}.

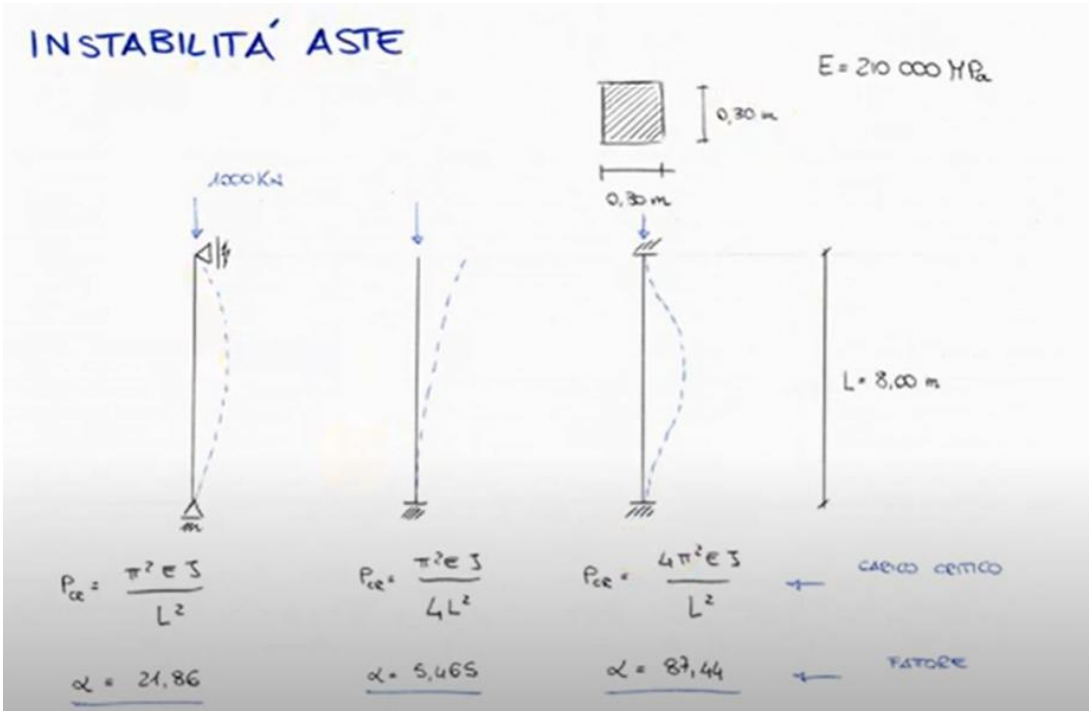


Figura 303. Applicazione di un moltiplicatore critico nella instabilità delle aste.

Genericamente, più è alto il moltiplicatore più è difficile ottenere il carico critico. Prendendo poi, come riferimento il carico critico e andandolo a dividere per il moltiplicatore, si ottiene il carico applicato inizialmente. La teoria che sta alla base dell'analisi di buckling fa riferimento all'instabilità di Eulero e mette in gioco un insieme di modi di deformazione della struttura. Tali modi, vengono chiamati anche forme modali e sono indicati nella parte dei risultati di MIDAS attraverso la voce "Mode Shapes".
La discretizzazione del problema strutturale e la disposizione nonché la scelta dei vincoli è molto importante e risulta fondamentale per capire che modo di deformazioni si andrà a generare sulla struttura. La scelta del numero di modi deformativi da far analizzare al sistema ricade sul modellatore che deve capire, in base ai movimenti permessi alla struttura, su un piano o su un altro quale sarà il numero minimo confidenziale con cui andare a trattare i risultati ottenuti per mezzo dei modi di deformazione associati.

6.3.1 Primo caso: analisi di buckling sulla struttura completa

L'analisi condotta parte dal fatto che vengono ad essere dismesse le analisi agli autovalori utilizzate fino ad ora, quelle dello spettro di risposta e quelle dei carichi mobili poiché vanno ad interferire e ad entrare in conflitto con quella in esame, di buckling appunto, la quale deve essere studiata da sola. Nel modello in esame, dunque, si è prima di tutto cercato di non far partire le analisi menzionate andando a riportare la struttura in una fase di pre-processamento. Le analisi condotte fino ad ora utilizzavano gli autovalori con i vettori di Ritz per il calcolo della soluzione del problema e per ricavare i vari sforzi sulla struttura.
All'interno del caso studio preso in considerazione, in cui si vuole valutare il fenomeno di lateral-torsional buckling, si è usufruito della funzione "Buckling", appunto, nella sezione delle analisi del programma che, come mostrato nell'immagine sottostante, permette la scelta del numero di modi da prendere in considerazione nel calcolo. In questo caso, poiché si ricercava il controllo su un modo che richiamasse l'instabilità flesso-torsionale del ponte, si è optato per scegliere 20 modi di deformazione, in modo tale da avere una buona percentuale di riuscita nell'indagine del problema, siglato LTB.

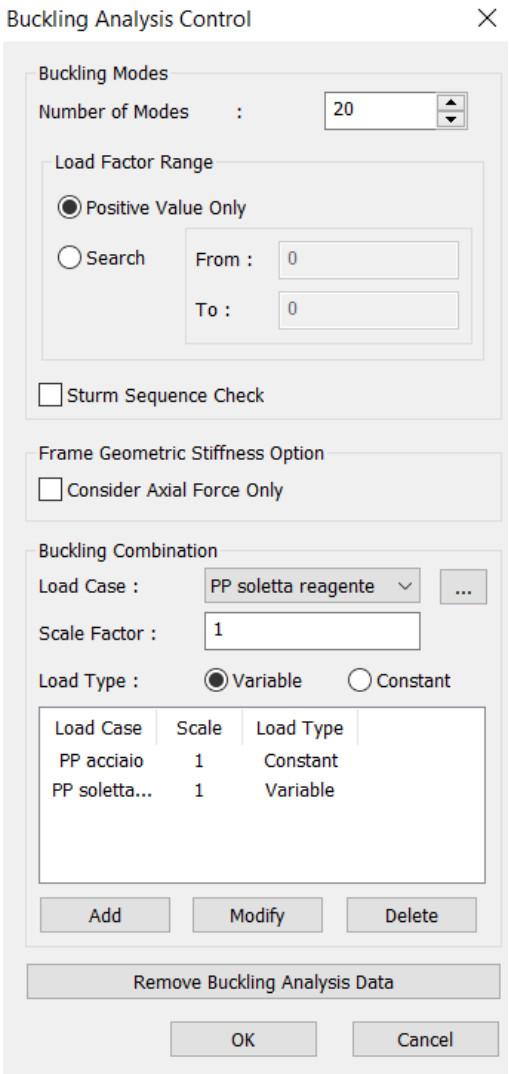


Figura 304. Finestra esplicativa del controllo sull'analisi di buckling.

Chiaramente, come si può notare nell'immagine presentata, oltre la scelta del numero di forme modali da prendere in considerazione, viene richiesta anche la scelta del segno del moltiplicatore di carico. Tale moltiplicatore viene scelto, nella maggior parte dei casi, con un valore positivo ("Positive Value Only") poiché, un valore negativo, significherebbe che l'instabilità data dal problema di buckling avverrebbe per un carico critico inferiore a quello applicato e, la maggior parte delle volte, la richiesta è differente.
Continuando, la spunta richiesta sulla voce "Sturm Sequence Check" esprime la possibilità, attraverso le skills derivanti da impostazioni matematiche avanzate del programma, di captare delle funzioni o modi di vibrare persi tra la precedente forma modale e la successiva e di segnalare l'anomalia all'utente modellatore.
La voce relativa alla presa in considerazione, della sola forza assiale ("Consider Axial Force Only") è a discrezione dell'utente e in questo caso non è stata attivata.
Successivamente, come riportato sempre nell'immagine precedente, vi è la richiesta di inserimento di una combinazione di carico da utilizzare nell'analisi. Il moltiplicatore di carico agirà sul carico variabile che varierà, appunto, rispetto a un carico costante scelto, il quale non subirà gli effetti dell'α critico. Nel caso in esame del ponte oggetto di studio, è stato scelto un carico costante facente capo al peso proprio dell'acciaio e un carico variabile relativo alla soletta reagente in cemento armato (il caso con la soletta non reagente sarà descritto nelle pagine successive), il tutto senza utilizzare un fattore di scala di partenza per gli stessi.
Una volta inseriti questi parametri, si è provveduto a lanciare l'analisi. I risultati della suddetta sono stati studiati attraverso la sezione apposita che, in questo caso, fa capo alla voce "Mode Shapes". All'interno della stessa, selezionando "Buckling Mode Shapes" si apre una finestra, il cui estratto è visibile nell'immagine in basso e permette di visionare uno alla volta i modi instabilizzanti del sistema.

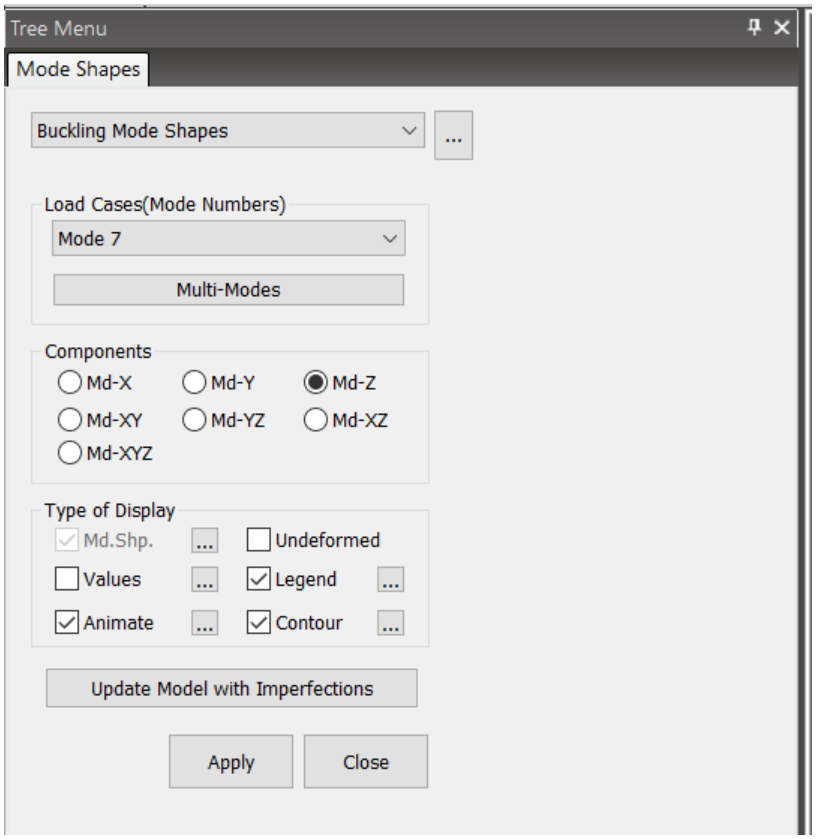


Figura 305. Visualizzatore delle forme modali della struttura.

Andando alla ricerca della forma modale più inerente al problema trattato si è visto che, attraverso i tools di animazione offerti da MIDAS, il primo modo che manifesta movimentazioni dell'impalcato simili a una instabilità flesso-torsionale è il modo 7, il quale stimola oltremodo e verso sollecitazioni massime l'elemento 5656.
Le immagini sottostanti, relative a uno stato indeformato e uno deformato, fanno capire meglio tali movimentazioni strutturali, se analizzate considerando, nel particolare, quelle relative alla direzione verticale Z.

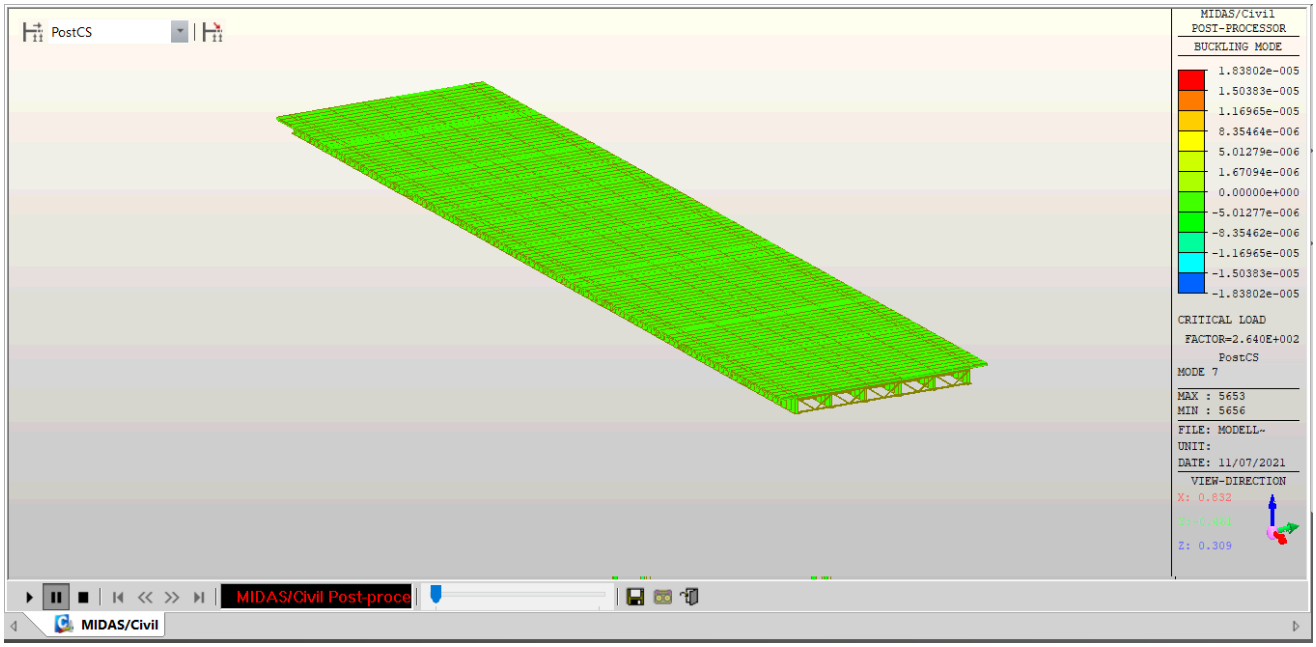


Figura 306. Situazione informata: pre-attivazione del modo instabilizzante numero 7.

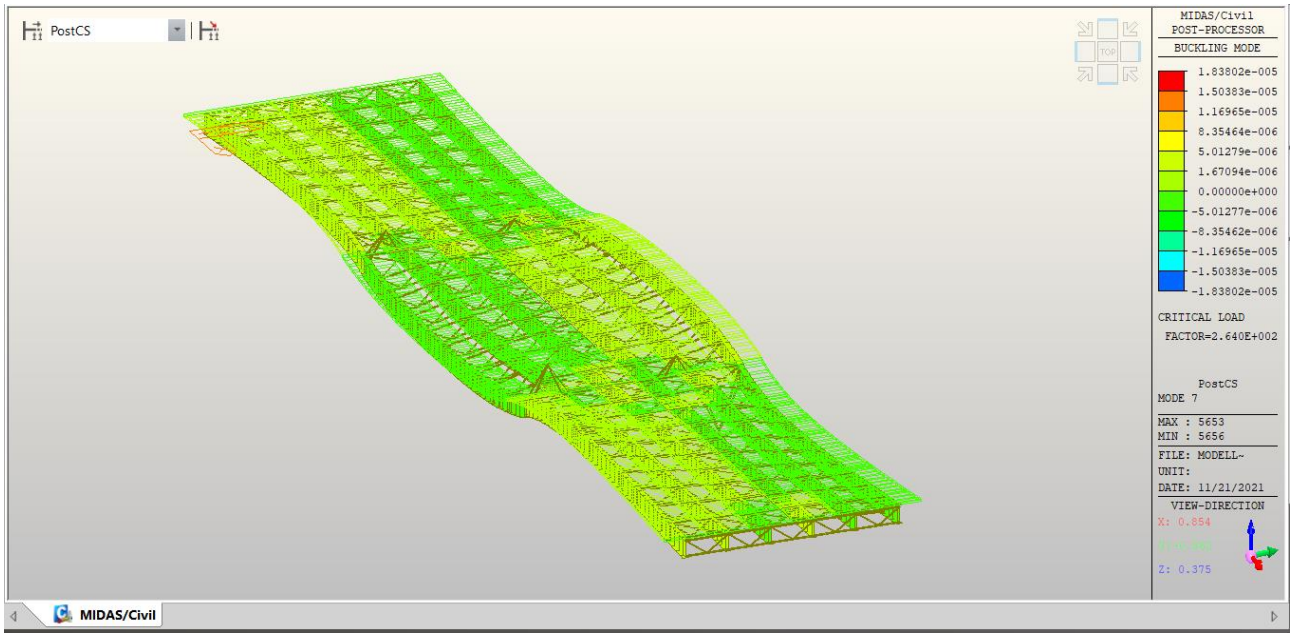


Figura 307. Situazione deformata: post-attivazione del modo instabilizzante numero 7.

Un'altra forma modale che necessita di essere approfondita e che mostra sicuramente un andamento instabilizzante a livello flesso-torsionale è sicuramente quella relativa al modo 13. Tale modo, rispetto al precedente illustra come elemento più sollecitato il numero 4990. È bene specificare che presentano un inizio di LTB anche i modi 8, 11, 12, in cui gli elementi più sollecitati risultano, rispettivamente, il 4990, 5656, 5656. Quest'ultimo elemento, poiché presente come primo modo instabilizzante sul sistema (al modo 7), sarà analizzato a parte con una opportuna analisi di design.
Nelle immagini che seguono, in questa e nelle prossime pagine, invece, vengono presentate, le configurazioni deformate e indeformate della struttura soggetta al modo 13 e una rappresentazione (contenente anche uno zoom) dell'elemento studiato.

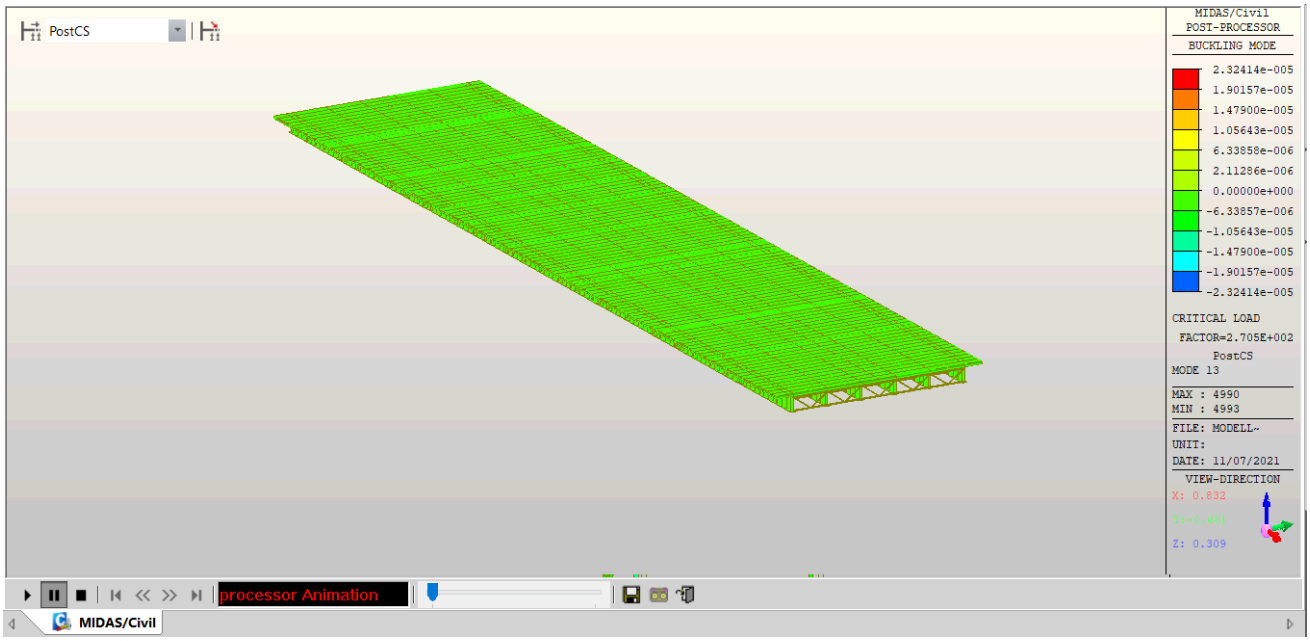


Figura 308. Situazione informata: pre-attivazione del modo instabilizzante numero 13.

Si può notare, talvolta, nelle situazioni deformate, la presenza di “Outliers”, i quali, da un punto di vista fisico non hanno nessun valore, mentre invece, da un punto di vista statistico, rappresentano, in un insieme di osservazioni e risultati relativi alle sollecitazioni, dei valori anomali, chiaramente distanti dalle altre osservazioni disponibili e turbati, in questo caso, da bug di esplicitazione della deformata. Tali outliers, possono essere accentuati, inoltre, da una scala deformativa incrementata appositamente per far notare il comportamento deformativo globale.

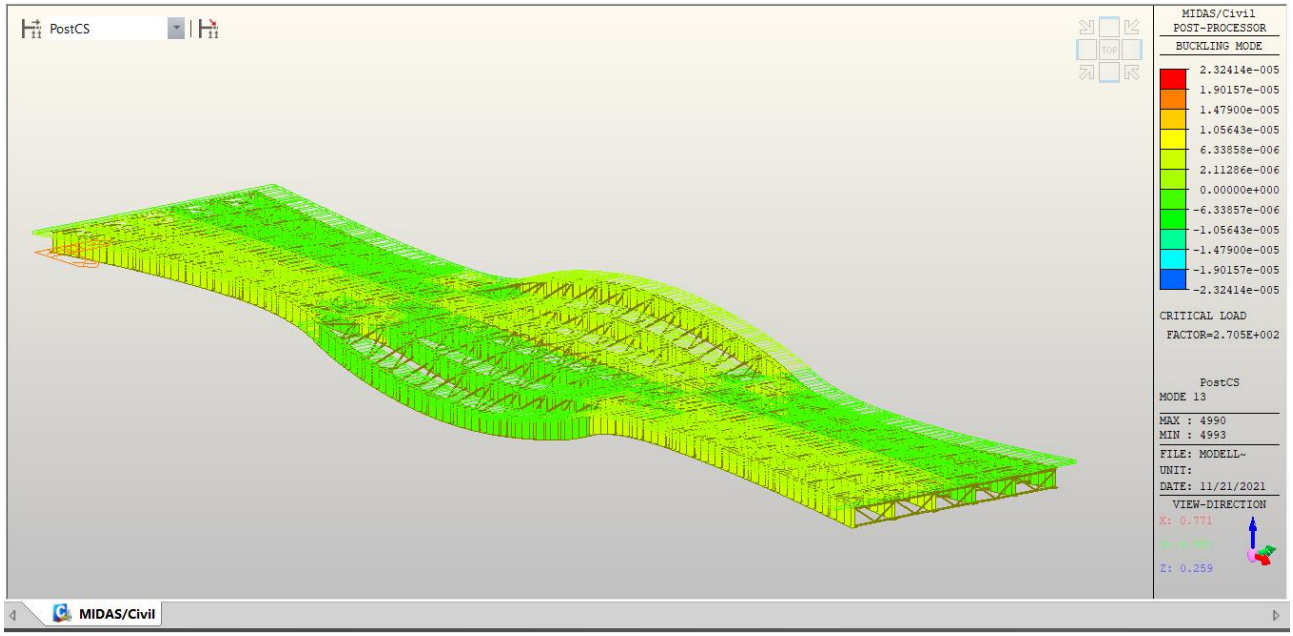


Figura 309. Situazione deformata: post-attivazione del modo instabilizzante numero 13.

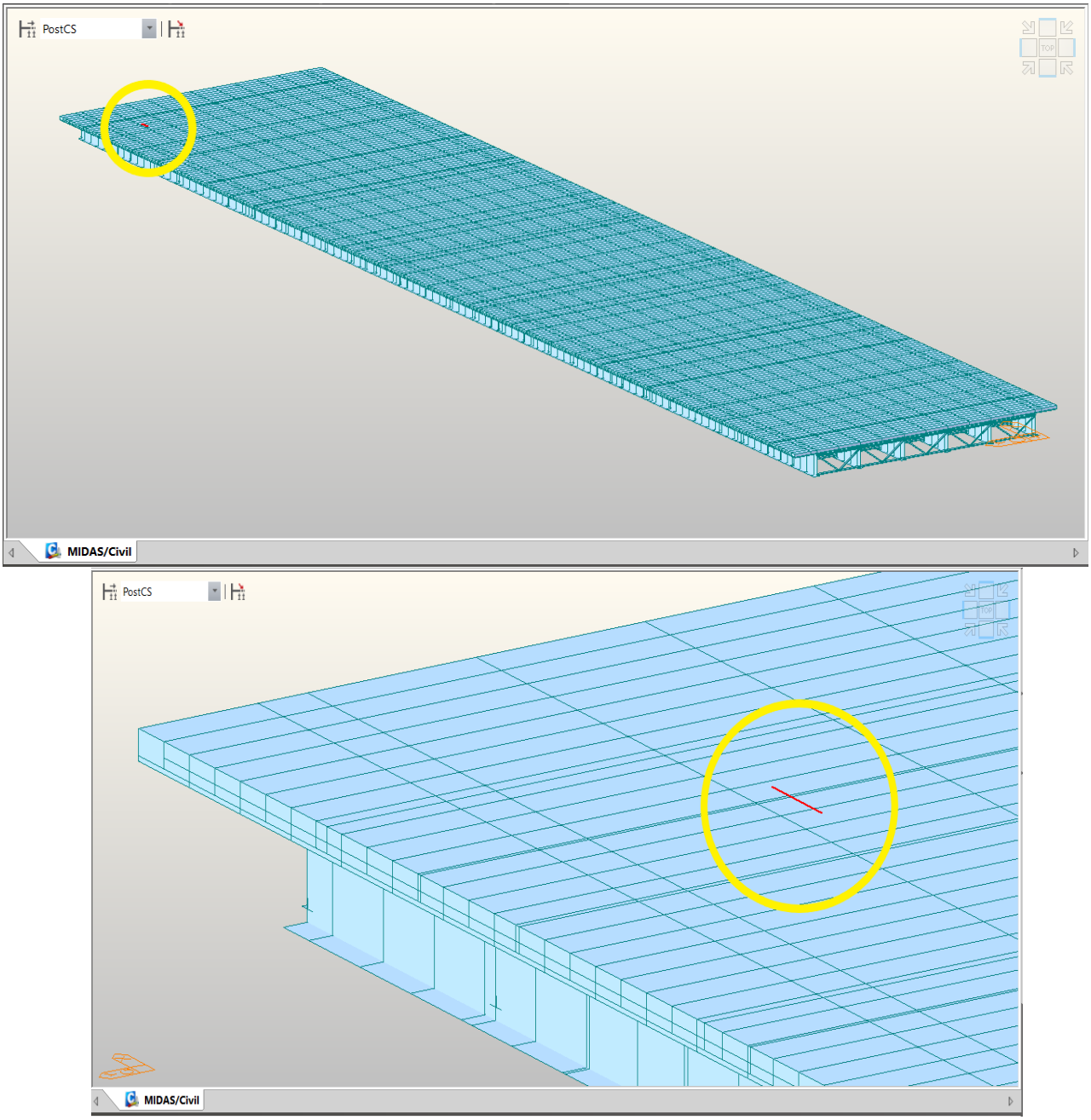


Figura 310. Elemento 5656 visualizzato nella totalità della struttura e in uno zoom.

Continuando, per quanto concerne i risultati, attraverso una funzione del programma è possibile risalire ai vari moltiplicatori di carico, presenti per le varie forme modali, in forma tabellare. La tabella, presentata attraverso l'immagine sottostante, fornisce, appunto, i valori degli α critici calcolati dal programma e decritti nella scheda denominata "Result-[Buckling Mode]".

	Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
	BUCKLING ANALYSIS							
		Mode	Eigenvalue	Tolerance				
		1	247.159160	2.5502e-061				
		2	247.262333	7.3307e-062				
		3	247.341529	2.3504e-062				
		4	247.448676	9.7047e-062				
		5	262.454643	1.1527e-042				
		6	262.502959	9.8325e-043				
		7	264.021682	1.4465e-040				
		8	264.139128	3.0462e-040				
		9	268.140142	2.3336e-035				
		10	268.244591	5.3825e-035				
		11	269.701060	5.1772e-034				
		12	269.985419	1.1733e-033				
		13	270.460589	1.7413e-033				
		14	271.671377	1.5438e-033				
		15	272.874091	1.9920e-032				
		16	272.977548	1.6086e-032				
		17	292.673998	8.8961e-022				
		18	293.163284	3.7959e-021				
		19	293.505466	6.7026e-022				
		20	293.981253	9.6536e-023				
	BUCKLING VECTOR							

Figura 311. Immagine definente la tabella riassuntiva dei moltiplicatori di carico, connessi alle forme modali studiate.

Viene presentato di seguito un dettaglio del moltiplicatore di carico relativo al modo 7. Da notare gli elevati valori di suddetto moltiplicatore.

5	262.454643	1.1527e-042
7	264.021682	1.4465e-040
9	268.140142	2.3336e-035

Figura 312. Modo 7: dettaglio moltiplicatore di carico.

Attraverso le immagini riassuntive, presentate nella pagina precedente, si può notare, come accennato, il valore elevato dei moltiplicatori di carico. Questo, è dovuto al fatto che affinché l'analisi di buckling possa considerarsi veritiera è necessario creare un modello agli elementi finiti ad hoc, con una discretizzazione talvolta spinta, in modo tale da centrare effettivamente le forme modali concrete e più realistiche possibili. In particolare, però, tali valori elevati, sono dovuti principalmente al fatto che per arrivare a collasso per una variazione del carico "variabile" imposto, sia necessario averne una molto accentuata. Da un punto di vista fisico, infatti, più è alto il valore del moltiplicatore più sarà difficile arrivare a delle situazioni problematiche, di collasso.
Nel nostro caso, l'analisi di buckling è proposta a titolo di esempio, in particolar modo affinché si possa capire quale sia effettivamente la modalità flesso-torsionale con cui il ponte va a deformarsi. Entrando nel dettaglio dei risultati, si è visto come, sia per quanto concerne il modo numero 7 che i numeri 11 e 12, l'elemento più sollecitato sia il 5656. Attraverso le funzioni di "Design Position" e "Position for Design Output", già utilizzate nei precedenti casi di analisi, è stato possibile visualizzare i risultati delle verifiche per l'elemento in esame su Excel. Le informazioni e gli approfondimenti sulle suddette sono elencate nelle prossime pagine, attraverso delle immagini prese dal foglio di calcolo, appunto. Al punto 4, viene riportata nel dettaglio la verifica a instabilità flesso-torsionale che, come si può leggere, risulta andata a buon fine.
L'elemento da analizzare presenta una sezione strutturale riportata nella seguente immagine. A seguire, invece, vengono esposti i risultati preannunciati poc'anzi.

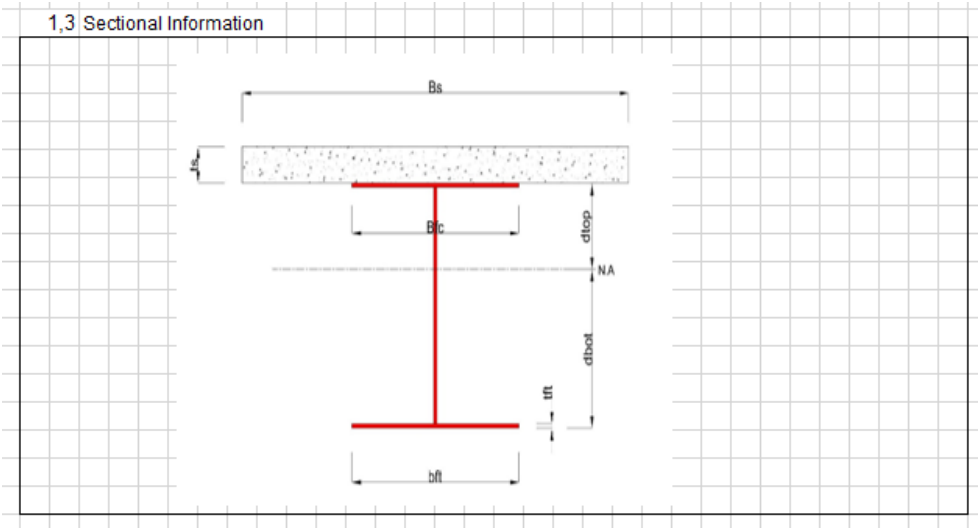


Figura 313. Sezione dell'elemento 5656: trave in acciaio e schematizzazione grafica della soletta in calcestruzzo armato.

Element Number	5656
Position Information	I

1 Design Condition

1,1 Design Parameters

■ Partial factors

γ_C for concrete	1,50	γ_V for headed sutd	1,25
γ_S for reinforcing steel	1,15	γ_{Ff} for equivalent constant Amplitude stress rang	1,00
γ_{M0} for structural steel	1,05	γ_{Mf} for fatigue strength	1,15
γ_{M1} for structural steel	1,10	$\gamma_{Mf,s}$ for fatigue strength of studs in shear	1,15

1,2 Material Information

■ Structural steel

f_{sk} = 355,000 MPa E_s = 210000,000 MPa

■ Concrete

f_{ck} = 35,000 MPa E_{cm} = 34000,000 MPa

■ Reinforcement

f_{yk} = 450,000 MPa E_r = 210000,000 MPa

Figura 314. Prima pagina di verifiche per l'elemento 5656.

■ Section Dimensions

Slab

B_c	4232,000	mm	t_c	250,000	mm	H_h	50,000	mm

Girder

H_w	1745,000	mm	B_1	450,000	mm	B_2	500,000	mm
t_w	16,000	mm	t_{f1}	25,000	mm	t_{f2}	30,000	mm

■ Section Stiffness

Before

$A_{s,a}$	54170,000	mm^2
$I_{y,a}$	27504648487,359	mm^4
$I_{z,a}$	502939376,667	mm^4
$C_{y,a}$	250,000	mm
$C_{z,a}$	840,542	mm

After

A_c	225853,291	mm^2
$I_{y,c}$	81394098293,054	mm^4
$I_{z,c}$	256737733748,873	mm^4
$C_{y,c}$	250,000	mm
$C_{z,c}$	1702,905	mm

Crack

A_c	63014,000	mm^2
$I_{y,c}$	37353379829,247	mm^4
$I_{z,c}$	14741920924,265	mm^4
$C_{y,c}$	250,000	mm
$C_{z,c}$	999,763	mm

2 Bending Resistance

2,1 Positive Moment

■ Design load

Load combination name : SLU1

$N_{a,Ed}$	16,475	kN
$N_{c,Ed}$	75,712	kN
$M_{a,Ed}$	2147,974	kN · m
$M_{c,Ed}$	1086,179	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-225,000	mm	z_1	97,095	mm	σ_1	-75,328 MPa
	y_2	-8,000	mm	z_2	97,095	mm	σ_2	-75,576 MPa
Right	y_1	225,000	mm	z_1	97,095	mm	σ_1	-75,843 MPa
	y_2	8,000	mm	z_2	97,095	mm	σ_2	-75,594 MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-250,000	mm	z_1	-1702,905	mm	σ_1	89,292 MPa
	y_2	-8,000	mm	z_2	-1702,905	mm	σ_2	89,015 MPa
Right	y_1	250,000	mm	z_1	-1702,905	mm	σ_1	88,720 MPa
	y_2	8,000	mm	z_2	-1702,905	mm	σ_2	88,997 MPa

Web

Right	y_1	0,000	mm	z_1	72,095	mm	σ_1	-73,299 MPa
	y_2	0,000	mm	z_2	-1672,905	mm	σ_2	86,263 MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

- Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 1881,799 mm

N_{slab}	=	18314,619	kN
$N_{g,top}$	=	0,000	kN (Upper side of PNA)
$N_{g,bot}$	=	18314,619	kN (Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd}$	=	21068,355	kN · m
x_{pl}	=	218,201	mm
M_{Rd}	=	$\beta M_{pl,Rd}$ = 21068,355	kN · m

here, β = 1,000

M_{Rd} = 21068,355 kN · m > M_{Ed} = 3234,153 kN · m ...OK

Figura 315. Seconda pagina di verifiche per l'elemento 5656.

Politecnico di Torino

3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name : SLU1

N_{Ed}	=	75,712	kN
$M_{a,Ed}$	=	2147,974	kN · m
$M_{c,Ed}$	=	1086,179	kN · m
$V_{Ed,a}$	=	531,908	kN
$V_{Ed,c}$	=	301,231	kN
V_{Ed}	=	833,139	kN

M_{Ed} = max($M_{Ed,t}$, $M_{Ed,b}$) = 63898,430 kN · m

$M_{Ed,t}$	=	63898,430	kN · m
$M_{Ed,b}$	=	4223,689	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-225,000	mm	z_1	97,095	mm	σ_1	-75,328 MPa
	y_2	-8,000	mm	z_2	97,095	mm	σ_2	-75,576 MPa
Right	y_1	225,000	mm	z_1	97,095	mm	σ_1	-75,843 MPa
	y_2	8,000	mm	z_2	97,095	mm	σ_2	-75,594 MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-250,000	mm	z_1	-1702,905	mm	σ_1	89,292 MPa
	y_2	-8,000	mm	z_2	-1702,905	mm	σ_2	89,015 MPa
Right	y_1	250,000	mm	z_1	-1702,905	mm	σ_1	88,720 MPa
	y_2	8,000	mm	z_2	-1702,905	mm	σ_2	88,997 MPa

Web

Right	y_1	0,000	mm	z_1	72,095	mm	σ_1	-73,299 MPa
	y_2	0,000	mm	z_2	-1672,905	mm	σ_2	86,263 MPa

■ Classification of sections

Part	Class
Top flange	1
Web	1
Bottom flange	1
Section	1

■ Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

Plastic NA = 1881,799 mm

N_{slab}	=	18314,619	kN	
$N_{rebar,t}$	=	0,000	kN	(Upper side of PNA)
$N_{rebar,b}$	=	0,000	kN	(Lower side of PNA)
$N_{g,top}$	=	0,000	kN	(Upper side of PNA)
$N_{g,bot}$	=	18314,619	kN	(Lower side of PNA)

$M_{pl,Rd}$ = 21068,355 kN · m

■ Calculation. $V_{bw,Rd}$

Web

■ Contribution from the web

$\lambda_w = h_w / (37.4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}) = 1,437$

$X_w = 1.37 / (0.7+\lambda_w) = 0,641$ $\lambda_w \geq 1.08$

$$V_{bw,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 3335,588 \text{ kN}$$

V_{Rd} = 3335,588 kN

V_{Edi} = V_{Ed} / Num. of Web = 833,139 kN

$\eta'_3 = V_{Edi} / V_{bw,Rd} = 0,250 \leq 1.0$

■ Contribution from the flange

$M_{f,Rd}$ = 11293,337 kN · m

$M_{f,Rd}$ is calculated as $M_{pl,Rd}$ but neglecting the web contribution.

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right) = 0,000 \text{ kN}$$

where $M_{f,Rd}$ = 11293,337 kN · m

M_{Ed} = 63898,430 kN · m (Taken as the greatest value of ($\sum\sigma_i$)W)

$$c = a \cdot \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}}\right) = 962,415$$

Figura 316. Terza pagina di verifiche per l'elemento 5656.

■ Check Shear Resistance

V_{Ed} / ($V_{bw,Rd}$+$V_{bf,Rd}$)	=	0,250	<	1.0	...	OK

■ Interaction M-V

For the section class 1 or 2, M-V interaction should be checked separately by the user.

4 Resistance to Lateral Torsional Buckling

- Design load

Load combination name : SLU1

N_{Ed}	=	92,188	kN
M_{Ed}	=	3234,153	kN · m
V_1	=	833,139	kN
V_2	=	839,332	kN
M_1	=	3234,153	kN · m
M_2	=	2399,297	kN · m
$M_{pl,Rd}$	=	21068,355	kN · m
$M_{el,Rd}$	=	15170,473	kN · m

- $M_{b,Rd}$ Buckling resistance moment

L	=	3,713	m				
c	=	C_d / l	=	0,000	kN/m^2		
γ	=	c · L^4 / (E · I)	=	0,000			
μ	=	V_2 / V_1	=	0,993			
Φ	=	2 · (1-M_2/M_1) / (1+μ)	=	0,259			
m_1	=	1+0.44 · (1+μ) · $\Phi^{1.5}$+(3+2 · Φ) · γ/(350-50 · μ)	=	1,116			
m_2	=	1+0.44 · (1+μ) · $\Phi^{1.5}$+(0.195+(0.05+μ/100) · Φ) · $\gamma^{0.5}$	=	1,116			
m	=	Min(m_1, m_2)	=	1,116			
α_{LT}	=	0,760					
λ_{LT}	=	1.103 · L/b · √(f_y/Em) · √(1+A_{wc}/(3 · A_c)	=	0,360			
Φ_{LT}	=	0.5 · (1+α_{LT} · (λ_{LT} - 0.2)+λ_{LT}^2)	=	0,626			
X_{LT}	=	$\frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}}$	=	0,879159297			

M_{Rd}	=	21068,355	kN · m	
$M_{b,Rd}$	=	X_{LT} · M_{Rd}	=	18522,440 kN · m

- $N_{b,Rd}$ Axial buckling resistance

$X_{LT,N}$	=	0,775			
$N_{b,Rd}$	=	X_{LT} · Area · f_{yd}	=	59200,813	kN

Combined Ratio = $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}}$ = 0,176164504

6 Resistance to Longitudinal Shear

- Design load

Load combination name : SLU1

$N_{c,el}$	=	7457,056	kN
$N_{c,f}$	=	18314,619	kN
M_{Ed}	=	3234,153	kN · m
V_{Ed}	=	301,231	kN
$M_{pl,Rd}$	=	21068,355	kN · m
$M_{el,Rd}$	=	15170,473	kN · m

- Shear resistance of a single connector

$P_{Rd,1}$	=	0.8 · f_u · π · d^2 / 4 / γ_V	=	109,478	kN	
$P_{Rd,2}$	=	0.29 · α · d^2 · √(f_{ck} · E_{cm}) / γ_V	=	122,492	kN	
P_{Rd}	=	Min($P_{Rd,1}$, $P_{Rd,2}$)	=	109,478	kN	

where	f_u	=	450,000	MPa	
	α	=	1		for h_{sc}/d > 4
	Num.	=	2		
	d	=	22,000	mm	
	h_{sc}	=	175,000	mm	
	Space	=	200,000	mm	

- Verification

$v_{L,Ed}$	=	V_{Ed} · (A · z / I)	=	174,140	kN/m	
$v_{L,Rd}$	=	P_{Rd} · Num./Space	=	1094,782	kN/m	
$v_{L,Ed}$	<	$v_{L,Rd}$	...	OK		

Figura 317. Quarta pagina di verifiche per l'elemento 5656.

7 Stress Limitation

- In the structural steel

Characteristic load combination name : SLE - Rara

$\sigma_{Ed,ser}$	=	117,483	MPa	(Top-left fiber in the flange)	
$\tau_{Ed,ser}$	=	22,037	MPa	(Neutral axis in the web)	

$\sigma_{Ed,ser}$		$f_y / \gamma_{M,ser}$		
117,483 MPa	<	355,000 MPa	...	OK

$\tau_{Ed,ser}$		$f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser})$		
22,037 MPa	<	204,959 MPa	...	OK

$\sqrt{(\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2)}$		$f_y / \gamma_{M,ser}$		
123,527 MPa	<	355,000 MPa	...	OK

- In the concrete of the slab

Quasi-permanent load combination nam SLE - QP

$\sigma_c \leq k_2 f_{ck}$				
-1,635 MPa	<	15,750 MPa	...	OK

- In the reinforcement

Load combination name : SLE - Rara

$\sigma_s \leq k_3 f_{yk}$

-3,577 MPa

Rebar is under compression. No need to check.

8 Longitudinal Shear for SLS(Serviceability limit state)

- Shear resistance of a single connector

Load combination name : SLE - Rara

$P_{Rd,1}$	=	$0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4 / \gamma_V$	=	109,478	kN		
$P_{Rd,2}$	=	$0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm})} / \gamma_V$	=	122,492	kN		
P_{Rd}	=	$\text{Min}(P_{Rd,1}, P_{Rd,2})$	=	109,478	kN		
$P_{Rd,ser}$	=	$k_s \cdot P_{Rd}$	=	82,109	kN		

where f_u	=	450,000	MPa		
α	=	1		for	$h_{sc}/d > 4$
Num.	=	2			
d	=	22,000	mm		
h_{sc}	=	175,000	mm		
Space	=	200,000	mm		
k_s	=	0,750			

- Verification

$v_{L,Ed}$	=	$V_{Ed} \cdot (A \cdot z / I)$	=	127,907	kN/m	
$v_{L,Rd}$	=	$P_{Rd,ser} \cdot \text{Num.}/\text{Space}$	=	821,087	kN/m	
$v_{L,Ed}$	<	$v_{L,Rd}$	...	OK		

Figura 318. Quinta e ultima pagina di verifiche per l'elemento 5656.

6.3.2 Secondo caso: analisi di buckling sulla struttura nella fase intermedia (utilizzo di un secondo modello MIDAS semplificato)

Un altro caso che è stato analizzato attraverso l'analisi di buckling è stato quello relativo alla struttura del ponte prima che la soletta in calcestruzzo diventasse collaborante e creasse un collegamento solido con lo scheletro in acciaio. Chiaramente, in questo caso, come ben visibile nell'immagine sottostante, i carichi che sono stati utilizzati comprendevano sicuramente il peso proprio dell'acciaio, ipotizzato come costante e, un carico relativo alla soletta non reagente, impostato come variabile. Le restanti impostazioni sono rimaste invariate rispetto al caso visto poc'anzi.

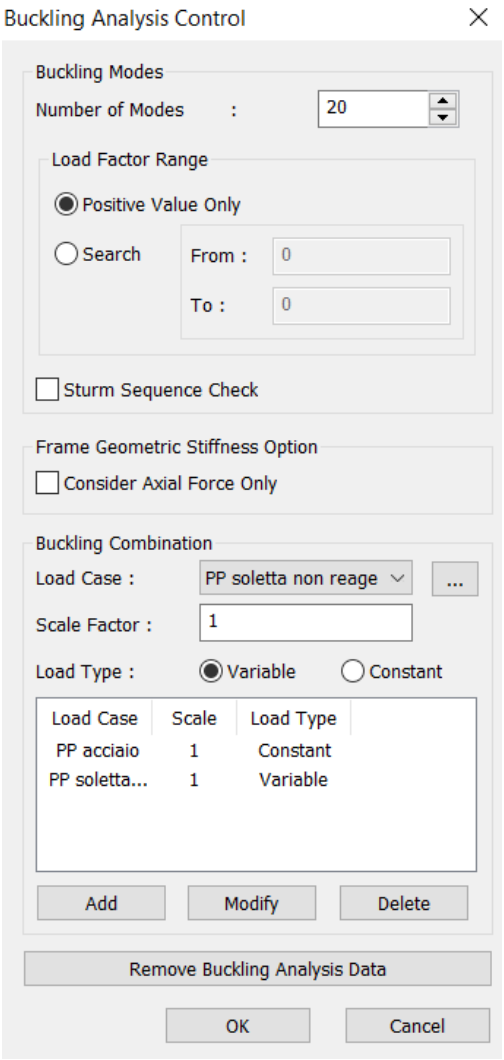


Figura 319. Impostazioni iniziali per l'analisi di buckling.

Visualizzando le forme modali, una volta finita l'analisi, si è visto che, il primo modo sollecitante in termini di instabilità flesso-torsionale, è stato il modo 2 che, come mostrato nelle immagini seguenti, attiva buona parte del ponte (soprattutto quella centrale) in termini flettenti e torsionali, appunto.

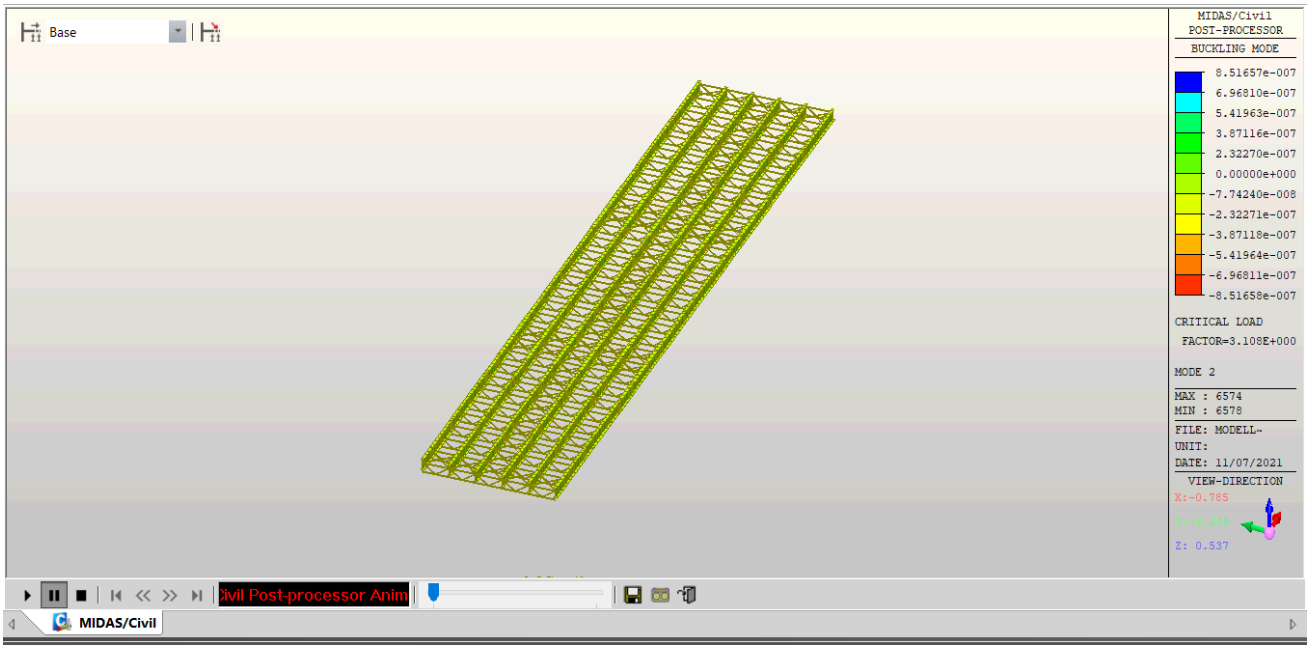


Figura 320. Modo 2: pre-attivazione.

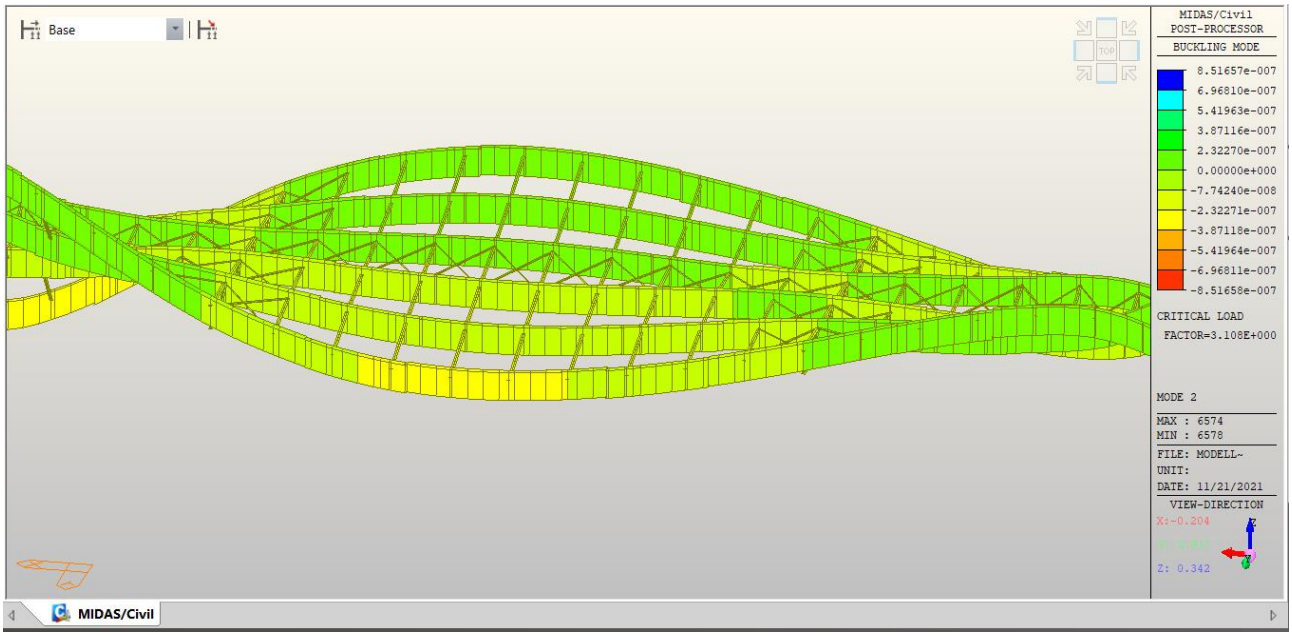


Figura 321. Post attivazione del modo 2: dettaglio parte centrale dell'impalcato.

È stata visualizzata, analizzando le restanti forme modali, un'altra instabilità flesso-torsionale, stavolta presente al modo 10, con elementi sollecitati diversi da quelli relativi al numero 2. Da notare che, nelle verifiche, stavolta è stato scelto appositamente un elemento centrale dell'impalcato, facente capo al numero 7626, in modo tale da soddisfare delle richieste a livello visivo che, sicuramente, meritavano delle risposte essendo, appunto, suddetto elemento, il più spinto, a livello di spostamento, nella struttura considerata nella sua interezza, se esaminato da un osservatore esterno al sistema di riferimento. Di seguito vengono riportate le immagini relative al modo 10. Da notare, nella situazione deformata (sia per il modo 2 che per il modo 10), la presenza di outliers che, come già accennato, da un punto di vista fisico non hanno nessun valore.

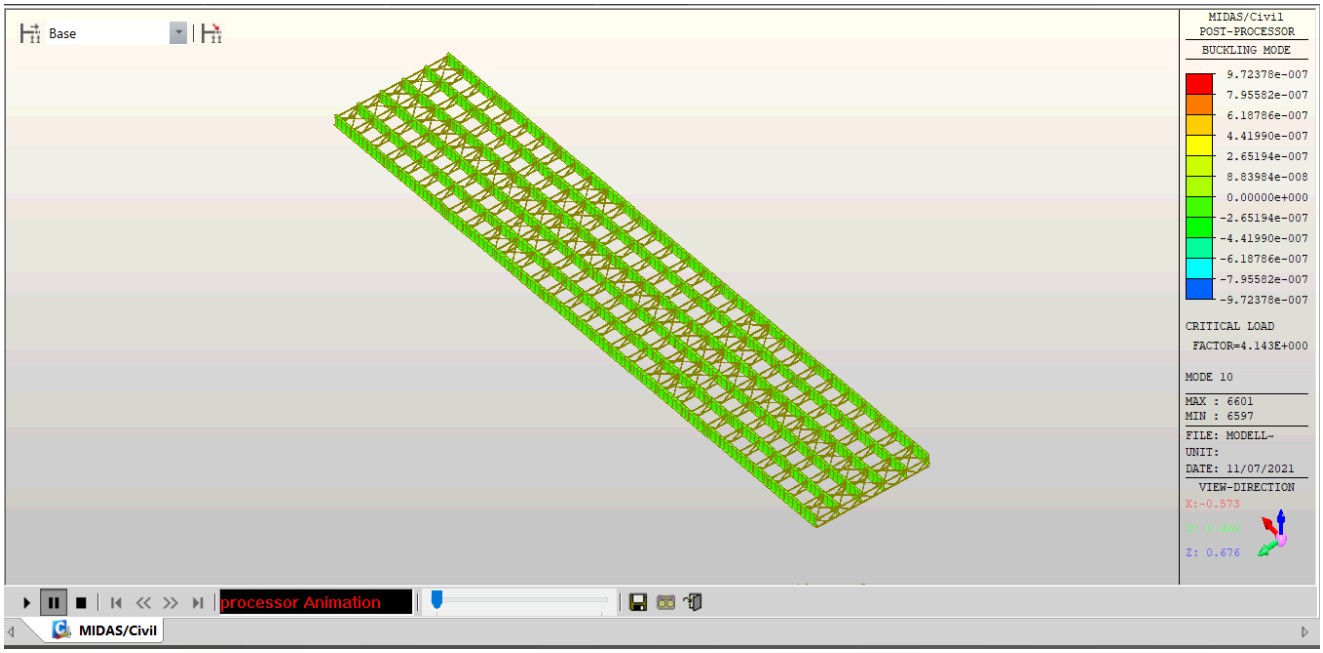


Figura 322. Modo 10: pre-attivazione.

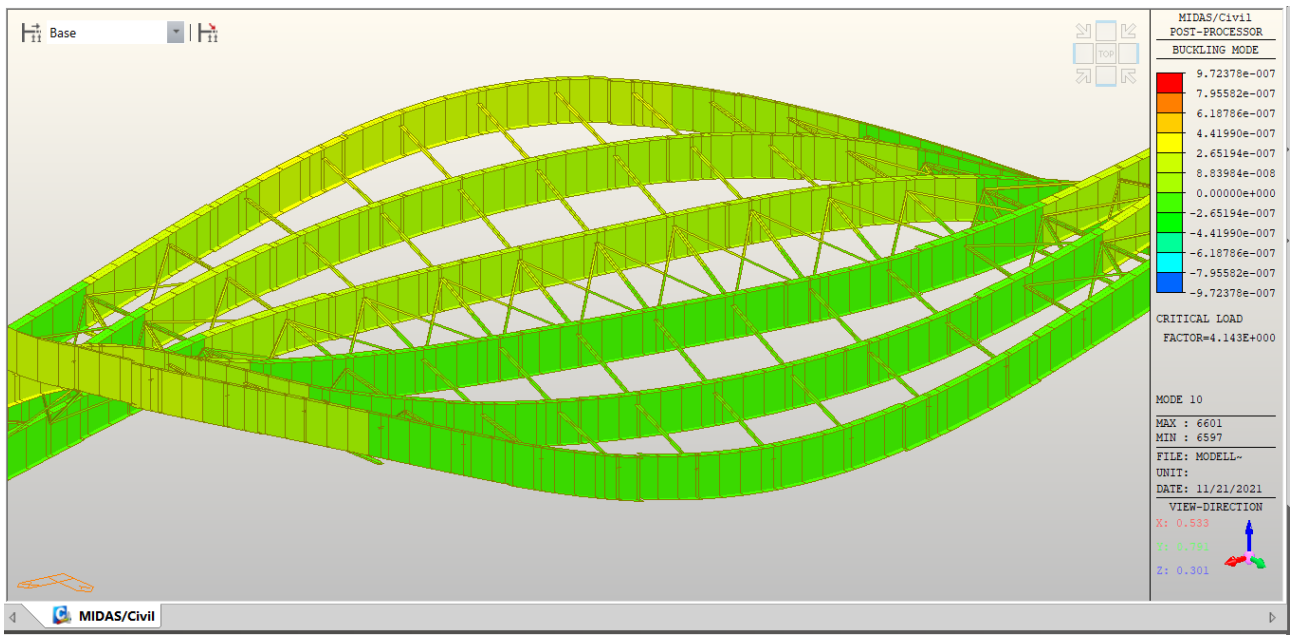


Figura 323. Post attivazione del modo 10: dettaglio parte centrale dell'impalcato.

Anche in quest'ultimo caso, è bene precisarlo, vi è la possibilità di incorrere in outliers, accentuati dal fatto che la scala deformativa è stata aumentata appositamente per mettere meglio in evidenza il comportamento flesso-torsionale ricercato. L'elemento da analizzare, come già preannunciato, è il 7626, il quale, ricade proprio nella parte centrale del ponte che, come si è visto, risulta visivamente molto deformata a causa del fenomeno di instabilità studiato. Sotto, è possibile vedere l'individuazione dell'elemento in una panoramica strutturale e un dettaglio dello stesso, attraverso uno zoom. Tale elemento, come si vedrà nelle pagine seguenti, è rappresentato da un corrente inferiore in acciaio del tipo 2L100X10.

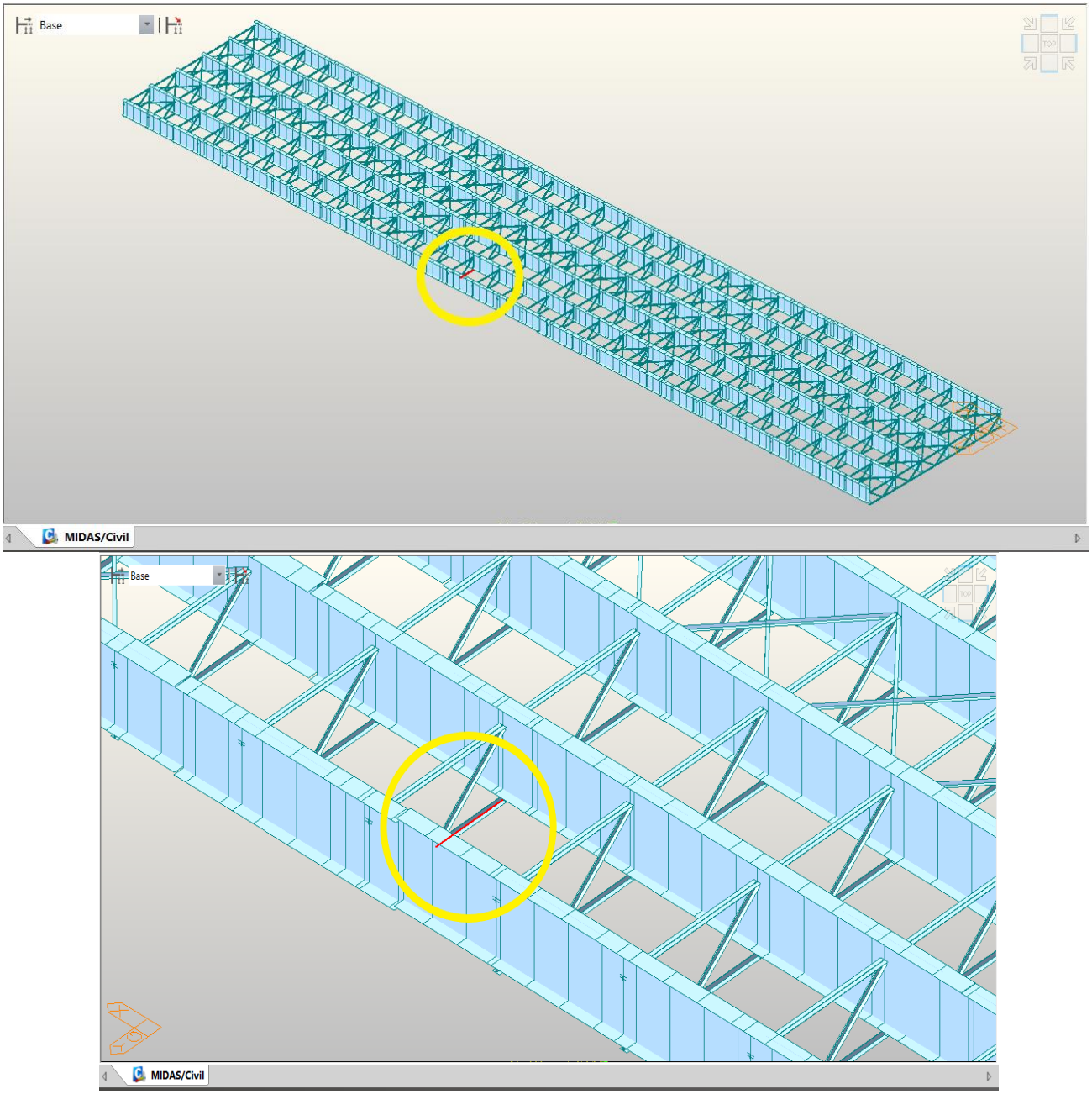


Figura 324. Elemento 7626 all'interno della struttura.

Andando avanti, è possibile anche in questo caso, visualizzare, attraverso un tool offerto da MIDAS, una tabella elencante i vari moltiplicatori di carico α_{CR} (espressi sotto la voce "Eigenvalue"), presenti nei 20 modi instabilizzanti sotto esame. È bene far notare, in questo caso, come, i moltiplicatori (espressi attraverso la funzione "Result-[Buckling Mode]") abbiano un valore decisamente più basso rispetto al caso precedente, sinonimo del fatto che, tale struttura sia, in termini di discretizzazione, più adatta, probabilmente, ad una analisi di buckling. Da un punto di vista fisico e probabilistico, invece, si può dire che più basso è il moltiplicatore più facile sarà avere problemi, dunque, valutando una probabilità, in questo caso, non sarebbe remota quella di arrivare a situazioni vicine al collasso, visto, appunto, il valore piccolo dei moltiplicatori presi in considerazione. In dettaglio, viene mostrato anche il moltiplicatore di carico relativo al modo 2, oggetto di analisi.

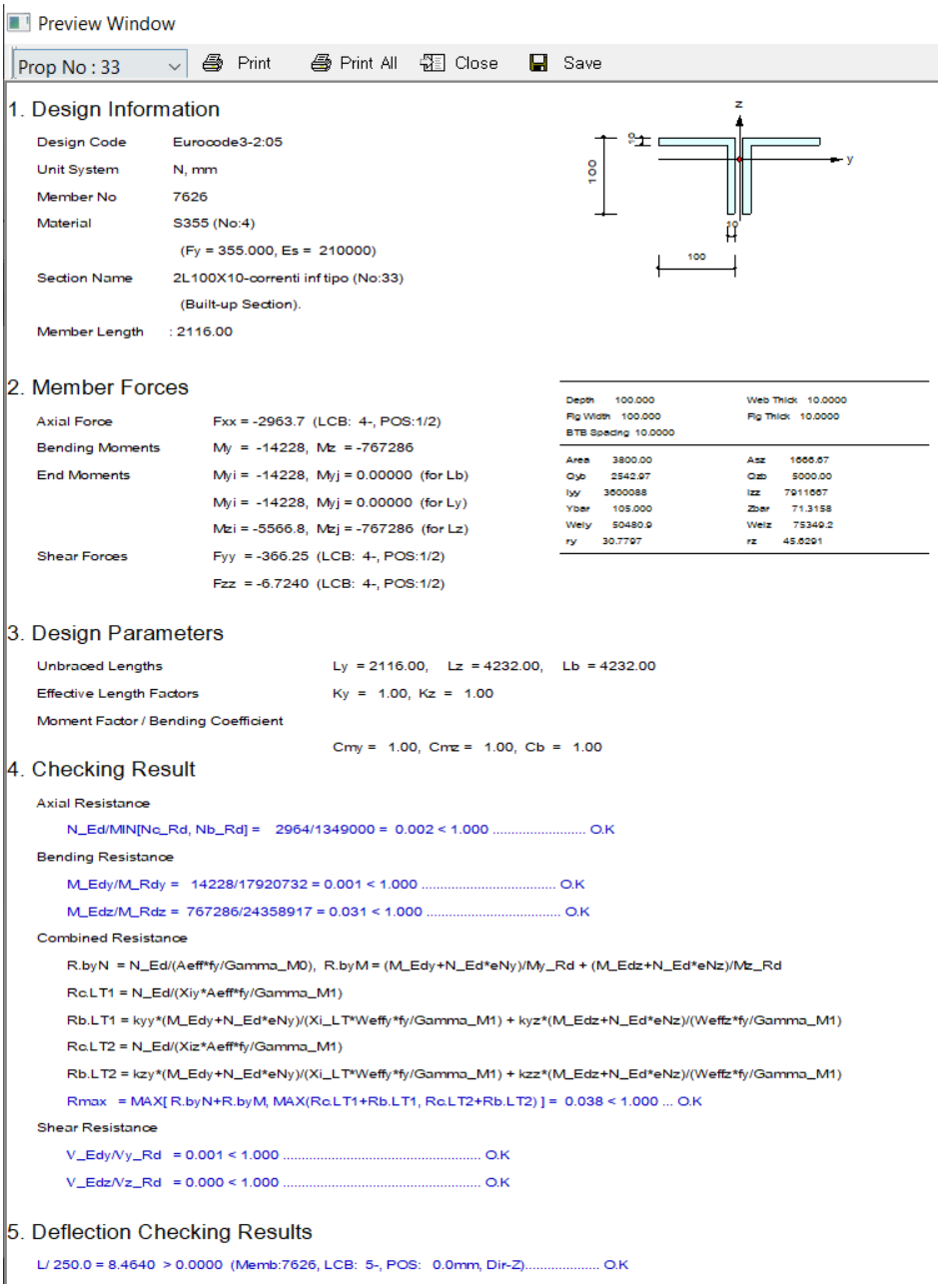
	Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
	BUCKLING ANALYSIS							
		Mode	Eigenvalue	Tolerance				
		1	3.108014	2.4217e-101				
		2	3.108229	2.0448e-101				
		3	3.186351	7.7812e-094				
		4	3.186689	9.2151e-096				
		5	3.202204	9.9610e-093				
		6	3.202302	2.6897e-090				
		7	3.205387	2.1604e-092				
		8	3.205405	7.7391e-092				
		9	4.142378	9.8261e-049				
		10	4.143242	1.4075e-048				
		11	4.186307	2.0907e-045				
		12	4.186990	2.0004e-045				
		13	4.208043	2.2107e-044				
		14	4.208491	1.3821e-044				
		15	4.358817	2.1703e-038				
		16	4.359073	1.1292e-038				
		17	4.402815	1.2466e-035				
		18	4.402851	4.2423e-035				
		19	4.410505	6.6213e-035				
		20	4.410534	1.4370e-035				
	BUCKLING VECTOR							

Figura 325. Moltiplicatori di carico, espressi dalla voce "Eigenvalue".

	1	3.108014	2.4217e-101
	2	3.108229	2.0448e-101
	3	3.186351	7.7812e-094
	4	3.186689	9.2151e-096

Figura 326. Moltiplicatori di carico: dettaglio del modo studiato, il numero 2.

Per quanto concerne i risultati, trattandosi di una struttura completamente in acciaio, poiché la soletta, essendo non reagente, apporta solamente un carico applicato e non fornisce contributi in termini di rigidezza complementare alla quota parte dello scheletro portante, le sezioni dei conci, saranno costituite solamente dal primo materiale menzionato.
L'elemento analizzato inoltre, come preannunciato, è rappresentato da un doppio angolare in acciaio facente le veci di corrente inferiore (2L100X10). Nell'immagine inserita nella pagina seguente, è possibile vedere, oltre la sezione, anche i risultati in termini riassuntivi dell'elemento scelto, estrapolati mediante la funzione "Graphic…", facente capo al tool relativo allo "Steel Design". È bene evidenziare come, nella sezione al punto 4, vengano mostrate le verifiche di "Combined Resistance" comprendenti quelle contro l'instabilità flesso-torsionale.
L'approfondimento dei procedimenti di calcolo è invece riservato alla trattazione espressa tramite la funzione "Detail…" sempre presente nella voce denominata "Steel Design".


Preview Window

Prop No : 33 | Print | Print All | Close | Save

1. Design Information

Design Code	Eurocode3-2:05
Unit System	N, mm
Member No	7626
Material	S355 (No:4)
	(Fy = 355.000, Es = 210000)
Section Name	2L100X10-correnti inf tipo (No:33)
	(Built-up Section).
Member Length	: 2116.00

2. Member Forces

Depth	100.000	Web Thick	10.0000
Flg Width	100.000	Flg Thick	10.0000
BTB Spacing	10.0000		
Area	3800.00	Asz	1666.67
Cyb	2542.97	Czb	5000.00
Iyy	3600088	Izz	7911667
Ybar	105.000	Zbar	71.3158
Wely	50480.9	Welz	75349.2
ry	30.7797	rz	45.6291

Axial Force	Fxx = -2963.7 (LCB: 4-, POS:1/2)	
Bending Moments	My = -14228, Mz = -767286	
End Moments	Myi = -14228, Myj = 0.00000	(for Lb)
	Myi = -14228, Myj = 0.00000	(for Ly)
	Mzi = -5566.8, Mzj = -767286	(for Lz)
Shear Forces	Fyy = -366.25 (LCB: 4-, POS:1/2)	
	Fzz = -6.7240 (LCB: 4-, POS:1/2)	

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	Ly = 2116.00, Lz = 4232.00, Lb = 4232.00
Effective Length Factors	Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient	
	Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Result

Axial Resistance
N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 2964/1349000 = 0.002 < 1.000 ..... O.K

Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 14228/17920732 = 0.001 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 767286/24358917 = 0.031 < 1.000 ..... O.K

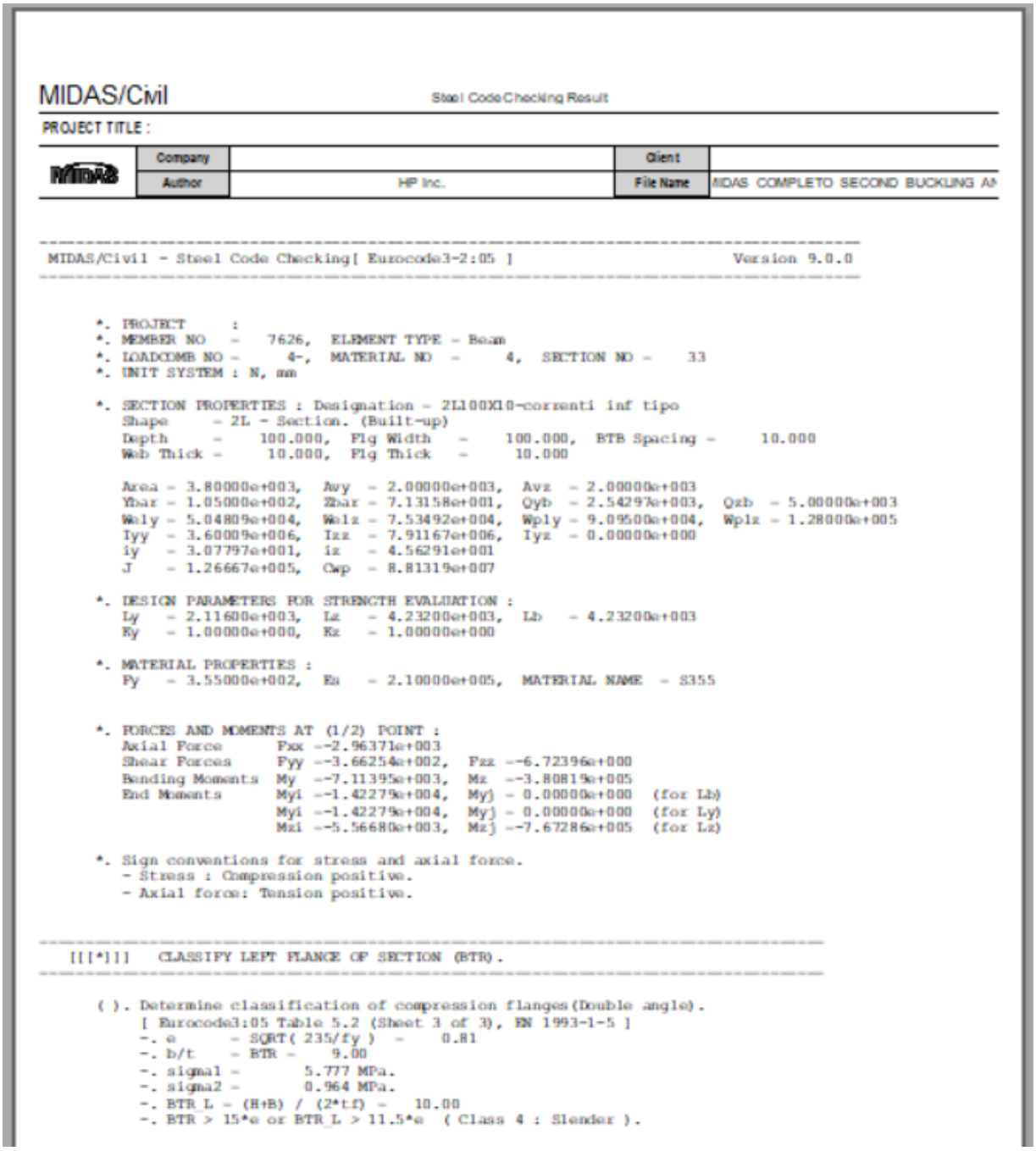
Combined Resistance
R.byN = N_Ed/(Aeff*fy/Gamma_M0), R.byM = (M_Edy+N_Ed*eNy)/My_Rd + (M_Edz+N_Ed*eNz)/Mz_Rd
Rc.LT1 = N_Ed/(Xiy*Aeff*fy/Gamma_M1)
Rb.LT1 = kyy*(M_Edy+N_Ed*eNy)/(Xi_LT*Weffy*fy/Gamma_M1) + kyz*(M_Edz+N_Ed*eNz)/(Weffz*fy/Gamma_M1)
Rc.LT2 = N_Ed/(Xiz*Aeff*fy/Gamma_M1)
Rb.LT2 = kzy*(M_Edy+N_Ed*eNy)/(Xi_LT*Weffy*fy/Gamma_M1) + kzz*(M_Edz+N_Ed*eNz)/(Weffz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[R.byN+R.byM, MAX(Rc.LT1+Rb.LT1, Rc.LT2+Rb.LT2)] = 0.038 < 1.000 ... O.K

Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.001 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results
L/ 250.0 = 8.4640 > 0.0000 (Memb:7626, LCB: 5-, POS: 0.0mm, Dir-Z)..... O.K

Figura 327. Verifiche sull'elemento in esame, sintetizzate grazie al tool "Graphic…", fornito da MIDAS.

Volendo approfondire i risultati delle verifiche sull'elemento 7626, attraverso la visualizzazione dei procedimenti di calcolo (vedi impostazione "Detail…", vista nelle analisi di "Steel Design" precedenti), è possibile aprire un file contenente il materiale richiesto, attraverso l'editor "MIDAS/Text Editor", fornito dal programma utilizzato. Di seguito vengono presentati i vari fogli di calcolo (contenenti nel dettaglio anche la verifica contro l'LTB) estratti tramite tale applicazione, la quale, utilizza come database di verifica e supporto, l'efficiente documentazione presente in "Eurocode3-2:05".



MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client		
	Author	HP Inc.	File Name	MIDAS COMPLETO SECOND BUCKLING AN	

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

*. PROJECT :
*. MEMBER NO - 7626, ELEMENT TYPE - Beam
*. LOADCOMB NO - 4-, MATERIAL NO - 4, SECTION NO - 33
*. UNIT SYSTEM : N, mm

*. SECTION PROPERTIES : Designation - 2L100X10-correnti inf tipo
Shape - 2L - Section. (Built-up)
Depth - 100.000, Flg Width - 100.000, BTB Spacing - 10.000
Web Thick - 10.000, Flg Thick - 10.000

Area - 3.80000e+003, Avy - 2.00000e+003, Avz - 2.00000e+003
Ybar - 1.05000e+002, Zbar - 7.13158e+001, Qyb - 2.54297e+003, Qzb - 5.00000e+003
Wely - 5.04809e+004, Welz - 7.53492e+004, Wply - 9.09500e+004, Wplz - 1.28000e+005
Iyy - 3.60009e+006, Izz - 7.91167e+006, Iyz - 0.00000e+000
iy - 3.07797e+001, iz - 4.56291e+001
J - 1.26667e+005, Cwp - 8.81319e+007

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :
Ly - 2.11600e+003, Lz - 4.23200e+003, Lb - 4.23200e+003
Ky - 1.00000e+000, Kz - 1.00000e+000

*. MATERIAL PROPERTIES :
Fy - 3.55000e+002, Es - 2.10000e+005, MATERIAL NAME - S355

*. FORCES AND MOMENTS AT (1/2) POINT :
Axial Force Fxx -2.96371e+003
Shear Forces Fyy -3.66254e+002, Fzz -6.72396e+000
Bending Moments My -7.11395e+003, Mz -3.80819e+005
End Moments Myi -1.42279e+004, Myj - 0.00000e+000 (for Lb)
Myi -1.42279e+004, Myj - 0.00000e+000 (for Ly)
Mzi -5.56680e+003, Mzj -7.67286e+005 (for Lz)

*. Sign conventions for stress and axial force.
- Stress : Compression positive.
- Axial force: Tension positive.

[[[*]]] CLASSIFY LEFT FLANGE OF SECTION (BTR).

( ). Determine classification of compression flanges(Double angle).
[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 3 of 3), EN 1993-1-5]
-. e - SQRT(235/fy) - 0.81
-. b/t - BTR - 9.00
-. sigma1 - 5.777 MPa.
-. sigma2 - 0.964 MPa.
-. BTR_L - (H+B) / (2*tf) - 10.00
-. BTR > 15*e or BTR_L > 11.5*e (Class 4 : Slender).

Figura 328. Prima pagina di calcolo: varie classificazioni e identificazione proprietà.

Politecnico di Torino

MIDAS/Civil Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	MIDAS COMPLETO SECOND BUCKLING AN

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

[[[*]]] CLASSIFY RIGHT FLANGE OF SECTION (BTR).

( ). Determine classification of tension flanges(double angle).
-. Not Checking the Section Classification.

[[[*]]] CLASSIFY WEB OF SECTION (HTR).

( ). Determine classification of compression element(Double angles).
[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 3 of 3), EN 1993-1-5]
-. e = SQRT(235/fy) = 0.81
-. d/t = HTR = 10.00
-. sigma1 = 1.643 MPa.
-. sigma2 = 1.465 MPa.
-. HTR_L = (h+B) / (2*tw) = 10.00
-. HTR > 15*e or HTR_L > 11.5*e (Class 4 : Slender).

[[[*]]] CALCULATE EFFECTIVE AREA.

( ). Calculate buckling factor of outstand compression element.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.2]
-. In case of Psi = 1.0
-. k_sigma = 0.4300

( ). Calculate effective cross-section properties of left flange flange of Class 4 (Outstand element).
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. RatT = 9.0000
-. Lambda_p = RatT / [28.4*Eps*SQRT(k_sigma)] = 0.5940
-. Rho = 1.0
-. sigma_max = MAX(sigma1, sigma2) = 0.780 MPa.
-. sigma_min = MIN(sigma1, sigma2) = 0.780 MPa.
-. r = 0.000 mm.
-. bc = 100.000 mm.
-. beff = Rho*bc + r = 100.000 mm.
-. Aeff = beff * tf = 1000.000 mm^2.
-. yeff = beff/2 = 50.000 mm.

( ). Calculate cross-section properties of right flange flange.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. r = 0.000 mm.
-. bc = 100.000 mm.
-. beff = bc + r = 100.000 mm.
-. Aeff = beff * tf = 1000.000 mm^2.

( ). Calculate buckling factor of outstand compression element.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.2]

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.0.0
Print Date/Time : 11/07/2021 17:51
- 3 / 11 -

Figura 329. Seconda pagina di calcolo: classificazione della sezione.

MIDAS/Civil Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	MIDAS COMPLETO SECOND BUCKLING A

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

-. In case of Psi = 1.0
-. k_sigma = 0.4300

( ). Calculate effective cross-section properties of left web of Class 4 (Internal element).
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. RatT = 10.0000
-. Lambda_p = RatT / [28.4*Eps*SQRT(k_sigma)] = 0.6600
-. Rho = 1.0
-. sigma_max = MAX(sigma1, sigma2) = 0.780 MPa.
-. sigma_min = MIN(sigma1, sigma2) = 0.780 MPa.
-. r = 0.000 mm.
-. Ar = 0.000 mm^2.
-. dc = 90.000 mm.
-. deff1 = 2*(Rho*dc) / [5 - sigma_min/sigma_max] + r = 45.000 mm.
-. Aeff1 = deff1 * tw + 2*Ar = 450.000 mm^2.
-. zeff1 = deff1/2 + tf = 22.500 mm.
-. deff2 = (Rho*dc) - deff1 + r = 45.000 mm.
-. Aeff2 = deff2 * tw + 2*Ar = 450.000 mm^2.
-. zeff2 = (h+2*r) - deff2/2 + tf = 67.500 mm.

( ). Calculate buckling factor of outstand compression element.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.2]
-. In case of Psi = 1.0
-. k_sigma = 0.4300

( ). Calculate effective cross-section properties of right web of Class 4 (Internal element).
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. RatT = 10.0000
-. Lambda_p = RatT / [28.4*Eps*SQRT(k_sigma)] = 0.6600
-. Rho = 1.0
-. sigma_max = MAX(sigma1, sigma2) = 0.780 MPa.
-. sigma_min = MIN(sigma1, sigma2) = 0.780 MPa.
-. r = 0.000 mm.
-. Ar = 0.000 mm^2.
-. dc = 90.000 mm.
-. deff1 = 2*(Rho*dc) / [5 - sigma_min/sigma_max] + r = 45.000 mm.
-. Aeff1 = deff1 * tw + 2*Ar = 450.000 mm^2.
-. zeff1 = deff1/2 + tf = 22.500 mm.
-. deff2 = (Rho*dc) - deff1 + r = 45.000 mm.
-. Aeff2 = deff2 * tw + 2*Ar = 450.000 mm^2.
-. zeff2 = (h+2*r) - deff2/2 + tf = 67.500 mm.

[[[*]]] CALCULATE EFFECTIVE SECTION MODULUS ABOUT MAJOR AXIS.

( ). Calculate effective cross-section properties of left flange flange of Class 4 (Outstand element).
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. Rho = 1.0 (Only tensile stresses).

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.0.0

Print Date/Time : 11/02/2021 17:51
- 4 / 11 -

Figura 330. Terza pagina di calcolo: proprietà sezione trasversale.

MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

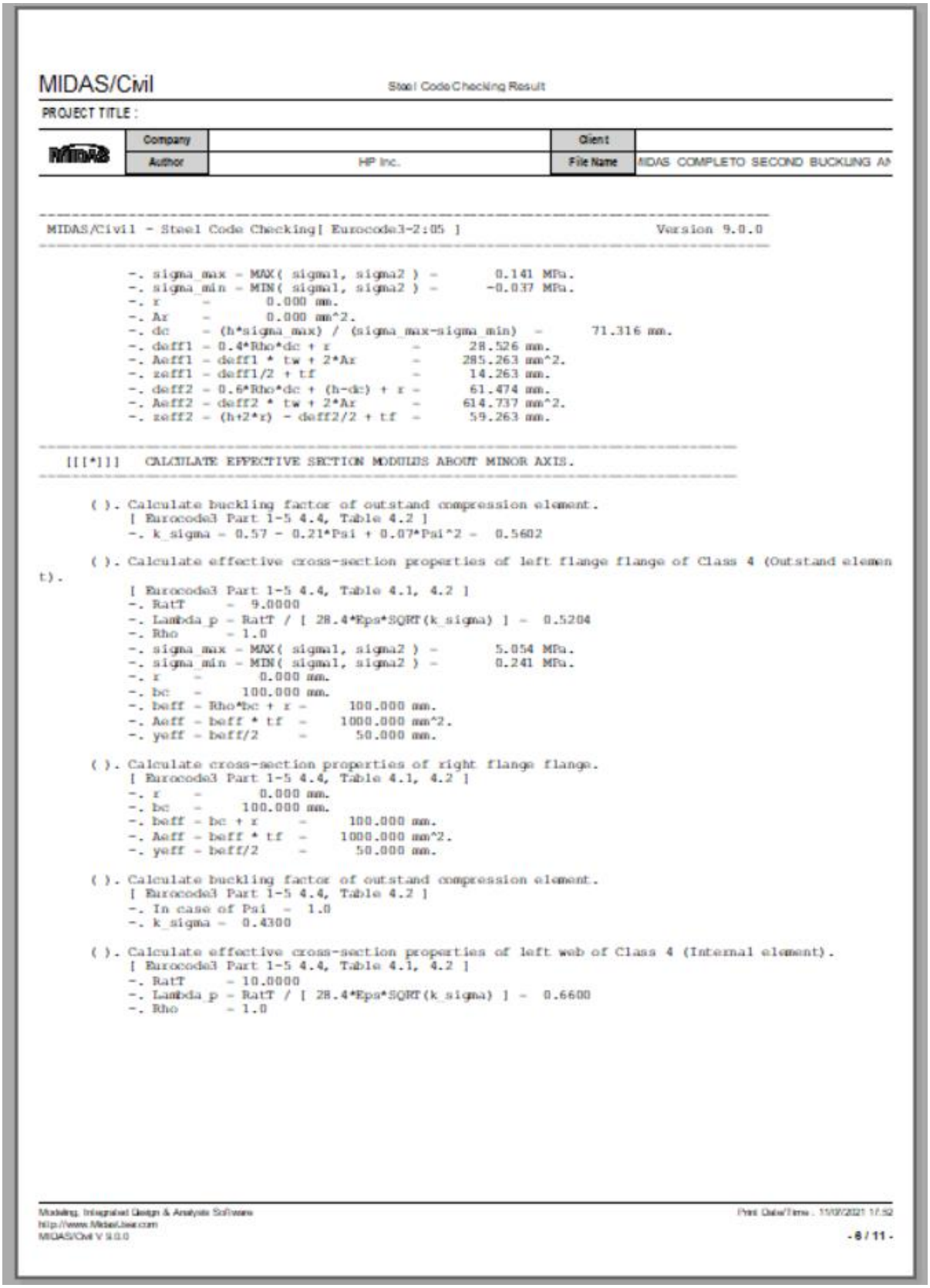
MIDAS	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	MIDAS COMPLETO SECOND BUCKLING AI

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

```
        -. sigma_max - MAX( sigma1, sigma2 ) -      -0.057 MPa.
        -. sigma_min - MIN( sigma1, sigma2 ) -      -0.057 MPa.
        -. r     -       0.000 mm.
        -. bc    -     100.000 mm.
        -. beff - Rho*bc + r -     100.000 mm.
        -. Aeff - beff * tf  -    1000.000 mm^2.
        -. yeff - beff/2     -      50.000 mm.

    ( ). Calculate cross-section properties of right flange flange.
         [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
        -. r     -       0.000 mm.
        -. bc    -     100.000 mm.
        -. beff - bc + r     -     100.000 mm.
        -. Aeff - beff * tf  -    1000.000 mm^2.
        -. yeff - beff/2     -      50.000 mm.

    ( ). Calculate buckling factor of outstand compression element.
         [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.2 ]
        -. k_sigma - 0.57 - 0.21*Psi + 0.07*Psi^2 -  0.6298

    ( ). Calculate effective cross-section properties of left web of Class 4 (Internal element).
         [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
        -. RatT      - 10.0000
        -. Lambda_p - RatT / [ 28.4*Eps*SQRT(k_sigma) ] -  0.5453
        -. Rho       - 1.0
        -. sigma_max - MAX( sigma1, sigma2 ) -       0.141 MPa.
        -. sigma_min - MIN( sigma1, sigma2 ) -      -0.037 MPa.
        -. r     -       0.000 mm.
        -. Ar    -       0.000 mm^2.
        -. dc    - (h*sigma_max) / (sigma_max-sigma_min)  -      71.316 mm.
        -. deff1 - 0.4*Rho*dc + r            -      28.526 mm.
        -. Aeff1 - deff1 * tw + 2*Ar         -     285.263 mm^2.
        -. zeff1 - deff1/2 + tf              -      14.263 mm.
        -. deff2 - 0.6*Rho*dc + (h-dc) + r   -      61.474 mm.
        -. Aeff2 - deff2 * tw + 2*Ar         -     614.737 mm^2.
        -. zeff2 - (h+2*r) - deff2/2 + tf    -      59.263 mm.

    ( ). Calculate buckling factor of outstand compression element.
         [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.2 ]
        -. k_sigma - 0.57 - 0.21*Psi + 0.07*Psi^2 -  0.6298

    ( ). Calculate effective cross-section properties of right web of Class 4 (Internal element).
         [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
        -. RatT      - 10.0000
        -. Lambda_p - RatT / [ 28.4*Eps*SQRT(k_sigma) ] -  0.5453
        -. Rho       - 1.0
```

Modeling, Integrated Design & Analysis Software — Print Date/Time : 11/07/2021 17:52
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.0.0 - 5 / 11 -

Figura 331. Quarta pagina di calcolo: continuo pagina precedente.



MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client		
	Author	HP Inc.	File Name	MIDAS COMPLETO SECOND BUCKLING AP	

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

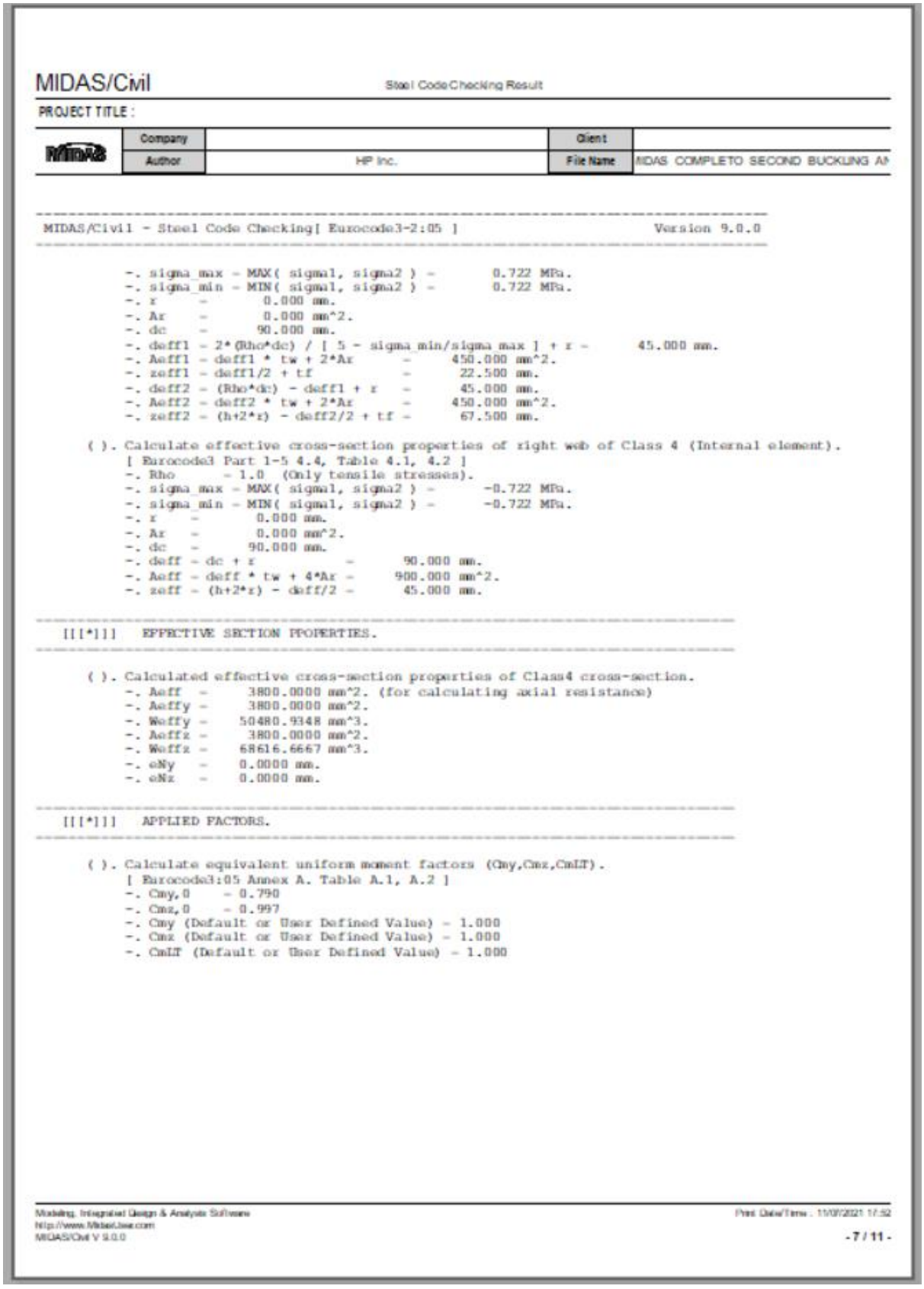
```
          -. sigma_max = MAX( sigma1, sigma2 ) =       0.141 MPa.
          -. sigma_min = MIN( sigma1, sigma2 ) =      -0.037 MPa.
          -. r         =       0.000 mm.
          -. Ar        =       0.000 mm^2.
          -. dc        = (h*sigma_max) / (sigma_max-sigma_min)  =      71.316 mm.
          -. deff1 = 0.4*Rho*dc + r            =      28.526 mm.
          -. Aeff1 = deff1 * tw + 2*Ar         =     285.263 mm^2.
          -. zeff1 = deff1/2 + tf              =      14.263 mm.
          -. deff2 = 0.6*Rho*dc + (h-dc) + r   =      61.474 mm.
          -. Aeff2 = deff2 * tw + 2*Ar         =     614.737 mm^2.
          -. zeff2 = (h+2*r) - deff2/2 + tf    =      59.263 mm.

   [[[*]]]   CALCULATE EFFECTIVE SECTION MODULUS ABOUT MINOR AXIS.

      ( ). Calculate buckling factor of outstand compression element.
           [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.2 ]
           -. k_sigma = 0.57 - 0.21*Psi + 0.07*Psi^2 =  0.5602

      ( ). Calculate effective cross-section properties of left flange flange of Class 4 (Outstand elemen
t).
           [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
           -. RatT      =  9.0000
           -. Lambda_p = RatT / [ 28.4*Eps*SQRT(k_sigma) ] =  0.5204
           -. Rho       = 1.0
           -. sigma_max = MAX( sigma1, sigma2 ) =       5.054 MPa.
           -. sigma_min = MIN( sigma1, sigma2 ) =       0.241 MPa.
           -. r         =       0.000 mm.
           -. bc        =     100.000 mm.
           -. beff = Rho*bc + r =     100.000 mm.
           -. Aeff = beff * tf  =    1000.000 mm^2.
           -. yeff = beff/2     =      50.000 mm.

      ( ). Calculate cross-section properties of right flange flange.
           [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
           -. r     =       0.000 mm.
           -. bc    =     100.000 mm.
           -. beff = bc + r     =     100.000 mm.
           -. Aeff = beff * tf  =    1000.000 mm^2.
           -. yeff = beff/2     =      50.000 mm.

      ( ). Calculate buckling factor of outstand compression element.
           [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.2 ]
           -. In case of Psi  =  1.0
           -. k_sigma =  0.4300

      ( ). Calculate effective cross-section properties of left web of Class 4 (Internal element).
           [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
           -. RatT      = 10.0000
           -. Lambda_p = RatT / [ 28.4*Eps*SQRT(k_sigma) ] =  0.6600
           -. Rho       = 1.0
```

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.0.0

Print Date/Time : 11/07/2021 17:52

- 6 / 11 -

Figura 332. Quinta pagina di calcolo: continuo pagina precedente.



MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	MIDAS COMPLETO SECOND BUCKLING AN

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

-. sigma_max = MAX(sigma1, sigma2) = 0.722 MPa.
-. sigma_min = MIN(sigma1, sigma2) = 0.722 MPa.
-. r = 0.000 mm.
-. Ar = 0.000 mm^2.
-. dc = 90.000 mm.
-. deff1 = 2*(Rho*dc) / [5 - sigma_min/sigma_max] + r = 45.000 mm.
-. Aeff1 = deff1 * tw + 2*Ar = 450.000 mm^2.
-. zeff1 = deff1/2 + tf = 22.500 mm.
-. deff2 = (Rho*dc) - deff1 + r = 45.000 mm.
-. Aeff2 = deff2 * tw + 2*Ar = 450.000 mm^2.
-. zeff2 = (h+2*r) - deff2/2 + tf = 67.500 mm.

( ). Calculate effective cross-section properties of right web of Class 4 (Internal element).
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. Rho = 1.0 (Only tensile stresses).
-. sigma_max = MAX(sigma1, sigma2) = -0.722 MPa.
-. sigma_min = MIN(sigma1, sigma2) = -0.722 MPa.
-. r = 0.000 mm.
-. Ar = 0.000 mm^2.
-. dc = 90.000 mm.
-. deff = dc + r = 90.000 mm.
-. Aeff = deff * tw + 4*Ar = 900.000 mm^2.
-. zeff = (h+2*r) - deff/2 = 45.000 mm.

[[[*]]] EFFECTIVE SECTION PROPERTIES.

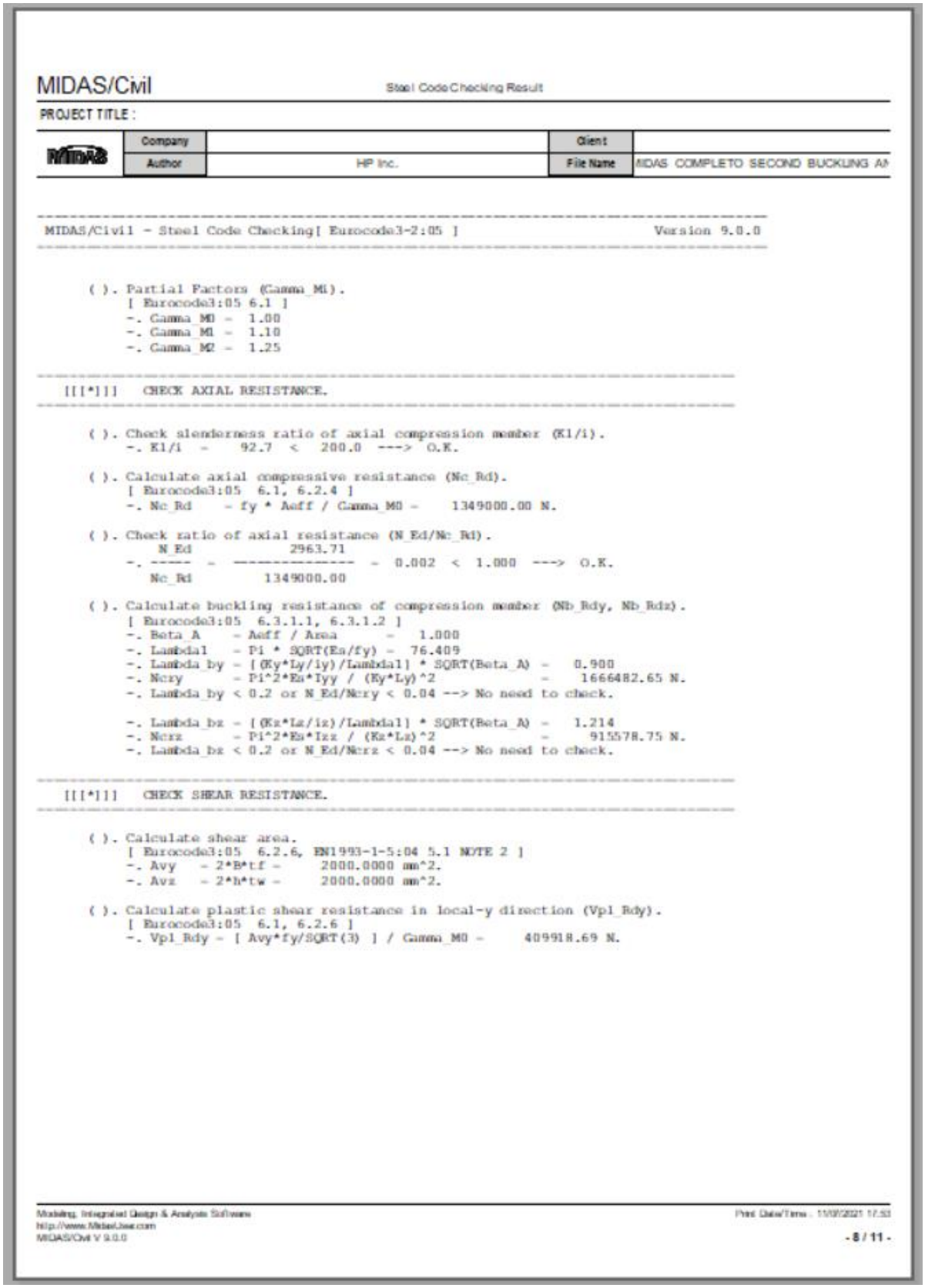
( ). Calculated effective cross-section properties of Class4 cross-section.
-. Aeff = 3800.0000 mm^2. (for calculating axial resistance)
-. Aeffy = 3800.0000 mm^2.
-. Weffy = 50480.9348 mm^3.
-. Aeffz = 3800.0000 mm^2.
-. Weffz = 68616.6667 mm^3.
-. eNy = 0.0000 mm.
-. eNz = 0.0000 mm.

[[[*]]] APPLIED FACTORS.

( ). Calculate equivalent uniform moment factors (Cmy,Cmz,CmLT).
[Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]
-. Cmy,0 = 0.790
-. Cmz,0 = 0.997
-. Cmy (Default or User Defined Value) = 1.000
-. Cmz (Default or User Defined Value) = 1.000
-. CmLT (Default or User Defined Value) = 1.000

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.0.0
Print Date/Time : 11/07/2021 17:52
- 7 / 11 -

Figura 333. Sesta pagina di calcolo: continuo pagina precedente.



MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	MIDAS COMPLETO SECOND BUCKLING A

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

( ). Partial Factors (Gamma_Mi).
[Eurocode3:05 6.1]
-. Gamma_M0 = 1.00
-. Gamma_M1 = 1.10
-. Gamma_M2 = 1.25

[[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.

( ). Check slenderness ratio of axial compression member (Kl/i).
-. Kl/i = 92.7 < 200.0 ---> O.K.

( ). Calculate axial compressive resistance (Nc_Rd).
[Eurocode3:05 6.1, 6.2.4]
-. Nc_Rd = fy * Aeff / Gamma_M0 = 1349000.00 N.

( ). Check ratio of axial resistance (N_Ed/Nc_Rd).
N_Ed 2963.71
-. ----- = ---------- = 0.002 < 1.000 ---> O.K.
Nc_Rd 1349000.00

( ). Calculate buckling resistance of compression member (Nb_Rdy, Nb_Rdz).
[Eurocode3:05 6.3.1.1, 6.3.1.2]
-. Beta_A = Aeff / Area = 1.000
-. Lambda1 = Pi * SQRT(Es/fy) = 76.409
-. Lambda_by = [(Ky*Ly/iy)/Lambda1] * SQRT(Beta_A) = 0.900
-. Ncry = Pi^2*Es*Iyy / (Ky*Ly)^2 = 1666482.65 N.
-. Lambda_by < 0.2 or N_Ed/Ncry < 0.04 --> No need to check.

-. Lambda_bz = [(Kz*Lz/iz)/Lambda1] * SQRT(Beta_A) = 1.214
-. Ncrz = Pi^2*Es*Izz / (Kz*Lz)^2 = 915578.75 N.
-. Lambda_bz < 0.2 or N_Ed/Ncrz < 0.04 --> No need to check.

[[[*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.

( ). Calculate shear area.
[Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1 NOTE 2]
-. Avy = 2*B*tf = 2000.0000 mm^2.
-. Avz = 2*h*tw = 2000.0000 mm^2.

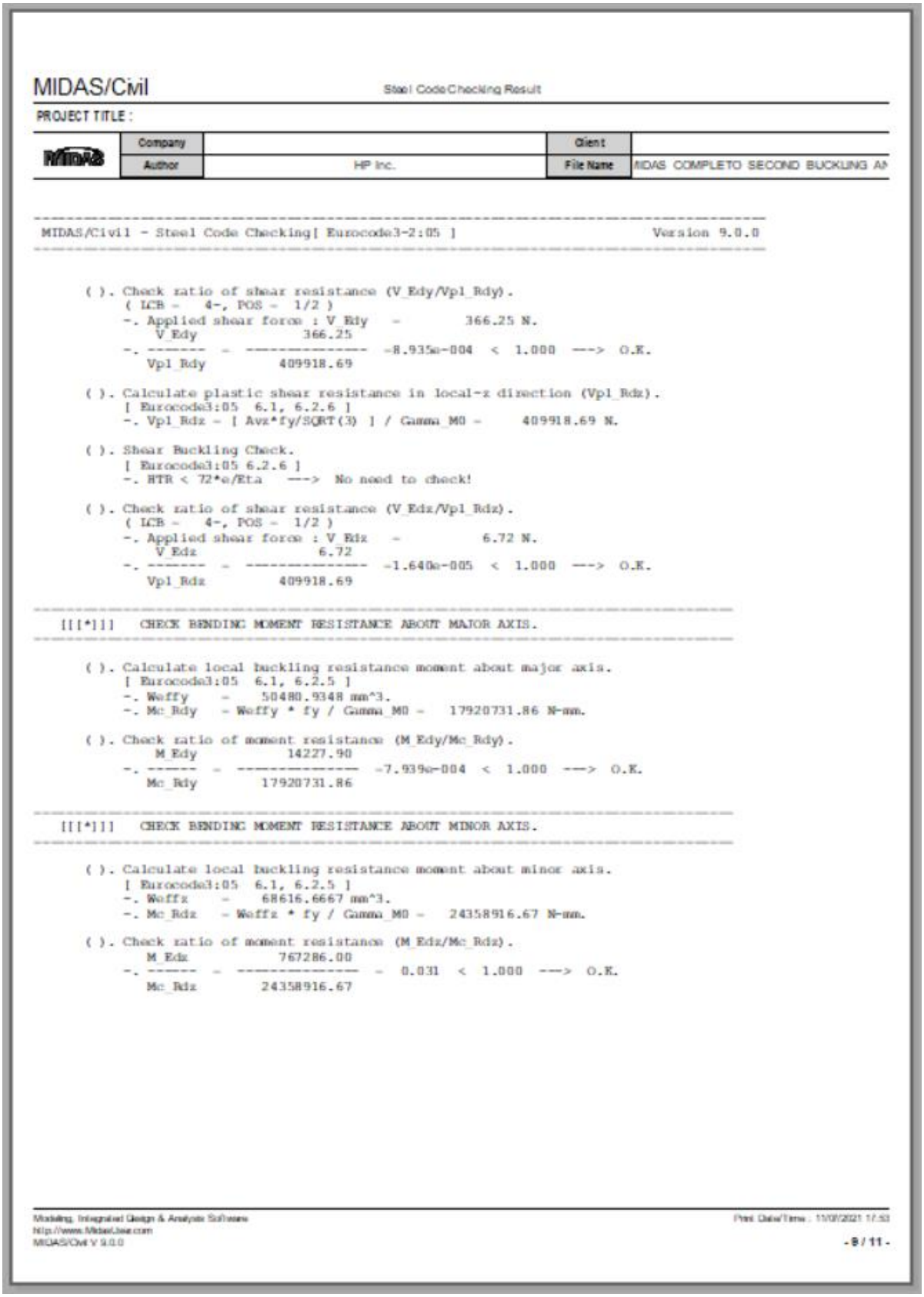
( ). Calculate plastic shear resistance in local-y direction (Vpl_Rdy).
[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]
-. Vpl_Rdy = [Avy*fy/SQRT(3)] / Gamma_M0 = 409918.69 N.

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.0.0

Print Date/Time : 11/07/2021 17:53

- 8 / 11 -

Figura 334. Settima pagina di calcolo: resistenza assiale.



MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	MIDAS COMPLETO SECOND BUCKLING A

```
MIDAS/Civil - Steel Code Checking[ Eurocode3-2:05 ]                    Version 9.0.0
-------------------------------------------------------------------------------

      ( ). Check ratio of shear resistance (V_Edy/Vpl_Rdy).
           ( LCB -   4-, POS -  1/2 )
           -. Applied shear force : V_Edy   -         366.25 N.
              V_Edy              366.25
           -. ------  =  --------------  -8.935e-004  <  1.000  --->  O.K.
              Vpl_Rdy         409918.69

      ( ). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (Vpl_Rdz).
           [ Eurocode3:05  6.1, 6.2.6 ]
           -. Vpl_Rdz = [ Avz*fy/SQRT(3) ] / Gamma_M0 =      409918.69 N.

      ( ). Shear Buckling Check.
           [ Eurocode3:05 6.2.6 ]
           -. HTR < 72*e/Eta   --->  No need to check!

      ( ). Check ratio of shear resistance (V_Edz/Vpl_Rdz).
           ( LCB -   4-, POS -  1/2 )
           -. Applied shear force : V_Edz   -           6.72 N.
              V_Edz               6.72
           -. ------  =  --------------  -1.640e-005  <  1.000  --->  O.K.
              Vpl_Rdz         409918.69

-------------------------------------------------------------------------------
   [[[*]]]   CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.
-------------------------------------------------------------------------------

      ( ). Calculate local buckling resistance moment about major axis.
           [ Eurocode3:05  6.1, 6.2.5 ]
           -. Weffy     =     50480.9348 mm^3.
           -. Mc_Rdy    = Weffy * fy / Gamma_M0 =    17920731.86 N-mm.

      ( ). Check ratio of moment resistance (M_Edy/Mc_Rdy).
              M_Edy            14227.90
           -. ------  =  --------------  -7.939e-004  <  1.000  --->  O.K.
              Mc_Rdy        17920731.86

-------------------------------------------------------------------------------
   [[[*]]]   CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.
-------------------------------------------------------------------------------

      ( ). Calculate local buckling resistance moment about minor axis.
           [ Eurocode3:05  6.1, 6.2.5 ]
           -. Weffz     =     68616.6667 mm^3.
           -. Mc_Rdz    = Weffz * fy / Gamma_M0 =    24358916.67 N-mm.

      ( ). Check ratio of moment resistance (M_Edz/Mc_Rdz).
              M_Edz           767286.00
           -. ------  =  --------------  =  0.031  <  1.000  --->  O.K.
              Mc_Rdz        24358916.67
```

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.0.0

Print Date/Time : 11/07/2021 17:53

- 8 / 11 -

Figura 335. Ottava pagina di calcolo: resistenza a taglio, "shear buckling resistance" e resistenza a flessione.

Politecnico di Torino

MIDAS/Civil Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	MIDAS COMPLETO SECOND BUCKLING A

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

[[[*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.

( ). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.
[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]
-. In case of V_Ed,z / Vpl_Rd,z < 0.5
-. My_Rd = Mc_Rd,y = 17920731.86 N-mm.

( ). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.
[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]
-. In case of V_Ed,y / Vpl_Rd,y < 0.5
-. Mz_Rd = Mc_Rd,z = 24358916.67 N-mm.

( ). Check interaction ratio of bending and axial force.
[Eurocode3:05 6.2.9.3 (6.44)] - Class4

$$R_{max1} = \frac{N_{Ed}}{A_{eff}*f_y/\gamma_{M0}} + \frac{M_{Ed,y} + N_{Ed}*e_{Ny}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{Ed,z} + N_{Ed}*e_{Nz}}{M_{z,Rd}}$$

= 0.034 < 1.000 ---> O.K.

( ). Check interaction ratio of bending and axial compression member.
[Eurocode3:05 6.3.1, 6.2.9.3 (6.61, 6.62), Annex A]
-. N_Ed = -2963.71 N.
-. M_Ed,y = -14227.90 N-mm.
-. M_Ed,z = -767286.00 N-mm.
-. kyy = 1.002
-. kyz = 1.003
-. kzy = 1.002
-. kzz = 1.003
-. Xi,y = 1.000
-. Xi,z = 1.000
-. XiLT = 1.000
-. Aeff = 3800.0000 mm^2.
-. Weff,y = 50480.9348 mm^3.
-. Weff,z = 68616.6667 mm^3.
-. eNy = 0.0000 mm.
-. eNz = 0.0000 mm.
-. N_Rk = Aeff*fy = 1349000.00 N.
-. My_Rk = Weff,y*fy = 17920731.86 N-mm.
-. Mz_Rk = Weff,z*fy = 24358916.67 N-mm.
-. N_Ed*eNy = 0.00 N-mm.
-. N_Ed*eNz = 0.00 N-mm.

$$R_{max_LT1} = \frac{N_{Ed}}{Xi_y*N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yy} * \frac{M_{Ed,y} + N_{Ed}*e_{Ny}}{XiLT*M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yz} * \frac{M_{Ed,z} + N_{Ed}*e_{Nz}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}}$$

= 0.038 < 1.000 ---> O.K.

$$R_{max_LT2} = \frac{N_{Ed}}{Xi_z*N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zy} * \frac{M_{Ed,y} + N_{Ed}*e_{Ny}}{XiLT*M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zz} * \frac{M_{Ed,z} + N_{Ed}*e_{Nz}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}}$$

= 0.038 < 1.000 ---> O.K.

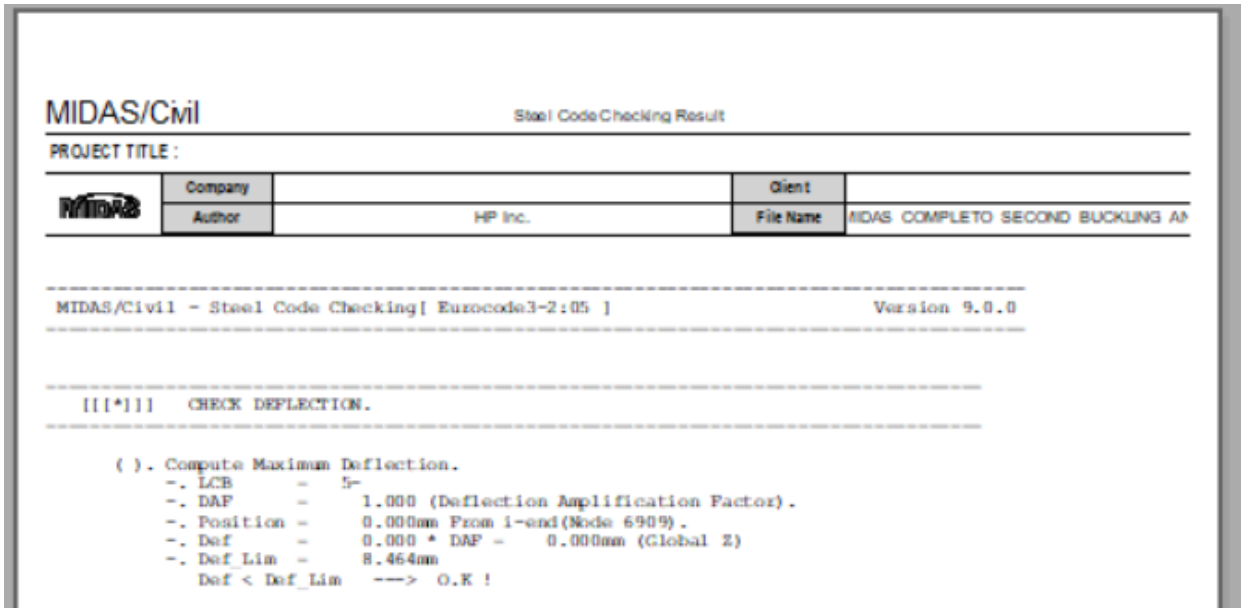
-. Rmax = MAX[Rmax1, MAX(Rmax_LT1, Rmax_LT2)] = 0.038 < 1.000 ---> O.K.

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.0.0

Print Date/Time : 11/07/2021 17:53

- 10 / 11 -

Figura 336. Nona pagina di calcolo: resistenza contro il Lateral Torsional Buckling.



MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	MIDAS COMPLETO SECOND BUCKLING AN

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

[[[*]]] CHECK DEFLECTION.

( ). Compute Maximum Deflection.
-. LCB - 5-
-. DAF - 1.000 (Deflection Amplification Factor).
-. Position - 0.000mm From i-end(Node 6909).
-. Def - 0.000 * DAF = 0.000mm (Global Z)
-. Def_Lim - 8.464mm
Def < Def_Lim ---> O.K !

Figura 337. Decima e ultima pagina di calcolo: deflessione massima.

6.3.3 Terzo caso: analisi di buckling sulle prime travi posizionate (utilizzo di un terzo modello MIDAS semplificato)

Il terzo caso analizzato riguarda la struttura durante le primissime fasi, prima ancora che venga gettata la soletta liquida. Tale caso presuppone, dunque, che vi sia la presenza di sole due travi costituite da dei conci in acciaio, unite da dei controventi a K. Rispetto a tale geometria, sono state analizzate le forme modali dovute al peso proprio dell'acciaio, ipotizzato, stavolta, come carico variabile. I moltiplicatori di carico ricavati, dunque, saranno relativi a suddetto carico. Dall'immagine seguente, relativa alla finestra "Buckling Analysis Control", è possibile visualizzare nel dettaglio le informazioni relative all'analisi. Il numero di forme modali prese in carico è sempre 20, come si può ben vedere.

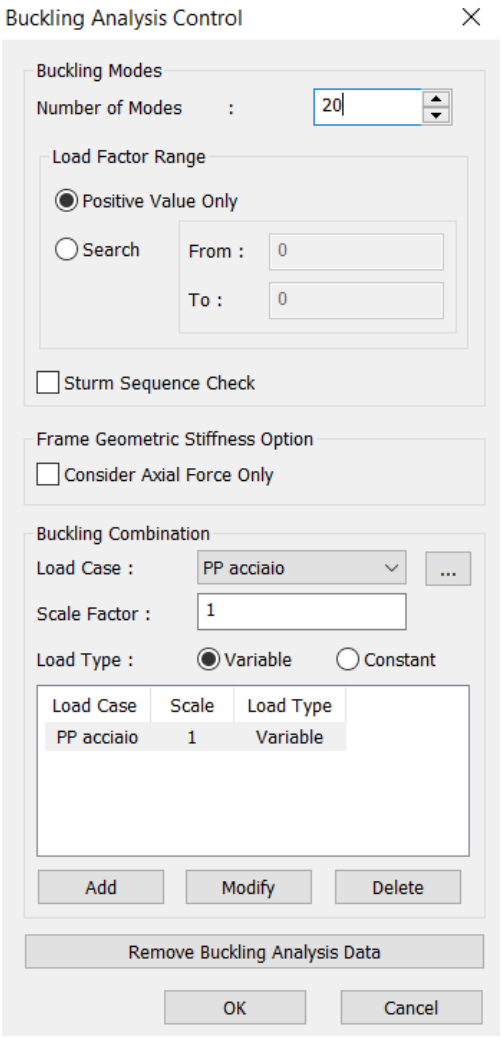


Figura 338. Impostazioni relative all'analisi di buckling.

Svolgendo l'analisi, si è potuto vedere come, anche in questo caso, vi siano dei modi che, prima di altri, movimentano la struttura verso una instabilità flesso-torsionale. Il primo modo ad intervenire in questo senso, come si può vedere bene dalle immagini successive, è il modo 2, il quale, riesce a smuovere, oltremodo, la parte centrale dell'impalcato. "L'avvolgimento" vistoso con cui si deforma il ponte, ha portato alla scelta di un elemento di analisi presente nel "terzo ultimo" dello stesso (il numero 7027, per essere precisi), mostrando, in questo modo, una analisi differente e più "intuitiva" rispetto al primo caso analizzato nelle analisi di buckling e, invece, simile, per scelte di calcolo e verifica, a quella relativa al secondo caso. Di seguito, appunto, le immagini connesse a una situazione pre e post-instabilità della struttura, studiata sotto l'effetto del modo instabilizzante numero 2.

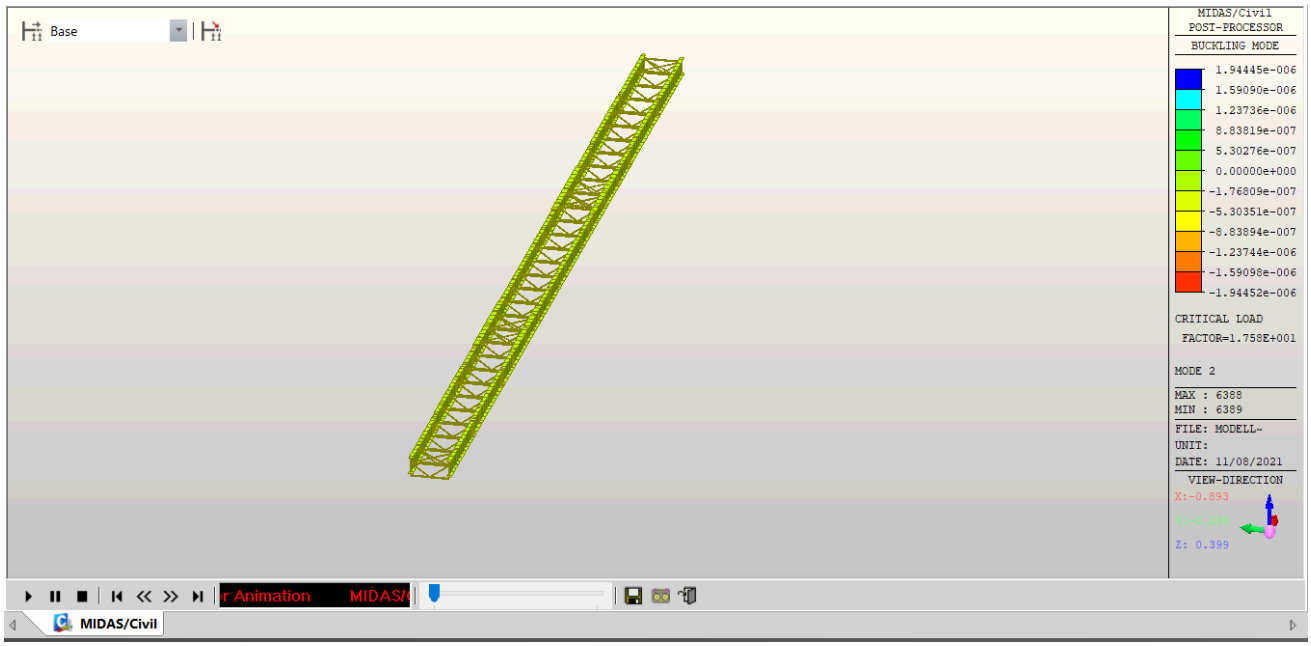


Figura 339. Modo 2: pre-attivazione.

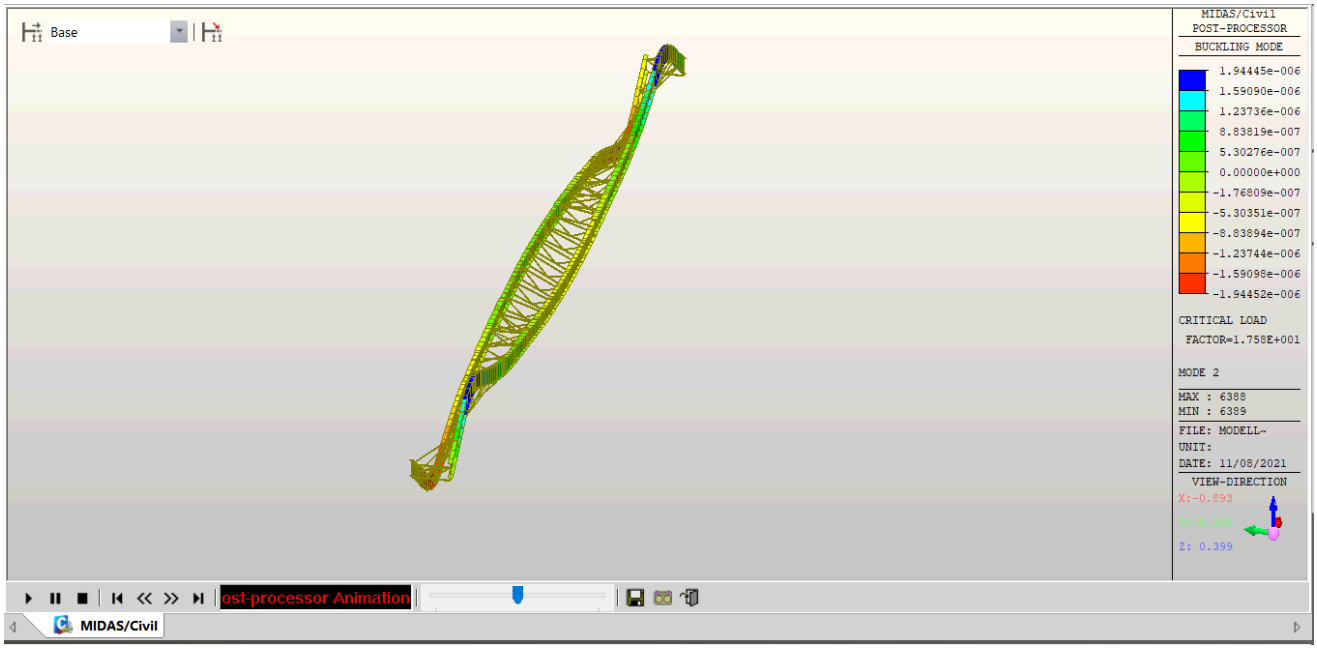


Figura 340. Modo 2: post-attivazione.

Continuando nel controllo dei risultati dell'analisi, si è potuto notare come vi siano altri modi che vanno ad innescare l'instabilità, come ad esempio il 5, 6, 7, 8, 11, 12, 15, 16, 17, 18. Tale struttura si mostra, dunque, ricca di forme modali attivanti il lateral-torsional buckling. Di seguito, infatti, vengono proposti diversi spunti relativi a delle immagini raffiguranti alcuni dei modi deformativi (8 e 15) della struttura in esame, degni di essere riportati. Il tutto grazie alla funzione di animazione ("Animate"), fornita da MIDAS. Tali forme modali, stavolta, vengono rappresentante nella loro interezza, tralasciando particolari zoom della parte centrale dell'impalcato, già visti in precedenza.

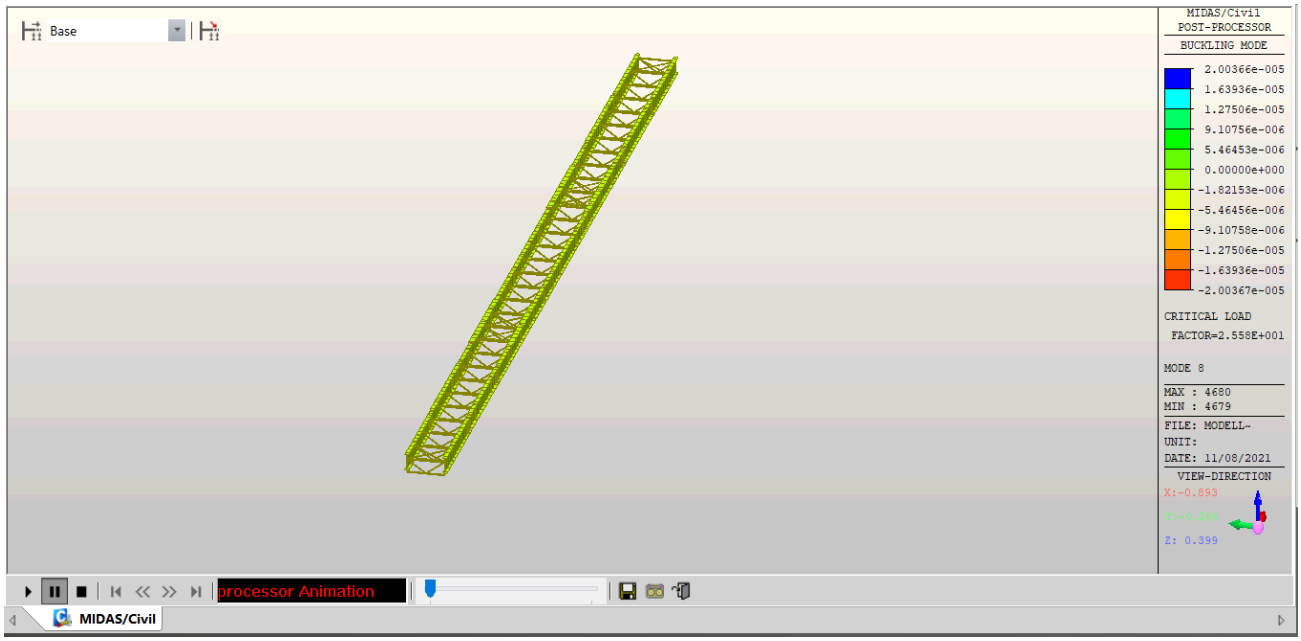


Figura 341. Modo 8: pre-attivazione.

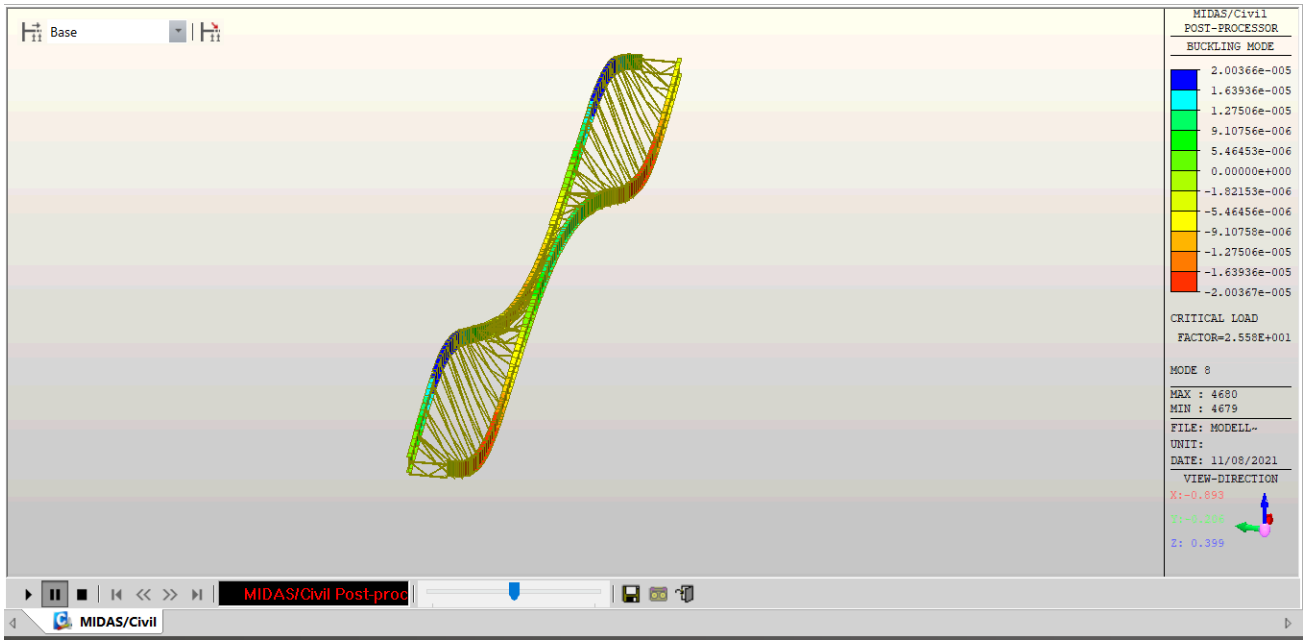


Figura 342. Modo 8: post-attivazione.

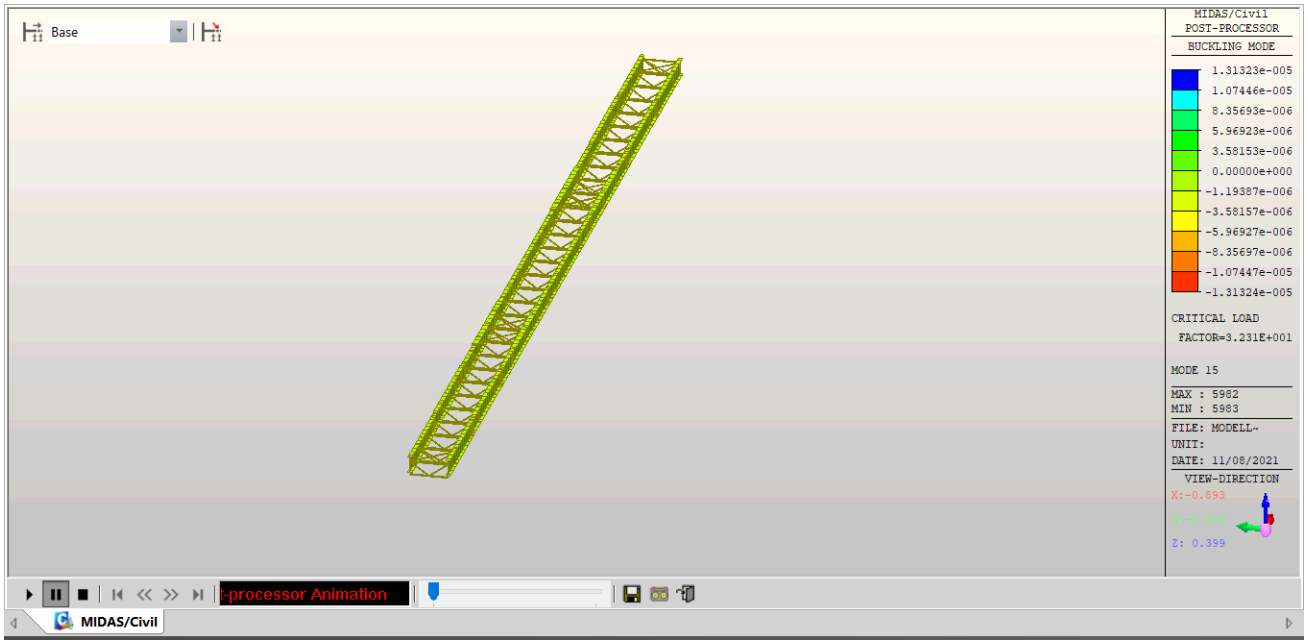


Figura 343. Modo 15: pre-attivazione.

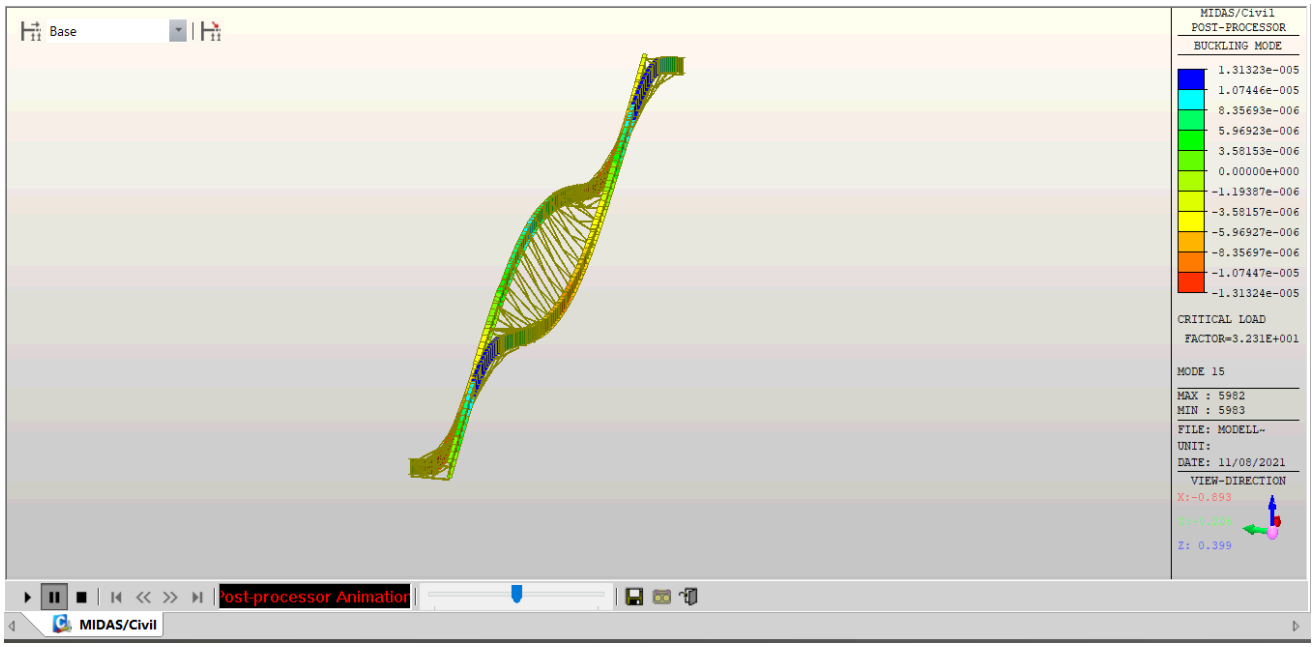


Figura 344. Modo 15: post-attivazione.

Una volta viste le modalità di deformazione del ponte, come già preannunciato, vengono riportati gli studi fatti relativamente all'elemento 7027, opportunamente scelto per studiare in modo utile e leggermente diverso dalle altre analisi una porzione dell'opera, corrispondente al "terzo ultimo" (nel secondo caso è stato scelto, infatti, un elemento presente nella parte centrale del ponte). Di seguito una panoramica posizionale dell'elemento e un suo dettaglio zoomato. Tale elemento, ricade nella categoria dei correnti inferiori, essendo un doppio angolare (2L100X10) in acciaio.

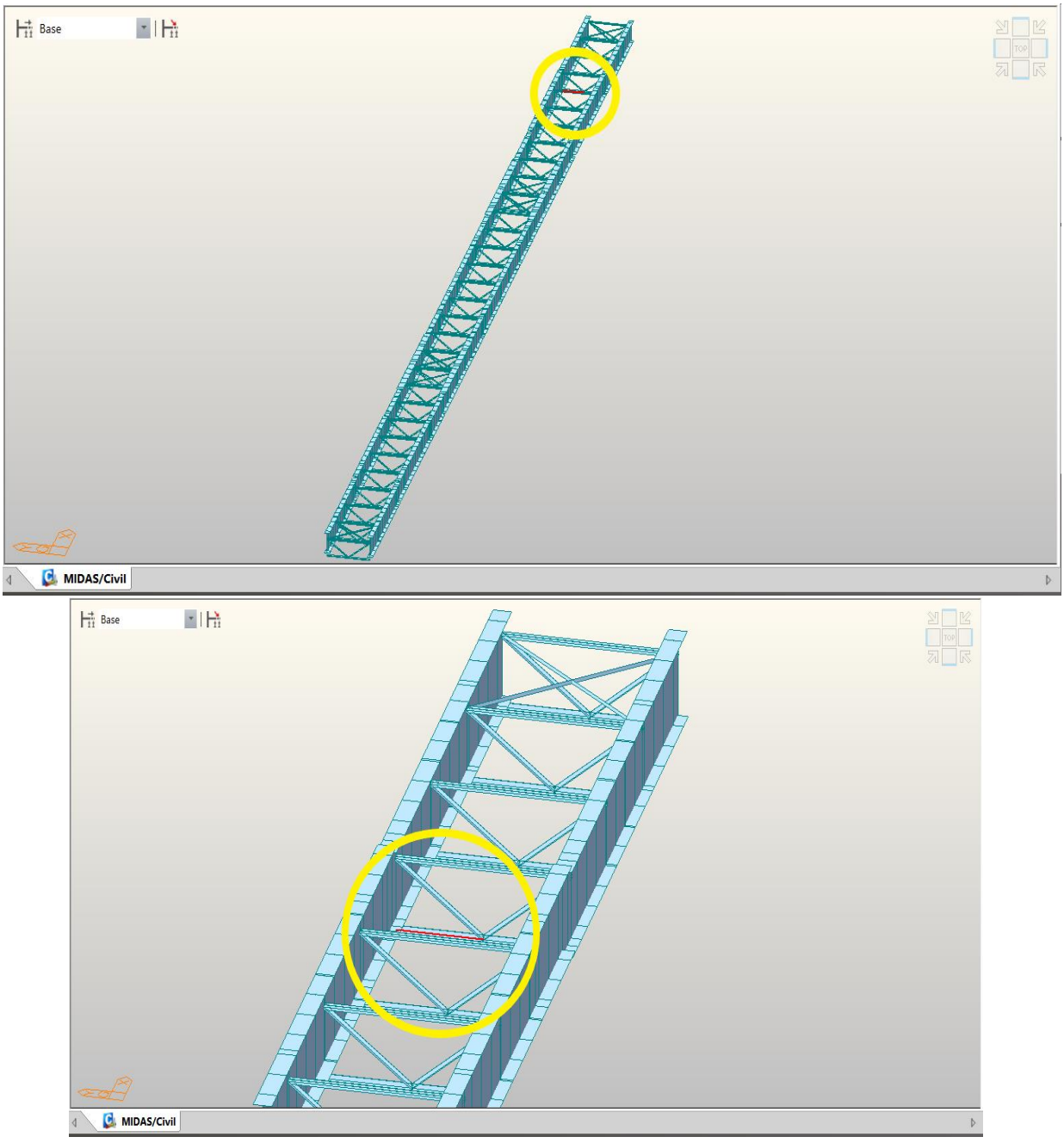


Figura 345. Elemento 7027: panoramica strutturale e zoom.

Venendo ai risultati, è possibile, anche in questo caso, attraverso la funzione "Result-[Buckling Mode]", leggere la tabella contenente i moltiplicatori di carico (nella colonna denominata "Eigenvalue") i quali, come visibile, mostrano, come nel precedente caso, un valore moderato, sinonimo, ancora una volta, di una discretizzazione probabilmente consona al tipo di analisi utilizzato. Si ricorda, infatti, che una discretizzazione poco elevata mostra valori di α_{CR} decisamente elevati, corrispondenti a un carico critico che va ben otre un range di tolleranza differenziale relativo al carico di partenza applicato. Chiaramente, da un punto di vista fisico, significa che, per avere problemi sulla struttura, sarà necessario incrementare il carico "variabile" adeguatamente, altrimenti non avverrà niente. Diventa, dunque, un discorso probabilistico far avvenire il collasso grazie al suddetto carico "variabile" imposto: più è alto il moltiplicatore, più difficile sarà avere problemi grazie a quel carico. Viene presentato, anche in questo caso, oltre alla tabella completa relativa ai moltiplicatori, un dettaglio del modo studiato, il numero 2.

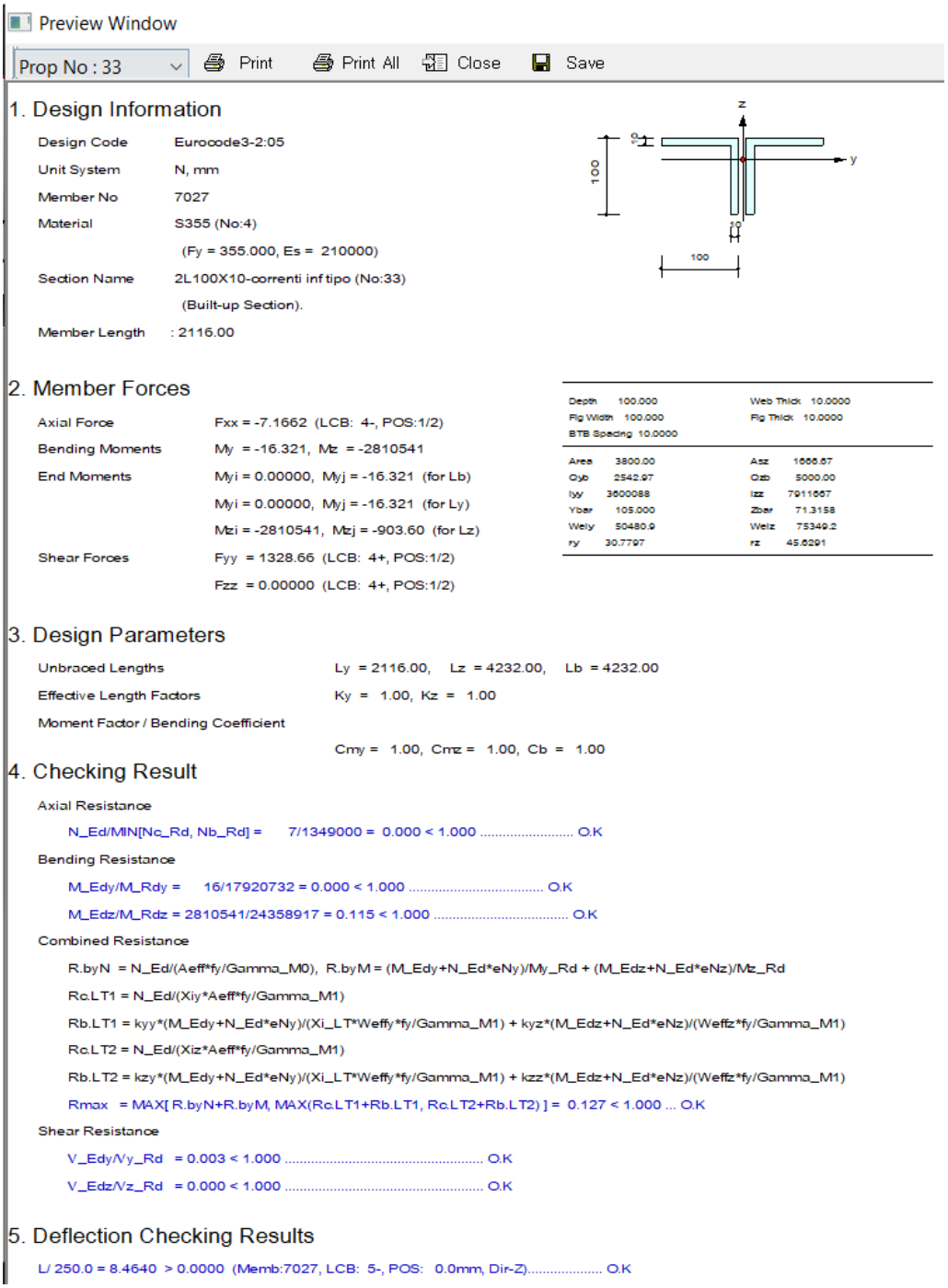
	Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
	BUCKLING ANALYSIS							
		Mode	Eigenvalue	Tolerance				
		1	17.528484	3.5599e-105				
		2	17.583786	4.2696e-104				
		3	19.833169	3.0058e-089				
		4	19.833546	3.3755e-089				
		5	21.756603	2.2791e-082				
		6	21.778169	7.3896e-082				
		7	25.449220	4.8386e-066				
		8	25.582184	1.0827e-065				
		9	26.856000	1.9632e-057				
		10	26.856594	2.1395e-057				
		11	28.657193	1.1102e-054				
		12	29.376281	2.7029e-051				
		13	31.221012	3.3608e-042				
		14	31.221823	2.4142e-042				
		15	32.311135	3.7184e-039				
		16	32.331224	3.1780e-039				
		17	32.763616	2.9833e-039				
		18	33.269076	6.7894e-039				
		19	35.292631	3.1533e-030				
		20	35.293521	1.5537e-029				
	BUCKLING VECTOR							

Figura 346. Valori dei moltiplicatori di carico associati alle forme modali, relative alla struttura.

1	17.528484	3.5599e-105
2	17.583786	4.2696e-104
3	19.833169	3.0058e-089
4	19.833546	3.3755e-089

Figura 347. Dettaglio del moltiplicatore relativo alla forma modale studiata, la numero due.

I risultati inerenti all'elemento (7027) studiato, sono mostrati, anche in questo caso, attraverso una doppia visualizzazione, garantita dalla voce "Steel Code Check…", la quale, utilizzando le formulazioni presenti in "Eurocode3-2:05", permette una stampa dei risultati sia in un formato riassuntivo (vedi voce "Graphic…") sia in un formato dettagliato e condito dai procedimenti di calcolo (vedi voce "Detail…"). Chiaramente, trattandosi di una struttura completamente in acciaio, le analisi sono state condotte attraverso un design relativo al materiale utilizzato ("Steel Design"). Nella pagina a seguire viene riportato il sunto connesso al primo formato, dove è possibile vedere anche un dettaglio della sezione dell'elemento studiato, totalmente in acciaio, appunto. Da notare come, al punto 4 vengano riportate le verifiche relative all'instabilità flesso-torsionale.



Preview Window

Prop No : 33 | Print | Print All | Close | Save

1. Design Information

Design Code	Eurocode3-2:05
Unit System	N, mm
Member No	7027
Material	S355 (No:4)
	(Fy = 355.000, Es = 210000)
Section Name	2L100X10-correnti inf tipo (No:33)
	(Built-up Section).
Member Length	: 2116.00

2. Member Forces

Axial Force	Fxx = -7.1662 (LCB: 4-, POS:1/2)
Bending Moments	My = -16.321, Mz = -2810541
End Moments	Myi = 0.00000, Myj = -16.321 (for Lb)
	Myi = 0.00000, Myj = -16.321 (for Ly)
	Mzi = -2810541, Mzj = -903.60 (for Lz)
Shear Forces	Fyy = 1328.66 (LCB: 4+, POS:1/2)
	Fzz = 0.00000 (LCB: 4+, POS:1/2)

Depth	100.000	Web Thick	10.0000
Flg Width	100.000	Flg Thick	10.0000
BTB Spacing	10.0000		
Area	3800.00	Asz	1666.67
Qyb	2542.97	Qzb	5000.00
Iyy	3600088	Izz	7911667
Ybar	105.000	Zbar	71.3158
Wely	50480.9	Welz	75349.2
ry	30.7797	rz	45.6291

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	Ly = 2116.00, Lz = 4232.00, Lb = 4232.00
Effective Length Factors	Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient	
	Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Result

Axial Resistance

N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 7/1349000 = 0.000 < 1.000 ..... O.K

Bending Resistance

M_Edy/M_Rdy = 16/17920732 = 0.000 < 1.000 ..... O.K

M_Edz/M_Rdz = 2810541/24358917 = 0.115 < 1.000 ..... O.K

Combined Resistance

R.byN = N_Ed/(Aeff*fy/Gamma_M0), R.byM = (M_Edy+N_Ed*eNy)/My_Rd + (M_Edz+N_Ed*eNz)/Mz_Rd

Rc.LT1 = N_Ed/(Xiy*Aeff*fy/Gamma_M1)

Rb.LT1 = kyy*(M_Edy+N_Ed*eNy)/(Xi_LT*Weffy*fy/Gamma_M1) + kyz*(M_Edz+N_Ed*eNz)/(Weffz*fy/Gamma_M1)

Rc.LT2 = N_Ed/(Xiz*Aeff*fy/Gamma_M1)

Rb.LT2 = kzy*(M_Edy+N_Ed*eNy)/(Xi_LT*Weffy*fy/Gamma_M1) + kzz*(M_Edz+N_Ed*eNz)/(Weffz*fy/Gamma_M1)

Rmax = MAX[R.byN+R.byM, MAX(Rc.LT1+Rb.LT1, Rc.LT2+Rb.LT2)] = 0.127 < 1.000 ... O.K

Shear Resistance

V_Edy/Vy_Rd = 0.003 < 1.000 ..... O.K

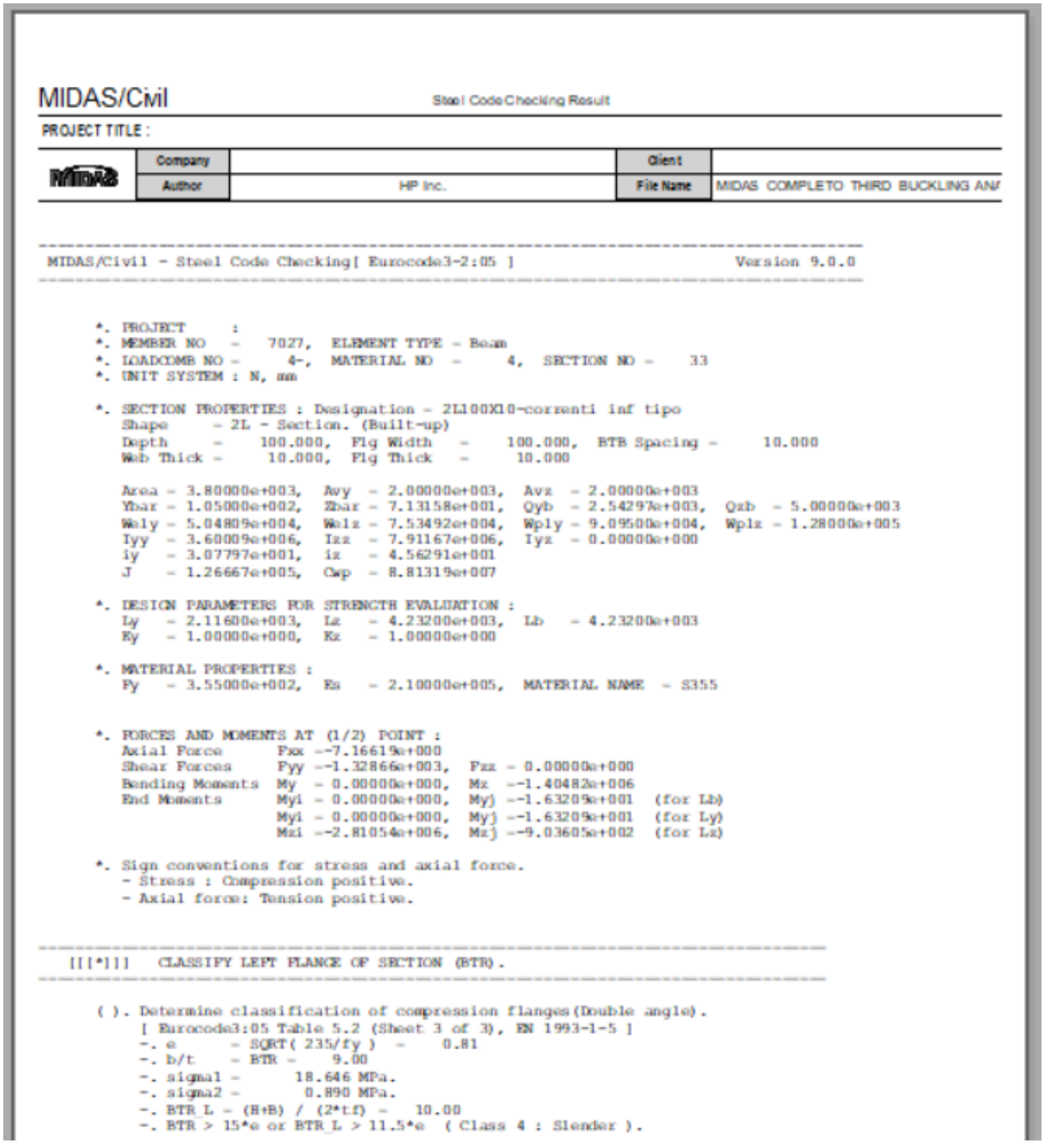
V_Edz/Vz_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 8.4640 > 0.0000 (Memb:7027, LCB: 5-, POS: 0.0mm, Dir-Z)..... O.K

Figura 348. Immagine relativa ai risultati, espressi in forma riassuntiva dalla funzione "Graphic…", fornita da MIDAS.

Volendo entrare nel dettaglio dei procedimenti di calcolo offerti dal terzo eurocodice, MIDAS viene incontro a questa necessità, fornendo tali procedimenti attraverso l'editor di testo "MIDAS/Text Editor", relativamente alla funzione "Detail…", presente nella voce "Steel Code Check". Il contenuto di tali sviluppi di calcolo e verifica è riportato nelle immagini seguenti, prese, appunto, dall'editor summenzionato.



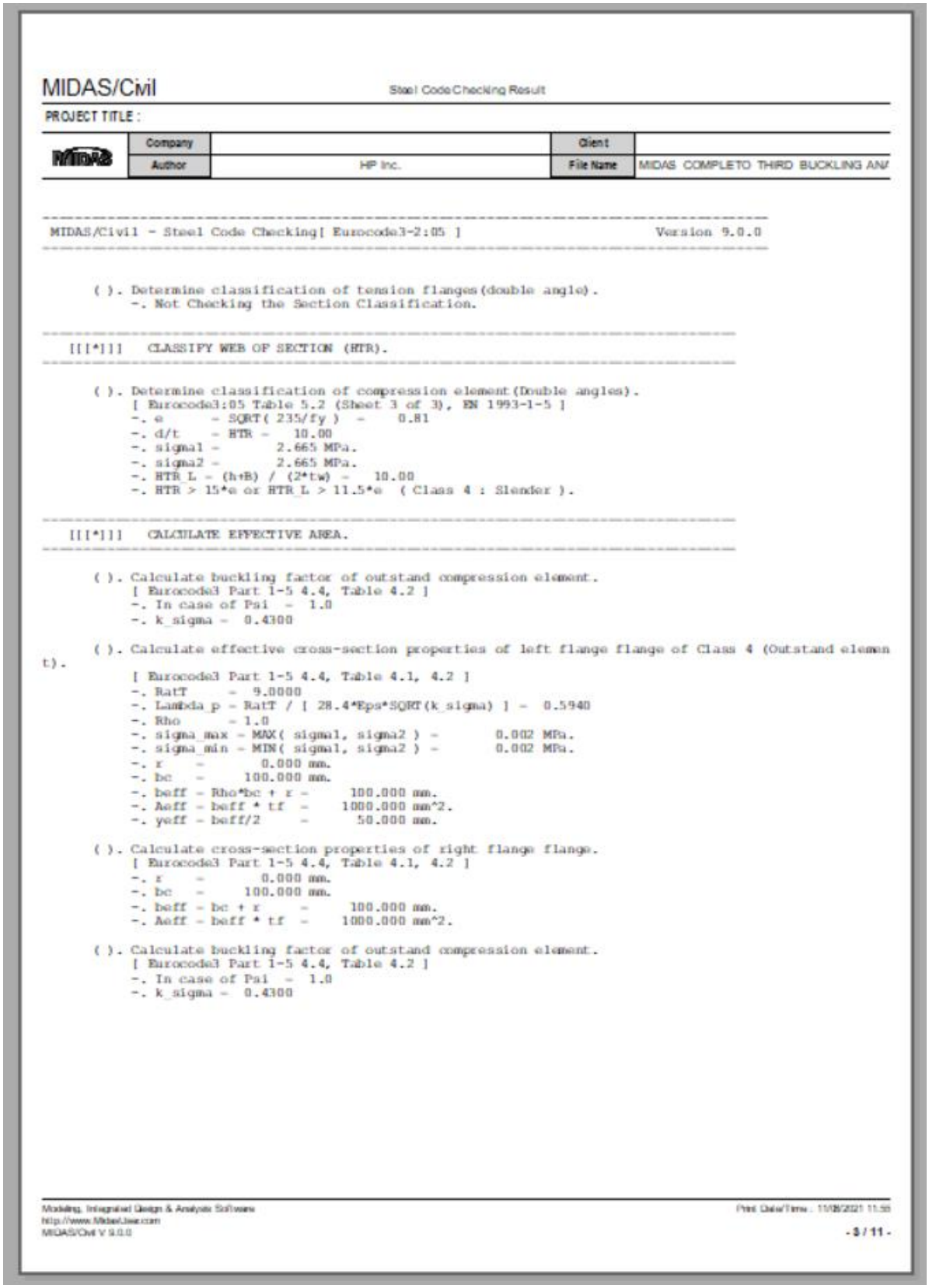
MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	MIDAS COMPLETO THIRD BUCKLING ANA

```
MIDAS/Civil - Steel Code Checking[ Eurocode3-2:05 ]                    Version 9.0.0

*. PROJECT     :
*. MEMBER NO   =    7027,  ELEMENT TYPE = Beam
*. LOADCOMB NO =       4-,  MATERIAL NO  =      4,  SECTION NO =     33
*. UNIT SYSTEM : N, mm

*. SECTION PROPERTIES : Designation - 2L100X10-correnti inf tipo
   Shape     = 2L - Section. (Built-up)
   Depth     =    100.000,  Flg Width   =    100.000,  BTB Spacing =     10.000
   Web Thick =     10.000,  Flg Thick   =     10.000

   Area = 3.80000e+003,  Avy  = 2.00000e+003,  Avz  = 2.00000e+003
   Ybar = 1.05000e+002,  Zbar = 7.13158e+001,  Qyb  = 2.54297e+003,  Qzb  = 5.00000e+003
   Wely = 5.04809e+004,  Welz = 7.53492e+004,  Wply = 9.09500e+004,  Wplz = 1.28000e+005
   Iyy  = 3.60009e+006,  Izz  = 7.91167e+006,  Iyz  = 0.00000e+000
   iy   = 3.07797e+001,  iz   = 4.56291e+001
   J    = 1.26667e+005,  Cwp  = 8.81319e+007

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :
   Ly   = 2.11600e+003,  Lz   = 4.23200e+003,  Lb   = 4.23200e+003
   Ky   = 1.00000e+000,  Kz   = 1.00000e+000

*. MATERIAL PROPERTIES :
   Fy   = 3.55000e+002,  Es   = 2.10000e+005,  MATERIAL NAME  = S355

*. FORCES AND MOMENTS AT (1/2) POINT :
   Axial Force     Fxx =-7.16619e+000
   Shear Forces    Fyy =-1.32866e+003,  Fzz = 0.00000e+000
   Bending Moments My  = 0.00000e+000,  Mz  =-1.40482e+006
   End Moments     Myi = 0.00000e+000,  Myj =-1.63209e+001  (for Lb)
                   Myi = 0.00000e+000,  Myj =-1.63209e+001  (for Ly)
                   Mzi =-2.81054e+006,  Mzj =-9.03605e+002  (for Lz)

*. Sign conventions for stress and axial force.
   - Stress : Compression positive.
   - Axial force: Tension positive.

[[[*]]]   CLASSIFY LEFT FLANGE OF SECTION (BTR).

( ). Determine classification of compression flanges(Double angle).
     [ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 3 of 3), EN 1993-1-5 ]
     -. e      = SQRT( 235/fy )  =    0.81
     -. b/t    = BTR =    9.00
     -. sigma1 =      18.646 MPa.
     -. sigma2 =       0.890 MPa.
     -. BTR_L = (H+B) / (2*tf) =   10.00
     -. BTR > 15*e or BTR_L > 11.5*e  ( Class 4 : Slender ).
```

Figura 349. Prima pagina di calcolo: varie classificazioni e identificazione proprietà.



MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	MIDAS COMPLETO THIRD BUCKLING ANA

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

( ). Determine classification of tension flanges(double angle).
-. Not Checking the Section Classification.

[[[*]]] CLASSIFY WEB OF SECTION (HTR).

( ). Determine classification of compression element(Double angles).
[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 3 of 3), EN 1993-1-5]
-. e = SQRT(235/fy) = 0.81
-. d/t = HTR = 10.00
-. sigma1 = 2.665 MPa.
-. sigma2 = 2.665 MPa.
-. HTR_L = (h+B) / (2*tw) = 10.00
-. HTR > 15*e or HTR_L > 11.5*e (Class 4 : Slender).

[[[*]]] CALCULATE EFFECTIVE AREA.

( ). Calculate buckling factor of outstand compression element.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.2]
-. In case of Psi = 1.0
-. k_sigma = 0.4300

( ). Calculate effective cross-section properties of left flange flange of Class 4 (Outstand element).
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. RatT = 9.0000
-. Lambda_p = RatT / [28.4*Eps*SQRT(k_sigma)] = 0.5940
-. Rho = 1.0
-. sigma_max = MAX(sigma1, sigma2) = 0.002 MPa.
-. sigma_min = MIN(sigma1, sigma2) = 0.002 MPa.
-. r = 0.000 mm.
-. bc = 100.000 mm.
-. beff = Rho*bc + r = 100.000 mm.
-. Aeff = beff * tf = 1000.000 mm^2.
-. yeff = beff/2 = 50.000 mm.

( ). Calculate cross-section properties of right flange flange.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2]
-. r = 0.000 mm.
-. bc = 100.000 mm.
-. beff = bc + r = 100.000 mm.
-. Aeff = beff * tf = 1000.000 mm^2.

( ). Calculate buckling factor of outstand compression element.
[Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.2]
-. In case of Psi = 1.0
-. k_sigma = 0.4300

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.0.0

Print Date/Time : 11/26/2021 11:35

- 3 / 11 -

Figura 350. Seconda pagina di calcolo: classificazione della sezione.

Politecnico di Torino

MIDAS/Civil Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	MIDAS COMPLETO THIRD BUCKLING ANA

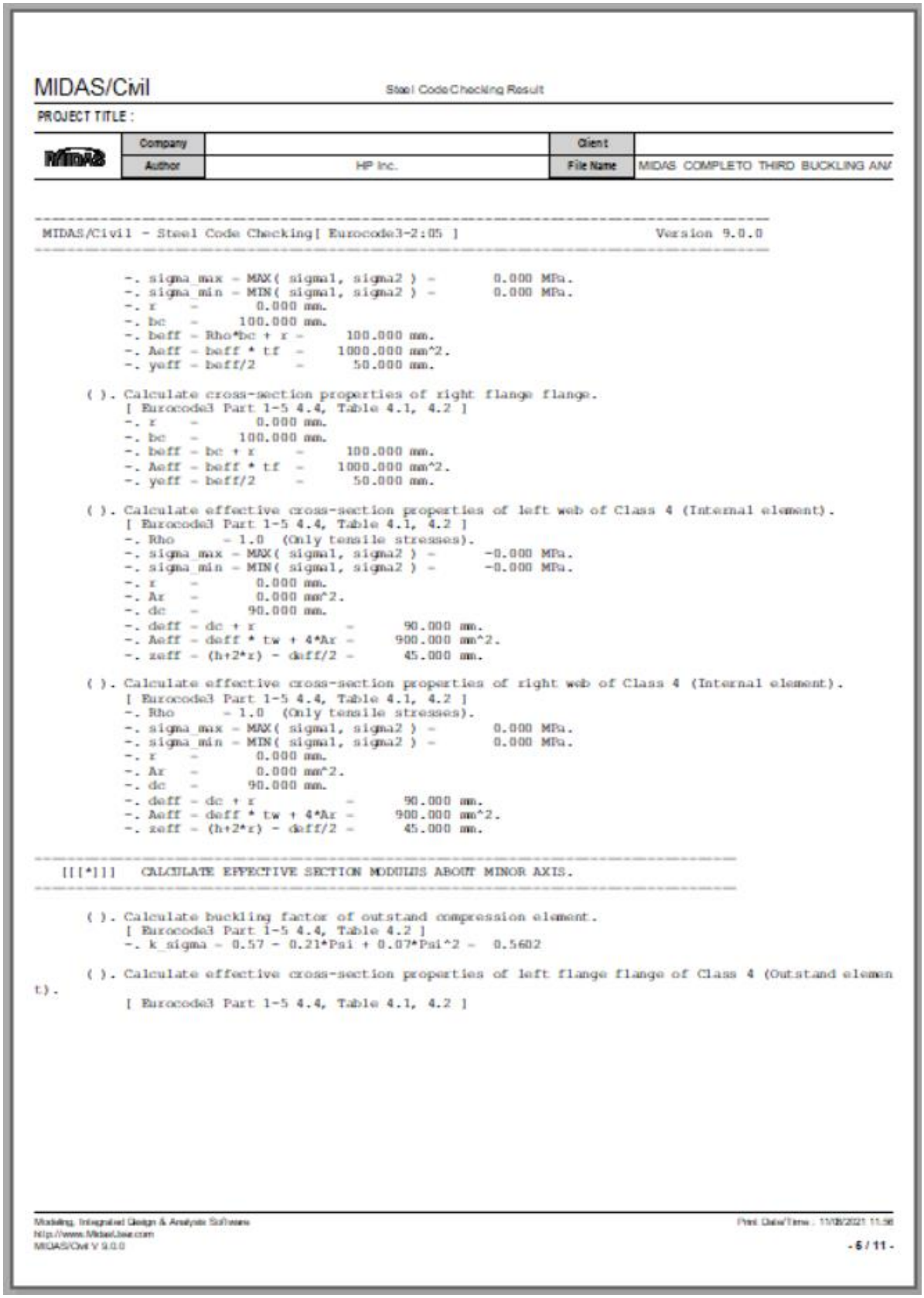
```
MIDAS/Civil - Steel Code Checking[ Eurocode3-2:05 ]                    Version 9.0.0

      ( ). Calculate effective cross-section properties of left web of Class 4 (Internal element).
           [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
           -. RatT      = 10.0000
           -. Lambda_p = RatT / [ 28.4*Eps*SQRT(k_sigma) ] =  0.6600
           -. Rho       = 1.0
           -. sigma_max = MAX( sigma1, sigma2 ) =       0.002 MPa.
           -. sigma_min = MIN( sigma1, sigma2 ) =       0.002 MPa.
           -. r      =       0.000 mm.
           -. Ar     =       0.000 mm^2.
           -. dc     =      90.000 mm.
           -. deff1 = 2*(Rho*dc) / [ 5 - sigma_min/sigma_max ] + r =      45.000 mm.
           -. Aeff1 = deff1 * tw + 2*Ar      =     450.000 mm^2.
           -. zeff1 = deff1/2 + tf           =      22.500 mm.
           -. deff2 = (Rho*dc) - deff1 + r   =      45.000 mm.
           -. Aeff2 = deff2 * tw + 2*Ar      =     450.000 mm^2.
           -. zeff2 = (h+2*r) - deff2/2 + tf =      67.500 mm.

      ( ). Calculate buckling factor of outstand compression element.
           [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.2 ]
           -. In case of Psi  =  1.0
           -. k_sigma =  0.4300

      ( ). Calculate effective cross-section properties of right web of Class 4 (Internal element).
           [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
           -. RatT      = 10.0000
           -. Lambda_p = RatT / [ 28.4*Eps*SQRT(k_sigma) ] =  0.6600
           -. Rho       = 1.0
           -. sigma_max = MAX( sigma1, sigma2 ) =       0.002 MPa.
           -. sigma_min = MIN( sigma1, sigma2 ) =       0.002 MPa.
           -. r      =       0.000 mm.
           -. Ar     =       0.000 mm^2.
           -. dc     =      90.000 mm.
           -. deff1 = 2*(Rho*dc) / [ 5 - sigma_min/sigma_max ] + r =      45.000 mm.
           -. Aeff1 = deff1 * tw + 2*Ar      =     450.000 mm^2.
           -. zeff1 = deff1/2 + tf           =      22.500 mm.
           -. deff2 = (Rho*dc) - deff1 + r   =      45.000 mm.
           -. Aeff2 = deff2 * tw + 2*Ar      =     450.000 mm^2.
           -. zeff2 = (h+2*r) - deff2/2 + tf =      67.500 mm.

   [[[*]]]   CALCULATE EFFECTIVE SECTION MODULUS ABOUT MAJOR AXIS.

      ( ). Calculate effective cross-section properties of left flange flange of Class 4 (Outstand elemen
t).
           [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
           -. Rho       = 1.0  (Only tensile stresses).
```

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.0.0

Print Date/Time : 11/26/2021 11:56

- 4 / 11 -

Figura 351. Terza pagina di calcolo: proprietà sezione trasversale.



MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client		
	Author	HP Inc.	File Name	MIDAS COMPLETO THIRD BUCKLING ANA	

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

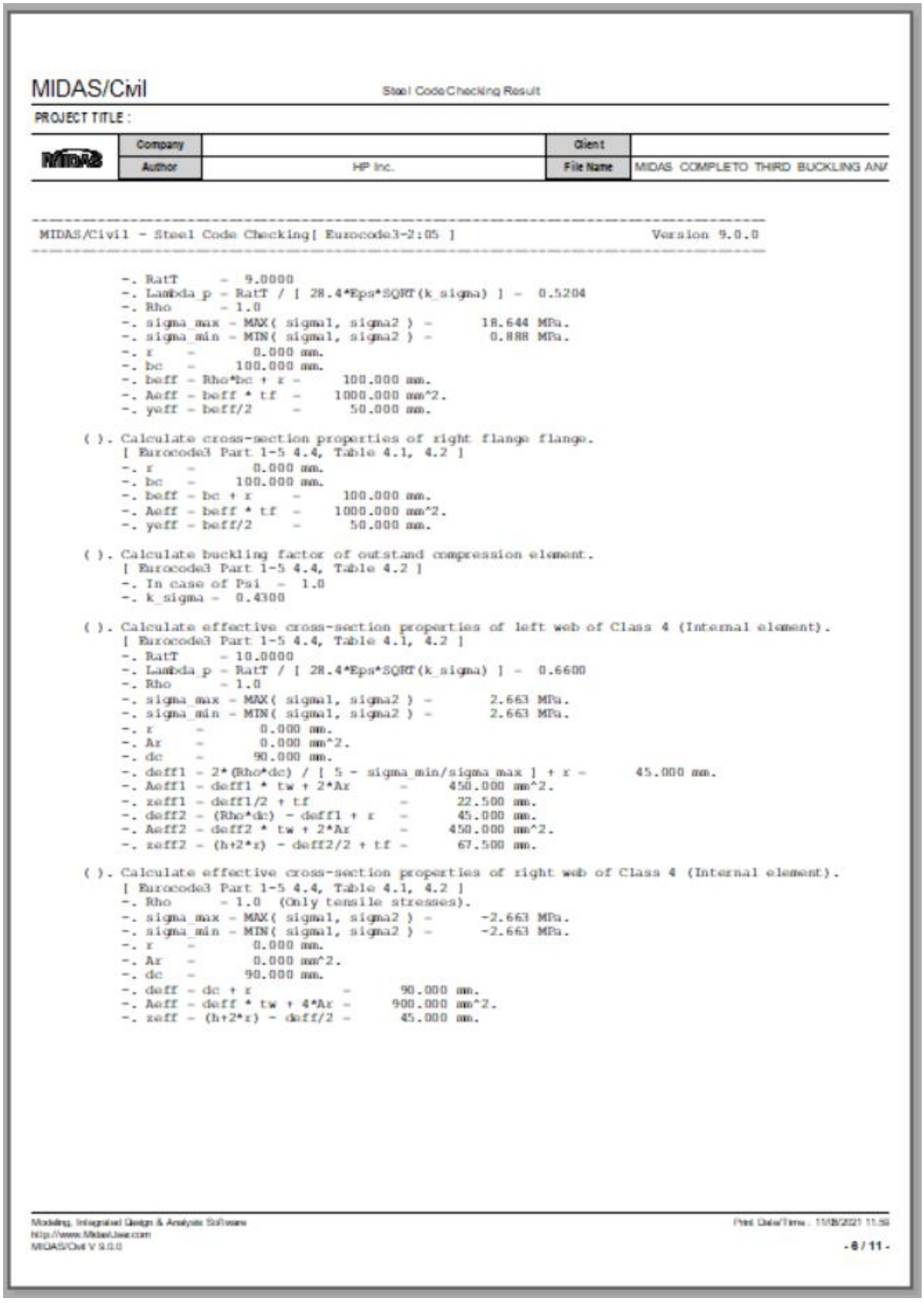
```
          -. sigma_max - MAX( sigma1, sigma2 ) -        0.000 MPa.
          -. sigma_min - MIN( sigma1, sigma2 ) -        0.000 MPa.
          -. r     -        0.000 mm.
          -. bc    -      100.000 mm.
          -. beff - Rho*bc + r -      100.000 mm.
          -. Aeff - beff * tf  -     1000.000 mm^2.
          -. yeff - beff/2     -       50.000 mm.

     ( ). Calculate cross-section properties of right flange flange.
          [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
          -. r     -        0.000 mm.
          -. bc    -      100.000 mm.
          -. beff - bc + r     -      100.000 mm.
          -. Aeff - beff * tf  -     1000.000 mm^2.
          -. yeff - beff/2     -       50.000 mm.

     ( ). Calculate effective cross-section properties of left web of Class 4 (Internal element).
          [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
          -. Rho       - 1.0  (Only tensile stresses).
          -. sigma_max - MAX( sigma1, sigma2 ) -       -0.000 MPa.
          -. sigma_min - MIN( sigma1, sigma2 ) -       -0.000 MPa.
          -. r     -        0.000 mm.
          -. Ar    -        0.000 mm^2.
          -. dc    -       90.000 mm.
          -. deff - dc + r           -       90.000 mm.
          -. Aeff - deff * tw + 4*Ar -      900.000 mm^2.
          -. zeff - (h+2*r) - deff/2 -       45.000 mm.

     ( ). Calculate effective cross-section properties of right web of Class 4 (Internal element).
          [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
          -. Rho       - 1.0  (Only tensile stresses).
          -. sigma_max - MAX( sigma1, sigma2 ) -        0.000 MPa.
          -. sigma_min - MIN( sigma1, sigma2 ) -        0.000 MPa.
          -. r     -        0.000 mm.
          -. Ar    -        0.000 mm^2.
          -. dc    -       90.000 mm.
          -. deff - dc + r           -       90.000 mm.
          -. Aeff - deff * tw + 4*Ar -      900.000 mm^2.
          -. zeff - (h+2*r) - deff/2 -       45.000 mm.

   [[[*]]]   CALCULATE EFFECTIVE SECTION MODULUS ABOUT MINOR AXIS.

     ( ). Calculate buckling factor of outstand compression element.
          [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.2 ]
          -. k_sigma - 0.57 - 0.21*Psi + 0.07*Psi^2 -  0.5602

     ( ). Calculate effective cross-section properties of left flange flange of Class 4 (Outstand elemen
t).
          [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
```

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.0.0

Print Date/Time : 11/28/2021 11:56

- 6 / 11 -

Figura 352. Quarta pagina di calcolo: continuo pagina precedente.



MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

Company			Client	
Author	HP Inc.		File Name	MIDAS COMPLETO THIRD BUCKLING ANA

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

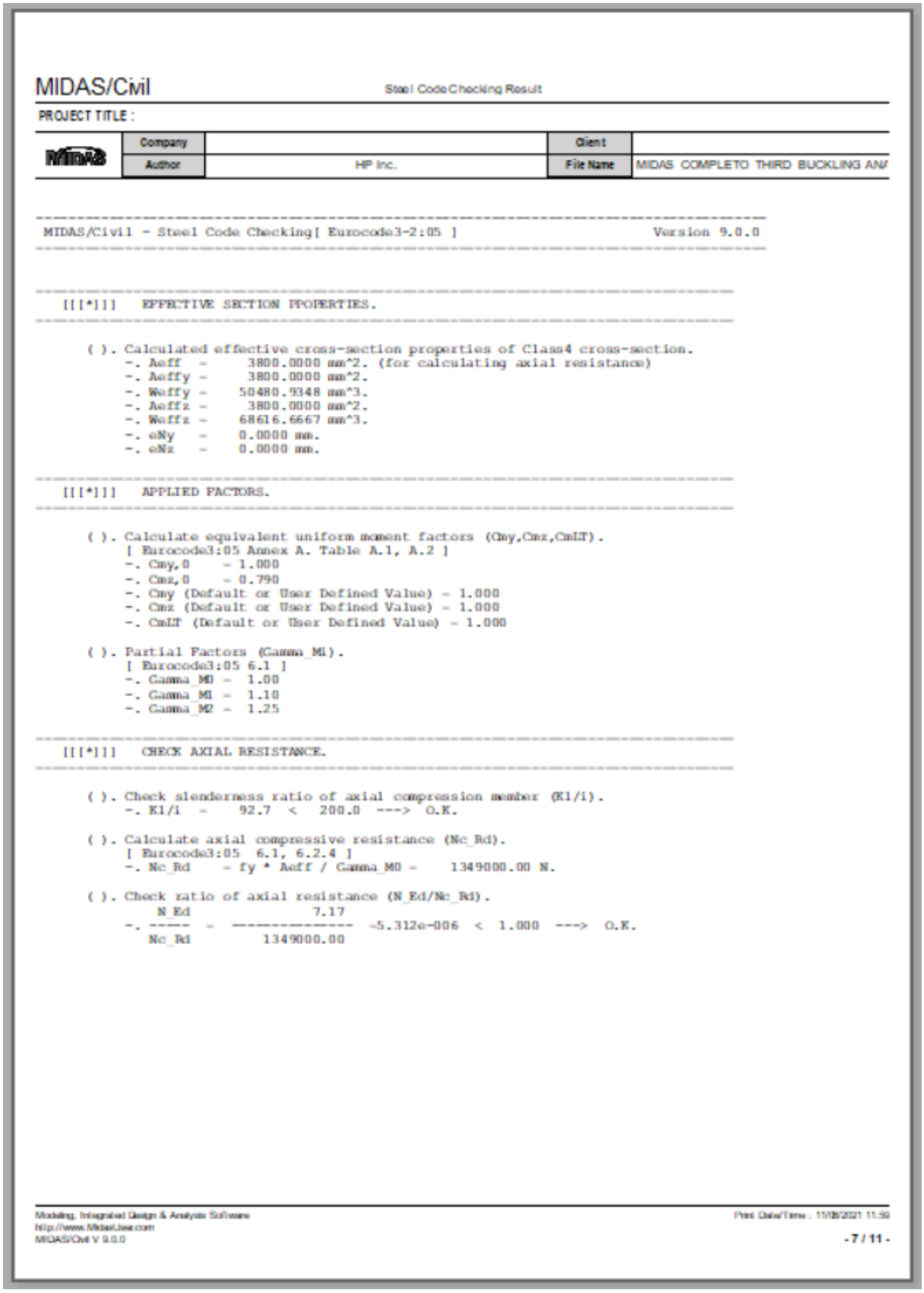
```
        -. RatT      =  9.0000
        -. Lambda_p  = RatT / [ 28.4*Eps*SQRT(k_sigma) ] =  0.5204
        -. Rho       = 1.0
        -. sigma_max = MAX( sigma1, sigma2 ) =      18.644 MPa.
        -. sigma_min = MIN( sigma1, sigma2 ) =       0.888 MPa.
        -. r         =      0.000 mm.
        -. bc        =    100.000 mm.
        -. beff      = Rho*bc + r =    100.000 mm.
        -. Aeff      = beff * tf  =   1000.000 mm^2.
        -. yeff      = beff/2     =     50.000 mm.

    ( ). Calculate cross-section properties of right flange flange.
         [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
        -. r         =      0.000 mm.
        -. bc        =    100.000 mm.
        -. beff      = bc + r     =    100.000 mm.
        -. Aeff      = beff * tf  =   1000.000 mm^2.
        -. yeff      = beff/2     =     50.000 mm.

    ( ). Calculate buckling factor of outstand compression element.
         [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.2 ]
        -. In case of Psi  =  1.0
        -. k_sigma =  0.4300

    ( ). Calculate effective cross-section properties of left web of Class 4 (Internal element).
         [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
        -. RatT      = 10.0000
        -. Lambda_p  = RatT / [ 28.4*Eps*SQRT(k_sigma) ] =  0.6600
        -. Rho       = 1.0
        -. sigma_max = MAX( sigma1, sigma2 ) =       2.663 MPa.
        -. sigma_min = MIN( sigma1, sigma2 ) =       2.663 MPa.
        -. r         =      0.000 mm.
        -. Ar        =      0.000 mm^2.
        -. dc        =     90.000 mm.
        -. deff1 = 2*(Rho*dc) / [ 5 - sigma_min/sigma_max ] + r =     45.000 mm.
        -. Aeff1 = deff1 * tw + 2*Ar      =    450.000 mm^2.
        -. zeff1 = deff1/2 + tf           =     22.500 mm.
        -. deff2 = (Rho*dc) - deff1 + r   =     45.000 mm.
        -. Aeff2 = deff2 * tw + 2*Ar      =    450.000 mm^2.
        -. zeff2 = (h+2*r) - deff2/2 + tf =     67.500 mm.

    ( ). Calculate effective cross-section properties of right web of Class 4 (Internal element).
         [ Eurocode3 Part 1-5 4.4, Table 4.1, 4.2 ]
        -. Rho       = 1.0  (Only tensile stresses).
        -. sigma_max = MAX( sigma1, sigma2 ) =      -2.663 MPa.
        -. sigma_min = MIN( sigma1, sigma2 ) =      -2.663 MPa.
        -. r         =      0.000 mm.
        -. Ar        =      0.000 mm^2.
        -. dc        =     90.000 mm.
        -. deff = dc + r          =     90.000 mm.
        -. Aeff = deff * tw + 4*Ar =    900.000 mm^2.
        -. zeff = (h+2*r) - deff/2 =     45.000 mm.
```

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.0.0

Print Date/Time : 11/18/2021 11:59

- 8 / 11 -

Figura 353. Quinta pagina di calcolo: continuo pagina precedente.



MIDAS/Civil — Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	MIDAS COMPLETO THIRD BUCKLING ANA

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

[[[*]]] EFFECTIVE SECTION PPOPERTIES.

( ). Calculated effective cross-section properties of Class4 cross-section.
-. Aeff = 3800.0000 mm^2. (for calculating axial resistance)
-. Aeffy = 3800.0000 mm^2.
-. Weffy = 50480.9348 mm^3.
-. Aeffz = 3800.0000 mm^2.
-. Weffz = 68616.6667 mm^3.
-. eNy = 0.0000 mm.
-. eNz = 0.0000 mm.

[[[*]]] APPLIED FACTORS.

( ). Calculate equivalent uniform moment factors (Cmy,Cmz,CmLT).
[Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]
-. Cmy,0 = 1.000
-. Cmz,0 = 0.790
-. Cmy (Default or User Defined Value) = 1.000
-. Cmz (Default or User Defined Value) = 1.000
-. CmLT (Default or User Defined Value) = 1.000

( ). Partial Factors (Gamma_Mi).
[Eurocode3:05 6.1]
-. Gamma_M0 = 1.00
-. Gamma_M1 = 1.10
-. Gamma_M2 = 1.25

[[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.

( ). Check slenderness ratio of axial compression member (Kl/i).
-. Kl/i = 92.7 < 200.0 ---> O.K.

( ). Calculate axial compressive resistance (Nc_Rd).
[Eurocode3:05 6.1, 6.2.4]
-. Nc_Rd = fy * Aeff / Gamma_M0 = 1349000.00 N.

( ). Check ratio of axial resistance (N_Ed/Nc_Rd).
-. N_Ed / Nc_Rd = 7.17 / 1349000.00 = -5.312e-006 < 1.000 ---> O.K.

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.0.0
Print Date/Time : 11/25/2021 11:52
- 7 / 11 -

Figura 354. Sesta pagina di calcolo: resistenza assiale.

Politecnico di Torino

MIDAS/Civil Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	MIDAS COMPLETO THIRD BUCKLING ANA

```
MIDAS/Civil - Steel Code Checking[ Eurocode3-2:05 ]                    Version 9.0.0
-------------------------------------------------------------------------------

      ( ). Calculate buckling resistance of compression member (Nb_Rdy, Nb_Rdz).
           [ Eurocode3:05  6.3.1.1, 6.3.1.2 ]
           -. Beta_A     - Aeff / Area          -    1.000
           -. Lambda1    - Pi * SQRT(Es/fy) -  76.409
           -. Lambda_by - [(Ky*Ly/iy)/Lambda1] * SQRT(Beta_A) -    0.900
           -. Ncry       - Pi^2*Es*Iyy / (Ky*Ly)^2              -    1666482.65 N.
           -. Lambda_by < 0.2 or N_Ed/Ncry < 0.04 --> No need to check.

           -. Lambda_bz - [(Kz*Lz/iz)/Lambda1] * SQRT(Beta_A) -    1.214
           -. Ncrz       - Pi^2*Es*Izz / (Kz*Lz)^2              -     915578.75 N.
           -. Lambda_bz < 0.2 or N_Ed/Ncrz < 0.04 --> No need to check.

-------------------------------------------------------------------------------
   [[[*]]]   CHECK SHEAR RESISTANCE.
-------------------------------------------------------------------------------

      ( ). Calculate shear area.
           [ Eurocode3:05  6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1 NOTE 2 ]
           -. Avy   - 2*B*tf -      2000.0000 mm^2.
           -. Avz   - 2*h*tw -      2000.0000 mm^2.

      ( ). Calculate plastic shear resistance in local-y direction (Vpl_Rdy).
           [ Eurocode3:05  6.1, 6.2.6 ]
           -. Vpl_Rdy - [ Avy*fy/SQRT(3) ] / Gamma_M0 -      409918.69 N.

      ( ). Check ratio of shear resistance (V_Edy/Vpl_Rdy).
           ( LCB -   4-, POS -  1/2 )
           -. Applied shear force : V_Edy    -        1328.66 N.
              V_Edy             1328.66
           -. -------  -  --------------  -  0.003  <  1.000  --->  O.K.
              Vpl_Rdy         409918.69

-------------------------------------------------------------------------------
   [[[*]]]   CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.
-------------------------------------------------------------------------------

      ( ). Calculate local buckling resistance moment about major axis.
           [ Eurocode3:05  6.1, 6.2.5 ]
           -. Weffy     -     50480.9348 mm^3.
           -. Mc_Rdy    - Weffy * fy / Gamma_M0 -    17920731.86 N-mm.

      ( ). Check ratio of moment resistance (M_Edy/Mc_Rdy).
              M_Edy              16.32
           -. ------  -  --------------  -9.107e-007  <  1.000  --->  O.K.
              Mc_Rdy         17920731.86

-------------------------------------------------------------------------------
   [[[*]]]   CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.
-------------------------------------------------------------------------------
```

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.0.0

Print Date/Time : 11/28/2021 11:59

- 8 / 11 -

Figura 355. Settima pagina di calcolo: resistenza a taglio e resistenza a flessione.

Politecnico di Torino

MIDAS/Civil Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	MIDAS COMPLETO THIRD BUCKLING ANA

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

( ). Calculate local buckling resistance moment about minor axis.
[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]
-. Weffz = 68616.6667 mm^3.
-. Mc_Rdz = Weffz * fy / Gamma_M0 = 24358916.67 N-mm.

( ). Check ratio of moment resistance (M_Edz/Mc_Rdz).
-. M_Edz / Mc_Rdz = 2810540.92 / 24358916.67 = 0.115 < 1.000 ---> O.K.

[[[*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.

( ). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.
[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]
-. In case of V_Edz / Vpl_Rdz < 0.5
-. My_Rd = Mc_Rdy = 17920731.86 N-mm.

( ). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.
[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]
-. In case of V_Edy / Vpl_Rdy < 0.5
-. Mz_Rd = Mc_Rdz = 24358916.67 N-mm.

( ). Check interaction ratio of bending and axial force.
[Eurocode3:05 6.2.9.3 (6.44)] - Class4
-. Rmax1 = N_Ed / Aeff*fy/Gamma_M0 + M_Edy + N_Ed*eNy / My_Rd + M_Edz + N_Ed*eNz / Mz_Rd
= 0.115 < 1.000 ---> O.K.

( ). Check interaction ratio of bending and axial compression member.
[Eurocode3:05 6.3.1, 6.2.9.3 (6.61, 6.62), Annex A]
-. N_Ed = -7.17 N.
-. M_Edy = -16.32 N-mm.
-. M_Edz = -2810540.92 N-mm.
-. kyy = 1.000
-. kyz = 1.000
-. kzy = 1.000
-. kzz = 1.000
-. Xiy = 1.000
-. Xiz = 1.000
-. XiLT = 1.000

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
MIDAS/Civil V 9.0.0
Print Date/Time : 11/18/2021 12:00
- 9 / 11 -

Figura 356. Ottava pagina di calcolo: "Combined Resistance" e fattori relativi al Lateral Torsional Buckling.

Politecnico di Torino

MIDAS/Civil Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	MIDAS COMPLETO THIRD BUCKLING ANA

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

```
-. Aeff      =     3800.0000 mm^2.
-. Weffy     =    50480.9348 mm^3.
-. Weffz     =    68616.6667 mm^3.
-. eNy       =     0.0000 mm.
-. eNz       =     0.0000 mm.
-. N_Rk      = Aeff*fy  =    1349000.00 N.
-. My_Rk     = Weffy*fy =   17920731.86 N-mm.
-. Mz_Rk     = Weffz*fy =   24358916.67 N-mm.
-. N_Ed*eNy =          0.00 N-mm.
-. N_Ed*eNZ =          0.00 N-mm.
                  N_Ed                M_Edy + N_Ed*eNy          M_Edz + N_Ed*eNz
-. Rmax_LT1 = ---------------- + kyy * ----------------- + kyz * ---------------
              Xiy*N_Rk/Gamma_M1       XiLT*My_Rk/Gamma_M1        Mz_Rk/Gamma_M1
            =  0.127  <  1.000  --->  O.K.
                  N_Ed                M_Edy + N_Ed*eNy          M_Edz + N_Ed*eNz
-. Rmax_LT2 = ---------------- + kzy * ----------------- + kzz * ---------------
              Xiz*N_Rk/Gamma_M1       XiLT*My_Rk/Gamma_M1        Mz_Rk/Gamma_M1
            =  0.127  <  1.000  --->  O.K.

-. Rmax   = MAX[ Rmax1, MAX(Rmax_LT1, Rmax_LT2) ] =  0.127  <  1.000  --->  O.K.
```

MIDAS/Civil Steel Code Checking Result

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author	HP Inc.	File Name	MIDAS COMPLETO THIRD BUCKLING ANA

MIDAS/Civil - Steel Code Checking[Eurocode3-2:05] Version 9.0.0

```
   [[[*]]]   CHECK DEFLECTION.

   ( ). Compute Maximum Deflection.
        -. LCB      =   5-
        -. DAF      =     1.000 (Deflection Amplification Factor).
        -. Position =     0.000mm From i-end(Node 6600).
        -. Def      =     0.000 * DAF =     0.000mm (Global Z)
        -. Def_Lim  =     8.464mm
           Def < Def_Lim   --->  O.K !
```

Figura 357. Nona e decima (ultima) pagina di calcolo: resistenza contro il Lateral Torsional Buckling e deflessione massima.

7 Calcolo con Eurocodici

Oltre le analisi fatte con il programma MIDAS, sono stati svolti e, vengono di seguito riportati, i calcoli relativi a diverse parti del ponte, applicando le formule proposte dagli eurocodici, più volte menzionati. Tali calcoli, sono stati sviluppati attraverso il foglio di calcolo fornito da Excel e sono stati strutturati con un ben determinato ordine. Sono stati scelti, prima di tutto, due elementi o, meglio, due sezioni, rispetto a cui andare a calcolare le proprietà e le caratteristiche geometriche. Tali sezioni, sono quelle relative al concio numero 7 (solo acciaio) e numero 5 (acciaio e soletta), di seguito riportate.

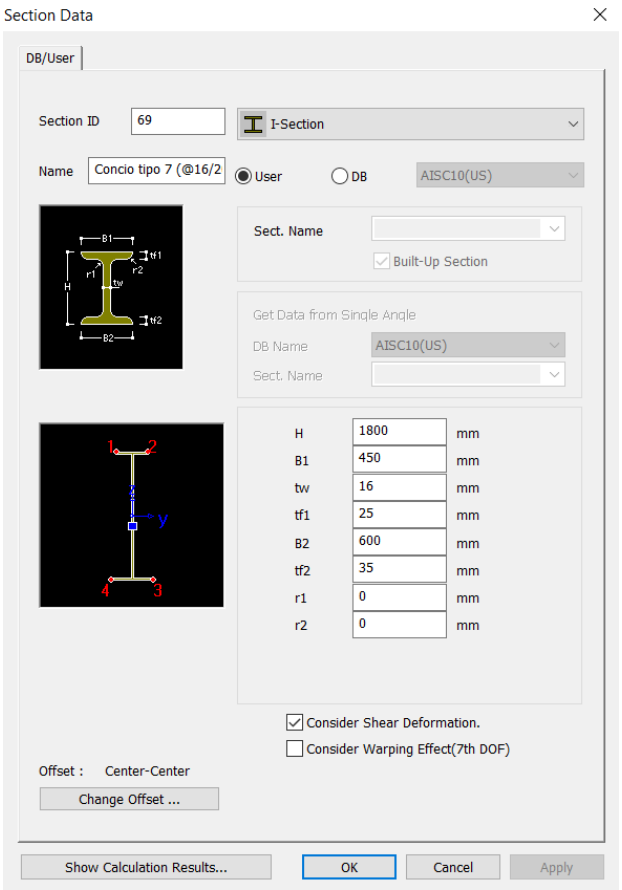


Figura 358. Definizione della sezione del concio numero 7.

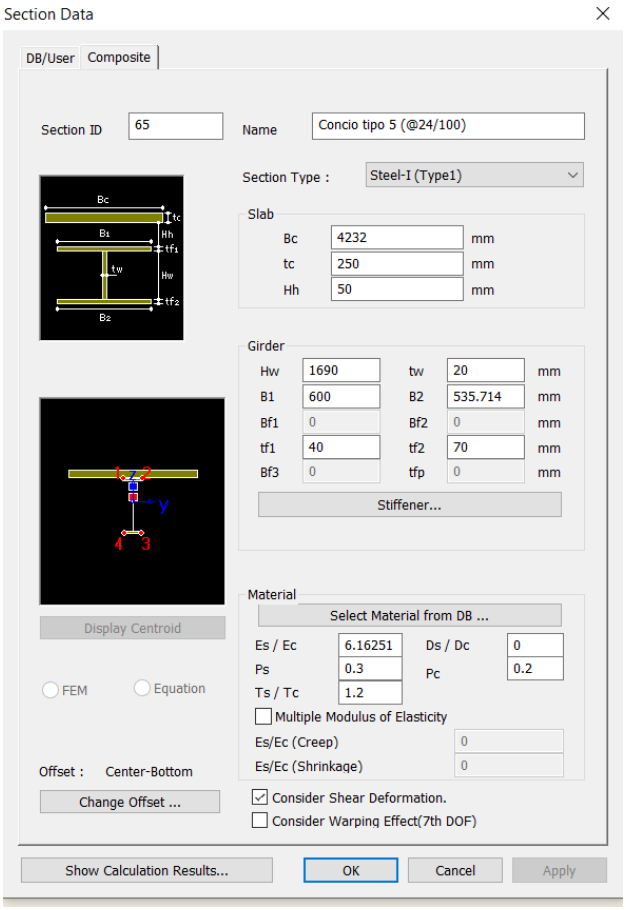


Figura 359. Definizione della sezione del concio numero 5.

Rispetto a queste sezioni, sono stati scelti diversi casi da studiare, il primo dei quali riguarda un elemento tutto in acciaio (dunque la parte in calcestruzzo della soletta non è stata considerata) che va a collegare due controventi a X consecutivi, posti a una distanza, misurata sulla campata di sinistra (lunga 37,125m) di 4m.
Il secondo caso riguarda lo stesso elemento però nella situazione di soletta reagente; dunque, si è tenuto conto del coefficiente di omogeneizzazione n, fornito dal programma, per il calcolo delle proprietà.
Per questi due casi appena esposti è stato portato avanti un vero e proprio confronto con i risultati offerti da MIDAS, in modo tale da valutare l'attendibilità e l'errore di un calcolo manuale rispetto a quello espresso da un solutore agli elementi finiti.
Infine, a titolo di esempio, sono stati presentati gli ultimi due casi, analizzanti rispettivamente la campata centrale (37,75m) e quella posta a sinistra (37,125m), nella situazione di assenza di soletta, dunque, considerando le sezioni solo in acciaio.
Per quanto riguarda le proprietà calcolate e le impostazioni della procedura di calcolo per tutti i casi menzionati, il primo punto è stato caratterizzato dalla ricerca delle aree delle singole parti della sezione, tenendo conto, quando opportuno, del coefficiente di omogeneizzazione n, il cui valore (6,16251) è visibile nell'immagine precedente.
Successivamente, sono stati calcolati i momenti statici nella direzione dell'asse Y (orizzontale) e Z (verticale). Attraverso questi ultimi, sono state trovate le coordinate del baricentro della sezione, il quale ha condotto poi a uno sviluppo delle inerzie I_y,I_z,I_t. L'inerzia di "warping" o "costante di ingobbamento", vista la presenza di controventi alle estremità, è stata trascurata.

Una volta trovate le inerzie, sono state utilizzate le formule inerenti al calcolo del M_{cr}, fornite dagli eurocodici e riportate nell'immagine seguente, estrapolata da (Vayas, Ermopoulos et all., 2018).

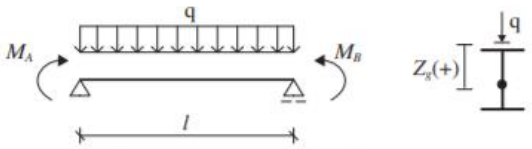
System	
Loading conditions	$-1 \leqslant \psi = \frac{M_A}{M_B} \leqslant 1, \quad 0 \leqslant \mu_0 = \frac{-M_B}{q \cdot l^2/8}$ M_A, M_B positive for direction of moment as shown
Critical moment	$M_{cr,B} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(kl)^2} \cdot \left[\sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{(kl)^2}{\pi^2} \cdot \frac{GI_t}{EI_z} + (C_2 \cdot z_g)^2} - (C_2 \cdot z_g) \right]$
Parameters	$C_1 = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot I}}, k = 1, C_2 = \frac{0.28658}{\mu_0 \cdot \sqrt{I}}, I = \frac{1}{7} + \frac{\psi}{4.6} + \frac{\psi^2}{7} - \frac{1+\psi}{2.3\mu_0} + \frac{0.39}{\mu_0^2}$
Remarks	a) For a simply supported beam without end moments ($M_A = M_B = 0$), it may be set $\psi = 1$ and $\mu_0 = 1/1000$ b) For a simply supported beam without transverse loading ($q = 0$), μ_0 may be set equal to 100.

Figura 360. Formulazione utilizzata per il calcolo del momento resistente a lateral-torsional buckling.

In queste formule, entrano in gioco diversi parametri, tra cui si ricorda Ψ, il quale dipende dal rapporto tra i momenti agli estremi dell'elemento studiato e verrà calcolato di volta in volta, relativamente al caso in esame. Inoltre, si può leggere un parametro μ_0, imposto in tutti i casi visti uguale al valore 100, poiché non è stato considerato un carico trasversale agente.
Una volta calcolato il momento critico M_{cr}, per arrivare alla definizione di un momento resistente all'instabilità flesso-torsionale $M_{b,Rd}$, si è calcolato un parametro λ_{LT}, definito come snellezza normalizzata e già incontrato nei precedenti paragrafi. Tale parametro dipende da un valore del modulo di resistenza a flessione W_y e dal momento critico M_{cr} stesso.
Un altro fattore molto importante da valutare, definito come fattore di imperfezione, è α_{LT}, imposto uguale a 0,21, considerando la curva di instabilità e le tabelle riportate nelle immagini presentate in questa e nella pagina successiva (vedi sempre: Vayas, Ermopoulos et all., 2018).

Table 4.2. Imperfection factors α for European buckling curves [4.2]

Buckling curve	a_0	a	b	c	d
Imperfection factor α (α_{LT})	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76
Bow imperfection e_0 for elastic design	l/350	l/300	l/250	l/200	l/150
Bow imperfection e_0 for plastic design	l/300	l/250	l/200	l/150	l/100

Figura 361. Fattore di imperfezione α_{LT} e relativa curva di instabilità da considerare.

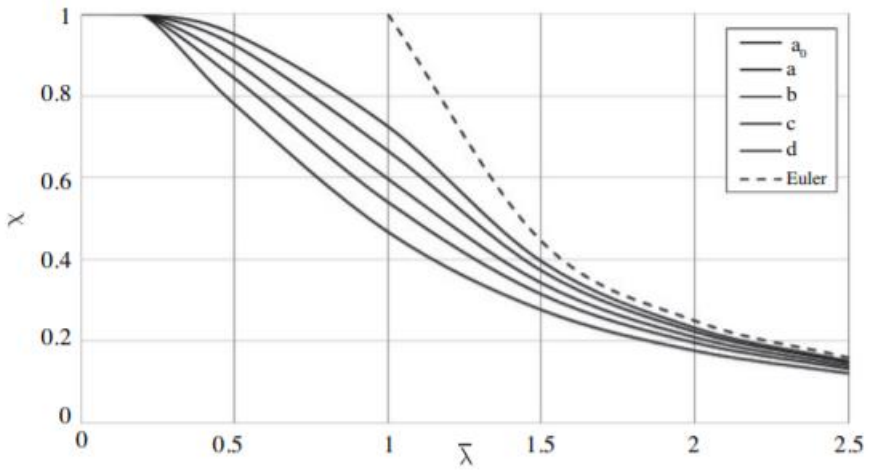


Figura 362. Curve di instabilità relative agli eurocodici e iperbole di Eulero.

Table 4.3. Selection of buckling curves [4.2]

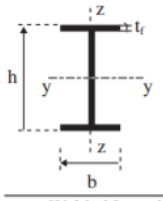
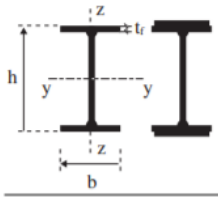
Cross-sections	*Limits*		*Buckling about axis*	*Buckling curve* S235 S460 *to* S420	
Rolled sections 	$h/b > 1.2$	$t_f \leqslant 40$ mm	*y-y*	*a*	a_0
			z-z	*b*	a_0
		40 mm $< t_f \leqslant 100$ mm	*y-y*	*b*	*a*
			z-z	*c*	*a*
	$h/b \leqslant 1.2$	$t_f \leqslant 100$ mm	*y-y*	*b*	*a*
			z-z	*c*	*a*
		$t_f > 100$ mm	*y-y*	*d*	*c*
			z-z	*d*	*c*
Welded I-sections 	$t_f \leqslant 40$ mm		*y-y*	*b*	*b*
			z-z	*c*	*c*
	$t_f > 40$ mm		*y-y*	*c*	*c*
			z-z	*d*	*d*

Figura 363. Curva di instabilità da considerare in base al tipo di acciaio, allo spessore della flangia e al rapporto tra altezza h e base b della sezione.

Come è facile intuire, le grandezze riportate dentro l'immagine sono state opportunamente esaminate e, si è definita come curva di instabilità relativa all'elemento, una curva "a", fornente appunto un fattore di imperfezione pari a 0,21. Seguono altre immagini, prese da (Vayas, Ermopoulos et all., 2018) e (Simões da Silva, Tankova et all., 2017), sempre volte a fornire criteri e motivazioni di scelta per quanto riguarda α_{LT}.

Table 11. Original Imperfection Factors for the New EC3 Method

Fabrication	Limits			Source and Method		
	[3]		EUROCODE 3	EUROCODE 3 GC; GC/f	EUROCODE 3 SC	nEC3
Rolled	h/b>1,2	t≤40mm	h/b>2.0 h/b≤2.0	0.34 0.21	0.49 0.34	$0.12\sqrt{\frac{W_{y,el}}{W_{z,el}}} \le 0.34$
		40mm<t≤100mm	h/b>2.0 h/b≤2.0	0.34 0.21	0.49 0.34	$0.12\sqrt{\frac{W_{y,el}}{W_{z,el}}} \le 0.34$
	h/b≤1,2	t≤100mm	h/b>2.0 h/b≤2.0	0.34 0.21	0.49 0.34	$0.16\sqrt{\frac{W_{y,el}}{W_{z,el}}} \le 0.49$

Figura 364. Criteri di scelta di α_{LT}, facenti capo a EC3 e presi da (Simões da Silva, Tankova et all., 2017).

Imperfection factor a_{LT}	Corresponding to European buckling curves, Table 4.2		
	Cross-section	*Limits*	*Buckling curve*
Assignment of cross-section to buckling curves	Rolled *I* sections	$h/b \leqslant 2$	*a*
		$h/b > 2$	*b*
	Welded *I* sections	$h/b \leqslant 2$	*c*
		$h/b > 2$	*d*
	Other		*d*

Figura 365. Rapporto h/b e "buckling curve" corrispondente (Vayas, Ermopoulos et all., 2018).

Una volta trovati i parametri λ_{LT} e α_{LT}, sono stati inseriti all'interno delle formule già viste (e riportate nell'immagine sottostante) per il calcolo dei fattori (vedi Φ_{LT} e χ_{LT}) definenti il momento resistente a LTB.

Design format	$M_{y,Ed} \leqslant M_{b,Rd}$	(4.45)
Design resistance	$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{y,pl,Rd}$ class 1 or 2 sections	(4.46a)
	$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{y,el,Rd}$ class 3 sections	(4.46b)
Reduction factor	$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leqslant 1$	(4.44)
	$\phi_{LT} = 0.5 \cdot (1 + a_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2)$	(4.43)
	$\bar{\lambda}_{LT} > 0.2$	
Relative slenderness	$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}$	(4.47)
	$W_y = W_{y,pl}$ class 1 or 2 sections $W_y = W_{y,el}$ class 3 sections	
Critical Moment	M_{cr} from Tables 4.4, 4.5, literature or numerical methods	

Figura 366. Formule di calcolo per $M_{b,Rd}$ (Vayas, Ermopoulos et all., 2018).

In alcuni casi, come si vedrà in dettaglio nelle prossime pagine, è stato preso in considerazione uno schema statico differente e, talvolta, un andamento del momento flettente non più costante. Per questi casi, sono stati utilizzati dei coefficienti correttivi, precedentemente menzionati.
Nell'immagine che segue, presa da (Vayas, Ermopoulos et all., 2018), si può notare come, il coefficiente χ_{LT} usato, nel caso in cui il fattore correttivo k_c, dipendente dallo schema strutturale, sia diverso da 1, venga sostituito da $\chi_{LT,mod}$ attraverso un parametro f, dipendente da k_c e λ_{LT}.

Design format	$M_{y,Ed} \leqslant M_{b,Rd}$		(4.45)
Design resistance	$M_{b,Rd} = \chi_{LT,\,\mathrm{mod}} \cdot M_{y,pl,Rd}$ class 1 or 2 sections		(4.48a)
	$M_{b,Rd} = \chi_{LT,\,\mathrm{mod}} \cdot M_{y,el,Rd}$ class 3 sections		(4.48b)
Reduction factor	$\chi_{LT} = \dfrac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leqslant 1$ and $\leqslant \dfrac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2}$		(4.51)
	$\phi_{LT} = 0.5 \cdot (1 + a_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2)$		(4.52)
	$\bar{\lambda}_{LT0} = 0.4$ $\beta = 0.75$ (maximal value)		
Modified reduction factor (optional)	$\chi_{LT,\,\mathrm{mod}} = \dfrac{\chi_{LT}}{f} \leqslant 1$		(4.49)
	$f = 1 - 0.5 \cdot (1 + k_c) \cdot [-12.0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2] \leqslant 1$		(4.50)
Correction factor k_c (SS =simply supported) (C =fixed)	Loading conditions	Support conditions	k_c
	M_A M_B $-1 \leqslant \psi = \frac{M_A}{M_B} \leqslant 1$		$\dfrac{1}{1.33 - 0.33\psi}$
	q	$SS - SS$	0.94
		$C - C$	0.90
		$SS - C$	0.91
	P	$SS - SS$	0.86
		$C - C$	0.77
		$SS - C$	0.82
Assignment of cross-section to buckling curves for a_{LT}	*Cross-section*	*Limits*	*Buckling curve*
	Rolled I sections	$h/b \leqslant 2$	b
		$h/b > 2$	c
	Welded I sections	$h/b \leqslant 2$	c
		$h/b > 2$	d
	Other		d

Figura 367. Differenti casi di carico e fattori correttivi associati.

È bene nominare, per quanto riguarda l'andamento del momento flettente sull'elemento studiato, il calcolo del parametro Ψ, estrapolato da (NTC, 2018).
Nell'immagine sottostante, è possibile vedere la formulazione relativa al parametro suddetto, estratta da una circolare delle Norme Tecniche sulle Costruzioni più aggiornate (2018), inerente alle costruzioni civili e industriali, con particolare attenzione a quelle in acciaio e alle relative verifiche.

$$\psi = 1.75 - 1.05 \cdot \frac{M_B}{M_A} + 0.3 \cdot \left(\frac{M_B}{M_A}\right)^2 \qquad [C4.2.31]$$

in cui M_A ed M_B sono i momenti flettenti agenti alle estremità della trave, con $|M_B| < |M_A|$.

Figura 368. Formulazione utilizzata per il calcolo del parametro Ψ, fornita dalle NTC18.

Di seguito, nelle prossime pagine, verranno presentati i quattro casi analizzati e i confronti di calcolo con i risultati di MIDAS, presentati in precedenza.

7.1 Primo caso: collegamento tra controventi (trave di 4m in solo acciaio e caso intermedio di trave in acciaio con soletta non reagente)

Il primo caso analizzato, in termini di calcolo con gli eurocodici e di confronto con i risultati offerti dal solutore FEM di MIDAS, è quello di una trave in solo acciaio, congiungente due controventi a X (posti a una distanza di 4m), posizionata nella prima campata, in corrispondenza del momento positivo. La sezione della trave è quella rappresentata dal concio numero 7, visibile nell'immagine sottostante e presentata anche nel paragrafo precedente.

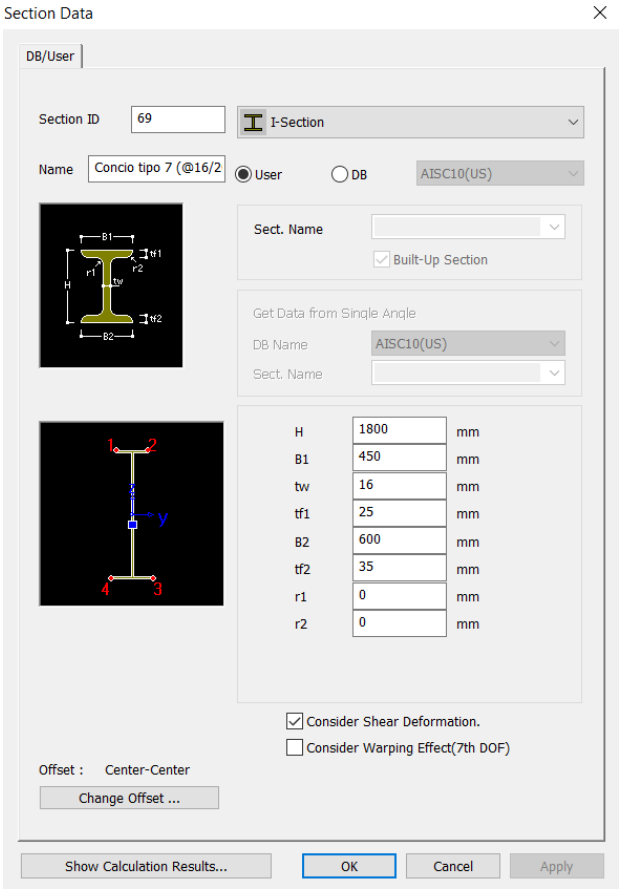


Figura 369. Concio n° 7: sezione.

Come già detto, attraverso il foglio di calcolo Excel, sono stati impostati i dati iniziali, inerenti alle caratteristiche geometriche, nonché alle proprietà meccaniche e, riportati nella pagina seguente.
Vengono esposti anche i calcoli successivi, improntati sulla determinazione del baricentro della sezione, attraverso l'utilizzo dei momenti statici e delle formule relative alla geometria delle aree.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE [mm]		
Hw	1740	
B1	450	
B2	600	
tw	16	
tf1	25	
tf2	35	
L	4000	

Figura 370. Caratteristiche geometriche dell'elemento studiato.

PROPRIETA' [MPa]	
E,steel	210000
v	0,3
G,steel	80769,23077
n	6,16251

Figura 371. Proprietà meccaniche dell'acciaio e coefficiente di omogeneizzazione n.

Da notare come, la terminologia utilizzata, corrisponda esattamente con quella presentata nella definizione della sezione del concio numero 7, onde evitare confusione.

AREE [mm^2] E MOMENTI STATICI [mm^3]			
A1	21000	TOTALI	
A2	27840		
A3	11250	A_tot [mm^2]	60090
S1Z	6300000,0		
S2Z	8352000		
S3Z	3375000	SZ_tot [mm^3]	18027000
S1Y	367500		
S2Y	25195200		
S3Y	20109375	SY_tot [mm^3]	45672075
COORDINATE BARICENTRO [mm]			
ZG	760,061158		
YG	300		

Figura 372. Calcolo Aree, Momenti Statici e Coordinate del Baricentro della sezione.

Una volta rintracciato il baricentro, attraverso le formulazioni inerenti al calcolo delle inerzie, considerando i vari momenti di trasporto e le regole facenti capo a Huygens-Steiner, sono stati trovati i seguenti risultati, relativi, rispettivamente alle inerzie I_z (inerzia attorno all'asse Z), I_y (inerzia attorno all'asse Y) e I_t (inerzia torsionale).

CALCOLO INERZIE [mm^4]		
Iz,steel	820437670	
Iy,steel	36188599941	
It,steel	28107046750	

Figura 373. Calcolo Inerzie.

Politecnico di Torino

Successivamente, una volta trovate le inerzie e confrontate con quelle fornite dal programma, si è provveduto a calcolare, attraverso le formulazioni esposte nel capitolo precedente, inerente ai procedimenti di calcolo relativi agli eurocodici, il momento critico M_{cr} dell'elemento in esame nonché, i vari fattori connessi. I calcoli sono riportati attraverso l'immagine seguente, presa da Excel. Vengono restituiti, come visibile, anche i valori dei parametri secondari ma, necessari al calcolo finale.

CALCOLO MOMENTO CRITICO [kN*m]			
Ψ	1	DOPPIO APPOGGIO	
μ0	100	MOMENTO COSTANTE	
I	0,494448938		
C1	1,005597715		
C2	0,00407554		
zmax	1039,938842		
k	1		
Mcr [kN*m]	493490,6428	Ma [N*mm]	3967820000
		Mb [N*mm]	3967820000

Figura 374. Calcolo Momento Critico M_{cr}.

È bene far presente come, sia stato scelto uno schema statico doppiamente appoggiato (con appoggi posti al centro dei controventi a X) e, sia stato preso in conto un andamento del momento flettente che, in uno spazio di 4m, rimane pressoché costante. Nell'immagine seguente, presa da MIDAS, è possibile vedere l'andamento del momento e i valori associati nella legenda, posta sulla destra. Tale immagine è circoscritta alla zona di interesse.

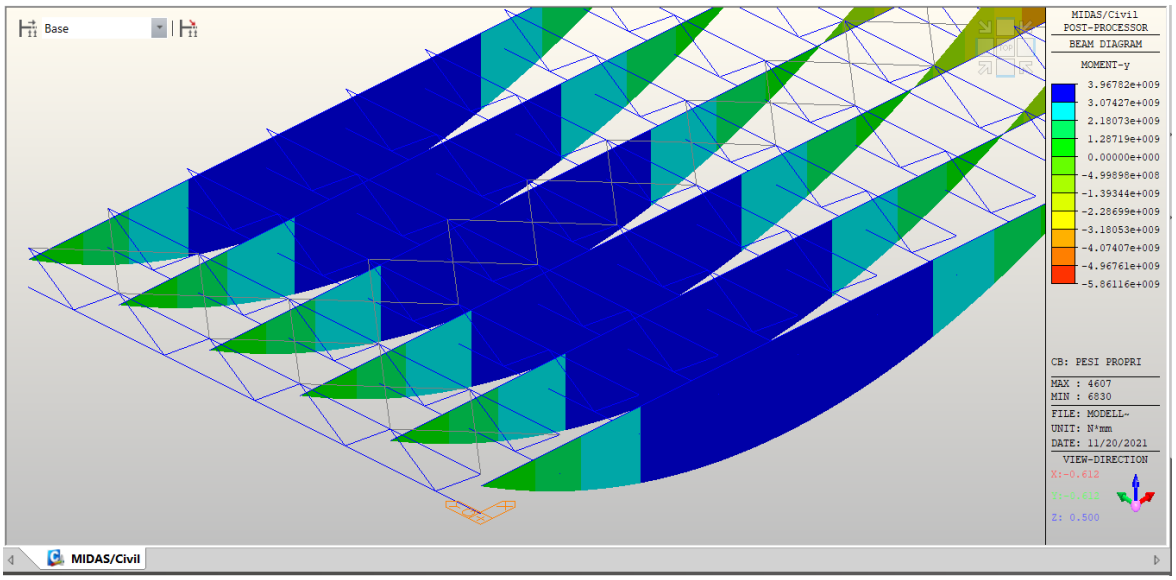


Figura 375. Andamento del momento flettente nella zona di interesse, circoscritta ai controventi a X nella prima campata.

Come è possibile vedere nell'immagine posta sopra, esponente i calcoli relativi al momento critico, il valore del suddetto è molto elevato, in virtù del fatto che, per instabilizzare l'elemento posto tra i due controventi, serve avere un valore sollecitante decisamente elevato.

Una volta svolti tutti questi passaggi, è stato calcolato il momento resistente a instabilità flesso-torsionale $M_{b,Rd}$, il quale è stato confrontato, coerentemente, con il valore estratto dai calcoli dell'analisi di "Steel Design", proposta da MIDAS, relativi all'elemento 6917, visto in precedenza nel caso di "Effetto dei pesi propri sulla struttura parziale (utilizzo di un secondo modello MIDAS semplificato)".

CALCOLO MOMENTO LTB [kN*m]		
Sy' [mm^3]	16109375	
Wy,pl [mm^3]	32218750	
Mpl [N*mm]	10397869318	
Mpl,MIDAS [N*mm]	10605151740	
fy [MPa]	355	
λLT	0,152240099	0,201
αLT	0,21	
ΦLT	0,5203055	
χLT	0,999781208	
kc	1	
γM1	1,1	
Mb,Rd [kN*m]	10395,59435	
Mb,Rd (MIDAS_CONCIO_N°7) [kN*m]	9641,047036	
ERRORE PERCENTUALE (%)	7,826404267	

Figura 376. Calcolo $M_{b,Rd}$ e confronto con risultati offerti da MIDAS.

È bene notare come i risultati siano confortanti, vista la vicinanza in termini di esito con il solutore FEM utilizzato. L'errore del 7,83% circa, rappresenta un valore decisamente accettabile in virtù del fatto che, i programmi agli elementi finiti hanno una precisione tale da tenere conto di ogni singolo dettaglio o fattore moltiplicativo, talvolta tralasciati da un calcolatore manuale.

È stato presentato, inoltre, un confronto per la sezione inerente alla fase intermedia composta da acciaio e soletta non reagente. Tale confronto è riportato nell'immagine sottostante, esplicitando anche la differenza percentuale con MIDAS. Da notare come, i valori di $M_{b,Rd}$ rimangano uguali al caso del solo acciaio: ciò che cambia è il moltiplicatore di carico, parallelamente al momento agente (che aumenta), visto il peso maggiore del calcestruzzo.

MIDAS	Mb,Rd_MIDAS [kNm]	EUROCODICI/FORMULE_SEMPLIFICATE	Mb,Rd_EC_FORMULE [kNm]	DIFFERENZE PERCENTUALI [%]
Controvento-controvento (4m-solo acciaio+soletta non reagente)	9641,05	Controvento-controvento (4m-solo acciaio+soletta non reagente)	10395,59	7,83

Figura 377. Confronto tra valore di $M_{b,Rd}$ calcolato con MIDAS e lo stesso valutatot con le formule degli eurocodici: la differenza è del 7,83%.

7.2 Secondo caso: collegamento tra controventi (trave di 4m a sezione mista acciaio-calcestruzzo)

Il secondo caso analizzato, molto simile al primo, si prefigge come scopo, la determinazione del momento resistente a instabilità flesso-torsionale e il conseguente confronto con i risultati presentati dal programma agli elementi finiti, Midas Civil 2021. A differenza del primo caso, è stata considerata una soletta reagente sopra la trave con funzione stabilizzante. La trave è, anche in questo caso, posizionata nella prima campata, soggetta a un momento flettente sollecitante positivo e ha una lunghezza, sempre, di 4m.
La sezione di riferimento è quella relativa al concio numero 5, presentata nell'immagine seguente.

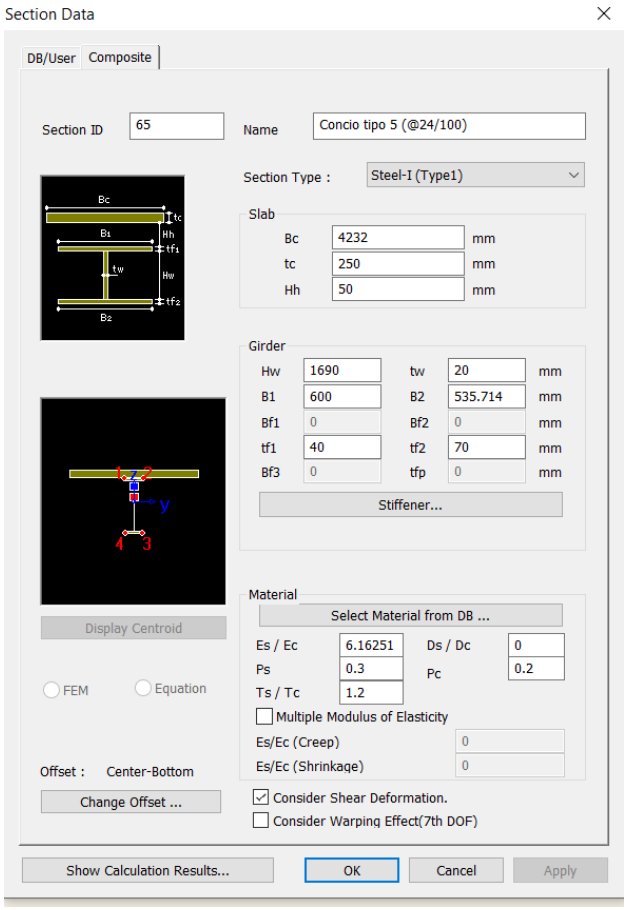


Figura 378. Concio n° 5: sezione.

Come nel caso precedente, anche qui, vengono presentati i dati di input (vedi pagina seguente), relativi, stavolta, alla sezione mista (stessa etimologia di MIDAS, onde evitare confusione), nonché le proprietà meccaniche (tra cui anche il coefficiente di omogeneizzazione n) connesse ad essa e ai materiali utilizzati: acciaio e calcestruzzo.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE [mm]	
Hw	1690
B1	600
B2	535,714
tw	20
tf1	40
tf2	70
Hh	50
Bc	4232
tc	250
L	4000

Figura 379. Caratteristiche geometriche dell'elemento studiato.

PROPRIETA' [MPa]	
E,steel	210000
v	0,3
G,steel	80769,23077
n	6,16251

Figura 380. Proprietà meccaniche dell'acciaio e coefficiente di omogeneizzazione n.

Successivamente, si è provveduto al calcolo delle coordinate baricentriche attraverso il computo fondamentale delle aree e dei momenti statici, considerando, stavolta, anche il contributo della soletta in calcestruzzo, attraverso il coefficiente di omogeneizzazione n, posto pari a 6,16251.

AREE [mm^2] E MOMENTI STATICI [mm^3]			
A1	37499,98	TOTALI	
A2	33800		
A3	24000		
A4	171683,2914	A_tot [mm^2]	266983,2714
S1Z	11249994		
S2Z	10140000		
S3Z	7200000		
S4Z	51504987,42	SZ_tot [mm^3]	80094981,42
S1Y	1312499,3		
S2Y	30927000		
S3Y	42720000		
S4Y	339074500,5	SY_tot [mm^3]	414033999,8
COORDINATE BARICENTRO [mm]			
ZG	1550,786301		
YG	300		

Figura 381. Calcolo Aree, Momenti Statici e Coordinate del Baricentro della sezione.

Trovato il baricentro, attraverso le note formule di Huygens-Steiner e le nozioni relative alla geometria delle aree, è stato possibile ricavare i momenti di inerzia attorno all'asse Z (I_z), all'asse Y (I_y) e quello relativo alla torsione (I_t).

CALCOLO INERZIE [mm^4]		
Iz,tot	2,25733E+11	
Iy,tot	1,43555E+11	
It,tot	35829511871	

Figura 382. Calcolo Inerzie.

Il passaggio successivo è stato, anche in questo caso, quello di trovare il momento critico M_{cr} che, come si può vedere nell'immagine seguente risulta molto più alto del caso precedente, in virtù del fatto che, la soletta stabilizzante posta superiormente va ad impedire ancor di più l'instabilità che, già di per sé, era di difficile attivazione nel caso di trave di 4m di solo acciaio, controventata agli estremi.

CALCOLO MOMENTO CRITICO [kN*m]			
Ψ	1	DOPPIO APPOGGIO	
μ0	100	MOMENTO COSTANTE	
l	0,494448938		
C1	1,005597715		
C2	0,00407554		
zmax	549,2136993		
k	1		
Mcr [kN*m]	9184914,775	Ma [N*mm]	14942900000
		Mb [N*mm]	14942900000

Figura 383. Calcolo Momento Critico M_{cr}.

Anche qui, è possibile vedere come, lo schema strutturale utilizzato sia rappresentato da un doppio appoggio (in corrispondenza dei controventi a X) e il momento considerato sia costante e positivo.
Nell'immagine presentata nella pagina seguente, presa da MIDAS, è possibile vedere un dettaglio della zona interessata, del relativo diagramma di momento agente, nonché dei valori dello stesso, presentati sulla destra e evidenziati dal solito contour sulla struttura.

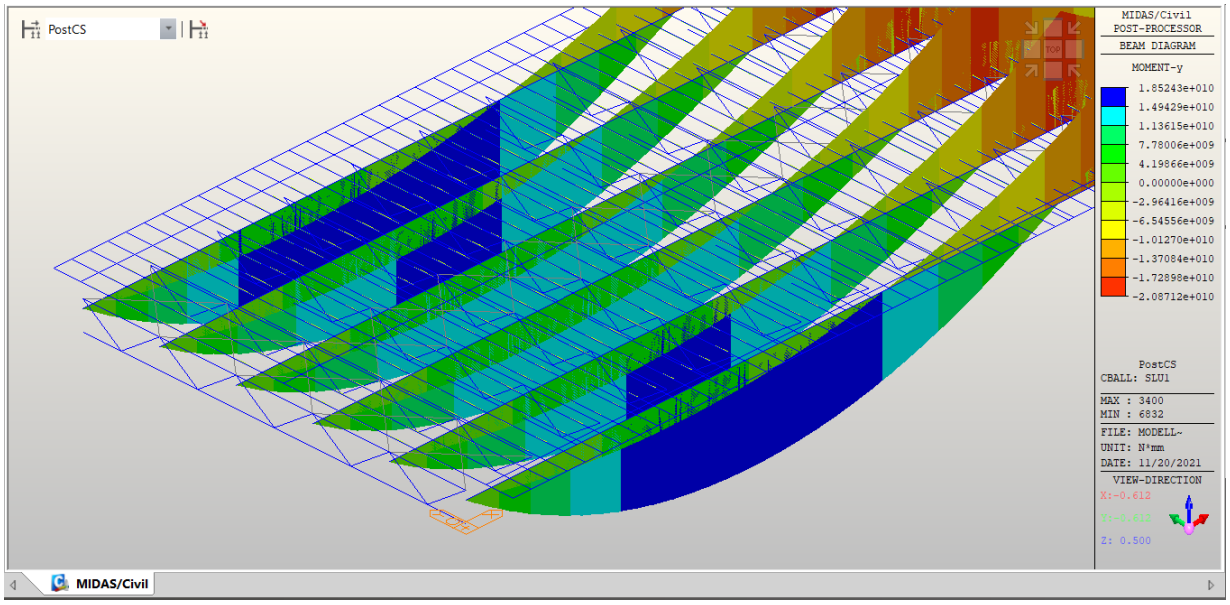


Figura 384. Andamento del momento flettente nella zona di interesse, circoscritta ai controventi a X nella prima campata.

Infine, vengono presentati i calcoli relativi alla determinazione del momento resistente a instabilità flesso-torsionale $M_{b,Rd}$. Anche qui, è presente un confronto di risultati con quelli presi da MIDAS (attraverso la funzione "Composite Design"), inerenti all'elemento 5280, in sezione mista, facente capo al concio numero 5 e, presentati nel caso di "Effetto di un inviluppo a Stato Limite di Collasso (SLC) sulla struttura completa".
La differenza di risultati del 2,97% tra le due metodologie di calcolo prese in considerazione, risulta sinonimo della validità di computo portata avanti, grazie alle formule degli eurocodici.

CALCOLO MOMENTO LTB [kN*m]		
Sy' [mm^3]	45076176,45	
Wy,pl [mm^3]	90152352,89	
Mpl [N*mm]	29094622979	
fy [MPa]	355	
λLT	0,059028962	0,201
αLT	0,21	
ΦLT	0,5203055	
χLT	0,999781208	
kc	1	
γM1	1,1	
Mb,Rd [kN*m]	29088,25732	
Mb,Rd (MIDAS_CONCIO_N°5) [kN*m]	29979,48	
ERRORE PERCENTUALE (%)	3,06385724	

Figura 385. Calcolo $M_{b,Rd}$ e confronto con risultati offerti da MIDAS.

7.3 Terzo caso: trave singola in acciaio su campata centrale (37,75m)

Il terzo caso, con la finalità, a titolo di computo, di mostrare il momento resistente a lateral-torsional buckling di una trave appena posizionata sul ponte, è rappresentato dal calcolo della stessa, singola, in solo acciaio, appena collocata sulla campata centrale (37,75m) dell'impalcato in questione. Essendo costituita solamente da acciaio strutturale, si è fatto riferimento alla sezione del concio numero 7, già presentata in precedenza e di seguito richiamata da una immagine.

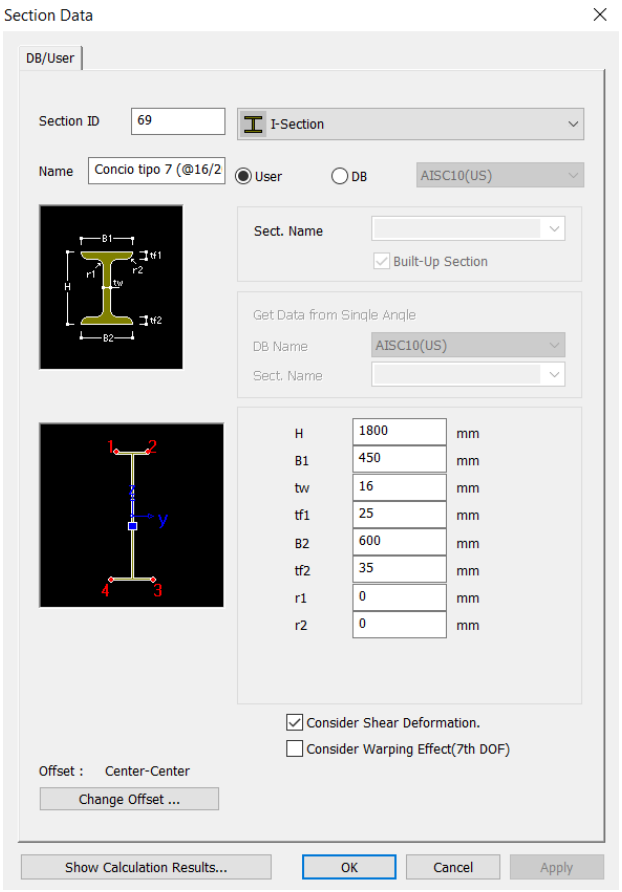


Figura 386. Concio n° 7: sezione.

Il procedimento per arrivare al risultato finale di $M_{b,Rd}$ passa, anche in questo caso dall'inserimento dei dati di input, relativi alle caratteristiche geometriche e alle proprietà meccaniche dell'acciaio strutturale utilizzato.
Sono visibili, nelle immagini presentate nella pagina seguente, i dati inerenti a summenzionate caratteristiche e proprietà, nonché il coefficiente di omogeneizzazione, stavolta però, non utilizzato.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE [mm]		
Hw	1740	
B1	450	
B2	600	
tw	16	
tf1	25	
tf2	35	
L	37750	

Figura 387. Caratteristiche geometriche dell'elemento studiato.

PROPRIETA' [MPa]	
E,steel	210000
v	0,3
G,steel	80769,23077
n	6,16251

Figura 388. Proprietà meccaniche dell'acciaio e coefficiente di omogeneizzazione n.

Una volta introdotti i dati iniziali, è stato possibile valutare le coordinate del baricentro, subito dopo aver computato le aree e i rispettivi momenti statici dell'elemento in esame, lungo stavolta 37,75m ma, sempre facente capo alla sezione del concio numero 7.

AREE [mm^2] E MOMENTI STATICI [mm^3]			
A1	21000	TOTALI	
A2	27840		
A3	11250	A_tot [mm^2]	60090
S1Z	6300000,0		
S2Z	8352000		
S3Z	3375000	SZ_tot [mm^3]	18027000
S1Y	367500		
S2Y	25195200		
S3Y	20109375	SY_tot [mm^3]	45672075
COORDINATE BARICENTRO [mm]			
ZG	760,061158		
YG	300		

Figura 389. Calcolo Aree, Momenti Statici e Coordinate del Baricentro della sezione.

Definite le coordinate baricentriche, è stato possibile valutare le varie inerzie (I_z, I_y e I_t), sempre attraverso le formule facenti capo a Huygens-Steiner.
Nella pagina seguente sono mostrati i risultati.

CALCOLO INERZIE [mm^4]		
Iz,steel	820437670	
Iy,steel	36188599941	
It,steel	28107046750	

Figura 390. Calcolo Inerzie.

Anche in questo caso, una volta estratti tutti i dati necessari, è stato possibile ricavare il valore del momento critico M_{cr}, stavolta considerando uno schema strutturale doppiamente incastrato, in corrispondenza delle pile del ponte. L'andamento di momento flettente garantisce un valore identico agli estremi dello stesso, che fa rimanere invariato il coefficiente Ψ, rispetto ai casi precedenti.

CALCOLO MOMENTO CRITICO [kN*m]			
Ψ	1	DOPPIO INCASTRO	
μ0	100	|Ma|=|Mb|	
l	0,494448938		
C1	1,005597715		
C2	0,00407554		
zmax	1039,938842		
k	1		
Mcr [kN*m]	52333,2878	Ma [N*mm]	-929232000
		Mb [N*mm]	-929232000

Figura 391. Calcolo Momento Critico M_{cr}.

È possibile vedere come, il valore del momento critico, sia decisamente più basso dei casi precedenti, a testimonianza del fatto che, è molto più facile instabilizzare flesso-torsionalmente tale trave di 37,75m, in queste condizioni, piuttosto che una trave di 4m vincolata da controventi alle estremità o la stessa con, in aggiunta, una soletta stabilizzante sopra. I valori negativi dei momenti alle estremità fanno intuire il fatto che si tratti di uno schema strutturale doppiamente incastrato, visibile nell'immagine posta nella pagina seguente, con annessi contour e valori del momento, descritti sulla destra.

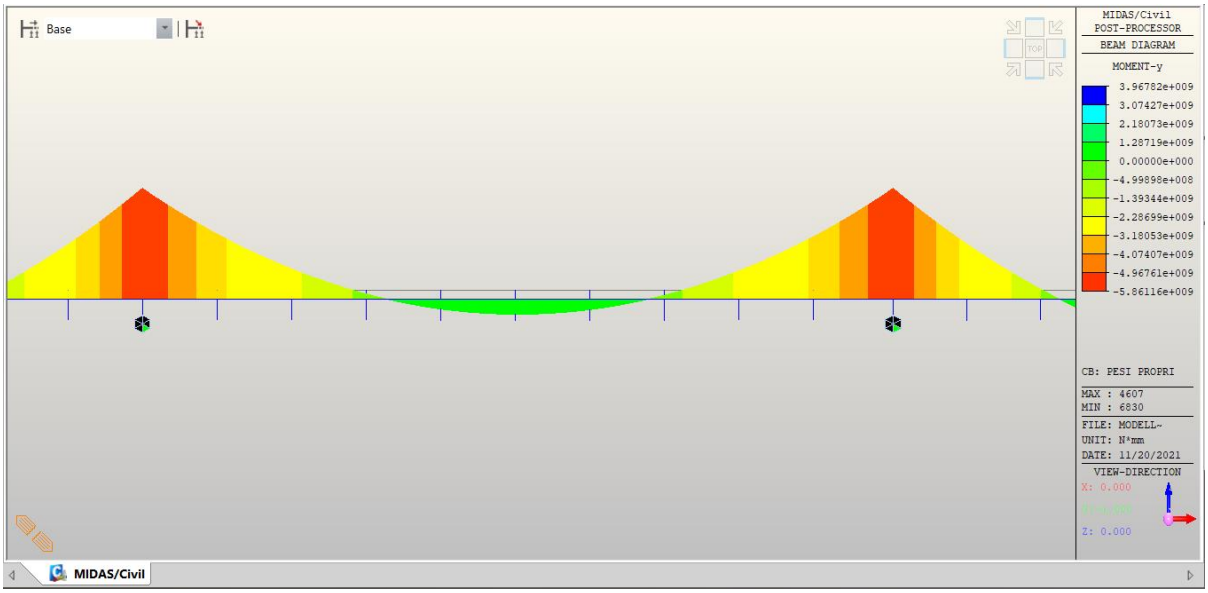


Figura 392. Andamento del momento flettente nella zona di interesse, circoscritta alla campata centrale (37,75m).

Come ultimo passaggio, a titolo di calcolo, è stato computato il momento resistente a lateral-torsional buckling $M_{b,Rd}$, facendo attenzione ai parametri di modifica da utilizzare (vedi $\chi_{LT,mod}$), dovuti alle differenti condizioni di vincolo supposto.
Di seguito, l'immagine contenente i calcoli svolti, presa da Excel.

CALCOLO MOMENTO LTB [kN*m]		
Sy' [mm^3]	16109375	
Wy,pl [mm^3]	32218750	
Mpl [N*mm]	10397869318	
fy [MPa]	355	
λLT	0,467497734	
αLT	0,34	
ΦLT	0,65475168	
χLT	0,898336902	
kc	0,9	
f	2,260358429	
χLT,mod	0,397431173	
γM1	1,1	
Mb,Rd [kN*m]	4132,437401	

Figura 393. Calcolo $M_{b,Rd}$.

Viene ad essere proposto, in questo e nel prossimo caso, a titolo di esempio e applicazione delle formule viste negli studi tecnico-scientifici presentati in precedenza, il calcolo del momento resistente del sistema di travi dell'impalcato (relativamente a una campata), tenendo conto del fatto che esso è composto da sei travi. La formula utilizzata è quella presente in Eq. (7), riproposta come Eq. (61).

Eq. (61) $$M_g = \frac{\pi^2 * s * E}{L^2} * \sqrt{I_y * I_x}$$

dove E è il modulo di elasticità, I_x è il momento di inerzia dell'asse forte di una singola trave, I_y il momento di inerzia sull'asse debole, L la lunghezza della campata e s la spaziatura tra le travi. La distanza s viene sostituita con la distanza tra le due travi esterne per sistemi di travi con più di due travi. M_g dato dall'Eq. (61) è il momento resistente totale del sistema di travi (sei).
Di seguito viene presentato il risultato per la campata centrale (37,75m), fornito da Excel. In questo caso, s è pari a 21,16m.

s [mm]	21160
Mg [kN*m]	167690,8934

Figura 394. Valore del momento resistente del sistema di travi (sei) nel caso della campata centrale (37,75m).

Da notare come, il valore del momento resistente M_g, facente capo al sistema di sei travi, sia decisamente più alto del momento resistente $M_{b,Rd}$, relativo a un'unica trave, in virtù del fatto che, si è tenuto conto di un "sistema collegato", molto più stabile e resistente all'instabilità flesso-torsionale.

7.4 Quarto caso: trave singola in acciaio su prima campata (37,125m), confronti vari sulle sei travi dell'impalcato (in fase 1, 2, 3) e sulle prime due posizionate (fase 1)

Il quarto e ultimo caso analizzato, è volto allo studio di una trave singola in acciaio, posizionata nella prima campata del ponte (37,125m) e alla determinazione del momento resistente a lateral-torsional buckling. Anche in questo caso, nonostante la lunghezza dell'elemento differisca dai casi precedentemente visti, la sezione di riferimento rimane quella relativa al concio solamente in acciaio, il numero 7, richiamata nell'immagine sottostante.

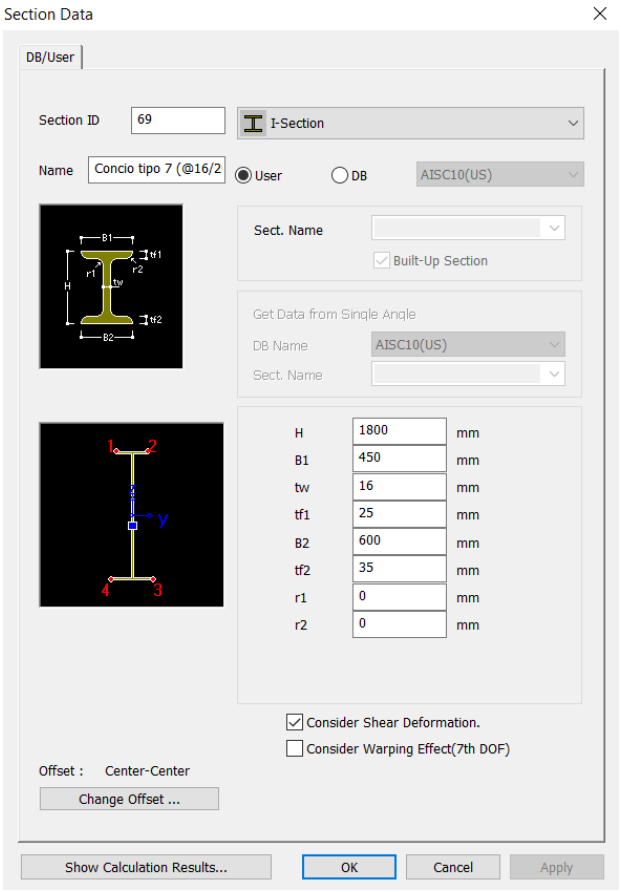


Figura 395. Concio n° 7: sezione.

Prima di andare a calcolare i vari valori di M_{cr} e $M_{b,Rd}$, sono stati introdotti i dati relativi alle caratteristiche geometriche e quelli relativi alle proprietà meccaniche dell'acciaio, nonché il coefficiente di omogeneizzazione, seppur non utilizzato in questo caso.

Di seguito, vengono riportati i dati di input dell'elemento in esame, preannunciati nella pagina precedente.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE [mm]		
Hw	1740	
B1	450	
B2	600	
tw	16	
tf1	25	
tf2	35	
L	37125	

Figura 396. Caratteristiche geometriche dell'elemento studiato.

PROPRIETA' [MPa]	
E,steel	210000
v	0,3
G,steel	80769,23077
n	6,16251

Figura 397. Proprietà meccaniche dell'acciaio e coefficiente di omogeneizzazione n.

Avendo a disposizione i dati di partenza forniti dalle immagini sopra riportate, sono state valutate, attraverso una attenta attuazione delle formule di Huygens-Steiner, le coordinate baricentriche della sezione in esame, partendo sempre, dalla definizione delle aree e dei momenti statici della stessa.

AREE [mm^2] E MOMENTI STATICI [mm^3]			
A1	21000	TOTALI	
A2	27840		
A3	11250	A_tot [mm^2]	60090
S1Z	6300000,0		
S2Z	8352000		
S3Z	3375000	SZ_tot [mm^3]	18027000
S1Y	367500		
S2Y	25195200		
S3Y	20109375	SY_tot [mm^3]	45672075
COORDINATE BARICENTRO [mm]			
ZG	760,061158		
YG	300		

Figura 398. Calcolo Aree, Momenti Statici e Coordinate del Baricentro della sezione.

Computate le coordinate del baricentro, sono state trovate, in successione, le inerzie relative all'asse Z (I_z), all'asse Y (I_y) e, quella relativa alla torsione (I_t).
L'immagine nella pagina successiva esplicita i risultati trovati su Excel.

CALCOLO INERZIE [mm^4]		
Iz,steel	820437670	
Iy,steel	36188599941	
It,steel	28107046750	

Figura 399. Calcolo Inerzie.

Il passaggio successivo è stato, come negli altri casi, quello di trovare il momento critico M_{cr} dell'elemento in esame, facendo attenzione al fatto che, stavolta, la trave posizionata si trova nella campata iniziale (37,125m) e, non più in quella centrale (37,75m). Il momento critico, anche in questo caso è risultato più basso, evidenziando la condizione sfavorevole rappresentata da una sola trave in acciaio posizionata sull'impalcato. Il valore di suddetto momento risulta, come visibile nell'immagine sottostante, più basso del caso della campata centrale, evidenziando, dunque, una maggior criticità del sistema appoggio-incastro, presente nella situazione ora studiata, rispetto a quella del caso precedente. Il rapporto percentuale tra i due momenti critici, pari al 136% circa, evidenzia un 36% in più di sicurezza strutturale per la campata centrale, dovuta alla morfologia del diagramma di momento sollecitante, sulla stessa.
Di seguito le immagini relative al calcolo del momento critico e al rapporto percentuale rispetto allo stesso momento calcolato nel caso precedente.

CALCOLO MOMENTO CRITICO [kN*m]			
Ψ	1,75	APPOGGIO-INCASTRO	
μ0	100	|Ma|>|Mb|	
I	0,948874404		
C1	0,725906418		
C2	0,002941992		
zmax	1039,938842		
k	1		
Mcr [kN*m]	38414,58062	Ma [N*mm]	-929232000
		Mb [N*mm]	0

Figura 400. Calcolo Momento Critico M_{cr}.

Mcr [kN*m]	38414,58062
Mcr,37.75m [kN*m]	52333,2878
RAPPORTO Mcr (%)	136,2328755

Figura 401. Rapporto percentuale tra i momenti critici delle due situazioni viste: campata di 37,75m (doppio incastro) e campata di 37,125m (incastro-appoggio).

Nell'immagine presentata nella pagina seguente è possibile vedere la zona dell'impalcato interessata, con un valore di momento all'incastro esplicitato dal contour e dalla legenda, visibili sulla destra.

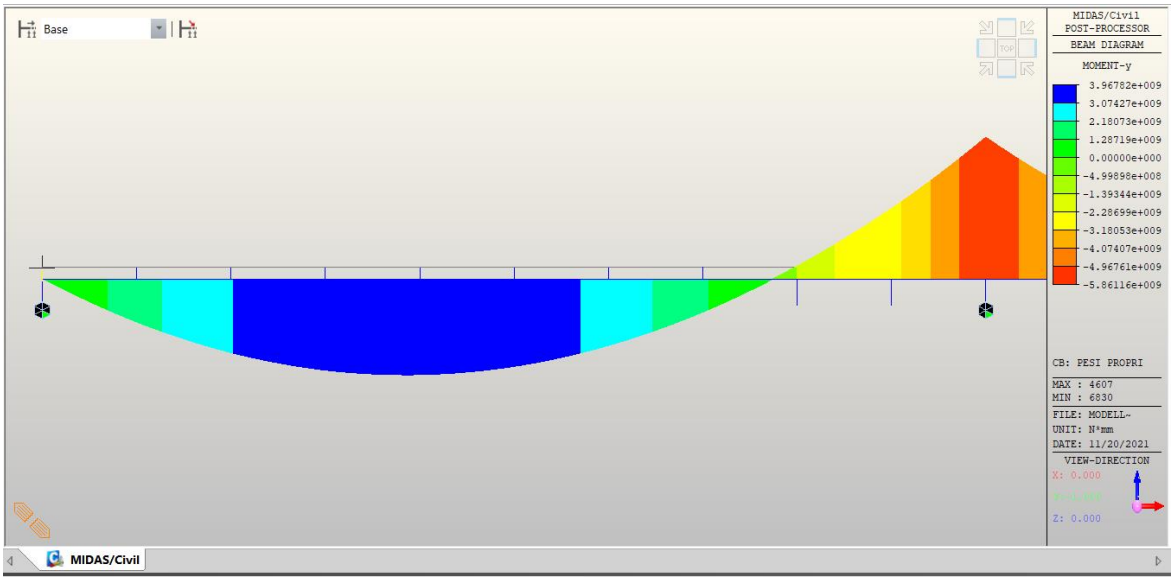


Figura 402. Andamento del momento flettente nella zona di interesse, circoscritta alla campata iniziale (37,125m).

Infine, è stato possibile calcolare, tenendo conto dei vari coefficienti modificatori (vedi $\chi_{LT,mod}$), il momento resistente a lateral-torsional buckling. Il valore trovato risulta più basso del caso della campata centrale, sempre per questioni legate all'andamento del momento flettente. Risulta, infatti, come visibile nelle immagini seguenti, una sicurezza maggiore in termini di resistenza flesso-torsionale per quanto concerne la campata intermedia, rispetto a quella iniziale, come dimostrato dalle percentuali del rapporto calcolato, esplicitante un 20% in più in termini di $M_{b,Rd}$ per quanto riguarda il caso facente capo a uno schema a doppio incastro.

CALCOLO MOMENTO LTB [kN*m]	
Sy' [mm^3]	16109375
Wy,pl [mm^3]	32218750
Mpl [N*mm]	6568284233
fy [MPa]	355
λLT	0,545657931
αLT	0,21
ΦLT	0,685165372
χLT	0,909468563
kc	0,91
f	1,741346118
χLT,mod	0,522279031
γM1	1,1
Mb,Rd [kN*m]	3430,477123

Figura 403. Calcolo $M_{b,Rd}$.

Mb,Rd [kN*m]	3430,477123
Mb,Rd,37.75m [kN*m]	4132,437401
RAPPORTO Mb,Rd (%)	120,4624678

Figura 404. Rapporto percentuale tra i momenti resistenti a LTB delle due situazioni viste: campata di 37,75m (doppio incastro) e campata di 37,125m (incastro-appoggio).

Anche in questo caso, basandosi sempre sull'Eq. (61), vista nel caso precedente e proposta, nelle trattazioni scientifiche anteriormente esposte, come Eq. (7), si può risalire, per la campata iniziale (37,125m), a un momento resistente M_g, relativo al sistema di travi (sei) caratterizzanti l'impalcato studiato.
Di seguito, viene proposto il risultato relativo al momento M_g, calcolato con Excel. Anche qui, il parametro s è pari a 21,16m.

s [mm]	21160
Mg [kN*m]	173384,578

Figura 405. Valore del momento resistente del sistema di travi (sei) nel caso della campata iniziale (37,125m).

In modo simile al caso precedente, è possibile notare come, il valore del momento M_g, relativo al sistema di sei travi sia molto più elevato rispetto al momento resistente $M_{b,Rd}$, inerente alla singola trave.
Volendo valutare un rapporto, in termini di M_g, tra i due ultimi casi visti, si trova che, il caso della campata laterale (37,125m) è di circa il 3% superiore, rispetto alla campata centrale (37,75m). Questo fatto è dovuto, chiaramente, alla differenza di luci. È bene ricordare che, la precisione del calcolo in questo rapporto è differente rispetto a quello svolto sulla singola trave, viste le formule utilizzate sulla stessa, molto più dettagliate. Tale calcolo è stato svolto, lo si ricorda, per una formula semplificata a titolo di esempio applicativo e, come tale, deve essere interpretato.
Di seguito i risultati.

Mg, 37.75m [kN*m]	167690,8934
Mg, 37.125m [kN*m]	173384,578
RAPPORTO Mg (%)	3,39534514

Figura 406. Rapporto tra i valori di M_g trovati (campata laterale e centrale).

È chiaro che, i risultati relativi alla campata lunga 37,125m possono essere estesi alla gemella, diametralmente opposta.

Politecnico di Torino

Successivamente, sono stati proposti dei calcoli di confronto tra le sei travi in acciaio del ponte (calcolate con MIDAS) e quelle calcolate con la formula semplificata appena vista. Il tutto è stato ripetuto considerando le travi in acciaio caricate anche dalla soletta non reagente e in ultima analisi, considerando la soletta reagente. È possibile vedere, nelle immagini sottostanti come, la differenza tra i vari $M_{b,Rd}$ aumenti all'aumentare delle condizioni (introduzione della soletta). Questo, è sinonimo del fatto che, la formula utilizzata sia molto semplificata e diverga, appunto, dai risultati di MIDAS. I casi relativi al solo acciaio e acciaio con soletta non reagente, mostrano che, sebbene il momento resistente all'instabilità sia uguale, ciò che cambia è il momento agente, che sarà più alto nel secondo caso, visto il maggio peso. Tutto ciò si ripercuote in una diminuzione del moltiplicatore critico. L'ultimo caso, invece, fa vedere come, ci sia un incremento vistoso di resistenza, dovuto al fatto che la soletta reagente fornisce maggior resistenza.

MIDAS	Mb,Rd_MIDAS [kNm]	EUROCODICI/FORMULE_SEMPLIFICATE	Mb,Rd_EC_FORMULE [kNm]	DIFFERENZE PERCENTUALI [%]
Sei travi (tre campate-solo acciaio)	109017,58	Sei travi (tre campate-solo acciaio)	167690,89	53,82
Sei travi (tre campate-solo acciaio+soletta non reagente)	109017,58	Sei travi (tre campate-solo acciaio+soletta non reagente)	167690,89	53,82
Sei travi (tre campate-acciaio+calcestruzzo reagente)	17403411,60	Sei travi (tre campate-acciaio+calcestruzzo reagente)	5720366,86	60,14

Figura 407. Confronto tra MIDAS e formula semplificata per le sei travi dell'impalcato.

Infine, a titolo di esempio e confronto, è stato proposto il calcolo con la formula semplificata appena vista, relativo a due travi (invece di sei), in modo da rappresentare la situazione iniziale in cui solo due travi erano state posizionate e collegate dai controventi a K. Chiaramente, la situazione presentata è quella relativa al solo acciaio, visto che il calcestruzzo viene genericamente gettato solo dopo aver posizionato tutto l'impalcato.

MIDAS	Mb,Rd_MIDAS [kNm]	EUROCODICI/FORMULE_SEMPLIFICATE	Mb,Rd_EC_FORMULE [kNm]	DIFFERENZE PERCENTUALI [%]
Due travi (tre campate-solo acciaio)	29570,26	Due travi (tre campate-solo acciaio)	34676,92	17,27

Figura 408. Confronto tra MIDAS e formula semplificata per le prima due travi dell'impalcato.

8 Conclusioni

In questo lavoro di tesi si è trattato il problema dell'instabilità flesso-torsionale (in inglese *lateral-torsional buckling*) nei ponti a travata in acciaio con soletta collaborante in calcestruzzo. Dopo aver esposto i più noti collassi di ponti reali avvenuti a causa di tale fenomeno e i principali approcci normativi, si è passati all'analisi di un caso studio: un'opera che andrà ad essere costruita realmente in Sardegna, con tre campate da circa 37 m di luce ciascuna. Per le verifiche dettagliate ci si è avvalsi degli strumenti di modellazione, analisi e verifica strutturale forniti dal codice agli elementi finiti "MIDAS Civil 2021". Oltre ai risultati forniti in forma tabellare, gli strumenti grafici del programma sono stati d'ausilio nella visualizzazione e identificazione delle deformate critiche. Per alcuni calcoli di raffronto, invece, si sono utilizzate le formule degli eurocodici o altre formulazioni semplificate proposte in letteratura. Questi ultimi calcoli sono stati eseguiti con Excel.

Sul modello completo in MIDAS, sono state innanzitutto eseguite tutte le verifiche allo stato limite ultimo per le sollecitazioni di flessione, taglio e torsione, rispetto ai carichi di progetto permanenti e variabili.

Rispetto all'instabilità flesso-torsionale, sono state analizzate le tre seguenti fasi:

- Fase 1: sole travi in acciaio (una singola trave, due travi + controventi, tutte e sei le travi + controventi);
- Fase 2: sei travi in acciaio + controventi + soletta in c.a. non reagente (calcestruzzo ancora fresco);
- Fase 3: sei travi in acciaio + controventi + soletta in c.a. reagente (calcestruzzo indurito).

Per ogni singola fase, sono state eseguite le verifiche sia rispetto all'instabilità "globale" (tutta la campata), sia rispetto a quella "locale" (tra due controventi consecutivi, posti a una distanza di 4 m circa).

Determinati i momenti resistenti rispetto all'instabilità flesso-torsionale, è stato ottenuto il moltiplicatore critico con riferimento ai momenti agenti. Nelle fasi 1 e 2, i momenti agenti sono dovuti ai soli carichi permanenti di peso proprio (solo acciaio in fase 1, acciaio + c.a. in fase 2). Nella fase 3, i momenti agenti sono stati valutati con riferimento alla compresenza dei carichi permanenti menzionati sopra e dei carichi variabili di traffico veicolare.

I risultati delle analisi di stabilità sono riassunti nelle tabelle riportate nella pagina successiva, tramite immagini.

MIDAS	Mb,Rd_MIDAS [kNm]	λcr_MIDAS	EUROCODICI/FORMULE_SEMPLIFICATE	Mb,Rd_EC_FORMULE [kNm]	λcr_EC_FORMULE	DIFFERENZE PERCENTUALI [%]
			Trave singola (a mano) per tutta la campata (37,75m)	4132,44	4,45	-
			Trave singola (a mano) per tutta la campata (37,125m)	3430,48	3,69	-
Due travi (tre campate-solo acciaio)	29570,26	35,16	Due travi (tre campate-solo acciaio)	34676,92	41,23	17,27
Sei travi (tre campate-solo acciaio)	109017,58	117,32	Sei travi (tre campate-solo acciaio)	167690,89	180,46	53,82
Controvento-controvento (4m-solo acciaio)	9641,05	480,66	Controvento-controvento (4m-solo acciaio)	10395,59	518,28	7,83

LEGENDA	
	caso più sicuro
	caso meno sicuro

Figura 409. Risultati delle analisi di stabilità (fase 1) e legenda dei casi più sicuri e meno sicuri contro l'instabilità flesso-torsionale.

MIDAS	Mb,Rd_MIDAS [kNm]	λcr_MIDAS	EUROCODICI/FORMULE_SEMPLIFICATE	Mb,Rd_EC_FORMULE [kNm]	λcr_EC_FORMULE	DIFFERENZE PERCENTUALI [%]
Sei travi (tre campate-solo acciaio+soletta non reagente)	109017,58	18,60	Sei travi (tre campate-solo acciaio+soletta non reagente)	167690,89	28,61	53,82
Controvento-controvento (4m-solo acciaio+soletta non reagente)	9641,05	1,64	Controvento-controvento (4m-solo acciaio+soletta non reagente)	10395,59	1,77	7,83

LEGENDA	
	caso più sicuro
	caso meno sicuro

Figura 410. Risultati delle analisi di stabilità (fase 2) e legenda dei casi più sicuri e meno sicuri contro l'instabilità flesso-torsionale.

MIDAS	Mb,Rd_MIDAS [kNm]	λcr_MIDAS	EUROCODICI/FORMULE_SEMPLIFICATE	Mb,Rd_EC_FORMULE [kNm]	λcr_EC_FORMULE	DIFFERENZE PERCENTUALI [%]
Sei travi (tre campate-acciaio+calcestruzzo reagente)	17403411,60	833,85	Sei travi (tre campate-acciaio+calcestruzzo reagente)	5720366,86	520,69	60,14
Controvento-controvento (4m-acciaio+calcestruzzo reagente)	29979,48	1,65	Controvento-controvento (4m-acciaio+calcestruzzo reagente)	29088,26	1,60	3,06

LEGENDA	
	caso più sicuro
	caso meno sicuro

Figura 411. Risultati delle analisi di stabilità (fase 3) e legenda dei casi più sicuri e meno sicuri contro l'instabilità flesso-torsionale.

Come si evince dalle tabelle riportate nella pagina precedente, la condizione più critica nella fase 1 è rappresentata dall'instabilità globale della singola trave, non ancora controventata. Nelle fasi 2 e 3, invece, la verifica più gravosa è quella nei confronti dell'instabilità delle porzioni di trave comprese tra una coppia di controventi consecutivi.

In definitiva, dai calcoli effettuati è emerso che la struttura presenta sufficienti margini di sicurezza rispetto all'instabilità flesso-torsionale, sia nella configurazione finale sia durante le varie fasi costruttive intermedie. Inoltre è emerso che i risultati ottenuti mediante le analisi agli elementi finiti sono stati ragionevolmente validati mediante l'applicazione di formule semplificate.

Ringraziamenti

…Al termine di questo lungo viaggio scientifico, è bene riconoscere che questo lavoro di tesi non è nato per caso. Quello che trovate scritto qui, infatti, è il frutto di anni di studi, motivazioni, letture, discussioni. Un percorso come questo non è una coincidenza, né può essere mai ricondotto ad un unico "Grazie!". Vorrei perciò esprimere riconoscenza, a tutte le persone che, all'interno del mio percorso di studi, mi hanno fatto appassionare alla Matematica, alla Fisica, alla Scienza delle Costruzioni, me l'hanno insegnata, fatta capire.

*Dico grazie all'**Azienda "LTG – Studio Tecnico Associato di Ingegneria e Architettura**", al titolare, l'**Ing. Matteo Lusso** e all'**Ing. Luigi Aledda**, per il materiale di supporto e il confronto garantitomi in questi mesi, ai miei relatori, il **Prof. Ing. Bernardino Chiaia**, il **Dott. Ing. Gianfranco Piana**, per avermi ispirato e corretto in questa appassionante opera che in misura, seppur minuta, cerca di mostrare ciò che di infinitamente affascinante c'è dentro questo splendido ramo accademico.*

Alcuni compagni di liceo, amici, colleghi, docenti liceali e accademici, autori di libri e articoli scientifici, sarebbero troppi i nomi da citare: spero vi riconosciate da soli, non offendetevi.

Oltre a questo grazie collettivo, vorrei offrirne anche qualcuno individuale.

*Dico grazie alle persone che ho conosciuto nel Tempio dell'Ingegneria Piemontese, il Politecnico, a cominciare dal mio super collega, **Luca**, per le intuizioni, i confronti e lo scambio di idee su ogni problema e ogni esame, dalla triennale ad oggi.*

*Al **Lorenzo di Cavour**, per tutte le chiamate in sessione, le travi iperstatiche risolte insieme, le ansie pre-esami e le pause pranzo con il piatto forte, quello principe dell'abbuffata: Cemento Armato.*

*Al **Lorenzo di Thiesi**, per le infinite nottate passate a studiare Sismica, Strade, Fondazioni… sempre sperando nella fortuna della domanda giusta ma mai affidandoci completamente ad essa, per le birre da amico fidato e i sogni del futuro professionale.*

*A **Francesco**, per i progetti in soffitta, i disegni, i plastici, ma soprattutto, i consigli e le correzioni che mai mi ha fatto mancare, studiando insieme.*

Dico grazie a chi, nella mia vita sportiva, vissuta parallelamente all'università, mi ha sempre dato manforte.

*Grazie al **Mio Allenatore**, **Francesco Crabolu**, per avermi istruito sull'arte del Combattere, della Guerra, per avermi supportato e sopportato in questi ultimi tre anni.*

*Grazie al Mio Allenatore Storico, un **Secondo Padre** per me, **Massimo**, per la pazienza e la continua, instancabile coscienza con cui ancora oggi mi dona preziosi suggerimenti: fanno la differenza.*

*Grazie a **Gianpietro**, per le risate, le trasferte, le esultanze, i personali "doppi" e le ansie che solo chi studia e si allena ad alti livelli può capire fino in fondo.*

*Grazie a **Matteo**, per lo scambio di vedute "intelligenti" e motivanti che non mi ha mai negato, per le opinioni diverse, che ha sempre capito.*

*Grazie a **Mio Padrino**, perché quel "Go Beast and Hear Me", tuona nella mente ogni giorno che mi alleno, studio e, sono nel mondo del "Mens Sana in Corpore Sano": non potevo non incontrarti lì.*

*Grazie a **Michele**, il **Fratello Piccolo** di Corso Bramante, per le discussioni, le paure condivise, la nostalgia di casa e della "Nugoro Amada", le confessioni che solo con un Amico come te può capire.*

*Al **Mio Migliore Amico**, **Simone**, per avermi donato tutto l'amore che aveva in questi anni, per avermi stimolato su tutto, avermi difeso in pubblico, vantato oltre ogni misura, ma detto la verità in privato. Per essere il mio braccio destro più fermo (e che braccio!), essere cresciuto con me in branco e avere un patto di sangue. Per avermi urlato "Tu vali!", quando nemmeno io ci credevo più.*

*A **Mio Fratello**, **Paolo**, per aver condiviso con me tutto, in questi anni, dalla doccia al cibo, dalle sconfitte alle vittorie, dalle lacrime ai sorrisi, dall'Atletica allo Studio. Il sudore sportivo abbinato allo stress intellettivo, la determinazione, l'attitudine alla fatica smisurata, il motto "Eat, Sleep, Train, Repeat", sono cose che solo io e te capiamo fino in fondo e questo mi piace da morire, è meraviglioso.*

*In tutto questo percorso, un sentito grazie va alla **Mia Famiglia**, per avermi accompagnato da quando ero infinitamente piccolo ad ora, che sono diventato grande.*

*Grazie ai **Miei Cugini**, ai **Miei Due Figliocci**, **Matteo** e **Ignazio**, per farmi divertire nell'applicare le regole di un atto sacro che sta non nell'Essere, ma nel Fare, il Padrino.*

*Grazie a **Mia Comare** e **Mio Compare**, per l'infinito bene che mi hanno mostrato dall'inizio, per avermi accolto in casa loro come se ci fossi nato, per aver accettato l'affidamento nelle mie mani di un compito importante, liturgico.*

*Grazie a **Zio Ninni** e **Zia Elisabetta**, per avermi insegnato con Pazienza e Amore, che la strada della calma è sempre la più giusta, per avermi stimolato, accompagnato e donato tutto il bene del mondo, anche quando non me lo meritavo, o vi facevo preoccupare oltremodo.*

*Grazie a **Zia Tamara** e **Zio Roberto**, per la positività, il punto di vista differente, la visione aperta alla vita che invidio e cerco sempre di assimilare a più non posso ogni volta che vi vedo. Per i doni, non materiali, di Amore, Felicità e… Libertà!, che mi trasmettete da sempre e per sempre.*

*A **Zia Katiuscha** e **Zio Fabio**, per l'idea della vita, fatta di Psiche e Buddismo, intrecciati in un Amore che solo chi è un fortunato nipote può ricevere. Consigli, chiamate, esultanze ai traguardi, tutte contentezze che hanno accompagnato la mia vita: ve ne sono grato.*

*Grazie a **Diddi**, per l'attaccamento, quasi viscerale che mi trasmette anche con uno sguardo, per essere la Personalità più energica che conosca, per le similitudini, non solo estetiche, che vedo ma, soprattutto, sento ogni giorno.*

*Grazie a **Mia Madrina**, per l'animo agguerrito che, nelle sue battaglie Vinte e Convinte mi ha trasmesso fin da piccolo.*

*Grazie a **Zietta**, **Ale** e **Antonello** per le infinite attenzioni che non mi hanno mai fatto mancare, per i sorrisi mai negati, anche quando abbiamo sofferto e pianto, insieme.*

*Dico grazie alla **Mia Nonnina**, **Francesca**, per la cucina fiabesca e i vizi consentiti, per tutti i sorrisi, l'affetto, le considerazioni che mi ha dato per ventisei anni, per le chiamate da lontano, le avvertenze e le preghiere che sempre e comunque mi piace pensare mi proteggano da tutto.*

*A **Mio Nonno Tore**, per le battute, lo spirito, l'attitudine a scherzare e divertirsi nonostante le avversità della vita. Per dimostrarmi da anni che, oltre la direzione del sacrificio, della professione, esistono i folleggi, le barzellette, esiste la vita ironica.*

*Ma soprattutto voglio ringraziare una persona che non c'è più, per le chiacchierate, i confronti, i pettegolezzi e i racconti di una Sardegna Dura, Verace e Bandita che mi affascinavano oltre ogni logica. Le telefonate il fine settimana, il sentirmi sempre protetto e difeso da Te, anche quando sbagliavo tutto. L'amore ancestrale, solo questo e questo bastava: Grazie **Nonna**.*

L'ultimo grazie, lo metto sopra ogni cosa.

*Alla **Mia Sorellina**, per i battibecchi focosi, i bronci, le sfuriate, ma anche le risate, gli abbracci, gli sguardi che parlano da soli. Per essere la mia copia bella, senza difetti (o quasi). Per le protezioni dovute e sentite che ho cercato di darti fin da bambina. Per le liti, la casa a ferro e fuoco quando iniziavamo a giocare, ma del resto si sa, "cane e gatto, ma lo stesso modo di camminare…"*

*A **Mio Padre**, per l'esempio, costante, di serietà, onestà, ordine, disciplina. Per i rimproveri, i litigi esasperanti, ma poi le lacrime, gli abbracci, quelli autentici. Per avermi incoraggiato alla partenza di questo lungo viaggio, con le parole, dette col cuore, fonte indistruttibile nonché linfa vitale della determinazione che mi ha portato fin qui: non le dimenticherò mai.*

*A **Mia Madre**, per le Discussioni e le Strette Forte al Petto, per i Litigi e le Carezze, per essere sempre sul piede di Guerra ma con un Amore che va oltre ogni cosa, per essere, insieme, Nero e Bianco. Per avermi sempre detto "Coro e' Mama", avermi elevato a Campione anche quando fallivo nell'Atletica, per essere ancora qui, a consigliarmi sull'abito, con protezione, incessante.*

Senza aver tralasciato nessuno di non considerevole, sono queste le persone che hanno reso possibile il mio percorso, dall'Inizio alla Fine.

*Con questi ultimi grazie, i più importanti, chiudo quest'opera, riconoscendo a **tutti Voi**, ma a Loro in particolare, i **Miei Genitori**, la presenza e il costante quanto fondamentale supporto datomi in questi anni e, cercando di rendergli omaggio, dedico a Essi, tutte queste pagine…*

Con Amore,

Elias

Bibliografia

Ahmed Rageh, Emad Salem, Hussein Abbas, "*Inelastic Stability of Marcy Bridge (Case Study)*", 2016

Ákos Sapkás, László P. Kollár, "*Lateral-torsional buckling of composite beams*", 2002

Alberto Carpinteri, "*Scienza delle Costruzioni 2*", 1992

Björn Åkesson, "*Understanding Bridge Collapses*", 2008

Elvise Berchio, Filippo Gazzola, "*A qualitative explanation of the origin of torsional instability in suspension bridges*", 2014

EN 1994-1-1 (2004) (English), Eurocode 4, "*Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*", 2004

Federal Highway Administration, NHI Course Number 130102 Reference Manual, Publication No. FHWA-NHI-15-044, "*Engineering for Structural Stability in Bridge Construction*", 2015

George C. Lee, Satish B. Mohan, Chao Huang, Bastam N. Fard, "*A Study of U.S. Bridge Failures (1980-2012)*", 2013

Hassan Mehri, Roberto Crocetti, "*Bracing of Steel-Concrete Composite Bridge During Casting of the Deck*", 2012

Hassan Mehri, Roberto Crocetti, "*Scaffolding Bracing of Composite Bridges during Construction*", 2016

Ioannis Vayas, John Ermopoulos, George Ioannidis, "*Design of Steel Structures to Eurocodes*", 2018

Jamilur Reza Choudhury, Ariful Hasnat, "*Bridge collapses around the world: Causes and mechanisms*", 2015

Ji-Shuang Tan, Khalid Elbaz, Zhi-Feng Wang, Jack Shui Shen, Jun Chen, "*Lessons Learnt from Bridge Collapse: A View of Sustainable Management*", 2020

Jong S. Park, J. Michael Stallings, M. ASCE, "*Lateral-Torsional Buckling of Stepped Beams with Continuous Bracing*", 2005

Liwei Han, Todd A. Helwig, M. ASCE, "*Elastic Global Lateral-Torsional Buckling of Straight I-Shaped Girder Systems*", 2020

Luís Simões da Silva, Trayana Tankova, Liliana Marques, Carlos Rebelo, Andreas Taras, "*Safety Assessment of EUROCODE 3 Stability Design Rules for the Lateral-Torsional Buckling of Prismatic Beams*", 2017

Nicolas Boissonnade, Louis Guy-Cajot, Mike Haller, Jean-Pierre Jaspart, Julies Mathieu, "*Developement of a General Method for the Verification of Composite Beams against Lateral Torsional Buckling in the Erection Phase*", 2005

***"Norme Tecniche sulle Costruzioni"* (NTC), 2018**

Peter Collin, Martin Nilsson, Jens Häggström, "*International Workshop on Eurocode 4-2, Composite Bridges*", 2011

Pham H. Kien, Hitoshi Yamada, Hiroshi Katsuchi, Eiichi Sasaki, "*Study on Static and Dynamic Instability of Super Long-Span Cable-Stayed Bridges*", 2015

Renato José Vacas Guedes, "*Lateral buckling in steel-concrete composite beams*", 2014

Rodrigo Gonçalves, David Henriques, Dinar Camotim, "*Recent Developments in the GBT-Based Numerical Modeling of Steel-Concrete Composite Beams*", 2016