



AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI PAVIA

“S.P. 185 Bereguardo - Garlasco”: Interventi di manutenzione straordinaria del ponte sul fiume Ticino a Bereguardo

CUP I47H21004230001

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

Dati di riferimento committente:

Intestatario Provincia di Pavia
Indirizzo P.zza Italia 2
Città 27100 Pavia (PV)

Dati di riferimento edificio:

Indirizzo Ponte di barche sul Ticino
Città S.P. 185 Bereguardo - Garlasco
Bereguardo (PV)

Dati di riferimento progetto:

Società Studio di Ingegneria Ing. Stefano Baroni
Data del progetto 01/07/2026
Commessa di lavoro 25102
Tecnico incaricato Ing. Stefano Baroni

H									
G									
F									
E									
D									
C									
B									
A	01/07/2026	Prima emissione			MG	MG	SB		
REV.	DATA	OGGETTO REVISIONE			RED.	VER.	APP.	APP. COMM.	

01/07/2026

Data

Dott. Ing. Stefano Baroni

Firma del progettista



SOMMARIO

1. Premessa.....	5
2. Normativa di riferimento	6
3. Descrizione dell'Opera.....	7
3.1 Inquadramento generale	7
3.2 Documentazione di riferimento	7
3.3 Descrizione dell'opera nello stato attuale	9
3.4 Destinazione d'uso, classe d'uso e periodo di riferimento dell'azione sismica.....	11
4. Indagini conoscitive	12
4.1 Analisi Storica.....	12
4.2 Campagna di rilievo	13
4.3 Sintesi delle prove in situ	13
4.4 Indagini geognostiche	13
5. Descrizione degli interventi	14
6. Materiali.....	15
6.1 Materiali esistenti	15
6.1.1 Acciaio da carpenteria	15
6.2 Materiali di progetto.....	15
6.2.1 Acciaio da carpenteria	15
6.2.2 Materiali per calcestruzzo armato gettato in opera.....	15
7. Durabilità e prescrizioni dei materiali.....	17
7.1 Carpenteria metallica.....	17
7.1.1 Trattamento protettivo anticorrosione	17
7.2 Calcestruzzo gettato in opera	18
7.3 Copriferro minimo	19
8. Carichi	20

8.1	Analisi dei carichi	22
8.1.1	Azioni statiche.....	22
8.1.2	Carico da Neve	25
8.2	Carico da vento	26
8.2.1	Pericolosità sismica di base del sito di costruzione	27
8.2.2	Stato limite di salvaguardia della vita	33
9.	Codici di calcolo	34
10.	Verifiche globali	35
10.1	Modello geometrico e strutturale per le analisi	35
1.1	Carichi applicati.....	39
10.2	Combinazioni di carico	42
10.3	Sollecitazioni	45
10.4	Verifiche.....	50
10.4.1	Report verifiche	50
10.4.2	Trave HEA300 impalcato.....	51
10.4.3	Trave HEA220 impalcato.....	52
10.4.4	Trave IPE180 impalcato	53
10.4.5	Trave HEA300 campata ingresso	54
10.4.6	Trave HEA220 campata ingresso	55
10.4.7	Trave HEB180 campata ingresso	56
10.4.8	Montante campata ingresso.....	57
10.4.9	Corrente superiore campata ingresso	58
10.4.10	Diagramma sfruttamento	59
10.4.11	Tabulato di calcolo.....	62
11.	Verifiche Locali.....	121
11.1	Verifica Lamiera impalcato	121

11.1.1	Lamiera tipo Hi Bond A55/P600 sp. 10 mm con getto collaborante $h_{tot} = 10$ cm	121
11.1.2	Lamiera tipo A75/P570 sp. 12 mm	123
12.	Verifiche sui pali.....	125
12.1	Descrizione delle strutture – Pali.....	125
12.2	Materiali dei pali	127
12.3	Azioni	127
12.3.1	Spinta della corrente.....	127
12.3.2	Pressione del vento.....	128
12.3.3	Definizione del tiro dei tiranti sul palo	128
12.3.4	Azione sismica	130
12.3.5	Caratteristiche del terreno	132
12.3.6	Modello numerico	133
13.	Verifiche sui galleggianti	145
13.1	Descrizione delle strutture - Barca	145
13.2	Calcolo dell'affondamento.....	146
13.3	Effetto idrodinamico sui Galleggianti	147
14.	Conclusioni.....	149

1. PREMESSA

La presente costituisce la relazione sulle strutture del progetto esecutivo per la realizzazione delle campate galleggianti intermedie del ponte di barche per l'attraversamento del fiume Ticino in località Bereguardo, comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica, in accordo con le prescrizioni contenute nel capitolo 10 del Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni". Relativamente al progetto in oggetto il documento descrive in particolare le modalità operative di applicazione della normativa vigente.

Le fasi di progetto, analisi, calcolo e verifica sono state svolte a "regola d'arte" dal progettista, secondo i dettami della scienza e tecnica delle costruzioni. Per verificare gli elementi strutturali e le sezioni sollecitate dalle azioni di modello ed al fine di garantire la sicurezza della costruzione è stato utilizzato il metodo agli stati limite, rispettando le prescrizioni previste dalle normative di riferimento elencate nel documento. Si riporta di seguito in proposito l'insieme delle verifiche strutturali, atte a garantire la resistenza ed il comportamento della struttura sia in condizioni di esercizio che sotto l'azione di eventi di carico straordinari.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Tutti gli interventi previsti sono stati progettati in osservanza alla legislazione tecnica italiana ed europea vigente.

Norme regionali

- L.R. 33/2015 – “Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche”
- D.g.r. 30 Marzo 2016 – n. X/5001 – “Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l’esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica”

Norme Nazionali

- D.M. Infrastrutture e Trasporti 17/01/2018: “Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circ. Min. LL.PP. 21/01/2019, n. 7: “Istruzioni per l’applicazione delle norme tecniche per le costruzioni”.
- Norme Tecniche CNR 10011: “Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, e la manutenzione.”

Norme Europee

- UNI EN 1990: “Eurocodice 0. Criteri generali di progettazione strutturale”.
- UNI ENV 1991-1: “Eurocodice 1. Basi di calcolo ed azioni sulle strutture. Parte 1: Basi di calcolo.”
- UNI ENV 1991-2-1: “Eurocodice 1. Basi di calcolo ed azioni sulle strutture. Parte 2-1: Azioni sulle strutture - Massa volumica, pesi propri e carichi imposti.”
- UNI ENV 1991-2-4: “Eurocodice 1. Basi di calcolo ed azioni sulle strutture. Parte 2-4: Azioni sulle strutture - Azioni del vento.”
- UNI ENV 1992-1-1: “Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.”
- UNI ENV 1992-1-6: “Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-6: Regole generali - Strutture di calcestruzzo non armato.”
- UNI ENV 1993-1-1: “Eurocodice 3. Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”
- UNI ENV 1998-1-1: “Eurocodice 8. Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 1-1: Regole generali - Azioni sismiche e requisiti generali per le strutture.”
- UNI ENV 1998-1-2: “Eurocodice 8. Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 1-2: Regole generali per gli edifici.”
- UNI ENV 1998-1-4: “Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 1-4: Regole generali - Rafforzamento e riparazione degli edifici.”

3. DESCRIZIONE DELL'OPERA

3.1 INQUADRAMENTO GENERALE

L'opera in oggetto si concretizza nel ponte su barche sul Ticino sito presso Bereguardo.



Vista satellitare dell'opera

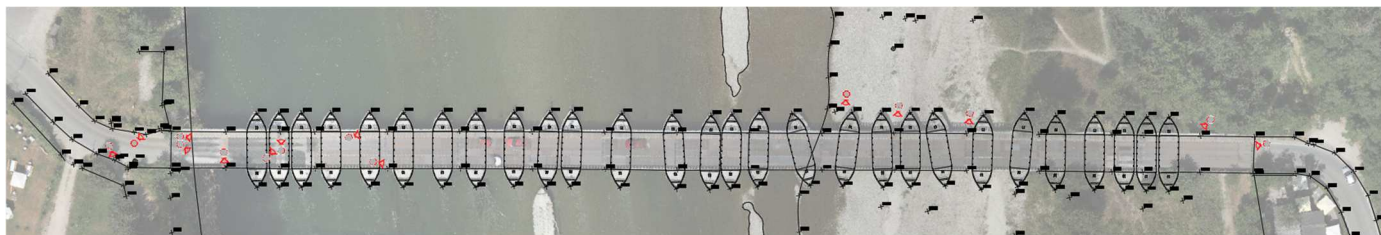
3.2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

Di seguito vengono elencati i documenti di riferimento forniti dalla committenza:

- **Progetto Originale:**
 - Computo metrico progetto (1998)
 - Estratto SAL – Indicazione pali
 - Indagine geognostica preliminare (1993)
 - Relazione Calcolo Galleggianti - Parte 1 (1998)
 - Relazione Calcolo Galleggianti - Parte 2 (1998)
 - Relazione Calcolo Pali (1998)
 - Relazione di Collaudo
 - Relazione Generale (1998)
 - Relazione Geologica - Parte 1(1993)

- Relazione Geologica - Parte 2 (1993)
- Relazione Geotecnica (1998)
- **Elaborati grafici allegati al Progetto Originale**
 - Tavola “Chiatte Abbinate”
 - Tavola 5A, “Pali di ancoraggio in alveo: Particolare Giunto strisciante”
 - Tavola 6, “Galleggiante tipo: Carpenteria”
 - Tavola 7, “Carpenteria Campata galleggiante”
 - Tavola 8, “Carpenteria campata galleggiante terminale”
 - Tavola 9 “Campata di approdo; Particolari dei collegamenti”
 - Tavola 9 bis, “Campata di Approdo: Carpenteria controvento”
- **Progetto 1998 Dardano – Nocca**
 - Relazione tecnica
 - Relazione tecnica di calcolo dei galleggianti
 - Relazione tecnica – figure allegate alla relazione finale
 - Relazione tecnica di calcolo – Impalcato e sistema di sollevamento

3.3 DESCRIZIONE DELL'OPERA NELLO STATO ATTUALE



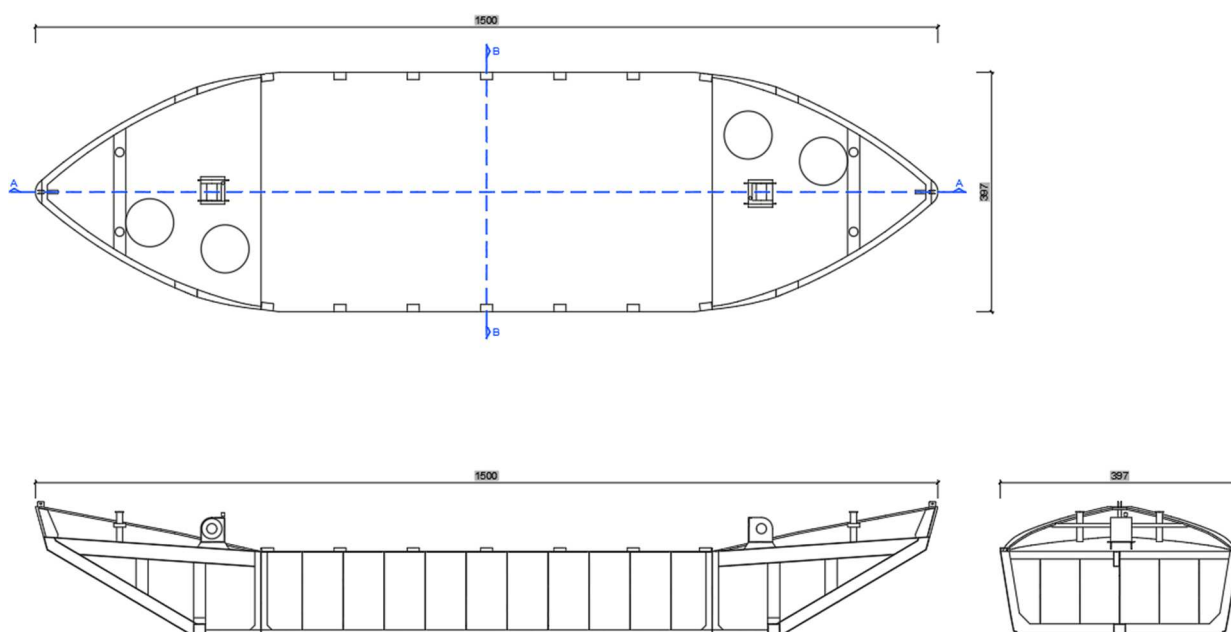
Planimetria del ponte di barche

Il manufatto in esame è un ponte semi-galleggiante di lunghezza complessiva di 224 metri, realizzato nel 1946 nello stesso sito di un preesistente ponte di chiatte, distrutto durante la seconda guerra mondiale. L'attuale impalcato è appoggiato, poste ad una distanza di circa 6m l'una dall'altra.

Il collegamento con la terraferma è costituito da rampe articolate, movimentate con sistemi di sollevamento manuali per l'adeguamento al livello del fiume.

L'ancoraggio delle barche in alveo è infine ottenuto tramite una serie di funi di ormeggio, poste sia a monte che a valle, concorrenti ad una doppia fila di pali in cemento armato; i pali e le funi di monte assolvono principalmente alla funzione di equilibrare la spinta idrodinamica della corrente, mentre quelli di valle svolgono la funzione di veri e propri stabilizzatori trasversali.

Le barche su cui poggia l'impalcato sono 28, due per ciascuna campata da 14,8 e 21 metri, e 1 per ciascuno delle sezioni più piccole da 6 metri. Il numero di barche in acqua o in secca è variabile a seconda della stagionalità e della portata del fiume.



Pianta e prospetti della singola barca

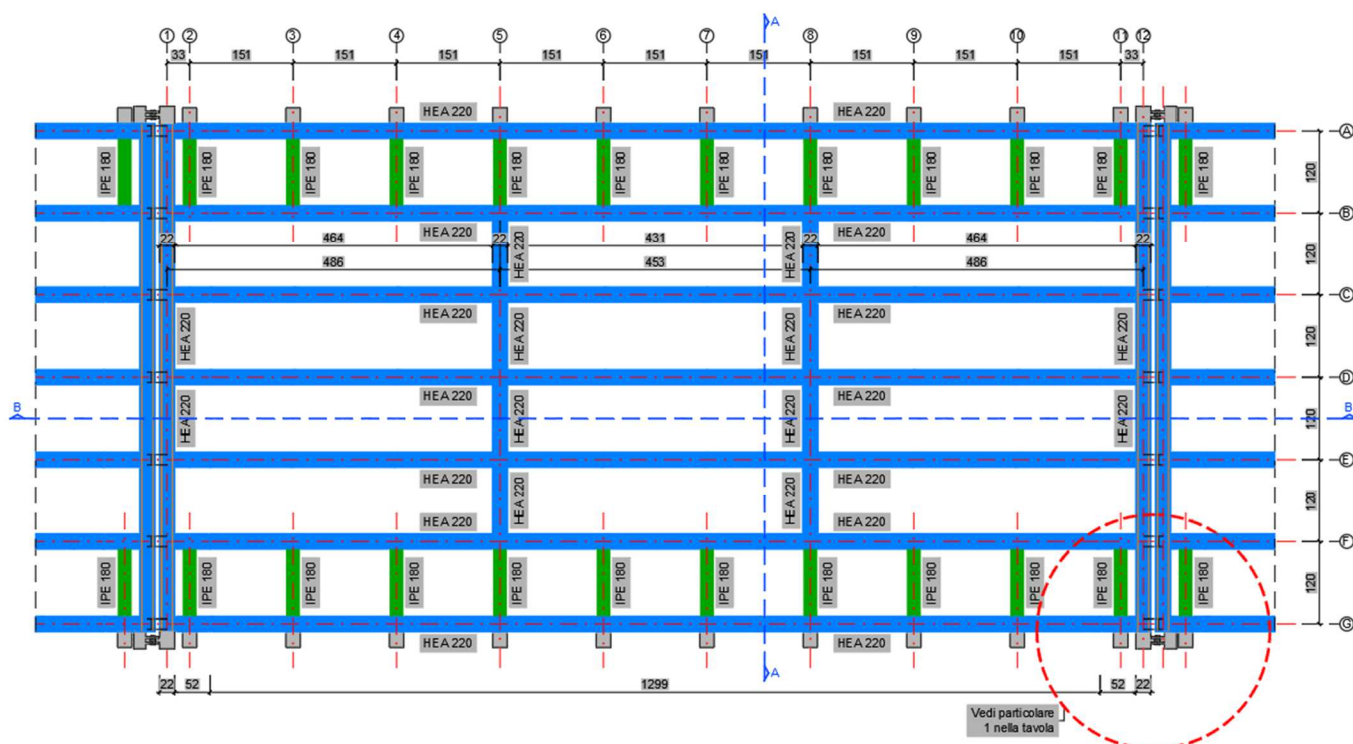
Ciascuna porzione dell'impalcato è composta da una struttura a graticcio composta da 7 travi in acciaio con profilo HEA220 con interasse di 1,2 metri e da 2 traversi, sempre HEA220, alle estremità della campata. Tra la trave di bordo lato a valle e la trave adiacente sono presenti traversi in acciaio con profilo IPE180 e interasse pari a 1,5 metri. Al di sopra della struttura a graticcio è posta una lamiera grecata, di altezza pari a 75 mm e spessore 1,8 mm, sulla quale poggia il piano viario composto da due ordini di tavolato in legno di spesso 50mm ciascuno.

La larghezza dell'impalcato è di 7,2 metri, esclusi i parapetti. Di questa larghezza 1,2 metri sono occupati dal marciapiede rialzato (su un solo lato), poggiante su travetti di sezioni IPE200 e piano calpestabile realizzato come indicato in precedenza. La restante larghezza di 6 metri è occupata dalla carreggiata stradale a doppio senso di marcia. I giunti tra le campate sono realizzati in acciaio.

La sezione trasversale dell'impalcato è larga 7.2 m ed è composta da una carreggiata a due corsie di 3.0 m; oltre che da un marciapiede pedonale da 1.2 m posto a monte.

Il piano viario è costituito da una lamiera grecata, sostenuta da sette travi longitudinali HEA 220 distanti 120 cm l'una dall'altra.

Lungo l'impalcato, il ponte è vincolato da funi d'acciaio a due file di pali trivellati nell'alveo del fiume, a distanza rispettivamente di 50 m a monte la prima e di 30 m a valle la seconda.



Pianta impalcato

3.4 DESTINAZIONE D'USO, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'AZIONE SISMICA

Per l'immobile in esame si considera una vita nominale di 50 anni ed una classe d'uso 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.) a cui corrisponde una vita di riferimento pari a 50 anni.

La scelta della classe d'uso II è giustificata dalle sue intrinseche caratteristiche strutturali, storiche e viabilistiche, che lo distanziano dalle infrastrutture strategiche di Classe III o IV. Pur essendo situato lungo la Strada Provinciale 185 "Bereguardo–Garlasco", questo storico manufatto non è progettato per sostenere carichi pesanti o flussi di traffico primari, e dispone già di un'ampia rete di viabilità alternativa ordinaria (come la SS 526, la SS 494 e l'autostrada A7) attivata regolarmente durante i suoi periodi di chiusura per manutenzione o piene del fiume Ticino. Inoltre, la stessa natura flessibile dell'opera — costituita da una passerella poggiata su chiatte galleggianti che assecondano il livello idrometrico e possono essere rimosse in caso di emergenza calamitosa — impedisce tecnicamente di attribuirgli una funzione portante fissa e strategica per la gestione continuativa dei soccorsi della Protezione Civile. Di conseguenza, il ponte viene correttamente identificato come un'opera a "normale affollamento" destinata alla mobilità locale e pendolare, la cui temporanea interruzione non pregiudica l'ordine pubblico né l'erogazione di servizi essenziali per il territorio circostante.

4. INDAGINI CONOSCITIVE

4.1 ANALISI STORICA

L'analisi storica del fabbricato è stata effettuata sulla base degli elaborati grafici forniti dalla Committenza, elencati al paragrafo 3.2.

Il ponte di barche nasce storicamente come sistema di attraversamento fluviale a carattere temporaneo. Il sistema si caratterizza per essere facilmente rimovibile (per il passaggio di imbarcazioni ecc.) e facilmente spostabile su acqua.

Il ponte venne realizzato tra il 1374 ed il 1378 dai Visconti, i quali costruirono il ponte di barche essendo il passaggio sul Ticino una zona strategica, collegando cioè Bereguardo alla Lomellina, una terra ricca di cacciagione. In tal modo vennero facilitati i trasporti tra le due sponde del fiume e, di conseguenza, migliorati i commerci. La struttura (chiatte e passerella) venne realizzata interamente in legno. Intorno alla metà del XV secolo (nel 1449 ca), stante la necessità di passaggio sul ponte di numerosi carri e pendolari, gli Sforza decisero di attenzionare e revisionare l'opera. Fu così che il Duca Francesco Sforza migliorò la costruzione utilizzando delle chiatte più robuste ed adeguate ai transiti richiesti. L'opera mantenne inalterata la sua configurazione e la struttura per diversi secoli.

Verso la fine dell'Ottocento, in particolare durante l'Impero austro-ungarico, il ponte, secondo le delimitazioni territoriali di allora, era confinante con il Piemonte ed aveva un ruolo strategico militare particolarmente rilevante. Per questo venne per anni presidiato da soldati e doganieri.

Agli inizi del '900 il ponte subì un sostanziale ripristino. Nel 1913, le barche di legno vennero integralmente sostituite da chiatte metalliche: segno della indomabile modernità che contraddistingueva il periodo. La nuova opera mantenne comunque intatto il fascino del ponte che consentì l'attraversamento anche alle automobili.

Il ponte di barche è stato ricostruito nel 1946 nello stesso sito del preesistente ponte di chiatte, distrutto durante la seconda guerra mondiale. Originariamente le barche erano 27 in cemento e 2 d'acciaio, in seguito al progetto del 1998 le barche sono diventate 28 in acciaio.

In seguito al progetto del 1998 "Riquilificazione del Ponte di barche sul fiume Ticino in località Bereguardo" a cura dell'Ing. Domenico Dardano e dell'Ing. Gaetano Nocca sono state effettuate le seguenti attività:

- Sistemazione del fondo dell'alveo
- Rifacimento dei pali di ancoraggio in cemento armato in alveo
- Sostituzione dei galleggianti con altri in acciaio della medesima forma e dimensione
- Rifacimento dell'impalcato in acciaio e legno
- Rifacimento delle campate di approdo, con realizzazione di passerelle mobili motorizzate
- Controllo meccanico dell'assetto delle funi e delle passerelle mobili d'accesso

4.2 CAMPAGNA DI RILIEVO

È stata effettuata una campagna di rilievo per definire la geometria e i materiali con cui è composta la struttura.

In particolar modo si richiamano le tavole allegate al progetto.

4.3 SINTESI DELLE PROVE IN SITU

4.4 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Nella Relazione Geologica del 02/12/1993 a firma del Dott. Maggi Daniele, sono raccolti i risultati di:

- n.2 prove penetrometriche statiche (C.P.T.)
- n. 4 prove penetrometriche dinamiche (D.C.P.T.)

di cui:

- n.1 C.P.T. e 1 D.C.P.T. su di un lato del ponte sul canale Tevernello di sinistra al km 2 +750
- n.1 prova D.C.P.T. sul cedimento alla massicciata stradale al km 2+650
- n.1 prova C.P.T. e n.2 prove D.C.P.T. sui due lati del ponte sul canale Tevernello di destra.

Nella Relazione Geologica del progetto del 1998 sono raccolti i risultati delle seguenti prove:

- n.2 sondaggi spinti fino a 25mt. Di profondità sulla sponda sinistra del fiume Ticino sul piano dell'alveo di piena (S1 eS2)
- n.1 sondaggio spinto fino a 25 mt. Di profondità sulla sponda destra del fiume Ticino (S3)

Durante l'esecuzione dei sondaggi si sono effettuate:

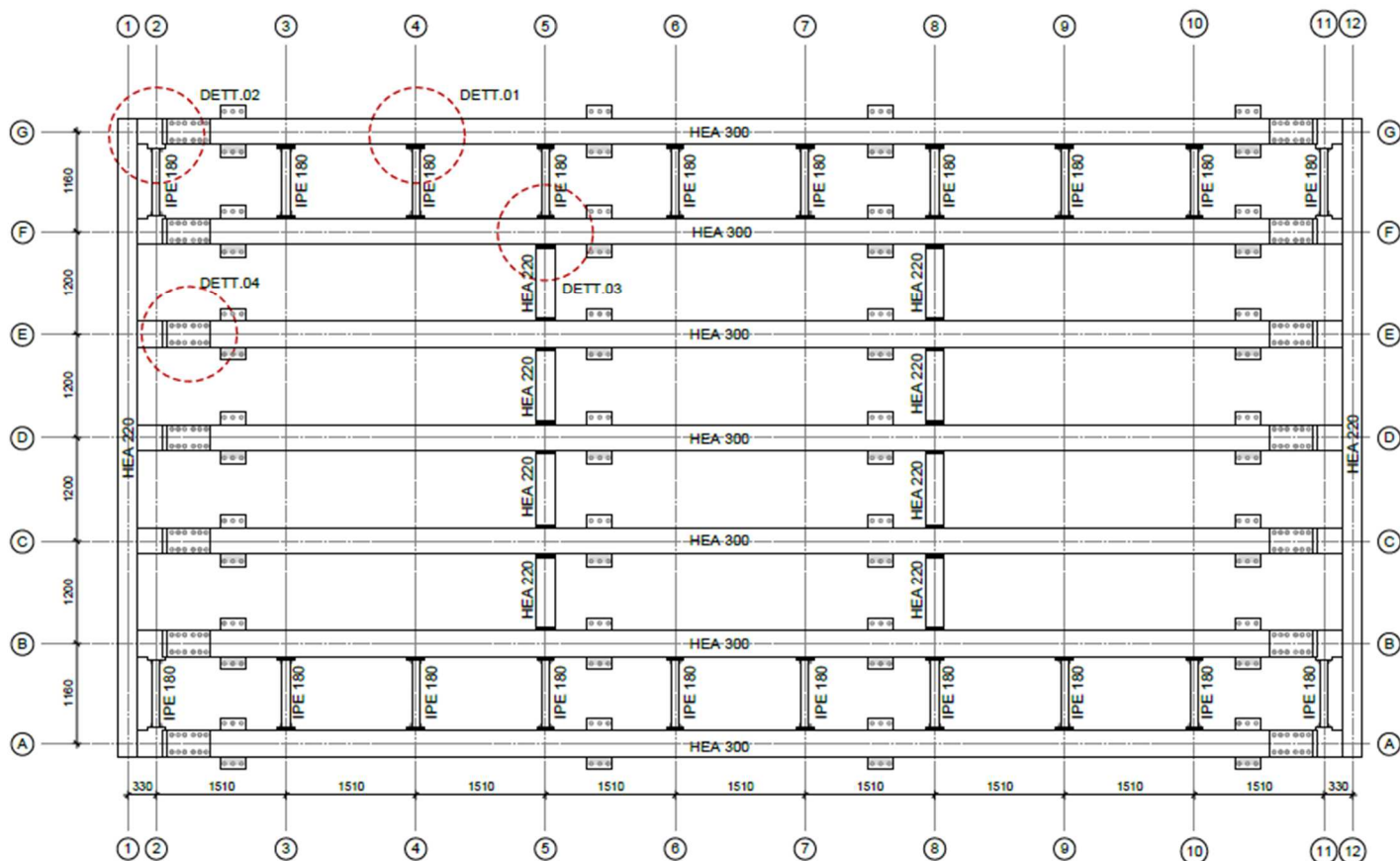
- n.6 prove SPT di fondo foro in S2
- n.4 prove SPT di fondo foro in S3

Sono stati anche predisposti n.17 certificati granulometrici ricavati da un egual numero di campioni rimaneggiati (4 in S1, 6 in S2, 7 S3)

5. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

L'intervento di progetto prevede il completo rifacimento dell'impalcato con recupero del marciapiede esistente.

Questo verrà realizzato con 7 profili HEA300 con interasse pari a 1,2m, come riportato nell'immagine sottostante



Pianta impalcato

Come orditura secondaria verranno utilizzati dei profili HEA220 e IPE 180. Le travi principali verranno assicurate tramite dei giunti con neoprene a dei tubi quadri saldati alle barche esistenti. L'impalcato sarà coperto da una lamiera grecata con getto collaborante.

Come ulteriore attività di prevede di sostituire i cavi esistenti per gli ormeggi con dei nuovi cavi in trefoli.

6. MATERIALI

6.1 MATERIALI ESISTENTI

6.1.1 ACCIAIO DA CARPENTERIA

L'acciaio per la carpenteria metallica, da progetto originale ha le seguenti caratteristiche

Qualità dell'acciaio Fe510D

Proprietà di resistenza

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 35.5 \text{ kN/cm}^2$

Tensione ammissibile $\sigma_{amm} = 24.0 \text{ kN/cm}^2$

I tiranti che sorreggono la campata di approdo sono costituiti lato fiume da barre del diametro di 36mm sempre in acciaio Fe510D e lato terra da funi di diametro 30mm ($N_t = 650 \text{ kN}$; $N_{adm} = 130 \text{ kN}$)

I coprigiunti fra campate galleggianti e fra la campata di approdo e la campata terminale sono realizzati con acciaio Fe510 D.

6.2 MATERIALI DI PROGETTO

6.2.1 ACCIAIO DA CARPENTERIA

Qualità dell'acciaio S355J2

Proprietà di resistenza

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica di rottura $f_{tk} = 530 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità parallela $E = 21000 \text{ N/mm}^2$

Classe di esecuzione

Struttura realizzarsi in Classe di Esecuzione EXC3 secondo la norma UNI EN 1090-2

6.2.2 MATERIALI PER CALCESTRUZZO ARMATO GETTATO IN OPERA

6.2.2.1 CALCESTRUZZO

Classe di resistenza C35/45

Classe di esposizione XF4

Classe di lavorabilità S4

Diametro massimo inerte 16 mm

6.2.2.2 ACCIAIO PER C.A.

Classe dell'acciaio	B450C
Tensione caratteristica di rottura: ($f_{t,k}$)	540 N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento: ($f_{y,k}$)	450 N/mm ²

7. DURABILITÀ E PRESCRIZIONI DEI MATERIALI

Particolare cura è stata posta per garantire la durabilità della struttura, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere garantite solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera;

7.1 CARPENTERIA METALLICA

7.1.1 TRATTAMENTO PROTETTIVO ANTICORROSIONE

Tutti i profili e le carpenterie in acciaio devono essere protetti mediante zincatura a caldo per immersione, in conformità ai requisiti della norma UNI EN ISO 1461.

Spessore del rivestimento:

Il trattamento dovrà garantire uno spessore medio dello strato di zinco conforme alle tabelle della normativa UNI EN ISO 1461 in relazione agli spessori dei profilati:

Acciai con spessore ≤ 1.5 mm: spessore medio minimo 45 μm

Acciai con spessore compreso tra 1.5 e 3.0 mm: spessore medio minimo 55 μm

Acciai con spessore compreso tra 3.0 e 6.0 mm: spessore medio minimo 70 μm

Acciai con spessore > 6.0 mm: spessore medio minimo 85 μm

Acciai idonei:

La composizione chimica dell'acciaio di base, in particolare il tenore di Silicio (Si) e Fosforo (P), deve rientrare nei limiti indicati dalla norma UNI EN ISO 14713-2 per garantire una corretta adesione e qualità del rivestimento (indicativamente categoria di reattività dell'acciaio classe 1 o 3).

Predisposizione per il ciclo (forature e sfiati):

Il costruttore deve prevedere fori tecnologici di riempimento e sfiato su tutti i profili cavi, tubolari e scatolari, per consentire il deflusso dello zinco fuso ed evitare sovrappressioni durante l'immersione.

Posizioni e diametri dei fori sono soggetti ad approvazione da parte dello zincatore.

Accoppiamenti e filettature:

I fori filettati dovranno essere ripassati post-zincatura.

Prevedere tolleranze maggiorate per l'accoppiamento di bulloni o perni.

Ripristino:

Le eventuali zone danneggiate durante la movimentazione o il montaggio dovranno essere ripristinate secondo le prescrizioni di cui al punto 6.3 della UNI EN ISO 1461

Classe di corrosività:

Zincatura a caldo idonea per classe C4 (Industriale/Costiera ad alta umidità) o superiore secondo UNI EN ISO 12944.

Spessore minimo:

Richiesto spessore medio del rivestimento di zinco di 85 μm per spessori di acciaio da 3 a 6 mm, e 100 μm per spessori > 6 mm.

Resistenza all'abrasione:

Per l'impalcato e le zone d'idro-dinamica (es. prue delle barche, pali di guida), prediligere acciacchi di classe 3 (acciaio secondo UNI EN 10025-4 con silicio tra lo 0,14% e 0,25%) per favorire la formazione di una lega zinco-ferro più dura e resistente all'impatto di detriti fluviali.

Giunti di Continuità ed Articolazione:

I fori delle cerniere di compensazione del livello idrometrico (punti di flesso del ponte) devono essere maggiorati di 2 mm rispetto al diametro nominale del perno per evitare il bloccaggio causato dallo spessore dello zinco e dai depositi di limo fluviale.

Trattamento Perna:

I perni di articolazione soggetti a sfregamento continuo devono essere in acciaio inox (es. AISI 316) o zincati e protetti da boccole in bronzo/teflon per evitare il consumo del rivestimento di zinco.

7.2 CALCESTRUZZO GETTATO IN OPERA

Per garantire il requisito di durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si delineano di seguito le condizioni ambientali del sito dove sorgerà la costruzione. Tali condizioni possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nelle NTC 2018, con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Ordinarie	X0,XC1,XC2,XC3,XF1
Aggressive	XC4,XD1,XS1,XA1,XA2,XF2,XF3
Molto Aggressive	XD2,XD3,XS2,XS3,XA3,XF4

Prospetto delle classi di esposizione in funzione delle condizioni ambientali (riferimento a UNI EN 206-1)

X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato
XC2	Bagnato, raramente asciutto
XC3	Umidità moderata
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato

XD1	Umidità moderata
XD2	Bagnato, raramente asciutto
XD3	Ciclicamente asciutto e bagnato
XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua
XS2	Permanentemente sommerso
XS3	Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea
XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante
XF4	Elevata saturazione d'acqua con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare
XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1
XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1
XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1

Facendo riferimento a quanto indicato negli estratti normativi, il sito di realizzazione dell'opera è classificabile come:

- XF4 per l'impalcato

L'opera infatti non è influenzata da condizioni idrologiche ma le parti strutturali in cemento armato risultano sufficientemente schermate in misura delle variazioni termoigrometriche previste (guaina e lamiera grecata).

Essendo il getto protetto dalla guaina impermeabilizzante, in termini di protezione contro la corrosione delle armature metalliche l'ambiente è quindi definito come Ordinario, pertanto la verifica dello stato limite di apertura delle fessure si procederà a verificare che:

$$\delta f \leq w_3 \text{ per strutture in condizioni ambientali ordinarie in combinazione SLE}_{\text{frequente}}$$

$$\delta f \leq w_2 \text{ per strutture in condizioni ambientali ordinarie in combinazione SLE}_{\text{quasi permanente}}$$

Essendo:

- $w_2 = 0,3 \text{ mm}$
- $w_3 = 0,4 \text{ mm}$

7.3 COPRIFERRO MINIMO

In fase di progetto vengono quindi prescritti, ai fini della durabilità dell'opera, i valori di copriferro minimo.

Il copriferro minimo da adottare in funzione delle esigenze di protezione dell'armatura e per garantire la corretta trasmissione delle forze di aderenza è stato determinato in base alle prescrizioni delle NTC 2018 e dell'Eurocodice 2 prospetti 4.2, 4.3N e 4.4N.

Per il progetto si prevedono i seguenti copriferri:

Elemento	Copriferro [mm]
Impalcato	30

8. CARICHI

Con riferimento alle NTC 2018, le azioni che investono la struttura sono classificate in relazione alla durata della loro presenza nell'arco della vita di progetto come:

- *permanenti* (G): azioni con sufficiente approssimazione costanti nel tempo, tra le quali:
 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
 - spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
- *variabili* (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- *sismiche* (E): azioni derivanti dai terremoti.

L'effetto delle azioni viene valutato ai fini delle verifiche con l'approccio semiprobabilistico agli stati limite, secondo diverse combinazioni:

Combinazione fondamentale SLU dei carichi, impiegata per gli stati limite ultimi

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica CA rara, impiegata per gli stati limite di esercizio irreversibili

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

Combinazione frequente FR, impiegata per gli stati limite di esercizio reversibili

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

Combinazione quasi permanente QP, impiegata per gli effetti a lungo termine

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

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

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

Nella verifica allo stato limite ultimo si distinguono le combinazioni **EQU**, **STR** e **GEO** (cfr NTC 2008 § 2.6.1), rispettivamente definite come:

stato limite di equilibrio EQU, che considera la struttura ed il terreno come corpi rigidi; stato limite di resistenza della struttura STR, da riferimento per tutti gli elementi strutturali, e stato limite di resistenza del terreno GEO.

Nelle verifiche STR e GEO possono essere adottati in alternativa, due diversi approcci progettuali: per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza complessiva, nell'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale.

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

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

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Coefficienti parziali per le azioni

Le Norme Tecniche prescrivono i valori dei coefficienti ψ in dipendenza dalle caratteristiche della funzione di ripartizione di ciascuna azione: si ammette infatti che, assieme alle azioni permanenti, esistano combinazioni di azioni in cui una sola azione è presente al valore caratteristico mentre le altre hanno intensità ridotte $\psi_0 Q_k$.

Le categorie di azioni variabili ed i rispettivi coefficienti di combinazione utilizzati nell'applicazione dei carichi al modello sono riportati nella tabella seguente:

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

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

8.1 ANALISI DEI CARICHI

L'edificio è soggetto a carichi esterni dovuti alla presenza di elementi non strutturali ed alla distribuzione di carichi permanenti e accidentali. I carichi di superficie agenti sui solai sono riassumibili nelle seguenti analisi di carico per le quali si esprime nel dettaglio la composizione.

8.1.1 AZIONI STATICHE

Si riportano i carichi previsti per le strutture in progetto.

8.1.1.1 PESI PROPRI DEI MATERIALI

Peso proprio calcestruzzo armato 25,00 kN/m³

Peso proprio acciaio 78,50 kN/ m³

8.1.1.2 CARICHI PERMANENTI

8.1.1.2.1 Carichi permanenti strutturali G1

I carichi permanenti strutturali g1 sono costituiti dal peso proprio della struttura in acciaio, del peso della lamiera grecata e del getto di calcestruzzo armato collaborante.

Si riporta in particolare modo il peso proprio della lamiera:

- Lamiera grecata tipo HI-BOND A55/P600 sp.1,0 mm
con getto collaborante: $h_{tot} = 100\text{mm}$ $G_1 = 1.90 \text{ kN/m}^2$
- Lamiera grecata tipo HI-BOND A75/P570 sp.1,2 mm $G_1 = 0.17 \text{ kN/m}^2$

8.1.1.2.2 Carichi permanenti non strutturali G2 carreggiata

Si riportano i carichi permanenti non strutturali sull'impalcato zona carreggiata:

- Pavimentazione in conglomerato ecologico: $h = 60\text{mm}$ $= 1.44 \text{ kN/m}^2$
 - Impermeabilizzante bicomponente elastico epossidico-bituminoso $= 0.06 \text{ kN/m}^2$
- $G_{2tot} = 1.50 \text{ kN/m}^2$

8.1.1.2.3 Carichi permanenti non strutturali G2 marciapiede

Si riportano i carichi permanenti non strutturali sull'impalcato zona marciapiede:

- Pavimentazione in assito incrociato sp.50 mm/cad $G_{2tot} = 0.08 \text{ kN/m}^2$

8.1.1.3 CARICHI VARIABILI

8.1.1.3.1 Carichi mobili q1

Data la particolarità dell'opera, date le limitazioni di carico previste a seguito di una struttura fondata su barche, per la verifica della struttura in esame sono stati considerati carichi mobili meglio rispondenti alle caratteristiche del traffico veicolare in transito sul ponte, e non quelli previsti per un classico ponte su pila. Questi sono:

Caso 01:

Carichi asse trasmessi dall'autobus del peso complessivo di 120 kN considerati come carico isolato

$$q_1 = 75 \text{ kN}$$

$$q_2 = 50 \text{ kN}$$

Caso 02:

Carichi asse trasmessi da un veicolo commerciale del peso complessivo di 35 kN

$$q_3 = 25 \text{ kN}$$

$$q_4 = 10 \text{ kN}$$

che agisce contemporaneamente ai carichi

$$q_5 = 1.4 \text{ kN/m}^2$$

che rappresenta il carico trasmesso dal flusso veicolare normale

$$q_6 = 5.0 \text{ kN/m}^2$$

che rappresenta il carico da folla come da NTC2018

Tale assunzione è in linea con il progetto redatto dall'ing. Dardano e ing. Nocca nel 1998

Le azioni verranno incrementate per un coefficiente pari a $\Phi=1.40$, al fine di considerare l'effetto dinamico, essendo le singole campate inferiori a 10 m

8.1.2 CARICO DA NEVE

Si riporta il calcolo di dettaglio:

Zona Neve = I Mediterranea

Periodo di ritorno, $T_r = 50$ anni

$C_{tr} = 1.00$

C_e (coeff. di esposizione al vento) = 1.00

Valore caratteristico del carico al suolo = $q_{sk} C_e C_{tr} = 150 \text{ daN/mq}$

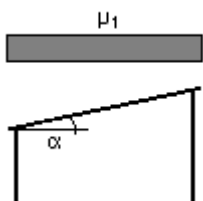
Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha = 0.0^\circ$

- Copertura piana $W = 10.0 \text{ m}$, $L = 50.0 \text{ m} \Rightarrow L_c = 18.0$, $C_{ef} = 1.000$

$\mu_1 = 0.80 \Rightarrow Q_1 = 120 \text{ daN/mq}$

Schema di carico:



Nelle analisi si considererà un carico pari a 120 daN/mq

8.2 CARICO DA VENTO

CALCOLO AZIONE DEL VENTO - NTC §3.3					
Velocità base di riferimento	Zona	NTC 2018	tab. 3.3.I		1
	Altitudine s.l.m.			$a_s =$	98.00 m
		NTC 2018	tab. 3.3.I	$a_0 =$	1000 m
		NTC 2018	tab. 3.3.I	$v_{b,0} =$	25.00 m/s
		NTC 2018	tab. 3.3.I	$k_s =$	0.40 1/s
	Coefficiente di Altitudine	NTC 2018	§3.3.1	$c_a =$	1.000
Velocità di riferimento	$c_a = 1$		$a_s \leq a_0$		
	$c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$		$a_0 < a_s < 1500$ m		
	Velocità Base di Riferimento				
	10 m dal suolo. 10 min., cat. II, 50 anni			$v_b = v_{b,0} \cdot c_a =$	25.00 m/s
	Periodo di riferimento	NTC 2018	§3.3.2	$T_R =$	50 anni
	Coefficiente di ritorno	NTC 2018	§3.3.2	$c_r =$	1.001
Pressione del vento	Velocità di riferimento	NTC 2018	§3.3.2	$v_r = v_b \cdot c_r =$	25.02 m/s
	Pressione cinematica di riferimento	NTC 2018	§3.3.6	$q_r = 0.5 \cdot \rho \cdot v_r^2 =$	391.20 N/m ²
Coefficiente di esposizione	Classe di rugosità del terreno	NTC 2018	tab. 3.3.III		D
	Categoria di esposizione del sito:	NTC 2018	fig. 3.3.2		II
		NTC 2018	tab. 3.3.II	$K_r =$	0.19
		NTC 2018	tab. 3.3.II	$z_0 =$	0.05 m
		NTC 2018	tab. 3.3.II	$z_{min} =$	4.00 m
	Coefficiente topografico:	NTC 2018	§3.3.7	$c_t =$	1.00
	Coefficiente di esposizione a z_{min}	NTC 2018	§3.3.7		
	$c_e(z) = K_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$		$z \geq z_{min}$	$z_{max} =$	5.00 m
	$c_e(z) = c_e(z_{min})$		$z < z_{min}$	$c_e(z_{max}) =$	1.93
Coefficiente dinamico	Coefficiente dinamico	NTC 2018	§3.3.9	$c_d =$	1.00
Pressione del vento caratteristica	Pressione del vento caratteristica			$p_k = q_r \cdot c_e \cdot c_d =$	755 N/m²
					0.75 kN/m²
Azione tangenziale del vento	coefficiente di attrito	NTC 2018		Superficie Scabra	
		NTC 2018		$c_f =$	0.02
	Azione tangenziale	NTC 2018		$p_f = q_r \cdot c_e \cdot c_f =$	15.09 N/m²
					0.02 kN/m²

8.2.1 PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE DEL SITO DI COSTRUZIONE

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria C quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

8.2.1.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un’opera strutturale è intesa come il numero di anni nei quali la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

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

La vita nominale risulta pertanto $V_N = 50$ anni.

8.2.1.2 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L’AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad una vita di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d’uso C_u . Tale coefficiente è funzione della classe d’uso e nel caso specifico si assume un valore pari a 1.

$$V_R = V_N \times C_u = 50 \text{ anni} \times 1.0 = 50 \text{ anni}$$

Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_V sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

8.2.1.3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL TERRENO

Categorie di Sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle Norme Tecniche:

Categoria A: Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.

Categoria B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Categoria C: Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Categoria D: Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).

Categoria E: Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Categoria S1: Depositati di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.

Categoria S2: Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

In base alla stratigrafia considerata e ai dati delle prove disponibili indicati nelle indagini geologiche, in questa fase di progettazione si assume che i terreni di progetto possono essere definiti appartenenti a terreni di **Categoria D**, così come definito nella relazione geotecnica e sismica.

Condizioni topografiche

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione

T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati e inclinazione media $i \leq 15^\circ$;

T2: Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$;

T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$;

T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$;

Le su esposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

L'area interessata risulta classificabile come **T1**.

8.2.1.4 AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA E TOPOGRAFICA

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC-2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S=S_S \times S_T$ e di C_C in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle che seguono

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

8.2.1.5 MODELLAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Nei confronti delle azioni sismiche si definiscono due stati limite di esercizio e due ultimi, che sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso (3.2.1 – NTC2018).

Ai fini delle NTC2018 l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra loro indipendenti (3.2.3 – NTC2018). Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Lo spettro di risposta elastico orizzontale è descritto dalle seguenti espressioni, riportate al punto 3.2.3.2.1 – NTC2008:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Agli stati limite ultimi le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, tenendo conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovrarresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso lo spettro di progetto da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule 3.2.4 - NTC2018 ² con $1/q$, dove q è il fattore di struttura.

8.2.1.6 FATTORE DI STRUTTURA PER LA COMPONENTE SISMICA ORIZZONTALE

Il valore del fattore di struttura adottato per

- Analisi statica lineare è pari a 1,00

8.2.1.7 CARICHI PRESENTI SOTTO AZIONE SISMICA

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali dovuti al peso proprio (G_1), ai sovraccarichi permanenti (G_2) e a un'aliquota (ψ_{2j}) dei sovraccarichi accidentali (Q_{kj}):

$$G + G + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Per quanto concerne le aliquote di carico dovute alle azioni accidentali la NTC2008 prevede di utilizzare dei coefficienti di combinazione (ψ_{2j}) che per quanto riguarda la neve risultano pari a 0.0. In questo modo le masse significative per la determinazione degli effetti sismici sono quelle dovute ai soli carichi permanenti e variabili legati alla destinazione d'uso.

Per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per gli edifici, gli effetti dell'eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo. In assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere

considerata inferiore a 0.05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica, tale condizione è computata direttamente all'interno del programma di calcolo.

8.2.1.8 AZIONE SISMICA DI PROGETTO

L'azione sismica considerata è la seguente:

Piano di riferimento: Quota fondo alveo

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 9.00763
 LATITUDINE: 45.23495

☐ Ricerca per comune

REGIONE: Lombardia
 PROVINCIA: Pavia
 COMUNE: Bereguardo

Elaborazioni grafiche
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
☐ Sito esterno al reticolo
☐ Interpolazione su 3 nodi
☒ Interpolazione corretta

Interpolazione
 superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
 FASE 1
 FASE 2
 FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N : 50 info
 Coefficiente d'uso della costruzione - c_U : 1 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R : 50 info
 Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R : info

Stati limite di esercizio - SLE	Stati limite ultimi - SLU
SLO - $P_{VR} = 81\%$: 30	SLV - $P_{VR} = 10\%$: 475
SLD - $P_{VR} = 63\%$: 50	SLC - $P_{VR} = 5\%$: 975

Elaborazioni
 Grafici parametri azione
 Grafici spettri di risposta
 Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO
 --- Strategia per costruzioni ordinarie
 --- Strategia scelta

INTRO
 FASE 1
 FASE 2
 FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato: **SLV** info

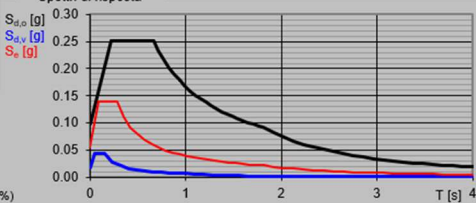
Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **D** info $S_S = 1.800$ $C_C = 2.361$ info
 Categoria topografica: **T1** info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
☐ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1.000$ info
☒ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s **1** Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q_v **1** $\eta_v = 1/q_v = 1.000$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

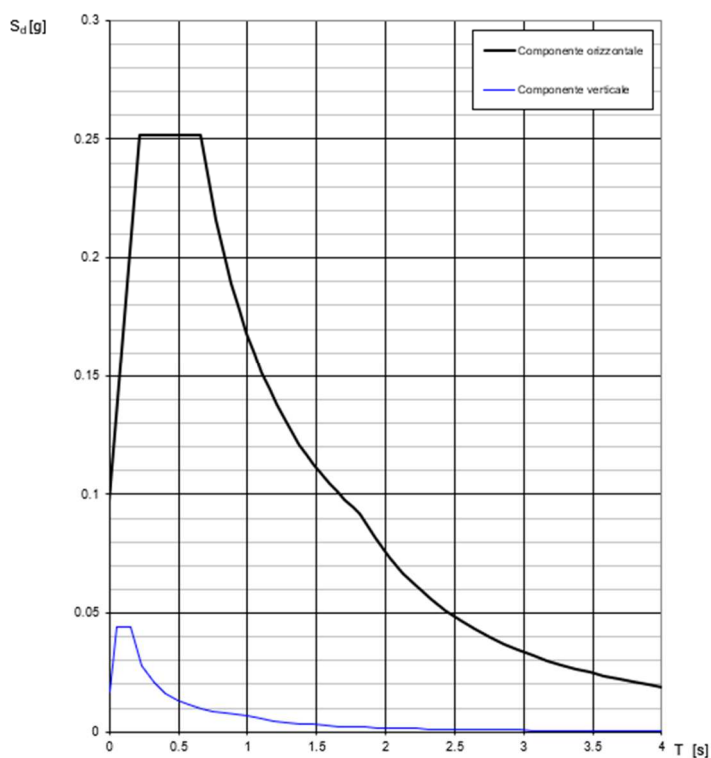


— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

8.2.2 STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.054 g
F_o	2.589
T_C	0.280 s
S_S	1.800
C_C	2.361
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.800
η	1.000
T_B	0.221 s
T_C	0.662 s
T_D	1.816 s

9. CODICI DI CALCOLO

I calcoli presenti in relazione sono stati sviluppati con l'ausilio di fogli di calcolo EXCEL:

Microsoft Corporation



Le modellazioni agli elementi finiti sono state sviluppate con il software MIDAS GEN:

MIDAS Information Technology, Co., Ltd.

SKn Technopark Tech-center 15th fl. 190-1
Sangdaewon1-dong Jungwon-gu, Seongnam,
Gyeonggi-do, 462-721, Korea
Tel: 82-31-789-2000 Fax: 82-31-789-2001



Midas Gen è un software avanzato agli elementi finiti, per l'analisi non lineare delle strutture. Midas Gen è dotato di avanzate funzioni di modellazione geometrica, potenti algoritmi di generazione di mesh e diverse condizioni di analisi grazie all'implementazione del legame non lineare della muratura.

In accordo al par. §10.2 delle NTC18, si descrivono le modalità adottate per eseguire i controlli sull'affidabilità dei risultati derivanti dal codice di calcolo agli elementi finiti. La tipologia di analisi svolta è statica lineare per la combinazione dei carichi gravitazionali verticali con la descrizione della risposta in campo lineare della struttura, quando soggetta a carichi orizzontali. I risultati ottenuti per i carichi gravitazionali dal modello di calcolo sono sempre stati confrontati con valori risultanti da calcoli semplificati eseguiti con l'ausilio di fogli di calcolo elettronici. La documentazione, fornita dal distributore del software, contiene la descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e i cui risultati sono paragonati a soluzioni teoriche.

10. VERIFICHE GLOBALI

10.1 MODELLO GEOMETRICO E STRUTTURALE PER LE ANALISI

Il modello di calcolo adottato, è composto con gli elementi riportati in tabella:

Elemento	Modellazione	Materiale
Travi nuove	beam	Acciaio S355J2
Travi esistenti (campate di testata)	beam	Acciaio esistente Fe510
Soletta in lamiera grecata con getto collaborante	Plate	Calcestruzzo C35/45
Soletta in lamiera grecata	Mappe di carico	

Gli elementi beam e plate sono stati modellati con opportune lunghezze e spessori e con rigidzze in grado di rappresentare il loro reale comportamento.

La congruità di spostamento tra i singoli implacati è stata effettuata creando un vincolo di cerniera per rappresentare l'effettivo collegamento in progetto:

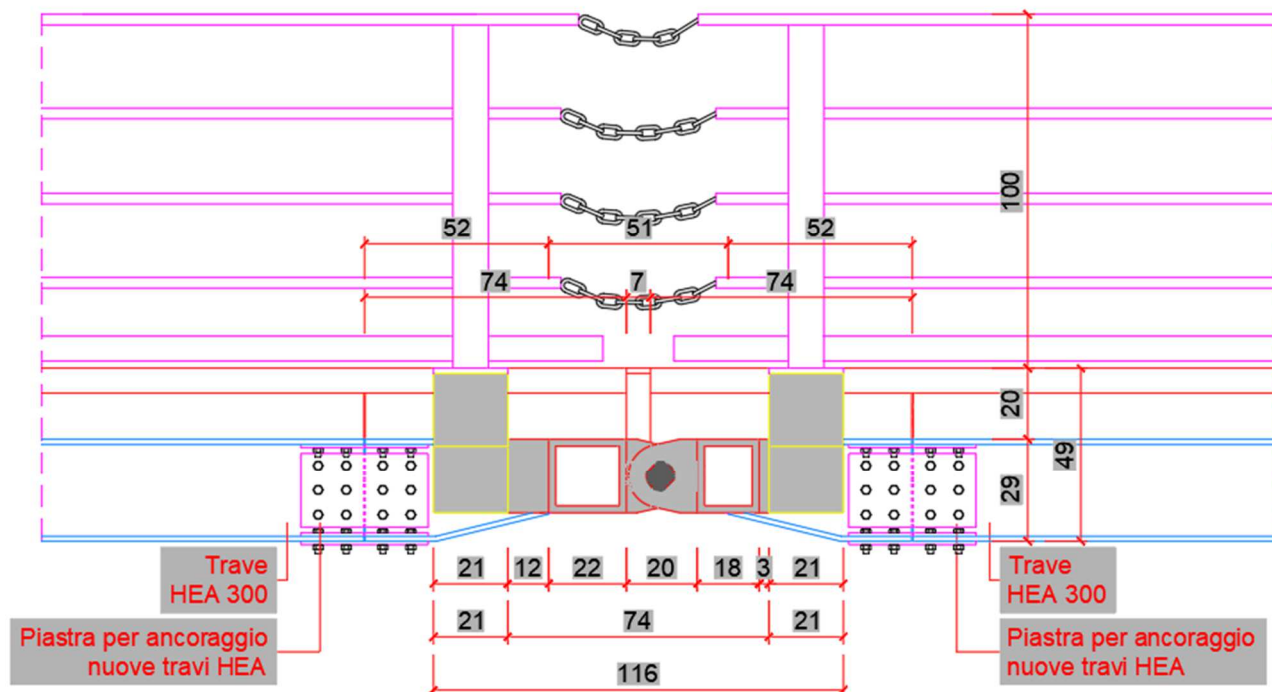


Figura 1. Prospetto collegamento tra impalcati

I vincoli a terra considerati sono i seguenti:

- Campate iniziali e finali incernierate all'appoggio
- Implants appoggiati su barche:
 - Vincolo lungo Y (direzione fiume) Vincolate in direzione Y per la presenza dei cavi collegati ai pali
 - Vincolo lungo Z: molle con rigidezza equivalente alla spinta di Archimede prodotta dalle barche e valutata considerando l'affondamento della barca come segue:

Carico	Volume complessivo	Affondamento complessivo
kN	m ³	mm
130	12.93	365
540	53.90	1250

Variazione di affondamento	885 mm
D carico per affondamento	410 kN
n appoggi/barca	14 -
rigidezza molla	33 N/mm

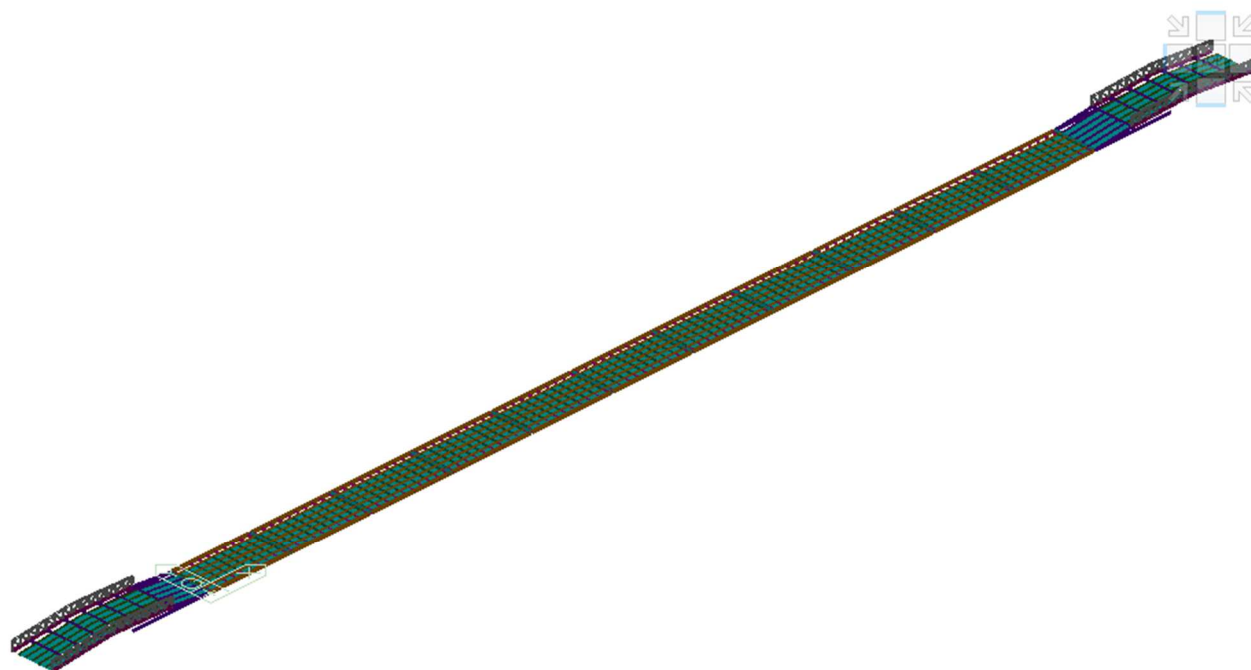


Figura 2. modello completo 3D

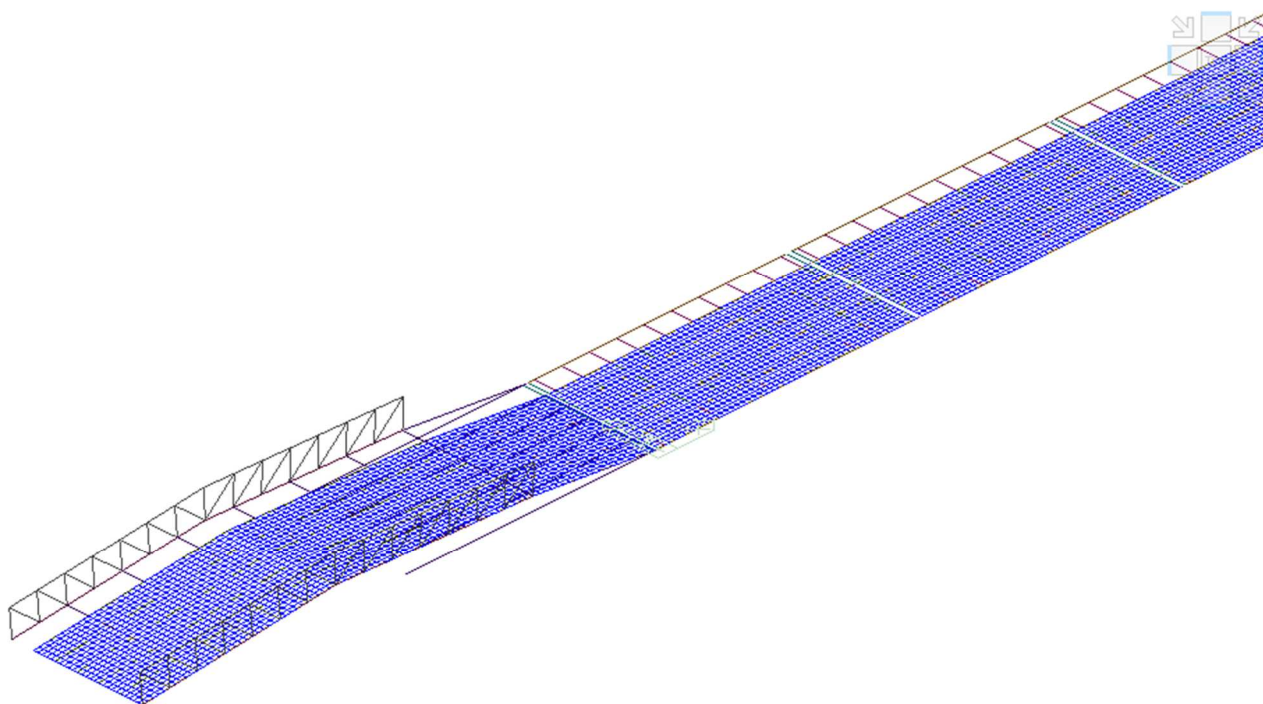


Figura 3. modello completo unifilare

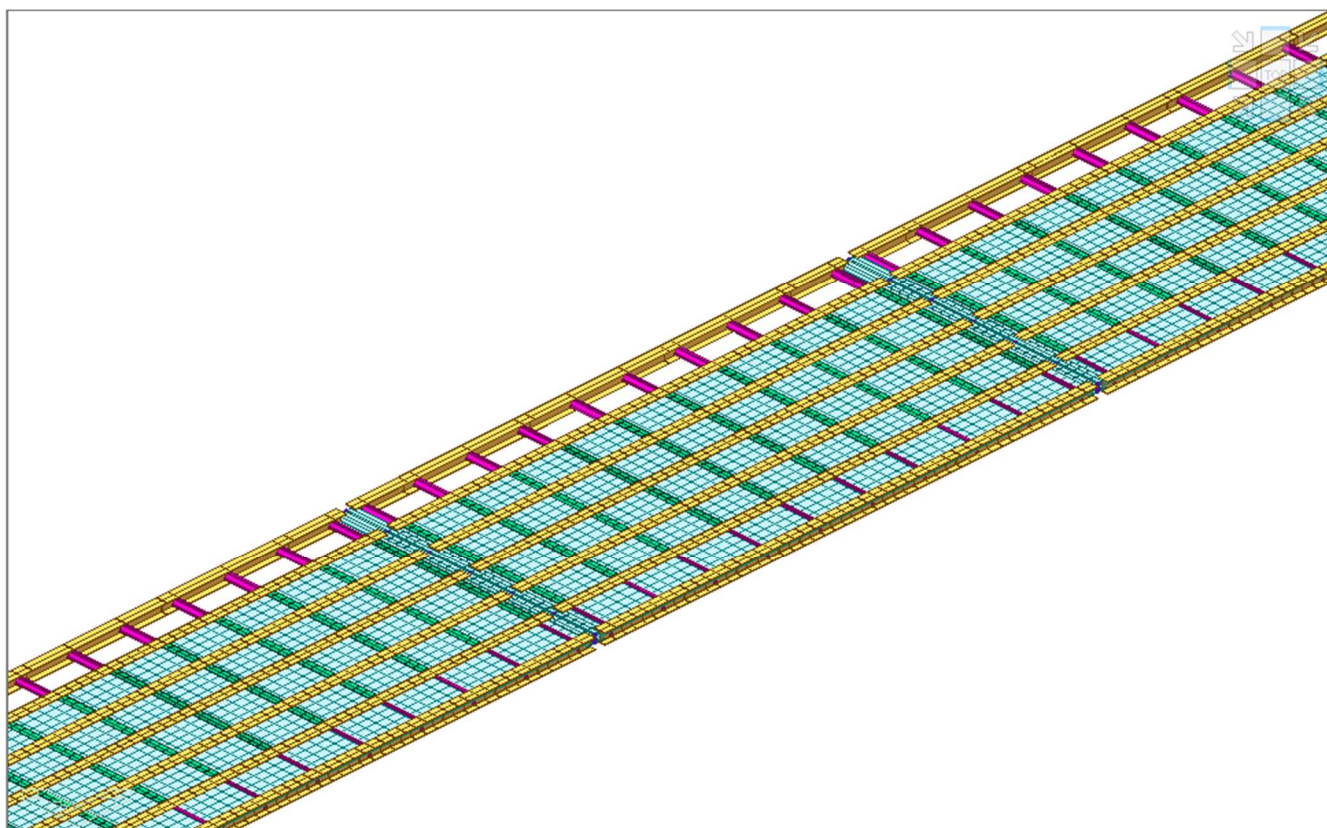


Figura 4. Estratto impalcato tipo 3D

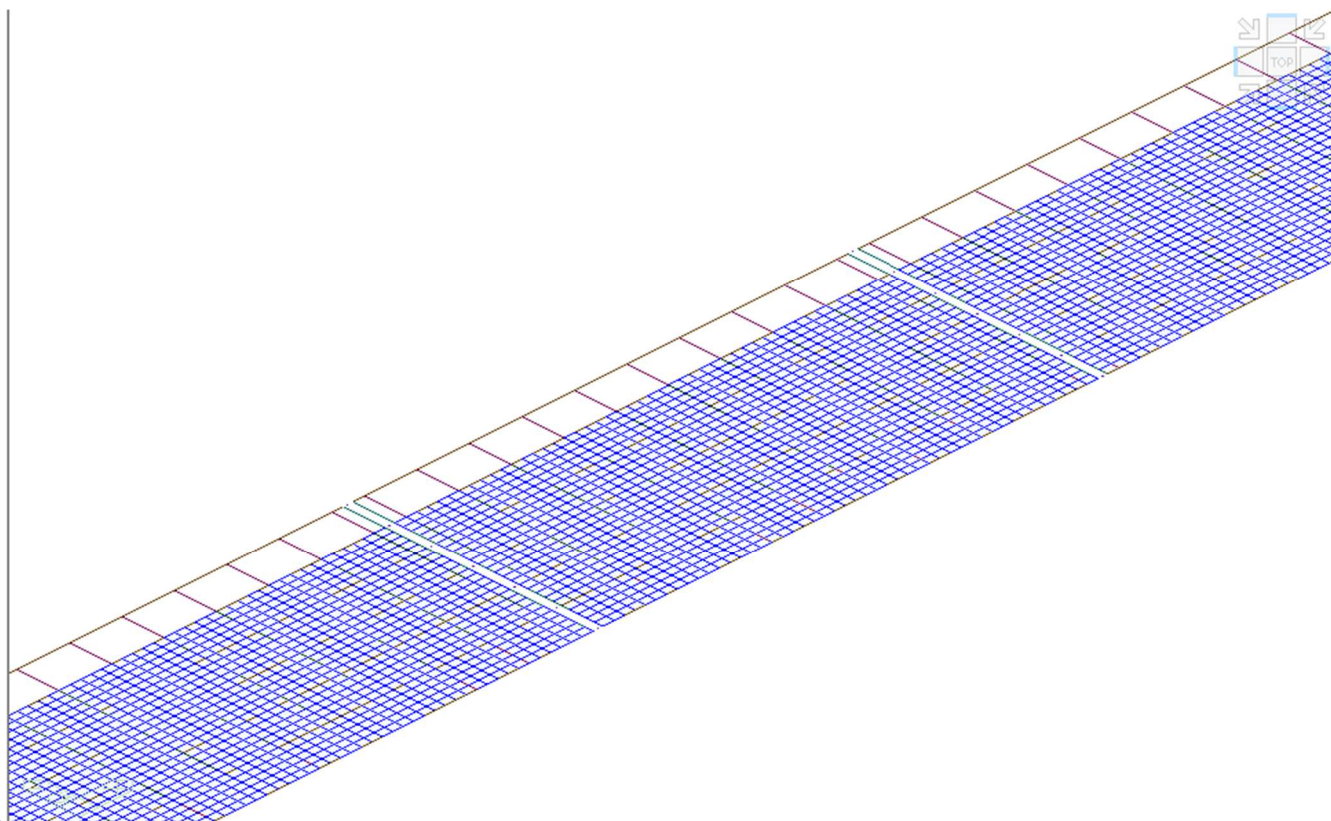


Figura 5.

Estratto impalcato tipo unifilare



Figura 6. Prospetto

1.1 CARICHI APPLICATI

Si riportano le distribuzioni dei carichi verticali applicati:

Figura 7. Pesi propri

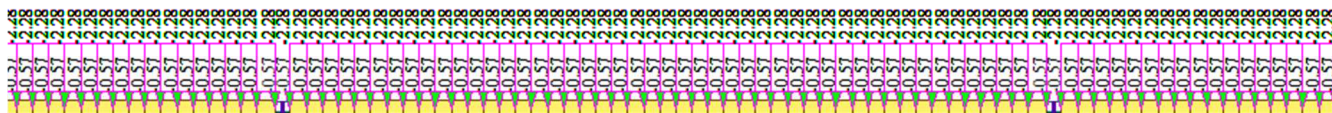


Figura 8. Carichi permanenti non strutturali

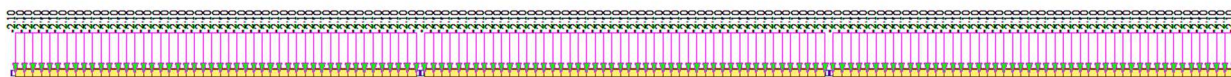


Figura 9. Carichi variabili distribuito corsia 1



Figura 10. Carichi variabili concentrato corsia 1 posizione 0/4 (35 kN)



Figura 11. Carichi variabili concentrato corsia 1 posizione 1/4 (35 kN)

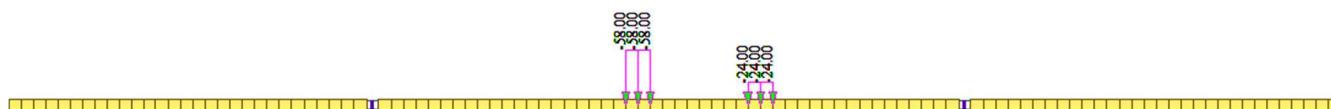


Figura 12. Carichi variabili concentrato corsia 1 posizione 2/4 (35 kN)

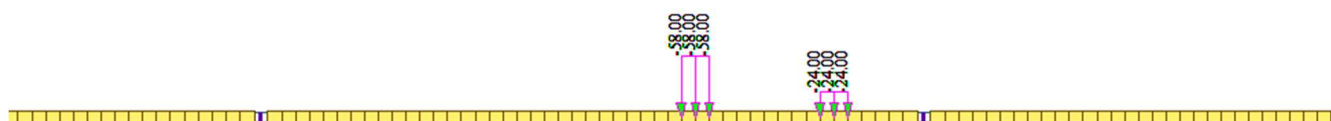


Figura 13. Carichi variabili concentrato corsia 1 posizione 3/4 (35 kN)



Figura 14. Carichi variabili concentrato corsia 1 posizione 4/4 (35 kN)

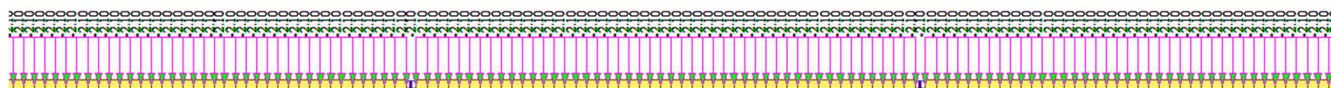


Figura 15. Carichi variabili distribuito corsia 2



Figura 16. Carichi variabili concentrato corsia 2 posizione 0/4 (35 kN)

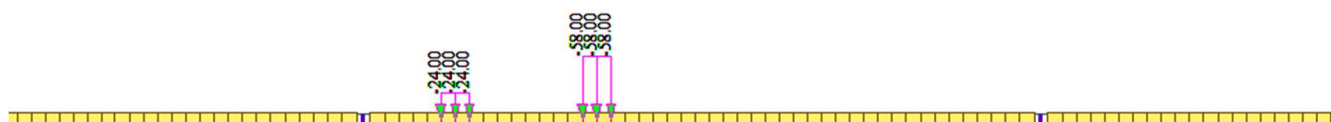


Figura 17. Carichi variabili concentrato corsia 2 posizione 1/4 (35 kN)

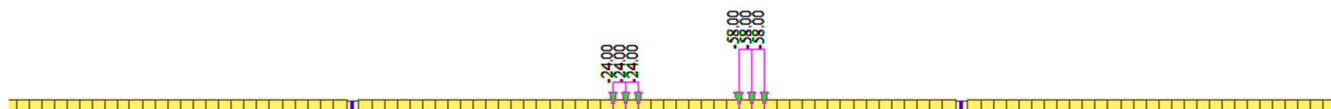


Figura 18. Carichi variabili concentrato corsia 2 posizione 2/4 (35 kN)

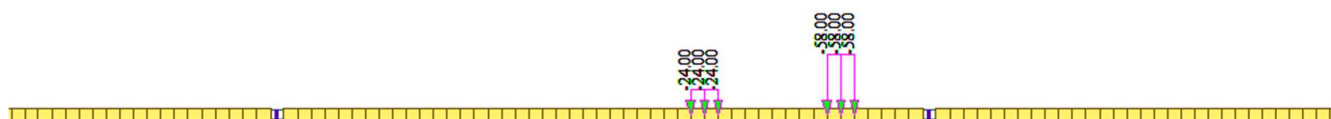


Figura 19. Carichi variabili concentrato corsia 2 posizione 3/4 (35 kN)



Figura 20. Carichi variabili concentrato corsia 2 posizione 4/4 (35 kN)

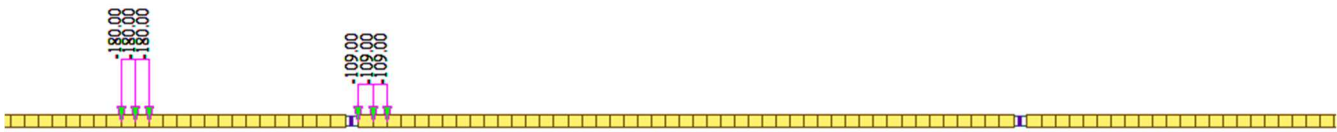


Figura 21. Carichi variabili concentrato posizione 0/4 (120 kN)

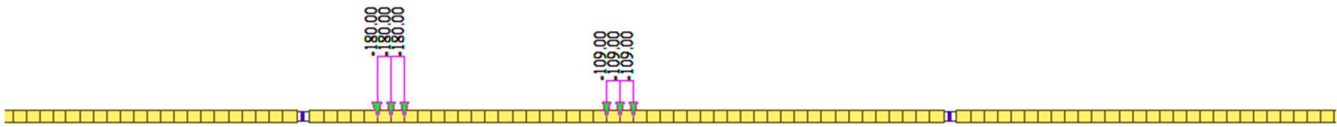


Figura 22. Carichi variabili concentrato posizione 1/4 (120 kN)

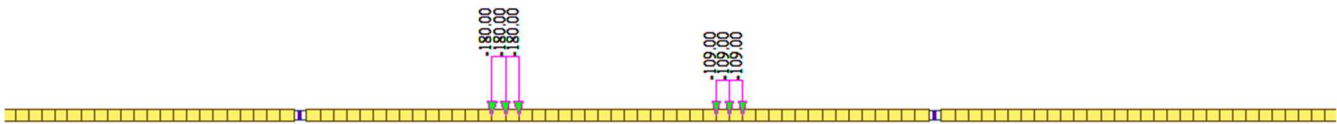


Figura 23. Carichi variabili concentrato posizione 2/4 (120 kN)

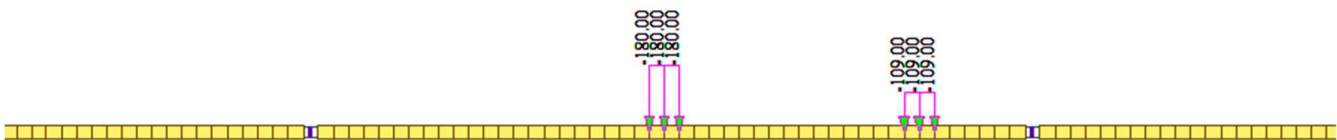


Figura 24. Carichi variabili concentrato posizione 3/4 (120 kN)

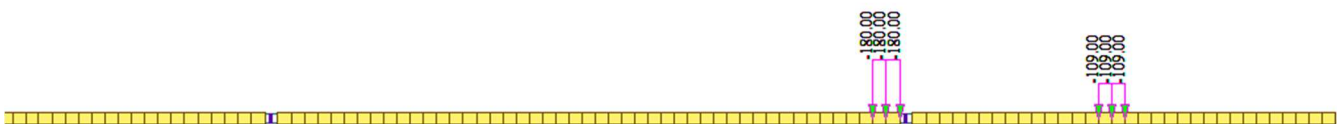


Figura 25. Carichi variabili concentrato posizione 4/4 (120 kN)



Figura 26. Carichi frenatura



Figura 27. Carichi variabili vento



Figura 28. Carichi variabili - Temperatura

10.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano le combinazioni di carico analizzate:

Comb	G ₁ Peso proprio strutturale	G ₂ Carichi permanenti non strutturali	Q _{k2} ΔT	Q _{k3} Vento	q ₃ Frenatura	q _{k1.1} carico distribuito corsia 1	Q _{k1.1} _0/4 Carico concentrato corsia 1 inizio impalcato	Q _{k1.1} _1/4 Carico concentrato corsia 1 1/4 impalcato	Q _{k1.1} _2/4 Carico concentrato corsia 1 metà impalcato	Q _{k1.1} _3/4 Carico concentrato corsia 1 3/4 impalcato	Q _{k1.1} _4/4 Carico concentrato corsia 1 fine impalcato	q _{k1.2} carico distribuito corsia 2	Q _{k1.2} _0/4 Carico concentrato corsia 2 inizio impalcato	Q _{k1.2} _1/4 Carico concentrato corsia 2 1/4 impalcato	Q _{k1.2} _2/4 Carico concentrato corsia 2 metà impalcato	Q _{k1.2} _3/4 Carico concentrato corsia 2 3/4 impalcato	Q _{k1.2} _4/4 Carico concentrato corsia 2 fine impalcato	q _{marc} carico distribuito marciapiede	q _{k1.2} carico distribuito mezzo 120 kN	Q _{k1.2} _0/4 Carico concentrato mezzo 120 kN inizio impalcato	Q _{k1.2} _1/4 Carico concentrato mezzo 120 kN 1/4 impalcato	Q _{k1.2} _2/4 Carico concentrato mezzo 120 kN metà impalcato	Q _{k1.2} _3/4 Carico concentrato mezzo 120 kN 3/4 impalcato	Q _{k1.2} _4/4 Carico concentrato mezzo 120 kN fine impalcato
SLU 01	1.35	1.35	0.72	0.90	0.00	1.5	1.5	0	0	0	0	1.5	1.5	0	0	0	0	1.35	0	0	0	0	0	0
SLU 02	1.35	1.35	0.72	0.90	0.00	1.5	0	1.5	0	0	0	1.5	0	1.5	0	0	0	1.35	0	0	0	0	0	0
SLU 03	1.35	1.35	0.72	0.90	0.00	1.5	0	0	1.5	0	0	1.5	0	0	1.5	0	0	1.35	0	0	0	0	0	0
SLU 04	1.35	1.35	0.72	0.90	0.00	1.5	0	0	0	1.5	0	1.5	0	0	0	1.5	0	1.35	0	0	0	0	0	0
SLU 05	1.35	1.35	0.72	0.90	0.00	1.5	0	0	0	0	1.5	1.5	0	0	0	0	1.5	1.35	0	0	0	0	0	0
SLU 06	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	0.6	1.125	0	0	0	0	0.6	1.125	0	0	0	0	0.54	0	0	0	0	0	0
SLU 07	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	0.6	0	1.125	0	0	0	0.6	0	1.125	0	0	0	0.54	0	0	0	0	0	0
SLU 08	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	0.6	0	0	1.125	0	0	0.6	0	0	1.125	0	0	0.54	0	0	0	0	0	0
SLU 09	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	0.6	0	0	0	1.125	0	0.6	0	0	0	1.125	0	0.54	0	0	0	0	0	0
SLU 10	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	0.6	0	0	0	0	1.125	0.6	0	0	0	0	1.125	0.54	0	0	0	0	0	0
SLU 11	1.35	1.35	0.72	1.50	0.00	0.6	1.125	0	0	0	0	0.6	1.125	0	0	0	0	0.54	0	0	0	0	0	0
SLU 12	1.35	1.35	0.72	1.50	0.00	0.6	0	1.125	0	0	0	0.6	0	1.125	0	0	0	0.54	0	0	0	0	0	0
SLU 13	1.35	1.35	0.72	1.50	0.00	0.6	0	0	1.125	0	0	0.6	0	0	1.125	0	0	0.54	0	0	0	0	0	0
SLU 14	1.35	1.35	0.72	1.50	0.00	0.6	0	0	0	1.125	0	0.6	0	0	0	1.125	0	0.54	0	0	0	0	0	0
SLU 15	1.35	1.35	0.72	1.50	0.00	0.6	0	0	0	0	1.125	0.6	0	0	0	0	1.125	0.54	0	0	0	0	0	0
SLU 16	1.35	1.35	0.72	0.90	1.35	0.6	1.125	0	0	0	0	0.6	1.125	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SLU 17	1.35	1.35	0.72	0.90	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	1.5	0	0	0	0
SLU 18	1.35	1.35	0.72	0.90	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	1.5	0	0	0
SLU 19	1.35	1.35	0.72	0.90	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	1.5	0	0
SLU 20	1.35	1.35	0.72	0.90	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	1.5	0



SLU 21	1.35	1.35	0.72	0.90	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	1.5
SLU 22	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	1.125	0	0	0	0
SLU 23	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	1.125	0	0	0
SLU 24	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	1.125	0	0
SLU 25	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	1.125	0
SLU 26	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0	1.125
SLU 27	1.35	1.35	0.72	1.50	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	1.125	0	0	0	0
SLU 28	1.35	1.35	0.72	1.50	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	1.125	0	0	0
SLU 29	1.35	1.35	0.72	1.50	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	1.125	0	0
SLU 30	1.35	1.35	0.72	1.50	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	1.125	0
SLU 31	1.35	1.35	0.72	1.50	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0	1.125
SLU 32	1.35	1.35	0.72	0.90	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	1.125	0	0	0	0
RARA 01	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	1	1	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0	0
RARA 02	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	1	0	1	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0.9	0	0	0	0	0
RARA 03	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	1	0	0	1	0	0	1	0	0	1	0	0	0.9	0	0	0	0	0
RARA 04	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	1	0	0	0	1	0	1	0	0	0	1	0	0.9	0	0	0	0	0
RARA 05	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	1	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	1	0.9	0	0	0	0	0
RARA 06	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.4	0.75	0	0	0	0	0.4	0.75	0	0	0	0	0.36	0	0	0	0	0
RARA 07	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.4	0	0.75	0	0	0	0.4	0	0.75	0	0	0	0.36	0	0	0	0	0
RARA 08	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.4	0	0	0.75	0	0	0.4	0	0	0.75	0	0	0.36	0	0	0	0	0
RARA 09	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.4	0	0	0	0.75	0	0.4	0	0	0	0.75	0	0.36	0	0	0	0	0
RARA 10	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.4	0	0	0	0	0.75	0.4	0	0	0	0	0.75	0.36	0	0	0	0	0
RARA 11	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.4	0.75	0	0	0	0	0.4	0.75	0	0	0	0	0.36	0	0	0	0	0
RARA 12	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.4	0	0.75	0	0	0	0.4	0	0.75	0	0	0	0.36	0	0	0	0	0
RARA 13	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.4	0	0	0.75	0	0	0.4	0	0	0.75	0	0	0.36	0	0	0	0	0
RARA 14	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.4	0	0	0	0.75	0	0.4	0	0	0	0.75	0	0.36	0	0	0	0	0
RARA 15	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.4	0	0	0	0	0.75	0.4	0	0	0	0	0.75	0.36	0	0	0	0	0
RARA 16	1.00	1.00	0.60	0.60	1.00	0.4	0.75	0	0	0	0	0.4	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



STEFANO BARONI
STUDIO DI INGEGNERIA

Rif: 25102-A-E-CL-01-A_Relazione tecnica.docx

RARA 17	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0
RARA 18	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0
RARA 19	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0
RARA 20	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0
RARA 21	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1
RARA 22	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.4	0.75	0	0	0	0
RARA 23	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.4	0	0.75	0	0	0
RARA 24	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.4	0	0	0.75	0	0
RARA 25	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.4	0	0	0	0.75	0
RARA 26	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.4	0	0	0	0	0.75
RARA 27	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.4	0.75	0	0	0	0
RARA 28	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.4	0	0.75	0	0	0
RARA 29	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.4	0	0	0.75	0	0
RARA 30	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.4	0	0	0	0.75	0
RARA 31	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.4	0	0	0	0	0.75
RARA 32	1.00	1.00	0.60	0.60	1.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.4	0.75	0	0	0	0

10.3 SOLLECITAZIONI

Si riportano le sollecitazioni della campata tipo:

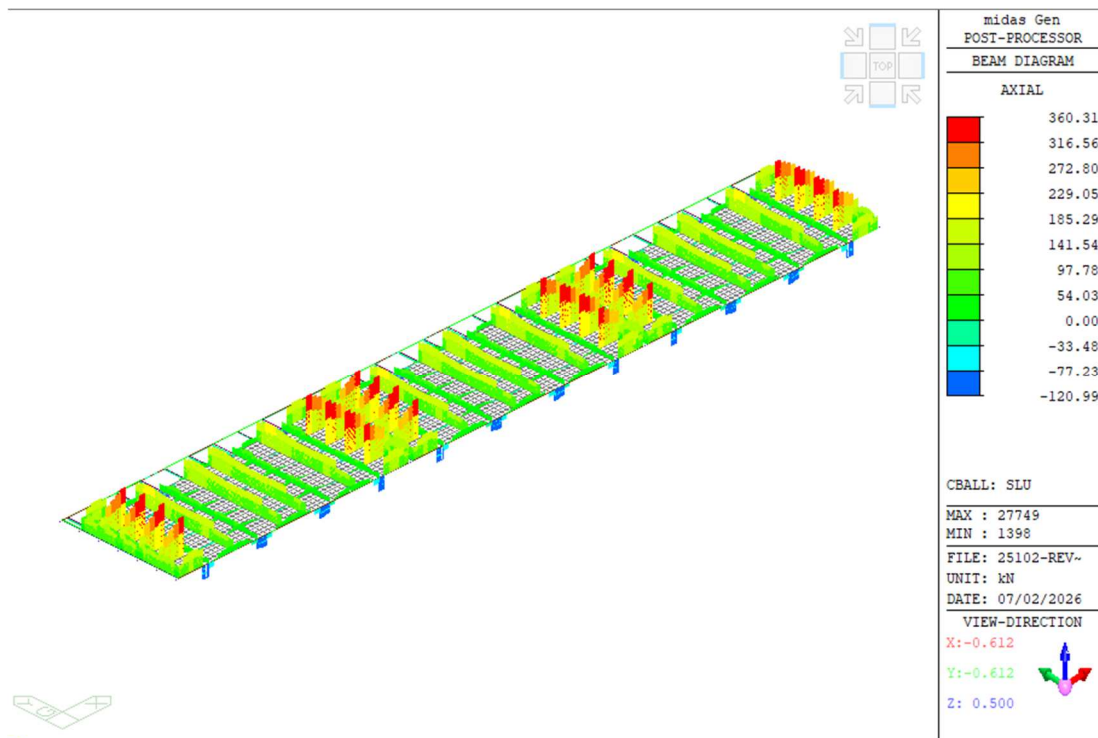


Figura 29. Inviluppo SLU azione assile

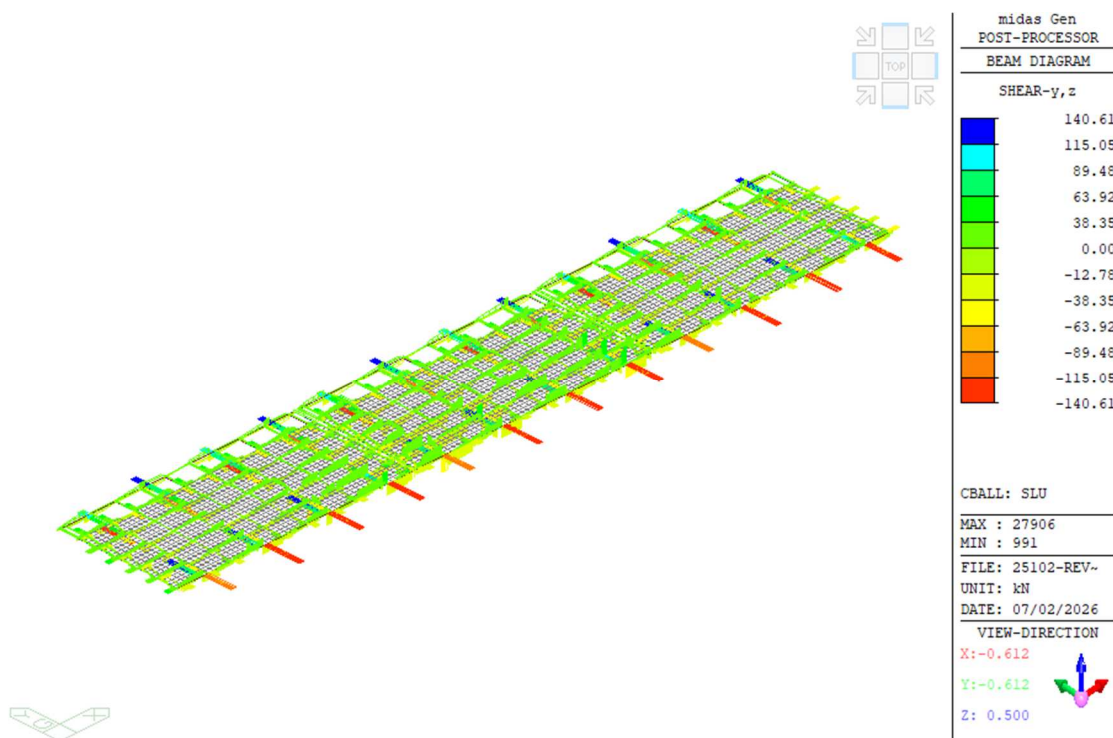


Figura 30. Inviluppo SLU azioni taglienti

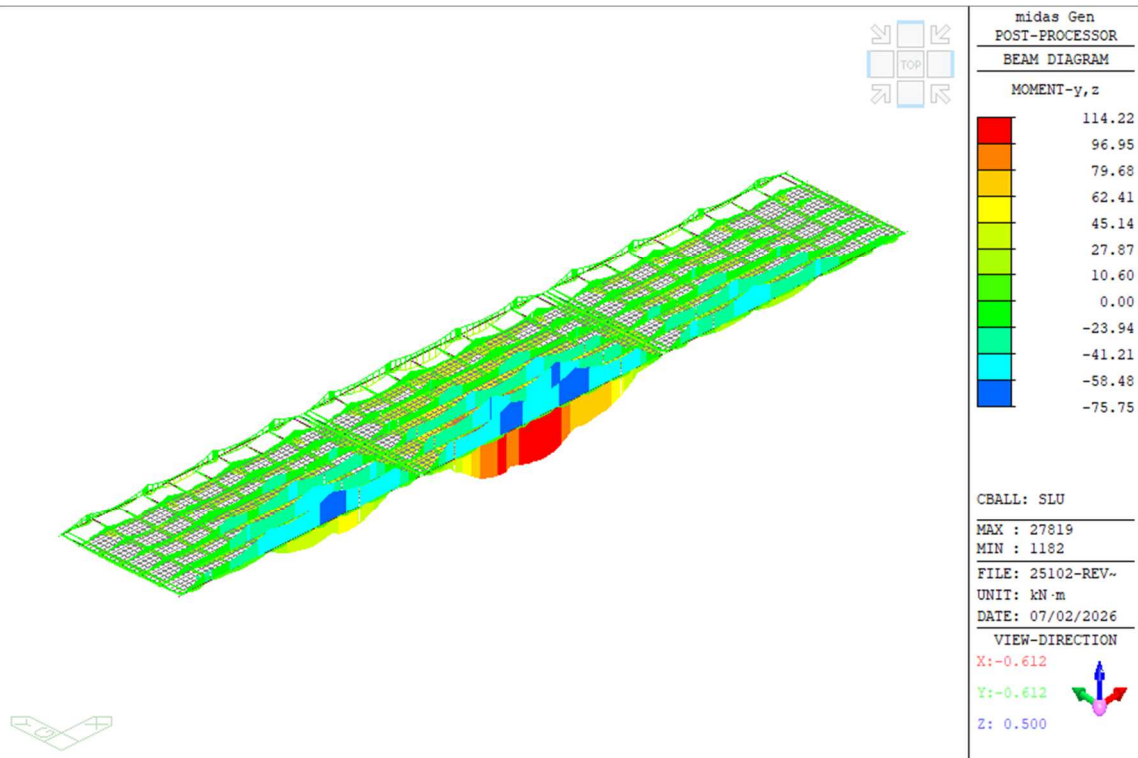


Figura 31. Involuppo SLU azioni flessionali

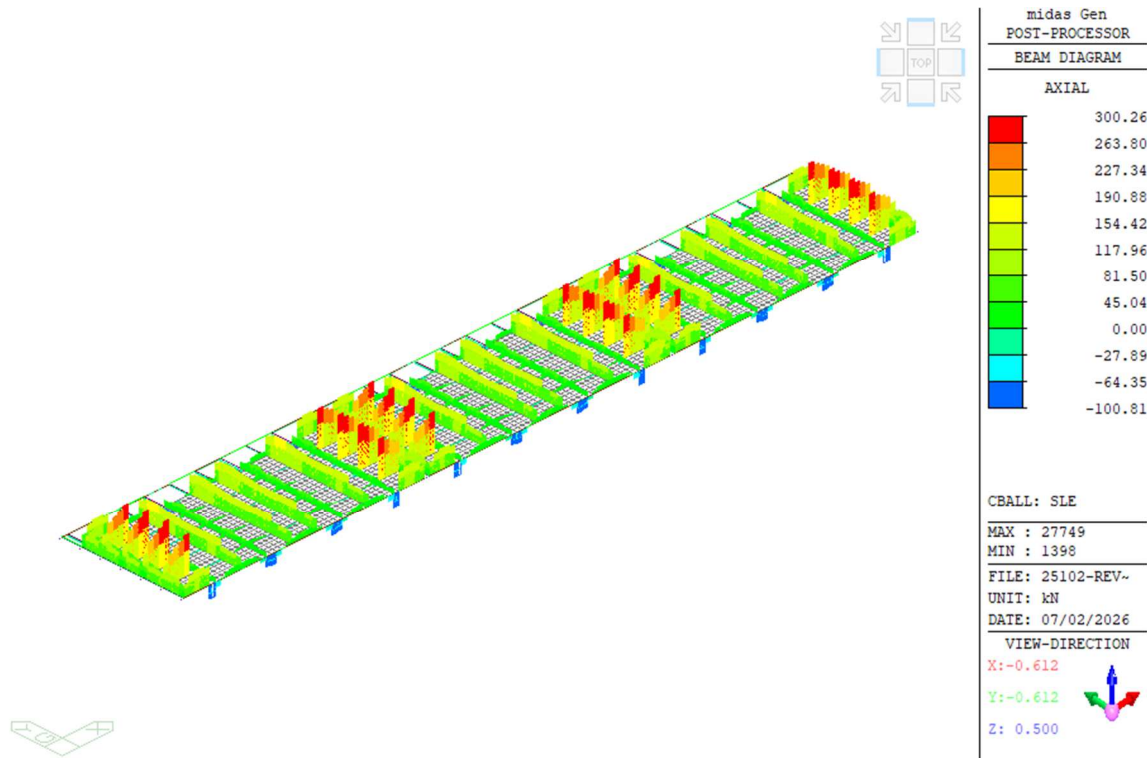


Figura 32. Involuppo SLE azioni assiali

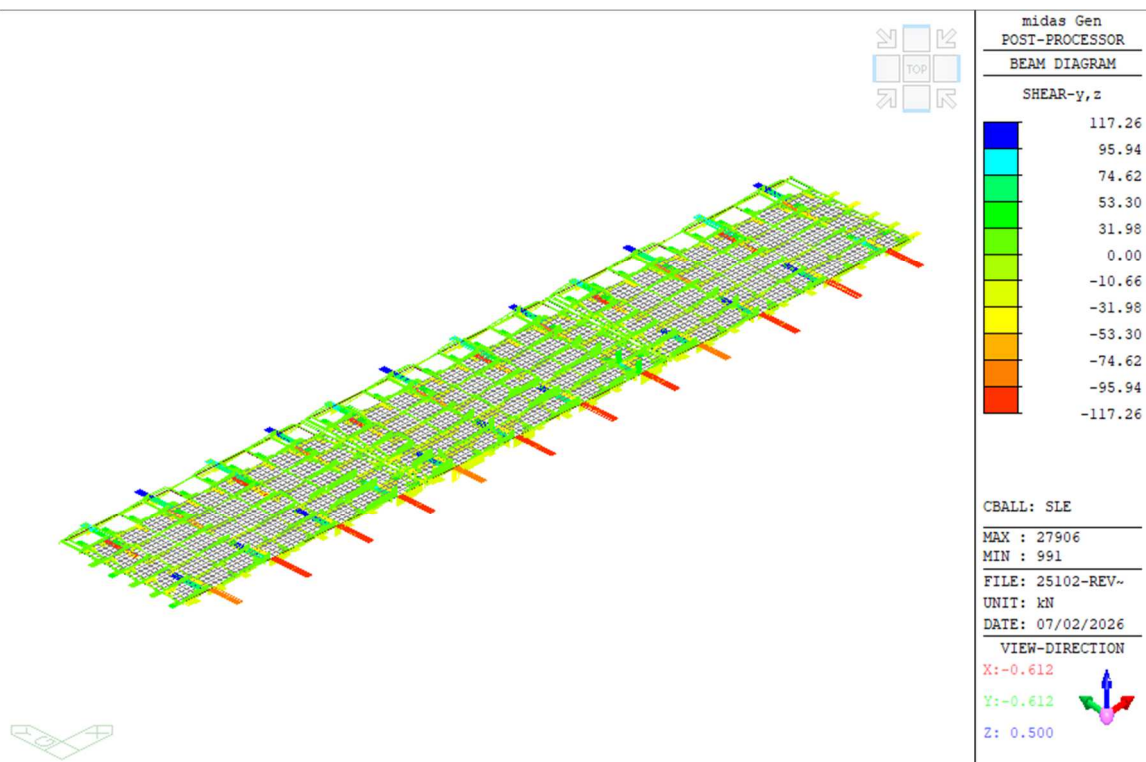


Figura 33. Inviluppo SLE azioni taglienti

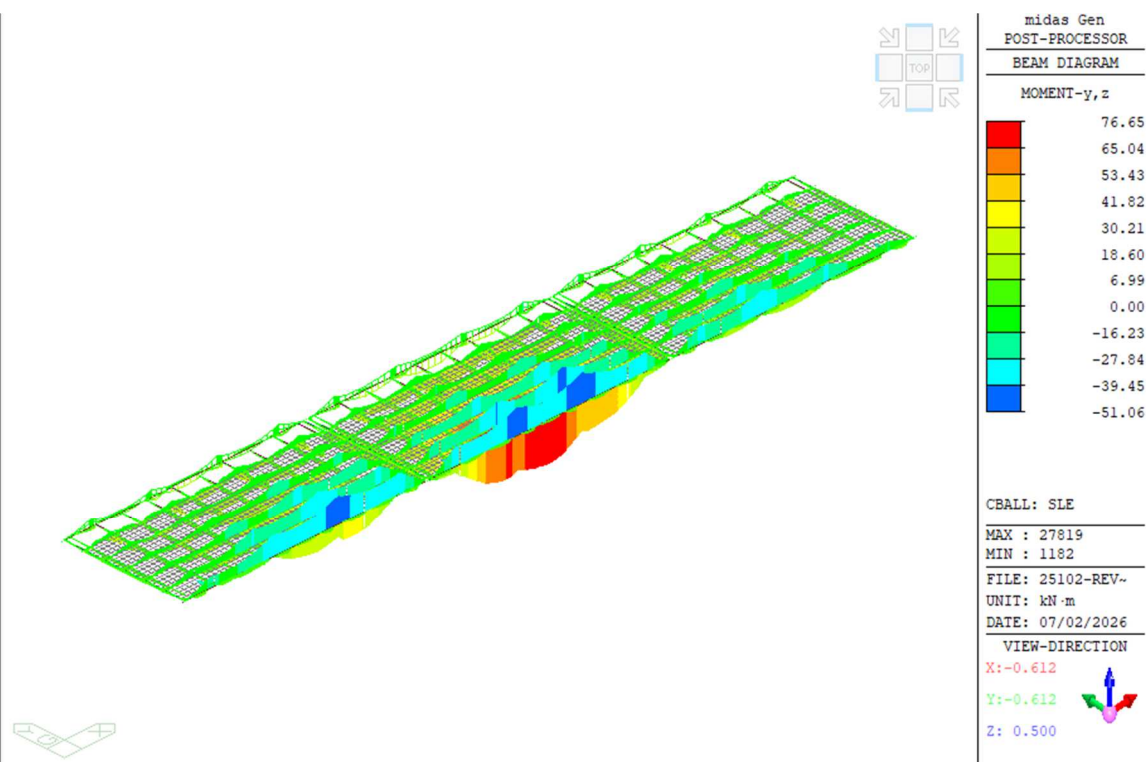


Figura 34. Inviluppo SLE azioni flessionali

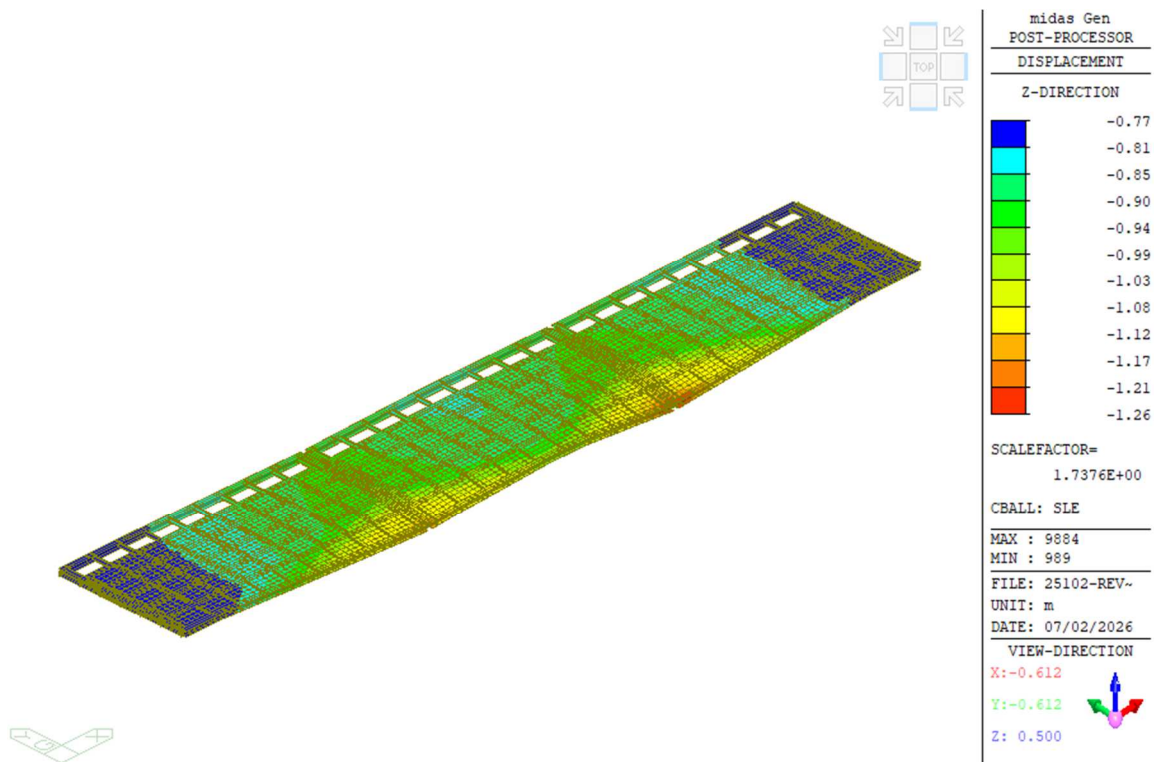


Figura 35. Deformata in combinazione SLE RARA

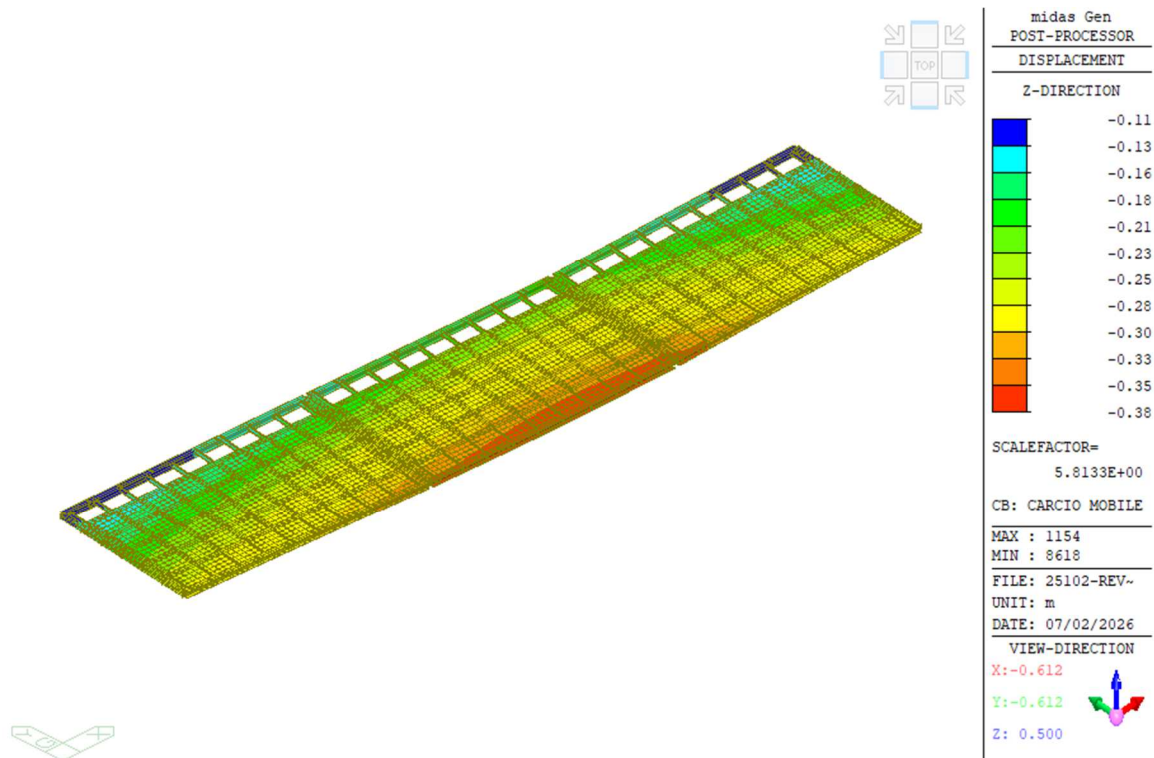


Figura 36. Deformata carico mobile 35 kN

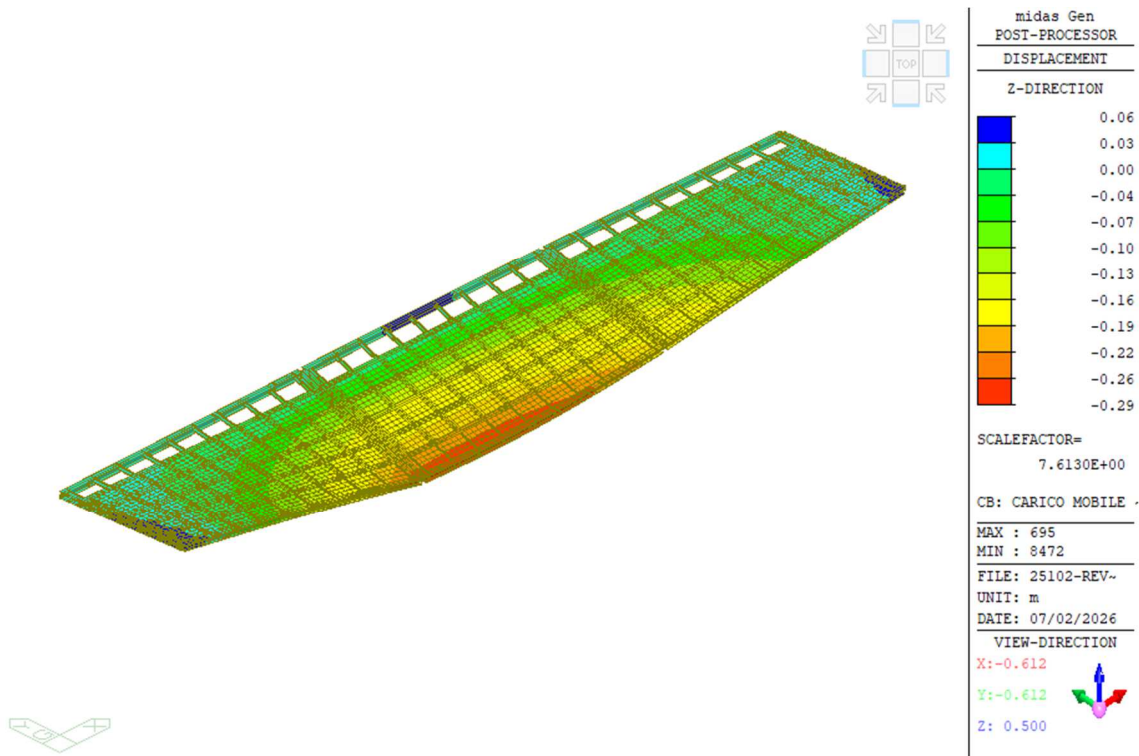


Figura 37. Deformata carico mobile 120 kN

10.4 VERIFICHE

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche dei elementi in carpenteria metallica effettuate.

10.4.1 REPORT VERIFICHE

CHK	MEMB	SECT	SEL	Section		LCB	Class	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
	COM	SHR		Material	Fy		Req.	Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	1025	1	0	HEA300		24	Class3	0.32000	0.32000	1.000	1.000	-81.169	-	73.1753	-0.6457	125.877	28.5327	-	-0.0001
	0.481	0.071		S355	355000		-	0.00000	0.32000	1.000	1.000	3820.48	-	426.000	142.338	1771.04	736.878	-	0.00604
OK	1068	2	0	HEA220		8	Class2	0.24000	0.24000	1.000	1.000	173.852	-	12.2593	2.13696	8.05656	1.89893	-	-0.0000
	0.167	0.008		S355	355000		-	0.00000	0.24000	1.000	1.000	2173.95	-	192.038	90.7796	998.250	402.696	-	0.00096
OK	27977	3	0	IPE180		24	Class1	0.24000	0.24000	1.000	1.000	97.1852	-	10.6660	-0.2620	1.32536	9.50690	-	-0.0002
	0.332	0.043		S355	355000		-	0.00000	0.24000	1.000	1.000	808.048	-	56.2590	11.5884	296.859	218.701	-	0.00480
OK	30948	4	0	HEA220-Testa, HEA220		6	Class2	0.24000	0.24000	1.000	1.000	97.9754	-	3.69771	13.4476	60.0261	3.35750	-	-0.0001
	0.212	0.060		S355	355000		-	0.00000	0.24000	1.000	1.000	2173.95	-	192.038	90.7796	998.250	402.696	-	0.00480
OK	20331	5	0	HEA300-E, HEA300		21	Class3	0.30576	0.30576	1.000	1.000	-1713.3	-	-77.262	16.6763	50.6119	22.1815	-	-
	0.747	0.030		S355	355000		-	0.30576	0.30576	1.000	1.000	3820.48	-	426.000	142.338	1771.04	736.878	-	-
OK	26242	6	0	HEA220-E, HEA220		2	Class2	1.78026	0.40000	1.000	1.000	-773.30	-	77.9241	-7.8527	7.48337	43.6342	-	-0.0086
	0.848	0.108		S355	355000		-	0.00000	0.40000	1.000	1.000	2173.95	-	192.038	90.7796	998.250	402.696	-	0.02644
OK	3122	7	0	Corrente SUP		21	Class1	1.66105	1.66105	1.000	1.000	642.744	-	-2.4713	14.4843	1.91761	1.36760	-	-
	0.810	0.008		S355	355000		-	1.66105	1.66105	1.000	1.000	1060.27	-	44.6718	97.6852	364.452	172.400	-	-
OK	3139	8	0	Montante, HEA180		21	Class2	1.50000	1.50000	1.000	1.000	131.816	-	-25.333	-2.7094	3.51157	12.2210	-	-
	0.369	0.043		S355	355000		-	1.50000	1.50000	1.000	1.000	1531.57	-	109.543	52.4954	706.231	283.429	-	-
OK	3211	9	0	HEB180-E, HEB180		21	Class1	0.31166	0.50000	1.000	1.000	-372.26	-	-117.49	0.20649	1.49852	47.9185	-	-
	0.892	0.121		S355	355000		-	0.00000	0.50000	1.000	1.000	2207.76	-	162.962	77.6082	1022.45	396.060	-	-
OK	3058	10	0	Collegamento		21	Class1	0.03000	0.03000	1.000	1.000	-353.15	-	0.24138	0.63775	29.2925	8.06244	-	-0.0000
	0.198	0.023		S355	355000		-	0.00000	0.03000	1.000	1.000	2231.43	-	122.729	16.7357	1288.32	1288.32	-	0.00012

10.4.2 TRAVE HEA300 IMPALCATO

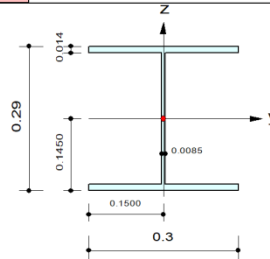
midas Gen

Steel Checking Result

Company		Project Title	
Author	Ing. Stefano Baroni	File Name	25102-REV_A_00-Base-Campata_Rev_A_12.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 1025
 Material S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name HEA300 (No:1)
 (Rolled : HEA300).
 Member Length : 0.32000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -81.169 (LCB: 24, POS:I)
 Bending Moments My = 73.1753, Mz = -0.6457
 End Moments Myi = 73.1753, Myj = 65.7677 (for Lb)
 Myi = 73.1753, Myj = 65.7677 (for Ly)
 Mzi = -0.6457, Mzj = -40.926 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 125.877 (LCB: 26, POS:J)
 Fzz = 28.5327 (LCB: 19, POS:J)

Depth	0.29000	Web Thick	0.00850
Top F Width	0.30000	Top F Thick	0.01400
Bot.F Width	0.30000	Bot.F Thick	0.01400
Area	0.01130	Asz	0.00247
Qyb	0.07677	Qzb	0.01125
Iyy	0.00018	Izz	0.00006
Ybar	0.15000	Zbar	0.14500
Wely	0.00126	Welz	0.00042
ry	0.12700	rz	0.07490

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 0.32000, Lz = 0.32000, Lb = 0.00000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$$KL/r = 15.9 < 200.0 \text{ (Memb:100, LCB: 1)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/MIN[Nc_{Rd}, Nb_{Rd}] = 81.17/3820.48 = 0.021 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 73.175/426.000 = 0.172 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.646/142.338 = 0.005 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{yRd} + M_{Edz}/M_{zRd}$$

$$R_{c.LT1} = N_{Ed}/(\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{b.LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ely} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz})/(W_{elz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{c.LT2} = N_{Ed}/(\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{b.LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ely} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz})/(W_{elz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{max} = MAX[R_{byN} + R_{byM}, MAX(R_{c.LT1} + R_{b.LT1}, R_{c.LT2} + R_{b.LT2})] = 0.481 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{yRd} = 0.071 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{zRd} = 0.039 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

5. Deflection Checking Results

$$L/250.0 = 0.0060 > 0.0001 \text{ (Memb:1150, LCB: 35, POS: 0.8m, Dir-Z)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

10.4.3 TRAVE HEA220 IMPALCATO

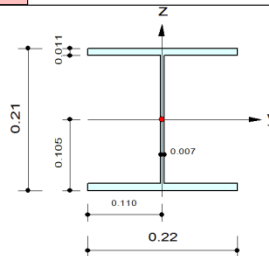
midas Gen

Steel Checking Result

Company		Project Title	
Author	Ing. Stefano Baroni	File Name	25102-REV_A_00-Base-Campata_Rev_A_12.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System kN, m
Member No 1068
Material S355 (No:1)
(Fy = 355000, Es = 210000000)
Section Name HEA220 (No:2)
(Rolled : HEA220).
Member Length : 0.24000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 173.852 (LCB: 8, POS:I)
Bending Moments My = 12.2593, Mz = 2.13696
End Moments Myi = 12.2593, Myj = 11.9508 (for Lb)
Myi = 12.2593, Myj = 11.9508 (for Ly)
Mzi = 2.13696, Mzj = 0.20338 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 8.05656 (LCB: 26, POS:I)
Fzz = 1.89893 (LCB: 21, POS:J)

Depth	0.21000	Web Thick	0.00700
Top F Width	0.22000	Top F Thick	0.01100
Bot.F Width	0.22000	Bot.F Thick	0.01100
Area	0.00643	Asz	0.00147
Qyb	0.03882	Qzb	0.00605
Iyy	0.00005	Izz	0.00002
Ybar	0.11000	Zbar	0.10500
Wely	0.00052	Welz	0.00018
ry	0.09170	rz	0.05510

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 0.24000, Lz = 0.24000, Lb = 0.00000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$L/r = 4.4 < 300.0$ (Memb:1068, LCB: 8)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 173.85/2173.95 = 0.080 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 12.259/192.038 = 0.064 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 2.1370/90.7796 = 0.024 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

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

$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^\beta$

$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{max} = \text{MAX}[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM})] = 0.167 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.008 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.005 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 0.0010 > 0.0000$ (Memb:1046, LCB: 51, POS: 0.1m, Dir-Z)..... O.K

10.4.4 TRAVE IPE180 IMPALCATO

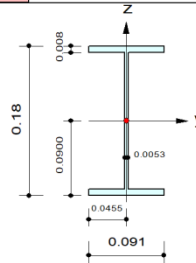
midas Gen

Steel Checking Result

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Ing. Stefano Baroni	File Name	25102-REV_A_00-Base-Campata_Rev_A_12.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 27977
 Material S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name IPE180 (No:3)
 (Rolled : IPE180).
 Member Length : 0.24000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 97.1852 (LCB: 24, POS:J)
 Bending Moments My = 10.6660, Mz = -0.2620
 End Moments Myi = 8.92714, Myj = 10.6660 (for Lb)
 Myi = 8.92714, Myj = 10.6660 (for Ly)
 Mzi = 0.05608, Mzj = -0.2620 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 1.32536 (LCB: 26, POS:I)
 Fzz = -9.5069 (LCB: 19, POS:I)

Depth	0.18000	Web Thick	0.00530
Top F Width	0.09100	Top F Thick	0.00800
Bot.F Width	0.09100	Bot.F Thick	0.00800
Area	0.00239	Asz	0.00095
Qyb	0.01517	Qzb	0.00104
Iyy	0.00001	Izz	0.00000
Ybar	0.04550	Zbar	0.09000
Wely	0.00015	Welz	0.00002
ry	0.07398	rz	0.02081

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 0.24000, Lz = 0.24000, Lb = 0.00000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

 $KL/r = 57.7 < 200.0$ (Memb:43, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance

 $N_{Ed}/N_{t,Rd} = 97.185/808.048 = 0.120 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 10.6660/56.2590 = 0.190 < 1.000$ O.K

 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.2620/11.5884 = 0.023 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

 $R_{MNRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$
 $R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^\beta$
 $R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$
 $R_{max} = \text{MAX}[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM})] = 0.332 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

 $V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.004 < 1.000$ O.K

 $V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.043 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

 $L/250.0 = 0.0048 > 0.0002$ (Memb:1060, LCB: 35, POS: 0.5m, Dir-Z)..... O.K

10.4.5 TRAVE HEA300 CAMPATA INGRESSO

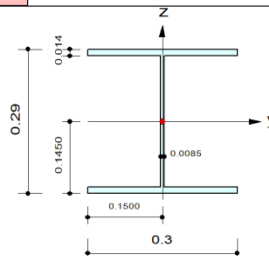
midas Gen

Steel Checking Result

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Ing. Stefano Baroni	File Name	25102-REV_A_00-Base-Campata_Rev_A_12.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System kN, m
Member No 20331
Material S355 (No:2)
(Fy = 355000, Es = 210000000)
Section Name HEA300-E (No:5)
(Rolled : HEA300).
Member Length : 0.30576



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -1713.3 (LCB: 21, POS:J)
Bending Moments My = -77.262, Mz = 16.6763
End Moments Myi = -70.534, Myj = -77.262 (for Lb)
Myi = -70.534, Myj = -77.262 (for Ly)
Mzi = 1.20117, Mzj = 16.6763 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -50.612 (LCB: 21, POS:J)
Fzz = 22.1815 (LCB: 21, POS:J)

Depth	0.29000	Web Thick	0.00850
Top F Width	0.30000	Top F Thick	0.01400
Bot.F Width	0.30000	Bot.F Thick	0.01400
Area	0.01130	Asz	0.00247
Qyb	0.07677	Qzb	0.01125
Iyy	0.00018	Izz	0.00006
Ybar	0.15000	Zbar	0.14500
Wely	0.00126	Welz	0.00042
ry	0.12700	rz	0.07490

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 0.30576, Lz = 0.30576, Lb = 0.30576
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 20.8 < 200.0$ (Memb:3098, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 1713.27/3820.48 = 0.448 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 77.262/426.000 = 0.181 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 16.676/142.338 = 0.117 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{c,LT1} = N_{Ed}/(\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b,LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ely} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz})/(W_{elz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{c,LT2} = N_{Ed}/(\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b,LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ely} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz})/(W_{elz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[R_{byN} + R_{byM}, MAX(R_{c,LT1} + R_{b,LT1}, R_{c,LT2} + R_{b,LT2})] = 0.747 < 1.000$... O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.029 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.030 < 1.000$ O.K

10.4.6 TRAVE HEA220 CAMPATA INGRESSO

midas Gen

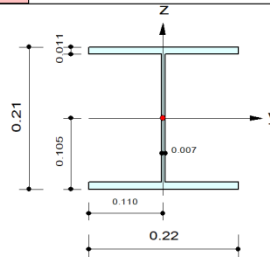
Steel Checking Result



Company	Project Title
Author	File Name
Ing. Stefano Baroni	25102-REV_A_00-Base-Campata_Rev_A_12.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 26242
 Material S355 (No:2)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name HEA220-E (No:6)
 (Rolled : HEA220).
 Member Length : 1.78026



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -773.30 (LCB: 2, POS:I)
 Bending Moments My = 77.9241, Mz = -7.8527
 End Moments Myi = 77.9241, Myj = 8.31374 (for Lb)
 Myi = 77.9241, Myj = 8.31374 (for Ly)
 Mzi = -7.8527, Mzj = 5.46770 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -7.4834 (LCB: 5, POS:I)
 Fzz = 43.6342 (LCB: 21, POS:J)

Depth	0.21000	Web Thick	0.00700
Top F Width	0.22000	Top F Thick	0.01100
Bot.F Width	0.22000	Bot.F Thick	0.01100
Area	0.00643	Asz	0.00147
Qyb	0.03882	Qzb	0.00605
Iyy	0.00005	Izz	0.00002
Ybar	0.11000	Zbar	0.10500
Wely	0.00052	Welz	0.00018
ry	0.09170	rz	0.05510

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 0.40000, Lz = 0.40000, Lb = 0.00000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$$KL/r = 7.3 < 200.0 \text{ (Memb:26242, LCB: 2)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/MIN[N_{c_Rd}, N_{b_Rd}] = 773.30/2173.95 = 0.356 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 77.924/192.038 = 0.406 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 7.8527/90.7796 = 0.087 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R_{MNRd} = MAX[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$$

$$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^\beta$$

$$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$$

$$R_{c.LT1} = N_{Ed}/(\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{b.LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{c.LT2} = N_{Ed}/(\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{b.LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{max} = MAX[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM}), MAX(R_{c.LT1} + R_{b.LT1}, R_{c.LT2} + R_{b.LT2})] = 0.848 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.007 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.108 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

5. Deflection Checking Results

$$L/250.0 = 0.0264 > 0.0086 \text{ (Memb:31187, LCB: 50, POS: 2.9m, Dir-Z)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

10.4.7 TRAVE HEB180 CAMPATA INGRESSO

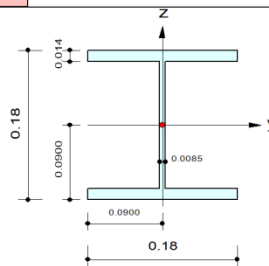
midas Gen

Steel Checking Result

MIDAS	Company	Project Title
	Ing. Stefano Baroni	25102-REV_A_00-Base-Campata_Rev_A_12.mgb
Author	File Name	

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System kN, m
Member No 3211
Material S355 (No:2)
($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
Section Name HEB180-E (No:9)
(Rolled : HEB180).
Member Length : 0.31166



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = -372.26$ (LCB: 21, POS:I)
Bending Moments $M_y = -117.49$, $M_z = 0.20649$
End Moments $M_{yi} = -117.49$, $M_{yj} = -102.59$ (for Lb)
 $M_{yi} = -117.49$, $M_{yj} = -102.59$ (for Ly)
 $M_{zi} = 0.20649$, $M_{zj} = 0.64952$ (for Lz)
Shear Forces $F_{yy} = -1.4985$ (LCB: 5, POS:J)
 $F_{zz} = -47.918$ (LCB: 21, POS:I)

Depth	0.18000	Web Thick	0.00850
Top F Width	0.18000	Top F Thick	0.01400
Bot.F Width	0.18000	Bot.F Thick	0.01400
Area	0.00653	Asz	0.00153
Qyb	0.02750	Qzb	0.00405
Iyy	0.00004	Izz	0.00001
Ybar	0.09000	Zbar	0.09000
Wely	0.00043	Welz	0.00015
ry	0.07660	rz	0.04570

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 0.50000$, $L_z = 0.50000$, $L_b = 0.00000$
Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors $C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$$KL/r = 10.9 < 200.0 \text{ (Memb:3211, LCB: 21)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/\min[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 372.26/2207.76 = 0.169 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 117.490/162.962 = 0.721 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.2065/77.6082 = 0.003 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R_{MNRd} = \max[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$$

$$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^\beta$$

$$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$$

$$R_{c.LT1} = N_{Ed}/(\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{b.LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{c.LT2} = N_{Ed}/(\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{b.LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{max} = \max[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM}), \max(R_{c.LT1} + R_{b.LT1}, R_{c.LT2} + R_{b.LT2})] = 0.892 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.001 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.121 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

10.4.8 MONTANTE CAMPATA INGRESSO

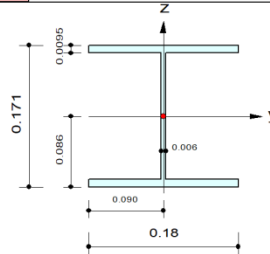
midas Gen

Steel Checking Result

Company		Project Title	
Author	Ing. Stefano Baroni	File Name	25102-REV_A_00-Base-Campata_Rev_A_12.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 3139
 Material S355 (No:2)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name Montante (No:8)
 (Rolled : HEA180).
 Member Length : 1.50000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 131.816 (LCB: 21, POS:J)
 Bending Moments My = -25.333, Mz = -2.7094
 End Moments Myi = -7.0014, Myj = -25.333 (for Lb)
 Myi = -7.0014, Myj = -25.333 (for Ly)
 Mzi = 1.99031, Mzj = -2.7094 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 3.51157 (LCB: 10, POS:I)
 Fzz = 12.2210 (LCB: 21, POS:I)

Depth	0.17100	Web Thick	0.00600
Top F Width	0.18000	Top F Thick	0.00950
Bot.F Width	0.18000	Bot.F Thick	0.00950
Area	0.00453	Asz	0.00103
Qyb	0.02590	Qzb	0.00405
Iyy	0.00003	Izz	0.00001
Ybar	0.09000	Zbar	0.08550
Wely	0.00029	Welz	0.00010
ry	0.07450	rz	0.04520

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.50000, Lz = 1.50000, Lb = 1.50000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$$KL/r = 47.9 < 200.0 \text{ (Memb:3148, LCB: 1)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 131.82/1531.57 = 0.086 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 25.333/109.543 = 0.231 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 2.7094/52.4954 = 0.052 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R_{MNRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$$

$$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^\beta$$

$$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$$

$$R_{max} = \text{MAX}[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM})] = 0.369 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.005 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.043 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

10.4.9 CORRENTE SUPERIORE CAMPATA INGRESSO

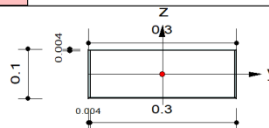
midas Gen

Steel Checking Result

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Ing. Stefano Baroni	File Name	25102-REV_A_00-Base-Campata_Rev_A_12.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System kN, m
Member No 3122
Material S355 (No:2)
(Fy = 355000, Es = 210000000)
Section Name Corrente SUP (No:7)
(Built-up Section).
Member Length : 1.66105



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 642.744 (LCB: 21, POS:I)
Bending Moments My = -2.4713, Mz = 14.4843
End Moments Myi = -2.4713, Myj = -0.6489 (for Lb)
Myi = -2.4713, Myj = -0.6489 (for Ly)
Mzi = 14.4843, Mzj = 11.2990 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 1.91761 (LCB: 21, POS:I)
Fzz = -1.3676 (LCB: 21, POS:I)

Depth	0.10000	Web Thick	0.00400
Flg Width	0.30000	Top F Thick	0.00400
Web Center	0.29600	Bot.F Thick	0.00400
Area	0.00314	Asz	0.00080
Qyb	0.00826	Qzb	0.01806
Iyy	0.00001	Izz	0.00003
Ybar	0.15000	Zbar	0.05000
Wely	0.00012	Welz	0.00023
ry	0.04393	rz	0.10431

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.66105, Lz = 1.66105, Lb = 1.66105
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio
 $KL/r = 35.5 < 200.0$ (Memb:3159, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
 $N_{Ed}/N_{t,Rd} = 642.74/1060.27 = 0.606 < 1.000$ O.K
Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 2.4713/44.6718 = 0.055 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 14.4843/97.6852 = 0.148 < 1.000$ O.K
Combined Resistance
 $R_{MNRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$
 $R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^\beta$
 $R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$
 $R_{max} = \text{MAX}[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM})] = 0.810 < 1.000$ O.K
Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.005 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.008 < 1.000$ O.K

10.4.10

DIAGRAMMA SFRUTTAMENTO

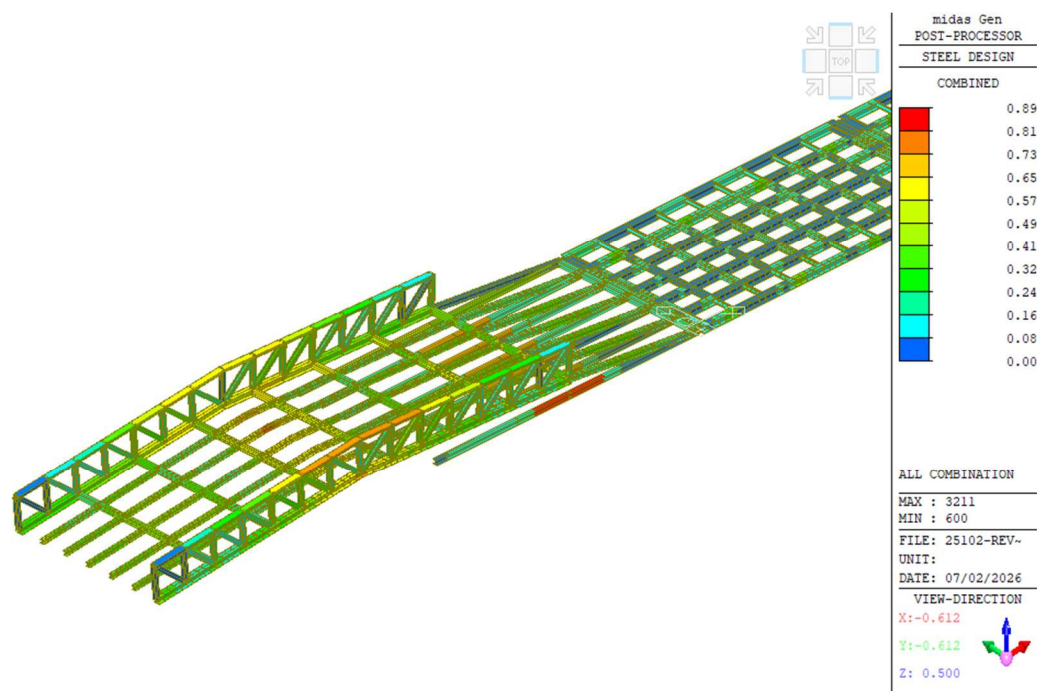


Figura 38. Campata di accesso – Azioni combinate

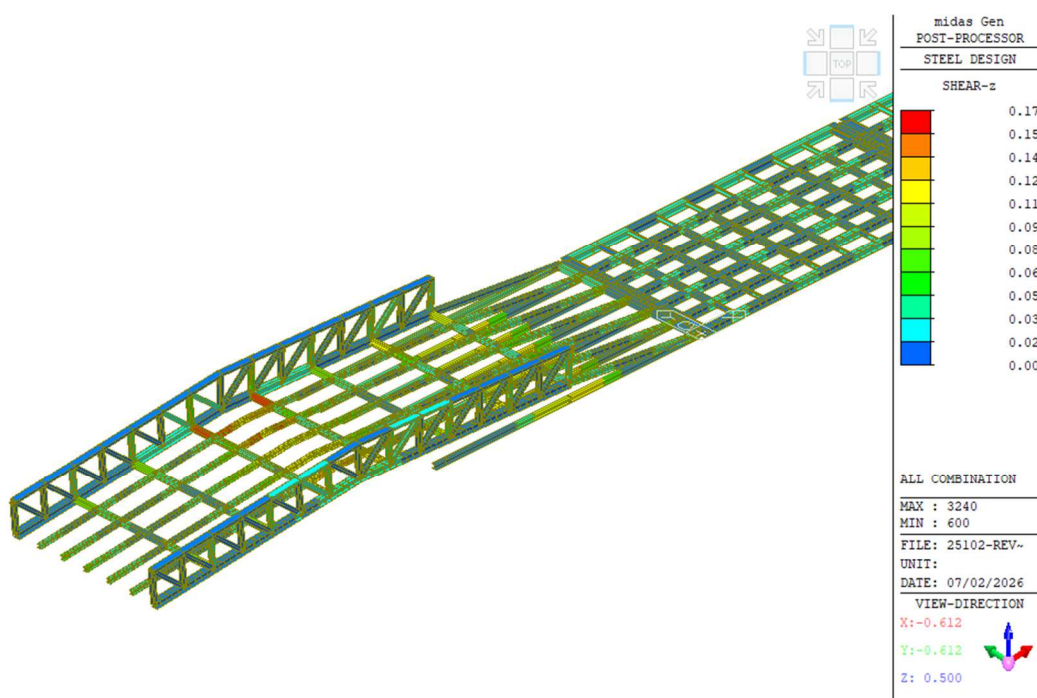


Figura 39. Campata di accesso – Azioni taglienti

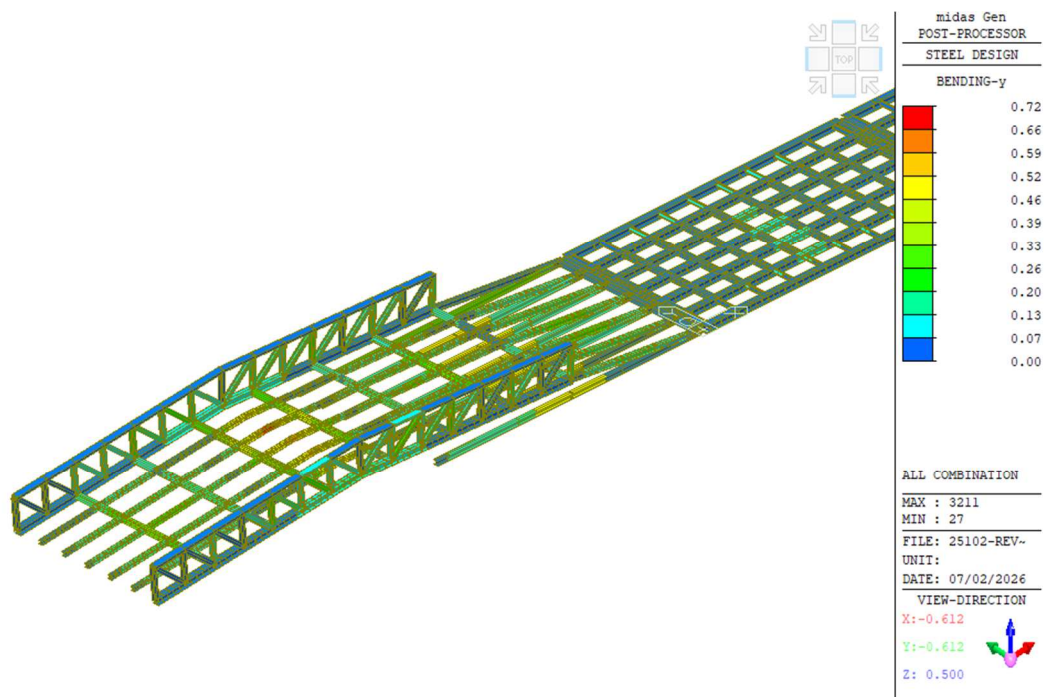


Figura 40. Campata di accesso – Azioni flessionali

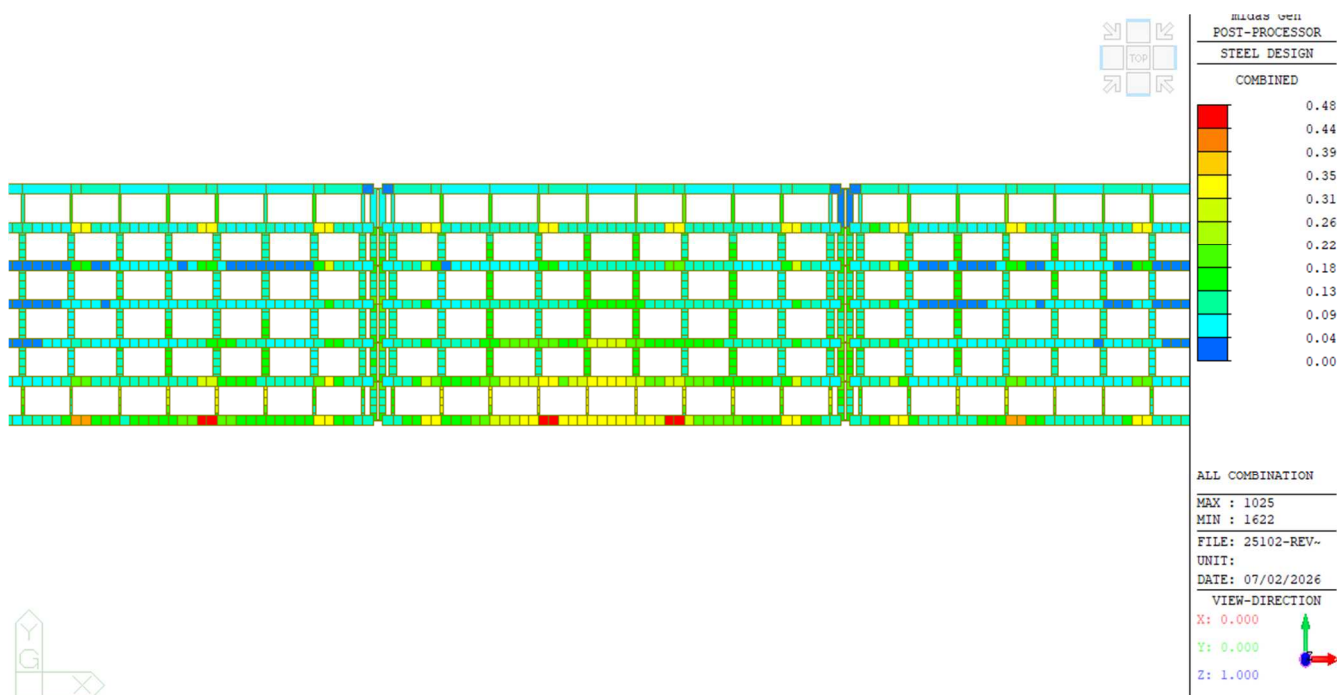


Figura 41. Campata tipo – Azioni combinate

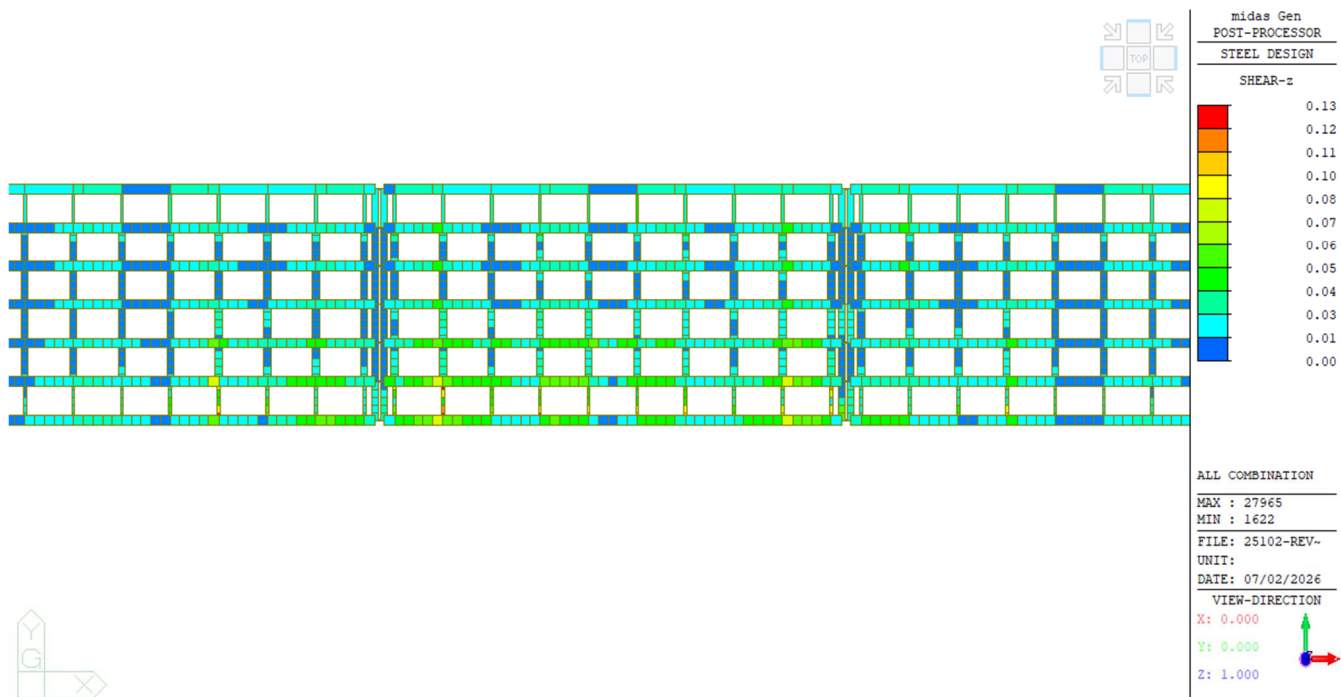


Figura 42. Campata tipo – Azioni taglianti

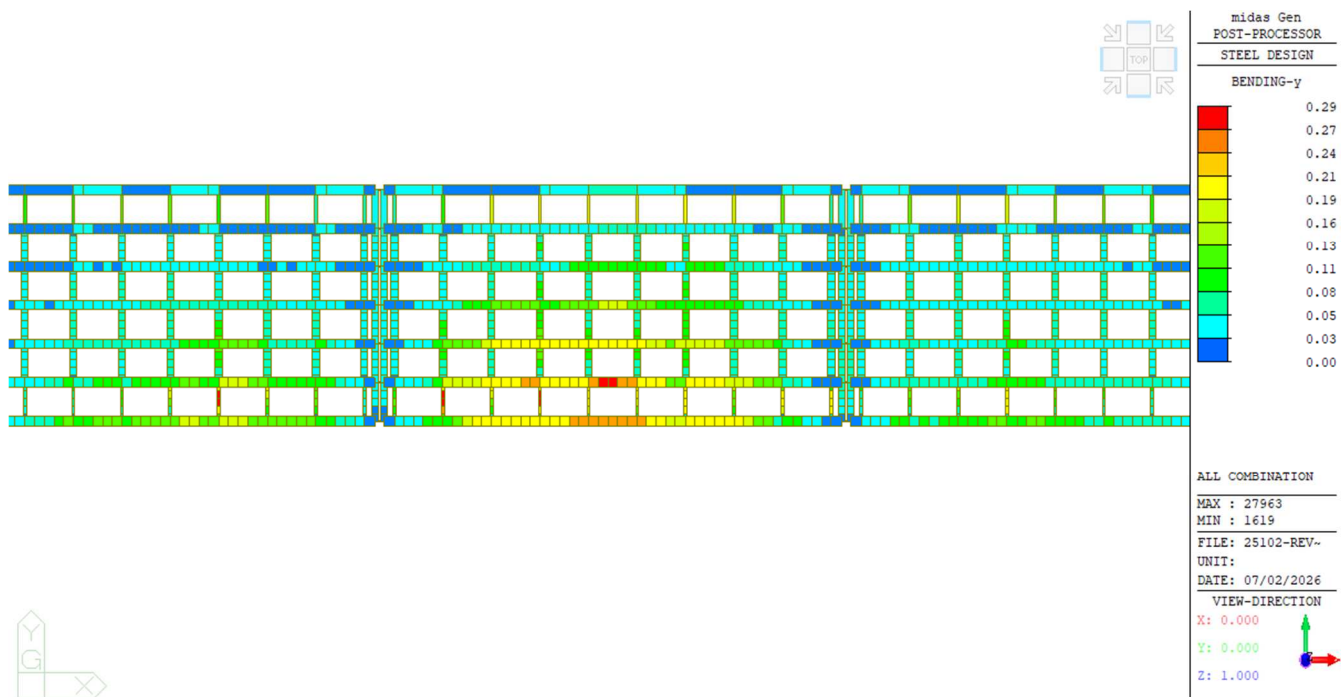


Figura 43. Campata tipo – Azioni taglianti

10.4.11 TABULATO DI CALCOLO

*. MEMBER NO = 1025, ELEMENT TYPE = Beam

*. LOADCOMB NO = 24, MATERIAL NO = 1, SECTION NO = 1

*. UNIT SYSTEM : kN, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = HEA300

Shape = I - Section. (Rolled)

Depth = 0.290, Top F Width = 0.300, Bot.F Width = 0.300

Web Thick = 0.009, Top F Thick = 0.014, Bot.F Thick = 0.014

Area = 1.13000e-02, Avy = 9.07300e-03, Avz = 3.77500e-03

Ybar = 1.50000e-01, Zbar = 1.45000e-01, Qyb = 7.67687e-02, Qzb = 1.12500e-02

Wely = 1.26000e-03, Welz = 4.21000e-04, Wply = 1.38400e-03, Wplz = 6.34732e-04

Iyy = 1.82600e-04, Izz = 6.31000e-05, Iyz = 0.00000e+00

Iy = 1.27000e-01, iz = 7.49000e-02

J = 6.05299e-07, Cwp = 1.19977e-06

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

Ly = 3.20000e-01, Lz = 3.20000e-01, Lb = 0.00000e+00

Ky = 1.00000e+00, Kz = 1.00000e+00

*. MATERIAL PROPERTIES :

Fy = 3.55000e+05, Es = 2.10000e+08, MATERIAL NAME = S355

*. FORCES AND MOMENTS AT (I) POINT :

Axial Force Fxx = -8.11693e+01

Shear Forces Fyy = 1.25877e+02, Fzz = 2.29609e+01

Bending Moments My = 7.31753e+01, Mz = -6.45661e-01

End Moments Myi = 7.31753e+01, Myj = 6.57677e+01 (for Lb)

Myi = 7.31753e+01, Myj = 6.57677e+01 (for Ly)

Mzi = -6.45661e-01, Mzj = -4.09264e+01 (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 = $\sqrt{235/f_y}$ = 0.81

-. b/t = BTR = 8.48

- $\sigma_1 = 66825.428 \text{ KPa}$.
- $\sigma_2 = 65610.336 \text{ KPa}$.
- $BTR < 14 \cdot e$ (Class 3 : Semi-compact).

=====
 [[[*]]] CLASSIFY RIGHT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).
 =====

(). Determine classification of compression outstand flanges.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5]

- $e = \sqrt{235/f_y} = 0.81$
- $b/t = BTR = 8.48$
- $\sigma_1 = 64970.814 \text{ KPa}$.
- $\sigma_2 = 63755.722 \text{ KPa}$.
- $BTR < 14 \cdot e$ (Class 3 : Semi-compact).

=====
 [[[*]]] CLASSIFY LEFT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).
 =====

(). Determine classification of tension outstand flanges.

- Not Checking the Section Classification.

=====
 [[[*]]] 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]

- $e = \sqrt{235/f_y} = 0.81$
- $d/t = HTR = 24.47$
- $\sigma_1 = 45105.350 \text{ KPa}$.
- $\sigma_2 = -30739.110 \text{ KPa}$.
- $\Psi = [2 \cdot (N_{Ed}/A) \cdot (1/f_y)] - 1 = -0.960$
- $\alpha = 0.565 > 0.5$
- $HTR < 396 \cdot e / (13 \cdot \alpha - 1)$ (Class 1 : Plastic).

=====
 [[[*]]] APPLIED FACTORS.
 =====

(). Calculate equivalent uniform moment factors (C_{my}, C_{mz}, C_{mLT}).

[Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]

-. $C_{my,0} = 0.979$

-. $C_{mz,0} = 0.793$

-. C_{my} (Default or User Defined Value) = 1.000

-. C_{mz} (Default or User Defined Value) = 1.000

-. C_{mLT} (Default or User Defined Value) = 1.000

midas Gen - Steel Code Checking [Eurocode3:05]

Gen 2026

(). Partial Factors (Gamma_Mi).

[Eurocode3:05 6.1]

-. Gamma_M0 = 1.05

-. Gamma_M1 = 1.05

-. Gamma_M2 = 1.25

[[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.

(). Check slenderness ratio of axial compression member (Kl/i).

-. Kl/i = 4.3 < 200.0 ---> O.K.

(). Calculate axial compressive resistance (Nc_Rd).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.4]

-. Nc_Rd = fy * Area / Gamma_M0 = 3820.48 kN.

(). Check ratio of axial resistance (N_Ed/Nc_Rd).

N_Ed 81.17

-. ----- = 0.021 < 1.000 ---> O.K.

Nc_Rd 3820.48

(). 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) = 0.033

-. Ncry = Pi^2*Es*Iyy / (Ky*Ly)^2 = 3695896.98 kN.

-. Lambda_by < 0.2 or N_Ed/Ncry < 0.04 --> No need to check.

-. Lambda_bz = {(Kz*Lz/iz)/Lambda1} * SQRT(Beta_A) = 0.056

-. Ncrz = Pi^2*Es*Izz / (Kz*Lz)^2 = 1277169.22 kN.

-. 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]

-. eta = 1.2 (Fy < 460 MPa.)

-. r = 0.0270 m.

$$\begin{aligned} - . A_{vy} &= \text{Area} - h_w * t_w &= & 0.0091 \text{ m}^2. \\ - . A_{vz1} &= \eta * h_w * t_w &= & 0.0027 \text{ m}^2. \\ - . A_{vz2} &= \text{Area} - 2 * B * t_f + (t_w + 2 * r) * t_f &= & 0.0038 \text{ m}^2. \\ - . A_{vz} &= \text{MAX}[A_{vz1}, A_{vz2}] &= & 0.0038 \text{ m}^2. \end{aligned}$$

(). Calculate plastic shear resistance in local-y direction (V_{pl_Rdy}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

$$- . V_{pl_Rdy} = [A_{vy} * f_y / \sqrt{3}] / \Gamma_{M0} = 1771.04 \text{ kN}.$$

(). Check ratio of shear resistance (V_{Edy}/V_{pl_Rdy}).

(LCB = 26, POS = J)

$$- . \text{Applied shear force : } V_{Edy} = 125.88 \text{ kN}.$$

$$V_{Edy} \quad 125.88$$

$$- . \text{-----} = \text{-----} = 0.071 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$V_{pl_Rdy} \quad 1771.04$$

(). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (V_{pl_Rdz}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

$$- . V_{pl_Rdz} = [A_{vz} * f_y / \sqrt{3}] / \Gamma_{M0} = 736.88 \text{ kN}.$$

(). Shear Buckling Check.

[Eurocode3:05 6.2.6]

$$- . HTR < 72 * e / \eta \text{ ---> No need to check!}$$

(). Check ratio of shear resistance (V_{Edz}/V_{pl_Rdz}).

(LCB = 19, POS = J)

$$- . \text{Applied shear force : } V_{Edz} = 28.53 \text{ kN}.$$

$$V_{Edz} \quad 28.53$$

$$- . \text{-----} = \text{-----} = 0.039 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$V_{pl_Rdz} \quad 736.88$$

=====

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.

=====

(). Calculate elastic resistance moment about major axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

$$- . W_{ely} = 0.0013 \text{ m}^3.$$

$$- . M_{c_Rdy} = W_{ely} * f_y / \Gamma_{M0} = 426.00 \text{ kN-m}.$$

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edy}/M_{c_Rdy}).

$$M_{Edy} \quad 73.18$$

$$- . \text{-----} = \text{-----} = 0.172 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$M_{c_Rdy} \quad 426.00$$

=====

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.

(). Calculate elastic resistance moment about minor axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

$$-. W_{elz} = 0.0004 \text{ m}^3.$$

$$-. M_{c_Rdz} = W_{elz} * f_y / \Gamma_{M0} = 142.34 \text{ kN-m}.$$

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edz}/M_{c_Rdz}).

$$M_{Edz} \quad 0.65$$

$$-. \frac{M_{Edz}}{M_{c_Rdz}} = \frac{0.65}{142.34} = 0.005 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$M_{c_Rdz} \quad 142.34$$

[[[*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.

(). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

$$-. \text{In case of } V_{Edz} / V_{pl_Rdz} < 0.5$$

$$-. M_{y_Rd} = M_{c_Rdy} = 426.00 \text{ kN-m}.$$

(). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

$$-. \text{In case of } V_{Edy} / V_{pl_Rdy} < 0.5$$

$$-. M_{z_Rd} = M_{c_Rdz} = 142.34 \text{ kN-m}.$$

(). Check general interaction ratio.

[Eurocode3:05 6.2.1 (6.2)] - Class3

$$N_{Ed} \quad M_{Edy} \quad M_{Edz}$$

$$-. R_{max1} = \frac{N_{Ed}}{A * f_y / \Gamma_{M0}} + \frac{M_{Edy}}{M_{y_Rd}} + \frac{M_{Edz}}{M_{z_Rd}}$$

$$= 0.198 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

(). Check interaction ratio of bending and axial compression member.

[Eurocode3:05 6.3.1, 6.2.9.3 (6.61, 6.62), Annex A]

$$-. N_{Ed} = -81.17 \text{ kN}.$$

$$-. M_{Edy} = 73.18 \text{ kN-m}.$$

$$-. M_{Edz} = -40.93 \text{ kN-m}.$$

$$-. k_{yy} = 1.000$$

$$-. k_{yz} = 1.000$$

$$-. k_{zy} = 1.000$$

$$-. k_{zz} = 1.000$$

$$-. \chi_{iy} = 1.000$$

$$-. \chi_{iz} = 1.000$$

$$-. \chi_{iLT} = 1.000$$

$$-. N_{Rk} = A * f_y = 4011.50 \text{ kN}.$$

$$-. M_{y_Rk} = W_{ely} * f_y = 447.30 \text{ kN-m}.$$

$$-. Mz_Rk = Welz * fy = 149.46 \text{ kN-m.}$$

$$-. N_Ed * eNy = 0.0 \text{ (Not Slender)}$$

$$-. N_Ed * eNz = 0.0 \text{ (Not Slender)}$$

$$-. Rmax_LT1 = \frac{N_Ed}{\gamma_{M1}} + k_{yy} * \frac{M_Edy + N_Ed * eNy}{\gamma_{M1}} + k_{yz} * \frac{M_Edz + N_Ed * eNz}{\gamma_{M1}}$$

$$= 0.481 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$-. Rmax_LT2 = \frac{N_Ed}{\gamma_{M1}} + k_{zy} * \frac{M_Edy + N_Ed * eNy}{\gamma_{M1}} + k_{zz} * \frac{M_Edz + N_Ed * eNz}{\gamma_{M1}}$$

$$= 0.481 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$-. Rmax = \max[Rmax1, \max(Rmax_LT1, Rmax_LT2)] = 0.481 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

=====
[[[*]]] CHECK DEFLECTION.
=====

(). Compute Maximum Deflection.

$$-. LCB = 35$$

$$-. DAF = 1.000 \text{ (Deflection Amplification Factor).}$$

$$-. \text{Position} = 0.755 \text{m From i-end(Node 760).}$$

$$-. \text{Def} = -1.324 \text{e-04} * DAF = -1.324 \text{e-04m (Global Z)}$$

$$-. \text{Def_Lim} = 0.006 \text{m}$$

$$\text{Def} < \text{Def_Lim} \text{ ---> O.K !}$$

*. MEMBER NO = 1068, ELEMENT TYPE = Beam

*. LOADCOMB NO = 8, MATERIAL NO = 1, SECTION NO = 2

*. UNIT SYSTEM : kN, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = HEA220

Shape = I - Section. (Rolled)

Depth = 0.210, Top F Width = 0.220, Bot.F Width = 0.220

Web Thick = 0.007, Top F Thick = 0.011, Bot.F Thick = 0.011

Area = 6.43000e-03, Avy = 5.11400e-03, Avz = 2.06300e-03

Ybar = 1.10000e-01, Zbar = 1.05000e-01, Qyb = 3.88166e-02, Qzb = 6.05000e-03

Wely = 5.15000e-04, Welz = 1.78000e-04, Wply = 5.68000e-04, Wplz = 2.68503e-04

Iyy = 5.41000e-05, Izz = 1.95000e-05, Iyz = 0.00000e+00

Iy = 9.17000e-02, iz = 5.51000e-02

J = 2.17966e-07, Cwp = 1.93266e-07

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

Ly = 2.40000e-01, Lz = 2.40000e-01, Lb = 0.00000e+00

Ky = 1.00000e+00, Kz = 1.00000e+00

*. MATERIAL PROPERTIES :

$F_y = 3.55000e+05$, $E_s = 2.10000e+08$, MATERIAL NAME = S355

*. FORCES AND MOMENTS AT (I) POINT :

Axial Force $F_{xx} = 1.73852e+02$

Shear Forces $F_{yy} = 8.05656e+00$, $F_{zz} = 1.20520e+00$

Bending Moments $M_y = 1.22593e+01$, $M_z = 2.13696e+00$

End Moments $M_{yi} = 1.22593e+01$, $M_{yj} = 1.19508e+01$ (for L_b)

$M_{yi} = 1.22593e+01$, $M_{yj} = 1.19508e+01$ (for L_y)

$M_{zi} = 2.13696e+00$, $M_{zj} = 2.03384e-01$ (for L_z)

*. Sign conventions for stress and axial force.

- Stress : Compression positive.

- Axial force: Tension positive.

=====
[[[*]]] CLASSIFY LEFT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).
=====

(). Determine classification of tension outstand flanges.

-. Not Checking the Section Classification.

=====
[[[*]]] CLASSIFY RIGHT-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]

-. $e = \text{SQRT}(235/f_y) = 0.81$

-. $b/t = BTR = 8.05$

-. $\sigma_1 = 2504.323 \text{ KPa}$.

-. $\sigma_2 = -3898.887 \text{ KPa}$.

-. $\Psi = \sigma_2 / \sigma_1 = -1.557$

-. $\alpha = 1.000$

-. $BTR < 10 \cdot e / \alpha$ (Class 2 : Compact).

=====
[[[*]]] CLASSIFY LEFT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).
=====

(). Determine classification of tension outstand flanges.

-. Not Checking the Section Classification.

=====
[[[*]]] 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 tension web(Internal element(s)).

- . Not Checking the Section Classification.

=====
[[[*]]] APPLIED FACTORS.
=====

(). Calculate equivalent uniform moment factors (C_{my},C_{mz},C_{mLT}).

[Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]

- . C_{my,0} = 1.000

- . C_{mz,0} = 0.810

- . C_{my} (Default or User Defined Value) = 1.000

- . C_{mz} (Default or User Defined Value) = 1.000

- . C_{mLT} (Default or User Defined Value) = 1.000

(). Partial Factors (Gamma_Mi).

[Eurocode3:05 6.1]

- . Gamma_M0 = 1.05

- . Gamma_M1 = 1.05

- . Gamma_M2 = 1.25

=====
[[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.
=====

(). Check slenderness ratio of axial tension member (l/i).

- . l/i = 4.4 < 300.0 ---> O.K.

(). Calculate parameters for combined resistance.

- . Lambda1 = $\pi \cdot \sqrt{E_s/f_y}$ = 76.409

- . Lambda_bz = (KLz/iz) / Lambda1 = 0.057

(). Calculate axial tensile resistance (N_{t,Rd}).

[Eurocode3:05 6.2.3]

- . N_{t,Rd} = f_y * Area / Gamma_M0 = 2173.95 kN.

(). Check ratio of axial resistance (N_{Ed}/N_{Rd}).

N_{Ed} 173.85

- . ----- = 0.080 < 1.000 ---> O.K.

Nt_Rd 2173.95

=====
 [[[*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.
 =====

(). Calculate shear area.

[Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1 NOTE 2]

-. $\eta = 1.2$ ($F_y < 460$ MPa.)

-. $r = 0.0180$ m.

-. $A_{vy} = A_{area} - h_w * t_w = 0.0051 \text{ m}^2$.

-. $A_{vz1} = \eta * h_w * t_w = 0.0016 \text{ m}^2$.

-. $A_{vz2} = A_{area} - 2 * B * t_f + (t_w + 2 * r) * t_f = 0.0021 \text{ m}^2$.

-. $A_{vz} = \text{MAX}[A_{vz1}, A_{vz2}] = 0.0021 \text{ m}^2$.

(). Calculate plastic shear resistance in local-y direction (V_{pl_Rdy}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

-. $V_{pl_Rdy} = [A_{vy} * f_y / \sqrt{3}] / \Gamma_{M0} = 998.25 \text{ kN}$.

(). Check ratio of shear resistance (V_{Edy}/V_{pl_Rdy}).

(LCB = 26, POS = J)

-. Applied shear force : $V_{Edy} = 8.06 \text{ kN}$.

$V_{Edy} \quad 8.06$

-. $\frac{V_{Edy}}{V_{pl_Rdy}} = \frac{8.06}{998.25} = 0.008 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

$V_{pl_Rdy} \quad 998.25$

(). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (V_{pl_Rdz}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

-. $V_{pl_Rdz} = [A_{vz} * f_y / \sqrt{3}] / \Gamma_{M0} = 402.70 \text{ kN}$.

(). Shear Buckling Check.

[Eurocode3:05 6.2.6]

-. $HTR < 72 * e / \eta \rightarrow \text{No need to check!}$

(). Check ratio of shear resistance (V_{Edz}/V_{pl_Rdz}).

(LCB = 21, POS = J)

-. Applied shear force : $V_{Edz} = 1.90 \text{ kN}$.

$V_{Edz} \quad 1.90$

-. $\frac{V_{Edz}}{V_{pl_Rdz}} = \frac{1.90}{402.70} = 0.005 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

$V_{pl_Rdz} \quad 402.70$

=====
 [[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.
 =====

(). Calculate plastic resistance moment about major axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

$$-. W_{ply} = 0.0006 \text{ m}^3.$$

$$-. M_{c_Rdy} = W_{ply} * f_y / \Gamma_{M0} = 192.04 \text{ kN-m}.$$

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edy}/M_{c_Rdy}).

$$M_{Edy} \quad 12.26$$

$$-. \frac{M_{Edy}}{M_{c_Rdy}} = \frac{12.26}{192.04} = 0.064 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$M_{c_Rdy} \quad 192.04$$

=====
[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.
=====

(). Calculate plastic resistance moment about minor axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

$$-. W_{plz} = 0.0003 \text{ m}^3.$$

$$-. M_{c_Rdz} = W_{plz} * f_y / \Gamma_{M0} = 90.78 \text{ kN-m}.$$

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edz}/M_{c_Rdz}).

$$M_{Edz} \quad 2.14$$

$$-. \frac{M_{Edz}}{M_{c_Rdz}} = \frac{2.14}{90.78} = 0.024 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$M_{c_Rdz} \quad 90.78$$

=====
[[[*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.
=====

(). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of $V_{Edz} / V_{pl_Rdz} < 0.5$

$$-. M_{y_Rd} = M_{c_Rdy} = 192.04 \text{ kN-m}.$$

(). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of $V_{Edy} / V_{pl_Rdy} < 0.5$

$$-. M_{z_Rd} = M_{c_Rdz} = 90.78 \text{ kN-m}.$$

(). Check general interaction ratio.

[Eurocode3:05 6.2.1 (6.2)] - Class1 or Class2

$$N_{Ed} \quad M_{Edy} \quad M_{Edz}$$

$$-. R_{max1} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Edy}}{M_{y_Rd}} + \frac{M_{Edz}}{M_{z_Rd}}$$

$$N_{Rd} \quad M_{y_Rd} \quad M_{z_Rd}$$

$$= 0.167 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

(). Check interaction ratio of bending and axial force member.

[Eurocode3:05 6.2.9 (6.31 ~ 6.41)] - Class1 or Class2

$$-. n = N_{Ed} / N_{pl_Rd} = 0.080$$

$$-. a = \min[(Area - 2b \cdot t_f) / Area, 0.5] = 0.247$$

$$-. \text{Alpha} = 2.000$$

$$-. \text{Beta} = \text{MAX}[5 \cdot n, 1.0] = 1.000$$

$$-. N_{Ed} < 0.25 \cdot N_{pl,Rd} = 543.49 \text{ kN.}$$

$$-. N_{Ed} < 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \Gamma_{M0} = 222.47 \text{ kN.}$$

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

$$-. M_{ny,Rd} = M_{ply,Rd} = 192.04 \text{ kN-m.}$$

$$-. R_{maxy} = M_{Edy} / M_{ny,Rd} = 0.064 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$-. N_{Ed} < h_w \cdot t_w \cdot f_y / \Gamma_{M0} = 699.18 \text{ kN.}$$

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

$$-. M_{nz,Rd} = M_{plz,Rd} = 90.78 \text{ kN-m.}$$

$$-. R_{maxz} = M_{Edz} / M_{nz,Rd} = 0.024 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$[| M_{Edy} |^{\text{Alpha}} + | M_{Edz} |^{\text{Beta}}]$$

$$-. R_{max2} = [| \dots | + | \dots |]$$

$$[| M_{ny,Rd} | + | M_{nz,Rd} |]$$

$$= 0.028 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$-. R_{max} = \text{MAX}[R_{max1}, R_{max2}] = 0.167 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

=====
 [[[*]]] CHECK DEFLECTION.
 =====

(). Compute Maximum Deflection.

$$-. \text{LCB} = 51$$

$$-. \text{DAF} = 1.000 \text{ (Deflection Amplification Factor).}$$

$$-. \text{Position} = 0.120 \text{ m From i-end(Node 733).}$$

$$-. \text{Def} = -9.364 \text{e-}06 \cdot \text{DAF} = -9.364 \text{e-}06 \text{ m (Global Z)}$$

$$-. \text{Def}_{\text{Lim}} = 9.600 \text{e-}04 \text{ m}$$

$$\text{Def} < \text{Def}_{\text{Lim}} \rightarrow \text{O.K. !}$$

*. MEMBER NO = 27977, ELEMENT TYPE = Beam

*. LOADCOMB NO = 24, MATERIAL NO = 1, SECTION NO = 3

*. UNIT SYSTEM : kN, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = IPE180

Shape = I - Section. (Rolled)

Depth = 0.180, Top F Width = 0.091, Bot.F Width = 0.091

Web Thick = 0.005, Top F Thick = 0.008, Bot.F Thick = 0.008

Area = 2.39000e-03, $A_{vy} = 1.52080 \text{e-}03$, $A_{vz} = 1.12040 \text{e-}03$

$\bar{Y} = 4.55000 \text{e-}02$, $\bar{Z} = 9.00000 \text{e-}02$, $Q_{yb} = 1.51748 \text{e-}02$, $Q_{zb} = 1.03513 \text{e-}03$

$W_{ely} = 1.46000 \text{e-}04$, $W_{elz} = 2.22000 \text{e-}05$, $W_{ply} = 1.66400 \text{e-}04$, $W_{plz} = 3.42757 \text{e-}05$

$I_{yy} = 1.31700 \text{e-}05$, $I_{zz} = 1.01000 \text{e-}06$, $I_{yz} = 0.00000 \text{e+}00$

$i_y = 7.39759e-02$, $i_z = 2.08085e-02$

$J = 3.95969e-08$, $C_{wp} = 7.43121e-09$

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

$L_y = 2.40000e-01$, $L_z = 2.40000e-01$, $L_b = 0.00000e+00$

$K_y = 1.00000e+00$, $K_z = 1.00000e+00$

*. MATERIAL PROPERTIES :

$F_y = 3.55000e+05$, $E_s = 2.10000e+08$, MATERIAL NAME = S355

*. FORCES AND MOMENTS AT (J) POINT :

Axial Force $F_{xx} = 9.71852e+01$

Shear Forces $F_{yy} = 1.32536e+00$, $F_{zz} = -7.21533e+00$

Bending Moments $M_y = 1.06660e+01$, $M_z = -2.62003e-01$

End Moments $M_{yi} = 8.92714e+00$, $M_{yj} = 1.06660e+01$ (for L_b)

$M_{yi} = 8.92714e+00$, $M_{yj} = 1.06660e+01$ (for L_y)

$M_{zi} = 5.60836e-02$, $M_{zj} = -2.62003e-01$ (for L_z)

*. 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]

-. $e = \sqrt{235/f_y} = 0.81$

-. $b/t = BTR = 4.23$

-. $\sigma_1 = 31079.109$ KPa.

-. $\sigma_2 = 25392.320$ KPa.

-. $BTR < 9 \cdot e$ (Class 1 : Plastic).

=====
[[[*]]] CLASSIFY RIGHT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).
=====

(). Determine classification of compression outstand flanges.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5]

-. $e = \sqrt{235/f_y} = 0.81$

-. $b/t = BTR = 4.23$

-. $\sigma_1 = 21477.927$ KPa.

-. $\sigma_2 = 15791.137$ KPa.

-. $BTR < 9 \cdot e$ (Class 1 : Plastic).

=====
[[[*]]] CLASSIFY LEFT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).
=====

- (). Determine classification of tension outstand flanges.
-. Not Checking the Section Classification.

=====
[[[*]]] 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]

- . $e = \sqrt{235/f_y} = 0.81$
-. $d/t = HTR = 27.55$
-. $\sigma_1 = 11327.650 \text{ KPa.}$
-. $\sigma_2 = -92654.180 \text{ KPa.}$
-. $\Psi = [2 \cdot (N_{Ed}/A) \cdot (1/f_y)] - 1 = -1.229$
-. $\alpha = 0.677 > 0.5$
-. $HTR < 396 \cdot e / (13 \cdot \alpha - 1)$ (Class 1 : Plastic).

=====
[[[*]]] APPLIED FACTORS.
=====

- (). Calculate equivalent uniform moment factors (C_{my}, C_{mz}, C_{mLT}).

[Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]

- . $C_{my,0} = 0.966$
-. $C_{mz,0} = 0.745$
-. C_{my} (Default or User Defined Value) = 1.000
-. C_{mz} (Default or User Defined Value) = 1.000
-. C_{mLT} (Default or User Defined Value) = 1.000

- (). Partial Factors (γ_{Mi}).

[Eurocode3:05 6.1]

- . $\gamma_{M0} = 1.05$
-. $\gamma_{M1} = 1.05$
-. $\gamma_{M2} = 1.25$

=====

[[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.

=====

(). Check slenderness ratio of axial tension member (l/i).

$$-. l/i = 11.5 < 300.0 \rightarrow \text{O.K.}$$

(). Calculate parameters for combined resistance.

$$-. \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{E_s/f_y} = 76.409$$

$$-. \lambda_{bz} = (K_L z / i_z) / \lambda_1 = 0.151$$

(). Calculate axial tensile resistance ($N_{t,Rd}$).

[Eurocode3:05 6.2.3]

$$-. N_{t,Rd} = f_y \cdot A / \gamma_{M0} = 808.05 \text{ kN.}$$

(). Check ratio of axial resistance (N_{Ed}/N_{Rd}).

$$N_{Ed} \quad 97.19$$

$$-. \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{97.19}{808.05} = 0.120 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$N_{t,Rd} \quad 808.05$$

=====

[[[*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.

=====

(). Calculate shear area.

[Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1 NOTE 2]

$$-. \eta = 1.2 \text{ (} f_y < 460 \text{ MPa.)}$$

$$-. r = 0.0090 \text{ m.}$$

$$-. A_{v1} = A - h_w \cdot t_w = 0.0015 \text{ m}^2.$$

$$-. A_{v1} = \eta \cdot h_w \cdot t_w = 0.0010 \text{ m}^2.$$

$$-. A_{v2} = A - 2 \cdot B \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 0.0011 \text{ m}^2.$$

$$-. A_v = \max[A_{v1}, A_{v2}] = 0.0011 \text{ m}^2.$$

(). Calculate plastic shear resistance in local-y direction ($V_{pl,Rdy}$).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

$$-. V_{pl,Rdy} = [A_v \cdot f_y / \sqrt{3}] / \gamma_{M0} = 296.86 \text{ kN.}$$

(). Check ratio of shear resistance ($V_{Ed}/V_{pl,Rdy}$).

(LCB = 26, POS = J)

$$-. \text{Applied shear force : } V_{Ed} = 1.33 \text{ kN.}$$

$$V_{Ed} \quad 1.33$$

$$-. \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rdy}} = \frac{1.33}{296.86} = 0.004 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$V_{pl,Rdy} \quad 296.86$$

(). Calculate plastic shear resistance in local-z direction ($V_{pl,Rdz}$).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

$$-. V_{pl,Rdz} = [A_v \cdot f_y / \sqrt{3}] / \gamma_{M0} = 218.70 \text{ kN.}$$

(). Shear Buckling Check.

[Eurocode3:05 6.2.6]

-. $HTR < 72 \cdot e / \eta$ ----> No need to check!

(). Check ratio of shear resistance (V_{Edz} / V_{pl_Rdz}).

(LCB = 19, POS = 1)

-. Applied shear force : $V_{Edz} = 9.51$ kN.

$V_{Edz} = 9.51$

-. $\frac{V_{Edz}}{V_{pl_Rdz}} = 0.043 < 1.000$ ----> O.K.

$V_{pl_Rdz} = 218.70$

=====

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.

=====

(). Calculate plastic resistance moment about major axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. $W_{ply} = 0.0002$ m³.

-. $Mc_{Rdy} = W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 56.26$ kN-m.

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edy} / Mc_{Rdy}).

$M_{Edy} = 10.67$

-. $\frac{M_{Edy}}{Mc_{Rdy}} = 0.190 < 1.000$ ----> O.K.

$Mc_{Rdy} = 56.26$

=====

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.

=====

(). Calculate plastic resistance moment about minor axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. $W_{plz} = 3.4276e-05$ m³.

-. $Mc_{Rdz} = W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 11.59$ kN-m.

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edz} / Mc_{Rdz}).

$M_{Edz} = 0.26$

-. $\frac{M_{Edz}}{Mc_{Rdz}} = 0.023 < 1.000$ ----> O.K.

$Mc_{Rdz} = 11.59$

=====

[[[*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.

=====

(). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of $V_{Edz} / V_{pl_Rdz} < 0.5$

$$-. M_{y_Rd} = M_{c_Rdy} = 56.26 \text{ kN-m.}$$

(). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

$$-. \text{In case of } V_{Edy} / V_{pl_Rdy} < 0.5$$

$$-. M_{z_Rd} = M_{c_Rdz} = 11.59 \text{ kN-m.}$$

(). Check general interaction ratio.

[Eurocode3:05 6.2.1 (6.2)] - Class1 or Class2

$$N_{Ed} \quad M_{Edy} \quad M_{Edz}$$

$$-. R_{max1} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Edy}}{M_{y_Rd}} + \frac{M_{Edz}}{M_{z_Rd}}$$

$$N_{Rd} \quad M_{y_Rd} \quad M_{z_Rd}$$

$$= 0.332 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

(). Check interaction ratio of bending and axial force member.

[Eurocode3:05 6.2.9 (6.31 ~ 6.41)] - Class1 or Class2

$$-. n = N_{Ed} / N_{pl_Rd} = 0.120$$

$$-. a = \min[(Area - 2b \cdot t_f) / Area, 0.5] = 0.391$$

$$-. \alpha = 2.000$$

$$-. \beta = \max[5 \cdot n, 1.0] = 1.000$$

$$-. N_{Ed} < 0.25 \cdot N_{pl_Rd} = 202.01 \text{ kN.}$$

$$-. N_{Ed} < 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 146.94 \text{ kN.}$$

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

$$-. M_{ny_Rd} = M_{ply_Rd} = 56.26 \text{ kN-m.}$$

$$-. R_{maxy} = M_{Edy} / M_{ny_Rd} = 0.190 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$-. N_{Ed} < h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 443.58 \text{ kN.}$$

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

$$-. M_{nz_Rd} = M_{plz_Rd} = 11.59 \text{ kN-m.}$$

$$-. R_{maxz} = M_{Edz} / M_{nz_Rd} = 0.023 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$[| M_{Edy} |^\alpha + | M_{Edz} |^\beta]$$

$$-. R_{max2} = [| \frac{M_{Edy}}{M_{ny_Rd}} |^\alpha + | \frac{M_{Edz}}{M_{nz_Rd}} |^\beta]$$

$$[| \frac{M_{ny_Rd}}{M_{ny_Rd}} | + | \frac{M_{nz_Rd}}{M_{nz_Rd}} |]$$

$$= 0.059 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$-. R_{max} = \max[R_{max1}, R_{max2}] = 0.332 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

=====
[[[*]]] CHECK DEFLECTION.
=====

(). Compute Maximum Deflection.

$$-. LCB = 35$$

$$-. DAF = 1.000 \text{ (Deflection Amplification Factor).}$$

$$-. \text{Position} = 0.533 \text{ m From i-end(Node 763).}$$

-. Def = -2.261e-04 * DAF = -2.261e-04m (Global Z)

-. Def_Lim = 0.005m

Def < Def_Lim ---> O.K !

*. MEMBER NO = 30948, ELEMENT TYPE = Beam

*. LOADCOMB NO = 6, MATERIAL NO = 1, SECTION NO = 4

*. UNIT SYSTEM : kN, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = HEA220-Testa, HEA220

Shape = I - Section. (Rolled)

Depth = 0.210, Top F Width = 0.220, Bot.F Width = 0.220

Web Thick = 0.007, Top F Thick = 0.011, Bot.F Thick = 0.011

Area = 6.43000e-03, Avy = 5.11400e-03, Avz = 2.06300e-03

Ybar = 1.10000e-01, Zbar = 1.05000e-01, Qyb = 3.88166e-02, Qzb = 6.05000e-03

Wely = 5.15000e-04, Welz = 1.78000e-04, Wply = 5.68000e-04, Wplz = 2.68503e-04

Iyy = 5.41000e-05, Izz = 1.95000e-05, Iyz = 0.00000e+00

Iy = 9.17000e-02, iz = 5.51000e-02

J = 2.17966e-07, Cwp = 1.93266e-07

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

Ly = 2.40000e-01, Lz = 2.40000e-01, Lb = 0.00000e+00

Ky = 1.00000e+00, Kz = 1.00000e+00

*. MATERIAL PROPERTIES :

Fy = 3.55000e+05, Es = 2.10000e+08, MATERIAL NAME = S355

*. FORCES AND MOMENTS AT (J) POINT :

Axial Force Fxx = 9.79754e+01

Shear Forces Fyy = -6.00257e+01, Fzz = -2.00800e+00

Bending Moments My = 3.69771e+00, Mz = 1.34476e+01

End Moments Myi = 3.19655e+00, Myj = 3.69771e+00 (for Lb)

Myi = 3.19655e+00, Myj = 3.69771e+00 (for Ly)

Mzi = -9.58567e-01, Mzj = 1.34476e+01 (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 tension outstand flanges.

- Not Checking the Section Classification.

=====
[[[*]]] CLASSIFY RIGHT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).
=====

(). Determine classification of compression outstand flanges.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5]

$$- e = \sqrt{235/f_y} = 0.81$$

$$- b/t = BTR = 8.05$$

$$- \sigma_1 = 41356.441 \text{ KPa.}$$

$$- \sigma_2 = 1061.898 \text{ KPa.}$$

$$- BTR < 10 \cdot e \text{ (Class 2 : Compact).}$$

=====
[[[*]]] CLASSIFY LEFT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).
=====

(). Determine classification of tension outstand flanges.

- Not Checking the Section Classification.

=====
[[[*]]] CLASSIFY RIGHT-BOTTOM 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]

$$- e = \sqrt{235/f_y} = 0.81$$

$$- b/t = BTR = 8.05$$

$$- \sigma_1 = 28336.330 \text{ KPa.}$$

$$- \sigma_2 = -11958.213 \text{ KPa.}$$

$$- \Psi = \sigma_2 / \sigma_1 = -0.422$$

$$- \alpha = 1.000$$

$$- BTR < 10 \cdot e / \alpha \text{ (Class 2 : Compact).}$$

=====
[[[*]]] CLASSIFY WEB OF SECTION (HTR).
=====

(). Determine classification of tension web (Internal element(s)).

- Not Checking the Section Classification.

=====
[[[*]]] APPLIED FACTORS.
=====

(). Calculate equivalent uniform moment factors (C_{my}, C_{mz}, C_{mLT}).

[Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]

- $C_{my,0} = 1.000$
- $C_{mz,0} = 0.775$
- C_{my} (Default or User Defined Value) = 1.000
- C_{mz} (Default or User Defined Value) = 1.000
- C_{mLT} (Default or User Defined Value) = 1.000

(). Partial Factors (Gamma_Mi).

[Eurocode3:05 6.1]

- $\Gamma_{M0} = 1.05$
- $\Gamma_{M1} = 1.05$
- $\Gamma_{M2} = 1.25$

=====
 [[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.
 =====

(). Check slenderness ratio of axial tension member (l/i).

- $l/i = 4.4 < 300.0 \rightarrow$ O.K.

(). Calculate parameters for combined resistance.

- $\Lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{E_s/f_y} = 76.409$
- $\Lambda_{bz} = (K L_z / i_z) / \Lambda_1 = 0.057$

(). Calculate axial tensile resistance ($N_{t,Rd}$).

[Eurocode3:05 6.2.3]

- $N_{t,Rd} = f_y \cdot A_{net} / \Gamma_{M0} = 2173.95 \text{ kN.}$

(). Check ratio of axial resistance (N_{Ed}/N_{Rd}).

$N_{Ed} \quad 97.98$

- $\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{97.98}{2173.95} = 0.045 < 1.000 \rightarrow$ O.K.

$N_{t,Rd} \quad 2173.95$

=====
 [[[*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.
 =====

(). Calculate shear area.

[Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1 NOTE 2]

- $\eta = 1.2$ ($F_y < 460 \text{ MPa.}$)
- $r = 0.0180 \text{ m.}$
- $A_{vy} = A_{net} - h_w \cdot t_w = 0.0051 \text{ m}^2.$
- $A_{vz1} = \eta \cdot h_w \cdot t_w = 0.0016 \text{ m}^2.$
- $A_{vz2} = A_{net} - 2 \cdot B \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 0.0021 \text{ m}^2.$
- $A_{vz} = \max[A_{vz1}, A_{vz2}] = 0.0021 \text{ m}^2.$

(). Calculate plastic shear resistance in local-y direction ($V_{pl,Rdy}$).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

-. $V_{pl_Rdy} = [A_{vy} \cdot f_y / \sqrt{3}] / \Gamma_{M0} = 998.25 \text{ kN.}$

(). Check ratio of shear resistance (V_{Edy}/V_{pl_Rdy}).

(LCB = 10, POS = J)

-. Applied shear force : $V_{Edy} = 60.03 \text{ kN.}$

$V_{Edy} \quad 60.03$

-. $\frac{V_{Edy}}{V_{pl_Rdy}} = \frac{60.03}{998.25} = 0.060 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

$V_{pl_Rdy} \quad 998.25$

(). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (V_{pl_Rdz}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

-. $V_{pl_Rdz} = [A_{vz} \cdot f_y / \sqrt{3}] / \Gamma_{M0} = 402.70 \text{ kN.}$

(). Shear Buckling Check.

[Eurocode3:05 6.2.6]

-. $HTR < 72 \cdot e / \eta \rightarrow \text{No need to check!}$

(). Check ratio of shear resistance (V_{Edz}/V_{pl_Rdz}).

(LCB = 17, POS = I)

-. Applied shear force : $V_{Edz} = 3.36 \text{ kN.}$

$V_{Edz} \quad 3.36$

-. $\frac{V_{Edz}}{V_{pl_Rdz}} = \frac{3.36}{402.70} = 0.008 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

$V_{pl_Rdz} \quad 402.70$

=====

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.

=====

(). Calculate plastic resistance moment about major axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. $W_{ply} = 0.0006 \text{ m}^3.$

-. $M_{c_Rdy} = W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M0} = 192.04 \text{ kN-m.}$

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edy}/M_{c_Rdy}).

$M_{Edy} \quad 3.70$

-. $\frac{M_{Edy}}{M_{c_Rdy}} = \frac{3.70}{192.04} = 0.019 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

$M_{c_Rdy} \quad 192.04$

=====

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.

=====

(). Calculate plastic resistance moment about minor axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. $W_{plz} = 0.0003 \text{ m}^3.$

-. $M_{c_Rdz} = W_{plz} \cdot f_y / \Gamma_{M0} = 90.78 \text{ kN-m.}$

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edz}/M_{c_Rdz}).

$$M_{Edz} \quad 13.45$$

$$- \frac{M_{Edz}}{M_{c_Rdz}} = \frac{13.45}{90.78} = 0.148 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$M_{c_Rdz} \quad 90.78$$

=====

[[[*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.

=====

(). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

- In case of $V_{Edz} / V_{pl_Rdz} < 0.5$

$$- M_{y_Rd} = M_{c_Rdy} = 192.04 \text{ kN-m.}$$

(). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

- In case of $V_{Edy} / V_{pl_Rdy} < 0.5$

$$- M_{z_Rd} = M_{c_Rdz} = 90.78 \text{ kN-m.}$$

(). Check general interaction ratio.

[Eurocode3:05 6.2.1 (6.2)] - Class1 or Class2

$$N_{Ed} \quad M_{Edy} \quad M_{Edz}$$

$$- R_{max1} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Edy}}{M_{y_Rd}} + \frac{M_{Edz}}{M_{z_Rd}}$$

$$N_{Rd} \quad M_{y_Rd} \quad M_{z_Rd}$$

$$= 0.212 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

(). Check interaction ratio of bending and axial force member.

[Eurocode3:05 6.2.9 (6.31 ~ 6.41)] - Class1 or Class2

$$- n = N_{Ed} / N_{pl_Rd} = 0.045$$

$$- a = \text{MIN} [(\text{Area} - 2b \cdot t_f) / \text{Area}, 0.5] = 0.247$$

$$- \text{Alpha} = 2.000$$

$$- \text{Beta} = \text{MAX} [5 \cdot n, 1.0] = 1.000$$

$$- N_{Ed} < 0.25 \cdot N_{pl_Rd} = 543.49 \text{ kN.}$$

$$- N_{Ed} < 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 222.47 \text{ kN.}$$

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

$$- M_{ny_Rd} = M_{ply_Rd} = 192.04 \text{ kN-m.}$$

$$- R_{maxy} = M_{Edy} / M_{ny_Rd} = 0.019 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$- N_{Ed} < h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 699.18 \text{ kN.}$$

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

$$- M_{nz_Rd} = M_{plz_Rd} = 90.78 \text{ kN-m.}$$

$$- R_{maxz} = M_{Edz} / M_{nz_Rd} = 0.148 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$[| M_{Edy} |^{(\text{Alpha})} + | M_{Edz} |^{(\text{Beta})}]$$

$$- R_{max2} = [| \frac{M_{Edy}}{M_{y_Rd}} |^{(\text{Alpha})} + | \frac{M_{Edz}}{M_{z_Rd}} |^{(\text{Beta})}]$$

$$\left[\left| M_{ny_Rd} \right| \quad \left| M_{nz_Rd} \right| \right]$$

$$= 0.149 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$- R_{max} = \max[R_{max1}, R_{max2}] = 0.212 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

=====
[[[*]]] CHECK DEFLECTION.
=====

(). Compute Maximum Deflection.

$$- LCB = 50$$

$$- DAF = 1.000 \text{ (Deflection Amplification Factor).}$$

$$- \text{Position} = 0.600\text{m From i-end(Node 2579).}$$

$$- \text{Def} = -8.079\text{e-}05 * DAF = -8.079\text{e-}05\text{m (Global Z)}$$

$$- \text{Def_Lim} = 0.005\text{m}$$

$$\text{Def} < \text{Def_Lim} \rightarrow \text{O.K. !}$$

*. MEMBER NO = 20331, ELEMENT TYPE = Beam

*. LOADCOMB NO = 21, MATERIAL NO = 2, SECTION NO = 5

*. UNIT SYSTEM : kN, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = HEA300-E, HEA300

Shape = I - Section. (Rolled)

Depth = 0.290, Top F Width = 0.300, Bot.F Width = 0.300

Web Thick = 0.009, Top F Thick = 0.014, Bot.F Thick = 0.014

Area = 1.13000e-02, Avy = 9.07300e-03, Avz = 3.77500e-03

Ybar = 1.50000e-01, Zbar = 1.45000e-01, Qyb = 7.67687e-02, Qzb = 1.12500e-02

Wely = 1.26000e-03, Welz = 4.21000e-04, Wply = 1.38400e-03, Wplz = 6.34732e-04

Iyy = 1.82600e-04, Izz = 6.31000e-05, Iyz = 0.00000e+00

Iy = 1.27000e-01, iz = 7.49000e-02

J = 6.05299e-07, Cwp = 1.19977e-06

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

Ly = 3.05761e-01, Lz = 3.05761e-01, Lb = 3.05761e-01

Ky = 1.00000e+00, Kz = 1.00000e+00

*. MATERIAL PROPERTIES :

Fy = 3.55000e+05, Es = 2.10000e+08, MATERIAL NAME = S355

*. FORCES AND MOMENTS AT (J) POINT :

Axial Force Fxx = -1.71327e+03

Shear Forces Fyy = -5.06119e+01, Fzz = 2.21815e+01

Bending Moments My = -7.72617e+01, Mz = 1.66763e+01

End Moments Myi = -7.05341e+01, Myj = -7.72617e+01 (for Lb)

$M_{yi} = -7.05341e+01$, $M_{yj} = -7.72617e+01$ (for L_y)

$M_{zi} = 1.20117e+00$, $M_{zj} = 1.66763e+01$ (for L_z)

*. 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]

-. $e = \sqrt{235/f_y} = 0.81$

-. $b/t = BTR = 8.48$

-. $\sigma_1 = 82005.203$ KPa.

-. $\sigma_2 = 50621.502$ KPa.

-. $BTR < 14 * e$ (Class 3 : Semi-compact).

=====
 [[[*]]] CLASSIFY RIGHT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).
 =====

(). Determine classification of compression outstand flanges.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5]

-. $e = \sqrt{235/f_y} = 0.81$

-. $b/t = BTR = 8.48$

-. $\sigma_1 = 129906.642$ KPa.

-. $\sigma_2 = 98522.941$ KPa.

-. $BTR < 14 * e$ (Class 3 : Semi-compact).

=====
 [[[*]]] 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]

-. $e = \sqrt{235/f_y} = 0.81$

-. $b/t = BTR = 8.48$

-. $\sigma_1 = 204710.060$ KPa.

-. $\sigma_2 = 173326.359$ KPa.

-. $BTR < 14 * e$ (Class 3 : Semi-compact).

=====
 [[[*]]] CLASSIFY RIGHT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).
 =====

(). Determine classification of compression outstand flanges.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5]

$$- e = \sqrt{235/f_y} = 0.81$$

$$- b/t = BTR = 8.48$$

$$- \sigma_1 = 252611.499 \text{ KPa.}$$

$$- \sigma_2 = 221227.798 \text{ KPa.}$$

$$- BTR < 14 \cdot e \text{ (Class 3 : Semi-compact).}$$

=====
[[[*]]] CLASSIFY WEB OF SECTION (HTR).
=====

(). Determine classification of compression Internal Parts.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5]

$$- e = \sqrt{235/f_y} = 0.81$$

$$- d/t = HTR = 24.47$$

$$- \sigma_1 = 191656.473 \text{ KPa.}$$

$$- \sigma_2 = 111576.527 \text{ KPa.}$$

$$- HTR < 33 \cdot e \text{ (Class 1 : Plastic).}$$

=====
[[[*]]] APPLIED FACTORS.
=====

(). Calculate equivalent uniform moment factors (C_{my},C_{mz},C_{mLT}).

[Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]

$$- C_{my,0} = 0.982$$

$$- C_{mz,0} = 0.805$$

$$- C_{my} \text{ (Default or User Defined Value) } = 1.000$$

$$- C_{mz} \text{ (Default or User Defined Value) } = 1.000$$

$$- C_{mLT} \text{ (Default or User Defined Value) } = 1.000$$

(). Partial Factors (Gamma_{Mi}).

[Eurocode3:05 6.1]

$$- \Gamma_{M0} = 1.05$$

$$- \Gamma_{M1} = 1.05$$

$$- \Gamma_{M2} = 1.25$$

=====
[[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.
=====

(). Check slenderness ratio of axial compression member (K*l*/*i*).

$$- K l / i = 4.1 < 200.0 \text{ ---> O.K.}$$

(). Calculate axial compressive resistance (N_cR_d).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.4]

$$N_{c_Rd} = f_y \cdot A_{eff} / \gamma_{M0} = 3820.48 \text{ kN.}$$

(). Check ratio of axial resistance (N_{Ed}/N_{c_Rd}).

$$N_{Ed} = 1713.27$$

$$N_{Ed} / N_{c_Rd} = 0.448 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$N_{c_Rd} = 3820.48$$

(). Calculate buckling resistance of compression member (N_{b_Rdy} , N_{b_Rdz}).

[Eurocode3:05 6.3.1.1, 6.3.1.2]

$$\beta_A = A_{eff} / A = 1.000$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{E_s / f_y} = 76.409$$

$$\lambda_{by} = \{ (K_y \cdot L_y / i_y) / \lambda_1 \} \cdot \sqrt{\beta_A} = 0.032$$

$$N_{cry} = \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{yy} / (K_y \cdot L_y)^2 = 4048140.73 \text{ kN.}$$

$$\lambda_{by} < 0.2 \text{ or } N_{Ed} / N_{cry} < 0.04 \rightarrow \text{No need to check.}$$

$$\lambda_{bz} = \{ (K_z \cdot L_z / i_z) / \lambda_1 \} \cdot \sqrt{\beta_A} = 0.053$$

$$N_{crz} = \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{zz} / (K_z \cdot L_z)^2 = 1398892.00 \text{ kN.}$$

$$\lambda_{bz} < 0.2 \text{ or } N_{Ed} / N_{crz} < 0.04 \rightarrow \text{No need to check.}$$

=====

[[[*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.

=====

(). Calculate shear area.

[Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1 NOTE 2]

$$\eta = 1.2 \text{ (} f_y < 460 \text{ MPa.)}$$

$$r = 0.0270 \text{ m.}$$

$$A_{vy} = A_{eff} - h_w \cdot t_w = 0.0091 \text{ m}^2.$$

$$A_{vz1} = \eta \cdot h_w \cdot t_w = 0.0027 \text{ m}^2.$$

$$A_{vz2} = A_{eff} - 2 \cdot B \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 0.0038 \text{ m}^2.$$

$$A_{vz} = \max[A_{vz1}, A_{vz2}] = 0.0038 \text{ m}^2.$$

(). Calculate plastic shear resistance in local-y direction (V_{pl_Rdy}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

$$V_{pl_Rdy} = [A_{vy} \cdot f_y / \sqrt{3}] / \gamma_{M0} = 1771.04 \text{ kN.}$$

(). Check ratio of shear resistance (V_{Edy}/V_{pl_Rdy}).

(LCB = 21, POS = J)

$$V_{Edy} = 50.61 \text{ kN.}$$

$$V_{Edy} = 50.61$$

$$V_{Edy} / V_{pl_Rdy} = 0.029 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$V_{pl_Rdy} = 1771.04$$

(). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (V_{pl_Rdz}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

$$- V_{pl_Rdz} = [A_{vz} \cdot f_y / \sqrt{3}] / \Gamma_{M0} = 736.88 \text{ kN.}$$

(). Shear Buckling Check.

[Eurocode3:05 6.2.6]

$$- HTR < 72 \cdot e / \eta \rightarrow \text{No need to check!}$$

(). Check ratio of shear resistance (V_{Edz} / V_{pl_Rdz}).

(LCB = 21, POS = J)

$$- \text{Applied shear force : } V_{Edz} = 22.18 \text{ kN.}$$

$$V_{Edz} = 22.18$$

$$- \frac{V_{Edz}}{V_{pl_Rdz}} = \frac{22.18}{736.88} = 0.030 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$V_{pl_Rdz} = 736.88$$

=====
[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.
=====

(). Calculate elastic resistance moment about major axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

$$- W_{ely} = 0.0013 \text{ m}^3.$$

$$- M_{c_Rdy} = W_{ely} \cdot f_y / \Gamma_{M0} = 426.00 \text{ kN-m.}$$

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edy} / M_{c_Rdy}).

$$M_{Edy} = 77.26$$

$$- \frac{M_{Edy}}{M_{c_Rdy}} = \frac{77.26}{426.00} = 0.181 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$M_{c_Rdy} = 426.00$$

=====
[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.
=====

(). Calculate elastic resistance moment about minor axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

$$- W_{elz} = 0.0004 \text{ m}^3.$$

$$- M_{c_Rdz} = W_{elz} \cdot f_y / \Gamma_{M0} = 142.34 \text{ kN-m.}$$

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edz} / M_{c_Rdz}).

$$M_{Edz} = 16.68$$

$$- \frac{M_{Edz}}{M_{c_Rdz}} = \frac{16.68}{142.34} = 0.117 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$M_{c_Rdz} = 142.34$$

=====
[[[*]]] CHECK LATERAL-TORSIONAL BUCKLING RESISTANCE.
=====

(). Calculate lateral-torsional buckling resistance (M_{b_Rd}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.3.2]

$\rightarrow$ Por = 0.300
 $\rightarrow$ Gs = $E_s / [2 \cdot (1 + \text{Por})] = 80769230.769 \text{ KPa}$.
 $\rightarrow$ Ncr = $\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{zz} / L_u^2 = 1398892.00 \text{ kN}$.
 $\rightarrow$ psi = 0.913
 $\rightarrow$ C1 = 1.285
 $\rightarrow$ C2 = 1.562
 $\rightarrow$ C3 = 0.753
 $\rightarrow$ zs = -0.0000 m.
 $\rightarrow$ za = -0.0000 m. (Shear center)
 $\rightarrow$ zg = za - zs = 0.0000 m.
 $\rightarrow$ zj = $z_s - 0.5 \cdot \sum [(y_i^2 + z_i^2) \cdot z_i \cdot A_i] / I_{yy} = 0.0000 \text{ m}$.
 $\rightarrow$ Mcr = $C1 \cdot Ncr \cdot [\sqrt{ (Cwp/I_{zz}) + (Gs \cdot J) / Ncr + (C2 \cdot z_g - C3 \cdot z_j)^2 } - (C2 \cdot z_g - C3 \cdot z_j)]$
 = 248096.57 kN-m.

$\rightarrow$ Lambda_LT_bar = $\sqrt{W_{ely} \cdot f_y / Mcr} = 0.042$
 $\rightarrow$ Lambda_LT_bar0 = 0.400

$\rightarrow$ Lambda_LT_bar = $0.042 < \text{Lambda_LT_bar0} = 0.400$
 $\rightarrow$ M_Ed/Mcr = $3.114e-04 < \text{Lambda_LT_bar0}^2 = 0.160$
 If $\text{Lambda_LT_bar} < \text{Lambda_LT_bar0}$ or $M_{Ed}/Mcr < \text{Lambda_LT_bar0}^2$,
 No allowance for lateral-torsional buckling necessary.

=====

[[[*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.

=====

(). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

$\rightarrow$ In case of $V_{Edz} / V_{pl_Rdz} < 0.5$

$\rightarrow$ My_Rd = Mc_Rdy = 426.00 kN-m.

(). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

$\rightarrow$ In case of $V_{Edy} / V_{pl_Rdy} < 0.5$

$\rightarrow$ Mz_Rd = Mc_Rdz = 142.34 kN-m.

(). Check general interaction ratio.

[Eurocode3:05 6.2.1 (6.2)] - Class3

N_Ed M_Edy M_Edz

$\rightarrow$ Rmax1 = ----- + ----- + -----

A*f_y/Gamma_M0 My_Rd Mz_Rd

= 0.747 < 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]

$\rightarrow$ N_Ed = -1713.30 kN.

$\rightarrow$ M_Edy = -77.26 kN-m.

$$-. M_{Edz} = 16.68 \text{ kN-m.}$$

$$-. k_{yy} = 1.000$$

$$-. k_{yz} = 1.001$$

$$-. k_{zy} = 1.000$$

$$-. k_{zz} = 1.001$$

$$-. X_{iy} = 1.000$$

$$-. X_{iz} = 1.000$$

$$-. X_{iLT} = 1.000$$

$$-. N_{Rk} = A \cdot f_y = 4011.50 \text{ kN.}$$

$$-. M_{yRk} = W_{ely} \cdot f_y = 447.30 \text{ kN-m.}$$

$$-. M_{zRk} = W_{elz} \cdot f_y = 149.46 \text{ kN-m.}$$

$$-. N_{Ed} \cdot e_{Ny} = 0.0 \text{ (Not Slender)}$$

$$-. N_{Ed} \cdot e_{Nz} = 0.0 \text{ (Not Slender)}$$

$$-. R_{max_LT1} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{M_{yRk}/\gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{zRk}/\gamma_{M1}}$$

$$= 0.747 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$-. R_{max_LT2} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{M_{yRk}/\gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{zRk}/\gamma_{M1}}$$

$$= 0.747 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$-. R_{max} = \max[R_{max1}, \max(R_{max_LT1}, R_{max_LT2})] = 0.747 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

*. MEMBER NO = 26242, ELEMENT TYPE = Beam

*. LOADCOMB NO = 2, MATERIAL NO = 2, SECTION NO = 6

*. UNIT SYSTEM : kN, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = HEA220-E, HEA220

Shape = I - Section. (Rolled)

Depth = 0.210, Top F Width = 0.220, Bot.F Width = 0.220

Web Thick = 0.007, Top F Thick = 0.011, Bot.F Thick = 0.011

Area = 6.43000e-03, $A_{vy} = 5.11400e-03$, $A_{vz} = 2.06300e-03$

$\bar{Y}_{bar} = 1.10000e-01$, $\bar{Z}_{bar} = 1.05000e-01$, $Q_{yb} = 3.88166e-02$, $Q_{zb} = 6.05000e-03$

$W_{ely} = 5.15000e-04$, $W_{elz} = 1.78000e-04$, $W_{ply} = 5.68000e-04$, $W_{plz} = 2.68503e-04$

$I_{yy} = 5.41000e-05$, $I_{zz} = 1.95000e-05$, $I_{yz} = 0.00000e+00$

$i_y = 9.17000e-02$, $i_z = 5.51000e-02$

$J = 2.17966e-07$, $C_{wp} = 1.93266e-07$

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

$L_y = 4.00000e-01$, $L_z = 4.00000e-01$, $L_b = 0.00000e+00$

$K_y = 1.00000e+00$, $K_z = 1.00000e+00$

*. MATERIAL PROPERTIES :

$F_y = 3.55000e+05$, $E_s = 2.10000e+08$, MATERIAL NAME = S355

*. FORCES AND MOMENTS AT (I) POINT :

Axial Force $F_{xx} = -7.73304e+02$

Shear Forces $F_{yy} = -7.48226e+00$, $F_{zz} = 3.85063e+01$

Bending Moments $M_y = 7.79241e+01$, $M_z = -7.85270e+00$

End Moments $M_{yi} = 7.79241e+01$, $M_{yj} = 8.31374e+00$ (for L_b)

$M_{yi} = 7.79241e+01$, $M_{yj} = 8.31374e+00$ (for L_y)

$M_{zi} = -7.85270e+00$, $M_{zj} = 5.46770e+00$ (for L_z)

*. 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]

-. $e = \sqrt{235/f_y} = 0.81$

-. $b/t = BTR = 8.05$

-. $\sigma_1 = 286701.506$ KPa.

-. $\sigma_2 = 263171.595$ KPa.

-. $BTR < 10 \cdot e$ (Class 2 : Compact).

=====
[[[*]]] CLASSIFY RIGHT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).
=====

(). Determine classification of compression outstand flanges.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5]

-. $e = \sqrt{235/f_y} = 0.81$

-. $b/t = BTR = 8.05$

-. $\sigma_1 = 251738.983$ KPa.

-. $\sigma_2 = 228209.071$ KPa.

-. $BTR < 10 \cdot e$ (Class 2 : Compact).

=====
[[[*]]] CLASSIFY LEFT-BOTTOM 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]

-. $e = \sqrt{235/f_y} = 0.81$

-. $b/t = BTR = 8.05$

- $\sigma_1 = 12320.944 \text{ KPa}$.
- $\sigma_2 = -11208.967 \text{ KPa}$.
- $\Psi = \sigma_2 / \sigma_1 = -0.910$
- $\alpha = 1.000$
- $BTR < 10 \cdot e / \alpha$ (Class 2 : 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 compression Internal Parts.
- [Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5]
- $e = \sqrt{235 / f_y} = 0.81$
- $d / t = HTR = 21.71$
- $\sigma_1 = 219564.640 \text{ KPa}$.
- $\sigma_2 = 20965.376 \text{ KPa}$.
- $HTR < 33 \cdot e$ (Class 1 : Plastic).

=====
[[[*]]] APPLIED FACTORS.
=====

- (). Calculate equivalent uniform moment factors (C_{my}, C_{mz}, C_{mLT}).
- [Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]
- $C_{my,0} = 0.812$
- $C_{mz,0} = 0.643$
- C_{my} (Default or User Defined Value) = 1.000
- C_{mz} (Default or User Defined Value) = 1.000
- C_{mLT} (Default or User Defined Value) = 1.000

- (). Partial Factors (γ_{Mi}).
- [Eurocode3:05 6.1]
- $\gamma_{M0} = 1.05$
- $\gamma_{M1} = 1.05$
- $\gamma_{M2} = 1.25$

=====
[[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.
=====

(). Check slenderness ratio of axial compression member (Kl/i).

$$-. Kl/i = 7.3 < 200.0 \rightarrow \text{O.K.}$$

(). Calculate axial compressive resistance (N_{c_Rd}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.4]

$$-. N_{c_Rd} = f_y \cdot Area / \Gamma_{M0} = 2173.95 \text{ kN.}$$

(). Check ratio of axial resistance (N_{Ed}/N_{c_Rd}).

$$N_{Ed} \quad 773.30$$

$$-. \frac{N_{Ed}}{N_{c_Rd}} = \frac{773.30}{2173.95} = 0.356 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$N_{c_Rd} \quad 2173.95$$

(). Calculate buckling resistance of compression member (N_{b_Rdy} , N_{b_Rdz}).

[Eurocode3:05 6.3.1.1, 6.3.1.2]

$$-. \beta_A = A_{eff} / Area = 1.000$$

$$-. \lambda_{b1} = \pi \cdot \sqrt{E_s / f_y} = 76.409$$

$$-. \lambda_{by} = \{ (K_y \cdot L_y / i_y) / \lambda_{b1} \} \cdot \sqrt{\beta_A} = 0.057$$

$$-. N_{cry} = \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{yy} / (K_y \cdot L_y)^2 = 700803.60 \text{ kN.}$$

$$-. \lambda_{by} < 0.2 \text{ or } N_{Ed} / N_{cry} < 0.04 \rightarrow \text{No need to check.}$$

$$-. \lambda_{bz} = \{ (K_z \cdot L_z / i_z) / \lambda_{b1} \} \cdot \sqrt{\beta_A} = 0.095$$

$$-. N_{crz} = \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{zz} / (K_z \cdot L_z)^2 = 252600.19 \text{ kN.}$$

$$-. \lambda_{bz} < 0.2 \text{ or } N_{Ed} / N_{crz} < 0.04 \rightarrow \text{No need to check.}$$

=====
 [[[*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.
 =====

(). Calculate shear area.

[Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1 NOTE 2]

$$-. \eta = 1.2 \text{ (} f_y < 460 \text{ MPa.)}$$

$$-. r = 0.0180 \text{ m.}$$

$$-. A_{vy} = Area - h_w \cdot t_w = 0.0051 \text{ m}^2.$$

$$-. A_{vz1} = \eta \cdot h_w \cdot t_w = 0.0016 \text{ m}^2.$$

$$-. A_{vz2} = Area - 2 \cdot B \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 0.0021 \text{ m}^2.$$

$$-. A_{vz} = \max[A_{vz1}, A_{vz2}] = 0.0021 \text{ m}^2.$$

(). Calculate plastic shear resistance in local-y direction (V_{pl_Rdy}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

$$-. V_{pl_Rdy} = [A_{vy} \cdot f_y / \sqrt{3}] / \Gamma_{M0} = 998.25 \text{ kN.}$$

(). Check ratio of shear resistance (V_{Edy}/V_{pl_Rdy}).

(LCB = 5, POS = J)

$$-. \text{Applied shear force : } V_{Edy} = 7.48 \text{ kN.}$$

$$V_{Edy} \quad 7.48$$

$$-. \frac{V_{Edy}}{V_{pl_Rdy}} = \frac{7.48}{998.25} = 0.007 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

Vpl_Rdy 998.25

(). 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 = 402.70 kN.

(). 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 = 21, POS = J)

-. Applied shear force : V_Edz = 43.63 kN.

V_Edz 43.63

-. ----- = ----- = 0.108 < 1.000 ---> O.K.

Vpl_Rdz 402.70

=====
[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.
=====

(). Calculate plastic resistance moment about major axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. Wply = 0.0006 m^3.

-. Mc_Rdy = Wply * fy / Gamma_M0 = 192.04 kN-m.

(). Check ratio of moment resistance (M_Edy/Mc_Rdy).

M_Edy 77.92

-. ----- = ----- = 0.406 < 1.000 ---> O.K.

Mc_Rdy 192.04

=====
[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.
=====

(). Calculate plastic resistance moment about minor axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

-. Wplz = 0.0003 m^3.

-. Mc_Rdz = Wplz * fy / Gamma_M0 = 90.78 kN-m.

(). Check ratio of moment resistance (M_Edz/Mc_Rdz).

M_Edz 7.85

-. ----- = ----- = 0.087 < 1.000 ---> O.K.

Mc_Rdz 90.78

=====
[[[*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.
=====

(). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of $V_{Edz} / V_{pl_Rdz} < 0.5$

-. $M_{y_Rd} = M_{c_Rdy} = 192.04 \text{ kN-m.}$

(). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of $V_{Edy} / V_{pl_Rdy} < 0.5$

-. $M_{z_Rd} = M_{c_Rdz} = 90.78 \text{ kN-m.}$

(). Check general interaction ratio.

[Eurocode3:05 6.2.1 (6.2)] - Class1 or Class2

$N_{Ed} \quad M_{Edy} \quad M_{Edz}$

-. $R_{max1} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Edy}}{M_{y_Rd}} + \frac{M_{Edz}}{M_{z_Rd}}$

$N_{Rd} \quad M_{y_Rd} \quad M_{z_Rd}$

$= 0.848 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

(). Check interaction ratio of bending and axial force member.

[Eurocode3:05 6.2.9 (6.31 ~ 6.41)] - Class1 or Class2

-. $n = N_{Ed} / N_{pl_Rd} = 0.356$

-. $a = \text{MIN}[(\text{Area}-2b \cdot t_f) / \text{Area}, 0.5] = 0.247$

-. $\alpha = 2.000$

-. $\beta = \text{MAX}[5 \cdot n, 1.0] = 1.779$

-. $N_{Ed} > 0.25 \cdot N_{pl_Rd} = 543.49 \text{ kN.}$

-. $N_{Ed} > 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 222.47 \text{ kN.}$

Therefore, Allowance for the effect of axial force.

-. $M_{ny_Rd} = \text{MIN}[M_{ply_Rd} \cdot (1-n) / (1-0.5 \cdot a), M_{ply_Rd}] = 141.18 \text{ kN-m.}$

-. $R_{maxy} = M_{Edy} / M_{ny_Rd} = 0.552 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

-. $N_{Ed} > h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 699.18 \text{ kN.}$

Therefore, Allowance for the effect of axial force.

-. In case of $n > a$

-. $M_{nz_Rd} = M_{plz_Rd} \cdot [1 - ((n-a)/(1-a))^2] = 88.90 \text{ kN-m.}$

-. $R_{maxz} = M_{Edz} / M_{nz_Rd} = 0.088 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

$[| M_{Edy} |^{\alpha} + | M_{Edz} |^{\beta}]$

-. $R_{max2} = [\frac{| M_{Edy} |^{\alpha}}{M_{ny_Rd}^{\alpha}} + \frac{| M_{Edz} |^{\beta}}{M_{nz_Rd}^{\beta}}]$

$[| M_{ny_Rd} |^{\alpha} + | M_{nz_Rd} |^{\beta}]$

$= 0.318 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

(). Check interaction ratio of bending and axial compression member.

[Eurocode3:05 6.3.1, 6.2.9.3 (6.61, 6.62), Annex A]

-. $N_{Ed} = -773.30 \text{ kN.}$

-. $M_{Edy} = 77.92 \text{ kN-m}$.
 -. $M_{Edz} = -7.85 \text{ kN-m}$.
 -. $k_{yy} = 0.938$
 -. $k_{yz} = 0.519$
 -. $k_{zy} = 0.481$
 -. $k_{zz} = 0.751$
 -. $X_{iy} = 1.000$
 -. $X_{iz} = 1.000$
 -. $X_{iLT} = 1.000$
 -. $N_{Rk} = A \cdot f_y = 2282.65 \text{ kN}$.
 -. $M_{y_Rk} = W_{ply} \cdot f_y = 201.64 \text{ kN-m}$.
 -. $M_{z_Rk} = W_{plz} \cdot f_y = 95.32 \text{ kN-m}$.
 -. $N_{Ed} \cdot e_{Ny} = 0.0$ (Not Slender)
 -. $N_{Ed} \cdot e_{Nz} = 0.0$ (Not Slender)
 N_{Ed} $M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}$ $M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}$
 -. $R_{max_LT1} = \frac{X_{iy} \cdot N_{Rk} / \Gamma_{M1}}{N_{Ed}} + k_{yy} \cdot \frac{X_{iLT} \cdot M_{y_Rk} / \Gamma_{M1}}{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z_Rk} / \Gamma_{M1}}{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}$
 $= 0.781 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$
 N_{Ed} $M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}$ $M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}$
 -. $R_{max_LT2} = \frac{X_{iz} \cdot N_{Rk} / \Gamma_{M1}}{N_{Ed}} + k_{zy} \cdot \frac{X_{iLT} \cdot M_{y_Rk} / \Gamma_{M1}}{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z_Rk} / \Gamma_{M1}}{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}$
 $= 0.616 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

 -. $R_{max} = \text{MAX} [\text{MAX}(R_{max1}, R_{max2}), \text{MAX}(R_{max_LT1}, R_{max_LT2})] = 0.848 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

=====
 [[[*]]] CHECK DEFLECTION.
 =====

(). Compute Maximum Deflection.

-. $LCB = 50$
 -. $DAF = 1.000$ (Deflection Amplification Factor).
 -. Position = 2.938m From i-end(Node 23311).
 -. $Def = -0.009 \cdot DAF = -0.009 \text{ m}$ (Global Z)
 -. $Def_Lim = 0.026 \text{ m}$
 $Def < Def_Lim \rightarrow \text{O.K. !}$

*. MEMBER NO = 3122, ELEMENT TYPE = Beam

*. LOADCOMB NO = 21, MATERIAL NO = 2, SECTION NO = 7

*. UNIT SYSTEM : kN, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = Corrente SUP

Shape = B - Section. (Built-up)

Depth = 0.100, Flg Width = 0.300, Web Center = 0.296

Web Thick = 0.004, Top F Thick = 0.004, Bot.F Thick = 0.004

Area = 3.13600e-03, Avy = 2.40000e-03, Avz = 8.83200e-04
 Ybar = 1.50000e-01, Zbar = 5.00000e-02, Qyb = 8.25800e-03, Qzb = 1.80580e-02
 Wely = 1.21039e-04, Welz = 2.27482e-04, Wply = 1.32128e-04, Wplz = 2.88928e-04
 Iyy = 6.05193e-06, Izz = 3.41223e-05, Iyz = 0.00000e+00
 iy = 4.39298e-02, iz = 1.04311e-01
 J = 1.64790e-05, Cwp = 1.00000e+28

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

Ly = 1.66105e+00, Lz = 1.66105e+00, Lb = 1.66105e+00
 Ky = 1.00000e+00, Kz = 1.00000e+00

*. MATERIAL PROPERTIES :

Fy = 3.55000e+05, Es = 2.10000e+08, MATERIAL NAME = S355

*. FORCES AND MOMENTS AT (I) POINT :

Axial Force Fxx = 6.42744e+02
 Shear Forces Fyy = 1.91761e+00, Fzz = -1.36760e+00
 Bending Moments My = -2.47130e+00, Mz = 1.44843e+01
 End Moments Myi = -2.47130e+00, Myj = -6.48906e-01 (for Lb)
 Myi = -2.47130e+00, Myj = -6.48906e-01 (for Ly)
 Mzi = 1.44843e+01, Mzj = 1.12990e+01 (for Lz)

*. Sign conventions for stress and axial force.

- Stress : Compression positive.
- Axial force: Tension positive.

=====
 [[[**]]] CLASSIFY TOP FLANGE OF SECTION (BTR).
 =====

(). Determine classification of tension internal flange(hollow box).

- . Not Checking the Section Classification.

=====
 [[[**]]] CLASSIFY BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).
 =====

(). Determine classification of tension internal flange(hollow box).

- . Not Checking the Section Classification.

=====
[[[*]]] CLASSIFY LEFT WEB OF SECTION (HTR).
=====

(). Determine classification of tension web(Internal element(s)).

- Not Checking the Section Classification.

=====
[[[*]]] CLASSIFY RIGHT WEB OF SECTION (HTR).
=====

(). Determine classification of tension web(Internal element(s)).

- Not Checking the Section Classification.

=====
[[[*]]] APPLIED FACTORS.
=====

(). Calculate equivalent uniform moment factors (C_{my}, C_{mz}, C_{mLT}).

[Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]

- $C_{my,0} = 0.963$

- $C_{mz,0} = 0.958$

- C_{my} (Default or User Defined Value) = 1.000

- C_{mz} (Default or User Defined Value) = 1.000

- C_{mLT} (Default or User Defined Value) = 1.000

(). Partial Factors (Γ_{Mi}).

[Eurocode3:05 6.1]

- $\Gamma_{M0} = 1.05$

- $\Gamma_{M1} = 1.05$

- $\Gamma_{M2} = 1.25$

=====
[[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.
=====

(). Check slenderness ratio of axial tension member (l/i).

- $l/i = 37.8 < 300.0 \rightarrow O.K.$

(). Calculate parameters for combined resistance.

- $\lambda_{b1} = \pi \cdot \sqrt{E_s/f_y} = 76.409$

- $\lambda_{bz} = (Kz/iz) / \lambda_{b1} = 0.208$

(). Calculate axial tensile resistance ($N_{t,Rd}$).

[Eurocode3:05 6.2.3]

- $N_{t,Rd} = f_y \cdot Area / \Gamma_{M0} = 1060.27 \text{ kN}.$

(). Check ratio of axial resistance (N_{Ed}/N_{Rd}).

$$N_{Ed} = 642.74$$

$$- \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{642.74}{1060.27} = 0.606 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$N_{Rd} = 1060.27$$

=====

[[[*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.

=====

(). Calculate shear area.

[Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1 NOTE 2]

$$- \eta = 1.2 \text{ (} F_y < 460 \text{ MPa.)}$$

$$- A_{vy} = A_{area} - 2 \cdot h_w \cdot t_w = 0.0024 \text{ m}^2.$$

$$- A_{vz} = \eta \cdot 2 \cdot h_w \cdot t_w = 0.0009 \text{ m}^2.$$

(). Calculate plastic shear resistance in local-y direction (V_{pl_Rdy}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

$$- V_{pl_Rdy} = [A_{vy} \cdot f_y / \sqrt{3}] / \gamma_{M0} = 468.48 \text{ kN.}$$

(). Shear Buckling Check.

[Eurocode3:05 6.2.6]

$$- HTR > 72 \cdot e / \eta \rightarrow \text{Need to check!}$$

(). Calculate shear buckling resistance in local-y direction (V_{b1_Rdy}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6, EN 1993-1-5:2004 5.2]

$$- \eta = 1.20$$

$$- \lambda_w = b_w / (86.4 \cdot t_f \cdot e) = 1.0385$$

$$- \chi_w = 0.83 / \lambda_w = 0.80$$

$$- V_{b1_Rdy} = \chi_w \cdot f_y \cdot b_w \cdot t_f / [\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}] = 364.45 \text{ kN.}$$

$$- A_{h1} = 0.0004 \text{ m}^2.$$

$$- A_{h2} = 0.0004 \text{ m}^2.$$

$$- M_{fk} = A_{h1} \cdot f_y \cdot (B - \bar{y} - t_w / 2) + A_{h2} \cdot f_y \cdot (\bar{y} - t_w / 2) = 42.03 \text{ kN-m.}$$

$$- r_f = 1 - [N_{Ed} / \{ (A_{h1} + A_{h2}) \cdot f_y / \gamma_{M0} \}] = 0.0000 (0 < r_f < 1)$$

$$- M_{f_Rd} = r_f \cdot M_{fk} / \gamma_{M0} = 0.00 \text{ kN-m.}$$

- In case of $M_{Ed} > M_{f_Rd}$

$$- V_{bf_Rdy} = 0.00 \text{ kN.}$$

$$- V_{b_Rdy1} = V_{w_Rdy} + V_{f_Rdy} = 364.45 \text{ kN.}$$

$$- V_{b_Rdy2} = \eta \cdot f_y \cdot b_w \cdot t_f / [\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}] = 547.18 \text{ kN.}$$

$$- V_{b_Rdy} = \min [V_{b_Rdy1}, V_{b_Rdy2}] = 364.45 \text{ kN.}$$

(). Check ratio of shear resistance (V_{Ed}/V_{b_Rdy}).

(LCB = 21, POS = J)

$$- \text{Applied shear force : } V_{Ed} = 1.92 \text{ kN.}$$

$$V_{Ed} = 1.92$$

$$-\frac{V_{b_Rdy}}{V_{pl_Rdz}} = \frac{364.45}{172.40} = 0.005 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$V_{b_Rdy} = 364.45$$

(). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (V_{pl_Rdz}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

$$-\frac{V_{pl_Rdz}}{V_{Edz}} = \frac{[A_{vz} \cdot f_y / \sqrt{3}]}{\Gamma_{M0}} = \frac{172.40}{172.40} = 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

(). Shear Buckling Check.

[Eurocode3:05 6.2.6]

$$-\frac{HTR}{72 \cdot e / \eta} < 1.000 \rightarrow \text{No need to check!}$$

(). Check ratio of shear resistance (V_{Edz}/V_{pl_Rdz}).

(LCB = 21, POS = 1)

$$-\text{Applied shear force : } V_{Edz} = 1.37 \text{ kN.}$$

$$V_{Edz} = 1.37$$

$$-\frac{V_{Edz}}{V_{pl_Rdz}} = \frac{1.37}{172.40} = 0.008 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$V_{pl_Rdz} = 172.40$$

=====

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.

=====

(). Calculate plastic resistance moment about major axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

$$-\frac{W_{ply}}{m^3} = 0.0001$$

$$-\frac{M_{c_Rdy}}{W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M0}} = \frac{44.67}{0.0001 \cdot 235 / 1.05} = 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edy}/M_{c_Rdy}).

$$M_{Edy} = 2.47$$

$$-\frac{M_{Edy}}{M_{c_Rdy}} = \frac{2.47}{44.67} = 0.055 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$M_{c_Rdy} = 44.67$$

=====

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.

=====

(). Calculate plastic resistance moment about minor axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

$$-\frac{W_{plz}}{m^3} = 0.0003$$

$$-\frac{M_{c_Rdz}}{W_{plz} \cdot f_y / \Gamma_{M0}} = \frac{97.69}{0.0003 \cdot 235 / 1.05} = 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edz}/M_{c_Rdz}).

$$M_{Edz} = 14.48$$

$$-\frac{M_{Edz}}{M_{c_Rdz}} = \frac{14.48}{97.69} = 0.148 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$M_{c_Rdz} = 97.69$$

=====

 [[[*]]] CHECK LATERAL-TORSIONAL BUCKLING RESISTANCE.

 =====

 (). Calculate lateral-torsional buckling resistance ($M_{b,Rd}$).

[Eurocode3:05 6.1, 6.3.2]

$$-. Por = 0.300$$

$$-. Gs = Es / [2 * (1 + Por)] = 80769230.769 \text{ KPa.}$$

$$-. Ncr = \pi^2 * Es * I_{zz} / Lu^2 = 25632.55 \text{ kN.}$$

$$-. \psi = 0.000$$

$$-. C1 = 1.285$$

$$-. C2 = 1.562$$

$$-. C3 = 0.753$$

$$-. z_s = -0.0000 \text{ m.}$$

$$-. z_a = -0.0000 \text{ m. (Shear center)}$$

$$-. z_g = z_a - z_s = 0.0000 \text{ m.}$$

$$-. z_j = z_s - 0.5 * \sum [(y_i^2 + z_i^2) * A_i] / I_{yy} = 0.0000 \text{ m.}$$

$$-. M_{cr} = C1 * N_{cr} * [\sqrt{ (C_{wp}/I_{zz}) + (G_s * I) / N_{cr} + (C2 * z_g - C3 * z_j)^2 } - (C2 * z_g - C3 * z_j)]$$

$$= 5.64e+20 \text{ kN-m.}$$

$$-. \Lambda_{LT_bar} = \sqrt{ W_{ply} * f_y / M_{cr} } = 0.000$$

$$-. \Lambda_{LT_bar0} = 0.400$$

$$-. \Lambda_{LT_bar} = 0.000 < \Lambda_{LT_bar0} = 0.400$$

$$-. M_{Ed}/M_{cr} = 0.000 < \Lambda_{LT_bar0}^2 = 0.160$$

 If $\Lambda_{LT_bar} < \Lambda_{LT_bar0}$ or $M_{Ed}/M_{cr} < \Lambda_{LT_bar0}^2$,

No allowance for lateral-torsional buckling necessary.

 =====

 [[[*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.

 =====

(). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

$$-. \text{In case of } V_{Edz} / V_{pl,Rdz} < 0.5$$

$$-. M_{y,Rd} = M_{c,Rdy} = 44.67 \text{ kN-m.}$$

(). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

$$-. \text{In case of } V_{Edy} / V_{pl,Rdy} < 0.5$$

$$-. M_{z,Rd} = M_{c,Rdz} = 97.69 \text{ kN-m.}$$

(). Check general interaction ratio.

[Eurocode3:05 6.2.1 (6.2)] - Class1 or Class2

$$N_{Ed} \quad M_{Edy} \quad M_{Edz}$$

$$-. R_{max1} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Edy}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{Edz}}{M_{z,Rd}}$$

$$N_{Rd} \quad M_{y,Rd} \quad M_{z,Rd}$$

$$= 0.810 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

(). Check interaction ratio of bending and axial force member.

[Eurocode3:05 6.2.9 (6.31 ~ 6.41)] - Class1 or Class2

$$- n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0.606$$

$$- \alpha = \max[1.0, \min[1.66/(1-1.13 \cdot n^2), 6.0]] = 2.839$$

$$- \beta = \max[1.0, \min[1.66/(1-1.13 \cdot n^2), 6.0]] = 2.839$$

$$- N_{Ed} > 0.25 \cdot N_{pl,Rd} = 265.07 \text{ kN.}$$

$$- N_{Ed} > h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 124.42 \text{ kN.}$$

Therefore, Allowance for the effect of axial force.

$$- a_y = \min[(Area - 2b \cdot t_f) / Area, 0.5] = 0.235$$

$$- M_{ny,Rd} = \min[M_{ply,Rd} \cdot (1-n) / (1-0.5 \cdot a_y), M_{ply,Rd}] = 19.93 \text{ kN-m.}$$

$$- R_{maxy} = M_{Edy} / M_{ny,Rd} = 0.124 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$- N_{Ed} > 2 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 124.42 \text{ kN.}$$

Therefore, Allowance for the effect of axial force.

$$- a_z = \min[(Area - 2h \cdot t_w) / Area, 0.5] = 0.500$$

$$- M_{nz,Rd} = \min[M_{plz,Rd} \cdot (1-n) / (1-0.5 \cdot a_z), M_{plz,Rd}] = 51.29 \text{ kN-m.}$$

$$- R_{maxz} = M_{Edz} / M_{nz,Rd} = 0.282 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$[| M_{Edy} |^{\alpha} + | M_{Edz} |^{\beta}]$$

$$- R_{max2} = [| \dots | + | \dots |]$$

$$[| M_{ny,Rd} | + | M_{nz,Rd} |]$$

$$= 0.030 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$- R_{max} = \max[R_{max1}, R_{max2}] = 0.810 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

*. MEMBER NO = 3139, ELEMENT TYPE = Beam

*. LOADCOMB NO = 21, MATERIAL NO = 2, SECTION NO = 8

*. UNIT SYSTEM : kN, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = Montante, HEA180

Shape = I - Section. (Rolled)

Depth = 0.171, Top F Width = 0.180, Bot.F Width = 0.180

Web Thick = 0.006, Top F Thick = 0.009, Bot.F Thick = 0.009

Area = 4.53000e-03, Avy = 3.61800e-03, Avz = 1.45200e-03

Ybar = 9.00000e-02, Zbar = 8.55000e-02, Qyb = 2.59018e-02, Qzb = 4.05000e-03

Wely = 2.94000e-04, Welz = 1.03000e-04, Wply = 3.24000e-04, Wplz = 1.55268e-04

Iyy = 2.51000e-05, Izz = 9.25000e-06, Iyz = 0.00000e+00

Iy = 7.45000e-02, iz = 4.52000e-02

J = 1.14513e-07, Cwp = 6.02109e-08

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

Ly = 1.50000e+00, Lz = 1.50000e+00, Lb = 1.50000e+00

$K_y = 1.00000e+00$, $K_z = 1.00000e+00$

*. MATERIAL PROPERTIES :

$F_y = 3.55000e+05$, $E_s = 2.10000e+08$, MATERIAL NAME = S355

*. FORCES AND MOMENTS AT (J) POINT :

Axial Force $F_{xx} = 1.31816e+02$

Shear Forces $F_{yy} = 3.09853e+00$, $F_{zz} = 1.22210e+01$

Bending Moments $M_y = -2.53329e+01$, $M_z = -2.70945e+00$

End Moments $M_{yi} = -7.00142e+00$, $M_{yj} = -2.53329e+01$ (for L_b)

$M_{yi} = -7.00142e+00$, $M_{yj} = -2.53329e+01$ (for L_y)

$M_{zi} = 1.99031e+00$, $M_{zj} = -2.70945e+00$ (for L_z)

*. Sign conventions for stress and axial force.

- Stress : Compression positive.

- Axial force: Tension positive.

=====
 [[[*]]) CLASSIFY LEFT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).
 =====

(). Determine classification of tension outstand flanges.

-. Not Checking the Section Classification.

=====
 [[[*]]) CLASSIFY RIGHT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).
 =====

(). Determine classification of tension outstand flanges.

-. Not Checking the Section Classification.

midas Gen - Steel Code Checking [Eurocode3:05]

Gen 2026

[[[*]]] 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]

$$- e = \sqrt{235/f_y} = 0.81$$

$$- b/t = BTR = 7.58$$

$$- \sigma_1 = 66539.638 \text{ KPa.}$$

$$- \sigma_2 = 52579.533 \text{ KPa.}$$

$$- BTR < 10 * e \text{ (Class 2 : Compact).}$$

[[[*]]] CLASSIFY RIGHT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).

(). Determine classification of compression outstand flanges.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5]

$$- e = \sqrt{235/f_y} = 0.81$$

$$- b/t = BTR = 7.58$$

$$- \sigma_1 = 45599.481 \text{ KPa.}$$

$$- \sigma_2 = 31639.376 \text{ KPa.}$$

$$- BTR < 10 * e \text{ (Class 2 : Compact).}$$

[[[*]]] 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]

$$- e = \sqrt{235/f_y} = 0.81$$

$$- d/t = HTR = 20.33$$

$$- \sigma_1 = 26684.793 \text{ KPa.}$$

$$- \sigma_2 = -84881.535 \text{ KPa.}$$

$$- \Psi = [2 * (NEd/A) * (1/f_y)] - 1 = -1.164$$

$$- \alpha = 0.754 > 0.5$$

$$- HTR < 396 * e / (13 * \alpha - 1) \text{ (Class 1 : Plastic).}$$

[[[*]]] APPLIED FACTORS.

(). Calculate equivalent uniform moment factors (C_{my}, C_{mz}, C_{mLT}).

[Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]

$$-. C_{my,0} = 0.848$$

$$-. C_{mz,0} = 0.630$$

$$-. C_{my} \text{ (Default or User Defined Value)} = 1.000$$

$$-. C_{mz} \text{ (Default or User Defined Value)} = 1.000$$

$$-. C_{mLT} \text{ (Default or User Defined Value)} = 1.000$$

(). Partial Factors (Γ_{Mi}).

[Eurocode3:05 6.1]

$$-. \Gamma_{M0} = 1.05$$

$$-. \Gamma_{M1} = 1.05$$

$$-. \Gamma_{M2} = 1.25$$

=====
 [[[*]]) CHECK AXIAL RESISTANCE.
 =====

(). Check slenderness ratio of axial tension member (l/i).

$$-. l/i = 33.2 < 300.0 \rightarrow \text{O.K.}$$

(). Calculate parameters for combined resistance.

$$-. \lambda_{b1} = \pi \cdot \sqrt{E_s/f_y} = 76.409$$

$$-. \lambda_{bz} = (K L_z / i_z) / \lambda_{b1} = 0.434$$

(). Calculate axial tensile resistance ($N_{t,Rd}$).

[Eurocode3:05 6.2.3]

$$-. N_{t,Rd} = f_y \cdot \text{Area} / \Gamma_{M0} = 1531.57 \text{ kN.}$$

(). Check ratio of axial resistance ($N_{Ed}/N_{t,Rd}$).

$$N_{Ed} \quad 131.82$$

$$-. \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{131.82}{1531.57} = 0.086 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$N_{t,Rd} \quad 1531.57$$

=====
 [[[*]]) CHECK SHEAR RESISTANCE.
 =====

(). Calculate shear area.

[Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1 NOTE 2]

$$-. \eta = 1.2 \text{ (} f_y < 460 \text{ MPa.)}$$

$$-. r = 0.0150 \text{ m.}$$

$$-. A_{vy} = \text{Area} - h_w \cdot t_w = 0.0036 \text{ m}^2.$$

$$-. A_{vz1} = \eta \cdot h_w \cdot t_w = 0.0011 \text{ m}^2.$$

$$-. A_{vz2} = \text{Area} - 2 \cdot B \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 0.0015 \text{ m}^2.$$

$$-. A_{vz} = \text{MAX}[A_{vz1}, A_{vz2}] = 0.0015 \text{ m}^2.$$

(). Calculate plastic shear resistance in local-y direction (V_{pl_Rdy}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

$$- V_{pl_Rdy} = [A_{vy} \cdot f_y / \sqrt{3}] / \Gamma_{M0} = 706.23 \text{ kN.}$$

(). Check ratio of shear resistance (V_{Edy}/V_{pl_Rdy}).

(LCB = 10, POS = I)

$$- \text{Applied shear force : } V_{Edy} = 3.51 \text{ kN.}$$

$$V_{Edy} \quad 3.51$$

$$- \frac{V_{Edy}}{V_{pl_Rdy}} = \frac{3.51}{706.23} = 0.005 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$V_{pl_Rdy} \quad 706.23$$

(). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (V_{pl_Rdz}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

$$- V_{pl_Rdz} = [A_{vz} \cdot f_y / \sqrt{3}] / \Gamma_{M0} = 283.43 \text{ kN.}$$

(). Shear Buckling Check.

[Eurocode3:05 6.2.6]

$$- HTR < 72 \cdot e / \eta \rightarrow \text{No need to check!}$$

(). Check ratio of shear resistance (V_{Edz}/V_{pl_Rdz}).

(LCB = 21, POS = J)

$$- \text{Applied shear force : } V_{Edz} = 12.22 \text{ kN.}$$

$$V_{Edz} \quad 12.22$$

$$- \frac{V_{Edz}}{V_{pl_Rdz}} = \frac{12.22}{283.43} = 0.043 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$V_{pl_Rdz} \quad 283.43$$

=====

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.

=====

(). Calculate plastic resistance moment about major axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

$$- W_{ply} = 0.0003 \text{ m}^3.$$

$$- M_{c_Rdy} = W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M0} = 109.54 \text{ kN-m.}$$

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edy}/M_{c_Rdy}).

$$M_{Edy} \quad 25.33$$

$$- \frac{M_{Edy}}{M_{c_Rdy}} = \frac{25.33}{109.54} = 0.231 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$M_{c_Rdy} \quad 109.54$$

=====

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.

=====

(). Calculate plastic resistance moment about minor axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

$$- W_{plz} = 0.0002 \text{ m}^3.$$

$$- . M_{c_Rdz} = W_{plz} * f_y / \Gamma_{M0} = 52.50 \text{ kN-m.}$$

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edz}/M_{c_Rdz}).

$$M_{Edz} \quad 2.71$$

$$- . \frac{M_{Edz}}{M_{c_Rdz}} = \frac{2.71}{52.50} = 0.052 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$M_{c_Rdz} \quad 52.50$$

=====
 [[[*]]] CHECK LATERAL-TORSIONAL BUCKLING RESISTANCE.
 =====

(). Calculate lateral-torsional buckling resistance (M_{b_Rd}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.3.2]

$$- . \rho_{or} = 0.300$$

$$- . G_s = E_s / [2 * (1 + \rho_{or})] = 80769230.769 \text{ KPa.}$$

$$- . N_{cr} = \pi^2 * E_s * I_{zz} / L_u^2 = 8520.75 \text{ kN.}$$

$$- . \psi = 0.276$$

$$- . C_1 = 1.285$$

$$- . C_2 = 1.562$$

$$- . C_3 = 0.753$$

$$- . z_s = -0.0000 \text{ m.}$$

$$- . z_a = -0.0000 \text{ m. (Shear center)}$$

$$- . z_g = z_a - z_s = 0.0000 \text{ m.}$$

$$- . z_j = z_s - 0.5 * \sum [(y_i^2 + z_i^2) * I_{i0}] / I_{yy} = 0.0000 \text{ m.}$$

$$- . M_{cr} = C_1 * N_{cr} * [\sqrt{ (C_{wp}/I_{zz}) + (G_s * I) / N_{cr} + (C_2 * z_g - C_3 * z_j)^2 } - (C_2 * z_g - C_3 * z_j)]$$

$$= 954.20 \text{ kN-m.}$$

$$- . \lambda_{LT_bar} = \sqrt{ W_{ply} * f_y / M_{cr} } = 0.347$$

$$- . \lambda_{LT_bar0} = 0.400$$

$$- . \lambda_{LT_bar} = 0.347 < \lambda_{LT_bar0} = 0.400$$

$$- . M_{Ed}/M_{cr} = 0.027 < \lambda_{LT_bar0}^2 = 0.160$$

If $\lambda_{LT_bar} < \lambda_{LT_bar0}$ or $M_{Ed}/M_{cr} < \lambda_{LT_bar0}^2$,

No allowance for lateral-torsional buckling necessary.

=====
 [[[*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.
 =====

(). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

$$- . \text{In case of } V_{Edz} / V_{pl_Rdz} < 0.5$$

$$- . M_{y_Rd} = M_{c_Rdy} = 109.54 \text{ kN-m.}$$

(). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

$$- . \text{In case of } V_{Edy} / V_{pl_Rdy} < 0.5$$

$$-. M_{z_Rd} = M_{c_Rdz} = 52.50 \text{ kN-m.}$$

(). Check general interaction ratio.

[Eurocode3:05 6.2.1 (6.2)] - Class1 or Class2

$$N_{Ed} \quad M_{Edy} \quad M_{Edz}$$

$$-. R_{max1} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}} + \frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}$$

$$N_{Rd} \quad M_{Rdy} \quad M_{Rdz}$$

$$= 0.369 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

(). Check interaction ratio of bending and axial force member.

[Eurocode3:05 6.2.9 (6.31 ~ 6.41)] - Class1 or Class2

$$-. n = N_{Ed} / N_{pl_Rd} = 0.086$$

$$-. a = \min[(Area - 2b \cdot t_f) / Area, 0.5] = 0.245$$

$$-. \alpha = 2.000$$

$$-. \beta = \max[5 \cdot n, 1.0] = 1.000$$

$$-. N_{Ed} < 0.25 \cdot N_{pl_Rd} = 382.89 \text{ kN.}$$

$$-. N_{Ed} < 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 154.17 \text{ kN.}$$

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

$$-. M_{Ny_Rd} = M_{ply_Rd} = 109.54 \text{ kN-m.}$$

$$-. R_{maxy} = M_{Edy} / M_{Ny_Rd} = 0.231 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$-. N_{Ed} < h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 488.21 \text{ kN.}$$

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

$$-. M_{Nz_Rd} = M_{plz_Rd} = 52.50 \text{ kN-m.}$$

$$-. R_{maxz} = M_{Edz} / M_{Nz_Rd} = 0.052 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$[| M_{Edy} |^{\alpha} + | M_{Edz} |^{\beta}]$$

$$-. R_{max2} = [| M_{Edy} |^{\alpha} + | M_{Edz} |^{\beta}]^{1/\alpha}$$

$$[| M_{Ny_Rd} | + | M_{Nz_Rd} |]$$

$$= 0.105 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$-. R_{max} = \max[R_{max1}, R_{max2}] = 0.369 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

*. MEMBER NO = 3211, ELEMENT TYPE = Beam

*. LOADCOMB NO = 21, MATERIAL NO = 2, SECTION NO = 9

*. UNIT SYSTEM : kN, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = HEB180-E, HEB180

Shape = I - Section. (Rolled)

Depth = 0.180, Top F Width = 0.180, Bot.F Width = 0.180

Web Thick = 0.009, Top F Thick = 0.014, Bot.F Thick = 0.014

Area = 6.53000e-03, A_{vy} = 5.23800e-03, A_{vz} = 2.02900e-03

$\bar{Y}_{bar}$ = 9.00000e-02, $\bar{Z}_{bar}$ = 9.00000e-02, Q_{yb} = 2.74951e-02, Q_{zb} = 4.05000e-03

W_{ely} = 4.26000e-04, W_{elz} = 1.51000e-04, W_{ply} = 4.82000e-04, W_{plz} = 2.29546e-04

$I_{yy} = 3.83000e-05$, $I_{zz} = 1.36000e-05$, $I_{yz} = 0.00000e+00$
 $I_y = 7.66000e-02$, $I_z = 4.57000e-02$
 $J = 3.63261e-07$, $C_{wp} = 9.37455e-08$

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

$L_y = 5.00000e-01$, $L_z = 5.00000e-01$, $L_b = 0.00000e+00$
 $K_y = 1.00000e+00$, $K_z = 1.00000e+00$

*. MATERIAL PROPERTIES :

$F_y = 3.55000e+05$, $E_s = 2.10000e+08$, MATERIAL NAME = S355

*. FORCES AND MOMENTS AT (I) POINT :

Axial Force $F_{xx} = -3.72261e+02$
 Shear Forces $F_{yy} = -1.42151e+00$, $F_{zz} = -4.79185e+01$
 Bending Moments $M_y = -1.17490e+02$, $M_z = 2.06493e-01$
 End Moments $M_{yi} = -1.17490e+02$, $M_{yj} = -1.02589e+02$ (for L_b)
 $M_{yi} = -1.17490e+02$, $M_{yj} = -1.02589e+02$ (for L_y)
 $M_{zi} = 2.06493e-01$, $M_{zj} = 6.49521e-01$ (for L_z)

*. Sign conventions for stress and axial force.

- Stress : Compression positive.
- Axial force: Tension positive.

=====
 [[[*]]] CLASSIFY LEFT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).
 =====

- (). Determine classification of tension outstand flanges.
 -. Not Checking the Section Classification.

=====
 [[[*]]] 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]
 -. $e = \sqrt{235/f_y} = 0.81$
 -. $b/t = BTR = 5.05$

- $\sigma_1 = 300571.431$ KPa.
- $\sigma_2 = 299864.266$ KPa.
- $BTR < 9 \cdot e$ (Class 1 : Plastic).

=====
[[[*]]] CLASSIFY RIGHT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).
=====

(). Determine classification of compression outstand flanges.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5]

- $e = \sqrt{235/f_y} = 0.81$
- $b/t = BTR = 5.05$
- $\sigma_1 = 301663.414$ KPa.
- $\sigma_2 = 300956.249$ KPa.
- $BTR < 9 \cdot e$ (Class 1 : Plastic).

=====
[[[*]]] 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]

- $e = \sqrt{235/f_y} = 0.81$
- $d/t = HTR = 14.35$
- $\sigma_1 = 222220.254$ KPa.
- $\sigma_2 = -108204.487$ KPa.
- $\Psi = [2 \cdot (N_{Ed}/A) \cdot (1/f_y)] - 1 = -0.679$
- $\alpha = 1.000 > 0.5$
- $HTR < 396 \cdot e / (13 \cdot \alpha - 1)$ (Class 1 : Plastic).

=====
[[[*]]] APPLIED FACTORS.
=====

(). Calculate equivalent uniform moment factors (C_{my}, C_{mz}, C_{mLT}).

[Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]

- $C_{my,0} = 0.974$
- $C_{mz,0} = 0.857$
- C_{my} (Default or User Defined Value) = 1.000
- C_{mz} (Default or User Defined Value) = 1.000
- C_{mLT} (Default or User Defined Value) = 1.000

midas Gen - Steel Code Checking [Eurocode3:05]

Gen 2026

(). Partial Factors (Gamma_Mi).

[Eurocode3:05 6.1]

-. Gamma_M0 = 1.05

-. Gamma_M1 = 1.05

-. Gamma_M2 = 1.25

[[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.

(). Check slenderness ratio of axial compression member (Kl/i).

-. Kl/i = 10.9 < 200.0 ----> O.K.

(). Calculate axial compressive resistance (Nc_Rd).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.4]

-. Nc_Rd = fy * Area / Gamma_M0 = 2207.76 kN.

(). Check ratio of axial resistance (N_Ed/Nc_Rd).

N_Ed 372.26

-. ----- = 0.169 < 1.000 ----> O.K.

Nc_Rd 2207.76

(). 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) = 0.085

-. Ncry = Pi^2*Es*Iyy / (Ky*Ly)^2 = 317524.91 kN.

-. Lambda_by < 0.2 or N_Ed/Ncry < 0.04 --> No need to check.

-. Lambda_bz = {(Kz*Lz/iz)/Lambda1} * SQRT(Beta_A) = 0.143

-. Ncrz = Pi^2*Es*Izz / (Kz*Lz)^2 = 112750.36 kN.

-. 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]

-. eta = 1.2 (Fy < 460 MPa.)

-. r = 0.0150 m.

$$\begin{aligned} - \text{Avy} &= \text{Area} - h_w * t_w &= & 0.0052 \text{ m}^2. \\ - \text{Avz1} &= \eta * h_w * t_w &= & 0.0016 \text{ m}^2. \\ - \text{Avz2} &= \text{Area} - 2 * B * t_f + (t_w + 2 * r) * t_f &= & 0.0020 \text{ m}^2. \\ - \text{Avz} &= \text{MAX} [\text{Avz1}, \text{Avz2}] &= & 0.0020 \text{ m}^2. \end{aligned}$$

(). Calculate plastic shear resistance in local-y direction (V_{pl_Rdy}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

$$- V_{pl_Rdy} = [\text{Avy} * f_y / \text{SQRT}(3)] / \text{Gamma_M0} = 1022.45 \text{ kN}.$$

(). Check ratio of shear resistance (V_{Edy}/V_{pl_Rdy}).

(LCB = 5, POS = J)

$$- \text{Applied shear force : } V_{Edy} = 1.50 \text{ kN}.$$

$$V_{Edy} \quad 1.50$$

$$- \text{-----} = \text{-----} = 0.001 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$V_{pl_Rdy} \quad 1022.45$$

(). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (V_{pl_Rdz}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

$$- V_{pl_Rdz} = [\text{Avz} * f_y / \text{SQRT}(3)] / \text{Gamma_M0} = 396.06 \text{ kN}.$$

(). Shear Buckling Check.

[Eurocode3:05 6.2.6]

$$- \text{HTR} < 72 * e / \eta \text{ ---> No need to check!}$$

(). Check ratio of shear resistance (V_{Edz}/V_{pl_Rdz}).

(LCB = 21, POS = I)

$$- \text{Applied shear force : } V_{Edz} = 47.92 \text{ kN}.$$

$$V_{Edz} \quad 47.92$$

$$- \text{-----} = \text{-----} = 0.121 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$V_{pl_Rdz} \quad 396.06$$

=====

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.

=====

(). Calculate plastic resistance moment about major axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

$$- W_{ply} = 0.0005 \text{ m}^3.$$

$$- M_{c_Rdy} = W_{ply} * f_y / \text{Gamma_M0} = 162.96 \text{ kN-m}.$$

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edy}/M_{c_Rdy}).

$$M_{Edy} \quad 117.49$$

$$- \text{-----} = \text{-----} = 0.721 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$M_{c_Rdy} \quad 162.96$$

=====

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.

(). Calculate plastic resistance moment about minor axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

$$-. W_{plz} = 0.0002 \text{ m}^3.$$

$$-. M_{c_Rdz} = W_{plz} * f_y / \Gamma_{M0} = 77.61 \text{ kN-m.}$$

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edz}/M_{c_Rdz}).

$$M_{Edz} \quad 0.21$$

$$-. \frac{M_{Edz}}{M_{c_Rdz}} = \frac{0.21}{77.61} = 0.003 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$M_{c_Rdz} \quad 77.61$$

[[[*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.

(). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

$$-. \text{In case of } V_{Edz} / V_{pl_Rdz} < 0.5$$

$$-. M_{y_Rd} = M_{c_Rdy} = 162.96 \text{ kN-m.}$$

(). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

$$-. \text{In case of } V_{Edy} / V_{pl_Rdy} < 0.5$$

$$-. M_{z_Rd} = M_{c_Rdz} = 77.61 \text{ kN-m.}$$

(). Check general interaction ratio.

[Eurocode3:05 6.2.1 (6.2)] - Class1 or Class2

$$N_{Ed} \quad M_{Edy} \quad M_{Edz}$$

$$-. R_{max1} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Edy}}{M_{y_Rd}} + \frac{M_{Edz}}{M_{z_Rd}}$$

$$N_{Rd} \quad M_{y_Rd} \quad M_{z_Rd}$$

$$= 0.892 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

(). Check interaction ratio of bending and axial force member.

[Eurocode3:05 6.2.9 (6.31 ~ 6.41)] - Class1 or Class2

$$-. n = N_{Ed} / N_{pl_Rd} = 0.169$$

$$-. a = \text{MIN} [(\text{Area} - 2b \cdot t_f) / \text{Area}, 0.5] = 0.228$$

$$-. \text{Alpha} = 2.000$$

$$-. \text{Beta} = \text{MAX} [5 \cdot n, 1.0] = 1.000$$

$$-. N_{Ed} < 0.25 \cdot N_{pl_Rd} = 551.94 \text{ kN.}$$

$$-. N_{Ed} > 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \Gamma_{M0} = 218.41 \text{ kN.}$$

Therefore, Allowance for the effect of axial force.

$$-. M_{ny_Rd} = \text{MIN} [M_{ply_Rd} \cdot (1-n) / (1-0.5 \cdot a), M_{ply_Rd}] = 152.93 \text{ kN-m.}$$

$$-. R_{maxy} = M_{Edy} / M_{ny_Rd} = 0.768 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$-. N_{Ed} < h_w \cdot t_w \cdot f_y / \Gamma_{M0} = 719.47 \text{ kN.}$$

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

$$-. M_{nz_Rd} = M_{plz_Rd} = 77.61 \text{ kN-m.}$$

$$-. R_{maxz} = M_{Edz} / M_{nz_Rd} = 0.003 < 1.000 \text{ ----> O.K.}$$

$$[| M_{Edy} |^{(\alpha)} + | M_{Edz} |^{(\beta)}]$$

$$-. R_{max2} = [| \dots | + | \dots |]$$

$$[| M_{ny_Rd} | + | M_{nz_Rd} |]$$

$$= 0.593 < 1.000 \text{ ----> O.K.}$$

(). Check interaction ratio of bending and axial compression member.

[Eurocode3:05 6.3.1, 6.2.9.3 (6.61, 6.62), Annex A]

$$-. N_{Ed} = -372.27 \text{ kN.}$$

$$-. M_{Edy} = -117.49 \text{ kN-m.}$$

$$-. M_{Edz} = 0.65 \text{ kN-m.}$$

$$-. k_{yy} = 0.963$$

$$-. k_{yz} = 0.595$$

$$-. k_{zy} = 0.501$$

$$-. k_{zz} = 0.870$$

$$-. X_{iy} = 1.000$$

$$-. X_{iz} = 1.000$$

$$-. X_{iLT} = 1.000$$

$$-. N_{Rk} = A \cdot f_y = 2318.15 \text{ kN.}$$

$$-. M_{y_Rk} = W_{ply} \cdot f_y = 171.11 \text{ kN-m.}$$

$$-. M_{z_Rk} = W_{plz} \cdot f_y = 81.49 \text{ kN-m.}$$

$$-. N_{Ed} \cdot e_{Ny} = 0.0 \text{ (Not Slender)}$$

$$-. N_{Ed} \cdot e_{Nz} = 0.0 \text{ (Not Slender)}$$

$$-. R_{max_LT1} = \frac{N_{Ed}}{X_{iy} \cdot N_{Rk} / \Gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{X_{iLT} \cdot M_{y_Rk} / \Gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{z_Rk} / \Gamma_{M1}}$$

$$= 0.868 < 1.000 \text{ ----> O.K.}$$

$$-. R_{max_LT2} = \frac{N_{Ed}}{X_{iz} \cdot N_{Rk} / \Gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{X_{iLT} \cdot M_{y_Rk} / \Gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{z_Rk} / \Gamma_{M1}}$$

$$= 0.537 < 1.000 \text{ ----> O.K.}$$

$$-. R_{max} = \text{MAX}[\text{MAX}(R_{max1}, R_{max2}), \text{MAX}(R_{max_LT1}, R_{max_LT2})] = 0.892 < 1.000 \text{ ----> O.K.}$$

*. MEMBER NO = 3058, ELEMENT TYPE = Beam

*. LOADCOMB NO = 21, MATERIAL NO = 2, SECTION NO = 10

*. UNIT SYSTEM : kN, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = Collegamento

Shape = SB - Section. (Built-up)

Depth = 0.220, Width = 0.030

Area = 6.60000e-03, A_{vy} = 6.60000e-03, A_{vz} = 6.60000e-03

$\bar{Y} = 1.50000e-02$, $\bar{Z} = 1.10000e-01$, $Q_{yb} = 6.05000e-03$, $Q_{zb} = 1.12500e-04$
 $W_{ely} = 2.42000e-04$, $W_{elz} = 3.30000e-05$, $W_{ply} = 3.63000e-04$, $W_{plz} = 4.95000e-05$
 $I_{yy} = 2.66200e-05$, $I_{zz} = 4.95000e-07$, $I_{yz} = 0.00000e+00$
 $I_y = 6.35085e-02$, $I_z = 8.66025e-03$
 $J = 1.80990e-06$, $C_{wp} = 1.00000e+28$

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :

$L_y = 3.00049e-02$, $L_z = 3.00049e-02$, $L_b = 0.00000e+00$
 $K_y = 1.00000e+00$, $K_z = 1.00000e+00$

*. MATERIAL PROPERTIES :

$F_y = 3.55000e+05$, $E_s = 2.10000e+08$, MATERIAL NAME = S355

*. FORCES AND MOMENTS AT (I) POINT :

Axial Force $F_{xx} = -3.53148e+02$
 Shear Forces $F_{yy} = 2.12548e+01$, $F_{zz} = 8.03434e+00$
 Bending Moments $M_y = 2.41379e-01$, $M_z = 6.37749e-01$
 End Moments $M_{yi} = 2.41379e-01$, $M_{yj} = 0.00000e+00$ (for L_b)
 $M_{zi} = 2.41379e-01$, $M_{zj} = 0.00000e+00$ (for L_y)
 $M_{zi} = 6.37749e-01$, $M_{zj} = 0.00000e+00$ (for L_z)

*. Sign conventions for stress and axial force.

- Stress : Compression positive.
- Axial force: Tension positive.

=====
 [[[*]]] CLASSIFY TOP FLANGE OF SECTION (BTR).
 =====

(). Determine classification of compression Internal Parts.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5]

- $e = \sqrt{235/f_y} = 0.81$

- $d/t = HTR = 7.33$

- $\sigma_1 = 67055.996 \text{ KPa}$.

- $\sigma_2 = 41288.344 \text{ KPa}$.

- $HTR < 33 \cdot e$ (Class 1 : Plastic).

midas Gen - Steel Code Checking [Eurocode3:05]

Gen 2026

[[[*]]] CLASSIFY BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).

(). Determine classification of compression Internal Parts.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5]

$$- e = \sqrt{235/f_y} = 0.81$$

$$- d/t = HTR = 0.00$$

$$- \sigma_1 = 65726.086 \text{ KPa.}$$

$$- \sigma_2 = 39958.434 \text{ KPa.}$$

$$- HTR < 33 * e \text{ (Class 1 : Plastic).}$$

[[[*]]] CLASSIFY LEFT WEB OF SECTION (HTR).

(). Determine classification of compression Internal Parts.

[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5]

$$- e = \sqrt{235/f_y} = 0.81$$

$$- d/t = HTR = 0.00$$

$$- \sigma_1 = 41288.344 \text{ KPa.}$$

$$- \sigma_2 = 39958.434 \text{ KPa.}$$

$$- HTR < 33 * e \text{ (Class 1 : Plastic).}$$

[[[*]]] APPLIED FACTORS.

(). Calculate equivalent uniform moment factors (Cmy,Cmz,CmLT).

[Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2]

$$- C_{my,0} = 0.790$$

$$- C_{mz,0} = 0.790$$

$$- C_{my} \text{ (Default or User Defined Value) } = 1.000$$

$$- C_{mz} \text{ (Default or User Defined Value) } = 1.000$$

$$- C_{mLT} \text{ (Default or User Defined Value) } = 1.000$$

(). Partial Factors (Gamma_Mi).

[Eurocode3:05 6.1]

$$- \Gamma_{M0} = 1.05$$

$$- \Gamma_{M1} = 1.05$$

$$- \Gamma_{M2} = 1.25$$

=====

 [[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.

 =====

(). Check slenderness ratio of axial compression member (Kl/i).

$$-. Kl/i = 3.5 < 200.0 \rightarrow \text{O.K.}$$

(). Calculate axial compressive resistance (N_{c_Rd}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.4]

$$-. N_{c_Rd} = f_y \cdot \text{Area} / \Gamma_{M0} = 2231.43 \text{ kN.}$$

(). Check ratio of axial resistance (N_{Ed}/N_{c_Rd}).

$$N_{Ed} \quad 353.15$$

$$-. \frac{N_{Ed}}{N_{c_Rd}} = \frac{353.15}{2231.43} = 0.158 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$N_{c_Rd} \quad 2231.43$$

(). Calculate buckling resistance of compression member (N_{b_Rdy} , N_{b_Rdz}).

[Eurocode3:05 6.3.1.1, 6.3.1.2]

$$-. \beta_A = A_{eff} / \text{Area} = 1.000$$

$$-. \lambda_{b1} = \pi \cdot \sqrt{E_s / f_y} = 76.409$$

$$-. \lambda_{by} = \{ (K_y \cdot L_y / i_y) / \lambda_{b1} \} \cdot \sqrt{\beta_A} = 0.006$$

$$-. N_{cry} = \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{yy} / (K_y \cdot L_y)^2 = 61283261.50 \text{ kN.}$$

$$-. \lambda_{by} < 0.2 \text{ or } N_{Ed} / N_{cry} < 0.04 \rightarrow \text{No need to check.}$$

$$-. \lambda_{bz} = \{ (K_z \cdot L_z / i_z) / \lambda_{b1} \} \cdot \sqrt{\beta_A} = 0.045$$

$$-. N_{crz} = \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{zz} / (K_z \cdot L_z)^2 = 1139564.78 \text{ kN.}$$

$$-. \lambda_{bz} < 0.2 \text{ or } N_{Ed} / N_{crz} < 0.04 \rightarrow \text{No need to check.}$$

 =====

 [[[*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.

 =====

(). Calculate shear area.

[Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1 NOTE 2]

$$-. A_{vy} = \text{Area} = 0.0066 \text{ m}^2.$$

$$-. A_{vz} = \text{Area} = 0.0066 \text{ m}^2.$$

(). Calculate plastic shear resistance in local-y direction (V_{pl_Rdy}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

$$-. V_{pl_Rdy} = [A_{vy} \cdot f_y / \sqrt{3}] / \Gamma_{M0} = 1288.32 \text{ kN.}$$

(). Check ratio of shear resistance (V_{Edy}/V_{pl_Rdy}).

(LCB = 26, POS = J)

$$-. \text{Applied shear force : } V_{Edy} = 29.29 \text{ kN.}$$

$$V_{Edy} \quad 29.29$$

$$-. \frac{V_{Edy}}{V_{pl_Rdy}} = \frac{29.29}{1288.32} = 0.023 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$V_{pl_Rdy} \quad 1288.32$$

(). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (V_{pl_Rdz}).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

$$- V_{pl_Rdz} = [A_{vz} \cdot f_y / \sqrt{3}] / \gamma_{M0} = 1288.32 \text{ kN.}$$

(). Shear Buckling Check.

[Eurocode3:05 6.2.6]

$$- HTR < 72 \cdot e / \eta \rightarrow \text{No need to check!}$$

(). Check ratio of shear resistance (V_{Edz} / V_{pl_Rdz}).

(LCB = 18, POS = J)

$$- \text{Applied shear force : } V_{Edz} = 8.06 \text{ kN.}$$

$$V_{Edz} = 8.06$$

$$- \frac{V_{Edz}}{V_{pl_Rdz}} = \frac{8.06}{1288.32} = 0.006 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$V_{pl_Rdz} = 1288.32$$

=====
[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.
=====

(). Calculate plastic resistance moment about major axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

$$- W_{ply} = 0.0004 \text{ m}^3.$$

$$- M_{c_Rdy} = W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 122.73 \text{ kN-m.}$$

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edy} / M_{c_Rdy}).

$$M_{Edy} = 0.24$$

$$- \frac{M_{Edy}}{M_{c_Rdy}} = \frac{0.24}{122.73} = 0.002 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$M_{c_Rdy} = 122.73$$

=====
[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.
=====

(). Calculate plastic resistance moment about minor axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

$$- W_{plz} = 4.9500 \times 10^{-5} \text{ m}^3.$$

$$- M_{c_Rdz} = W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 16.74 \text{ kN-m.}$$

(). Check ratio of moment resistance (M_{Edz} / M_{c_Rdz}).

$$M_{Edz} = 0.64$$

$$- \frac{M_{Edz}}{M_{c_Rdz}} = \frac{0.64}{16.74} = 0.038 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

$$M_{c_Rdz} = 16.74$$

=====
[[[*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.
=====

(). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of $V_{Edz} / V_{pl_Rdz} < 0.5$

-. $M_{y_Rd} = M_{c_Rdy} = 122.73 \text{ kN-m.}$

(). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.

[Eurocode3:05 6.2.8 (6.30)]

-. In case of $V_{Edy} / V_{pl_Rdy} < 0.5$

-. $M_{z_Rd} = M_{c_Rdz} = 16.74 \text{ kN-m.}$

(). Check general interaction ratio.

[Eurocode3:05 6.2.1 (6.2)] - Class1 or Class2

$N_{Ed} \quad M_{Edy} \quad M_{Edz}$

-. $R_{max1} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Edy}}{M_{y_Rd}} + \frac{M_{Edz}}{M_{z_Rd}}$

$N_{Rd} \quad M_{y_Rd} \quad M_{z_Rd}$

$= 0.198 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

(). Check interaction ratio of bending and axial force member.

[Eurocode3:05 6.2.9 (6.31 ~ 6.41)] - Class1 or Class2

-. $n = N_{Ed} / N_{pl_Rd} = 0.158$

-. $\alpha = 1.73 + 1.8 \cdot n^3 = 1.737$

-. $\beta = 1.73 + 1.8 \cdot n^3 = 1.737$

-. $N_{Ed} < 0.25 \cdot N_{pl_Rd} = 557.86 \text{ kN.}$

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

-. $M_{ny_Rd} = M_{ply_Rd} = 122.73 \text{ kN-m.}$

-. $R_{maxy} = M_{Edy} / M_{ny_Rd} = 0.002 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

-. $N_{Ed} < 0.25 \cdot N_{pl_Rd} = 557.86 \text{ kN.}$

Therefore, No allowance for the effect of axial force.

-. $M_{nz_Rd} = M_{plz_Rd} = 16.74 \text{ kN-m.}$

-. $R_{maxz} = M_{Edz} / M_{nz_Rd} = 0.038 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

$[| M_{Edy} |^{\alpha} + | M_{Edz} |^{\beta}]$

-. $R_{max2} = [| \frac{M_{Edy}}{M_{ny_Rd}} |^{\alpha} + | \frac{M_{Edz}}{M_{nz_Rd}} |^{\beta}]$

$[| \frac{M_{ny_Rd}}{M_{ny_Rd}} | + | \frac{M_{nz_Rd}}{M_{nz_Rd}} |]$

$= 0.003 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$

(). Check interaction ratio of bending and axial compression member.

[Eurocode3:05 6.3.1, 6.2.9.3 (6.61, 6.62), Annex A]

-. $N_{Ed} = -353.15 \text{ kN.}$

-. $M_{Edy} = 0.24 \text{ kN-m.}$

-. $M_{Edz} = 0.64 \text{ kN-m.}$

-. $k_{yy} = 0.866$

-. $k_{yz} = 0.518$

-. $k_{zy} = 0.518$

-. $k_{zz} = 0.867$
 -. $X_{iy} = 1.000$
 -. $X_{iz} = 1.000$
 -. $X_{iLT} = 1.000$
 -. $N_{Rk} = A \cdot f_y = 2343.00 \text{ kN}$.
 -. $M_{y_Rk} = W_{ply} \cdot f_y = 128.86 \text{ kN-m}$.
 -. $M_{z_Rk} = W_{plz} \cdot f_y = 17.57 \text{ kN-m}$.
 -. $N_{Ed} \cdot e_{Ny} = 0.0$ (Not Slender)
 -. $N_{Ed} \cdot e_{Nz} = 0.0$ (Not Slender)

$$R_{max_LT1} = \frac{N_{Ed}}{X_{iy} \cdot N_{Rk} / \Gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{X_{iLT} \cdot M_{y_Rk} / \Gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{z_Rk} / \Gamma_{M1}}$$

$$= 0.180 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$

$$R_{max_LT2} = \frac{N_{Ed}}{X_{iz} \cdot N_{Rk} / \Gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{X_{iLT} \cdot M_{y_Rk} / \Gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{z_Rk} / \Gamma_{M1}}$$

$$= 0.192 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$$
 -. $R_{max} = \text{MAX}[\text{MAX}(R_{max1}, R_{max2}), \text{MAX}(R_{max_LT1}, R_{max_LT2})] = 0.198 < 1.000 \text{ ---> O.K.}$

=====
 [[[*]]] CHECK DEFLECTION.
 =====

(). Compute Maximum Deflection.

-. $LCB = 53$
 -. $DAF = 1.000$ (Deflection Amplification Factor).
 -. Position = 0.013m From i-end(Node 991).
 -. $Def = -0.000 \cdot DAF = -0.000\text{m}$ (Global Z)
 -. $Def_Lim = 1.200\text{e-}04\text{m}$
 $Def < Def_Lim \text{ ---> O.K !}$

11. VERIFICHE LOCALI

11.1 VERIFICA LAMIERA IMPALCATO

11.1.1 LAMIERA TIPO HI BOND A55/P600 SP. 10 MM CON GETTO COLLABORANTE $H_{TOT} = 10$ CM

Si riporta la verifica considerando, a favore di sicurezza, la lamiera in semplice appoggio:

Dati Lamiera A55/P600		
b_{solaio}	1000 mm	base solaio
h_{solaio}	120 mm	altezza solaio
h_{lam}	55 mm	altezza lamiera grecata
b_{min}	61 mm	dimensione base nervatura
b_{max}	89 mm	dimensione superiore nervatura
y_g	27.5 mm	baricentro lamiera
t_w	1.0 mm	spessore lamiera
i	150 mm	interasse nervatura
h_w	56.8 mm	lunghezza nervatura
h_c	65 mm	altezza soletta c.a.
A_a	1620 mm ² /m	area lamiera grecata
$\alpha_{pannello}$	75.72 °	inclinazione nervatura
n	6.67 -	numero nervature al metro
Materiali		
f_{yk_lam}	280.00 N/mm ²	tensione snervamento lamiera
γ_s	1.10 -	fattore sicurezza lamiera
f_{yd}	254.55 N/mm ²	tensione snervamento lamiera di progetto
f_{ck}	35.00 N/mm ²	resistenza cilindrica calcestruzzo
γ_c	1.50 -	fattore sicurezza calcestruzzo
f_{cd}	19.83 N/mm ²	resistenza a compressione calcestruzzo
f_{yk_arm}	450.00 N/mm ²	tensione snervamento armatura
γ_s	1.15 -	fattore sicurezza lamiera
f_{yd}	391.30 N/mm ²	tensione snervamento armatura di progetto

Sollecitazione

L	1.25 m	Lunghezza lamiera
G ₁	1.90 kN/m ²	Carico permanente strutturale
G ₂	5.00 kN/m ²	Carico permanente non strutturale
Q _{1d}	2.00 kN/m ²	Carico variabile distribuito
Q _{1c}	55.00 kN	Carico variabile concentrato
γ _{G1}	1.35 -	Coefficiente carico permanente strutturale
γ _{G2}	1.35 -	Coefficiente carico permanente non strutturale
γ _{Q1d}	1.50 -	Coefficiente carico variabile distribuito
γ _{Q1c}	1.50 -	Coefficiente carico variabile concentrato
q	12.32 kN/m	Valore carico distribuito SLU
P	82.50 kN	Valore carico concentrato SLU
X _{Mq}	8.00 -	Vincolo momento distribuito
X _{MP}	4.00 -	Vincolo momento concentrato
X _{Vq}	2.00 -	Vincolo taglio distribuito
X _{VP}	1.00 -	Vincolo taglio concentrato
M _{Sd}	28.19 kNm/m	< 33.86 kNm/m
V _{Sd}	48.95 kN/m	< 107.77 kN/m

Verifica

FS _M	1.20	Fattore di sicurezza a flessione
FS _M	2.20	Fattore di sicurezza a taglio

Essendo le resistenze pari a:

Resistenza a Taglio

h _w	56.8 mm
t _w	1.0 mm
η	1.0

ε	0.916
h _w /t _w	56.754 < 65.961

NON è necessaria la verifica dell'instabilità a taglio

A _{v_anima}	56.75 mm ²
V _{c,Rd_anima}	8341 N
V _{c,Rd}	111209 N = 111.21 kN
V _{c,Rd_vert}	107.77 kN

Resistenza a Flessione

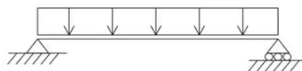
N _a	412364 N
N _c	412364 N
x	20.79 mm < 65.00 N/mm ²
z	82.10 mm
M _{Rd}	33.86 kNm/m

11.1.2 LAMIERA TIPO A75/P570 SP. 12 MM

Si riporta la verifica utilizzando una geometria equivalente:

INPUT - DATI LAMIERA GRECATA			Snellezze e tensioni di calcolo		
Qualità acciaio	S320GD		Flangia compressa		
f_{yk}	320.00	[MPa]	ψ	1.00	[-]
h	75.00	[mm]	k_{σ}	4.00	[-]
$B_{nervatura}$	40.00	[mm]	σ_{cr}	475	[MPa]
B_{vuoto}	90.00	[mm]	λ_p	0.82	[-]
t	1.00	[mm]	ρ	0.89	[-]
			$b_{eff,flangia}$	35.64	[mm]
Proprietà statiche di 1 irrigidimento			Anime in flessione		
L_{animo}	79.06	[mm]	ψ	-1.53	[-]
t_{eq}	1.05	[mm]	k_{σ}	38.35	[-]
A_1	238.11	[mm ²]	σ_{cr}	726	[MPa]
J_1	177869.99	[mm ⁴]	λ_p	0.52	[-]
W_1	4743.20	[mm ³]	ρ	1.00	[-]
			$b_{eff,anima}$	29.62	[mm]
Proprietà statiche di 1 m di lamiera			b_{e1}	11.85	[mm]
A	1831.65	[mm ²]	b_{e2}	17.77	[mm]
J	1368230.67	[mm ⁴]	$h_{eff,eq}$	67.12	[mm]
W	36486.15	[mm ³]			
			Carico agente		
Luce campata			q	7.73	[kN/m]
L	1.25	[m]			

Stress distribution (compression positive)			Effective ⁸ width b_{eff}		
			$\psi = 1$:		
			$b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$		
			$b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
			$1 > \psi > 0$:		
			$b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$		
			$b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
			$\psi < 0$:		
			$b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot \bar{b} (1 - \psi)$		
			$b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Buckling factor k_{σ}	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	$23,9$
					$5,98 (1 - \psi)^2$

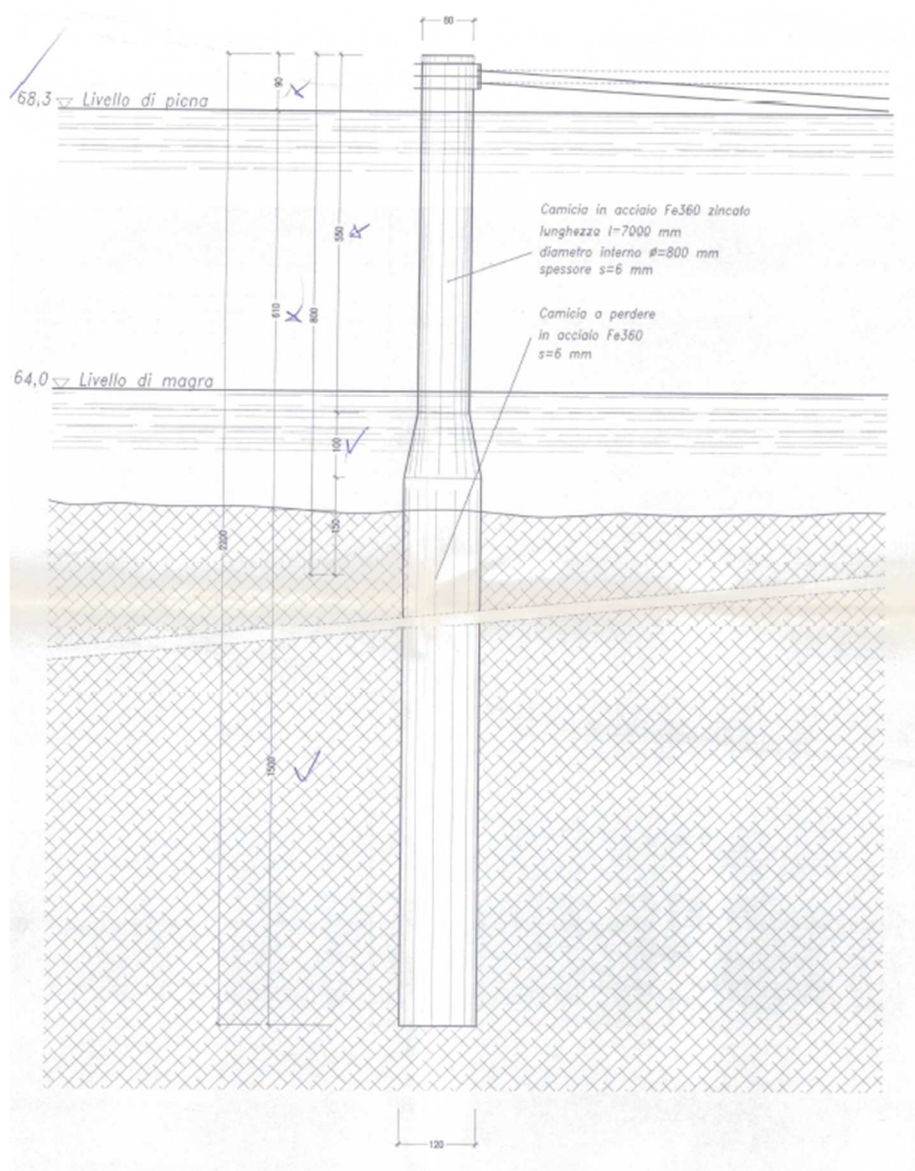


proprietà sezione efficace 1 irrigidimento		
$A_{1eff} =$	233.76	[mm ²]
$y_{Geff} =$	28.95	[mm]
$J_{1eff} =$	185720.45	[mm ⁴]
$W_{1,sup,eff} =$	4033.03	[mm ³]
$W_{1,inf,eff} =$	6415.19	[mm ³]
proprietà sezione efficace 1 m di lamiera		
$A_{eff} =$	1798.14	[mm ²]
$J_{eff} =$	1428618.86	[mm ⁴]
$W_{sup,eff} =$	31023.30	[mm ³]
$W_{inf,eff} =$	49347.58	[mm ³]
Verifica Flessione - SLU		
$M_{Ed} =$	1.51	[kNm/m]
$M_{Rd} =$	15.04	[kNm/m]
Verifica	10%	OK
Verifica Deformabilità - SLE		
$\delta =$	0.82	[mm]
$\delta_{max} (L/200) =$	6.25	OK
$\delta_{max} (L/250) =$	5.00	OK

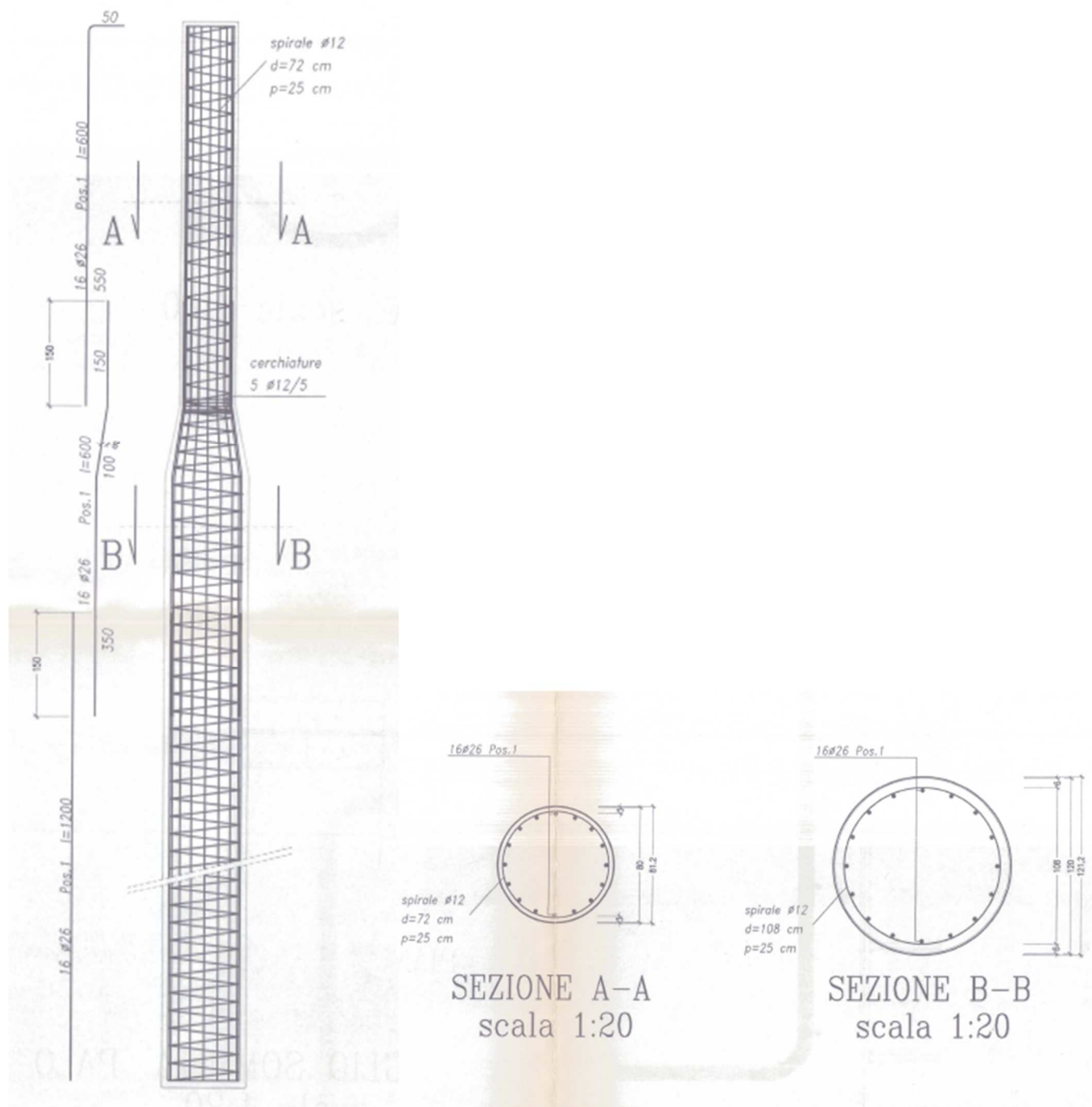
12. VERIFICHE SUI PALI

12.1 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE – PALI

Il presente capitolo definisce i criteri di calcolo, le scelte progettuali e le verifiche strutturali relative al sistema di ormeggio e ancoraggio del ponte di barche. L'opera prevede la realizzazione di sette pali in alveo disposti a monte e altrettanti a valle, costituiti da pali trivellati in cemento armato ad asse verticale e sezione circolare con diametro variabile ($D_1 = 80$ cm, $D_2 = 100$ cm e $D_3 = 120$ cm), aventi una lunghezza complessiva di 22 m e un'infissione nel terreno pari a 15m. I pali hanno il compito fondamentale di assorbire e trasferire al terreno le sollecitazioni trasmesse dalle imbarcazioni tramite cavi d'acciaio.



Carpenteria di un palo



Schema dell'armatura dei pali

I pali sono soggetti alla risultante delle azioni idrodinamiche che l'acqua esercita sul palo stesso e sulle barche che ancora, e alla risultante delle pressioni dovute al vento.

Le verifiche del palo sono quindi effettuate per le azioni orizzontali, considerando il terreno come un vincolo orizzontale, costituito da un letto di molle di rigidità opportuna.

12.2 MATERIALI DEI PALI

I pali esistenti sono stati realizzati con calcestruzzo di classe Rck300 e barre d'armatura Feb44K.

12.3 AZIONI

Le verifiche sui pali sono state eseguite in due condizioni relative all'altezza di piena del fiume.

Si sono prese in considerazione due condizioni di carico.

Condizione 01:

In questa condizione il fiume è supposto in fase di massima piena, pertanto l'altezza dell'acqua è 6.10m. In tal caso si fanno le ipotesi che il vento eserciti una pressione pari a p_v su una superficie netta, calcolata considerando i correnti ed i montanti del parapetto come travi isolate, e che sul ponte non agiscano carichi variabili.

Condizione 02

In questa seconda condizione si suppone che il fiume sia in fase di morbida (altezza dell'acqua pari a 4.00 m), che il vento eserciti una pressione pari a $0.6 p_v$, con un'altezza della superficie investita pari a 2.00 m e che sul ponte agiscano i carichi variabili.

12.3.1 SPINTA DELLA CORRENTE

I carichi orizzontali agenti sul palo sono stati determinati sotto le seguenti ipotesi:

La risultante delle pressioni dovute alla corrente è:

$$R = \rho \cdot \frac{U^2}{2} \cdot 8 \cdot \pi \cdot \frac{V^{\frac{2}{3}}}{1000} \cdot (c_v + c_w)$$

Dove:

- ρ densità dell'acqua
- U velocità di impatto della corrente
- V volume di liquido spostato
- c_w coefficiente che tiene conto della resistenza d'onda
- c_v coefficiente che tiene conto del trascinamento per attrito

con:

$$c_v = \frac{X}{[\text{Log}(Re) - 2]^2}$$

Sul palo si considera agente un'azione distribuita uniforme pari al valore determinato dalla relazione a seguito riportata:

$$p_{corr} = \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot \Omega \cdot \frac{U^2}{g}$$

Azione uniformemente distribuita ed agente sulla parte immersa del palo.

In particolar modo si sono utilizzati i seguenti valori:

γ	=	1000	[kg/m ³]
U_1	=	3.5	[m/s]
U_2	=	2.5	[m/s]
g	=	9.81	[m/s]

Primo tratto (D=80 cm)

k	=	1.2	[-]	C.C.1	p_{01}	=	5.99	kN/m
Ω	=	0.8	[m ² /m]	C.C.2	p_{02}	=	3.06	kN/m

Secondo tratto (D=100 cm)

k	=	1.2	[-]	C.C.1	p_{01}	=	7.49	kN/m
Ω	=	1	[m ² /m]	C.C.2	p_{02}	=	3.82	kN/m

Terzo tratto (D=120 cm)

k	=	1.2	[-]	C.C.1	p_{01}	=	8.99	kN/m
Ω	=	1.2	[m ² /m]	C.C.2	p_{02}	=	4.59	kN/m

12.3.2 PRESSIONE DEL VENTO

Si richiama il par. 8.2 per il calcolo della pressione del vento.

In particolar modo per la presente verifica si considererà una pressione pari a

$$p_v = 0.755 \text{ kN/m}^2$$

12.3.3 DEFINIZIONE DEL TIRO DEI TIRANTI SUL PALO

Nelle tabelle che seguono sono riportati i valori delle azioni in gioco.

Caso	T °C	v m/s	U m/s	L m	V m ³	Re -	Tipo regime -	C_{v_barca} -	C_{v_pila} -	R N	J m/m	R_s N
Piena	10	0.00000131	3.54	12.73	35.7	34400153	turbolento	0.0024	1.40	2390	0.001	350
Esercizio	10	0.00000131	2.50	14	53.9	26717557	turbolento	0.0025	0.70	784	0.001	529

Caso	S m ² /barca	p_k N/m ²	C_p -	R_{v_1} N	S_{imp} -	p_k N/m ²	R_{v_2} N	R_T N	kN
Piena	8.27	755	1.8	11239	56.25	15.09	849	14828	14.828
Esercizio	18.75	453	1.2	10193	56.25	15.09	849	12355	12.355

Dove:

T [°C] temperatura dell'acqua

v	$[m^2/s]$ coefficiente di viscosità
U	$[m/s]$ velocità massima durante la piena
L	$[m]$ larghezza della barca
V	$[m^3]$ volume di liquido spostato
Re	$[-]$ Numero di Reynolds
R_s	$[N]$ componente del peso della barca sull'orizzontale, fornita dal prodotto del peso per l'inclinazione J
J	$[m/m]$ inclinazione della piezometrica
q	$[kN/m]$ spinta del vento
S	$[m^2]$ superficie investita dal vento

In via cautelativa si è scelto di utilizzare $c = (c_v + c_w) = c_v$ come coefficiente di resistenza viscosa con:

Condizione 01:

$c_v = 1.4$ in quanto si considera la corrente perpendicolare alla fiancata della barca, investita di taglio.

Il valore elevato di c_v in questa condizione considera anche l'effetto "diga" dei detriti che può avvenire in caso di piena.

Condizione 02:

$c_v = 0.7$ in quanto si considera la corrente inclinata a circa 45° , caso sicuramente peggiorativo rispetto al flusso parallelo alla barca.

Si riassumono quindi i valori utilizzati per il tiro considerando che al singolo palo siano connessi 6 galleggianti (caso peggiore)

C.C.01: Tiro = $14.828 \times 6 = 88.968$ kN

C.C.02: Tiro = $12.355 \times 6 = 74.13$ kN

12.3.4 AZIONE SISMICA

La definizione dell'azione sismica sui pali di guida richiede la corretta schematizzazione delle forze d'inerzia che si sviluppano durante il terremoto. Quando il palo è immerso in un fluido, il suo movimento oscillatorio trascina una parte del liquido circostante. Questo fenomeno genera un incremento dell'inerzia globale del sistema, noto come effetto di massa d'acqua aggiunta (m_w), che deve essere sommato alla massa propria della struttura per una corretta analisi dinamica. Per la quantificazione di tale contributo idrodinamico per unità di lunghezza, si adotta la formulazione teorica basata sul diametro della sezione cilindrica investita:

$$m_w = C_m \cdot \rho_w \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

con:

C_m	=	1.00	[-]	Coefficiente di massa idrodinamica
D	=	0.80	[m]	Diametro del palo - primo tratto
		1.00	[m]	Diametro del palo - secondo tratto
		1.20	[m]	Diametro del palo - terzo tratto
ρ_w	=	10.00	[kN/m ³]	peso specifico dell'acqua

Da cui si ricava:

Per il primo tratto

$$m_{w1} = 5.03 \quad [\text{kN/m}]$$

Per il secondo tratto

$$m_{w2} = 7.85 \quad [\text{kN/m}]$$

Per il terzo tratto

$$m_{w3} = 11.31 \quad [\text{kN/m}]$$

Calcolo dell'azione sismica sul palo

Calcolo peso proprio palo

γ_{cls}	=	25.00	[kN/m ³]	peso specifico del calcestruzzo armato
D	=	0.80	[m]	Diametro del palo - primo tratto
		1.00	[m]	Diametro del palo - secondo tratto
		1.20	[m]	Diametro del palo - terzo tratto

Da cui si ricava:

Per il primo tratto

$$W_{cls\ 01} = 12.57 \quad [\text{kN/m}]$$

Per il secondo tratto

$$W_{cls\ 02} = 19.63 \quad [kN/m]$$

Per il terzo tratto

$$W_{cls\ 03} = 28.27 \quad [kN/m]$$

Massa unitaria totale

Per il primo tratto

$$W_{tot} = m_{w1} + W_{cls01} = 17.59 \quad kN/m$$

Per il secondo tratto

$$W_{tot} = m_{w2} + W_{cls02} = 27.49 \quad kN/m$$

Per il terzo tratto

$$W_{tot} = m_{w3} + W_{cls03} = 39.58 \quad kN/m$$

Forza sismica unitaria

$$S_e(T)/g = 0.25$$

Per il primo tratto

$$F_{01} = 4.43 \quad kN/m$$

Per il secondo tratto

$$F_{02} = 6.93 \quad kN/m$$

Per il terzo tratto

$$F_{03} = 9.98 \quad kN/m$$

12.3.5 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Per la definizione del terreno di fondazione dei pali sono state considerate le seguenti caratteristiche:

- **1° strato:** di profondità di circa 6,00 m costituito da ghiaia poligenica e sabbia le cui caratteristiche geotecniche possono essere le seguenti:
 - $\phi = 37^\circ - 43^\circ$ (angolo di attrito interno)
 - $\gamma_e = 2,20 \text{ t/m}^3$ (peso specifico del terreno fuori falda)
 - $\gamma_i = 1,20 \text{ t/m}^3$ (peso specifico del terreno sotto falda)
- **2° strato:** di profondità di circa 4,00 m costituito da limo argilloso:
 - $c_u = 0,031 - 0,085 \text{ MPa}$ (coesione non drenata)
 - $\gamma_e = 2,20 \text{ t/m}^3$ (peso specifico del terreno fuori falda)
 - $\gamma_i = 1,00 \text{ t/m}^3$ (peso specifico del terreno sotto falda)
- **3° strato:** di profondità di circa 6,00 m costituito da sabbia media ben classata:
 - $\phi = 38^\circ$ (angolo di attrito interno)
 - $\gamma_e = 2,20 \text{ t/m}^3$ (peso specifico del terreno fuori falda)
 - $\gamma_i = 1,20 \text{ t/m}^3$ (peso specifico del terreno sotto falda)
- **4° strato:** di profondità di circa 2,00 m costituito da limo sabbioso:
 - $c_u = 0,96 - 1,00 \text{ MPa}$ (coesione non drenata)
 - $\gamma_e = 2,20 \text{ t/m}^3$ (peso specifico del terreno fuori falda)
 - $\gamma_i = 1,23 \text{ t/m}^3$ (peso specifico del terreno sotto falda)
- **5° strato:** di profondità di circa 7,00 m costituito da sabbie limose:
 - $\phi = 38^\circ$ (angolo di attrito interno)
 - $\gamma_e = 2,20 \text{ t/m}^3$ (peso specifico del terreno fuori falda)
 - $\gamma_i = 1,20 \text{ t/m}^3$ (peso specifico del terreno sotto falda)

Le sopra riportate caratteristiche geotecniche, rilevate tramite sondaggi e prove SPT ai vari livelli, forniscono anche indicazioni circa il valore della costante del terreno orizzontale da considerare nel calcolo dell'elemento palo.

La costante del terreno orizzontale è stata considerata variabile linearmente con la profondità, ed, in particolare, sono stati presi in conto due valori per ciascuno dei due litotipi che costituiscono la stratigrafia del sito. Essa è espressa dalla relazione:

$$k_h = n_h \cdot z$$

con:

k_h la costante del terreno orizzontale;

z la profondità della sezione considerata

n_h valore in funzione del terreno che risulta:

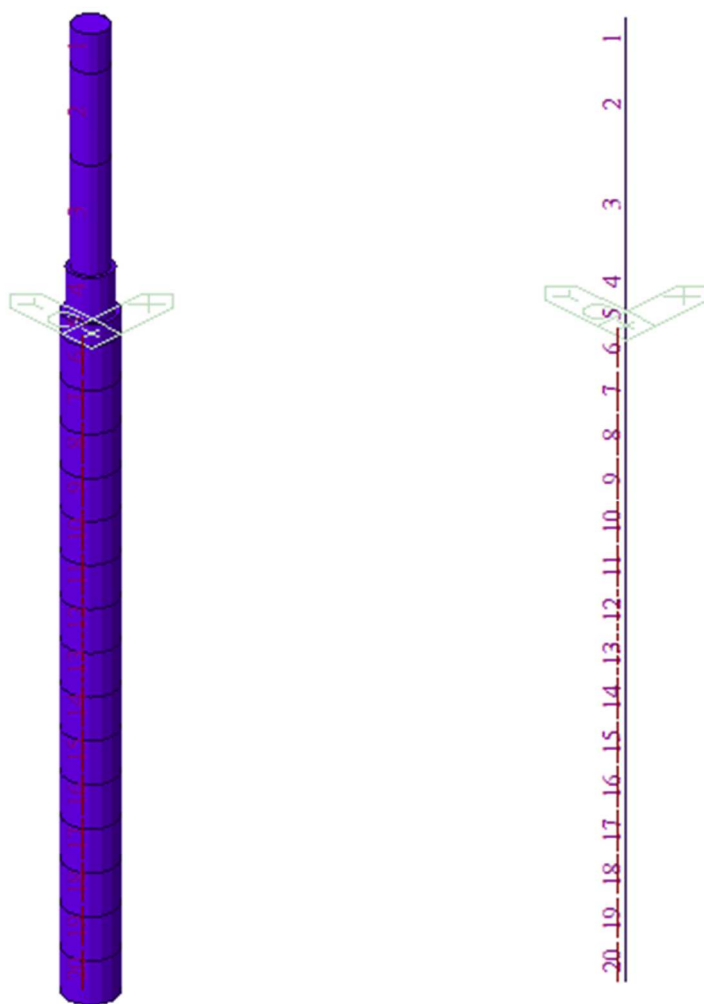
$n_h = 500000 \text{ kN/m}^3$ per terreni coerenti – sabbie sature (1°, 3° e 5° strato)

$n_h = 100000 \text{ kN/m}^3$ per terreni argillosi consolidati o leggermente consolidati (2° e 4° strato).

12.3.6 MODELLO NUMERICO

La struttura è stata schematizzata con un semplice modello agli elementi finiti, il quale risulta composto da elementi BEAM di sezione circolare, opportunamente vincolati e caricati.

L'interazione palo-terreno è stata schematizzata mediante delle molle di superficie, disposte lungo le direzioni x e y, di rigidezza pari ai valori indicati nel paragrafo precedente.



Vista del modello tridimensionale e unifilare

12.3.6.1 CARICHI APPLICATI

Si riportano i casi di carico applicati al modello

	No	Name	Type	Description
▶	1	G1	Dead Load (D)	Peso proprio
	2	Qtiro 01	Live Load (L)	Tiro delle barche - Piena
	3	Qtiro 02	Live Load (L)	Tiro delle barche - Esercizio
	4	Qvento 01	Wind Load on Structure (W)	Vento - Piena
	5	Qvento 02	Wind Load on Structure (W)	Vento - Esercizio
	6	Qw 01	Stream Flow Pressure (SF)	Spinta idrodinamica - Piena
	7	Qw 02	Stream Flow Pressure (SF)	Spinta idrodinamica - Esercizio
	8	Q seism	Earthquake (E)	Azione sismica
*				

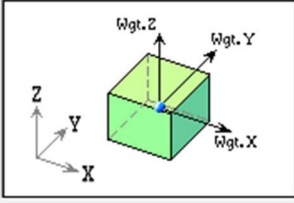
Il peso proprio è stato modellato nella seguente modalità

Self Weight

Load Case Name
Q seism

Load Group Name
Default

Self Weight Factor

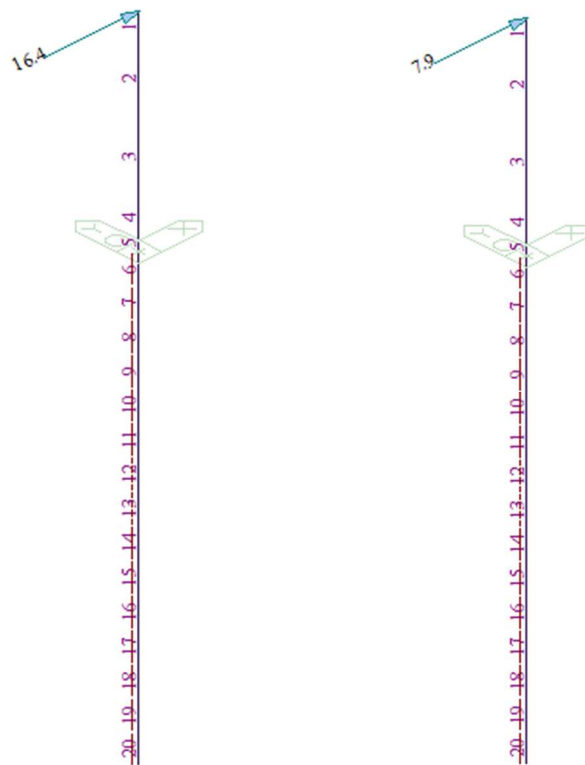


X 0
Y 0
Z -1

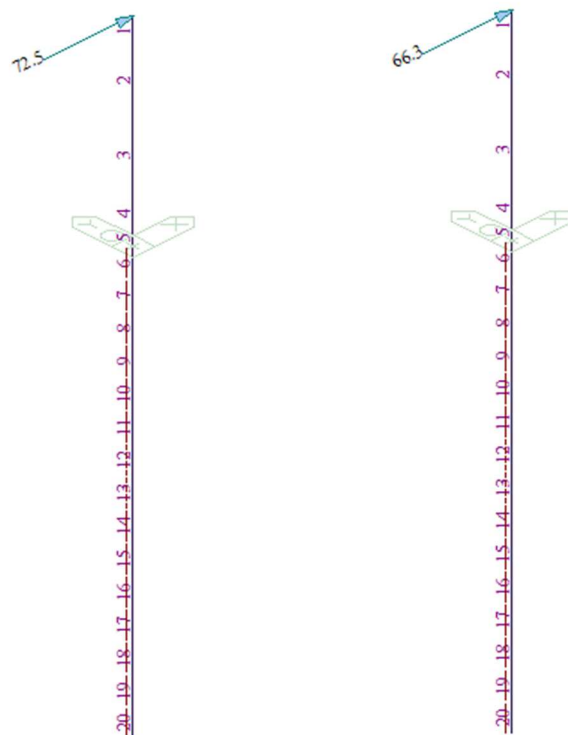
Load Case	X	Y	Z	Group
G1	0	0	-1	Default

Operation
Add Modify Delete

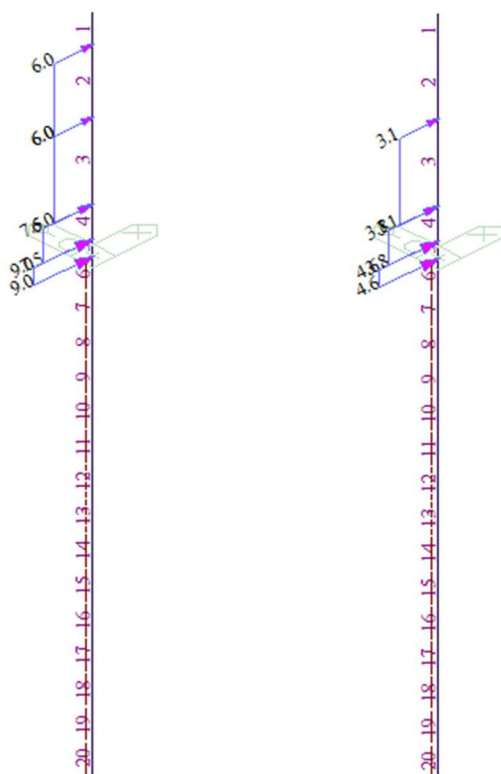
Close



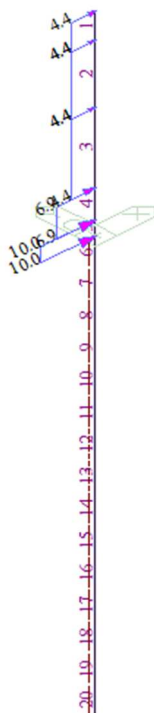
Tiro delle barche applicato nelle C.C.01 e C.C.02



Azione del vento applicato nelle C.C.01 e C.C.02



Spinta idrodinamica nelle C.C.01 e C.C.02



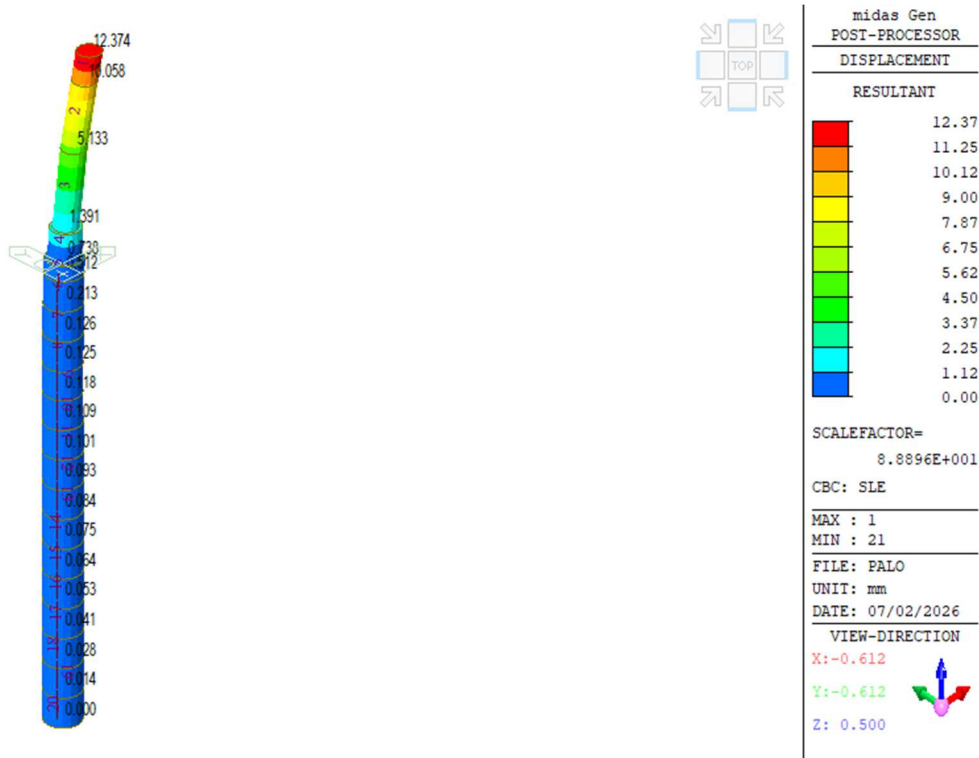
Azione sismica

12.3.6.2 COMBINAZIONI DI CALCOLO

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE LOADCASE (FACTOR) +	TYPE	LOADCASE (FACTOR) +	LOADCASE (FACTOR)
1	SLV01	Strength/Stress G1 (1.000) + Qw 01 (1.000) +	Add	Qtiro 01(1.000) + Q seism(1.000)	Qvento 01(1.000)
2	SLV02	Strength/Stress G1 (1.000) + Qw 02 (1.000) +	Add	Qtiro 02(1.000) + Q seism(1.000)	Qvento 02(1.000)
3	SLU01	Strength/Stress G1 (1.300) + Qw 01 (1.500)	Add	Qtiro 01(1.500) +	Qvento 01(0.900)
4	SLE	Serviceability G1 (1.000) + Qw 02 (1.000)	Add	Qtiro 02(1.000) +	Qvento 02(1.000)
5	SLU02	Strength/Stress G1 (1.300) + Qw 02 (1.500)	Add	Qtiro 02(1.500) +	Qvento 01(1.500)

12.3.6.3 SOLLECITAZIONI

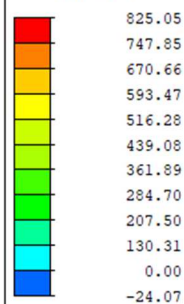


Deformata allo SLE



midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

MOMENT-y



SCALEFACTOR=

6.2923E+001

CBC: SLU01

MAX : 6

MIN : 11

FILE: PALO

UNIT: kN*m

DATE: 07/02/2026

VIEW-DIRECTION

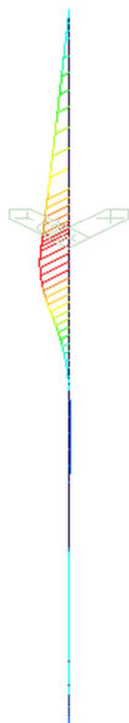
X: -0.612

Y: -0.612

Z: 0.500

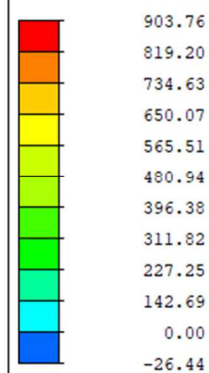


Momento Flettente allo SLU – C.C.01



midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

MOMENT-y



CBC: SLU02

MAX : 6

MIN : 11

FILE: PALO

UNIT: kN*m

DATE: 07/02/2026

VIEW-DIRECTION

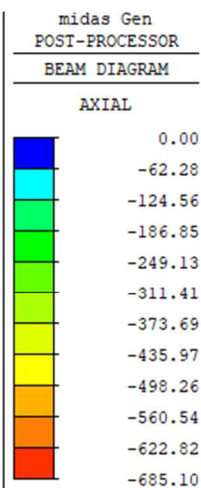
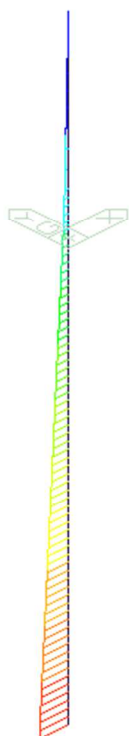
X: -0.612

Y: -0.612

Z: 0.500



Momento Flettente allo SLU – C.C.02



CBC: SLU01

MAX : 1

MIN : 20

FILE: PALO

UNIT: kN

DATE: 07/02/2026

VIEW-DIRECTION

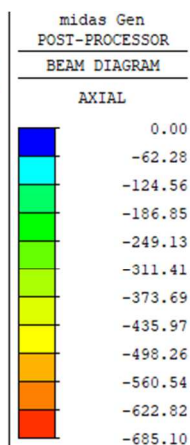
X: -0.612

Y: -0.612

Z: 0.500



Azione assiale allo SLU – C.C.01



CBC: SLU02

MAX : 1

MIN : 20

FILE: PALO

UNIT: kN

DATE: 07/02/2026

VIEW-DIRECTION

X: -0.612

Y: -0.612

Z: 0.500

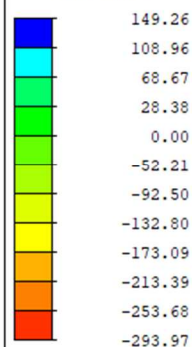


Azione assiale allo SLU – C.C.02



midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

SHEAR-y, z



CBC: SLU01

MAX : 6

MIN : 8

FILE: PALO

UNIT: kN

DATE: 07/02/2026

VIEW-DIRECTION

X: -0.612

Y: -0.612

Z: 0.500

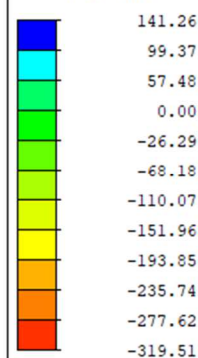


Azione di Taglio allo SLU – C.C.01



midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

SHEAR-y, z



CBC: SLU02

MAX : 6

MIN : 8

FILE: PALO

UNIT: kN

DATE: 07/02/2026

VIEW-DIRECTION

X: -0.612

Y: -0.612

Z: 0.500



Azione di Taglio allo SLU – C.C.02

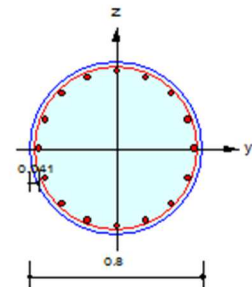
12.3.6.4 VERIFICA DELLE SEZIONI

MEMB	SE	Section	fck	fyk	CHK	LC	V-Rebar	N_Rdmax	N_Ed	M_Edy	M_Edz	V_Rdc.end	V_Rds.end	V_Rdc.mid	V_Rds.mid	LC	V_Ed.end	Rat-V.end
SECT	L	Bc Hc Height	fyw			B		x	Rat-N	Rat-My	Rat-Mz	Rat-Vc.end	Rat-Vs.end	Rat-Vc.mid	Rat-Vs.mid	B	V_Ed.mid	Rat-V.mid
0	□	80 cm	25000.0	450000	OK	5	16-3-P22	8710.46	89.8495	677.710	1.79699	235.960	270.656	233.650	270.656	1	140.897	0.597
1	□	0.000 0.800 2.5000	450000						0.909	0.923	0.920	0.597	0.521	0.575	0.497	1	134.384	0.575
0	□	100 cm	25000.0	450000	OK	5	16-3-P22	12315.4	115.375	812.662	2.30750	306.950	339.263	305.498	339.263	1	155.317	0.506
2	□	0.000 1.000 1.0000	450000						0.834	0.817	0.801	0.506	0.458	0.497	0.447	1	151.712	0.497
0	□	120 cm	25000.0	450000	OK	5	16-3-P22	16721.5	152.132	900.958	3.04263	395.623	407.798	398.351	407.798	1	319.062	0.806
3	□	0.000 1.200 1.0000	450000						0.707	0.705	0.707	0.806	0.782	0.802	0.784	5	319.513	0.802

12.3.6.4.1 Sezione D = 80 cm

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
 Member Number : 3 (PM), 3 (Shear)
 Material Data : fck = 25000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
 Column Height : 2.5 m
 Section Property : 80 cm (No : 1)
 Rebar Pattern : 16 - 3 - P22 Ast = 0.00608 m² (Rho_{st} = 0.012)



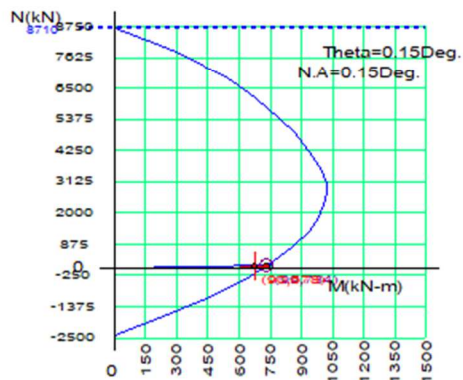
2. Applied Loads

Load Combination : 5 AT (I) Point
 N_{Ed} = 89.8495 kN M_{Edy} = 677.710 kN-m M_{Edz} = 1.79699 kN-m
 M_{Ed} = $\sqrt{M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2}$ = 677.712 kN-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	N _{Rdmax}	= 8710.46 kN	
Axial Load Ratio	N _{Ed} /N _{Rd}	= 89.8495 / 98.8529	= 0.909 < 1.000 O.K
Moment Ratio	M _{Ed} /M _{Rd}	= 677.712 / 733.901	= 0.923 < 1.000 O.K
	M _{Edy} /M _{Rdy}	= 677.710 / 733.898	= 0.923 < 1.000 O.K
	M _{Edz} /M _{Rdz}	= 1.79699 / 1.95364	= 0.920 < 1.000 O.K

4. M-N Interaction Diagram



N _{Rd} (kN)	M _{Rd} (kN-m)
8710.46	0.00
7754.34	317.36
6827.36	547.91
5834.70	735.09
4875.39	870.09
4028.24	957.05
3526.58	1000.64
3079.04	1020.38
2311.45	1013.27
1361.99	940.72
249.43	765.18
-985.33	463.16
-2379.13	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Force	V_{Ed}	= 140.897 kN (Load Combination :)
Shear Ratio by Conc	V_{Ed}/V_{Rdc}	= 140.897 / 235.960 = 0.597
Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax})	V_{Ed}/V_{Rds}	= 140.897 / 270.656 = 0.521
Shear Ratio	V_{Ed}/V_{Rd}	= 0.597 < 1.000 O.K
(Asw-H _{use} = 0.00063 m ² /m, 2-P10 @250)		

6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Force	V_{Ed}	= 134.384 kN (Load Combination :)
Shear Ratio by Conc	V_{Ed}/V_{Rdc}	= 134.384 / 233.650 = 0.575
Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax})	V_{Ed}/V_{Rds}	= 134.384 / 270.656 = 0.497
Shear Ratio	V_{Ed}/V_{Rd}	= 0.575 < 1.000 O.K
(Asw-H _{use} = 0.00063 m ² /m, 2-P10 @250)		

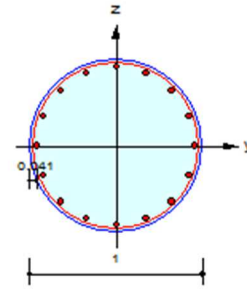
7. Serviceability : Stress Limit Check

	Load Combination No.	Stress(s)	Allowable Stress(sa)	Stress Ratio(s/sa)
Concrete (Tensile)	4(Q)	0.00	2564.96	0.0000
Concrete (Compression)	4(Q)	6879.95	15000.00	0.4587
	4(Q)	6879.95	11250.00	0.6116
Rebar	4(Q)	75565.50	360000.00	0.2099
Check Linear Creep	4(Q)	6879.95	11250.00	Linear Creep

12.3.6.4.2 Sezione D = 100 cm

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
 Member Number : 4 (PM), 4 (Shear)
 Material Data : $f_{ck} = 25000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
 Column Height : 1 m
 Section Property : 100 cm (No : 2)
 Rebar Pattern : 16 - 3 - P22 $A_{st} = 0.00608 \text{ m}^2$ ($R_{hst} = 0.008$)



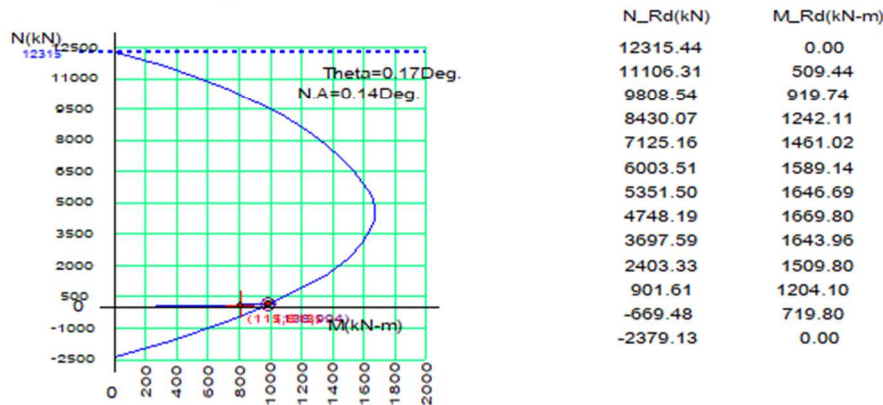
2. Applied Loads

Load Combination : 5 AT (I) Point
 $N_{Ed} = 115.375 \text{ kN}$ $M_{Edy} = 812.662 \text{ kN-m}$ $M_{Edz} = 2.30750 \text{ kN-m}$
 $M_{Ed} = \sqrt{M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2} = 812.665 \text{ kN-m}$

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	$N_{Rdmax} = 12315.4 \text{ kN}$	
Axial Load Ratio	$N_{Ed}/N_{Rd} = 115.375 / 138.415$	$= 0.834 < 1.000 \text{ O.K}$
Moment Ratio	$M_{Ed}/M_{Rd} = 812.665 / 994.299$	$= 0.817 < 1.000 \text{ O.K}$
	$M_{Edy}/M_{Rdy} = 812.662 / 994.295$	$= 0.817 < 1.000 \text{ O.K}$
	$M_{Edz}/M_{Rdz} = 2.30750 / 2.88095$	$= 0.801 < 1.000 \text{ O.K}$

4. M-N Interaction Diagram



5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Force $V_{Ed} = 155.317 \text{ kN}$ (Load Combination :)
 Shear Ratio by Conc $V_{Ed}/V_{Rdc} = 155.317 / 306.950 = 0.506$
 Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax}) $V_{Ed}/V_{Rds} = 155.317 / 339.263 = 0.458$
 Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 0.506 < 1.000 \text{ O.K}$
 ($A_{sw-H_{use}} = 0.00063 \text{ m}^2/\text{m}$, 2-P10 @250)

6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Force $V_{Ed} = 151.712 \text{ kN}$ (Load Combination :)
 Shear Ratio by Conc $V_{Ed}/V_{Rdc} = 151.712 / 305.498 = 0.497$
 Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax}) $V_{Ed}/V_{Rds} = 151.712 / 339.263 = 0.447$
 Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 0.497 < 1.000 \text{ O.K}$
 ($A_{sw-H_{use}} = 0.00063 \text{ m}^2/\text{m}$, 2-P10 @250)

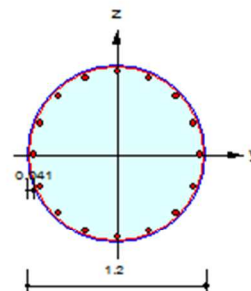
7. Serviceability : Stress Limit Check

	Load Combination No.	Stress(s)	Allowable Stress(sa)	Stress Ratio(s/sa)
Concrete (Tensile)	4(Q)	0.00	2564.96	0.0000
Concrete (Compression)	4(Q)	4530.32	15000.00	0.3020
	4(Q)	4530.32	11250.00	0.4027
Rebar	4(Q)	50325.75	360000.00	0.1398
Check Linear Creep	4(Q)	4530.32	11250.00	Linear Creep

12.3.6.4.3 Sezione D = 120 cm

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
 Member Number : 6 (PM), 8 (Shear)
 Material Data : $f_{ck} = 25000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
 Column Height : 1 m
 Section Property : 120 cm (No : 3)
 Rebar Pattern : 16 - 3 - P22 $A_{st} = 0.00608 \text{ m}^2$ ($R_{hst} = 0.005$)



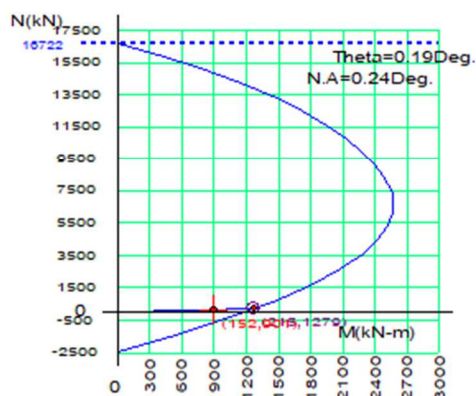
2. Applied Loads

Load Combination : 5 AT (1/2) Point
 $N_{Ed} = 152.132 \text{ kN}$ $M_{Edy} = 900.958 \text{ kN-m}$ $M_{Edz} = 3.04263 \text{ kN-m}$
 $M_{Ed} = \sqrt{M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2} = 900.963 \text{ kN-m}$

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	$N_{Rdmax} = 16721.5 \text{ kN}$	
Axial Load Ratio	$N_{Ed}/N_{Rd} = 152.132 / 215.034$	$= 0.707 < 1.000 \text{ O.K.}$
Moment Ratio	$M_{Ed}/M_{Rd} = 900.963 / 1278.75$	$= 0.705 < 1.000 \text{ O.K.}$
	$M_{Edy}/M_{Rdy} = 900.958 / 1278.74$	$= 0.705 < 1.000 \text{ O.K.}$
	$M_{Edz}/M_{Rdz} = 3.04263 / 4.30058$	$= 0.707 < 1.000 \text{ O.K.}$

4. M-N Interaction Diagram



$N_{Rd}(\text{kN})$	$M_{Rd}(\text{kN-m})$
16721.52	0.00
15210.63	770.24
13461.41	1440.24
11612.38	1955.92
9880.13	2291.03
8422.83	2473.91
7584.92	2547.77
6789.97	2573.07
5391.37	2517.08
3659.65	2286.86
1685.32	1795.63
-321.81	1047.69
-2379.13	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Force	$V_{Ed} = 319.062 \text{ kN}$ (Load Combination :)
Shear Ratio by Conc	$V_{Ed}/V_{Rdc} = 319.062 / 395.623 = 0.806$
Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax})	$V_{Ed}/V_{Rds} = 319.062 / 407.798 = 0.782$
Shear Ratio	$V_{Ed}/V_{Rd} = 0.806 < 1.000 \text{ O.K.}$ ($A_{sw-H_{use}} = 0.00063 \text{ m}^2/\text{m}$, 2-P10 @250)

6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Force	$V_{Ed} = 319.513 \text{ kN}$ (Load Combination :)
Shear Ratio by Conc	$V_{Ed}/V_{Rdc} = 319.513 / 398.351 = 0.802$
Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax})	$V_{Ed}/V_{Rds} = 319.513 / 407.798 = 0.784$
Shear Ratio	$V_{Ed}/V_{Rd} = 0.802 < 1.000 \text{ O.K.}$ ($A_{sw-H_{use}} = 0.00063 \text{ m}^2/\text{m}$, 2-P10 @250)

7. Serviceability : Stress Limit Check

	Load Combination No.	Stress(s)	Allowable Stress(sa)	Stress Ratio(s/sa)
Concrete (Tensile)	4(Q)	0.00	2564.96	0.0000
Concrete (Compression)	4(Q)	3052.41	15000.00	0.2035
	4(Q)	3052.41	11250.00	0.2713
Rebar	4(Q)	33750.19	360000.00	0.0938
Check Linear Creep	4(Q)	3052.41	11250.00	Linear Creep

13. VERIFICHE SUI GALLEGGIANTI

13.1 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE - BARCA

Il natante è realizzato con lamiera di spessore variabile da 5 a 7 mm, in dipendenza dalla posizione delle stesse, rinforzate con opportune nervature incrociate.

La dimensioni della barca sono le seguenti:

- Lunghezza totale: 15.00 m
- Larghezza massima 4.10 m
- Larghezza fondo 3.50 m
- Altezza della parte centrale 1.40 m

Sui fianchi della barca verranno installati dei tubi quadri sui quali appoggeranno le sette nervature dell'impalcato. Nella parte centrale della barca sono presenti dei traversi costituiti da irrigidimenti ad L con sezione composta da due lamiere 200x7 e 50x7. I traversi proseguono anche nella prua e nella poppa, con la stessa tipologia.

In senso longitudinale esiste una nervatura centrale realizzata con irrigidimenti ad L con sezione composta da due lamiere di dimensioni 250x7 e 60x7. Parallele alla nervatura centrale esistono altre nervature costituite da elementi a L 75x50x6.

13.2 CALCOLO DELL'AFFONDAMENTO

L'affondamento della barca dipende dal peso della barca stessa e dall'impalcato che su di essa grava, oltre che dai carichi variabili. L'affondamento della barca viene determinato valutando la forza a cui si deve opporre la spinta di Archimede, conoscendo il volume della barca alle varie quote. In questa fase viene trascurato qualunque effetto secondario come il rollio, il beccheggio e la spinta idrodinamica in quanto ritenuti trascurabili.

Si riportano i calcoli effettuati per la valutazione dell'affondamento della barca:

	Carico [kN]	Volume complessivo [m ³]	Affondamento complessivo [mm]
Peso proprio Barca	130	12.93	365
Impalcato: permanenti strutturali	110	23.79	620
Impalcato: permanenti non strutturali	118.5	35.70	880
Impalcato: Variabili (35 kN)	300	56.45	1300
Impalcato: Variabili (120 kN)	180	53.65	1245
Combinazione Rara	540	53.90	1250
Combinazione Quasi Permanente	357.5	35.70	880

Considerando che l'altezza massima della barca è pari a 1400 a cui vanno ad aggiungersi i 300mm del nuovo tubolare saldato sul fianco della barca, la condizione all'affondamento è da considerarsi verificata.

13.3 EFFETTO IDRODINAMICO SUI GALLEGGIANTI

Il presente paragrafo analizza il comportamento idrodinamico dei corpi galleggianti sottoposti ad azioni sismiche sussultorie (verticali). L'obiettivo è verificare la stabilità e la variazione delle condizioni di galleggiamento delle imbarcazioni quando l'azione del sisma si somma alle sollecitazioni statiche ordinari. Attraverso il calcolo delle variazioni di pressione sul fondo dello scafo, viene quantificato l'affondamento aggiuntivo dinamico per determinare il tirante d'acqua massimo (pescaggio totale) in condizioni di emergenza.

La variazione di pressione sul fondo del galleggiante si stima come:

$$\Delta p_{vert} = \pm \rho_w \cdot h_{imm} \cdot a_v$$

Con:

$$\begin{aligned} h_{imm} &= 0.88 \text{ [m]} && \text{è il pescaggio del galleggiante in condizione sismica (QP)} \\ a_v &= 0.43164 \text{ [m/s}^2\text{]} && \text{è accelerazione sismica verticale di picco.} \\ \rho_w &= 1000.00 \text{ [kg/m}^3\text{]} && \text{densità dell'acqua} \end{aligned}$$

$$\Delta p_{vert} = 0.38 \text{ kN/m}^2$$

Un aumento di pressione sul fondo del galleggiante provoca un affondamento aggiuntivo:

$$\Delta h = h_{imm} \cdot \frac{a_v}{g}$$

L'aumento di pressione provoca una forza sismica che viene contrastato dalla spinta idrostatica

$$\Delta F = \Delta p_{vert} \cdot A = (\rho_w \cdot h_{imm} \cdot a_v) \cdot A$$

$$\Delta F_{idrostatica} = \rho_w \cdot g \cdot A \cdot \Delta h$$

Uguagliando le due forze per trovare l'equilibrio dinamico

$$\rho_w \cdot g \cdot A \cdot \Delta h = \rho_w \cdot h_{imm} \cdot a_v \cdot A$$

da cui quindi:

$$\Delta h = h_{imm} \cdot \frac{a_v}{g}$$

Ottentendo:

$$\Delta h = 0.04 \text{ m}$$

L'affondamento totale del galleggiante sarà quindi :

$$h_{imm} + \Delta h = 0.92 \text{ m}$$

14. CONCLUSIONI

Nel rispetto di quanto richiesto nel capitolo 10 dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 ed al fine di fornire un giudizio motivato di accettabilità dei valori raggiunti, alla luce delle verifiche e dei calcoli effettuati, di cui è data spiegazione nel presente documento, il progettista strutturale ritiene che i risultati ottenuti relativamente al progetto in oggetto siano conformi a quanto previsto dai regolamenti e dalle leggi vigenti in materia. A supporto di tale affermazione il progettista dichiara di aver controllato accuratamente i tabulati ottenuti mediante codice di calcolo, di aver preliminarmente esaminato il software di calcolo, ritenendolo affidabile ed idoneo alla struttura in oggetto, di aver confrontato i risultati ottenuti da analisi computazionale con semplici calcoli di massima svolti dallo stesso progettista e di aver infine esaminato gli stati tensionali e deformativi, ritenendoli consistenti e coerenti con la modellazione della struttura analizzata.

Data

01/07/2026

Firma

Dott. Ing. Stefano Baroni

