



RELAZIONE DI CALCOLO DELL'IMPALCATO

PONTI IN ACCIAIO

INDICE

1. INTRODUZIONE	6
1.1 Caratteristiche dell'opera.....	6
1.2 Livello di conoscenza e fattore di confidenza.....	9
1.3 Descrizione della documentazione di partenza.....	10
1.4 Documentazione fotografica.....	11
1.5 Criteri di calcolo.....	15
2. NORMATIVE E RIFERIMENTI.....	16
2.1 Normative e standard.....	16
3. MATERIALI	17
3.1 Acciaio per carpenteria metallica.....	17
3.2 Calcestruzzi per opere d'arte strutturali e acciaio da armature	18
4. MODELLAZIONE	24
4.1 Rigidezze	24
4.2 Larghezza di soletta collaborante	24
4.2.1 Travi principali	26
4.3 Caratteristiche geometriche.....	29
4.3.1 Travi principali	29
4.3.2 Traversi tipici – Campata di estremità.....	30
4.3.3 Traversi di appoggio – Campata centrale	30
4.3.4 Traversi tipici – Campata centrale.....	31
4.3.5 Traversi di pila tipo DP	32
5. ANALISI DEI CARICHI	33
5.1 Impalcato metallico.....	33
5.2 Soletta in c.a.	33
5.3 Permanenti.....	34
5.4 Carico Accidentale	34
5.4.1 Carico Accidentale folla.....	34
5.4.2 Carico Accidentale mezzi	35
5.5 Effetti del vento	40
5.5.1 Velocità base di riferimento	40
5.5.2 Velocità di riferimento.....	41
5.5.3 Pressione cinetica di riferimento	42
5.5.4 Coefficiente di esposizione.....	42
5.5.5 Coefficiente di forma.....	45
5.5.6 Pressione del vento	45
5.5.7 Azione del vento a ponte scarico	47
5.5.8 Azione del vento a ponte carico	48
5.6 Effetti della temperatura	49
5.6.1 Temperatura dell'aria esterna	49
5.6.2 Distribuzione della temperatura negli elementi strutturali	50
5.6.3 Variazione termica differenziale trave – soletta	51
5.7 Cedimenti differenziali	52
5.8 Effetti dovuti al ritiro.....	52

5.8.1	Determinazione dei parametri di ritiro	52
5.8.2	Effetti reologici	52
5.8.3	Calcolo della deformazione totale per ritiro	56
5.8.4	Effetti secondari del ritiro	58
6.	SCHEMI DI CALCOLO E MODELLAZIONE	59
6.1	Sicurezza e calcolo delle prestazioni attese	59
6.1.1	Stati limite ultimi (SLU)	59
6.1.2	Stati limite di esercizio (SLE)	59
6.2	Valutazione della sicurezza	60
6.3	Combinazione dei carichi	61
6.3.1	Combinazioni SLU e in esercizio	63
6.4	Modelli strutturali	64
7.	ANALISI DEGLI ELEMENTI	65
7.1	Sollecitazioni travi in [kN], [m]	65
7.1.1	Acciaio	65
7.1.2	Soletta	66
7.1.3	Permanenti	67
7.1.4	Accidentali mezzi	68
7.1.5	Accidentali folla	69
7.1.6	Vento	70
7.2	Verifiche travi	71
7.2.1	Travi principali	71
8.	CONFRONTO DELLE SOLLECITAZIONI	80
8.1	Caso di carico con una fila di mezzi eccentrica sulla campata centrale	80
8.2	Caso di carico con due file di mezzi centrati sulla campata centrale	81
8.3	Sollecitazioni con carichi dovuti a mezzi da 45 ton	83
8.4	Sollecitazioni con carichi in esercizio	84
9.	ALLEGATI	88

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Inquadramento territoriale	6
Figura 2 – Sezione trasversale campata di riva	7
Figura 3 – Sezione trasversale campata centrale	7
Figura 4 – Dettaglio di appoggio della campata di riva.....	8
Figura 5 – Livelli di conoscenza per le costruzioni in cemento armato	9
Figura 6 – Larghezza collaborante travi laterali – campata di estremità	26
Figura 7 – Larghezza collaborante travi laterali – campata centrale	27
Figura 8 – Caratteristiche geometriche traversi tipici della campata di estremità	30
Figura 9 – Caratteristiche geometriche traversi di appoggio della campata di estremità.....	30
Figura 10 – Caratteristiche geometriche traversi tipici della campata centrale	31
Figura 11 – Caratteristiche geometriche traversi di appoggio della campata centrale	32
Figura 12 – Sezione trasversale	33
Figura 13 – Ripartizione carichi soletta.....	33
Figura 14 – Ripartizione carichi permanenti	34
Figura 15 – Ripartizione carichi folla condizione 1	34
Figura 16 – Ripartizione carichi folla condizione 2	35
Figura 17 – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 1	37
Figura 18 – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 2	37
Figura 19 – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia Rimanente.....	38
Figura 20 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia 1	38
Figura 21 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia Rimanente n.1	39
Figura 22 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia Rimanente n.2	39
Figura 23 – Azione del vento a ponte scarico	47
Figura 24 – Azione del vento a ponte carico	48
Figura 25 – Impalcato con numerazione frame	64
Figura 26 – Impalcato vista 3d – Modellazione statica.....	64
Figura 27 – Momento flettente sulle travi per peso proprio acciaio vista 3D.....	65
Figura 28 – Taglio sulle travi per peso proprio acciaio vista 3D	65
Figura 29 – Momento flettente sulle travi per peso soletta vista 3D.....	66
Figura 30 – Taglio sulle travi per peso soletta vista 3D.....	66
Figura 31 – Momento flettente sulle travi per carichi permanenti vista 3D.....	67
Figura 32 – Taglio sulle travi per carichi permanenti vista 3D.....	67
Figura 33 – Momento flettente sulle travi per carichi accidentali mezzi vista 3d.....	68
Figura 34 – Taglio sulle travi per carichi accidentali mezzi vista 3d	68
Figura 35 – Momento flettente sulle travi per carichi accidentali folla vista 3d.....	69
Figura 36 – Taglio sulle travi per carichi accidentali folla vista 3d.....	69
Figura 37 – Momento flettente sulle travi per carichi vento vista 3d	70
Figura 38 – Taglio sulle travi per carichi vento vista 3d.....	70
Figura 39 – Distribuzione larghezze efficaci e coefficiente di instabilità per elementi interni ed esterni	74
Figura 40 – Schema di carico con una fila di mezzi eccentrica – sezioni	80
Figura 41 – Schema di carico con una fila di mezzi eccentrica – pianta.....	81
Figura 42 – Schema di carico nella Fase 3 – sezioni	82
Figura 43 – Schema di carico nella Fase 3 – pianta	82
Figura 44 – Diagramma dei momenti flettenti con carichi da collaudo in fase 2	83
Figura 45 – Diagramma dei momenti flettenti con carichi da collaudo in fase 3	83
Figura 46 – Schematizzazione ed assegnazione dei carichi in esercizio.....	84
Figura 47 – Diagramma dei momenti flettenti con carichi indotti da un bilico viaggiante.....	85

Figura 48 – Diagramma dei momenti flettenti con carichi indotti da due bilici viaggianti e distanti tra loro 10,00 m in senso longitudinale86

Figura 49 – Diagramma dei momenti flettenti con carichi indotti da due bilici viaggianti in opposte direzioni di marcia che possono incrociarsi in mezzeria dell’impalcato87

1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo riporta le verifiche statiche degli impalcati dei tre ponti in acciaio esistenti sul canale Milano – Cremona – Po situati in prossimità dell'abitato di Spinadesco (Cremona). Tali opere presentano le medesime caratteristiche geometriche ed allo stato attuale consentono il passaggio di tutti i mezzi previsti dalle normative vigenti senza alcuna limitazione di transito.



Figura 1 – Inquadramento territoriale

1.1 Caratteristiche dell'opera

Per i tre ponti in oggetto si è adottata la medesima soluzione, suggerita dall'evidenza dei sondaggi geognostici disponibili al momento della realizzazione dell'opera e, soprattutto, dalla eventualità di una sua ripetuta applicazione. Tale soluzione prevede uno schema isostatico composto da una campata centrale avente luce pari a 49,10 m, semplicemente appoggiata sulle pile e due minori campate laterali, tra loro identiche e di luce pari a 15,00 m, vincolate con appoggio mobile sulle spalle e a cerniera sulle estremità delle travi centrali.

La realizzazione di un'opera avente tali caratteristiche geometriche è stata propedeutica al raggiungimento dei seguenti scopi:

- 1) Sottrarre la struttura agli effetti di eventuali cedimenti delle fondazioni;
- 2) Sollecitare tutte le sezioni con momento positivo, con conseguente completo sfruttamento del calcestruzzo in compressione ed eliminando il fenomeno di fessurazione della soletta nelle zone di momento negativo;
- 3) Trasmettere alle pile reazioni sempre centrate ed alle spalle sempre positive per qualsiasi disposizione di carico;
- 4) Permettere una maggior semplicità di montaggio.

L'impalcato è costituito da tre travi in acciaio a parete piena, di altezza costante nelle diverse campate, poste ad interasse di 3 m e da traversi, reticolari nella campata centrale, a parete piena in quelle laterali, pure ad interasse 3 m. le travi e i traversi portano una soletta di calcestruzzo armato cui forniscono l'appoggio su campi

quadrati di 3 x 3 metri. La soletta inoltre è resa solidale alle travi da appositi ancoraggi e con esse collabora a sopportare le sollecitazioni indotte dai carichi accidentali e permanenti.

Gli apparecchi di appoggio della campata centrale sono realizzati con segmenti di rullo in acciaio. Le campate laterali hanno appoggi metallici in corrispondenza delle cerniere ed in cuscinetti in neoprene armato in corrispondenza delle spalle. Questa soluzione ha permesso di adottare pile di sezione relativamente modesta sottraendole completamente a qualunque azione orizzontale. Ciò vale anche per le loro fondazioni previste a 6 pali diametro 50 cm per profondità fino a 10 m, a 3 pali diametro 80 cm per profondità superiori.

Le due spalle sopportano la reazione verticale delle campate laterali e, grazie alla loro posizione, una debole spinta di terreno da parte del rilevato di accesso al ponte; si ripartiscono inoltre, in ugual misura, le forze orizzontali indotte dal frenamento e dalla non perfetta mobilità degli appoggi in neoprene rispetto alla dilatazione termica. Sono realizzate da 2 pali di diametro 50 cm collegati in testa da una traversa sagomata a sella che porta a sbalzo, alle sue estremità, le due pareti di risvolto. L'aspetto architettonico dell'insieme è stato dettato dall'assoluta funzionalità statica dell'opera. La campata centrale come pure quelle laterali non portano irrigidimenti in vista.

Sezione trasversale campata di riva

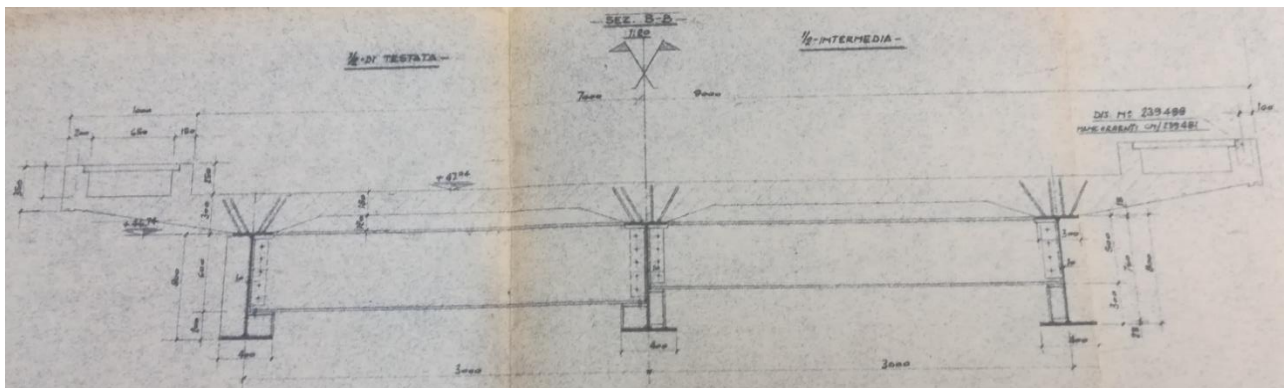


Figura 2 – Sezione trasversale campata di riva

Sezione trasversale campata centrale

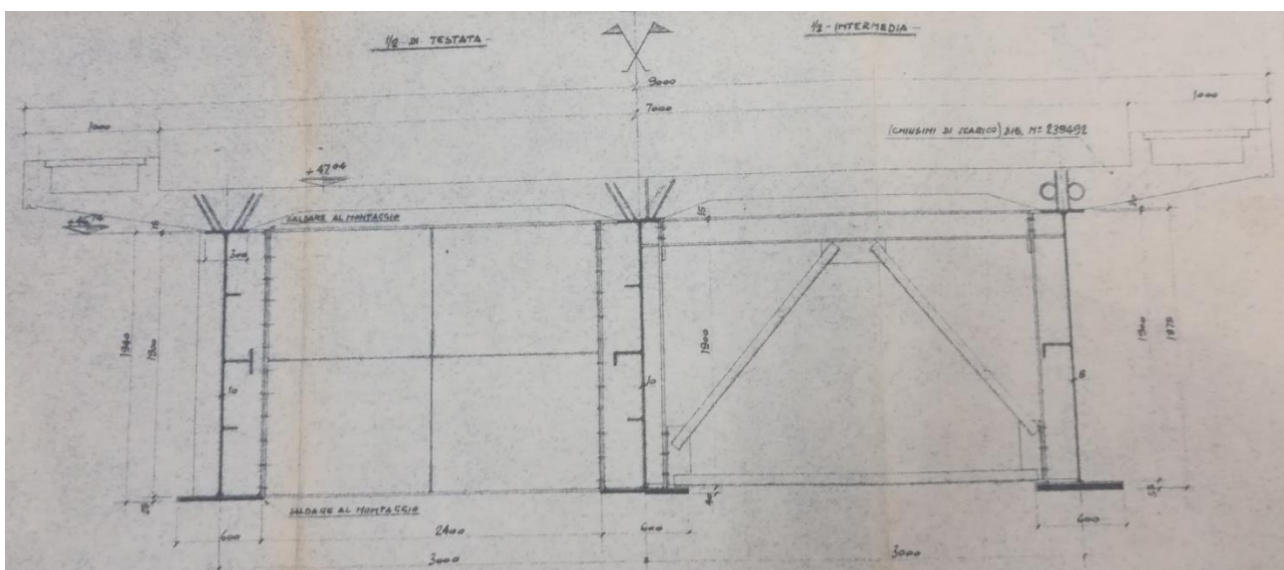


Figura 3 – Sezione trasversale campata centrale

La sede stradale è caratterizzata da due corsie di marcia ciascuna di larghezza pari a 350 cm, affiancate da due marciapiedi laterali di larghezza pari a 100 cm.

Nella figura seguente si schematizza i dettagli dell'appoggio della campata di riva sulla pila intermedia.



Figura 4 – Dettaglio di appoggio della campata di riva

La soletta in calcestruzzo armato ordinario ha uno spessore variabile da 18 a 30 cm, ringrossato in corrispondenza dell'attacco alle travi principali). La soletta è resa solidale e collaborante con la sottostruttura in acciaio tramite connettori, tipo barre, collocati sulla piattabanda superiore delle travi principali.

La sezione longitudinale è segmentata in differenti tipologie di conci, aventi lunghezza variabile. Tali tipologie di conci sono simmetriche rispetto alla mezzeria della campata centrale. Inoltre si specifica che essi sono collegati tramite giunti saldati e tramite un solo giunto bullonato collocato a 8,18 m rispetto all'asse delle pile verso la campata centrale.

Il getto della soletta in calcestruzzo è avvenuto su sostegni provvisori collocati in corrispondenza dei giunti bullonati. In questo modo le sollecitazioni delle fasi di pesi propri sono già assegnate alla sezione mista in seconda fase.

Le opere oggetto della presente relazione sono state progettate e calcolate secondo i metodi della scienza delle costruzioni, adottando per le verifiche il criterio degli stati limite (S.L.). Tali verifiche, per ciascun elemento strutturale, sono contenute nella presente relazione di calcolo.

1.2 Livello di conoscenza e fattore di confidenza

La conoscenza di un'opera esistente risente di questi aspetti fondamentali:

- Il "progetto" (o meglio la costruzione) riflette lo stato delle conoscenze (regola d'arte) al tempo della loro edificazione e può contenere difetti di impostazione concettuale e di realizzazione che non sono direttamente visibili o evidenziabili;
- Le opere esistenti possono aver già sopportato in passato terremoti (più o meno violenti) o altre azioni accidentali, i cui effetti possono essere più o meno manifesti;
- Le opere esistenti presentano situazioni concrete che possono essere le più diverse (e a volte imprevedibili).

Dalle ricerche condotte è stato possibile reperire gli elaborati del progetto realizzato e le relative relazioni tecniche. Quindi sono stati individuati mediante sopralluogo svolto in data 6 dicembre, i singoli elementi strutturali e le loro caratteristiche geometriche risultati conformi con quanto indicato negli elaborati di progetto.

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Figura 5 – Livelli di conoscenza per le costruzioni in cemento armato

Geometria

La geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso è effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli strutturali, saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.

Dettagli costruttivi

I dettagli sono noti o da un'esaustiva verifica in-situ oppure dai disegni costruttivi originali. In quest'ultimo caso è effettuata una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti.

I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

Proprietà dei materiali

Informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali, o da esaustive verifiche in-situ. Nel primo caso sono anche eseguite estese prove in-situ; se i valori ottenuti dalle prove in-situ sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, sono eseguite esaustive prove in-situ. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

Nel caso in esame è possibile assumere un livello di conoscenza approfondito e pari a LC3 corrispondente ad un fattore di confidenza sui materiali pari a $F_c=1,00$.

1.3 Descrizione della documentazione di partenza

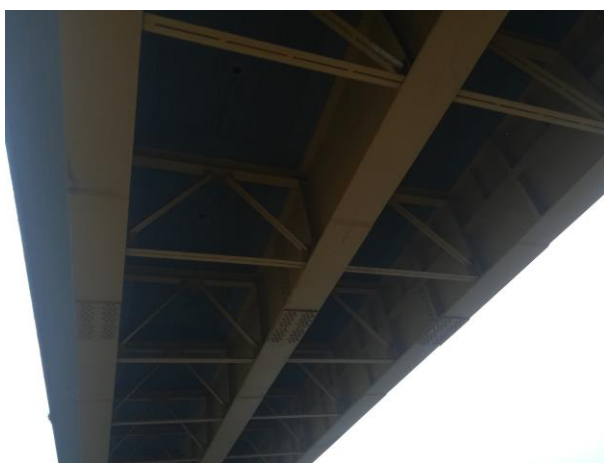
Tra gli elaborati a disposizione, le informazioni relative alla geometria delle opere in acciaio sono state desunte dalle tavole e dalle relazioni di calcolo redatte negli anni 60 dall'officina Savigliano, in particolare:

Elaborato n. CM/239494/A	Complessivo di montaggio
Elaborato n. CM/239490	Campata centrale
Elaborato n. CM/239491/A	Campata di estremità
Elaborato n. CM/239118/A	Relazione tecnica e calcoli statici

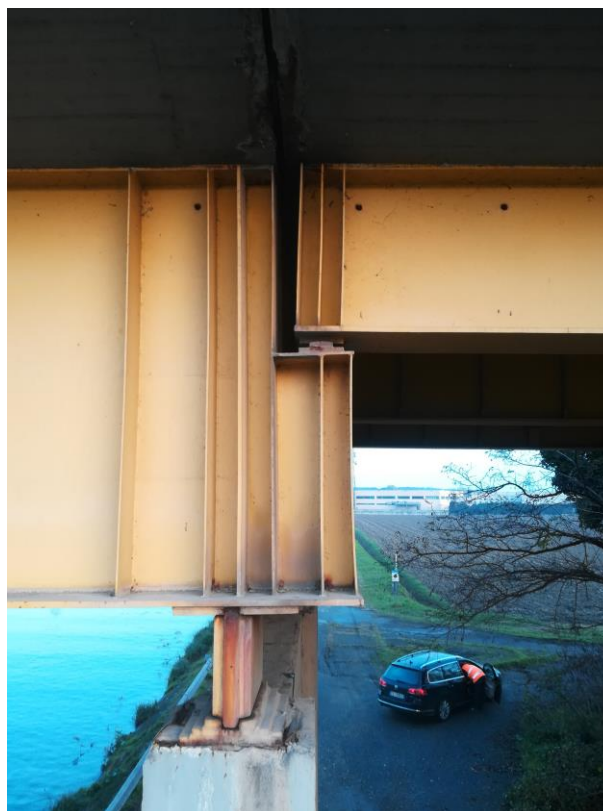
1.4 Documentazione fotografica

In data 6 dicembre 2018 è stato svolto un sopralluogo sui tre ponti metallici mediante cestello. Gli esiti sono riportati nella seguente documentazione fotografica.









1.5 Criteri di calcolo

I criteri generali di sicurezza, le azioni di calcolo e le caratteristiche dei materiali sono stati assunti in conformità con il D.M. 17.01.2018 – “Norme tecniche per le costruzioni”.

Vita nominale $V_N = 50$ anni

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

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

Classe d'uso IV

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Nel caso specifico il ponte è collocato su una strada extraurbana secondaria (tipo C1) a singola carreggiata e non appartenente a itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia ma di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, dopo un evento sismico.

Coefficiente d'uso $C_U = 2,00$

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

2. NORMATIVE E RIFERIMENTI

2.1 Normative e standard

Il dimensionamento delle opere in progetto è condotto in riferimento alle attuali normative e di seguito elencate.

D.M. 17/01/2018	Norme Tecniche per le costruzioni
D.M. 14/01/2008	Norme Tecniche per le costruzioni
Circ. Min. 2 febbraio 2009 n. 617	Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per la costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

3. MATERIALI

3.1 Acciaio per carpenteria metallica



4 EMME Service S.p.A.

Laboratorio Prove Materiali

Via Scarsellini 13 – 20161 Milano Tel. 0240092545 – Fax 40092743
laboratorio.mi@4emme.it – www.4emme.it

Sede legale: Via L. Zuegg 20 – 39100 Bolzano
Sistema Qualità ISO 9001:2008 certificato RINA nr. 6441/01/S
Pagina 1 di 1

CERTIFICATO	NR. 4416	del 05/02/2019
--------------------	-----------------	-----------------------

Intestatario certificato: Centro Padane Srl - Via Coletta,1 Cremona
Verbale di accettazione Nr. 3051 del 10/01/2019
Descrizione della prova: PROVA DI TRAZIONE SU PROVINI IN ACCIAIO
Norme di riferimento: UNI – EN – ISO 6892 – 1 : 2016
Descrizione del materiale: 1 provino in acciaio
Cantiere - Luogo del Prelievo: Acquanegra Cremonese (CR)
Committente delle opere: Centro Padane Srl - Via Coletta,1 Cremona
Impresa: ND
Prelievo eseguito da: 4 Emme Service Spa
Richiesta sottoscritta dal Direttore Lavori: no
Data della prova 01/02/2019

Sigla	Data prelievo	Posizione in opera	a [mm]	b [mm]	Sezione [mm ²]	Tensione di snervamento f_y [N/mm ²]	Tensione di rottura f_t [N/mm ²]	Allungamento %
F3	ND	Ponte carpenteria	25,7	25,2	647,6	328,2	486,9	31,9

Note: Provino proporzionale.

Attrezzatura utilizzata					Certificato di taratura		
Nr.	Tipo	Matricola	Marca	Portata	Nr.	Data	Ente
04	C 807	03074442	Controls	600 kN	LAT 104 0264/2018	22/02/2018	Politecnico di Milano

3.2 Calcestruzzi per opere d'arte strutturali e acciaio da armature

INDAGINI SUI CALCESTRUZZI	
Carotaggio del calcestruzzo	
<p>Lo scopo di questa indagine è di fornire al laboratorio il provino da sottoporre a prova di compressione per determinare la R.m.c. e verificare, ed eventualmente correggere, i risultati ottenuti con metodi non distruttivi.</p> <p>Dalla prova sulla carota si potrà ricavare il modulo elastico e lo spessore della carbonatazione. Esempio:</p>	
<div style="display: flex; justify-content: space-around;">    </div>	
<p>PROCEDURA</p> <ul style="list-style-type: none"> • Il punto di carotaggio deve essere verificato con il pacometro per evitare di tagliare armature fondamentali, cavi elettrici o telefonici. Nel caso venga riscontrata la presenza di un elemento estraneo al calcestruzzo, e non individuato precedentemente, la prova va interrotta. • La strumentazione utilizzata è un carotatore di diametro generalmente 100 mm. • Scegliere l'utensile necessario per il carotaggio con un diametro pari ad almeno tre volte il diametro massimo dell'inerte. E' importante che la lama della carota sia perfettamente affilata per evitare pericolose vibrazioni. • La carotatrice va fissata con accuratezza e perfettamente ortogonale alla superficie di lavoro. • Va sempre previsto il tubo per l'acqua di raffreddamento e l'aspiratore del fango di taglio. 	
<ul style="list-style-type: none"> • Una volta terminato il prelievo fotografare la carota su un piano di colore neutro. <p>NOTE</p> <ul style="list-style-type: none"> • Da tenere presente che la forma del cilindro è regolata da UNI 12390-1 e che le correlazioni con la resistenza del cls (R_{ck}) sono da riferirsi generalmente ad un R_{ck} cubico di lato 15 cm x 15 cm. • Tale correlazione è paragonabile con un cilindro di diametro 15 cm ed altezza 30 cm. <p>RIFERIMENTI Norma UNI EN 12504-1</p>	

INDAGINI SUI CALCESTRUZZI

Valutazione della profondità della carbonatazione

La prova ha lo scopo di determinare la profondità di carbonatazione dello strato superficiale del calcestruzzo.

Il calcestruzzo possiede un valore di pH di circa 12,5, cosa che gli conferisce un carattere fortemente alcalino. Questa forte alcalinità costituisce una protezione naturale dell'armatura contro la corrosione.

Il calcestruzzo carbonatato è fortemente permeabile e riduce la capacità protettiva; fornisce inoltre una durezza superiore che tende ad ingannare i metodi di determinazione della resistenza a compressione misurati con sclerometro.

Esempio:



PROCEDURA

- Il punto di carotaggio deve essere verificato con il pacometro per evitare di tagliare armature fondamentali, cavi elettrici o telefonici. Nel caso venga riscontrata la presenza di un elemento estraneo al calcestruzzo, e non individuato precedentemente, la prova va interrotta.
- La strumentazione utilizzata è un carotatore di diametro generalmente 100 mm.
- Scegliere l'utensile necessario per il carotaggio con un diametro pari ad almeno tre volte il diametro massimo dell'inerte. E' importante che la lama della carota sia perfettamente affilata per evitare pericolose vibrazioni.
- La carotatrice va fissata con accuratezza e perfettamente ortogonale alla superficie di lavoro.
- Va sempre previsto il tubo per l'acqua di raffreddamento e l'aspiratore del fango di taglio.

- Una volta terminato il prelievo spruzzare con soluzione indicatore di fenolftaleina in quantità appena sufficiente a inumidire la superficie, fotografare la carota su un piano di colore neutro.

NOTE

- Da tenere presente che la forma del cilindro è regolata da UNI 12390-1 e che le correlazioni con la resistenza del cls (R_{ck}) sono da riferirsi generalmente ad un R_{ck} cubico di lato 15 cm x 15 cm.
- Tale correlazione è paragonabile con un cilindro di diametro 15 cm ed altezza 30 cm.

RIFERIMENTI

Norma UNI EN 12504-1
Norma UNI EN 14630

INDAGINI SUGLI ACCIAI

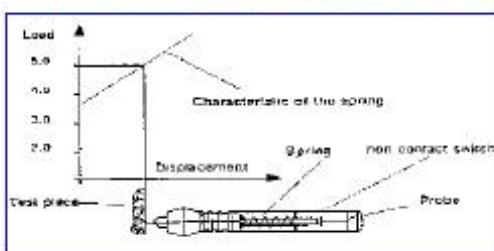
Descrizione prove con microdurometro Vickers

L'indagine tramite microdurometro Vickers ha lo scopo di ottenere una valutazione della resistenza meccanica a trazione dell'acciaio, eseguendo un controllo della durezza mediante l'utilizzo di un microdurometro portatile. La valutazione dell'impronta Vickers viene effettuata per via elettronica con il metodo UCI. Esempio:



PROCEDURA

Il penetratore, costituito dalla piramide Vickers, è montato sull'estremità di una barretta metallica che viene eccitata a vibrare longitudinalmente con una frequenza di 78 kHz. Nel contatto tra il diamante Vickers e l'elemento, la frequenza subisce una variazione che dipende dalla superficie dell'impronta che, a sua volta, costituisce una misura della durezza del materiale in prova.



- Preparare l'area d'indagine eliminando la vernice e lucidandola con carta abrasiva di grana 400.

- Premere la punta di diamante sulla superficie dell'acciaio producendo un'impronta; in questo modo si carica progressivamente una molla elicoidale contenuta nel corpo della sonda. Quando il carico ha raggiunto un valore corrispondente a quello di misura lo strumento rileva automaticamente la misura dell'impronta e la memorizza.
- Attraverso i valori di durezza Vickers (HV) ottenuti, calcolare la resistenza a trazione:

$$R_t = Brinell \cdot 3,55 \quad \text{se Brinell} \leq 175$$

$$R_t = Brinell \cdot 3,338 \quad \text{altrimenti}$$

dove:

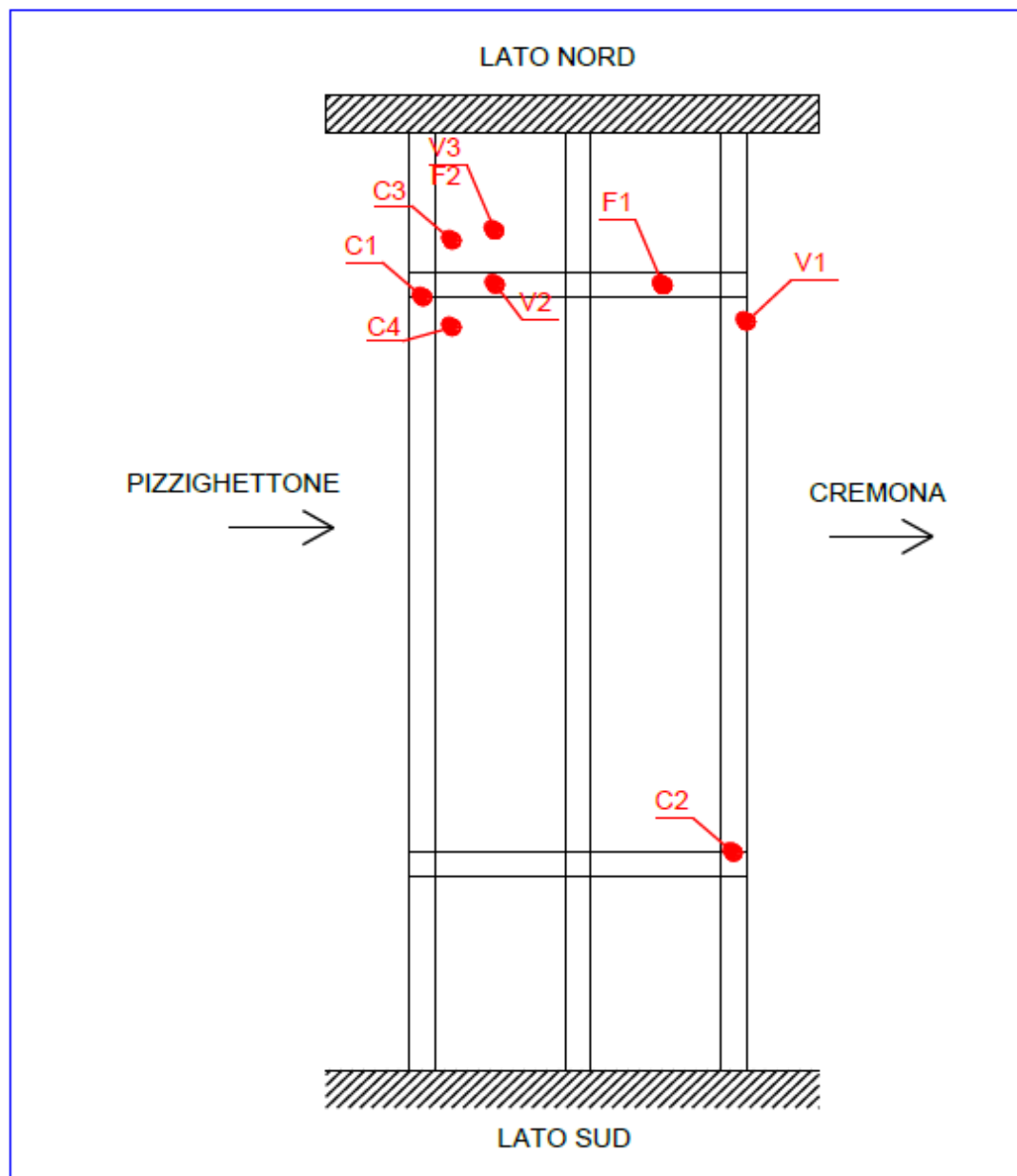
R_t = singole resistenze a trazione;
 $Brinell$ = durezza Brinell = 0,95HV.

RIFERIMENTI

Norma UNI EN ISO 18265
 DIN 50157

Di seguito è riportato un elenco delle indagini effettuate e le loro localizzazioni:
Lo schema riportato è puramente illustrativo.

- C – Carotaggi e carbonatazione
- V – Indagini vickers
- F – Prelievo ferri



Localizzazione delle indagini effettuate

• *Carotaggi e carbonatazione*




Sul ponte sono stati eseguiti n. 4 prelievi di provini cilindrici Ø80 sui manufatti della struttura, con l'obiettivo di avviare i campioni al laboratorio per prove di compressione.


Prima dell'esecuzione dei prelievi è stata controllata la disposizione delle armature tramite pacometro senza trovare armatura.

Prima dell'esecuzione delle prove di compressione, avvenute nel rispetto della norma UNI 12390-3, si è proceduto a tagliare e rettificare i provini mediante rettifica meccanica. Il rapporto tra diametro e altezza mantenuto al momento dell'esecuzione della prova è stato di 1 a 1.

Sono state eseguite n. 4 prove di carbonatazione sui provini cilindrici prelevati dai manufatti della struttura.

Nella tabella successiva viene riportata la descrizione dettagliata dei campioni cilindrici estratti.

Carota	Elemento	Lunghezza cm	Esposizione Note	Immagini
C1	Pilastro Lato Nord	11,0	Prelievo effettuato orizzontalmente Carbonatazione Media 15mm	
C2	Pilastro Lato Sud	17,0	Prelievo effettuato orizzontalmente Carbonatazione assente	
C3	Soletta Sp. 35 cm Di cui 16 cm strato bituminoso	21,5	Prelievo effettuato Verticalmente Carbonatazione assente	

Carota	Elemento	Lunghezza cm	Esposizione Note	Immagini
C4	Soletta Sp. 35 cm Di cui 22,5 cm strato bituminoso	12,5	Prelievo effettuato verticalmente Carbonatazione assente	

• **Indagini vickers**

Sono state eseguite n. 3 indagini vickers con microdurometro su elementi metallici della struttura, come di seguito riportato:

- V1: indagine effettuata sull'ala della trave principale sul lato est del ponte;
- V2: indagine effettuata su barra d'armatura Ø 20 Rumi su traverso lato nord;
- V3: indagine effettuata su barra d'armatura Ø 14 Rumi su soletta lato nord/ovest.

Vickers	Indice di durezza Vickers (HV)			Durezza Brinell (HB)	Tensione di rottura a trazione [MPa]
	Min	Max	Medio		
V1	124,0	156,0	140,0	133,0	472,2
V2	209,0	229,0	217,0	206,2	688,1
V3	170,0	222,0	199,0	189,1	631,0

Caratteristica	Fe 360	Fe 430	Fe 510	S 235	S 275	S 355	S 450
Tensione di snervamento f_y [MPa]	> 235	> 275	> 355	235	275	355	440
Tensione di rottura a trazione f_t [MPa]	340 ÷ 470	410 ÷ 560	490 ÷ 630	360	430	510	550

Caratteristica	Fe B 22 k	Fe B 32 k	Fe B 38 k	Fe B 44 k	B 450C
Tensione di snervamento f_y [MPa]	> 215	> 315	> 375	> 430	450
Tensione di rottura a trazione f_t [MPa]	> 335	> 490	> 450	> 540	540

4. MODELLAZIONE

In virtù del fatto che l'opera risale alla seconda metà degli anni '60, si procede ad un nuovo calcolo del viadotto in oggetto secondo quanto prescritto dalle normative vigenti e con l'utilizzo di opportuni software che consentono la discretizzazione dei vari elementi e schematizzando il viadotto come graticcio di travi in cui si individuano due entità strutturali, le travi principali ed i traversi.

Vengono individuate le seguenti fasi fondamentali:

- Fase 1: il graticcio è costituito dalle sole travi in acciaio, ed è caricato dal peso proprio di queste, dei traversi e dalla soletta in c.a. che viene considerata collaborante con le travi principali per una lunghezza finita;
- Fase 2a: la soletta di impalcato, viene considerata collaborante con le travi principali per una lunghezza finita; il graticcio è caricato dai carichi permanenti.
- Fase 2b: la soletta di impalcato, viene considerata collaborante con le travi principali per una lunghezza finita; il graticcio è caricato dai carichi da ritiro.
- Fase 2c: la soletta di impalcato, viene considerata collaborante con le travi principali per una lunghezza finita; il graticcio è caricato dai carichi dovuti ai cedimenti differenziali.
- Fase 3: la soletta di impalcato, viene considerata collaborante con le travi principali per una lunghezza finita; il graticcio è caricato dai carichi accidentali mezzi, folla, vento e temperatura.

4.1 Rigidezze

Lo schema assunto per tale ridistribuzione è quello di trave continua, ove la trave è rappresentata dalla soletta per la profondità di 1 mt e gli appoggi, supporti rigidi, sono rappresentati dalle travi longitudinali; le reazioni agli appoggi vengono assunte come carichi da applicare alle travi longitudinali nella modellazione a graticcio. Le rigidezze torsionali si considerano trascurabili in quanto non sono presenti i controventi inferiori.

4.2 Larghezza di soletta collaborante

La distribuzione delle tensioni normali negli elementi composti deve essere determinata mediante un modello che tenga conto della diffusione degli sforzi nelle ali della trave metallica e nella soletta in calcestruzzo.

La larghezza efficace b_{eff} di una soletta in calcestruzzo è determinata mediante la seguente espressione:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} \quad (\text{espressione 4.3.2 – NTC 2018})$$

Dove:

b_0 = distanza tra gli assi dei connettori;

$b_{ei} = \min\left(\frac{L_e}{8}; b_i - \frac{b_0}{2}\right)$ larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta secondo le indicazioni di figura 4.3.1 – NTC 2018.

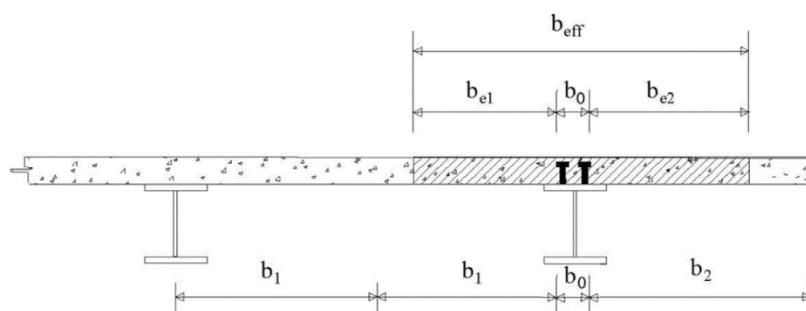


Fig. 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei}

Le indica approssimativamente la distanza tra due punti di nullo del diagramma dei momenti. Nel caso di travi continue con flessione determinata prevalentemente da carichi distribuiti uniformi si possono utilizzare le indicazioni di Fig.4.3.2.

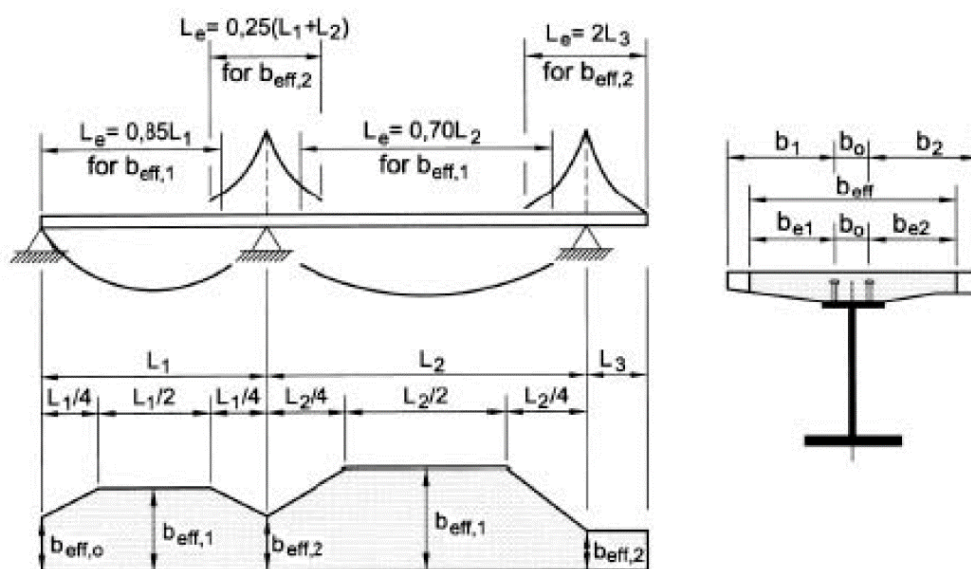


Fig. 4.3.2 - Larghezza efficace, b_{eff} , e luci equivalenti, L_e , per le travi continue

Per gli appoggi di estremità la formula diviene: $b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$

Dove $\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1,00$

4.2.1 Travi principali

Travi principali - Campata di estremità

Campata		L [m]									
1		15,35									
	sezione	x [m]	Le [m]	b1 [mm]	b2 [mm]	b0 [mm]	be1 [mm]	be2 [mm]	b1 [-]	b2 [-]	beff [mm]
SP1	0	0,00	13,05	1.500	1.500	250	1.375	1.375	0,787	0,787	2.415
	1	3,84	13,05	1.500	1.500	250	1.375	1.375	-	-	3.000
	1	11,51	13,05	1.500	1.500	250	1.375	1.375	-	-	3.000
P1	0	15,35	13,05	1.500	1.500	250	1.375	1.375	0,787	0,787	2.415

Larghezza collaborante - TRAVI PRINCIPALI

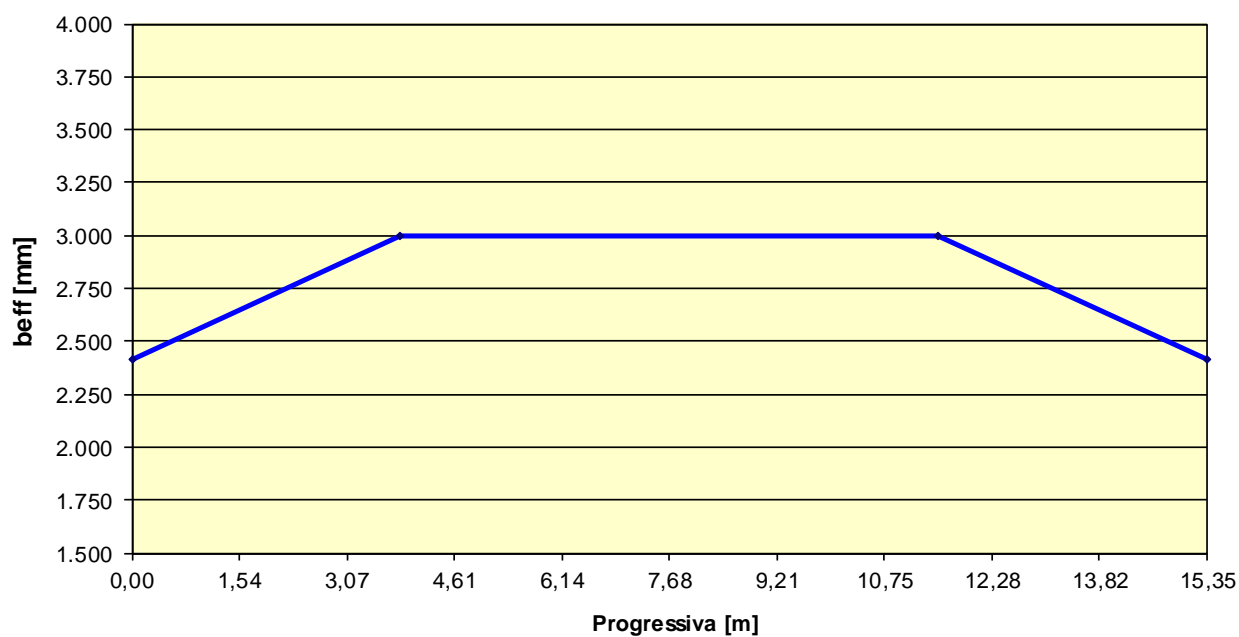
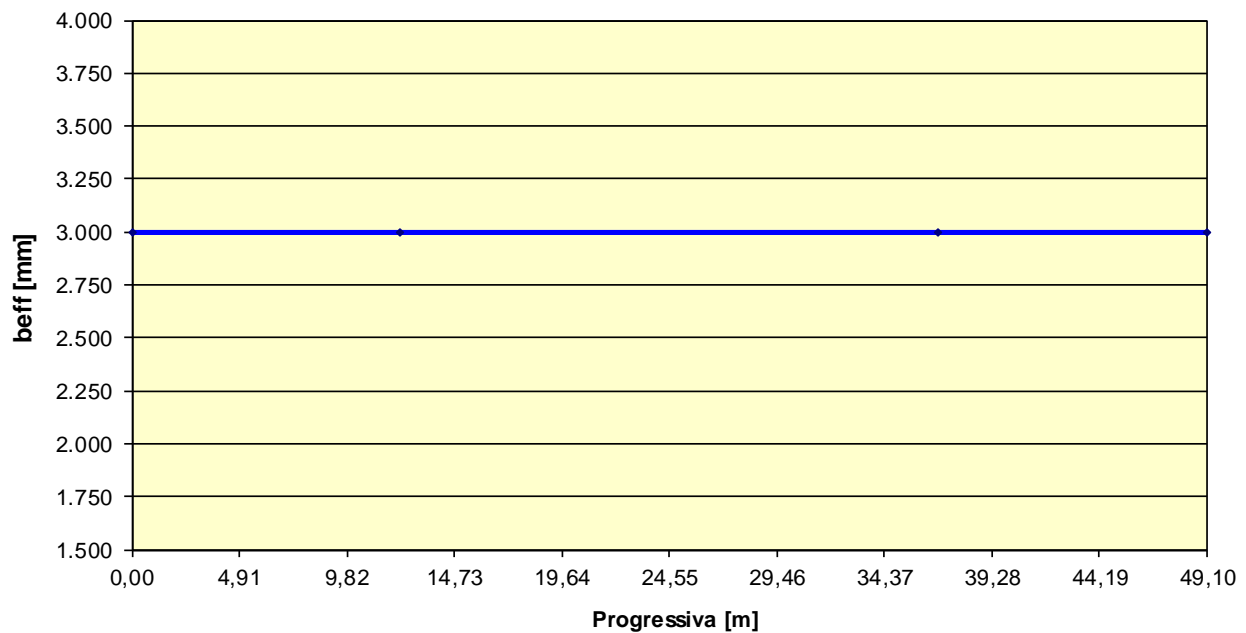


Figura 6 – Larghezza collaborante travi laterali – campata di estremità

Travi principali - Campata centrale

Campata		L [m]									
1		49,10									
	sezione	x [m]	Le [m]	b1 [mm]	b2 [mm]	b0 [mm]	be1 [mm]	be2 [mm]	b1 [-]	b2 [-]	beff [mm]
SP1	0	0,00	41,74	1.500	1.500	250	1.375	1.375	1,000	1,000	3.000
	1	12,28	41,74	1.500	1.500	250	1.375	1.375	-	-	3.000
	1	36,83	41,74	1.500	1.500	250	1.375	1.375	-	-	3.000
P1	0	49,10	41,74	1.500	1.500	250	1.375	1.375	1,000	1,000	3.000

Larghezza collaborante - TRAVI PRINCIPALI**Figura 7** – Larghezza collaborante travi laterali – campata centrale

Di seguito è esplicitato il calcolo relativo al concio sulla spalla – Campata di estremità:

$$b_1 - \frac{b_0}{2} = 150 - \frac{25}{2} = 137,5 \text{ cm} \quad \frac{L_e}{8} = \frac{0,85 \cdot 1,535}{8} = 163,1 \text{ cm}$$

$$b_{e1} = \min(137,5 ; 163,1) = 137,5 \text{ cm} \quad \beta_1 = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{0,85 \cdot 1,535}{137,5} \right) = 0,787$$

$$b_2 - \frac{b_0}{2} = 150 - \frac{25}{2} = 137,5 \text{ cm} \quad \frac{L_e}{8} = \frac{0,85 \cdot 1,535}{8} = 163,1 \text{ cm}$$

$$b_{e2} = \min(137,5 ; 163,1) = 137,5 \text{ cm} \quad \beta_2 = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{0,85 \cdot 1,535}{137,5} \right) = 0,787$$

Pertanto si considera: $b_{eff} = b_0 + \beta_1 \cdot b_{e1} + \beta_2 \cdot b_{e2} = 25 + 0,787 \cdot 137,5 + 0,787 \cdot 137,5 = 241,5 \text{ cm}$

Di seguito è esplicitato il calcolo relativo al concio di mezzzeria – Campata di estremità:

$$b_1 - \frac{b_0}{2} = 150 - \frac{25}{2} = 137,5 \text{ cm} \quad \frac{L_e}{8} = \frac{0,85 \cdot 1,535}{8} = 163,1 \text{ cm}$$

$$b_{e1} = \min(137,5 ; 163,1) = 137,5 \text{ cm}$$

$$b_2 - \frac{b_0}{2} = 150 - \frac{25}{2} = 137,5 \text{ cm} \quad \frac{L_e}{8} = \frac{0,85 \cdot 1,535}{8} = 163,1 \text{ cm}$$

$$b_{e2} = \min(137,5 ; 163,1) = 137,5 \text{ cm}$$

Pertanto si considera: $b_{eff} = b_0 + \beta_1 \cdot b_{e1} + \beta_2 \cdot b_{e2} = 25 + 137,5 + 137,5 = 300,0 \text{ cm}$

Di seguito è esplicitato il calcolo relativo al concio sulla pila – Campata centrale:

$$b_1 - \frac{b_0}{2} = 150 - \frac{25}{2} = 137,5 \text{ cm} \quad \frac{L_e}{8} = \frac{0,85 \cdot 4,910}{8} = 521,7 \text{ cm}$$

$$b_{e1} = \min(137,5 ; 521,7) = 137,5 \text{ cm} \quad \beta_1 = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{0,85 \cdot 4,910}{137,5} \right) = 1,31 > 1,00$$

$$b_2 - \frac{b_0}{2} = 150 - \frac{25}{2} = 137,5 \text{ cm} \quad \frac{L_e}{8} = \frac{0,85 \cdot 4,910}{8} = 521,7 \text{ cm}$$

$$b_{e2} = \min(137,5 ; 521,7) = 137,5 \text{ cm} \quad \beta_2 = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{0,85 \cdot 4,910}{137,5} \right) = 1,31 > 1,00$$

Pertanto si considera: $b_{eff} = b_0 + \beta_1 \cdot b_{e1} + \beta_2 \cdot b_{e2} = 25 + 1,00 \cdot 137,5 + 1,00 \cdot 137,5 = 300,0 \text{ cm}$

Di seguito è esplicitato il calcolo relativo al concio di mezzeria – Campata centrale:

$$b_1 - \frac{b_0}{2} = 150 - \frac{25}{2} = 137,5 \text{ cm} \quad \frac{L_e}{8} = \frac{0,85 \cdot 4,910}{8} = 521,7 \text{ cm}$$

$$b_{e1} = \min(137,5 ; 521,7) = 137,5 \text{ cm}$$

$$b_2 - \frac{b_0}{2} = 150 - \frac{25}{2} = 137,5 \text{ cm} \quad \frac{L_e}{8} = \frac{0,85 \cdot 4,910}{8} = 521,7 \text{ cm}$$

$$b_{e2} = \min(137,5 ; 521,7) = 137,5 \text{ cm}$$

Pertanto si considera: $b_{eff} = b_0 + \beta_1 \cdot b_{e1} + \beta_2 \cdot b_{e2} = 25 + 137,5 + 137,5 = 300,0 \text{ cm}$

4.3 Caratteristiche geometriche

4.3.1 Travi principali

Le travi presentano una sezione a “doppio T” in composizione saldata. Le caratteristiche geometriche delle sezioni resistenti sono di seguito riportate:

ALLINEAMENTI 1-2-3		C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
Modello	H(cm)	80,0	80,0	194,0	194,0	194,0	194,0	194,0
ALA	spess	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	2,0	2,0
SUPERIORE	largh	30	30	30	30	30	30	30
RADDOPPIO	spess	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
SUPERIORE	largh	0	0	0	0	0	0	0
ALA	spess	2,5	2,5	2,5	4,0	4,0	5,5	5,5
INFERIORE	largh	40	40	60	60	60	60	60
RADDOPPIO	spess	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
INFERIORE	largh	0	0	0	0	0	0	0
ANIMA	spess	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,9	0,8
PREDALLE	spess	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
SOLETTA	spess	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0
SOLETTA	spess	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0
COLLAB.	largh	241,5	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0
SEZIONE METALLICA	A (cm ²)	221	221	385	474	474	558	539
	y _i (cm)	31	31	71	58	58	52	50
	J _x (cm ⁴)	236.740	236.740	2.107.370	2.439.553	2.439.553	2.847.506	2.751.454
	J _y (cm ⁴)	16.715	16.715	48.391	75.391	75.391	103.511	103.508
	J _{torc} (cm ⁴)	267	267	410	1.377	1.377	3.453	3.440
SOLETTA COLLAB. 16,01 Fase 2a	A (cm ²)	493	558	722	811	811	895	876
	y _i (cm)	63	66	133	119	119	109	109
	J _x (cm ⁴)	659.165	700.744	5.239.956	6.561.984	6.561.984	7.643.146	7.587.104
	J _y (cm ⁴)	1.336.342	2.546.384	2.578.060	2.605.060	2.605.060	2.633.180	2.633.177
	J _{torc} (cm ⁴)	267	267	410	1.377	1.377	3.453	3.440
SOLETTA COLLAB. 6,06 Fase 3	A (cm ²)	938	1.112	1.276	1.365	1.365	1.449	1.430
	y _i (cm)	75	77	163	153	153	145	146
	J _x (cm ⁴)	831.724	864.125	6.802.187	8.920.419	8.920.419	10.683.890	10.589.590
	J _y (cm ⁴)	3.503.057	6.699.883	6.731.559	6.758.559	6.758.559	6.786.680	6.786.676
	J _{torc} (cm ⁴)	267	267	410	1.377	1.377	3.453	3.440
GRADIENTE TERMICO 10	N (10 E-04 N)	151	187	187	187	187	187	187
	M (10 E-04 Nm)	21	22	74	94	94	109	108
	Δt/h	11,9	12,0	5,2	5,0	5,0	4,8	4,8
SOLETTA COLLAB. 19,63 Fase 2c	A (cm ²)	442	496	660	749	749	833	814
	y _i (cm)	60	63	126	112	112	102	102
	J _x (cm ⁴)	619.578	661.694	4.902.318	6.080.508	6.080.508	7.050.295	6.996.044
	J _y (cm ⁴)	1.092.987	2.079.883	2.111.559	2.138.559	2.138.559	2.166.680	2.166.677
	J _{torc} (cm ⁴)	267	267	410	1.377	1.377	3.453	3.440
SOLETTA COLLAB. 14,22 Fase 2b 2,79E-04	A (cm ²)	527	601	765	853	853	938	919
	y _i (cm)	65	68	137	123	123	113	114
	J _x (cm ⁴)	682.012	722.956	5.439.043	6.850.468	6.850.468	8.002.782	7.944.742
	J _y (cm ⁴)	1.502.456	2.864.816	2.896.492	2.923.492	2.923.492	2.951.613	2.951.609
	J _{torc} (cm ⁴)	267	267	410	1.377	1.377	3.453	3.440
	N _{r,tot} (kg)	1,7882E+05	2,2213E+05	2,2213E+05	2,2213E+05	2,2213E+05	2,2213E+05	2,2213E+05
	κ	3,0579E-06	3,1418E-06	1,2905E-06	1,2383E-06	1,2383E-06	1,1867E-06	1,1915E-06
	Δt/h	-30,6	-31,4	-12,9	-12,4	-12,4	-11,9	-11,9

4.3.2 Traversi tipici – Campata di estremità

I traversi tipici collocati sulle campate di estremità sono profili tipo IPE 500, aventi le seguenti caratteristiche geometriche.

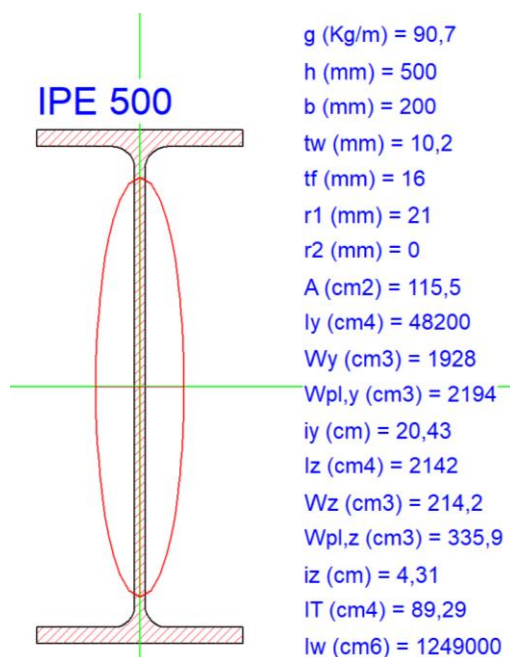


Figura 8 – Caratteristiche geometriche traversi tipici della campata di estremità

4.3.3 Traversi di appoggio – Campata centrale

I traversi di appoggio collocati sulle campate di estremità sono profili tipo IPE 600, aventi le seguenti caratteristiche geometriche.

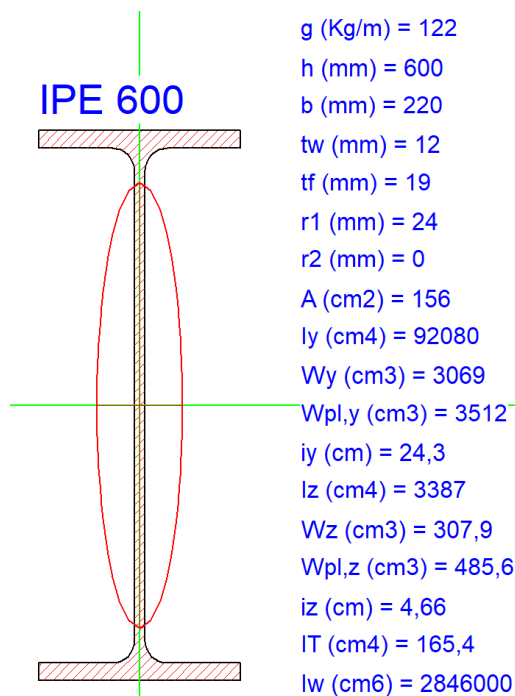
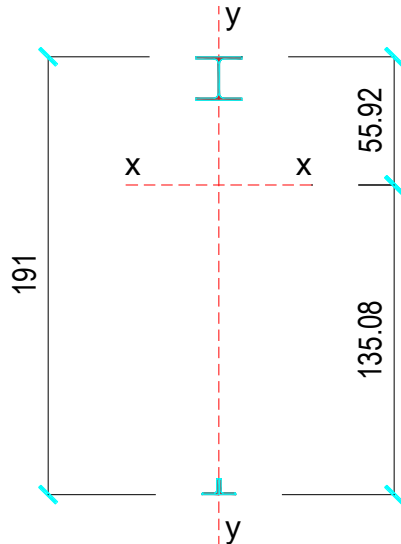


Figura 9 – Caratteristiche geometriche traversi di appoggio della campata di estremità

4.3.4 Traversi tipici – Campata centrale

I traversi tipici collocati sulla campata centrale sono di tipo reticolare composti da un profilo tipo HEA 200 superiore, 2 elementi angolari tipo L 70 x 7 posti inferiormente, collegati da 2+2 elementi angolari diagonali tipo L70 x 7.

La configurazione finale dei traversi tipici collocati sulla campata centrale è la seguente:



Area: 72,60 cm²

Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:

I: 452.981,63 cm⁴ lungo [1.000 0.000]

J: 1.517,05 cm⁴ lungo [0.000 1.000]

Figura 10 – Caratteristiche geometriche traversi tipici della campata centrale

Area

$$A_{tot.} = A_1 + 2 \cdot A_2 = 53,80 + 2 \cdot 9,40 = 72,60 \text{ cm}^2$$

Momenti di inerzia baricentrici

$$J_{x-x} = (J_{1,xx} + A_1 \cdot d_1^2) + 2 \cdot (J_{2,xx} + A_2 \cdot d_2^2) = 3.692 + 53,8 \cdot (55,92 - 10)^2 + 2 \cdot [42,3 + 9,4 \cdot (135,08 - 1,97)^2] = 452.982 \text{ cm}^4$$

$$J_{y-y} = J_{1,yy} + 2 \cdot (J_{2,yy} + A_2 \cdot d_2^2) = 1.336 + 2 \cdot [42,30 + 9,40 \cdot (1,97 + 0,30)^2] = 1.517 \text{ cm}^4$$

4.3.5 Traversi di pila tipo DP

I traversi di pila collocati sulla campata centrale sono di tipo a “doppia T” a composizione saldata.

La configurazione finale dei traversi di pila collocati sulla campata centrale è la seguente:

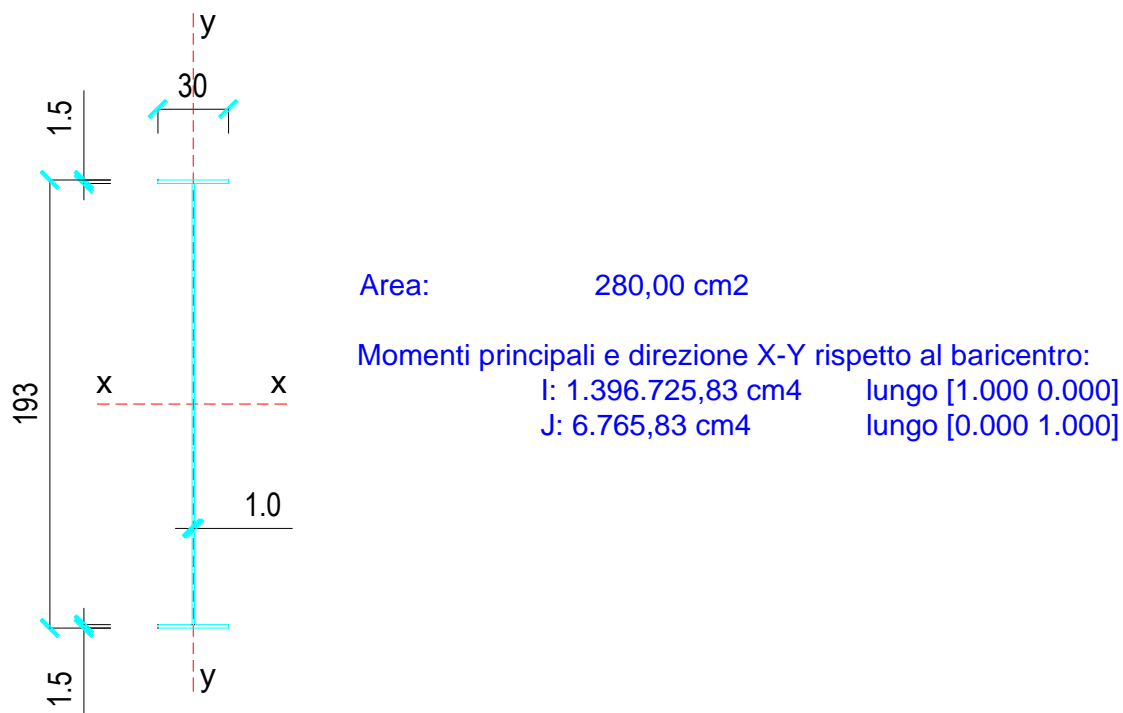


Figura 11 – Caratteristiche geometriche traversi di appoggio della campata centrale

Area

$$A_{tot.} = 280,00 \text{ cm}^2$$

Momenti di inerzia baricentrici

$$J_{x-x} = 1.396.725 \text{ cm}^4$$

$$J_{y-y} = 6.766 \text{ cm}^4$$

5. ANALISI DEI CARICHI

Si procede all'analisi dei carichi caratteristici agenti sull'impalcato e alla relativa ripartizione sulle travi longitudinali in acciaio.

5.1 Impalcato metallico

Il peso dell'impalcato metallico è stato assegnato ad ogni elemento nella modellazione ad elementi finiti imponendo il peso per unità di volume $\gamma_s=78,50 \text{ kN/m}^3$; tali pesi sono poi stati incrementati del 35% per considerare il peso di saldature, irrigidimenti, controventi, piastre, pioli, imbottiture etc.

Si considera la seguente sezione trasversale, avente una larghezza costante pari a 9,00 m.

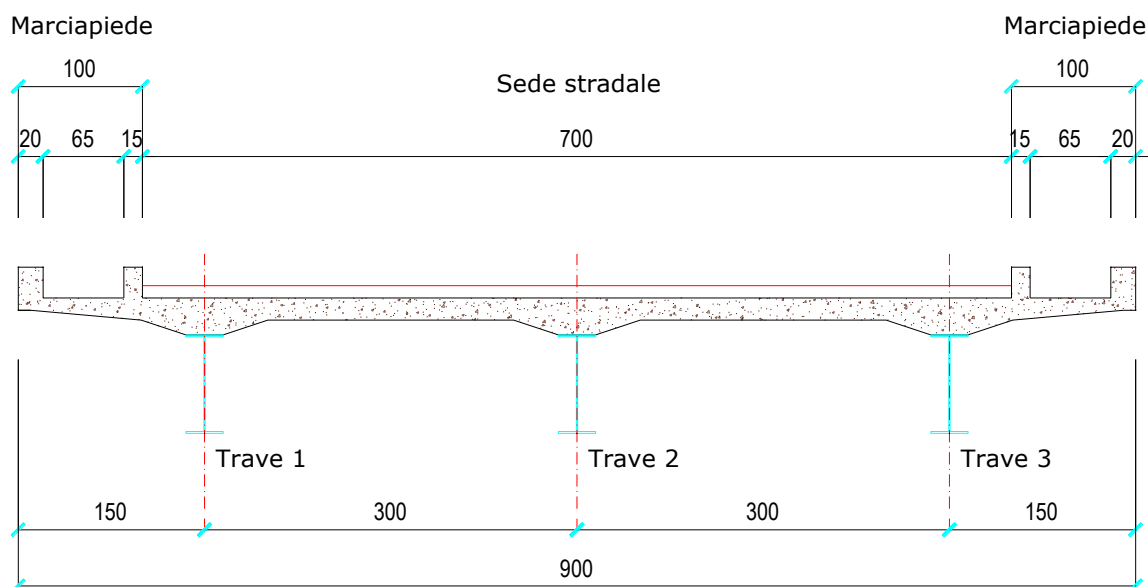


Figura 12 – Sezione trasversale

5.2 Soletta in c.a.

Si considerano le seguenti sezioni trasversali degli impalcati di larghezza variabile su cui agiscono i carichi di seguito esplicitati:

$$q_{soletta} = 0,18 \cdot 25,00 = 4,50 \text{ kN/m}^2$$

carico uniformemente distribuito sull'intera sezione

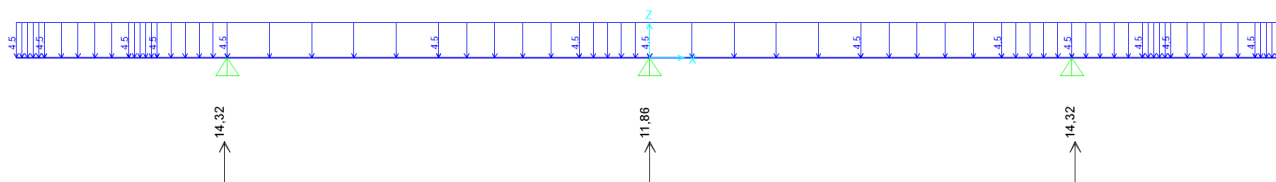


Figura 13 – Ripartizione carichi soletta

5.3 Permanenti

Si considerano le seguenti sezioni trasversali degli impalcati di larghezza variabile su cui agiscono i carichi di seguito esplicitati:

$q_{cordoli} = 0,25 \cdot 25,00 = 6,25 \text{ kN/m}^2$ cordoli su un'altezza assunta conservativamente pari a 16 cm

$q_{asfalto} = 2,50 \text{ kN/m}^2$ massicciata stradale

$p_{rete\ di\ protezione} = 2 \times 1,00 \text{ kN/m}$ rete di protezione

$p_{guardrail} = 2 \times 1,50 \text{ kN/m}$ guardrail

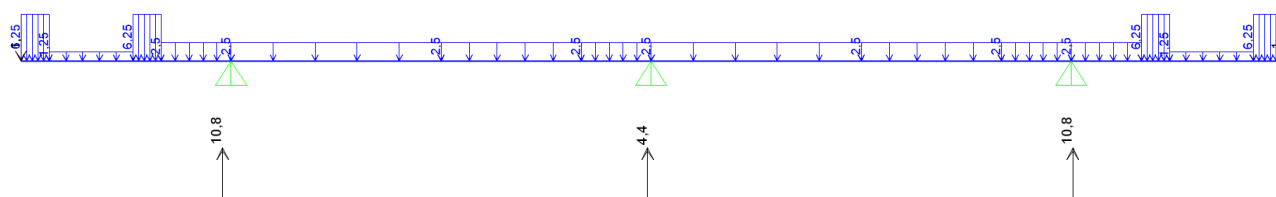
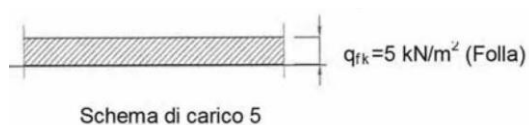


Figura 14 – Ripartizione carichi permanenti

5.4 Carico Accidentale

5.4.1 Carico Accidentale folla

Si considerano le seguenti sezioni trasversali degli impalcati di larghezza variabile su cui agisce il carico di seguito esplicitato:



Le NTC 2018 prevedono quale carico della folla uniformemente ripartito, il valore di combinazione di 2,50 kN/mq, secondo lo schema 5.

Lo schema di calcolo adottato in fase di ripartizione è quello di trave continua con sbalzi laterali, caricata di volta in volta con carichi distribuiti della larghezza di 1,00 m, disposti in modo da determinare le condizioni di carico più gravose su entrambe le travi.

Si assume un ideale carico unitario sulle varie corsie; le reazioni possono quindi essere considerate come coefficienti che definiscono le aliquote di trasmissione dei carichi agenti sull'impalcato alle travi principali.

Condizione 1 – Folla eccentrica

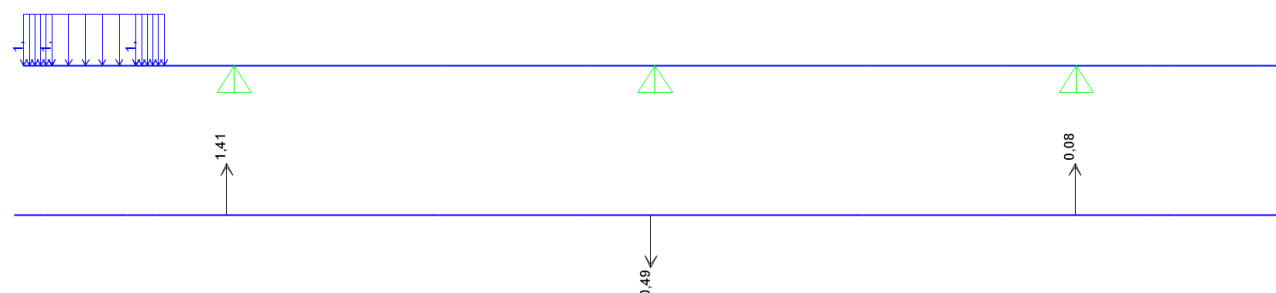


Figura 15 – Ripartizione carichi folla condizione 1

Condizione 2 – Folla centrata

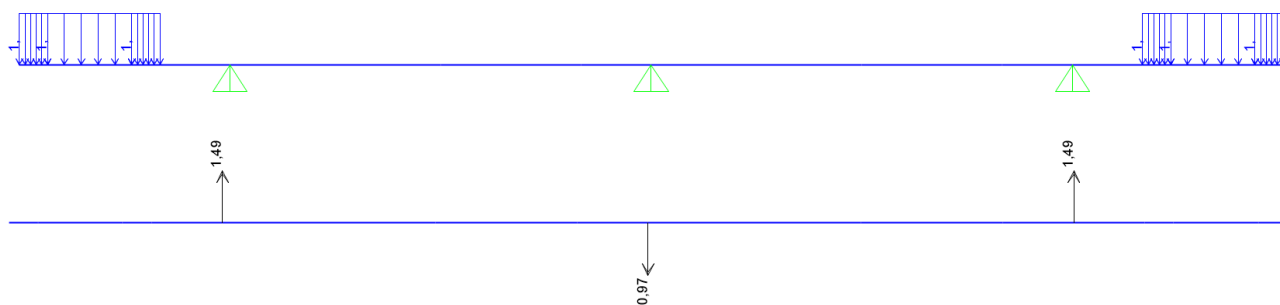
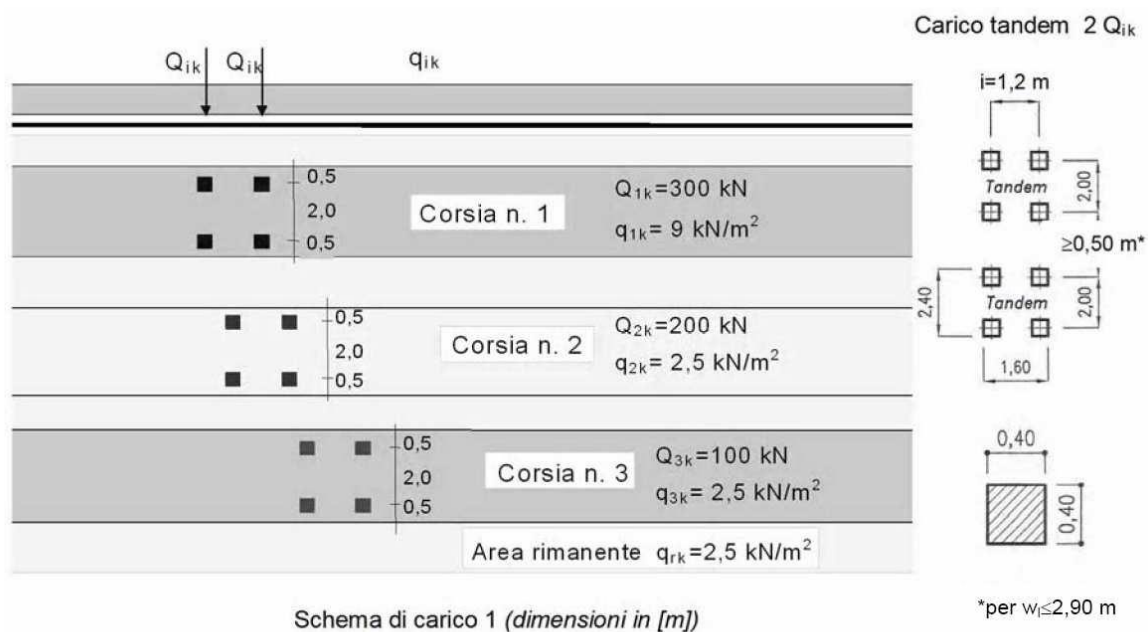


Figura 16 – Ripartizione carichi folla condizione 2

5.4.2 Carico Accidentale mezzi

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.



Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata.

Posizione	Carico Asse Q_{ik} [KN]	q_{ik} [KN/mq]
Corsia numero 1	300	9,00
Corsia numero 2	200	2,50
Corsia numero 3	100	2,50
Altre corsie		2,50

Si precisa che secondo le NTC 2018, i carichi mobili includono gli effetti dinamici.

Condizioni di carico trasversali

Lo schema di calcolo adottato è quello di trave continua con sbalzi laterali, caricata di volta in volta da carichi distribuiti della larghezza di 3,00 m, disposti in modo da determinare le condizioni di carico più gravose su entrambe le travi.

Si assume un ideale carico unitario sulle varie corsie; le reazioni possono quindi essere considerate come coefficienti che definiscono le aliquote di trasmissione dei carichi agenti sull'impalcato alle travi principali. Nel quadro di un accettabile comportamento trasversale della soletta, tali aliquote valgono sia per i carichi distribuiti che concentrati.

Inoltre sono state differenziate le seguenti condizioni:

- Condizione 1 carichi accidentali mezzi applicati in modo da sbilanciare la prima corsia di carico sul lato trave 1;
- Condizione 2 carichi accidentali mezzi applicati in modo da sbilanciare la prima corsia di carico sul lato trave 2.

Si considera la sezione trasversale tipica di larghezza pari a 9,00 m, con sede stradale di larghezza pari a 7,00 m. Sono previste due corsie di carico da normativa con 100 cm di rimanenza.

Condizione 1 – 1° corsia di carico

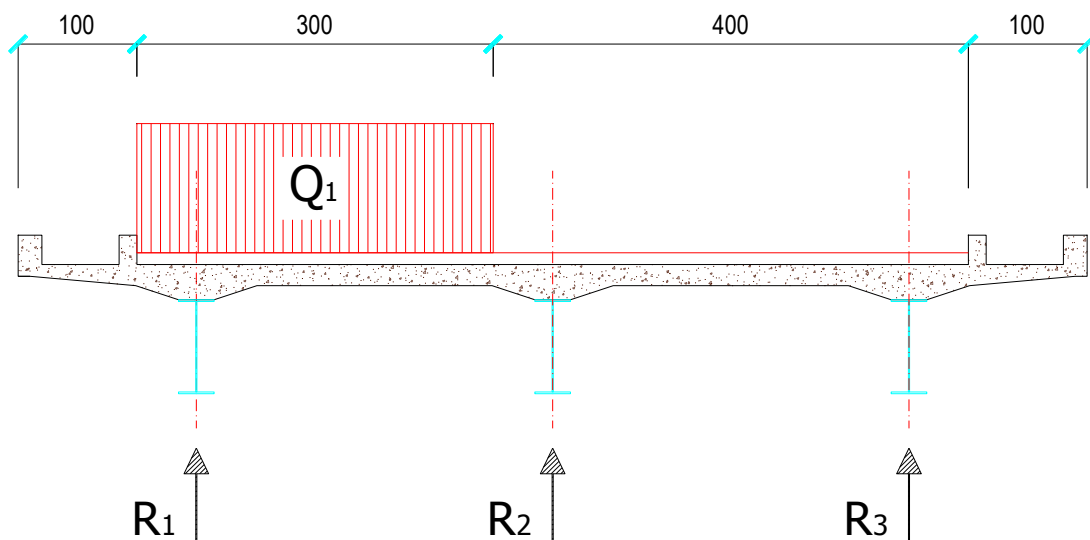


Figura 17 – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 1

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	R_1	R_2	R_3
Q 1-1	0,61	0,44	-0,05

Condizione 1 – 2° corsia di carico

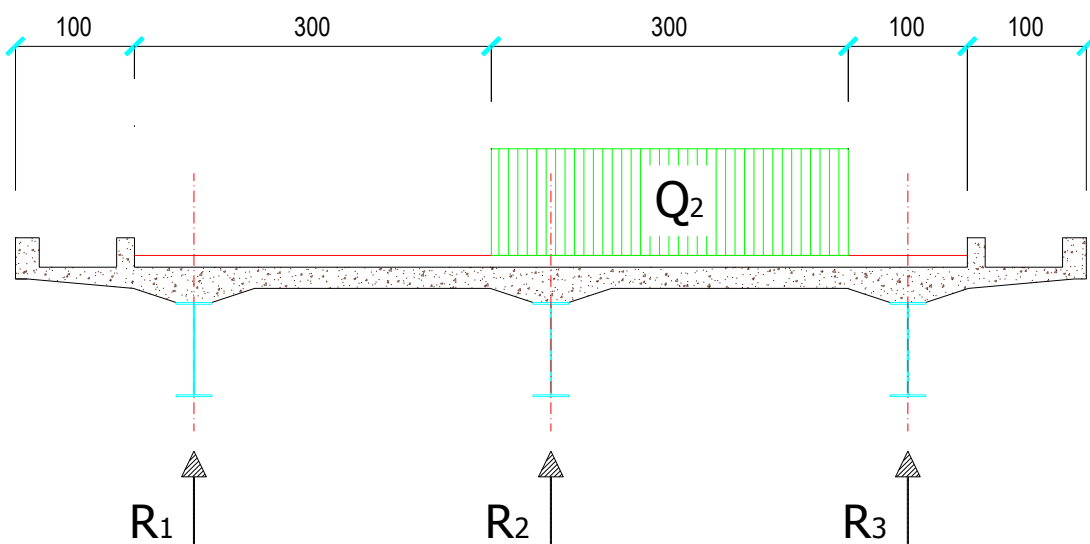


Figura 18 – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 2

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	R_1	R_2	R_3
Q 2-1	-0,04	0,76	0,28

Condizione 1 – Corsia rimanente di carico

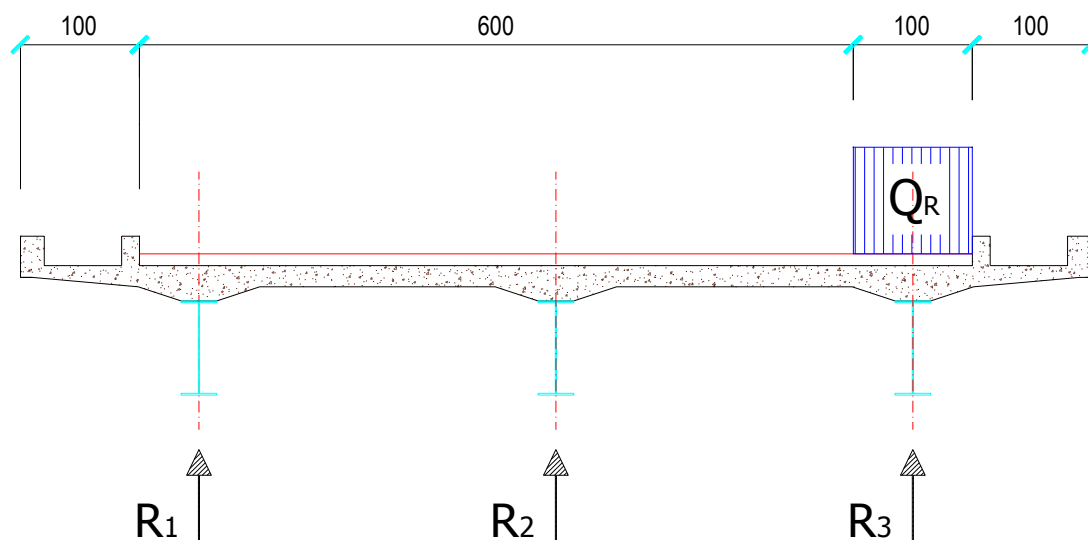


Figura 19 – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia Rimanente

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	R_1	R_1	R_2
Q R-1	-	-	1,00

Condizione 2 – 1° corsia di carico

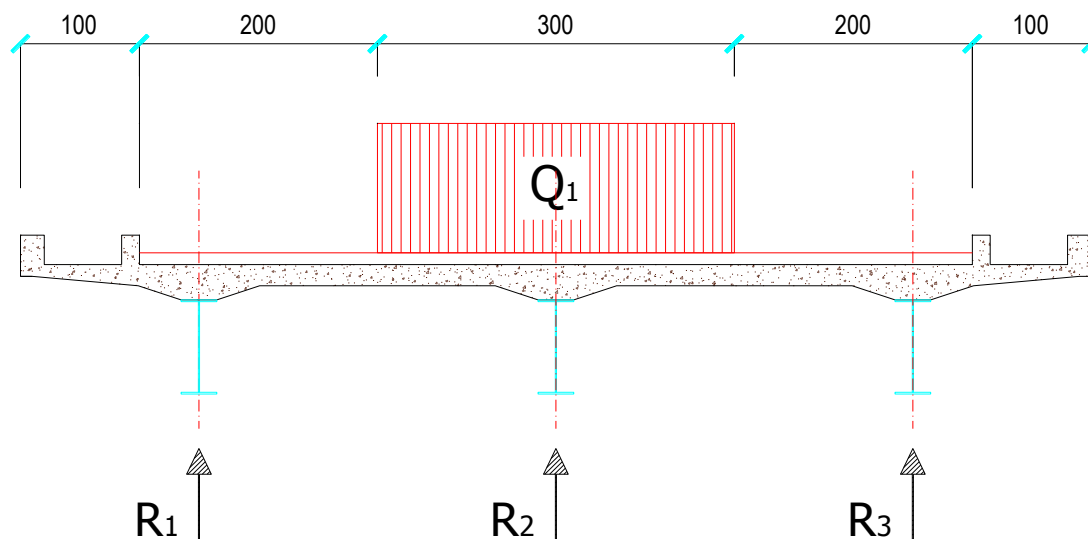


Figura 20 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia 1

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	R_1	R_2	R_3
Q 1-2	0,06	0,88	0,06

Condizione 2 – Corsia rimanente di carico n.1

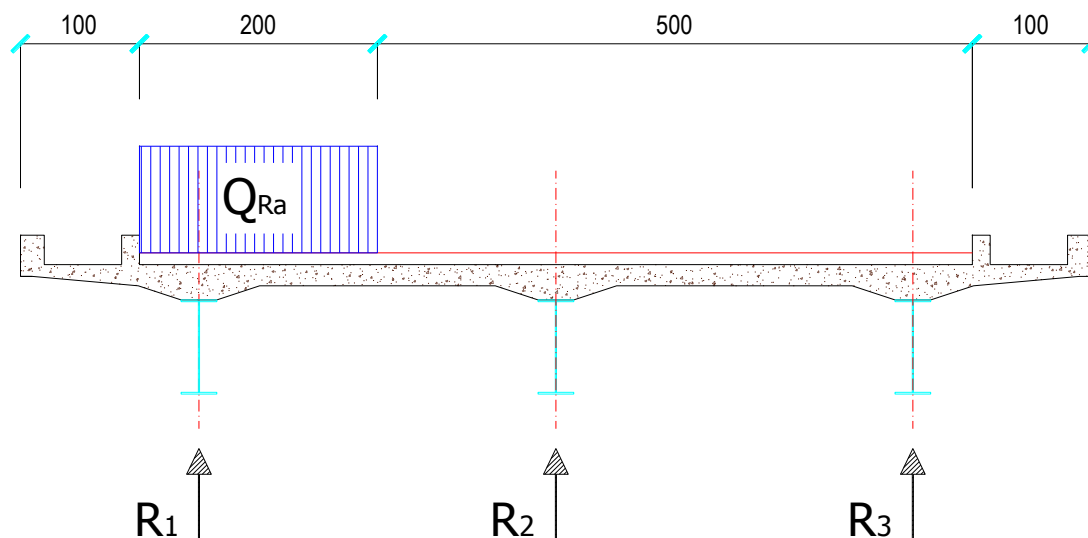


Figura 21 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia Rimanente n.1

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	R_1	R_2	R_3
Q_{Ra-2}	0,80	0,24	-0,04

Condizione 2 – Corsia rimanente di carico n.2

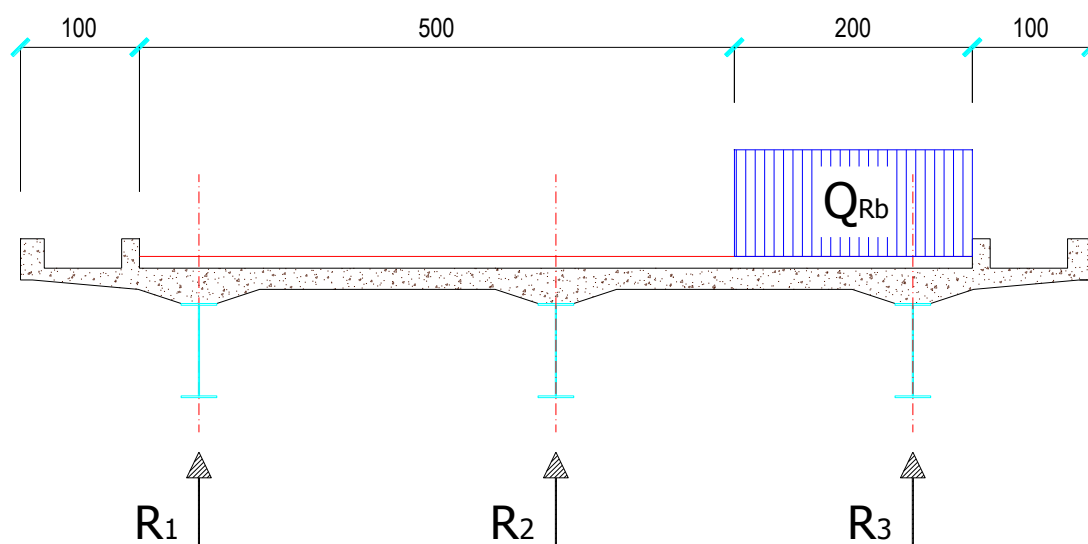


Figura 22 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia Rimanente n.2

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	R_1	R_2	R_3
Q_{Rb-2}	-0,04	0,24	0,80

5.5 Effetti del vento

L'azione del vento viene valutata in accordo alle prescrizioni del capitolo 3.3 delle NTC 2018.

Detta azione è assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. In caso di ponte carico, la superficie dei veicoli transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3,00 m a partire dal piano stradale.

5.5.1 Velocità base di riferimento

La velocità base di riferimento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito ad un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni. In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a \quad [3.3.1]$$

$v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

c_a coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \quad [3.3.1.b]$$

Dove:

a_0 , k_s sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

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

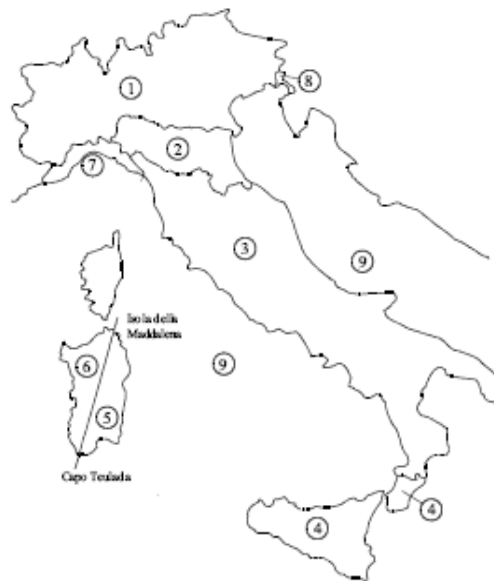


Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Nel caso specifico: \Rightarrow Regione = Lombardia \Rightarrow Provincia = Cremona $\Rightarrow a_s = 40 \text{ m}$

5.5.2 Velocità di riferimento

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito al periodo di ritorno di progetto T_R . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$v_r = v_b \cdot c_r \quad [3.3.2]$$

Dove

v_b velocità base di riferimento, di cui al § 3.3.1;

c_r coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R .

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla relazione:

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad [3.3.3]$$

Dove T_R è il periodo di ritorno espresso in anni.

Ove non specificato diversamente, si assumerà $T_R = 50$ anni, cui corrisponde $c_r = 1$. Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione potrà essere ridotto come di seguito specificato:

- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà $T_R \geq 5$ anni;
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi ed un anno, si assumerà $T_R \geq 10$ anni.

Nel caso in esame si è scelto di utilizzare come periodo di ritorno, il medesimo valore utilizzato per l'azione sismica, pari a 100 anni, a sua volta dipendente dai seguenti parametri:

- Vita nominale = 50 anni;

- Classe d'uso = IV, cui corrisponde $c_u = 1,00$.

Ne consegue che:

$$v_r = v_b \cdot c_r = 25 \cdot 1,00 = 25,00 \text{ m/sec}$$

5.5.3 Pressione cinetica di riferimento

Per il calcolo della pressione cinetica di riferimento q_b (in kN/m^2) è stata utilizzata l'espressione 3.3.6 delle NTC 2018:

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25,00^2 \cdot 10^{-3} = 0,391 \text{ kN/m}^2$$

Dove:

V_r velocità di riferimento del vento (m/s)

ρ densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m^3

5.5.4 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengono in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo della costruzione non maggiore di $z = 200 \text{ m}$, esso è dato dalla formula:

$$\begin{aligned} c_e(z) &= k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] & \text{per } z \geq z_{\min} \\ c_e(z) &= c_e(z_{\min}) & \text{per } z < z_{\min} \end{aligned} \quad [3.3.7]$$

Dove:

k_r, z_0, z_{\min} parametri ottenuti dalla tabella 3.3.II di seguito riportata, funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

c_t coefficiente di topografia (assunto generalmente pari ad 1, sia per zone pianeggianti sia per zone ondulate, collinose e montane). Nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati, il coefficiente di topografia c_t può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione.

La categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III. Nelle fasce entro 40 km dalla costa, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

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

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

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

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

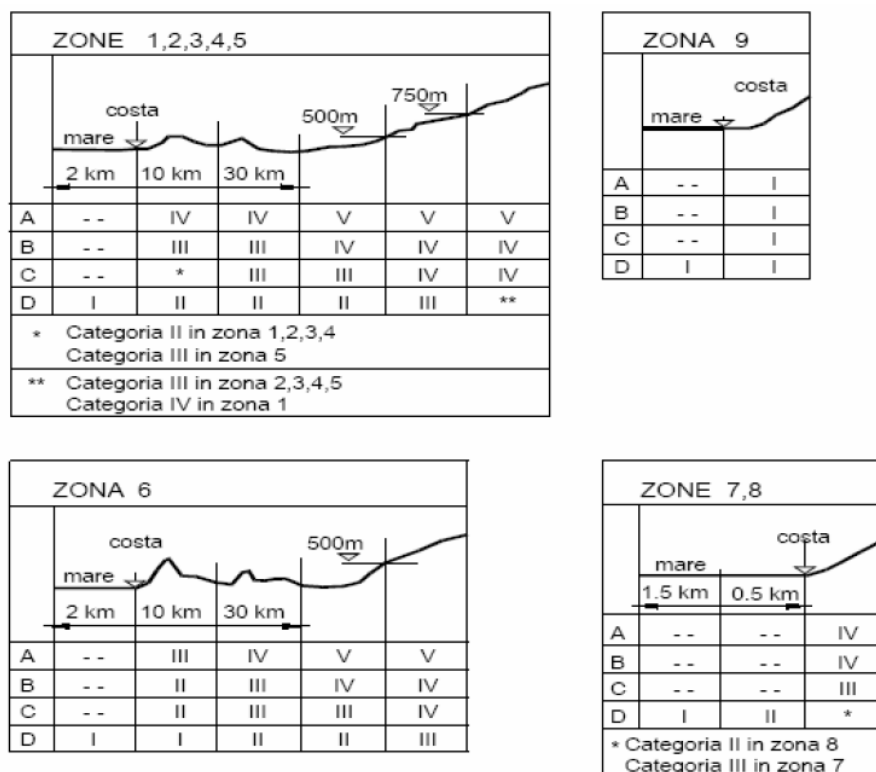


Fig. 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

La Fig. 3.3.3 riporta le leggi di variazione di c_e per le diverse categorie di esposizione.

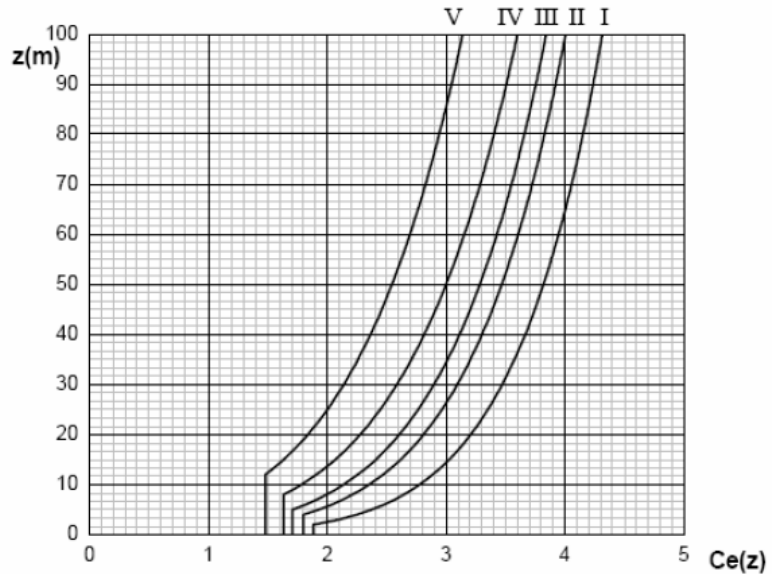


Fig. 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione c_e in funzione dell'altezza sul suolo (per $c_t = 1$)

Nel caso in oggetto si ricava:

⇒ classe di rugosità del terreno: C

⇒ categoria di esposizione: III

Si ottiene:

$k_r = 0,20$ $z_0 = 0,10$ m $z_{min} = 5$ m

Nel nostro caso il valore dell'altezza degli impalcati dal suolo z è maggiore di $z_{min} = 5$ m, sia nel caso di impalcato carico che di impalcato scarico. Per semplicità e a favore di sicurezza, vista la minima differenza di altezza del fronte investito nei casi di impalcato carico e scarico, si calcola un unico valore del coefficiente di esposizione, tarandolo sull'altezza maggiore.

Campata centrale

Dati geometrici impalcato

altezza trave	1,94
spessore soletta	0,300
spessore marciapiede	0,25
altezza barriera antirumore	0,00
spessore pavimentazione	0,10
Altezza carico stradale	3,00
altezza centro impalcato dal suolo	7,00
larghezza fuori tutto	

Ponte scarico

altezza investita	2,49
quota riferimento	8,25
coefficiente di esposizione	2,01

Ponte carico

altezza investita	5,34
quota riferimento	9,67
coefficiente di esposizione	2,12

Campata di estremità

Dati geometrici impalcato

altezza trave	0,80
spessore soletta	0,300
spessore marciapiede	0,25
altezza barriera antirumore	0,00
spessore pavimentazione	0,10
Altezza carico stradale	3,00
altezza centro impalcato dal suolo	7,00
larghezza fuori tutto	

Ponte scarico

altezza investita	1,35
quota riferimento	7,68
coefficiente di esposizione	1,97

Ponte carico

altezza investita	4,20
quota riferimento	9,10
coefficiente di esposizione	2,08

5.5.5 Coefficiente di forma

Secondo le indicazioni della Circolare “Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 14/01/2008” (par. C3.3.10.4), e considerando travi ad anima piena per cui il rapporto tra la superficie delimitata dal contorno della trave e la superficie della parte piena della trave, $\varphi = 1$, si determina il coefficiente aerodinamico per l'impalcato:

$$c_p = 2,4 - \varphi = 1,40$$

5.5.6 Pressione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione 3.3.4 delle NTC 2018:

$$P = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \quad [3.3.4]$$

Dove:

- q_r pressione cinetica di riferimento
- c_e coefficiente di esposizione
- c_p coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico):
- c_d coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificati dovuti alle vibrazioni strutturali; viene assunto pari ad 1 per le tipologie strutturali ordinarie.

La pressione del vento risulta:

Campata centrale

$$q_{scarico} = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,391 \cdot 2,01 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,10 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte scarico})$$

$$q_{carico} = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,391 \cdot 2,12 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,16 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte carico})$$

Campata di estremità

$$q_{scarico} = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,391 \cdot 1,97 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,08 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte scarico})$$

$$q_{carico} = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,391 \cdot 2,08 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,14 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte carico})$$

Questo valore di pressione agisce su tutti gli elementi componenti la superficie esposta sopravento.

Poiché, però, la struttura è composta da due travi affiancate disposte parallelamente è necessario considerare una pressione agente sulla superficie laterale trave sottovento dovuta alla depressione che si viene a creare.

Il calcolo della depressione va effettuato distintamente per tutti gli elementi che compongono la superficie sottovento, in quanto il coefficiente riduttivo indicato dalla normativa assumerà valori differenti per barriere e travi essendo diverse le altezze e le distanze tra gli elementi.

Per valutare l'entità di tale depressione si fa riferimento a quanto prescritto dalla circolare al paragrafo C3.3.10.4.2 "Travi multiple".

In particolare si afferma: "Nel caso di più travi disposte parallelamente ad una distanza d inferiore al doppio dell'altezza h , il valore della pressione sull'elemento successivo è pari a quello sull'elemento precedente moltiplicato per un coefficiente riduttivo" dato da:

$$\mu = 1 - 1,20 \cdot \varphi \quad \text{per } \varphi \leq \frac{2}{3}$$

$$\mu = 0,2 \quad \text{per } \varphi > \frac{2}{3}$$

Per $d/h \geq 5$ gli elementi vengono considerati come isolati.

Per $2 < d/h < 5$ si procede all'interpolazione lineare.

La geometria dell'opera prevede:

Campata centrale

$$h_T = 0,80 \text{ m} \quad d = 3,00 \text{ m}$$

Il valore del rapporto interasse/altezza trave è pari a $d/h = 1,55 \rightarrow \mu = 0,2$

Campata di estremità

$$h_T = 1,94 \text{ m} \quad d = 3,00 \text{ m}$$

Il valore del rapporto interasse/altezza trave è pari a $d/h = 3,75 \rightarrow \mu = 0,67$

5.5.7 Azione del vento a ponte scarico

Si riporta di seguito una schematizzazione delle altezze investite:

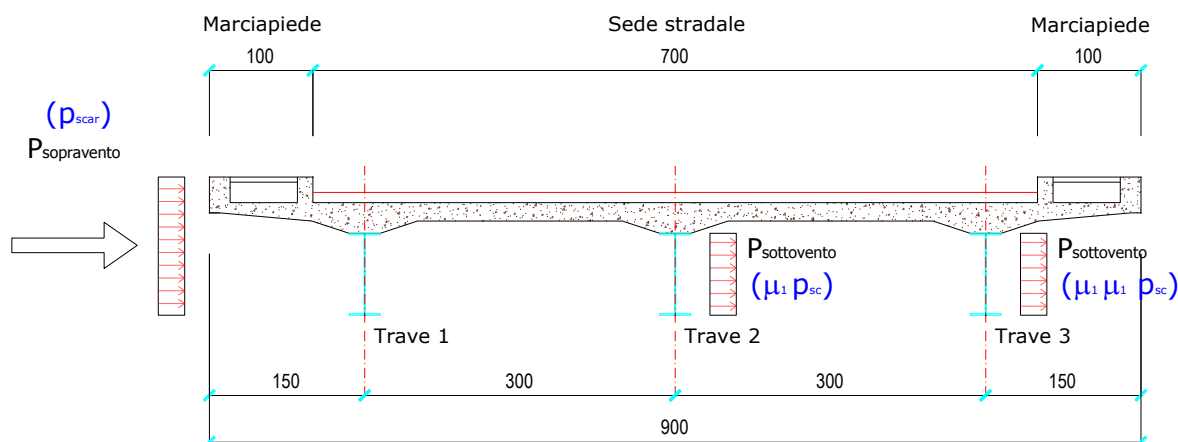


Figura 23 – Azione del vento a ponte scarico

L'altezza investita in caso di ponte scarico è pari a:

Campata centrale

$$h_i = h_{trave} + h_{soletta} + h_{marciap.} = 1,94 + 0,30 + 0,25 = 2,49 \text{ m}$$

Campata di estremità

$$h_e = h_{trave} + h_{soletta} + h_{marciap.} = 0,80 + 0,30 + 0,25 = 1,35 \text{ m}$$

Il momento flettente, valutato sulla sezione ad una quota pari a quella dell'intradosso della trave, è pari a:

Campata centrale

$$M_{scar.} = p_{scar.} \cdot \left(\frac{h_i^2}{2} + \mu \cdot \frac{h_{trave}^2}{2} + \mu^2 \cdot \frac{h_{trave}^2}{2} \right) = 1,10 \cdot \left(\frac{2,01^2}{2} + 0,20 \cdot \frac{1,94^2}{2} + 0,20^2 \cdot \frac{1,94^2}{2} \right) = 2,72 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$|V_{scar.}| = \frac{M_{scar.}}{b} = \frac{2,72}{6,00} = 0,45 \text{ kN/m}$$

Campata di estremità

$$M_{scar.} = p_{scar.} \cdot \left(\frac{h_e^2}{2} + \mu \cdot \frac{h_{trave}^2}{2} + \mu^2 \cdot \frac{h_{trave}^2}{2} \right) = 1,08 \cdot \left(\frac{1,35^2}{2} + 0,20 \cdot \frac{0,80^2}{2} + 0,20^2 \cdot \frac{0,80^2}{2} \right) = 1,37 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$|V_{scar.}| = \frac{M_{scar.}}{b} = \frac{1,37}{6,00} = 0,23 \text{ kN/m}$$

Per ragioni di simmetria le medesime considerazioni valgono considerando il caso di vento spirante nella direzione opposta. Le azioni sopra calcolate vengono applicate, nel modello di calcolo a graticcio, alle travi principali come carico uniformemente distribuito, al fine di determinare le azioni globali (momento flettente, taglio, momento torcente) agenti sulle travi stesse.

Il valore così ottenuto è a favore di sicurezza.

5.5.8 Azione del vento a ponte carico

Si riporta di seguito una schematizzazione delle altezze investite:

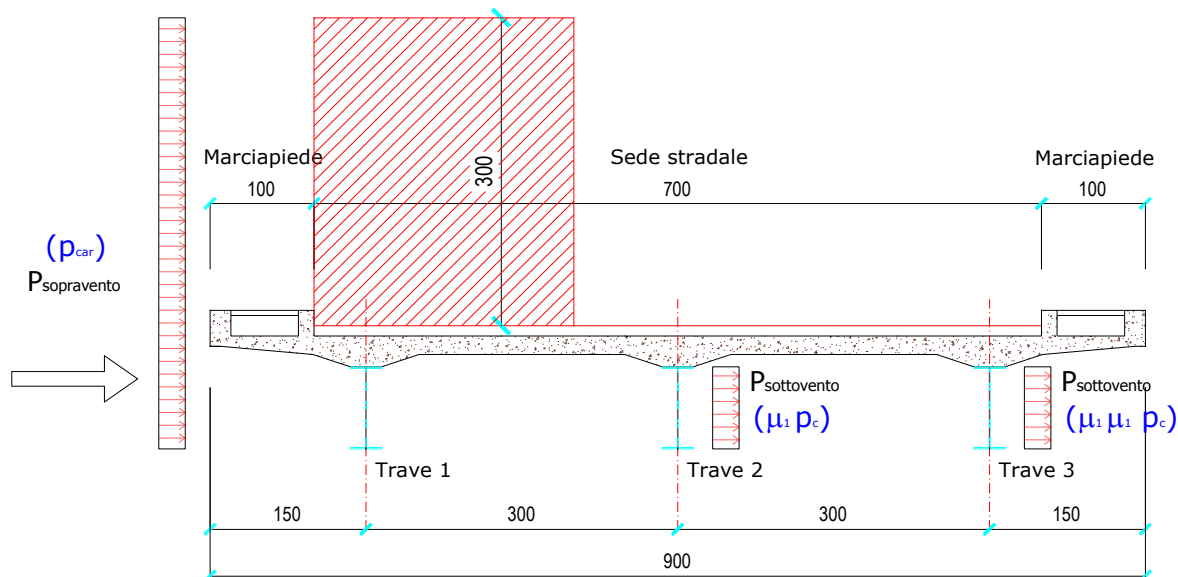


Figura 24 – Azione del vento a ponte carico

L'altezza investita in caso di ponte carico è pari a:

Campata centrale

$$h_i = h_{trave} + h_{soletta} + h_{pavim.} + h_{mezzo} = 1,94 + 0,30 + 0,10 + 3,00 = 5,34 \text{ m}$$

Campata di estremità

$$h_i = h_{trave} + h_{soletta} + h_{pavim.} + h_{mezzo} = 0,80 + 0,30 + 0,10 + 3,00 = 4,20 \text{ m}$$

Il momento flettente, valutato sulla sezione ad una quota pari a quella dell'intradosso della trave, è pari a:

Campata centrale

$$M_{car.} = p_{car.} \cdot \left(\frac{h_i^2}{2} + \mu \cdot \frac{h_{trave}^2}{2} + \mu^2 \cdot \frac{h_{trave}^2}{2} \right) = 1,14 \cdot \left(\frac{5,34^2}{2} + 0,20 \cdot \frac{1,94^2}{2} + 0,20^2 \cdot \frac{1,94^2}{2} \right) = 10,45 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$|V_{car}| = \frac{M_{car.}}{b} = \frac{10,45}{6,00} = 1,74 \text{ kN/m}$$

Campata di estremità

$$M_{car.} = p_{car.} \cdot \left(\frac{h_i^2}{2} + \mu \cdot \frac{h_{trave}^2}{2} + \mu^2 \cdot \frac{h_{trave}^2}{2} \right) = 1,16 \cdot \left(\frac{4,20^2}{2} + 0,20 \cdot \frac{0,80^2}{2} + 0,20^2 \cdot \frac{0,80^2}{2} \right) = 17,06 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$|V_{car}| = \frac{M_{car.}}{b} = \frac{17,06}{6,00} = 2,84 \text{ kN/m}$$

Per ragioni di simmetria le medesime considerazioni valgono considerando il caso di vento spirante nella direzione opposta. Le azioni sopra calcolate vengono applicate, nel modello di calcolo a graticcio, alle travi principali come carico uniformemente distribuito, al fine di determinare le azioni globali (momento flettente, taglio, momento torcente) agenti sulle travi stesse.

Il valore così ottenuto è a favore di sicurezza.

5.6 Effetti della temperatura

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali.

La severità delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura e la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti.

5.6.1 Temperatura dell'aria esterna

La temperatura dell'aria esterna T_{est} può assumere il valore T_{max} o T_{min} definite rispettivamente come temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con riferimento ad un periodo di ritorno di 50 anni.

Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione potrà essere ridotto come di seguito specificato:

- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà $T_R \geq 5$ anni;
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi e un anno, si assumerà $T_R \geq 10$ anni;

In mancanza di adeguate indagini statistiche basate su dati specifici relativi al sito in esame, T_{max} o T_{min} dovranno essere calcolati in base alle espressioni riportate nel seguito, per le varie zone indicate nella Fig. 3.5.1. Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.



Fig. 3.5.1 – Zone della temperatura dell'aria esterna.

Nelle espressioni seguenti, T_{max} o T_{min} sono espressi in °C; l'altitudine di riferimento a_s (espressa in m) è la quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione.

Zona I

Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino-Alto Adige, Veneto, Friuli-Venezia Giulia, Emilia Romagna:

$$T_{\min} = -15 - 4 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.1]$$

$$T_{\max} = 42 - 6 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.2]$$

Zona II

Liguria, Toscana, Umbria, Lazio, Sardegna, Campania, Basilicata:

$$T_{\min} = -8 - 6 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.3]$$

$$T_{\max} = 42 - 2 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.4]$$

Zona III

Marche, Abruzzo, Molise, Puglia:

$$T_{\min} = -8 - 7 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.5]$$

$$T_{\max} = 42 - 0.3 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.6]$$

Zona IV

Calabria, Sicilia:

$$T_{\min} = -2 - 9 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.7]$$

$$T_{\max} = 42 - 2 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.8]$$

Ne consegue che:

$$T_{\min} = -15 - 4 \cdot \frac{a_s}{1000} = -15 - 4 \cdot \frac{40}{1000} = -15,2 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{\max} = 42 - 6 \cdot \frac{a_s}{1000} = 42 - 6 \cdot \frac{40}{1000} = 41,8 \text{ } ^\circ\text{C}$$

5.6.2 Distribuzione della temperatura negli elementi strutturali

Il campo di temperatura sulla sezione di un elemento strutturale monodimensionale con asse longitudinale x può essere in generale descritto mediante:

- la componente uniforme $\Delta T_u = T - T_0$ pari alla differenza tra la temperatura media attuale T e quella iniziale alla data della costruzione T_0 ;
- le componenti variabili con legge lineare secondo gli assi principali y e z della sezione, ΔT_{My} e ΔT_{Mz} .

Nel caso di strutture soggette ad elevati gradienti termici si dovrà tener conto degli effetti indotti dall'andamento non lineare della temperatura all'interno delle sezioni.

La temperatura media attuale T può essere valutata come media tra la temperatura della superficie esterna $T_{\text{sup,est}}$ e quella della superficie interna dell'elemento considerato, $T_{\text{sup,int}}$.

Le temperature della superficie esterna $T_{\text{sup,est}}$ e quella della superficie interna $T_{\text{sup,int}}$ dell'elemento considerato vengono valutate a partire dalla temperatura dell'aria esterna T_{est} e di quella interna T_{int} tenendo conto del trasferimento di calore per irraggiamento e per convezione all'interfaccia aria-costruzione e della eventuale presenza di materiale isolante (vedi Fig. 3.5.2).

In mancanza di determinazioni più precise, la temperatura iniziale può essere assunta $T_0 = 15 \text{ } ^\circ\text{C}$.

Per la valutazione del contributo dell'irraggiamento solare si può fare riferimento alla Tab. 3.5.I.

Tab. 3.5.I - Contributo dell'irraggiamento solare

Stagione	Natura della superficie	Incremento di Temperatura	
		superfici esposte a Nord-Est	superfici esposte a Sud-Ovest od orizzontali
Estate	Superficie riflettente	0 °C	18 °C
	Superficie chiara	2 °C	30 °C
	Superficie scura	4 °C	42 °C
Inverno		0 °C	0 °C

Fissando T_0 a 15.0 °C, dedotto dall'Annesso nazionale dell'Eurocodice, si ottiene l'escursione termica uniforme effettiva subita dall'impalcato:

$$\Delta T_{N \text{ comp}} = -15,2 - 15 = -30,2 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{N \text{ exp}} = 41,8 - 15 = +26,8 \text{ °C}$$

a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a: $\Delta T_N = 57.0 \text{ °C}$.

5.6.3 Variazione termica differenziale trave – soletta

Per quanto riguarda la temperatura variabile sulla sezione si precisa che detta variazione, in generale, può aver andamento lineare tra l'intradosso e l'estradosso della struttura mista (variazione termica lineare ossia gradiente termico lineare) oppure presentare una discontinuità tra soletta e sottostante struttura metallica (variazione termica differenziale trave-soletta).

Nel caso in oggetto viene considerata una variazione termica differenziale trave-soletta di valore pari a 5 °C (azione di breve durata), in accordo a quanto affermato nella normativa EN1991-1-5, Tabella 6.1.

L'effetto di detta variazione termica può essere assimilato a quello prodotto dal ritiro del cls della soletta d'impalcato.

Come per il ritiro, vengono valutati gli effetti primari della variazione termica e gli effetti secondari (dovuti all'iperstaticità della struttura).

Il valore della temperatura media in soletta risulta di norma e per una diffusa casistica di strutture miste acciaio-clc, sempre più "caldo" di quello della temperatura media nella struttura metallica, anche nel caso della differenza termica negativa.

Per quanto sopra esposto, l'effetto della variazione termica differenziale nella sezione mista, si traduce quindi in uno stato coattivo costituito da:

- Una compressione della soletta;
- Una tenso-flessione per l'intera sezione mista in fase 3.

Gli effetti primari della variazione termica vengono valutati con la formula:

$$N_{\Delta T} = \frac{E_s}{n_0} \cdot A_c \cdot \alpha \cdot \Delta T \quad M_{\Delta T} = N_{\Delta T} \cdot e$$

Gli effetti primari vengono calcolati mediante un foglio di calcolo Excel sezione per sezione.

Gli effetti secondari vengono calcolati con il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000 imponendo al modello in fase 3 un opportuno gradiente termico derivante dall'espressione:

$$\text{grad } \Delta T_{eq} = \frac{N_{\Delta T} \cdot e}{E_s \cdot J_3 \cdot \alpha}$$

Dove:

- e distanza baricentro getto soletta – baricentro struttura mista in fase 3;
 E_s modulo elastico acciaio;
 J_3 momento d'inerzia della sezione omogeneizzata in fase 3;
 α coefficiente di dilatazione termica per struttura mista: $\alpha = 1,0 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$;

5.7 Cedimenti differenziali

Essendo il ponte isostatico, i cedimenti differenziali non forniscono contributi in termini di sollecitazioni flettenti e taglianti.

5.8 Effetti dovuti al ritiro

5.8.1 Determinazione dei parametri di ritiro

I parametri relativi alla deformazione assiale per ritiro del calcestruzzo, come indicato dalle NTC 2018 al paragrafo 11.2.10.6, possono essere valutati sulla base delle seguenti indicazioni:

$$A_c = 900 \cdot 18 = 16.200 \text{ cm}^2 \quad \text{Area sezione di conglomerato}$$

$$u = 900 + 2 \cdot 18 = 936,0 \text{ cm} \quad \text{Perimetro a contatto con l'atmosfera}$$

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 16.200}{936,0} = 34,62 \text{ cm} \quad \text{Dimensione fittizia } h_0$$

$$E_c = 22.000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} = 22.000 \cdot \left(\frac{45,35}{10} \right)^{0,3} = 34.625 \text{ MPa} \quad \text{Modulo elastico cls}$$

$$E_s = 210.000 \text{ MPa} \quad \text{Modulo elastico acciaio}$$

5.8.2 Effetti reologici

Tempo ed ambiente

- $t_s = 2 \text{ gg}$ Età del calcestruzzo in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento.
 $t_0 = 28 \text{ gg}$ Età del calcestruzzo in giorni al momento dell'applicazione dei carichi permanenti.
 $t_0 = 2 \text{ gg}$ Età del calcestruzzo in giorni al momento dell'applicazione del ritiro.
 $t = V_N = 100 \text{ anni} = 36.525 \text{ gg}$ Età del calcestruzzo in giorni.
 $RH = 75 \%$ Umidità ambientale relativa, in percentuale.

Modulo elastico al tempo t

Il fenomeno della viscosità ha come effetto l'aumento delle deformazioni nel tempo provocate da un carico mantenuto costante per un lungo periodo. Le deformazioni viscosi si manifestano peraltro senza modificare lo stato di sollecitazione. Il fenomeno della viscosità viene assimilato ad una diminuzione fittizia del modulo elastico del calcestruzzo nel tempo (in realtà le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo migliorano nel tempo per cui il modulo di elasticità inteso come rapporto sollecitazione – deformazione per carico di breve durata aumenta nel tempo). Il modulo elastico passa quindi dal valore iniziale all'istante t_0 di applicazione del carico al valore finale convenzionale al tempo t .

Nell'ipotesi di viscosità lineare cioè di deformazioni viscosi (ε_v) proporzionali a quelle elastiche (ε_{el}), all'istante t si ha:

$$\varepsilon_v = \varphi(t, t_0) \cdot \varepsilon_{el} \quad \varepsilon = \sigma / E_{cm}$$

dove $\varphi(t, t_0)$ rappresenta la funzione di viscosità o coefficiente di viscosità.

Dopo un certo numero di anni (t giorni), alla deformazione elastica ε_{el} (istantanea) subita dal calcestruzzo si somma quella viscosa:

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{el} + \varepsilon_v = \varepsilon_{el} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)]$$

Quindi il modulo elastico convenzionale del calcestruzzo al tempo t vale:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{\sigma}{\varepsilon_{tot}} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{el} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)]} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)}$$

Le norme UNI ENV 1994-2 introducono un coefficiente moltiplicativo (ψ_L) per la funzione di viscosità φ ; detto coefficiente dipende dal tipo di carico applicato. Il modulo elastico del calcestruzzo al tempo t vale:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)}$$

prospetto 4.0

Valori per i moltiplicatori della deformazione viscosa (creep) ψ_L

Carichi permanenti comprendenti la presollecitazione mediante tiranti dopo che la connessione a taglio è diventata efficace.	1,10
Effetti isostatici ed iperstatici dovuti al ritiro ed effetti iperstatici dipendenti dal tempo secondo (5).	0,55
Presollecitazione mediante deformazioni imposte (per esempio sollevamento mediante martinetti in corrispondenza degli appoggi).	1,50

Coefficiente di viscosità al tempo “t”

Il coefficiente di viscosità può essere calcolato con la relazione (UNI EN 1992-1-1 Appendice B):

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

Dove:

φ_0 coefficiente nominale di viscosità e può essere valutato mediante:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

φ_{RH} coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'umidità relativa sul coefficiente nominale di viscosità:

$$\varphi_{RH} = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

Si considera:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

RH è l'umidità ambientale relativa, in percentuale;

$\alpha_{1/2}$ sono coefficienti atti a prendere in conto l'influenza della resistenza del calcestruzzo:

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7} = \left(\frac{35}{45,35} \right)^{0,7} = 0,83$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} = \left(\frac{35}{45,35} \right)^{0,2} = 0,95$$

$\beta(f_{cm})$ è un coefficiente che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo sul coefficiente nominale di viscosità:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{45,35}} = 2,49$$

f_{cm} è la resistenza media a compressione del calcestruzzo a 28 gg

$\beta(t_0)$ è un coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'età del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico sul coefficiente nominale di viscosità;

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

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + 2^{0,2}} = 0,80 \quad \text{ritiro}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + 28^{0,2}} = 0,49 \quad \text{permanenti e deformazioni imposte}$$

$\beta_c(t, t_0)$ coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo l'applicazione del carico;

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

t età del calcestruzzo, in giorni, al momento considerato

t_0 età del calcestruzzo, in giorni, al momento dell'applicazione del carico (per cementi con resistenza iniziale ordinaria – cementi di classe N)

β_H coefficiente dipendente dall'umidità relativa (RH in %) e dalla dimensione fittizia dell'elemento (h_0 in millimetri).

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \leq 1.500 \quad \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1.500 \cdot \alpha_3 \quad \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

α_3 coefficiente atto a prendere in conto l'influenza della resistenza del calcestruzzo:

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5} = \left(\frac{35}{45,35} \right)^{0,5} = 0,88$$

Il coefficiente di viscosità vale quindi:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 2,46 \quad \text{ritiro}$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 1,501 \quad \text{permanenti e deformazioni imposte}$$

Considerando un tempo t a vantaggio di sicurezza pari a $t = V_N = 100$ anni ed i valori del coefficiente di viscosità calcolati al paragrafo seguente si ottiene:

Ritiro:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)} = \frac{34.625}{1 + (0,55 \cdot 2,444)} = 14.770 \text{ MPa}$$

Permanenti:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)} = \frac{34.625}{1 + (1,10 \cdot 1,491)} = 13.117 \text{ MPa}$$

Cedimenti:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)} = \frac{34.625}{1 + (1,50 \cdot 1,491)} = 10.700 \text{ MPa}$$

Coefficienti di omogeneizzazione

Il coefficiente di omogeneizzazione è definito come il rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio strutturale (E_s) e quello del calcestruzzo.

Per azioni accidentali di breve durata si ha:

$$n_0 = \frac{E_s}{E_{cm}(t, t_0)} = \frac{210.000}{34.625} = 6,06$$

Per le azioni da ritiro si ha:

$$n_{2b} = \frac{E_s}{E_{cm}(t, t_0)} = \frac{210.000}{14.770} = 14,22$$

Per azioni permanenti si ha:

$$n_{2a} = \frac{E_s}{E_{cm}(t, t_0)} = \frac{210.000}{13.117} = 16,01$$

Per azioni dovute ai cedimenti si ha:

$$n_{2a} = \frac{E_s}{E_{cm}(t, t_0)} = \frac{210.000}{10.700} = 19,63$$

5.8.3 Calcolo della deformazione totale per ritiro

Considerando un'umidità relativa del 75% ed un valore di f_{ck} pari a 37,35 N/mm², interpolando linearmente i valori della tabella 11.2.Va fornita dalle NTC 2018 e inserita in seguito, si ottiene:

Tab. 11.2.Va – Valori di ε_{c0}

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

Tab. 11.2.Vb – Valori di k_h

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

$$\varepsilon_{c0} = -0,02846 \%$$

Dalla tabella 11.2.Vb si ottiene il valore del coefficiente k_h avendo come dato di input $h_0 = r = 346,15$ mm:

$$k_h = 0,738$$

La deformazione a tempo infinito per ritiro da essiccamento vale quindi:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0,70 \cdot (-0,02846 \%) = -0,02102 \%$$

Lo sviluppo nel tempo può essere valutato moltiplicando il valore della deformazione per il coefficiente seguente, derivante dall'espressione 11.2.9 delle NTC 2018:

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \frac{(t - t_s)}{[(t - t_s) + 0,04 \cdot h_0^{3/2}]}$$

Prudenzialmente si assume un'età del calcestruzzo t tendente ad infinito, che implica un coefficiente di sviluppo della deformazione unitario. La deformazione per ritiro da essiccamento risulta quindi:

$$\varepsilon_{cd} = \beta_{ds}(t - t_s) \cdot \varepsilon_{cd,\infty} = 1,00 \cdot (-0,02102 \%) = -0,02102 \%$$

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno è valutato tramite l'espressione 11.2.10 delle NTC 2018:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^6 = -2,5 \cdot (37,35 - 10) \cdot 10^6 = -0,000068$$

La deformazione totale da ritiro è data dalla somma di deformazione per ritiro da essiccamento e deformazione per ritiro autogeno:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = -0,0002102 - 0,000068 = -0,00027855 = -0,027855 \%$$

I risultati sono visibili nella tabella riportata di seguito.

Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po

Verifica statica

TIPOLOGIA DI CLS

Resistenza cubica CLS - R_{ck} (N/mm ²)	45,00
Resistenza cilindrica CLS - f_{ck} (N/mm ²)	37,35
Resistenza cilindrica media - f_{cm} (N/mm ²)	45,35
Modulo elastico CLS - E_c (N/mm ²)	34.625
Modulo elastico Acciaio - E_s (N/mm ²)	210.000

GEOMETRIA SOLETTA IN CLS

Larghezza della soletta (cm)	900
Altezza della soletta (cm)	18,0
Area della sezione di CLS - A (cm ²)	16.200,00
Perimetro esposto della sezione di CLS - u (cm)	936,00
$h_0 = 2A / u$ (cm)	34,62

EFFETTI REOLOGICI

Coefficienti che influenzano la resistenza del CLS	α_1	0,83
	α_2	0,95
	α_3	0,88
Età del CLS al momento dell'applicazione del ritiro (gg)		2
Età del CLS al momento dell'applicazione dei carichi di fase 2 (gg)		28
Coefficienti che tengono conto dell'età del CLS nel momento di applicazione del carico	β (t ₀) - Ritiro	0,80
	β (t ₀) - Carichi Fase 2	0,49
Umidità relativa (%)		75%
Coefficiente β_H		816,78
Coefficiente β (f _{cm})		2,49
Vita nominale V _N (anni)		100
Coefficienti che descrivono l'evoluzione della viscosità dopo l'applicazione del carico	β_c (t, t ₀) - Ritiro	0,993
	β_c (t, t ₀) - Carichi Fase 2	0,993
Coefficiente φ_{RH}		1,232
Coefficienti nominali di viscosità	φ_0 - Ritiro	2,460
	φ_0 - Carichi Fase 2	1,501
COEFFICIENTI DI VISCOSITA'	φ (t, t ₀) - Ritiro	2,444
	φ_0 (t, t ₀) - Carichi Fase 2	1,491

MODULI ELASTICI CONVENZIONALI AL TEMPO t

E _{cm} (t, t ₀)	Ritiro (N/mm ²)	14.770
	Permanenti (N/mm ²)	13.117
	Cedimenti diff. (N/mm ²)	10.700

COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE

COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE	n Fase 2a - Permanenti	16,01
	n Fase 2b - Ritiro	14,22
	n Fase 2c - Cedimenti	19,63
	n Fase 3 - Accidentali	6,06

CALCOLO DI ε_{cs}

Tab. 11.2.Va – Valori di ε_{c0}

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

Tab. 11.2.Vb – Valori di k_h

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

ε_{c0}	-0,0002846
k_H	0,738
Deformazione a tempo infinito per ritiro da essiccamento - $\varepsilon_{cd, \infty}$	-0,0002102
Valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno - $\varepsilon_{ca, \infty}$	-0,000068

Deformazione totale per ritiro - $\varepsilon_{cs} \%$	-0,027855
--	-----------

5.8.4 Effetti secondari del ritiro

Gli effetti secondari del ritiro vengono assimilati ad una deformazione termica equivalente, calcolata secondo le formule seguenti; i risultati sono stati riportati in precedenza nelle caratteristiche geometriche delle sezioni resistenti:

$\alpha=0,00001$ coefficiente di dilatazione lineare dell'acciaio;

$\chi = \frac{N_r \cdot (H - y)}{E \cdot J}$ distorsione angolare;

$\frac{\Delta t}{h} = \frac{\chi}{\alpha}$ deformazione termica per unità di lunghezza.

6. SCHEMI DI CALCOLO E MODELLAZIONE

In questo capitolo vengono analizzati i criteri di verifica di sicurezza nei confronti delle azioni descritte nel capitolo precedente e l'applicazione di esse ai modelli strutturali.

6.1 Sicurezza e calcolo delle prestazioni attese

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle norme NTC 2018.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, secondo quanto stabilito nelle NTC 2018, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- robustezza nei confronti di azioni eccezionali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

6.1.1 Stati limite ultimi (SLU)

I principali Stati Limite Ultimi sono elencati nel seguito:

- perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- spostamenti o deformazioni eccessive;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- rottura di membrane e collegamenti per fatica;
- rottura di membrane e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- instabilità di parti della struttura o del suo insieme

6.1.2 Stati limite di esercizio (SLE)

I principali Stati Limite di Esercizio, di cui al § 5.1, sono elencati nel seguito:

- danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione.

6.2 Valutazione della sicurezza

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati. Nel seguito sono normati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello. Per opere di particolare importanza si possono adottare metodi di livello superiore, tratti da documentazione tecnica di comprovata validità.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

6.3 Combinazione dei carichi

Si applicano le combinazioni di carico previste dalla NTC 2018. Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV. A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi 1, 2a e 2b.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

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

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

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_P=1$.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po
Verifica statica

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

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

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

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

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

Sono state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi distinguendo lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali.

6.3.1 Combinazioni SLU e in esercizio

In accordo al § 2.5.3 delle NTC 2018, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

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

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

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

6.4 Modelli strutturali

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato attraverso il codice ad elementi finiti “SAP2000NL”; l'intera struttura è stata discretizzata in elementi “beam” costituenti il graticcio di travi.

L'analisi delle sollecitazioni è stata svolta in più fasi distinte.

- 1 Analisi delle sollecitazioni per peso proprio acciaio; nel graticcio di travi si è considerata l'inerzia delle sole travi longitudinali e trasversi.
- 2 Analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi permanenti e peso proprio soletta; nel graticcio di travi si è considerato il contributo dell'inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=16,01$.
- 3 Analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi accidentali (mezzi, folla, vento); nel graticcio di travi è stato considerato il contributo dell'inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=6,06$.
- 3f Analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi accidentali per fatica; nel graticcio di travi è stato considerato il contributo dell'inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=6,06$.
- Sis Analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi sismici; nel graticcio di travi è stato considerato il contributo dell'inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=6,24$. L'analisi modale è stata effettuata con riferimento alle tre direzioni principali, con gli assi X e Y coincidenti rispettivamente con la direzione longitudinale e trasversale degli impalcati, a l'asse Z coincidente con la direzione verticale. Le combinazioni modali sono state eseguite con la regola CQC.

Di seguito si evidenzia la modellazione utilizzata.



Figura 25 – Impalcato con numerazione frame

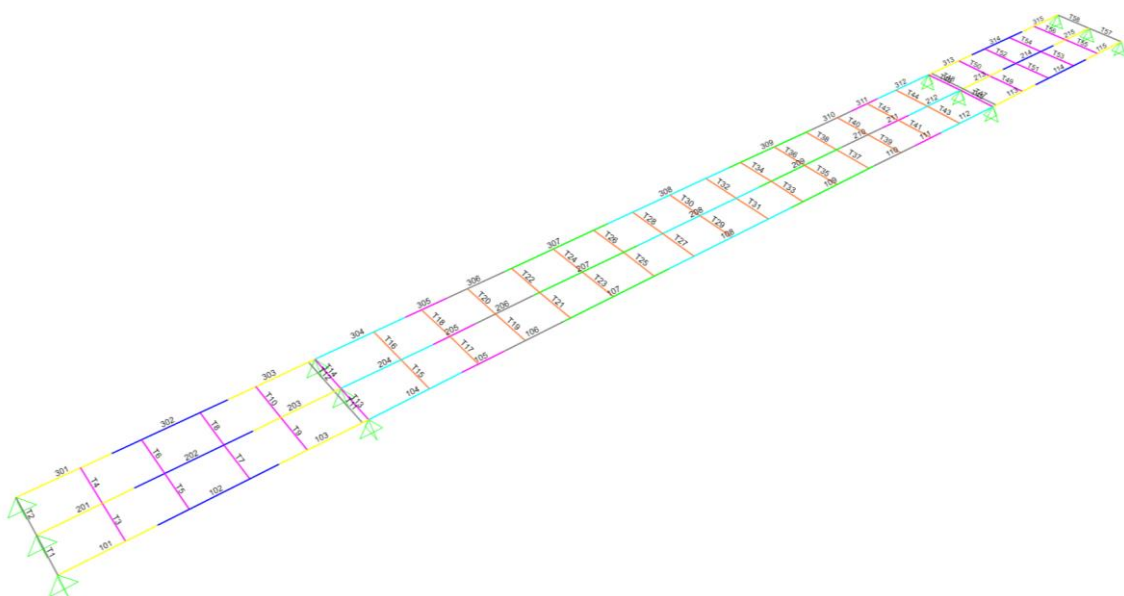


Figura 26 – Impalcato vista 3d – Modellazione statica

7. ANALISI DEGLI ELEMENTI

7.1 Sollecitazioni travi in [kN], [m]

7.1.1 Acciaio

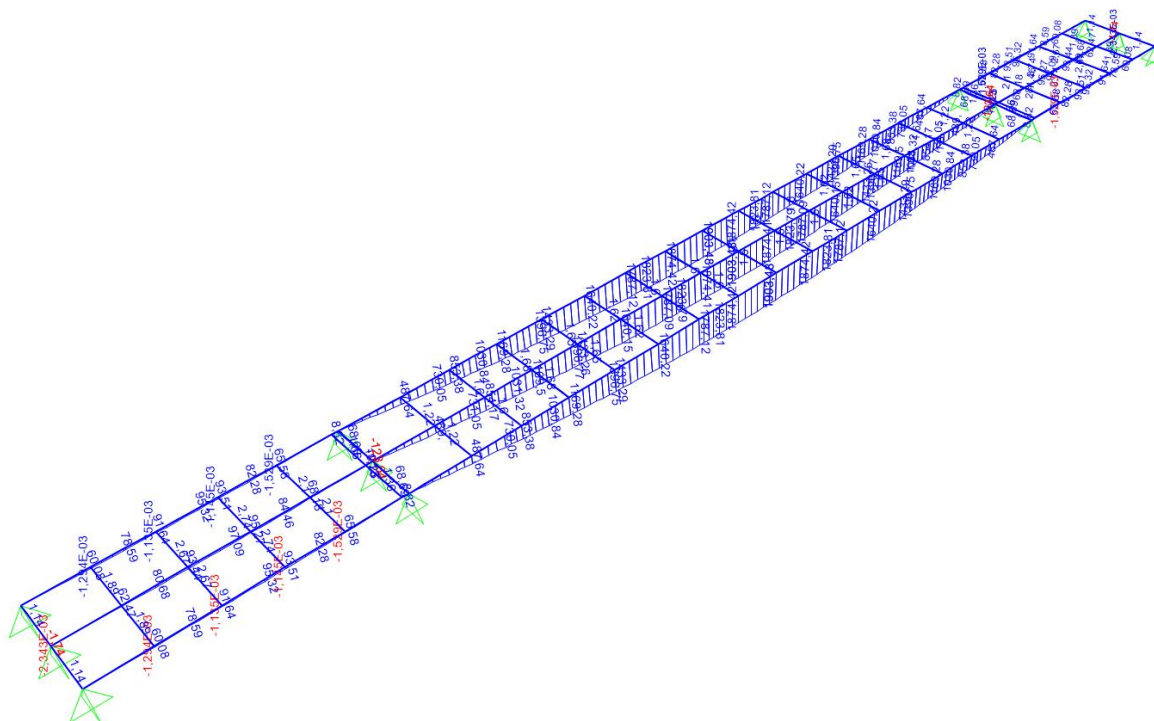


Figura 27 – Momento flettente sulle travi per peso proprio acciaio vista 3D

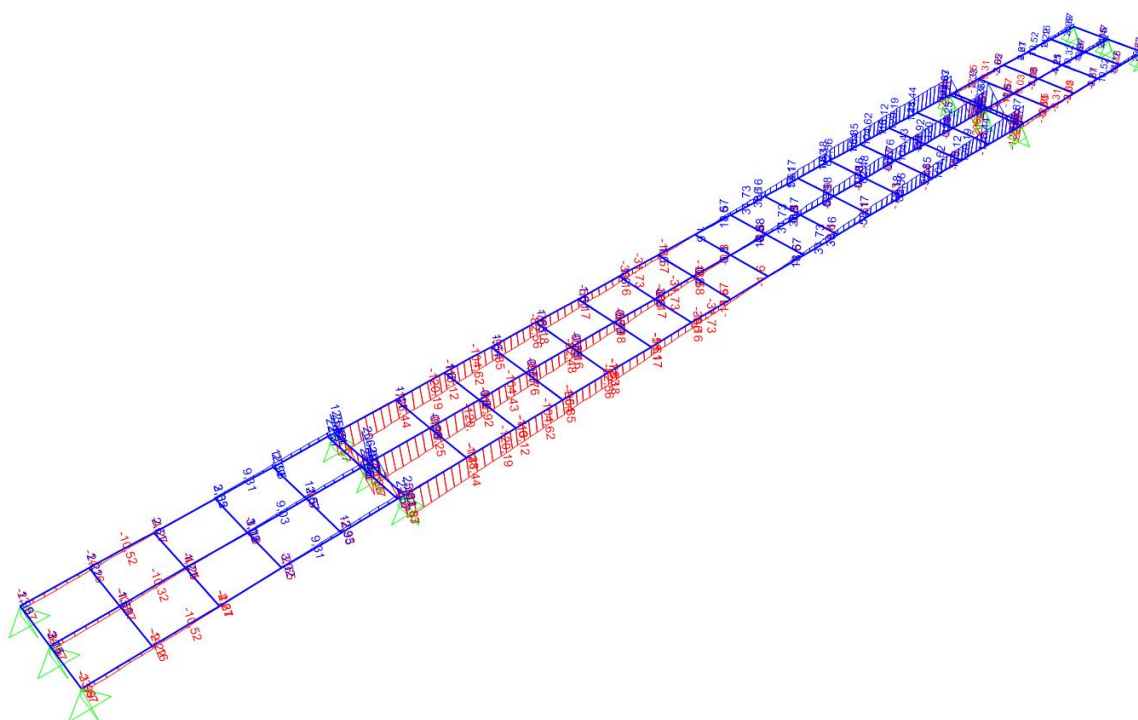


Figura 28 – Taglio sulle travi per peso proprio acciaio vista 3D

7.1.2 Soletta

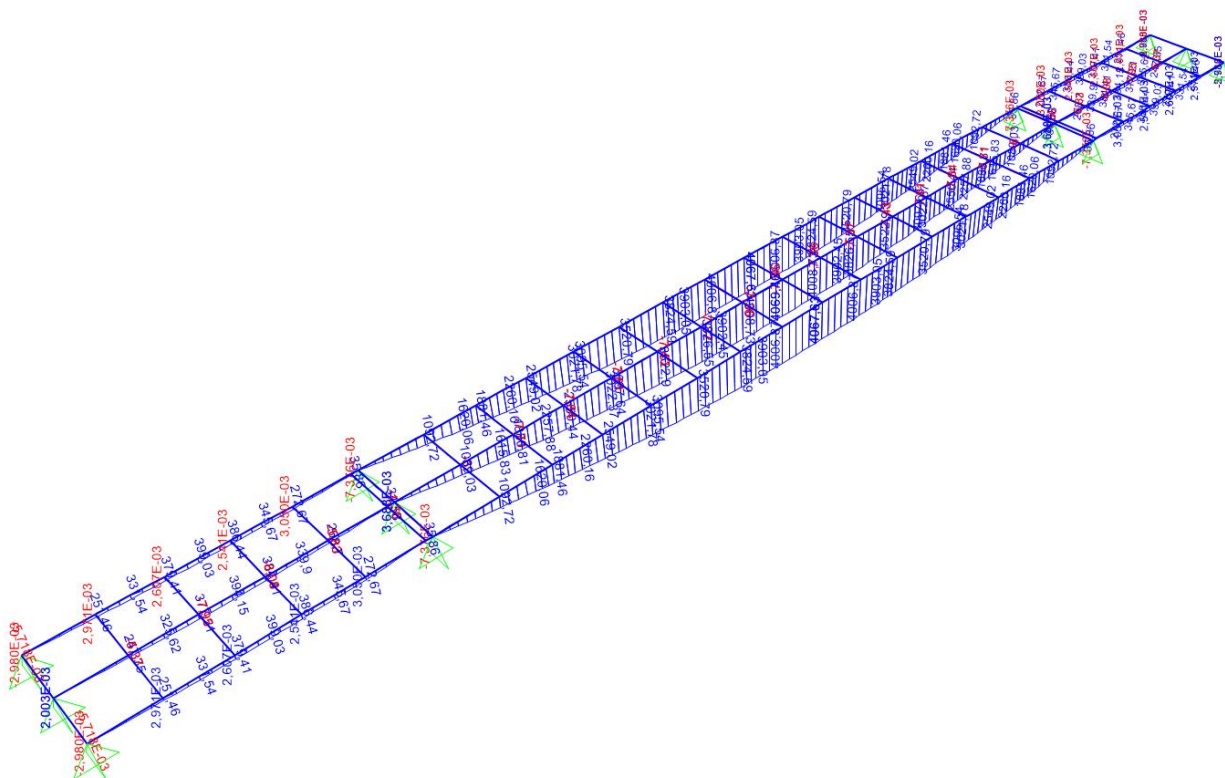


Figura 29 – Momento flettente sulle travi per peso soletta vista 3D

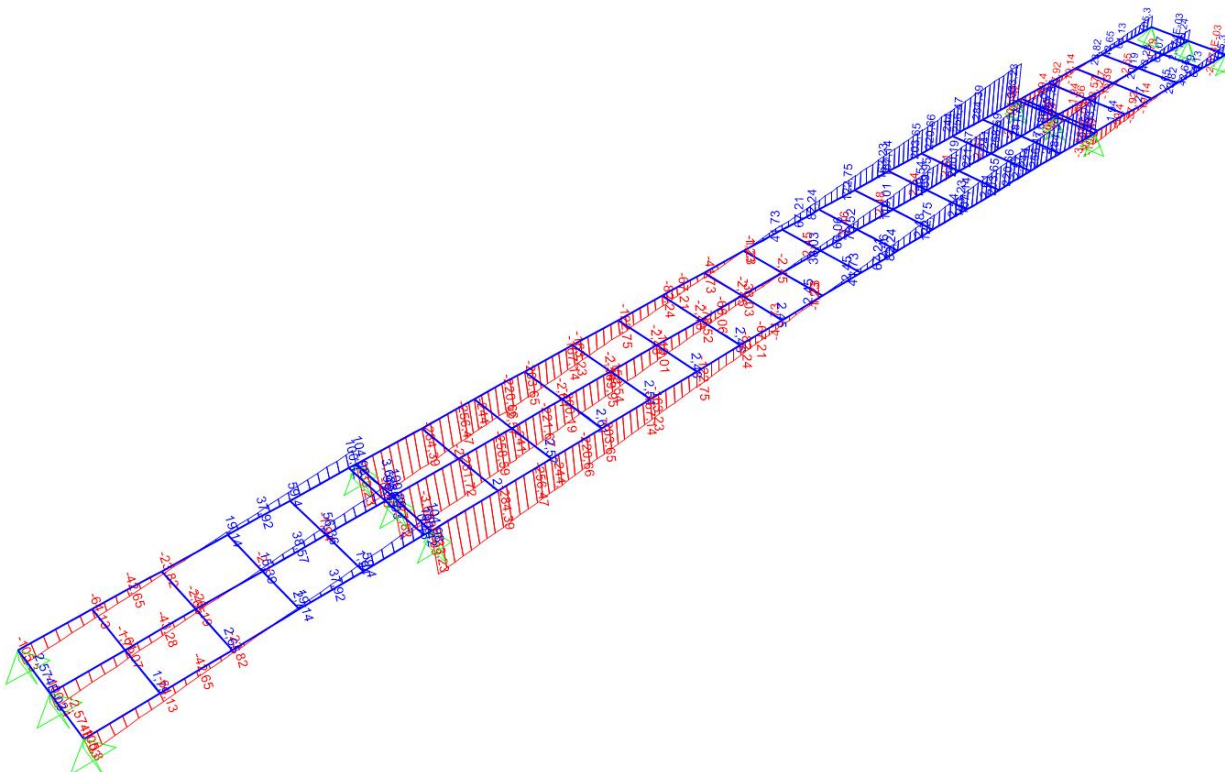


Figura 30 – Taglio sulle travi per peso soletta vista 3D

7.1.3 Permanenti

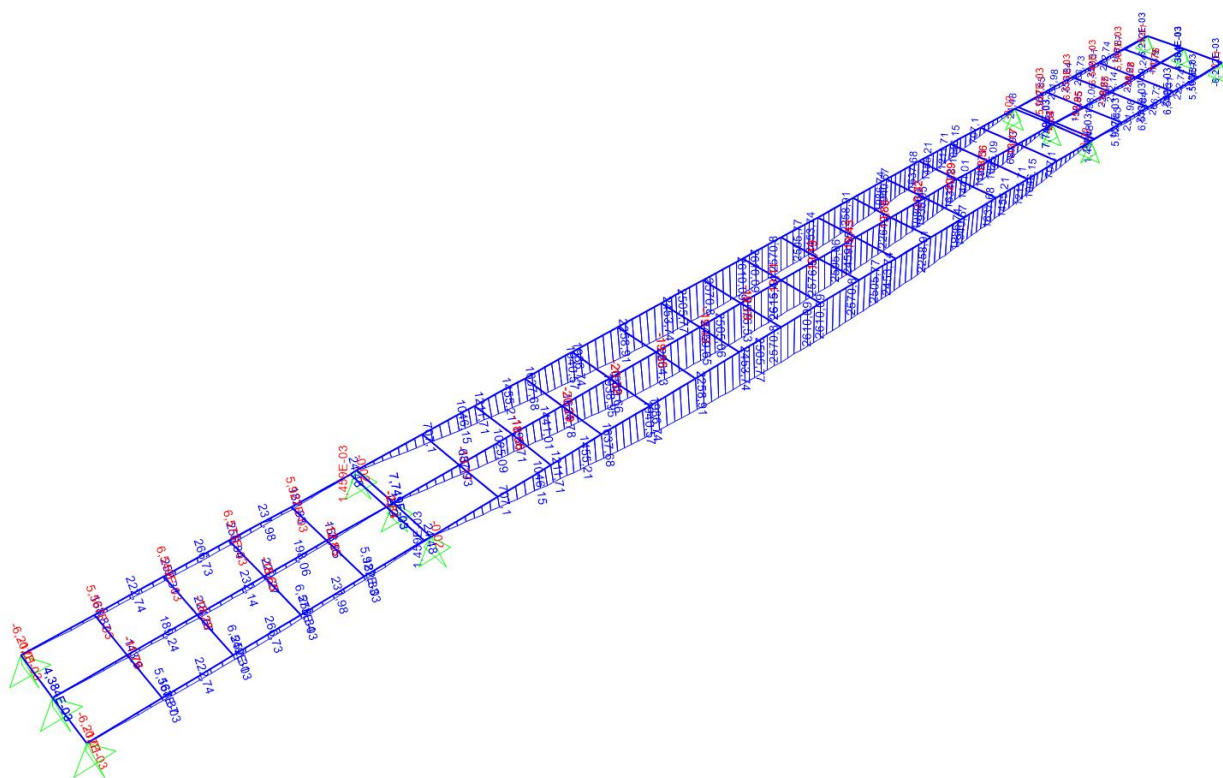


Figura 31 – Momento flettente sulle travi per carichi permanenti vista 3D

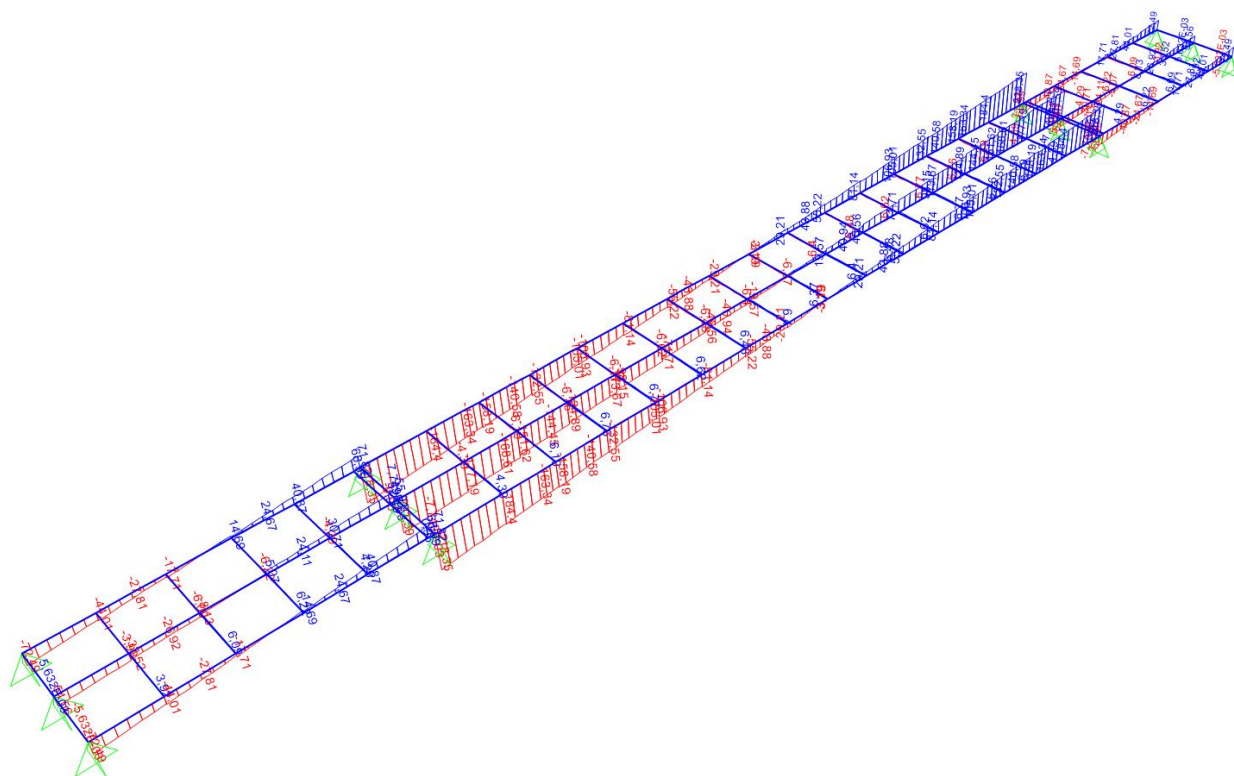


Figura 32 – Taglio sulle travi per carichi permanenti vista 3D

7.1.4 Accidentali mezzi

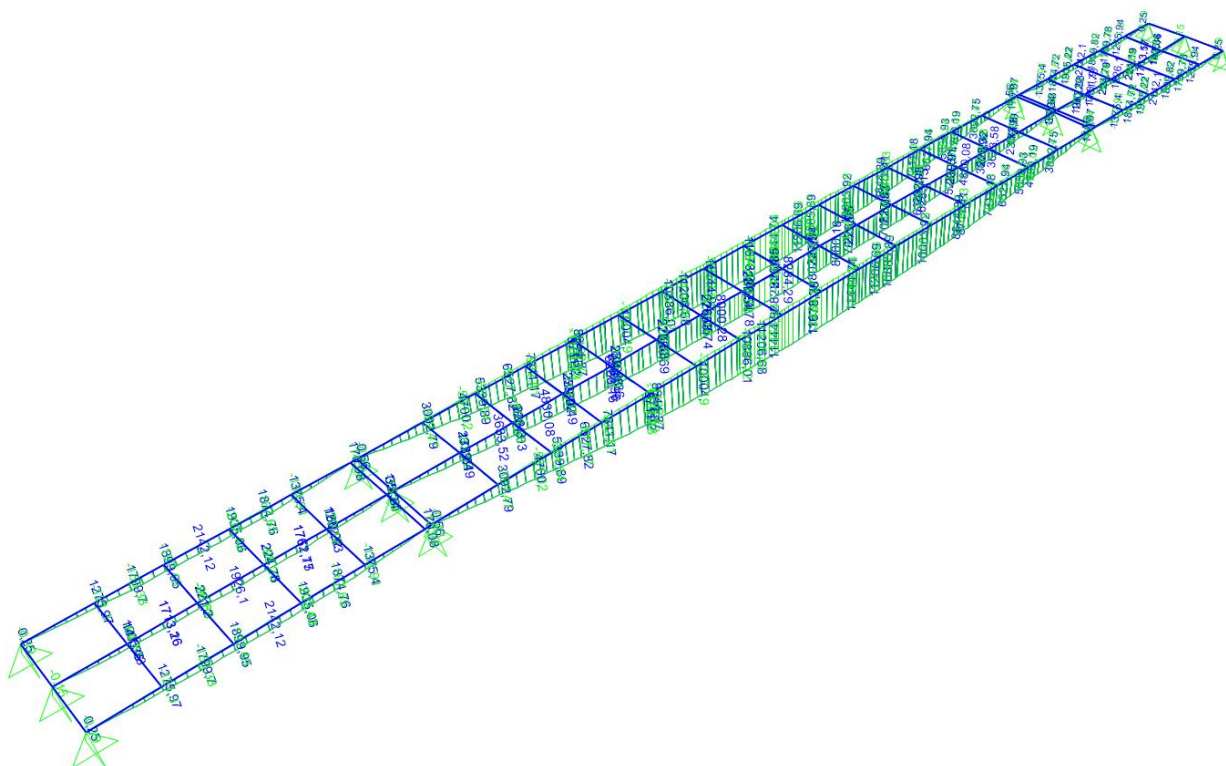


Figura 33 – Momento flettente sulle travi per carichi accidentali mezzi vista 3d

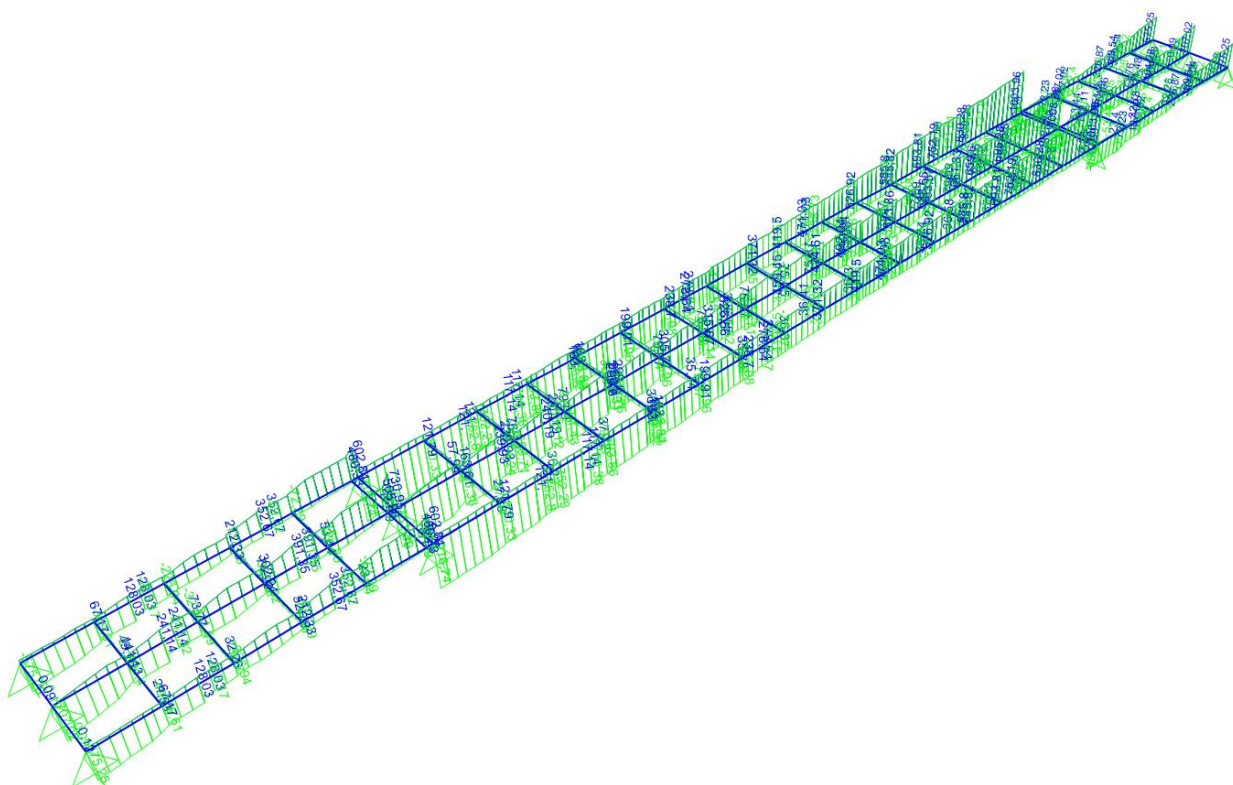


Figura 34 – Taglio sulle travi per carichi accidentali mezzi vista 3d

7.1.5 Accidentali folla

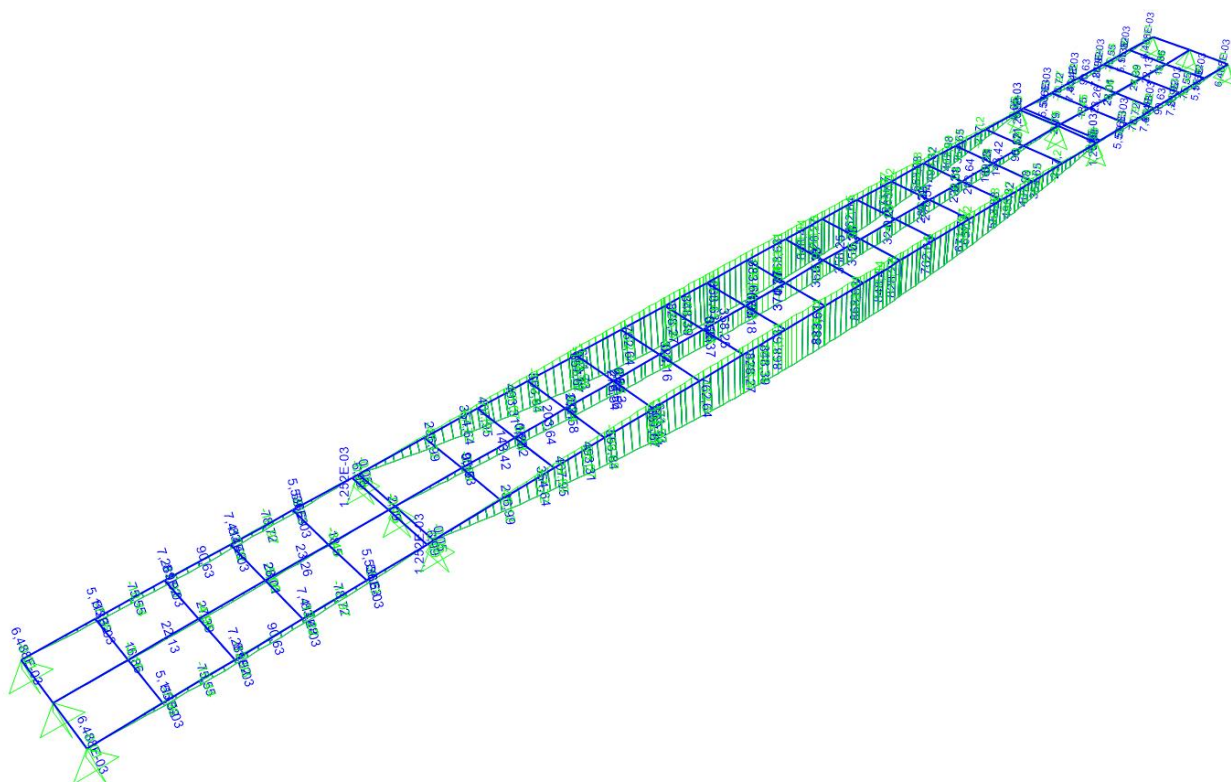


Figura 35 – Momento flettente sulle travi per carichi accidentali folla vista 3d

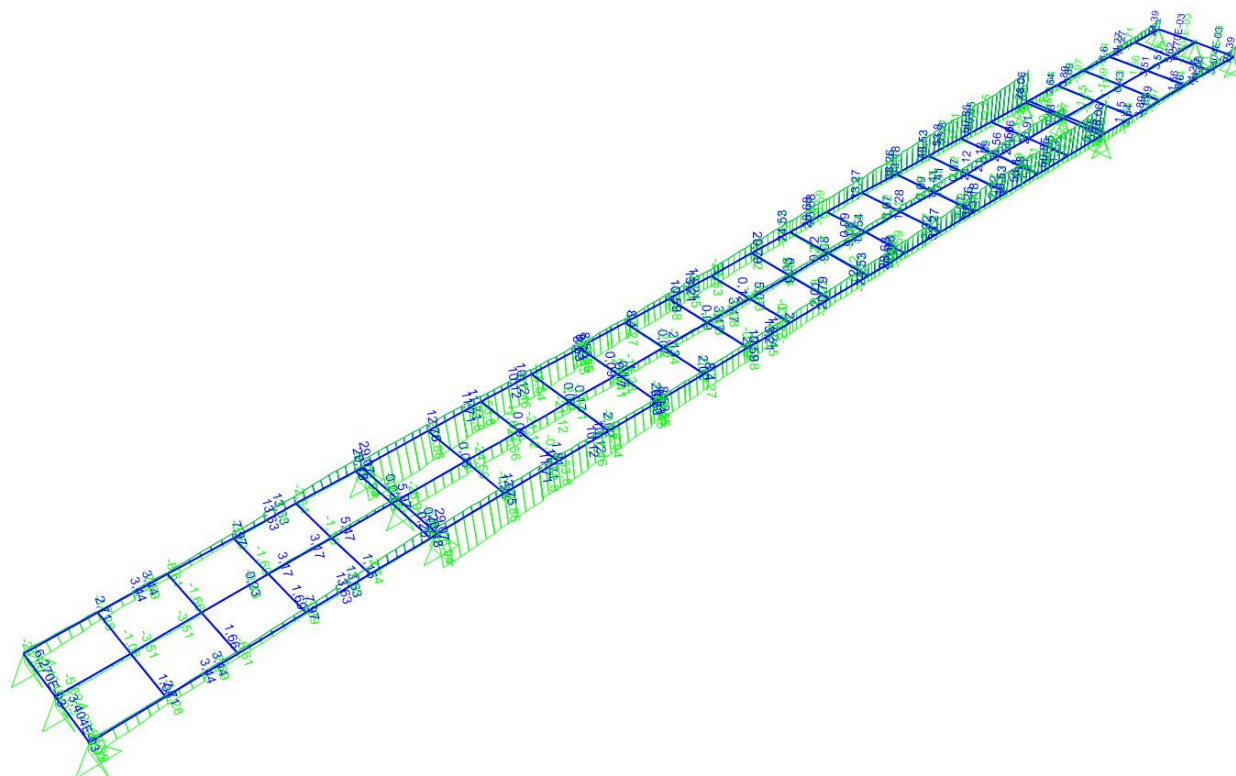


Figura 36 – Taglio sulle travi per carichi accidentali folla vista 3d

7.1.6 Vento

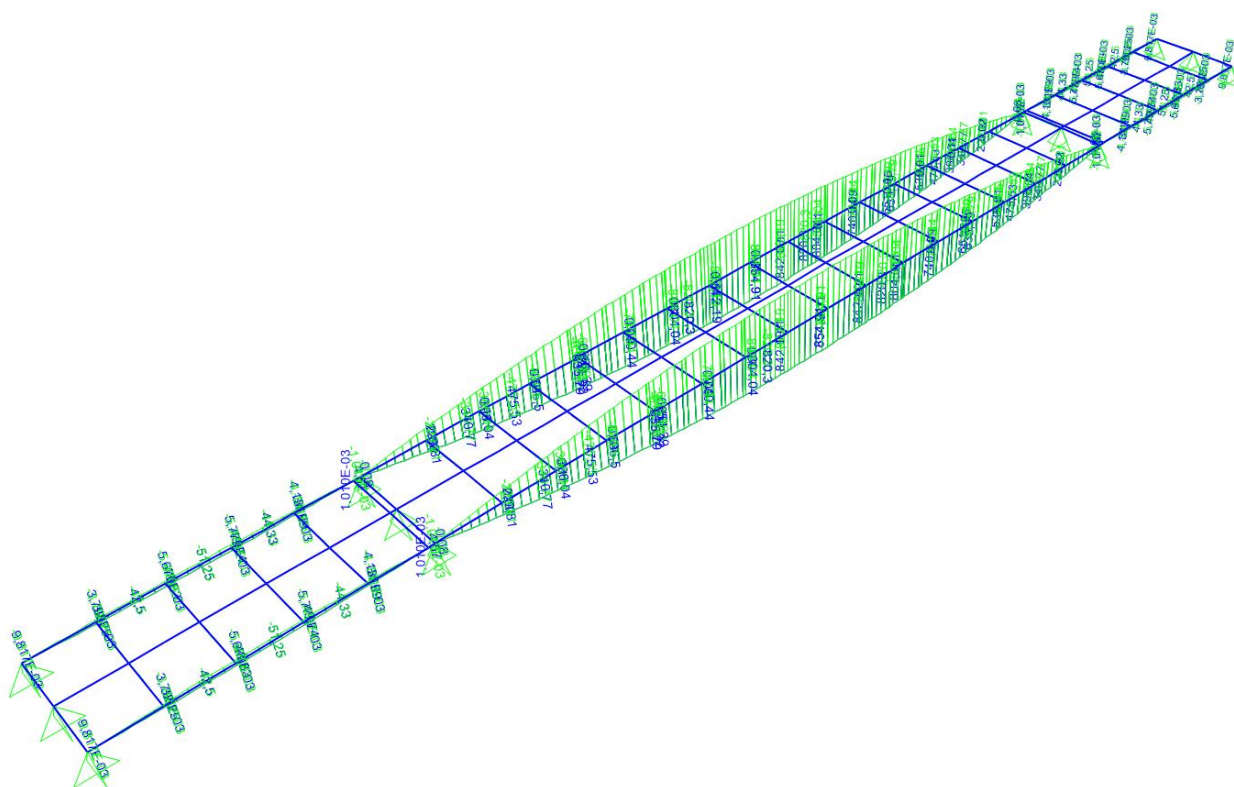


Figura 37 – Momento flettente sulle travi per carichi vento vista 3d

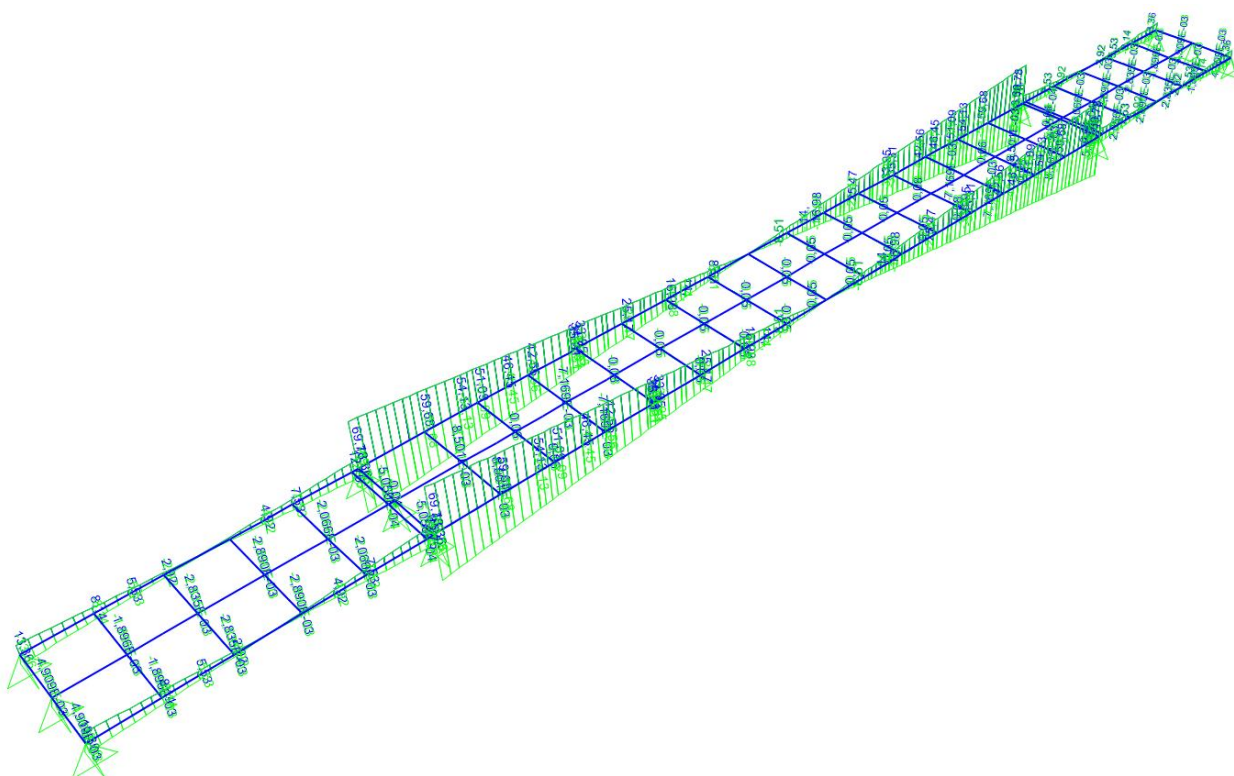


Figura 38 – Taglio sulle travi per carichi vento vista 3d

7.2 Verifiche travi

7.2.1 Travi principali

Le travi d'impalcato hanno la funzione statica di supportare la piattaforma stradale, sostenendo la soletta in C.A. cui sono connessi mediante connettori a taglio tipo Nelson.

Classificazione della sezione

Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale C_ϕ definita come:

$$C_\phi = \phi_x / \phi_y - 1 \quad [4.2.0]$$

essendo ϕ_x e ϕ_y le rotazioni corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento.

classe 1 se la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al § 4.2.3.2 senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\phi \geq 3$;

classe 2 se la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\phi \geq 1,5$;

classe 3 se nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico;

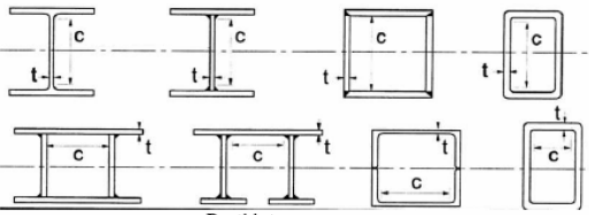
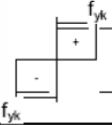
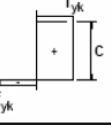
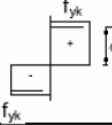
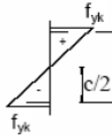
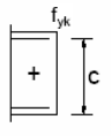
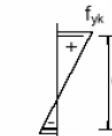
classe 4 se, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una *sezione efficace*.

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

Per i casi più comuni delle forme delle sezioni e delle modalità di sollecitazione, le seguenti Tabelle 4.2.III, 4.2.IV e 4.2.V forniscono indicazioni per la classificazione delle sezioni.

La classe di una sezione composta corrisponde al valore di classe più alto tra quelli dei suoi elementi componenti.

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

						
Parti interne compresse						
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
ϵ	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_y > f_{yk}/E$

La definizione delle classi è fornita dalla NTC 2018 e nel caso di una sezione composta, la classificazione è in funzione della classe più sfavorevole relativa alle varie parti che la compongono (piattabanda superiore, inferiore e pannello d'anima).

Questa classificazione delle sezioni trasversali dipende dalla proporzione di ciascuno dei suoi elementi compressi quindi dai rapporti geometrici tra la larghezza e lo spessore per tutti gli elementi costituenti i conci di acciaio degli impalcati si ricava il coefficiente adimensionale che consentirà di stabilire la classe di appartenenza dei vari elementi.

I rapporti di snellezza delle varie lamiere che compongono la sezione trasversale vengono confrontati con i valori limite suggeriti nelle tabelle tab. 4.2.I e tab. 4.2.II.

Quando la sezione composta è di classe 4, si può ricorrere all'analisi elastica, utilizzando però una geometria efficace, calcolata secondo le prescrizioni riportate nel capitolo 4 delle N.T.C.

Il metodo di classificazione proposto dipende dal rapporto tra la larghezza e lo spessore delle parti della sezione soggette a compressione, per cui nel procedimento di classificazione devono essere considerate tutte quelle parti completamente o parzialmente compresse.

Al fine di calcolare le sezioni ridotte, la procedura di verifica è la seguente:

- a) Si determina la distribuzione di tensione sulla sezione supposta interamente reagente;
- b) Da questa distribuzione si determina la riduzione dell'area per ogni singola lastra che compone la sezione;
- c) Si determina la distribuzione di tensione sulla sezione basandosi sulle proprietà inerziali della sezione ridotta;

Qualora la distribuzione ottenuta in c) sia notevolmente diversa da quella ottenuta in a), si ripetono i punti b) e c) fino ad avere convergenza dei risultati, altrimenti la distribuzione è corretta.

In questo modo non c'è un limite tensionale legato all'instabilità locale della piastra; tale effetto è tenuto in conto considerando solo le porzioni efficaci di tutti i sotto elementi e degli irrigiditori che compongono la piastra.

Per un carico assegnato, le riserve di resistenza post-critiche dipendono fortemente dalle proporzioni della lastra e dal grado di ortotropia (in presenza di irrigiditori). Deve quindi farsi attenzione a entrambi questi fattori, tenendo in conto di adeguate riduzioni relative alle due situazioni limite: il comportamento a piastra, in cui le riserve post-critiche sono più ampie, e il comportamento a colonna, per cui il fenomeno di imbozzamento conduce a un collasso di tipo fragile.

Questo metodo di calcolo procede per componenti: ogni componente dello sforzo viene verificata individualmente e solo in una fase successiva si verifica se c'è interazione. Per questo motivo si presentano separatamente il comportamento a flessione e il comportamento a taglio della sezione.

Si riporta di seguito come viene condotto il calcolo con il metodo delle sezioni ridotte. Quanto riportato è ricavato da EC3-1-5 parti 4, 5, 7.

Comportamento a flessione - Pannelli privi di irrigiditori longitudinali

Si determina il parametro ψ come rapporto tra la massima tensione di trazione (o la minima di compressione) e la massima tensione di compressione. Tale parametro non può quindi assumere valori superiori ad 1 (caso limite di compressione pura).

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \leq 1$$

Sulla base del coefficiente Ψ si determinano le porzioni di area collaborante, lorda o efficace a seconda della situazione cui si fa riferimento. Per ogni sottopannello è possibile determinare il coefficiente di instabilità k_σ , mediante una formulazione semplificata dipendente dal valore di Ψ . I valori di k_σ sono diversi a seconda che il pannello sia vincolato su entrambi i bordi o solo su uno.

La verifica di stabilità dei pannelli compressi non irrigiditi si conduce considerando la sezione efficace del pannello.

L'area della sezione efficace è definita come $A_{eff.} = \rho \cdot A_c$ dove ρ è il coefficiente di riduzione che tiene conto dell'instabilità della lastra e A_c è l'area lorda della sezione del pannello.

Il coefficiente ρ è dato da:

Per elementi interni:

$$\begin{aligned} \rho &= 1 & \text{se} \quad \lambda_p &\leq 0,673 \\ \rho &= \frac{\lambda_p - 0,055 \cdot (3 + \Psi)}{\lambda_p^2} \geq \frac{1}{\lambda_p} & \text{se} \quad \lambda_p &> 0,673 \end{aligned}$$

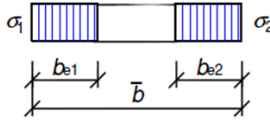
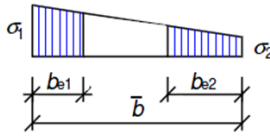
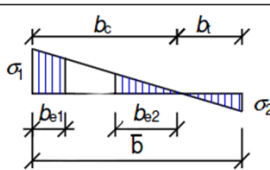
Per elementi esterni:

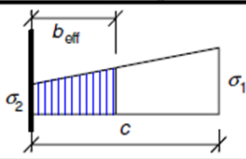
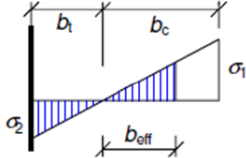
$$\begin{aligned} \rho &= 1 & \text{se} \quad \lambda_p &\leq 0,748 \\ \rho &= \frac{\lambda_p - 0,188}{\lambda_p^2} \geq \frac{1}{\lambda_p} & \text{se} \quad \lambda_p &> 0,748 \end{aligned}$$

la snellezza relativa del pannello λ_p è:
$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,p}}} = \frac{b/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$$

dove il coefficiente per l'instabilità per compressione k_σ dipendente da Ψ e dalle condizioni di vincolo, è dato nella circolare alla NTC 2008 nella tabella C.4.2.VIII per i pannelli con entrambi i bordi longitudinali irrigiditi e nella tabella C.4.2.VIII per i pannelli con un solo bordo irrigidito, e b è la larghezza del pannello.

La definizione dei coefficienti k_σ e Ψ si basa sul valore delle tensioni estreme σ_1 e σ_2 per cui, essendo il valore di tali tensioni dipendente dalla sezione efficace considerata, il calcolo di Ψ e la determinazione della geometria della sezione efficace necessitano di una procedura iterativa, in cui si considera una geometria inizialmente coincidente con la sezione lorda del pannello.

Stress distribution (compression positive)				Effective ^p width b_{eff}		
				$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5-\psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1-\psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Buckling factor k_σ	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Stress distribution (compression positive)				Effective ^p width b_{eff}	
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$	
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1-\psi)$	
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
Buckling factor k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	

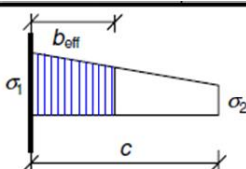
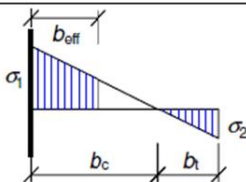
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$	
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1-\psi)$	
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Buckling factor k_σ	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

Figura 39 – Distribuzione larghezze efficaci e coefficiente di instabilità per elementi interni ed esterni

Comportamento a flessione - Pannelli con irrigiditori longitudinali

Nel calcolo dei pannelli con irrigiditori longitudinali si deve tener conto delle aree efficaci delle zone compresse, considerando l'instabilità globale del pannello irrigidito e l'instabilità locale di ciascun sottopannello e le riduzioni per effetto del trascinamento da taglio, se significative. Per le zone tese le aree efficaci si assumono uguali a quelle lorde, con le eventuali riduzioni per effetto del trascinamento da taglio.

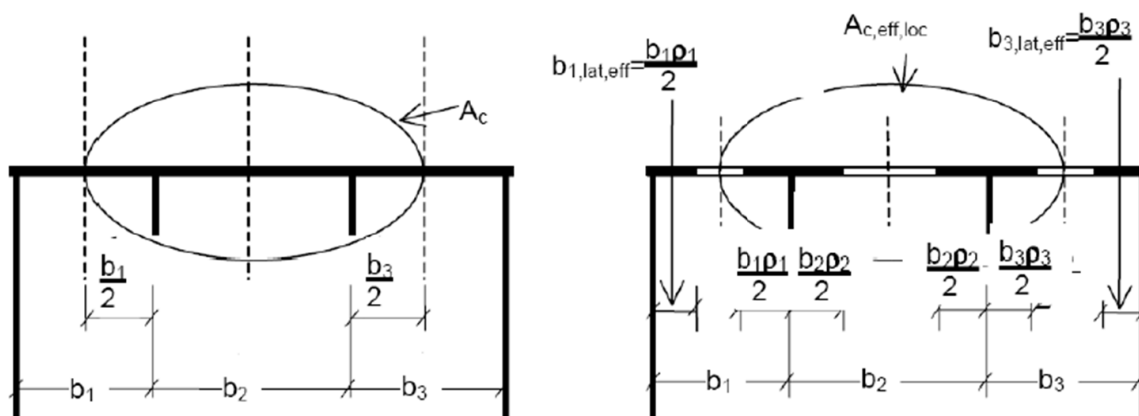
Per tener conto dell'instabilità locale l'area effettiva di ciascun sottopannello deve essere valutata considerando il coefficiente di riduzione indicato nel seguito.

Il pannello irrigidito deve essere verificato per l'instabilità globale: il calcolo deve essere effettuato considerando le aree efficaci degli irrigiditori e modellando il pannello come una piastra ortotropa equivalente, in modo da determinare il coefficiente di riduzione ρ_c per l'instabilità globale.

Indicati con $A_{sl,eff}$ la somma delle aree efficaci di tutti gli irrigiditori longitudinali che sono nella zona compressa e con ρ_{loc} il coefficiente di riduzione della larghezza $b_{c,loc}$ della parte compressa di ogni sottopannello, valutati come indicato nel seguito, e detto t lo spessore del sottopannello, l'area efficace $A_{c,eff,loc}$ degli irrigiditori e dei sottopannelli che sono in zona compressa è data da:

$$A_{c,eff,loc} = A_{sl,eff} + \sum_c \rho_{loc} \cdot b_{c,loc} \cdot t$$

Essendo la sommatoria estesa a tutta la zona compressa del pannello irrigidito, ad eccezione delle parti, di larghezza $b_{lat,eff}$ vincolati a lastre adiacenti.



L'area efficace della parte compressa del pannello nervato è quindi data da:

$$A_{c,eff} = \rho_c \cdot A_{sl,eff,loc} + \sum_c b_{c,lat,eff} \cdot t$$

Il coefficiente di riduzione ρ_c per l'instabilità globale può essere determinato come:

$$\rho_c = \xi \cdot (\rho - \chi_c) \cdot (2 - \xi) + \chi_c$$

Dove:

χ_c coefficiente di riduzione per l'instabilità di colonna;

ρ coefficiente di riduzione per l'instabilità di lastra;

$$0 \leq \xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 \leq 1 \quad \text{essendo } \sigma_{cr,c} \text{ e } \sigma_{cr,p} \text{ le tensioni critiche euleriane per l'instabilità di colonna e l'instabilità di piastra.}$$

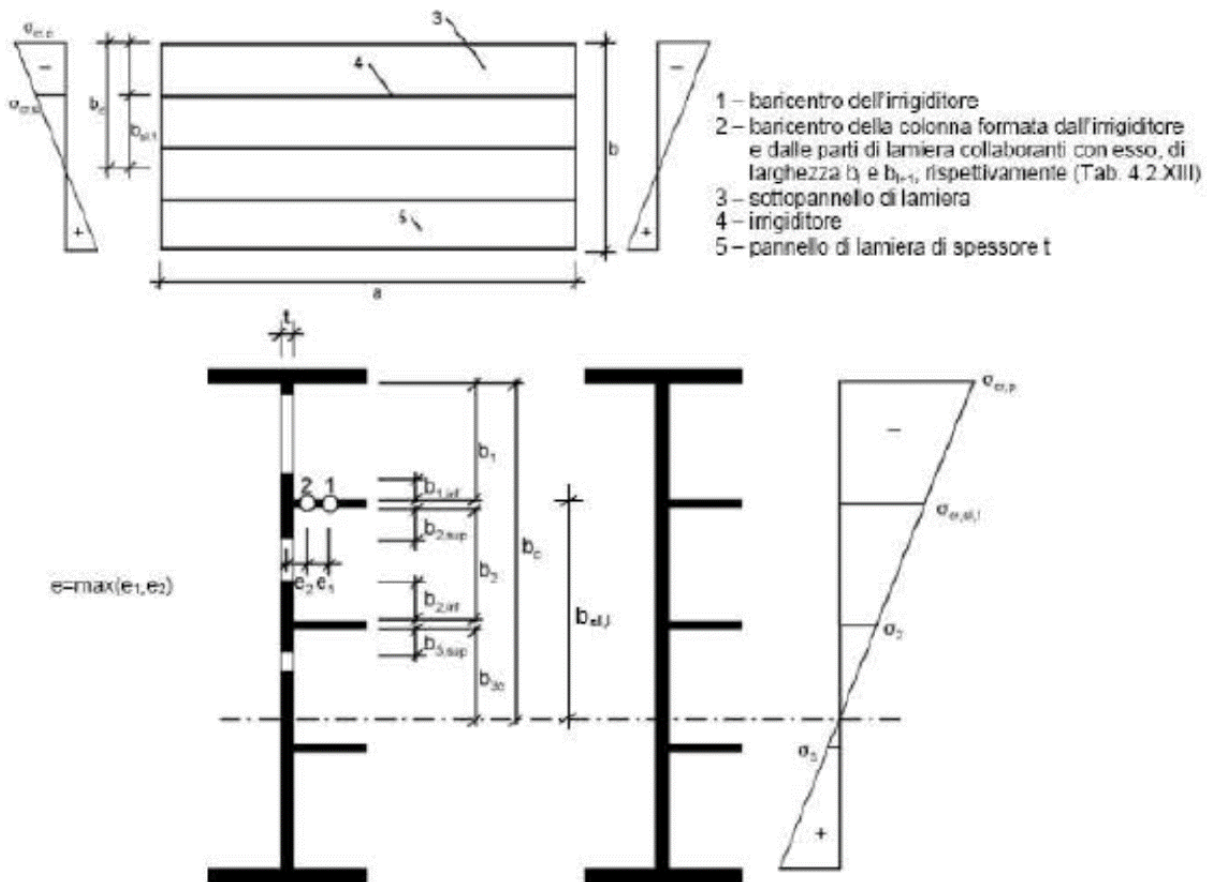
Instabilità di colonna

In un pannello di lunghezza a , la tensione critica euleriana per un pannello non irrigidito è data da:

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot a^2}$$

mentre per un pannello irrigidito, considerando b_c e $b_{sl,i}$ rispettivamente, le distanze del lembo e dell'irrigiditore maggiormente compressi dall'asse neutro di pressoflessione, può essere calcolata come:

$$\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,sl} \cdot \frac{b_c}{b_{sl,i}}$$



	larghezza collaborante per il calcolo dell'area lorda	larghezza collaborante per il calcolo dell'area efficace (Tabella C4.2.VIII)	ψ_i
$b_{1,inf}$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1} \cdot b_1$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1} \cdot b_{1,eff}$	$\psi_1 = \frac{\sigma_{cr,sl,1}}{\sigma_{cr,p}} > 0$
$b_{2,sup}$	$\frac{2}{5-\psi_2} \cdot b_2$	$\frac{2}{5-\psi_2} \cdot b_{2,eff}$	$\psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,sl,1}} > 0$
$b_{2,inf}$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2} \cdot b_2$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2} \cdot b_{2,eff}$	$\psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,sl,1}} > 0$
$b_{3,sup}$	$0,4 \cdot b_{3c}$	$0,4 \cdot b_{3c,eff}$	$\psi_3 = \frac{\sigma_3}{\sigma_2} < 0$

Con: $\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sl,t}}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot a^2}$

tensione critica euleriana dell'irrigiditore maggiormente compresso, essendo $A_{sl,l}$ e $I_{sl,l}$ l'area e il momento d'inerzia per l'inflessione fuori piano della sezione lorda dell'irrigiditore e delle parti di pannello ad esso adiacenti.

La snellezza relativa λ_c è definita, rispettivamente per pannelli non irrigiditi e per pannelli con irrigiditori, da:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,c}}} = \sqrt{\frac{A_{sl,l, eff} \cdot f_y}{A_{sl,l}}}$$

$A_{sl,l,eff}$ area efficace dell'irrigiditore e delle parti di pannello ad esso adiacenti.

Il fattore di riduzione χ_c può essere ottenuto considerando un opportuno valore amplificato, α_e , del coefficiente α , calcolato rispettivamente per pannelli non irrigiditi e per pannelli con irrigiditori, come:

$$\alpha_e = \alpha = 0,21 \quad \alpha_e = \alpha + \frac{0,09 \cdot e}{i}$$

Dove

$\alpha = 0,34$ irrigiditori a sezione chiusa

$\alpha = 0,49$ irrigiditori a sezione aperta,

$e = \max(e_1, e_2)$ dove e_1 e e_2 rappresentano le distanze dal baricentro della lamiera e dal baricentro dell'irrigiditore singolo, rispettivamente, (o dei baricentri dei due irrigiditori, in casi di irrigiditori doppi) dal baricentro della sezione efficace dell'irrigiditore e i è il raggio d'inerzia della sezione lorda dell'irrigiditore, comprensiva della parte di lamiera collaborante.

Instabilità di piastra

La tensione critica per l'instabilità di piastra può essere determinata come qui indicato, a seconda che, in zona compressa, la piastra abbia tre o più irrigiditori longitudinali o ne abbia meno di tre.

Piastre con tre o più irrigiditori longitudinali in zona compressa possono essere trattate come piastre ortotrope equivalenti. La tensione critica euleriana al bordo maggiormente compresso della piastra ortotropa equivalente, $\sigma_{cr,p}$ è data da:

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{t^2}{b^2}$$

Dove t e b sono lo spessore e la larghezza della piastra irrigidita e $k_{\sigma,p}$ è il coefficiente d'instabilità per tensioni normali. In mancanza di determinazioni più accurate, il coefficiente $k_{\sigma,p}$ per un pannello di lunghezza a può essere assunto uguale a:

$$k_{\sigma,p} = \frac{2 \left[(1 + \alpha_1^2)^2 + \gamma - 1 \right]}{\alpha_1^2 (\psi + 1) (1 + \delta)} \quad \text{se } \alpha_1 \leq \sqrt[4]{\gamma} \quad k_{\sigma,p} = \frac{4 \cdot (1 + \sqrt{\gamma})}{(\psi + 1) (1 + \delta)} \quad \text{se } \alpha_1 > \sqrt[4]{\gamma}$$

in cui: $\alpha_1 = a/b \geq 0.5$

Ψ rapporto tra le tensioni ai lembi del pannello, $\Psi = \sigma_2/\sigma_1 \geq 0.5$, essendo σ_1 la tensione al lembo maggiormente compresso;

γ rapporto tra I_{sl} momento d'inerzia baricentrico dell'intera piastra irrigidita e il momento d'inerzia della lamiera;

δ rapporto tra area complessiva lorda degli irrigiditori ΣA_{sl} e l'area lorda della lamiera.

Le piastre con uno o due irrigiditori longitudinali in zona compressa possono essere trattate con i seguenti metodi semplificati, trascurando il contributo degli eventuali irrigiditori tesi.

Se la piastra presenta un solo irrigiditore in zona compressa, quest'ultimo può essere considerato come un elemento compresso isolato vincolato elasticamente dalla lamiera, cosicché la tensione critica euleriana può essere calcolata come:

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{1,05 \cdot E}{A_{sl,1}} \cdot \frac{\sqrt{I_{sl,1} \cdot t^3 \cdot b}}{b_1 \cdot b_2} \quad \text{se } a \geq a_c$$

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sl,1}}{A_{sl,1} \cdot a^2} + \frac{Eb \cdot a^2 \cdot t^3}{4 \cdot \pi^2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot A_{sl,1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2} \quad \text{se } a < a_c$$

Dove:

$A_{sl,1}$ area lorda dell'irrigiditore;

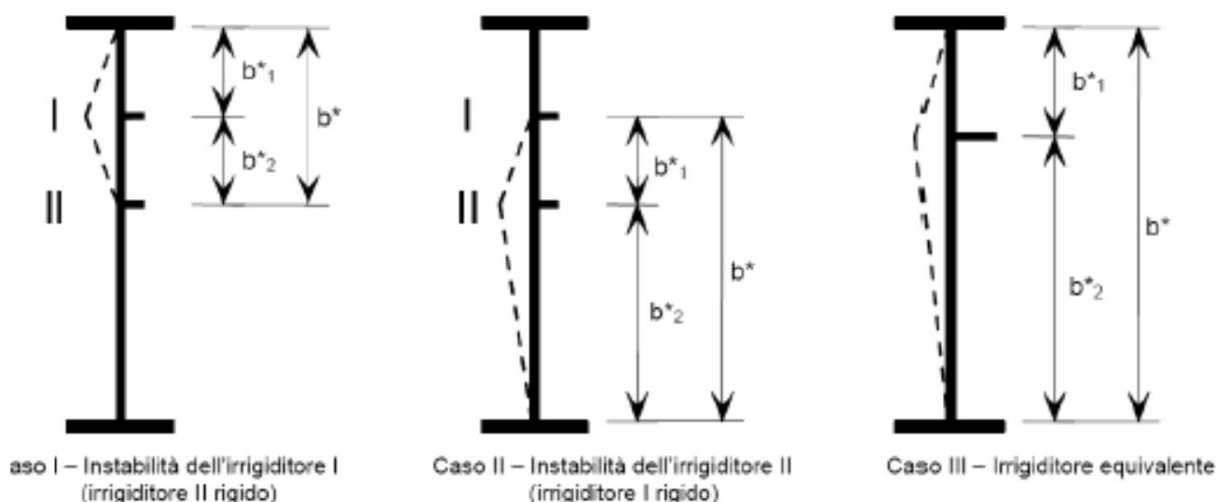
$I_{sl,1}$ momento d'inerzia baricentrico della sezione lorda dell'irrigiditore;

b_1 e b_2 distanze dell'irrigiditore dai bordi longitudinali del pannello $b_1 + b_2 = b$;

$$a_c = 4,33 \cdot \sqrt[4]{\frac{I_{sl,1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2}{t^3 \cdot b}}$$

inoltre:

Se la piastra presenta due irrigiditori longitudinali di area $A_{sl,1}$ e $A_{sl,2}$ e momenti d'inerzia rispettivamente $I_{sl,1}$ e $I_{sl,2}$ si possono considerare le tre situazioni limite illustrate di seguito.



Nel caso I il primo irrigiditore si instabilizza e il secondo è considerato rigido; nel caso II il secondo irrigiditore si instabilizza e il primo è considerato rigido; nel caso III, infine, si considera un unico irrigiditore equivalente di area $A_{sl,eq} = A_{sl,1} + A_{sl,2}$ e momento d'inerzia $I_{sl,eq} = I_{sl,1} + I_{sl,2}$ disposto nel punto d'applicazione della risultante delle forze normali incassate dei due irrigiditori.

La tensione critica del pannello è quella minima fra le tre così determinate.

Verifica a respiro delle anime

Si svolge inoltre la verifica del respiro d'anima. Essa è volta alla limitazione della snellezza dei singoli sottopannelli. I criteri di verifica sono contenuti nella EN 1993.2, cap. 7.4.

Tra i metodi proposti, si sceglie quello più rigoroso, comprendente la verifica diretta della stabilità dei sottopannelli, consistente nel confronto del quadro tensionale indotto dalla combinazione S.L.E. frequente, rappresentato da $\sigma_{x,Ed,ser}$ e $\tau_{xy,Ed,ser}$ con le tensioni normali e tangenziali critiche del pannello, mediante la relazione (cfr. 1993-2 cap. 7.4.(3)):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{s,Ed,ser}}{k_{\sigma} \cdot \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1.1 \cdot \tau_{s,Ed,ser}}{k_{\tau} \cdot \sigma_E}\right)^2} \leq 1.1$$

σ_E è la tensione critica Euleriana

$$\sigma_E = 190000 \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

k_{σ} , k_{τ} sono coefficienti di imbozzamento per tensioni normali e tangenziali e dipendono della geometria e dallo stato di sforzo del pannello. La verifica può essere omessa qualora sia soddisfatta la formula seguente:

Ponti stradali $b/t \leq 30 + 4,0 L \leq 300$

Ponti ferroviari $b/t \leq 55 + 3,3 L \leq 250$

Dove:

b altezza dei pannelli d'anima,

t spessore dei pannelli d'anima;

L lunghezza in metri della campata.

Al termine della presente relazione, in allegato A, si riportano le verifiche a flessione, taglio e torsione delle travi principali relativamente ad ogni allineamento.

8. CONFRONTO DELLE SOLLECITAZIONI

8.1 Caso di carico con una fila di mezzi eccentrica sulla campata centrale

La campata centrale è caricata trasversalmente disponendo una fila di due autocarri sulla parte più esterna della carreggiata, a 0,50 m dal cordolo di destra percorrendo il sovrappasso in direzione Cremona.

Le caratteristiche del carico sono:

- Larghezza di ingombro: 2,50 m
- Lunghezza di ingombro: 8,67 m
- Peso a pieno carico: 450 kN
- Peso su mediana A (posteriore): 300 kN
- Peso su mediana B (anteriore) 150 kN

Essi sono disposti longitudinalmente a distanza di 6,00 m l'uno dall'altro in modo da massimizzare lo sbilanciamento. I mezzi sono caricati secondo il massimo applicabile, ossia **450 kN**, per un totale di **900 kN** presenti sulla campata oggetto della prova. Di seguito si riporta lo schema considerato:

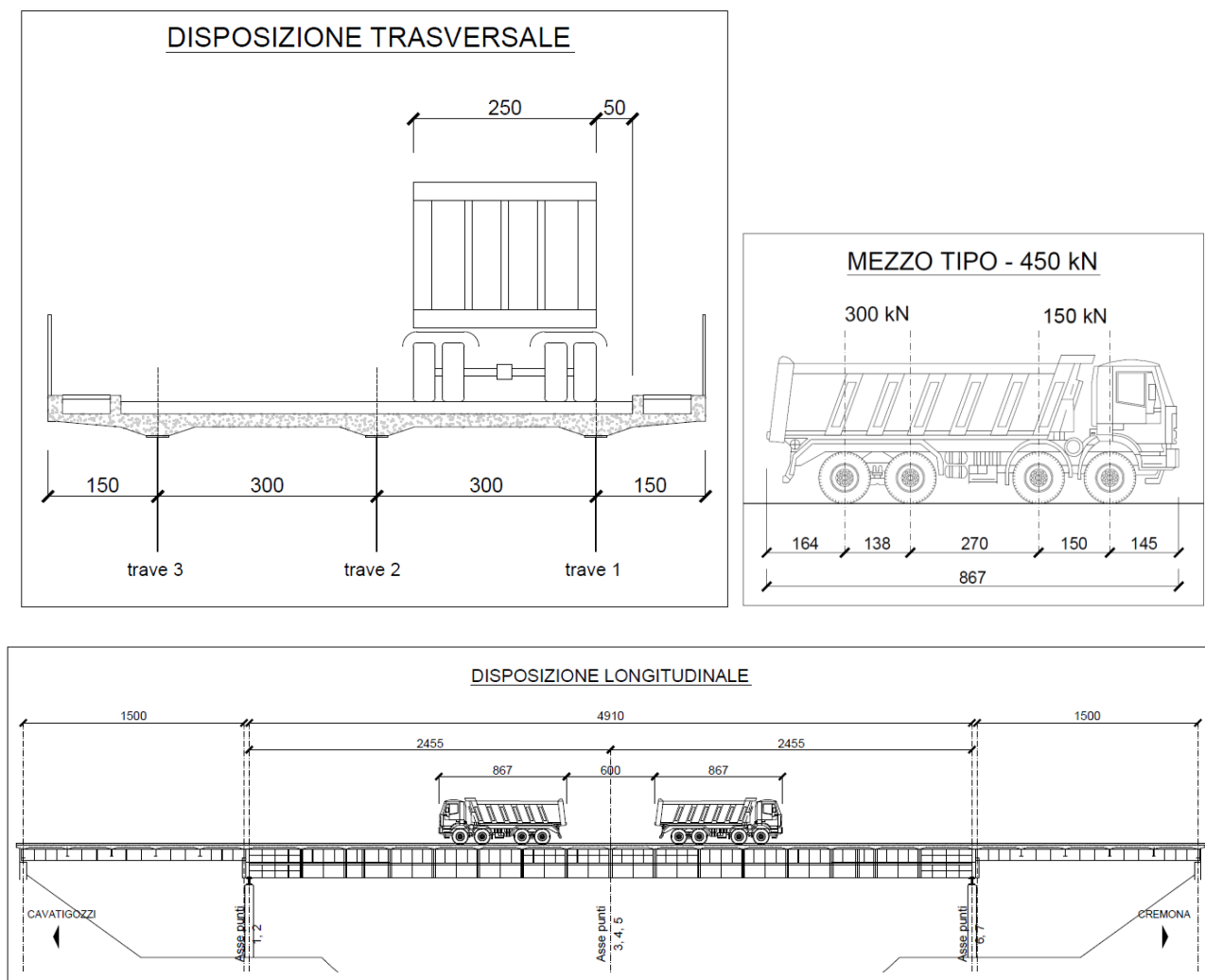


Figura 40 – Schema di carico con una fila di mezzi eccentrica – sezioni

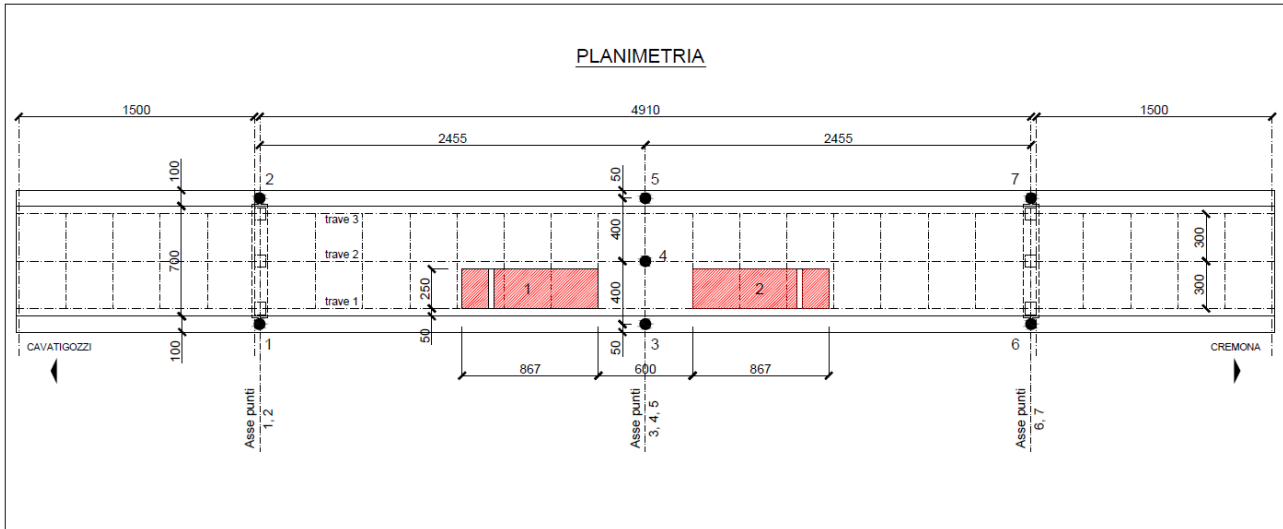


Figura 41 – Schema di carico con una fila di mezzi eccentrica – pianta

8.2 Caso di carico con due file di mezzi centrati sulla campata centrale

La campata centrale è caricata trasversalmente disponendo una fila di due autocarri in affiancamento ai due autocarri descritti nella fase precedente a distanza trasversale pari a 1,00 m. Anche questi ultimi sono disposti longitudinalmente a distanza di 6,00 m l'uno dall'altro in modo da massimizzare il momento flettente.

Le caratteristiche del carico sono:

- Larghezza di ingombro: 2,50 m
- Lunghezza di ingombro: 8,67 m
- Peso a pieno carico: 450 kN
- Peso su mediana A (posteriore): 300 kN
- Peso su mediana B (anteriore) 150 kN

I mezzi sono caricati secondo il massimo applicabile, ossia **450 kN**, per un totale di **1.800 kN** presenti sulla campata oggetto della prova.

Di seguito si riporta lo schema considerato:

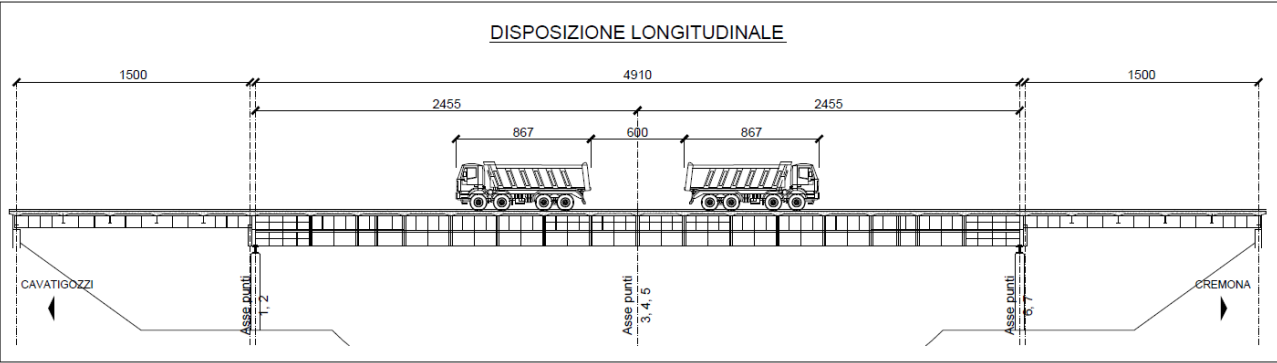
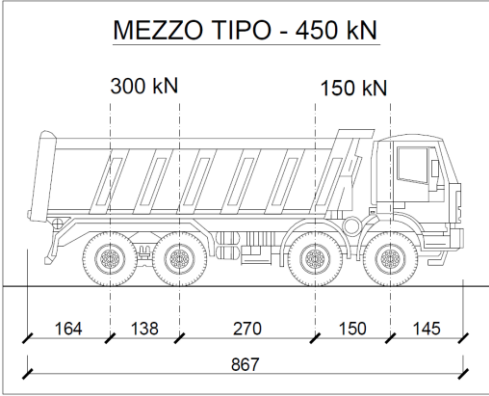
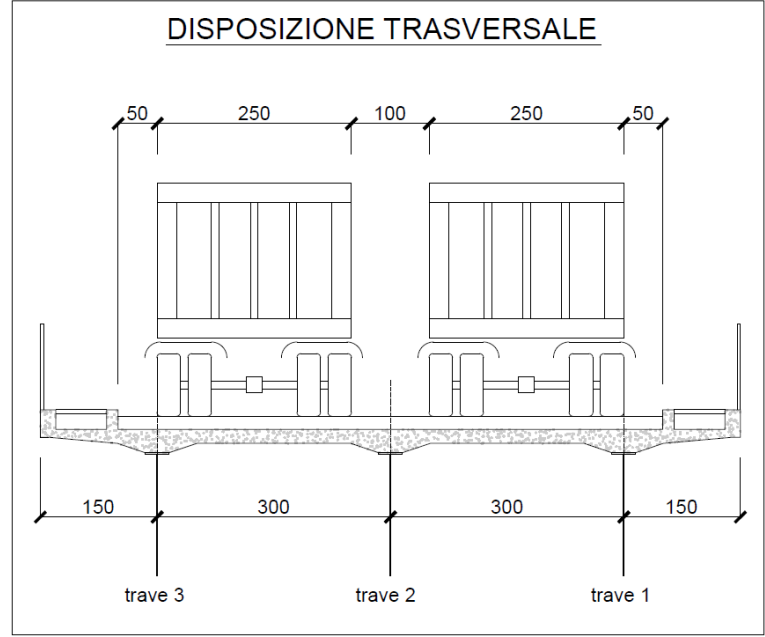


Figura 42 – Schema di carico nella Fase 3 – sezioni

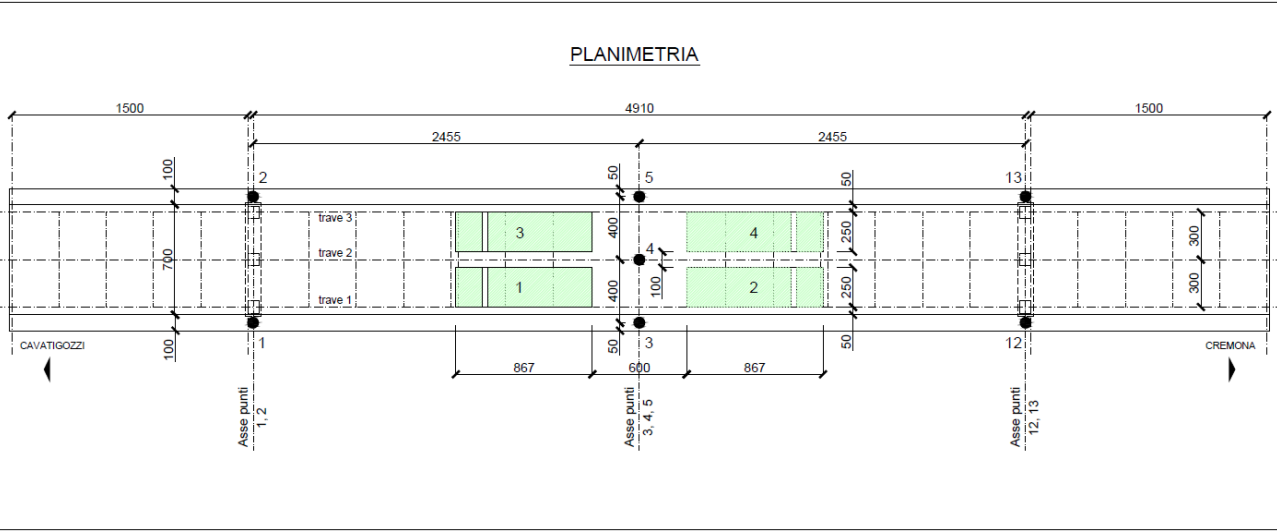


Figura 43 – Schema di carico nella Fase 3 – pianta

8.3 Sollecitazioni con carichi dovuti a mezzi da 45 ton

Due autocarri da 45 ton

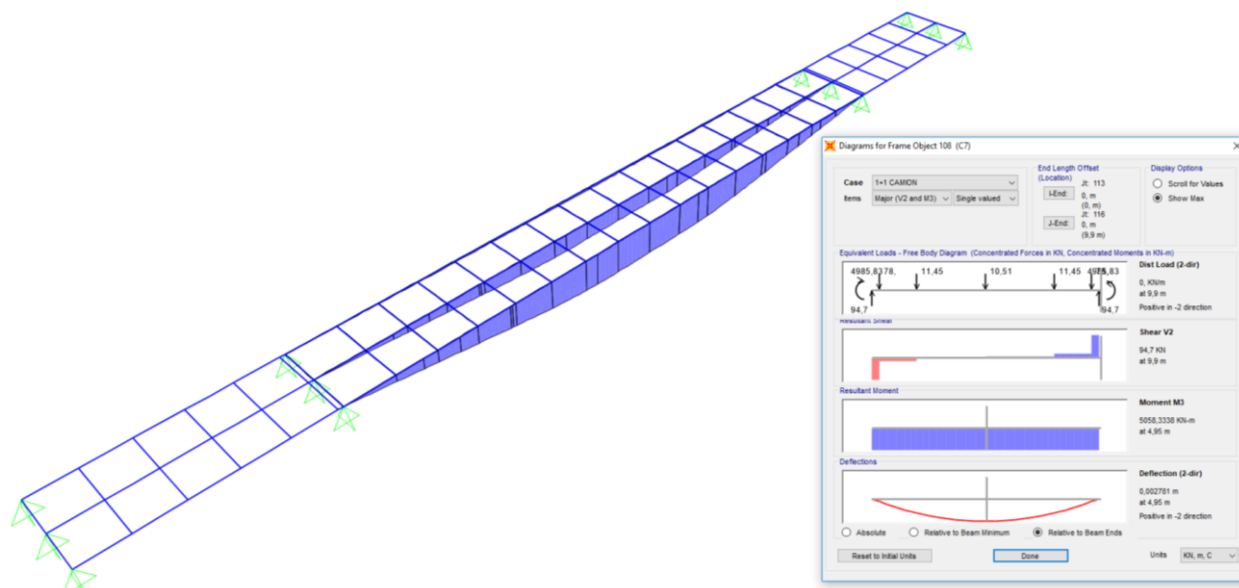


Figura 44 – Diagramma dei momenti flettenti con carichi da collaudo in fase 2

Nel dettaglio il momento flettente massimo in mezzeria durante la fase 2 del collaudo è pari a:

$M = 5.058,33 \text{ kN m}$ (valore inferiore a 10.700 kN m dichiarato a pagina 9 della relazione di calcolo)

Quattro autocarri da 45 ton

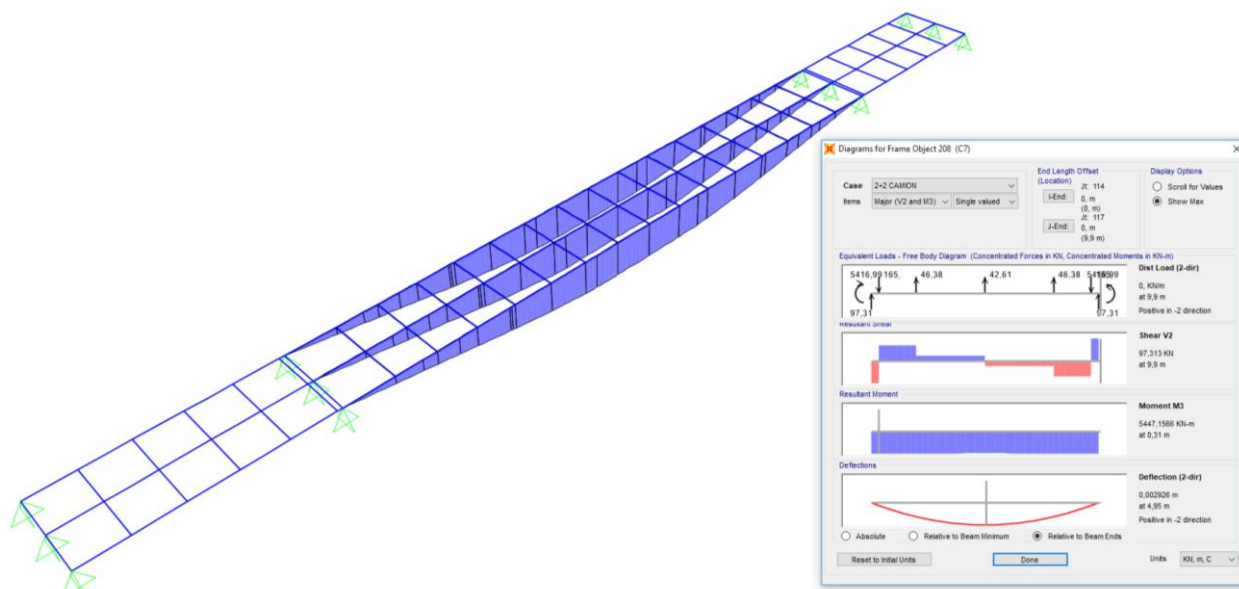


Figura 45 – Diagramma dei momenti flettenti con carichi da collaudo in fase 3

Nel dettaglio il momento flettente massimo in mezzeria durante la fase 3 del collaudo è pari a:

$M = 5.447,16 \text{ kN m}$ (valore inferiore a 10.700 kN m dichiarato a pagina 9 della relazione di calcolo)

8.4 Sollecitazioni con carichi in esercizio

Si effettua nel presente paragrafo un confronto delle sollecitazioni indotte dal passaggio di un mezzo tipico proveniente dall'adiacente acciaieria. Secondo i dati a disposizione inviati dalla committenza i mezzi transitanti hanno un peso totale pari a 58 ton. Il mezzo utilizzato è rappresentato nella seguente figura.

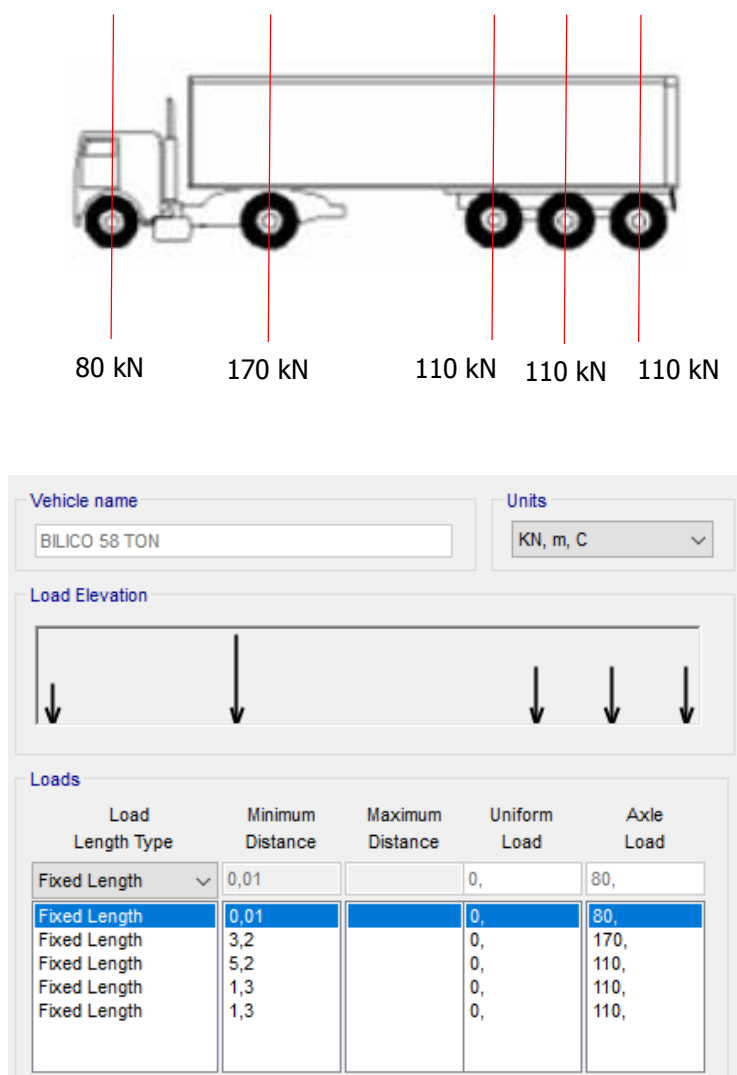


Figura 46 – Schematizzazione ed assegnazione dei carichi in esercizio

Le caratteristiche del carico sono:

- Larghezza di ingombro: 2,50 m
- Lunghezza di ingombro: 12,00 m
- Peso a pieno carico: 580 kN
- Peso su mediana A (anteriore): 80 kN
- Peso su mediana B (centrale) 170 kN
- Peso su mediana C (posteriore): 3x110 kN

Sono state analizzate le seguenti casistiche.

- 1) Un bilico singolo viaggiante in una direzione
- 2) Due bilici viaggianti nel medesimo senso di marcia e distanti tra loro 10,00 m in senso longitudinale
- 3) Due bilici viaggianti in opposte direzioni di marcia che possono incrociarsi in mezzera dell'impalcato

Caso 1 – Un bilico singolo viaggiante in una direzione

Il momento flettente è pari a:

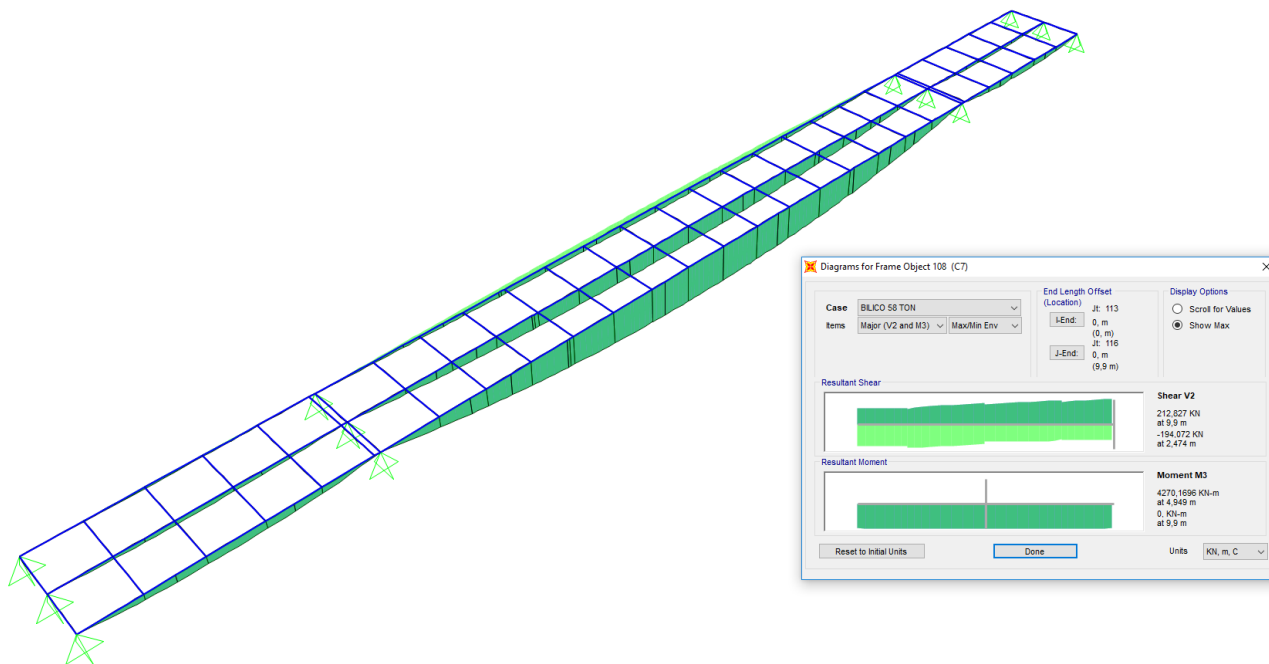


Figura 47 – Diagramma dei momenti flettenti con carichi indotti da un bilico viaggiante

Nel dettaglio il momento flettente massimo in mezzera dovuto alla presenza di un bilico viaggiante è pari a:

$M = 4.270,17 \text{ kN m}$ (valore inferiore a $5.447,16 \text{ kN m}$ indotto dalla presenza dei mezzi utilizzati durante la prova di carico)

Caso 2 – Due bilici viaggianti nel medesimo senso di marcia e distanti tra loro 10,00 m in senso longitudinale.
Il momento flettente è pari a:

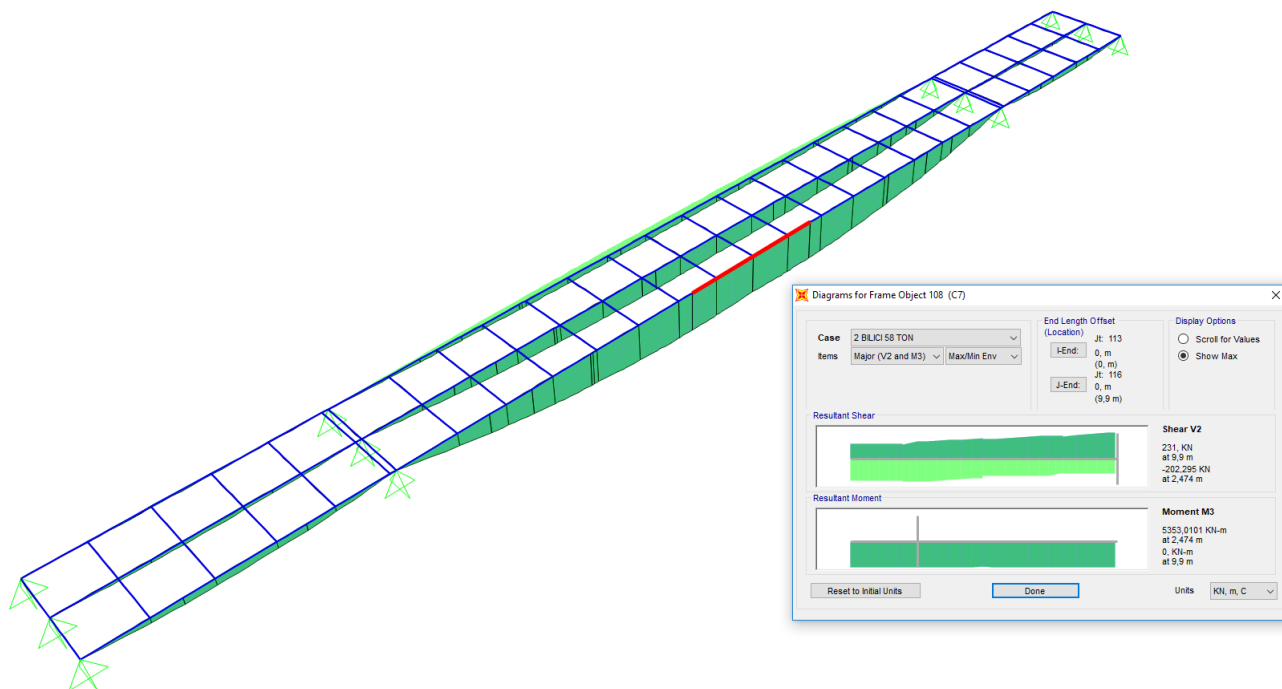


Figura 48 – Diagramma dei momenti flettenti con carichi indotti da due bilici viaggianti e distanti tra loro 10,00 m in senso longitudinale

Nel dettaglio il momento flettente massimo in mezzzeria dovuto alla presenza di due bilici viaggianti nella medesima direzione di marcia e distanti tra loro 10,00 m, è pari a:

$M = 5.353,01 \text{ kN m}$ (valore inferiore a 5.447,16 kN m indotto dalla presenza dei mezzi utilizzati durante la prova di carico)

Caso 3 – Due bilici viaggianti in opposte direzioni di marcia che possono incrociarsi in mezzeria dell'impalcato

Il momento flettente è pari a:

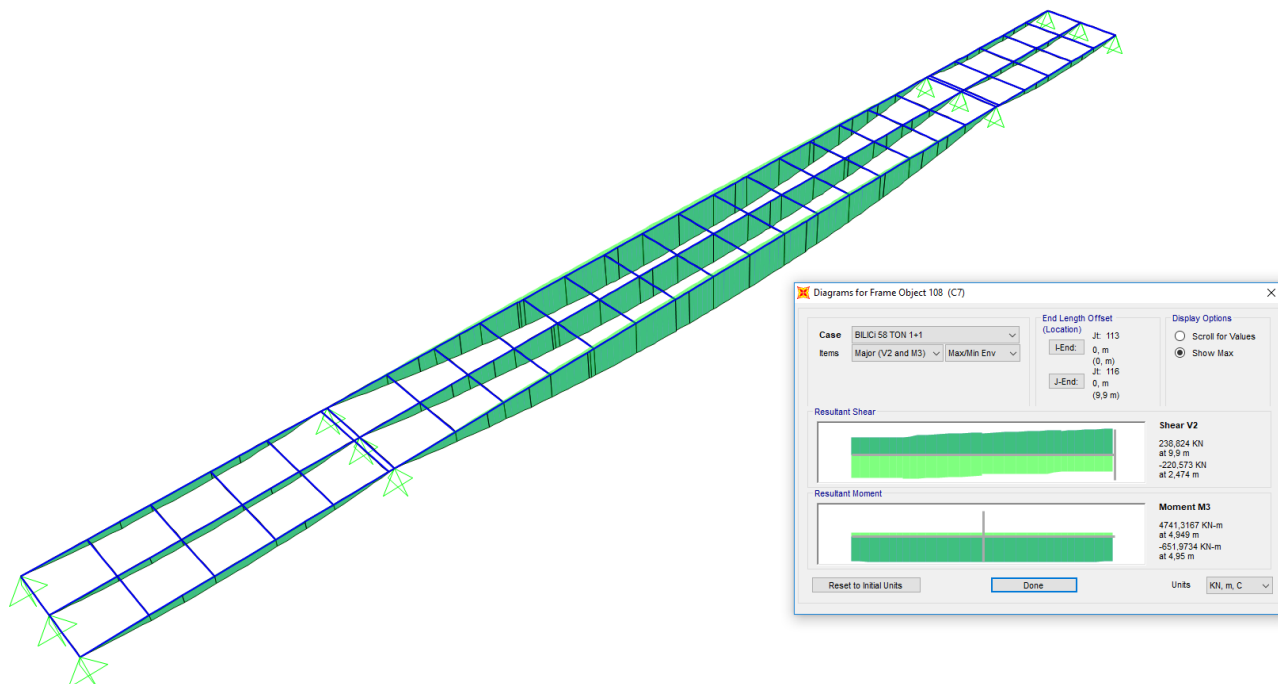


Figura 49 – Diagramma dei momenti flettenti con carichi indotti da due bilici viaggianti in opposte direzioni di marcia che possono incrociarsi in mezzeria dell'impalcato

Nel dettaglio il momento flettente massimo in mezzeria dovuto alla presenza di due bilici viaggianti in due direzioni opposte è pari a:

$M = 4.741,32 \text{ kN m}$ (valore inferiore a $5.447,16 \text{ kN m}$ indotto dalla presenza dei mezzi utilizzati durante la prova di carico)

9. ALLEGATI

In allegato si riportano i seguenti files:

- le verifiche svolte per ciascun concio agli stati limite ultimi, stati limite di esercizio, verifiche dell'instabilità dei pannelli d'anima, verifiche del respiro d'anima con i carichi accidentali calcolati secondo la normativa attualmente vigente (NTC 2018);
- le verifiche svolte per ciascun concio agli stati limite ultimi, stati limite di esercizio, verifiche dell'instabilità dei pannelli d'anima, verifiche del respiro d'anima con i carichi accidentali calcolati secondo i carichi indotti dai mezzi da 45 ton utilizzati nella prova di carico;
- estratto della relazione di calcolo redatta dalle officine Savigliano Torino.