



ALMA MATER STUDIORUM
UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, CHIMICA,
AMBIENTALE E DEI MATERIALI

*CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE,
CURRICULUM STRUTTURE*

***SOLUZIONI PROGETTUALI PER UNA PASSERELLA
CICLOPEDONALE IN DIVERSI MATERIALI: ANALISI E
CONFRONTO DELL'IMPATTO AMBIENTALE E DEI COSTI***

TESI DI LAUREA

In

Progetto di Ponti

Candidato:
Matteo CECCARINI

Relatore:
Chiar.mo Prof. Ing. Stefano SILVESTRI

Correlatori:
Ing. Fabio DALL'AGLIO
Ing. Gianni NERI

Anno Accademico 2023/2024

Sessione V

A Babbo e Mamma

Nonno e Nonna, Nonno e Nonna

SOMMARIO

PREMESSA.....	1
1. INTRODUZIONE	3
1.1 Ponti e passerelle ciclopedonali	3
1.1.1 Tipologie strutturali e materiali.....	4
1.1.2 Esempi realizzativi.....	7
1.2 Caso studio.....	16
2. MATERIALI UTILIZZATI	19
2.1 Acciaio da carpenteria.....	19
2.2 Legno	21
2.3 Calcestruzzo	24
2.4 Acciaio per armature.....	26
2.5 Materiale Composito Fibrorinforzato (F.R.P.)	27
3. SOLUZIONI PROGETTUALI	29
4. STRUTTURA IN ACCIAIO	30
4.1 Dimensionamento	32
4.1.1 Sezioni degli elementi strutturali	38
4.1.2 Analisi dei carichi di progetto.....	41
4.2 Verifica a flessione (SLU) elementi strutturali	44
4.2.1 Verifica a instabilità flesso-torsionale (Trave Principale).....	47
4.3 Verifica a taglio (SLU) elementi strutturali.....	51
4.4 Vibrazioni sulla struttura.....	53
5. STRUTTURA IN LEGNO	57
5.1 Dimensionamento	60
5.1.1 Sezioni degli elementi strutturali	60
5.1.2 Analisi dei carichi di progetto.....	62
5.2 Verifica a flessione (SLU) elementi strutturali	66

5.2.1	Verifica a instabilità flesso-torsionale (Trave Principale).....	72
5.3	Verifica a taglio (SLU) elementi strutturali.....	74
5.4	Connessione traverso – trave principale	75
5.5	Vibrazioni sulla struttura.....	82
6.	STRUTTURA IN C.A.P. - ipotesi 1	83
6.1	Dimensionamento	85
6.1.1	Analisi dei carichi	86
6.1.2	Quantificazione trefoli da precompressione	89
6.2	Verifica tensionale a flessione (SLE).....	94
6.3	Verifica a flessione in mezzeria (SLU)	114
6.4	Vibrazioni sulla struttura.....	118
7.	STRUTTURA IN C.A.P. - ipotesi 2	119
7.1	Dimensionamento	120
7.1.1	Analisi dei carichi	121
7.1.2	Quantificazione trefoli da precompressione	124
7.2	Verifica tensionale a flessione (SLE).....	129
7.3	Verifica a flessione in mezzeria (SLU)	150
7.4	Vibrazioni sulla struttura.....	153
8.	STRUTTURA IN F.R.P.	154
9.	SOSTENIBILITA' E IMPATTO AMBIENTALE.....	158
9.1	Impronta CO ₂ e	161
9.2	Smaltimento e “end of life”	173
9.3	Analisi dei costi.....	176
10.	CONCLUSIONI	177
	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	181
	BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA	182
	INDICE DELLE FIGURE	183
	RINGRAZIAMENTI.....	187

PREMESSA

Il lavoro di tesi sarà incentrato nell'ambito delle passerelle ciclopedonali, relativamente alla progettazione della struttura e al confronto di diversi aspetti che caratterizzano l'opera, i quali porteranno alla scelta di una soluzione progettuale rispetto ad un'altra.

Le varie soluzioni progettuali che verranno proposte e analizzate nel corso della trattazione saranno caratterizzate dallo stesso schema statico (limitazioni dovute alla ridotta luce della struttura) differenziandosi in termini di materiali utilizzati, prendendo quindi in considerazione valutazioni relative alle dimensioni della struttura, all'impatto ambientale, ai costi di costruzione, allo smaltimento e al riciclo dei materiali.

La scelta dei vari materiali è dettata dall'idea di spaziare tra materiali che possiamo definire "classici" come l'acciaio, il C.A.P. o il legno, oppure materiali innovativi ma di impiego sempre più crescente, come l'acciaio riciclato "Xcarb" o l'F.R.P.

Dopo una fase di dimensionamento nella quale si definiscono le quantità di materiale utilizzato nelle varie soluzioni progettuali, si andrà a effettuare l'analisi dell'impatto ambientale, con la determinazione dell'impronta di CO₂e, e dei costi, in modo da confrontare i vantaggi e gli svantaggi di ogni soluzione progettuale.

A conclusione della trattazione, si allegano le rappresentazioni grafiche, composte da planimetrie, prospetti e sezioni delle varie soluzioni progettuali, e qui elencate:

- *Tavola 1: Passerella ciclopedonale in Acciaio*
- *Tavola 2: Passerella ciclopedonale in Legno*
- *Tavola 3: Passerella ciclopedonale in C.A.P. hp.1*
- *Tavola 4: Passerella ciclopedonale in C.A.P. hp.2*
- *Tavola 5: Passerella ciclopedonale in F.R.P.*

1. INTRODUZIONE

Ciò che viene riportato nel seguente capitolo introduttivo è quanto svolto come primo passo in preparazione dello studio vero e proprio, in modo da avere una panoramica generale sulle varie tipologie di ponti e passerelle pedonali; a tal proposito è stata fatta una ricerca bibliografica, che viene riportata a seguire, accompagnata da esempi.

Si presenta un'introduzione riguardante il tema delle passerelle ciclopedonali e un approfondimento sulla definizione del caso studio.

1.1 Ponti e passerelle ciclopedonali

Nell'ambito delle infrastrutture, il ponte è una costruzione che permette di congiungere due sponde difficilmente raggiungibili a causa della presenza di un ostacolo da dover superare, quale ad esempio un fiume o un canale, oppure una strada o una ferrovia, posto ad un livello inferiore.

Proprio a seconda della tipologia di ostacolo che si deve superare, i ponti vengono suddivisi nelle seguenti categorie: si parla di ponti propriamente detti quando ci si trova nel caso in cui si debba superare un corso d'acqua, si parla di viadotti in presenza di una vallata da attraversare, mentre si ricade nella definizione di cavalcavia o sottopassi se l'ostacolo è rappresentato da un'altra via di comunicazione, che sia essa una strada o una ferrovia.

Questa distinzione è di carattere generale, in quanto tali tipologie di infrastrutture si differenziano tra di loro a seconda dell'uso e del traffico, veicolare o meno, a cui saranno soggette nel corso del loro funzionamento; nello specifico la classificazione in base ai carichi previsti è la seguente: ponti stradali di 1° categoria, interessati al traffico veicolare, oppure ponti ciclopedonali; ponti ferroviari; ponti canale, dove a passare sopra al ponte è l'acqua.

Ulteriori classificazioni possono essere eseguite in relazione ai materiali impiegati nella realizzazione delle strutture e allo schema statico progettato; poiché nella successiva trattazione del caso studio sarà di maggiore interesse l'ambito delle passerelle ciclopedonali, tale classificazione strutturale verrà esposta in riferimento alla sezione dei ponti stradali, con attenzione alle infrastrutture destinate al transito di pedoni e biciclette.

1.1.1 Tipologie strutturali e materiali

I materiali maggiormente utilizzati per la realizzazione dell'impalcato, e anche delle sottostrutture che sorreggono il ponte, sono pietrame e mattoni nel caso di ponti in muratura (costruzioni esistenti e tipologia in disuso per le nuove realizzazioni), legno, alluminio, acciaio, sistemi misti di acciaio-calcestruzzo, cemento armato precompresso con elementi prefabbricati, con una sempre più diffusa apertura verso materiali innovativi.

Per quanto riguarda lo schema statico le soluzioni esistenti sono varie, tra le quali: ponti a telaio, ponti a travata, ponti ad arco, ponti strallati e infine ponti sospesi; se ne descrivono in seguito i dettagli nello specifico.

Ponti e passerelle a travata

I ponti e le passerelle a travata sono strutture costituite da una o più travi in parete piena o reticolari, disposte longitudinalmente allo sviluppo del ponte, tali elementi strutturali sono soggetti a flessione e taglio; a seconda si tratti di una travata continua su più appoggi o più travi singole in semplice appoggio, variano le sollecitazioni presenti sull'impalcato, trasmettendo però in ogni caso carichi prevalentemente verticali agli appoggi, in corrispondenza delle spalle e delle pile. Nel caso di ponti a telaio, si ha uno schema in cui l'impalcato e i piedritti sono in continuità, è una soluzione che si presta maggiormente all'impiego in strutture in c.a., mentre l'utilizzo dell'acciaio è diffuso nel caso di strutture reticolari che vanno a formare la trave.

La scelta dello schema statico e dei materiali è influenzata anche dalle dimensioni della struttura, nel caso di travi semplicemente appoggiate si impiegano soluzioni in C.A.P. o miste per luci delle campate fino 40÷50 m e in acciaio per luci fino 60÷80 m. Esistono anche esempi di passerelle a travata realizzate in legno, in quanto il materiale presenta una buona capacità di resistere sia a sforzi di trazione che di compressione nella direzione parallela alle fibre e per la sua leggerezza; si ricade in questo caso nell'impiego per opere con luci modeste e facendo particolare attenzione alla realizzazione delle connessioni tra gli elementi lignei e alla propensione al degrado del materiale.

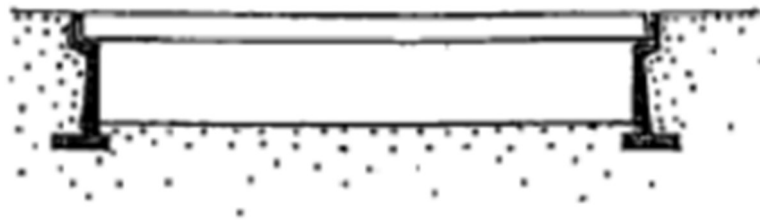


Figura 1.1: Ponte a travata semplice

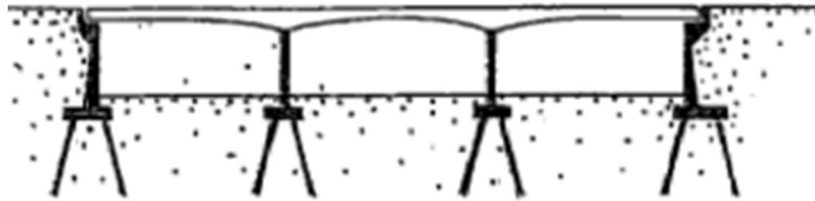


Figura 1.2: Ponte a travata - struttura a telaio

Ponti e passerelle ad arco

Le passerelle ad arco sono caratterizzate da una struttura ad asse curvilineo, soggetta prevalentemente a sforzi assiali di compressione, che ha il compito di sostenere l'impalcato; dal punto di vista statico si possono avere archi a due o tre cerniere, archi incastrati oppure archi a spinta eliminata.

L'impalcato può seguire l'andamento dell'arco oppure appoggiarsi superiormente scaricando i carichi sullo sviluppo dell'arco attraverso i piedritti, in questo caso si parla di una passerella a via superiore, mentre se l'impalcato si trova ad essere appeso all'arco mediante tiranti si parla di passerella a via inferiore, dove l'impalcato può fungere anche da catena, rientrando nel caso di arco a spinta eliminata con travata "Langer", quest'ultima tipologia è particolarmente adatta per impalcato metallici in quanto soggetti a rilevanti sforzi di trazione. Infine, esistono anche casi in cui si preferisce porre il piano dell'impalcato a metà altezza rispetto all'arco di sostegno, è il caso delle passerelle a via intermedia.



Figura 1.3: Ponte ad arco a via inferiore

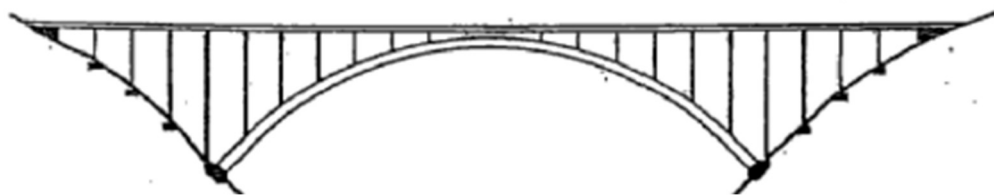


Figura 1.4: Ponte ad arco a via superiore

Per quanto riguarda i materiali, sia per l'impalcato sia per la struttura dell'arco, possono essere impiegate soluzioni in acciaio, in c.a. oppure in legno, a seconda dei carichi agenti e delle luci da coprire; nel caso di una passerella a via inferiore i cavi che sostengono l'impalcato sono solitamente realizzati in acciaio ad alta resistenza.

Ponti e passerelle sospese

Le passerelle e i ponti sospesi sono una soluzione diffusa per superare grandi distanze; la struttura è composta dall'impalcato, sul quale è disposta la via di transito, e da alti piloni ancorati alle fondazioni; i piloni servono come sostegno, in corrispondenza delle selle, per una fune parabolica di sospensione, alla quale sono appesi i pendini, ovvero i tiranti verticali che hanno il compito di sorreggere l'impalcato.

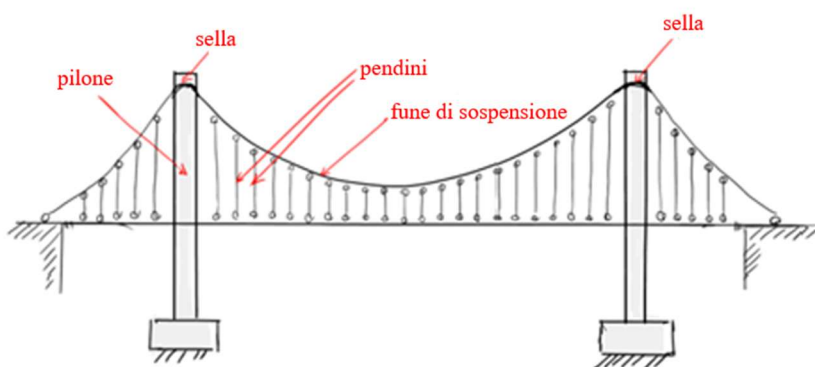


Figura 1.5: Ponte sospeso

I materiali utilizzati per realizzare la struttura sono principalmente acciaio e C.A.P., mentre i cavi di sostegno sono solitamente realizzati in acciaio ad alta resistenza.

Ponti e passerelle strallate

Dalla soluzione di ponti sospesi si passa alla categoria di ponti e passerelle strallate, costituiti da una trave sostenuta da cavi rettilinei di sospensione, ovvero gli stralli, i quali hanno il compito di rimandare al pilone di sostegno, chiamato antenna, il carico dell'impalcato. Esistono varie modalità di posizionamento degli stralli, in particolare la soluzione che prevede gli stralli disposti su tutta l'altezza dell'antenna è denominata ad “arpa”, mentre se confluiscono al vertice si dice a “ventaglio”.

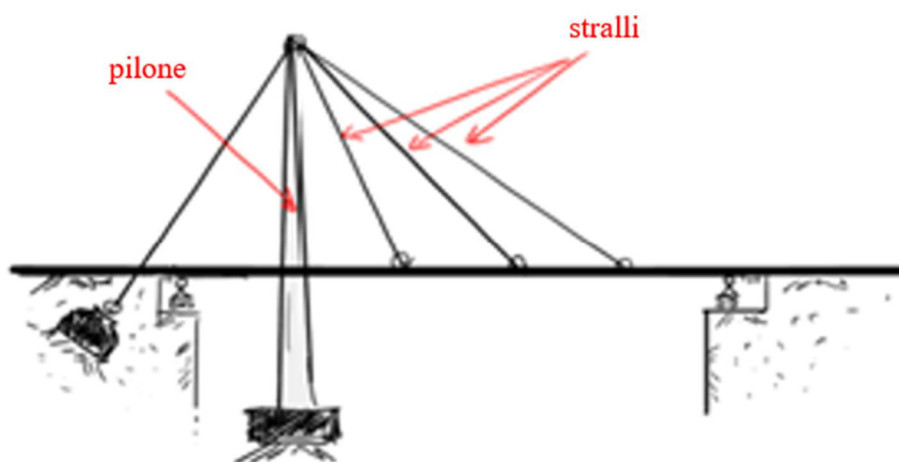


Figura 1.6: Ponte strallato (a ventaglio)

Nel caso delle passerelle ciclopedonali è molto diffuso l'impiego di soluzioni strallate ad un'unica antenna, essendo i carichi agenti e le luci di impiego molto minori rispetto ai ponti stradali progettati per il traffico veicolare, per i quali si prevede la presenza anche di più antenne.

Così come per le passerelle sospese, trattandosi di soluzioni impiegate su grandi luci, le strutture vengono realizzate in C.A.P. oppure in acciaio.

1.1.2 Esempi realizzativi

Si riportano alcuni esempi realizzativi delle soluzioni più comunemente impiegate per le passerelle ciclopedonali in Italia e nel mondo.

Passerella ciclopedonale “PEM”, attraversamento A4/Ferrovie, Expo Milano 2015 – Cascina Merlata a Milano

Costituisce il collegamento pedonale tra la zona dei parchi a sud di Milano e il sito espositivo di EXPO2015, superando un tratto di autostrada A4, un’area ferroviaria con linee per scalo manutentivo e dell’alta velocità.

Si tratta di un ponte a travata, a via inferiore, costituito da due travi-parete realizzate con reticolari in acciaio, disposte lungo lo sviluppo longitudinale della passerella, chiuse sia superiormente che inferiormente da una doppia orditura di profili d’acciaio e un sistema di controventamento.

La struttura è caratterizzata da una larghezza di 7,80 metri e una lunghezza totale di 341,55 metri; l’impalcato metallico posa su 6 pile realizzate in c.a.



Figura 1.7: Passerella “PEM” - EXPO2015; vista laterale



Figura 1.8: Passerella "PEM" - attraversamento A4/Ferrovie

Passerella ciclopedonale sull'Autostrada A13 a Bologna

Passerella ciclo-pedonale che presenta una luce di 100 metri; l'opera consente l'attraversamento dell'Autostrada A13, all'altezza del quartiere Dozza a Bologna. Si tratta di una passerella ad arco strallato, con funi a raggiera. La struttura portante è composta da due cavalletti inclinati, avvicinandosi quindi all'idea di un arco a tre cerniere dove l'impalcato, realizzato in lamiera grecata, funge anche da catena; il sistema portante secondario è composto invece dagli stralli, i quali convergono in chiave aprendosi a ventaglio, con il compito di sorreggere l'impalcato sottostante.



Figura 1.9: Passerella ciclopedonale sull'Autostrada A13 a Bologna

Ponte ciclopedonale di San Michele all'Adige

Si tratta di una passerella ad arco, a via inferiore, che attraversa il fiume Adige nel comune trentino di San Michele all'Adige; l'opera presenta una campata unica con lunghezza complessiva di circa 107 metri e un impalcato di larghezza utile pari a 3,2 metri; la struttura portante è caratterizzata da due archi dell'altezza di 20 metri formati da 2 tubi di acciaio che sostengono un sistema di sospensione a cortina. Tale sistema di sospensione è composto da una serie di pendini, per la precisione 31 per lato, in acciaio a geometria radiale, i quali collegano l'arco con l'impalcato.



Figura 1.10: Ponte ciclopedonale San Michele all'Adige - struttura ad arco

Per la realizzazione dell'impalcato, sono state impiegate due travi longitudinali in acciaio, con sezione composta saldata; le travi sono agganciate ai pendini, andando così a formare il sistema che sostiene la soletta in calcestruzzo, elemento strutturale dell'impalcato che rappresenta la via di transito. Il piano di calpestio, appoggiato sulla soletta di calcestruzzo, come si può notare dall'immagine sottostante, è realizzato con un tavolato di legno, dello spessore di 6 cm.

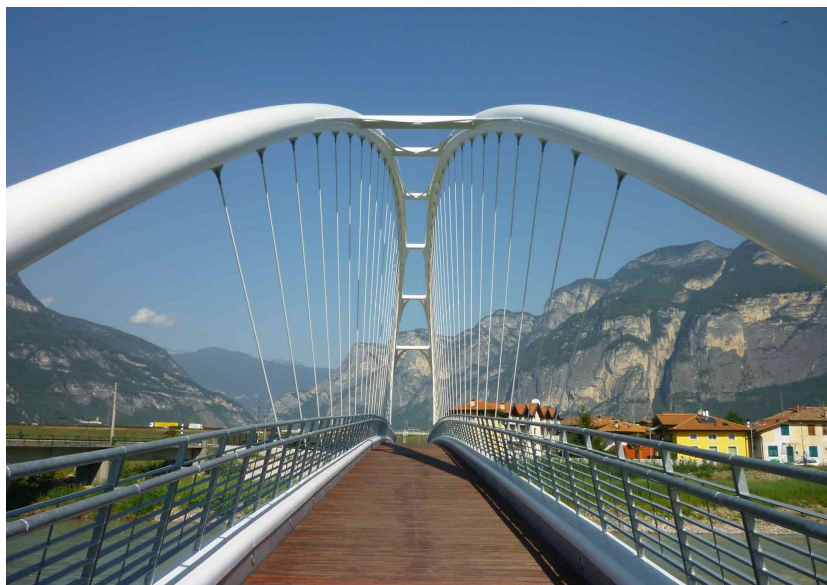


Figura 1.11: Passerella San Michele all'Adige - impalcato e pendini di sospensione

Passerella ciclopedonale a Barberino del Mugello

Si tratta di una passerella ciclopedonale sospesa, situata in corrispondenza dell'invaso del Bilancino, nella località di Barberino del Mugello, nella città metropolitana di Firenze. Dal punto di vista dello schema statico, la struttura è riconducibile ad un arco a tre cerniere, dove l'impalcato viene sostenuto dall'arco

sovrastante attraverso pendini. La passerella è caratterizzata da una lunghezza di 76 metri e una larghezza della via di transito di 2,25 metri.

Di particolare interesse per questo esempio di passerella ciclopedonale sono i materiali con cui è stata realizzata l'opera; infatti, la struttura portante dell'impalcato e dell'arco sono state realizzate in legno lamellare, mentre i pendini di sospensione in acciaio.



Figura 1.12: Passerella ciclopedonale Barberino del Mugello – vista laterale



Figura 1.13: Passerella ciclopedonale Barberino del Mugello – struttura in legno

The Tridge – Michigan (USA)

Per rimanere ancora nell'ambito delle strutture realizzate in legno, ma spostandosi fuori dal territorio italiano, questa passerella ciclopedonale è infatti situata in Michigan, negli Stati Uniti, viene presentato l'esempio di una passerella a tre vie, da cui il nome "The Tridge", che attraversa la confluenza dei fiumi Chippewa e Tittabawassee, vicino al centro di Midland.

Questa struttura, dal punto di vista dello schema statico, è un ponte ad arco sospeso, a via inferiore, costituito da un pilastro centrale alto 9,4 metri il quale sostiene i tre raggi che vi confluiscono, ogni raggio è circa lungo 55 metri per una larghezza dell'impalcato di 2,5 metri.



Figura 1.14: Passerella pedonale a tre vie, "The Tridge" – struttura in legno ad arco

Come detto in precedenza, per la realizzazione di tutta la struttura della passerella, a partire dall'arco di ogni ramo, così come le travi principali e i traversi che sorreggono l'impalcato della via di transito, è stato impiegato il legno; anche il piano di calpestio è stato realizzato con un tavolato in legno, mentre per quanto riguarda i pendini che sostengono l'impalcato e lo collegano all'arco, essi sono di acciaio, così come il tiranti posizionati come controventi lungo lo sviluppo dell'arco.



Figura 1.15: Passerella "The Tridge" - impalcato e arco in legno

Ypsilon Bridge – Drammen (Norvegia)

Passando alla categoria di ponti e passerelle strallate e sospese, si presenta l'esempio di un ponte situato in Norvegia, nella città di Drammen presso l'estuario del fiume Drammenselva. Si tratta di un ponte strallato a tre vie che ha ricevuto il nome " Ypsilon " proprio perché la sua pianta ha una forma che rimanda ad una "Y", partendo da una sponda del fiume e dividendosi in due bracci quando raggiunge l'altra riva.



Figura 1.16: Passerella pedonale - pianta a forma di "Ypsilon"

Il ponte ha una campata principale di 90 metri e due campate laterali di 45 metri, con l'impalcato che è largo 4 metri; la passerella è interamente sostenuta da cavi che collegano l'impalcato a due torri alte 47 metri, le quali forniscono sostegno e una buona rigidità laterale e stabilità. Tutte le parti strutturali che compongono le travi dell'impalcato, gli stralli e le antenne sono realizzate in acciaio e successivamente verniciate di bianco.



Figura 1.17: Passerella ciclopedonale strallata - "Ypsilon Bridge"

Passerella ciclopedonale strallata sul fiume Reno a Casalecchio di Reno (BO)

Un esempio molto simile per tipologia a quello appena descritto è presente all'interno della città metropolitana di Bologna, nello specifico nel comune di Casalecchio di Reno, si tratta di una passerella che scavalca il corso del fiume Reno per una luce massima di circa 100 metri.

L'opera consiste in un ponte strallato, a torre unica asimmetrica, caratterizzato anch'esso da una forma in pianta ad "Y", con il tratto unico della campata principale di luce di 75 metri, dal quale prosegue una appendice secondaria del percorso ciclopedonale, dove la lunghezza dei rami di biforcazione è di 22 metri. L'impalcato è realizzato con una soletta in cemento armato, anziché una più comune lastra ortotropa, mentre la torre e gli stralli sono in acciaio.



Figura 1.18: Passerella ciclopedonale strallata - Casalecchio di Reno (BO)

Passerella ciclopedonale sospesa sul fiume Reno a Casalecchio di Reno (BO)

Sempre nel comune di Casalecchio di Reno, nella città metropolitana di Bologna, a pochi passi dalla precedente, è presente un'altra passerella ciclopedonale che attraversa il corso del fiume Reno.

Si tratta questa volta di una passerella sospesa, con una luce di 98 metri, la quale presenta un sistema di funi portanti che confluiscono sulla sommità delle colonne di sostegno alle spalle del ponte; l'impalcato è sostenuto dai pendini, i quali rimandano i carichi alle funi. La struttura portante dell'impalcato, formata da travi e traversi, così come le colonne e i pendini, sono realizzate in acciaio mentre come piano di calpestio è stato impiegato un tavolato in legno.



Figura 1.19: Passerella ciclopedonale sospesa - Casalecchio di Reno (BO)

1.2 Caso studio

Lo studio che verrà presentato nella seguente relazione si basa sul confronto di vari aspetti, progettuali e no, i quali possono indirizzare o meno la scelta verso una determinata proposta progettuale; per dare una maggiore veridicità alle analisi, in relazione soprattutto al dimensionamento dell'opera, si sceglie di partire da un progetto situato in un contesto reale ed esistente, presentando varie soluzioni progettuali sulle quali fare le necessarie valutazioni.

L'opera oggetto di studio, infatti, si andrà ad inserire in un progetto di riqualificazione di un'area ricreativa nei pressi di un lotto dove sono in costruzione nuove abitazioni nel comune di Bologna, con l'obiettivo di collegare due aree verdi sorpassando il tracciato di una linea ferroviaria esistente.

L'area in questione (in blu nella figura) è situata nella zona Nord di Bologna, nel quartiere Navile, fuori dalle mura del centro storico e oltre anche alla Stazione Centrale, dalla quale parte la linea ferroviaria secondaria che attraversa la zona interessata costeggiando i parchi in questione.



Figura 1.20: Inquadramento generale dell'area

All'interno delle aree verdi da collegare sono presenti tutt'ora parchi e spazi ricreativi, con percorsi pedonali e ciclabili, non opportunamente collegati; è previsto nel piano urbanistico la realizzazione di un collegamento, si parte perciò da questa idea per andare a presentare più proposte di soluzioni progettuali, da mettere a confronto e valutarne aspetti positivi o meno, non solo dal punto di vista strutturale.

La passerella ciclopedonale sarà localizzata alle seguenti coordinate geografiche, con Latitudine 44°30'56" N e Longitudine 11°20'05" E, ad un'altezza di 45 m.s.l.m. ovvero la quota alla quale è previsto l'arrivo della livelletta in corrispondenza della collinetta già esistente alla destra del punto di attraversamento, zona dove sono presenti gli accessi alle abitazioni, costruite e in costruzione; mentre all'altra sponda del collegamento (lato parco Lunetta Mariotti) è prevista la realizzazione di un rilevato in terre rinforzate, in modo da arrivare alla stessa quota facendo sì che la passerella risulti essere il più possibile in orizzontale; sono previsti inoltre percorsi ciclopedonali di accesso in arrivo al punto in cui dovrà essere realizzata l'opera di collegamento.

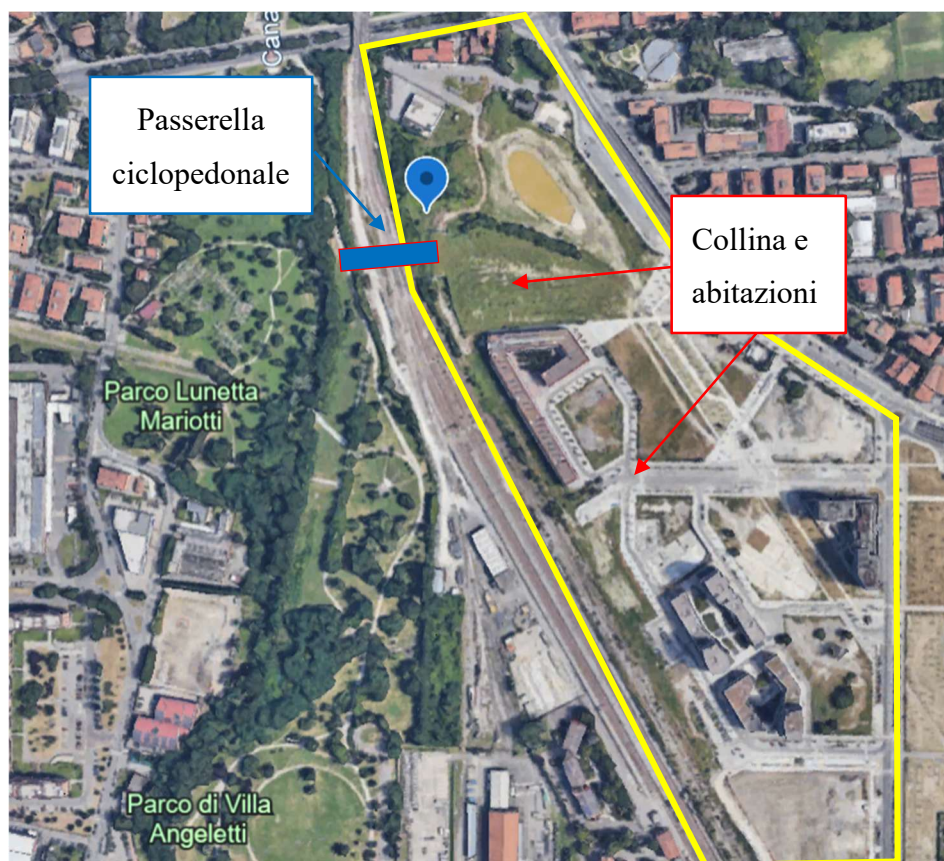


Figura 1.21: Ingrandimento area d'interesse

Si presenta una planimetria dove si evidenzia la zona interessata dal progetto in atto (area gialla in *Figura 1.21*), in modo da definire come la passerella ciclopedonale vada ad inserirsi nell'ambiente circostante.



Figura 1.22: Progetto dell'area

Inquadramento della
passerella ciclopedonale

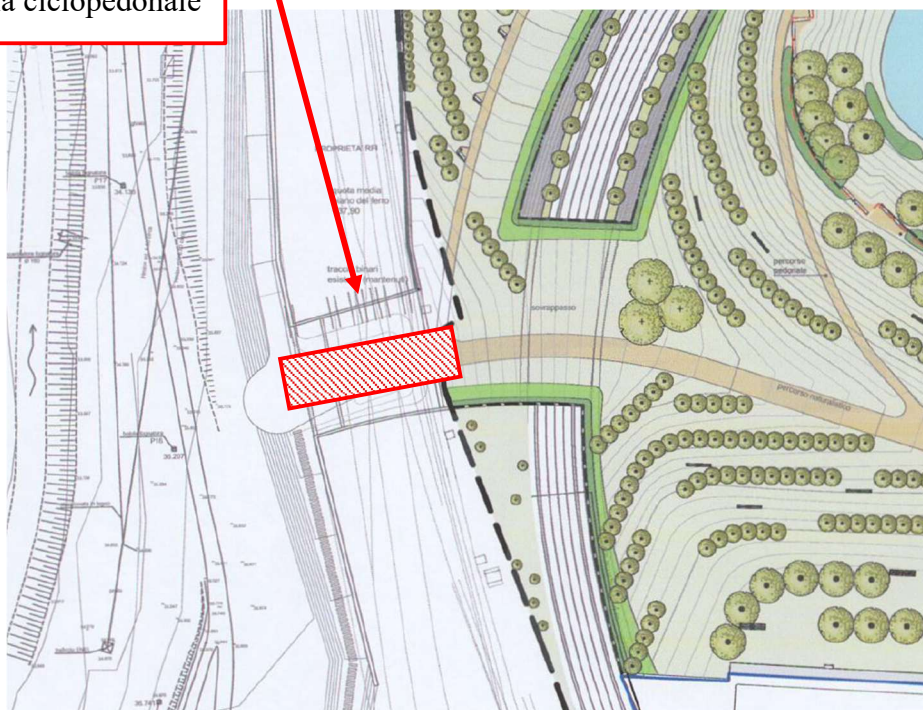


Figura 1.23: Progetto dell'area - Inquadramento passerella ciclopedonale

2. MATERIALI UTILIZZATI

Si vogliono definire i materiali da impiegare nel progetto dell'opera strutturale, nelle varie soluzioni progettuali, è necessario quindi soddisfare i requisiti di durabilità previsti dalle norme; essendo la struttura oggetto di studio relativa alla tipologia dei ponti, nello specifico pedonali, proprio come definito dalla Normativa vigente è possibile imporre una vita nominale pari a 100 anni, che rappresenta il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata con lo scopo per il quale è stata progettata.

2.1 Acciaio da carpenteria

La carpenteria metallica è realizzata utilizzando un acciaio di tipo S355, nello specifico S355J2 per elementi con spessore fino a 40 mm e S355K2 per elementi con spessore maggiore di 40 mm.

Nella norma UNI EN 1090-2, vengono individuate quattro classi di esecuzione dell'acciaio (EXC1-EXC4) e i relativi requisiti, alle quali ciascuna opera deve essere attribuita, con valutazioni sulla base di diversi aspetti quali:

- conseguenze di un collasso in termini di vite umane e danni economici (classi di conseguenze);
- severità delle azioni ambientali (categoria di servizio);
- tipologia costruttiva adottata (categoria di produzione);

Nel caso in esame, la classe di esecuzione delle strutture in acciaio è EXC3.

Nella tabella riportata a seguire vengono definite le caratteristiche meccaniche dell'acciaio, da utilizzare nelle analisi e nelle verifiche.

CARATTERISTICHE ACCIAIO DA CARPENTERIA - S355		
Coefficienti di sicurezza:		
Resistenza sezioni classe 1, 2, 3, 4	γ_{M0}	1,05 [-]
Resistenza all'instabilità delle membrature	γ_{M1}	1,05 [-]
Resistenza all'instabilità delle membrature (ponti stradali)	γ_{M1}	1,10 [-]
Tensione limite di snervamento $t < 40\text{mm}$	f_{yk}	355 [MPa]
Tensione limite di snervamento $t > 40\text{mm}$	f_{yk}	335 [MPa]
Tensione limite di rottura $t < 40\text{mm}$	f_{tk}	510 [MPa]
Tensione limite di rottura $t > 40\text{mm}$	f_{tk}	470 [MPa]
Modulo elastico	E_s	210000 [MPa]
Modulo di taglio	G_s	80769,23 [MPa]
Coefficiente di Poisson	ν	0,3 [-]
Coefficiente di dilatazione termica	α	1,20E-05 [1/°C]
Densità	ρ	7850 [kg/m ³]
Resistenza di progetto $t < 40\text{mm}$	f_{yd}	322,73 [MPa]
Resistenza di progetto $t > 40\text{mm}$	f_{yd}	304,55 [MPa]

Figura 2.1: Caratteristiche acciaio da carpenteria - S355

Nel corso dell'analisi di questo caso studio, si andranno a valutare anche aspetti che esulano le caratteristiche meccaniche dei materiali, in particolare per quanto riguarda l'ampio argomento della sostenibilità e dell'impatto ambientale; si farà perciò riferimento a due tipologie di acciaio strutturale, un acciaio "classico" da carpenteria e un acciaio chiamato "Xcarb".

Tale distinzione non influisce minimamente sulle caratteristiche meccaniche, che rimangono sempre quelle appena elencate, ma riguarda le modalità di produzione dei profili.

Con la denominazione "Xcarb" si intende una nuova tipologia di acciaio, prodotto dall'azienda ArcelorMittal seguendo un programma globale innovativo che ha l'obiettivo di arrivare a un acciaio a zero emissioni di carbonio nel 2050, grazie a iniziative che mirano a ridurre l'impronta di carbonio di ArcelorMittal.

Acciaio realizzato con processi innovativi che consumano meno energia, così da emettere una quantità minore in termini di carbonio (CO₂e) e riducendo i costi di produzione; in questo modo gli acciai "Xcarb" si possono definire più puliti e riutilizzabili.

Questa tipologia di acciaio riciclato è prodotta in modo rinnovabile, utilizzando forni elettrici ad arco (in inglese “Electric Arc Furnace”, EAF) grazie al quale la produzione avviene partendo da rottami e scarti di acciaio, inoltre l’energia elettrica utilizzata per il funzionamento del forno proviene da fonti rinnovabili, come energia eolica o solare, tutti aspetti che riducono gli effetti della produzione sull’impatto ambientale.

2.2 Legno

Per la realizzazione della struttura della passerella ciclopedonale, si è optato per l’impiego di un legno lamellare incollato, combinato o omogeneo a seconda dell’elemento strutturale.

Il legno lamellare incollato (GLT, Glued Laminated Timber) viene realizzato mediante l’incollaggio di assi, le lamelle, di legno di limitata lunghezza, in modo da formare elementi strutturali ad ampia flessibilità compositiva; il risultato finale è un materiale più omogeneo, essendo possibile eliminare i difetti presenti invece nel legno massiccio in fase di assemblaggio, i quali porterebbero a diminuzioni localizzate di resistenza, si ha perciò una minore dispersione in termini di valori medi e caratteristici di resistenza del materiale.

È importante sottolineare inoltre il vantaggio del legno lamellare, rispetto al legno massiccio, per quanto riguarda il controllo del processo di stagionatura e dell’umidità.

Il legno lamellare incollato viene definito con le classi di resistenza GL seguite da una cifra che è associata al valore caratteristico della resistenza a flessione, espressa in MPa; inoltre, al termine della nomenclatura della classe è presente una lettera “h” oppure “c”, le quali stanno a significare rispettivamente una scelta omogenea delle lamelle, oppure una sezione ottimizzata disponendo lamelle con la classe di resistenza superiore nelle zone esterne della sezione e lamelle di classe inferiore nella parte centrale della sezione, ottenendo un legno lamellare combinato.

La scelta del materiale da utilizzare nei vari elementi che compongono l’impalcato della passerella ciclopedonale è ricaduta in tipologie diverse di legno lamellare, nello specifico per le Travi Principali di bordo si impiegherà un lamellare

combinato GL32c, analogamente per i Traversi la scelta ricade su una sezione combinata, ma di classe GL28c, mentre la pavimentazione si prevede sia realizzata con un tavolato con classe GL24h.

Di seguito si riportano i valori di resistenza caratteristica, modulo elastico e di taglio e la massa volumica, i quali definiscono le proprietà meccaniche delle varie tipologie di legno lamellare impiegate per ciascun elemento strutturale:

CARATTERISTICHE LEGNO STRUTTURALE					
Classe di resistenza		Travi Principali	Traversi	Tavolato	
		GL32c	GL28c	GL24h	
Resistenza caratteristica a flessione	$f_{m,g,k}$	32	28	24	[MPa]
Resistenza caratteristica a trazione (// alle fibre)	$f_{t,0,g,k}$	19,5	19,5	19,2	[MPa]
Resistenza caratteristica a trazione ($\perp$ alle fibre)	$f_{t,90,g,k}$	0,5	0,5	0,5	[MPa]
Resistenza caratteristica a compressione (// alle fibre)	$f_{c,0,g,k}$	24,5	24	24	[MPa]
Resistenza caratteristica a compressione ($\perp$ alle fibre)	$f_{c,90,g,k}$	2,5	2,5	2,5	[MPa]
Resistenza caratteristica a taglio	$f_{v,g,k}$	3,5	3,5	3,5	[MPa]
Modulo di elasticità medio (// alle fibre)	$E_{0,g,medio}$	13500	12500	11500	[MPa]
Modulo di elasticità, percentile 5% (// alle fibre)	$E_{0,g,0.5}$	11200	10400	9600	[MPa]
Modulo di elasticità medio ($\perp$ alle fibre)	$E_{90,g,medio}$	300	300	300	[MPa]
Modulo di taglio	$G_{g,medio}$	650	650	650	[MPa]
Massa volumica	$\rho_{g,k}$	4,00	3,90	3,85	[kN/m ³]

Figura 2.2: Caratteristiche legno strutturale

Le proprietà meccaniche del legno dipendono da vari fattori, quali l'umidità, i difetti e la durata di applicazione del carico, essendo un materiale con comportamento viscoso; perciò, si tiene conto di questi aspetti andando ad applicare alle proprietà caratteristiche dei coefficienti correttivi che sono definiti in normativa.

In particolare, nelle verifiche di resistenza viene utilizzato il coefficiente correttivo della resistenza del materiale k_{mod} , mentre nelle verifiche di deformabilità viene utilizzato il coefficiente correttivo del modulo elastico del materiale $1/(1+k_{def})$; tali k_{mod} e k_{def} sono definiti in relazione all'effetto combinato sul materiale di umidità e durata del carico.

È necessario quindi andare ad assegnare alle azioni classi di durata del carico e alle strutture lignee determinate classi di servizio.

Le classi di durata del carico sono definite nelle *NTC2018*, al Paragrafo 4.4.4, all'interno del Capitolo 4 dedicato alle strutture in legno; si riporta la definizione:

Tab. 4.4.I - Classi di durata del carico

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi - 10 anni
Media durata	1 settimana - 6 mesi
Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	--

Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Per un'azione variabile la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali.

Ai fini del calcolo in genere si può assumere quanto segue:

- il peso proprio e i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura, appartengono alla classe di durata permanente;
- i carichi permanenti suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura e i carichi variabili relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di lunga durata;
- i carichi variabili degli edifici, ad eccezione di quelli relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di media durata;
- il sovraccarico da neve riferito al suolo q_{sk} , calcolato in uno specifico sito ad una certa altitudine, è da attribuire ad una classe di durata del carico da considerarsi in funzione delle caratteristiche del sito per altitudini di riferimento a_s inferiori a 1000 m, mentre è da considerarsi almeno di media durata per altitudini a_s superiori o uguali a 1000 m;
- l'azione del vento medio appartiene alla classe di breve durata;
- l'azione di picco del vento e le azioni eccezionali in genere appartengono alla classe di durata istantanea;

Figura 2.3: Classi di durata del carico - NTC2018

Le classi di servizio invece hanno l'obiettivo di correlare le resistenze di progetto e i moduli elastici del materiale con le condizioni ambientali circostanti; esse sono definite nell'*Eurocodice 5 (EN 1995-1-1)* al paragrafo 2.3.1.3, e anche in maniera analoga nelle *NTC2018*, al Paragrafo 4.4.5., delle quali si riporta la definizione:

Tab. 4.4.II - Classi di servizio

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

Figura 2.4: Classi di servizio - NTC2018

Ne segue che possono appartenere alla classe di servizio 1 gli elementi lignei protetti contro le intemperie, come quelli posti all'interno di edifici, mentre appartengono alla classe di servizio 2 gli elementi lignei posti all'esterno degli edifici ma protetti, almeno parzialmente, dalle intemperie e dall'irraggiamento solare, al contrario se posti all'esterno e direttamente esposti alle intemperie appartengono alla classe di servizio 3.

Per determinare la classe di servizio innanzitutto è stata considerata la destinazione d'uso della struttura, e poi è stata condotta una ricerca per definire la

temperatura media annua e l'umidità relativa dell'aria del comune di Bologna, dove sarà localizzata l'opera; trattandosi di una passerella ciclopedonale collocata ovviamente all'esterno, si ricade dunque nella Classe di servizio 3.

Nel capitolo relativo alla progettazione, verranno specificati in maniera dettagliata i vari coefficienti che devono essere adottati di conseguenza.

2.3 Calcestruzzo

Per tenere conto della durabilità del materiale è necessario considerare il degrado che potrebbe emergere nel tempo e di conseguenza della necessità di ridurlo mediante l'uso di una opportuna classe resistente del calcestruzzo e del rispettivo copriferro.

La scelta della tipologia di calcestruzzo da impiegare è quindi dettata dalle condizioni ambientali nelle quali si andrà a trovare la struttura durante l'esercizio, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo; si riporta a tal proposito la tabella delle Normativa che lega le condizioni ambientali e la classe di esposizione del calcestruzzo:

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Figura 2.5: Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III – NTC2018)

Si riporta quindi anche la descrizione delle classi d'esposizione, così come sono definite dall'*Eurocodice 2*:

2 Corrosione indotta da carbonatazione Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non compresa nella classe XC2.

Figura 2.6: Classi di esposizione

Essendo le condizioni ambientali considerate ordinarie, per la realizzazione della struttura portante in elevazione, quindi la trave principale che funge da impalcato della passerella ciclopedonale, si è scelto di utilizzare un calcestruzzo caratterizzato da una classe di esposizione XC4; si presentano quindi i valori limite delle proprietà che deve soddisfare il calcestruzzo in relazione alla classe di esposizione:

	NESSUN RISCHIO DI CORROSIONE DELLE ARMATURE	CORROSIONE DELLE ARMATURE INDOTTA DALLA CARBONATAZIONE				CORROSIONE DELLE ARMATURE INDOTTA DAI CLORURI						ATTACCO DAI CICLI DI GELO/ DISGELO				AMBIENTE AGGRESSIVO PER ATTACCO CHIMICO		
						ACQUA DI MARE			CLORURI PROVENIENTI DA ALTRE FONTI									
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2
MASSIMO RAPPORTO a/c	-	0,60		0,55	0,50	0,50	0,45		0,55	0,50	0,45	0,50	0,50		0,45	0,55	0,50	0,45
MINIMA CLASSE DI RESISTENZA	C12/15	C25/30		C28/35	C32/40	C32/40	C35/45		C28/35	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30		C28/35	C28/35	C32/40	C35/45
MINIMO CONTENUTO IN CEMENTO (Kg/m³)		300		320	340	340	360		320	340	360	320	340		360	320	340	360
CONTENUTO MINIMO IN ARIA (%)													3,0 (a)					
ALTRI REQUISITI												AGGREGATI CONFORMI ALLA UNI EN 12620 DI ADEGUATA RESISTENZA AL GELO/DISGELO				È RICHIESTO L'IMPIEGO DI CEMENTI RESISTENTI AI SOLFATI (b)		

Figura 2.7: Classi di esposizione – valori limite delle proprietà

Poiché la minima classe di resistenza per una classe di esposizione XC4 risulta essere C32/40, si è scelto di utilizzare un calcestruzzo di classe C45/55; si riportano in seguito le proprietà meccaniche del calcestruzzo scelto:

CARATTERISTICHE CALCESTRUZZO - C45/55		
Classe di esposizione	XC4	
Resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}	55 [MPa]
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	f_{ck}	45 [MPa]
Resistenza dopo 24 ore dal getto (75%)	f_{ckj}	34,24 [MPa]
Resistenza a compressione cilindrica media	f_{cm}	53,65 [MPa]
Resistenza a trazione semplice media	f_{ctm}	3,83 [MPa]
Resistenza a trazione per flessione media	f_{ctfm}	4,60 [MPa]
Modulo elastico	E_{cm}	36416,11 [MPa]
Modulo di taglio	G_e	15173,38 [MPa]
Densità	ρ	2500 [kg/m ³]
Coefficiente di Poisson (cls non fessurato)	ν_{nf}	0,2 [-]
Coefficiente di Poisson (cls fessurato)	ν_f	0 [-]
Coefficiente di dilatazione termica	α	1,00E-05 [1/°C]
Coefficiente di sicurezza	γ_c	1,5 [-]
Resistenza a compressione cilindrica di progetto allo SLU	f_{cd}	25,87 [MPa]
Resistenza a trazione cilindrica di progetto allo SLU	f_{ctd}	2,55 [MPa]

Figura 2.8: Caratteristiche calcestruzzo - C45/55

È stato impiegato un calcestruzzo con una classe strutturale di tipo S4, con un rapporto acqua/cemento massimo di 0,50 e un contenuto minimo di cemento pari a 340 kg/m³ e dimensione massima dell'aggregato pari a 10 mm.

2.4 Acciaio per armature

Per quanto riguarda invece l'acciaio con cui realizzare l'armatura ordinaria si impiegano barre ad aderenza migliorata di tipologia B450C, così come prescritto nel Capitolo 11 delle *NTC2018*, espressamente riguardante i prodotti da costruzione ad uso strutturale.

Si riportano le caratteristiche meccaniche dell'acciaio impiegato:

CARATTERISTICHE ACCIAIO PER ARMATURE - B450C		
Resistenza a snervamento caratteristica	f_{yk}	450 [MPa]
Resistenza a rottura caratteristica	f_{tk}	540 [MPa]
Coefficiente di sicurezza	γ_s	1,15 [-]
Resistenza a snervamento di progetto	f_{yd}	391,3 [MPa]
Modulo elastico	E_{B450C}	210 [GPa]

Figura 2.9: Caratteristiche acciaio da armatura - B450C

Per quanto riguarda l'acciaio da precompressione si utilizzano trefoli, composti da 7 fili intrecciati ognuno, disposti in una maglia di 60x60 mm essendo caratterizzati da un diametro di 0,6".

Si riportano le caratteristiche meccaniche dell'acciaio impiegato nei trefoli:

CARATTERISTICHE ACCIAIO TREFOLI DA PRECOMPRESSIONE		
Tensione caratteristica di snervamento convenzionale all'1% di deformazione totale	$f_{p(1)k}$	1670 [MPa]
Tensione caratteristica a rottura	f_{ptk}	1860 [MPa]
Allungamento massimo a rottura	ϵ_{ud}	0,035 [-]
Diametro trefoli a 7 fili	Φ_{tr}	15,2 [mm]
Area sezione nominale trefoli a 7 fili	A_{tr}	139 [mm ²]
Modulo elastico	$E_{s,p}$	201000 [MPa]
Coefficiente di omogeneizzazione	η_p	5,52 [-]

Figura 2.10: Caratteristiche acciaio trefoli da precompressione

2.5 Materiale Composito Fibrorinforzato (F.R.P.)

I materiali compositi sono polimeri realizzati in stabilimento, composti da una matrice polimerica rinforzata con fibre strutturali ad alta resistenza, la matrice è formata da una resina termoindurente, evitando quindi che si ammorbidisca a temperature elevate.

Le fibre strutturali per compositi in FRP sono tipicamente fibre di vetro (GFRP, Glass Fiber Reinforced Polymer), ma anche le fibre di carbonio (CFRP, Carbon Fiber Reinforced Polymer) possono essere utilizzate, sebbene generalmente più costose, essendo di qualità superiore; in particolare sono realizzate a base di silicio e sono completamente resistenti sia alle elevate sia alle basse temperature.

Le fibre di vetro sono disponibili come stoppini o come stuoie, con fibre in un'unica direzione o combinando direzioni diverse.

Le fibre di vetro di per sé hanno una resistenza di 2800 MPa, risultando quindi più resistenti dell'acciaio, per il quale la resistenza è solitamente pari a 355 MPa.

La struttura in FRP si comporta meccanicamente come una struttura a sandwich altamente efficiente, nella quale due strati di “pelli” di materiale composito sono distanziate in modo da creare un braccio di leva con elementi di alleggerimento, i quali sono in grado di trasferire solo sforzi di taglio; in questo modo si genera una connessione strutturale continua tra i due strati di materiale (pelli in FRP), andando a eliminare la possibilità di un cedimento fragile dovuto al distacco tra il materiale resistente e il nucleo.

L'elemento strutturale pultruso in FRP viene costruito con la tecnica dell'infusione sottovuoto. Questo metodo consente di fabbricare strutture integrali in modo efficiente, e con geometrie scelte su misura.

Il processo di produzione prevede il trasporto della resina attraverso una pila di fibre di vetro e blocchi di schiuma, all'interno di una sacca ermetica, che garantisce l'assenza di emissioni; i blocchi di schiuma servono per fornire lo spessore all'impalcato e non avendo capacità resistenti si comportano come alleggerimento, mentre nelle zone di intradosso ed estradosso, oltre che a separazione dei vari blocchi di schiuma, viene iniettata la matrice di resina la quale va a trattenere e cementare le fibre di vetro, formando così la struttura resistente della sezione.

Si riporta nell'immagine seguente un dettaglio di come si presenta la sezione di una soletta in FRP per un impalcato.

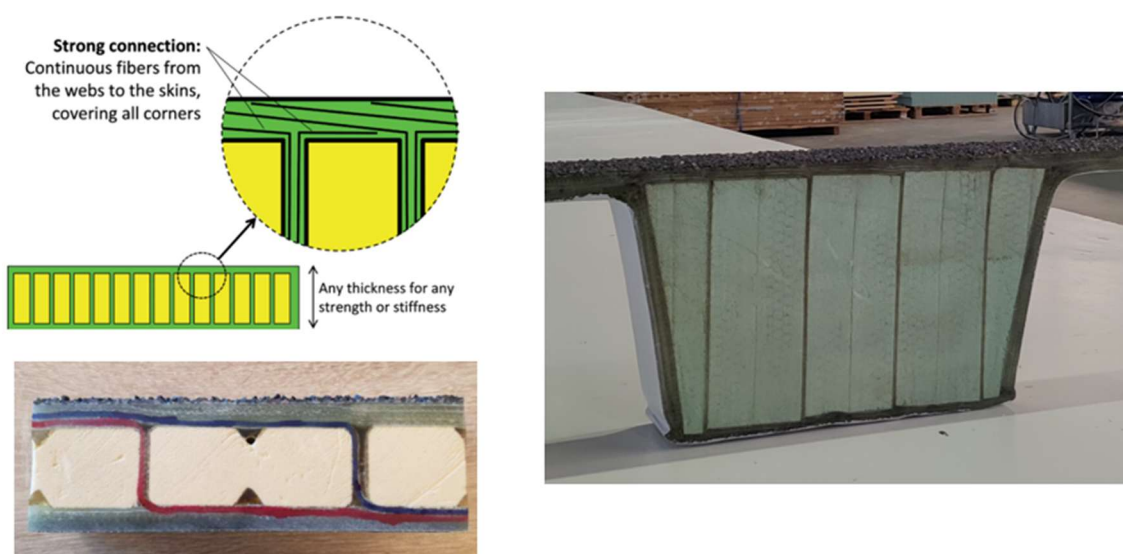


Figura 2.11: Composizione struttura in F.R.P.

Dal punto di vista del materiale, le fibre di vetro mostrano un comportamento elastico lineare fino alla rottura; tuttavia, dato che la struttura viene costruita nel suo insieme come un unico elemento laminato multidirezionale, attraverso il metodo dell'infusione, il comportamento è graduale verso la condizione ultima di rottura, questo perché le fibre si rompono una alla volta, piuttosto che tutte allo stesso tempo. Inoltre, le fibre in direzione trasversale non sono influenzate dal cedimento nella direzione della campata, per questo motivo esse vengono disposte su misura nel momento dell'infusione.

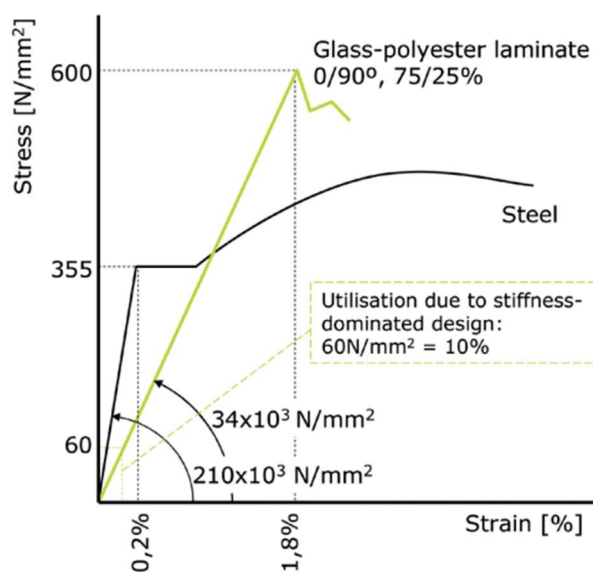


Figura 2.12: Comportamento del materiale

Le proprietà dei materiali compositi dipendono dal tipo, dall'orientamento e dalla quantità di fibre; come valori tipici, basati sull'esperienza, si considerano i seguenti:

- Resistenza in direzione della campata: 550 MPa;
- Resistenza in direzione trasversale: 150 MPa;
- Rigidezza in direzione della campata: 39000 MPa;
- Rigidezza in direzione trasversale: 11000 MPa.

La densità dell'FRP solido rigido varia con la proporzione tra la quantità di resina e quella delle fibre, ma è normalmente compresa tra 1600 e 1800 kg/m³. Il materiale dell'anima, che non ha alcun ruolo strutturale ma funge solo da alleggerimento e stampo a perdere durante la costruzione, pesa 35 kg/m³.

3. SOLUZIONI PROGETTUALI

Per soddisfare le esigenze del caso studio, si deve progettare una passerella ciclopeditale che vada a coprire una luce di 27 metri; l'obiettivo principale però di questo studio non si limita alla progettazione di una soluzione valida per la passerella in questione, si rivolgerà piuttosto verso un confronto su vari aspetti che interessano la struttura quali l'impatto ambientale, la sostenibilità e i costi.

Si procederà quindi con un dimensionamento della struttura in modo da avere idea delle quantità dei materiali impiegati, per poi svolgere lo studio vero e proprio sul confronto appena specificato; per dare un senso reale a questa prima fase relativa al dimensionamento si svolgono anche quelle verifiche di carattere fondamentale, con riferimento alle disposizioni normative vigenti, in modo da accertarsi che quanto progettato sia comunque corretto e fattibile.

La luce di 27 metri è abbastanza ridotta ma imposta dall'ambiente circostante, presentando quindi un vincolo che non permette scelte troppo particolari per quanto riguarda la geometria della struttura, si è optato quindi per uno schema statico di una passerella a travata in semplice appoggio.

Nel corso della trattazione si presenteranno cinque diverse soluzioni progettuali, dove lo schema statico sarà sempre lo stesso, ma a variare saranno i materiali

impiegati nella realizzazione della struttura portante, quali acciaio (classico e “Xcarb”), legno, C.A.P. e F.R.P.

Per ogni soluzione progettuale proposta si andranno a effettuare le varie verifiche necessarie con riferimento sia agli Stati Limite Ultimi sia a quelli di Esercizio, in seguito alla definizione dei carichi agenti ottenuti a valle della prima fase di dimensionamento; ulteriore aspetto che verrà analizzato è quello riguardante le vibrazioni sulla struttura, andando a valutare la frequenza propria del sistema, in modo da verificare il rispetto di determinati limiti necessari a consentire una buona situazione di comfort nei confronti degli utenti della passerella ciclopedonale.

Nei successivi capitoli, si andranno ad analizzare le varie soluzioni progettuali separatamente, per poi effettuare i vari confronti oggetto di analisi.

4. STRUTTURA IN ACCIAIO

La soluzione con impalcato in acciaio è stata scelta in quanto rappresenta una delle più classiche scelte per opere di questa tipologia e su una luce ridotta come nel caso in esame, andando a unire i vari aspetti positivi che presenta il materiale, quali la leggerezza e la elevata resistenza, che consentono quindi di avere una struttura con un peso totale molto minore rispetto, ad esempio, all’ipotesi di impalcato in C.A.P., vantaggio che, come vedremo, avrà un impatto significativo tra gli altri in termini di costi.

Il voler analizzare una struttura in acciaio è di interesse anche per poter studiare e fare valutazioni sulle caratteristiche, in termini di impatto ambientale, dell’acciaio “Xcarb”, mettendolo a confronto con altri materiali più classici.

Per quanto riguarda le caratteristiche dell’acciaio di tipo “Xcarb” si rimanda l’attenzione al *Paragrafo 2.1*.

Dal punto di vista statico, la struttura rientra nella categoria delle passerelle ciclopedonali a travata, con le due travi principali di bordo che sorreggono la via di transito dell’impalcato in corrispondenza della loro flangia inferiore, ed è per questo che tale tipologia viene definita come “passerella a travata a via inferiore” (detto anche ‘half-through’ bridge).

In questo modo le travi principali di bordo, data la loro elevata altezza, svolgono anche la funzione di parapetti laterali (la distanza tra la via di transito e l'estremità superiore della trave supera 1 metro), per la sicurezza degli utenti che utilizzeranno la passerella, pedoni e biciclette.

Si riportano delle rappresentazioni grafiche, per descrivere in maniera più chiara la geometria e l'aspetto della struttura; inoltre, in allegato al termine della trattazione è presente la tavola contenete planimetria, prospetto e sezioni dell'opera.

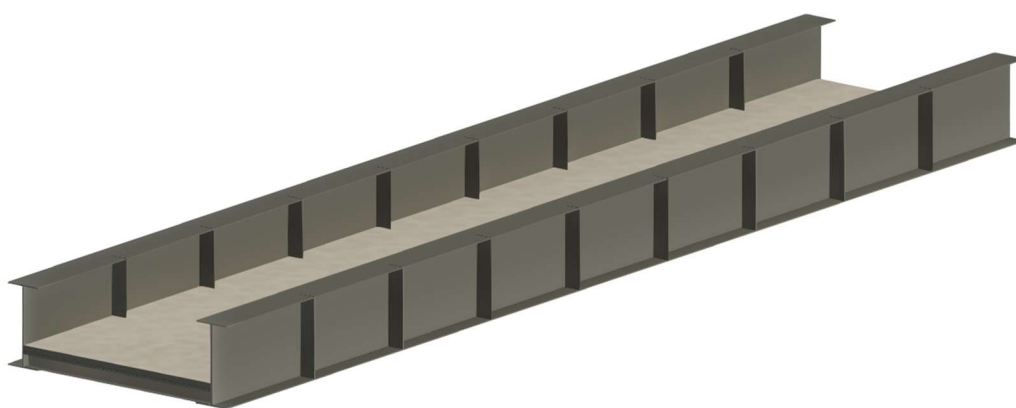


Figura 4.1: Passerella ciclopedonale in acciaio

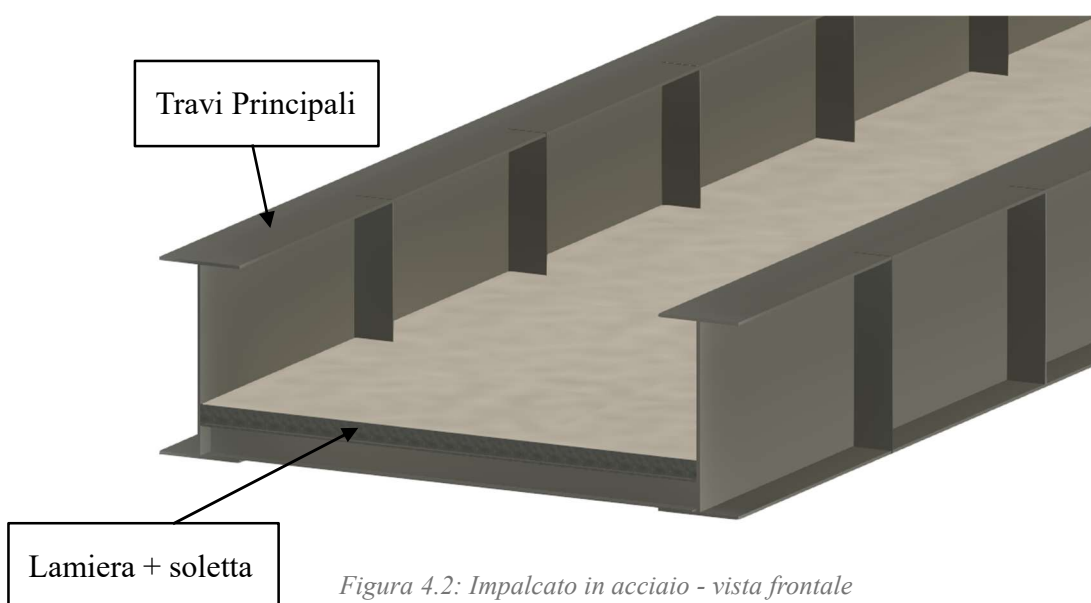


Figura 4.2: Impalcato in acciaio - vista frontale

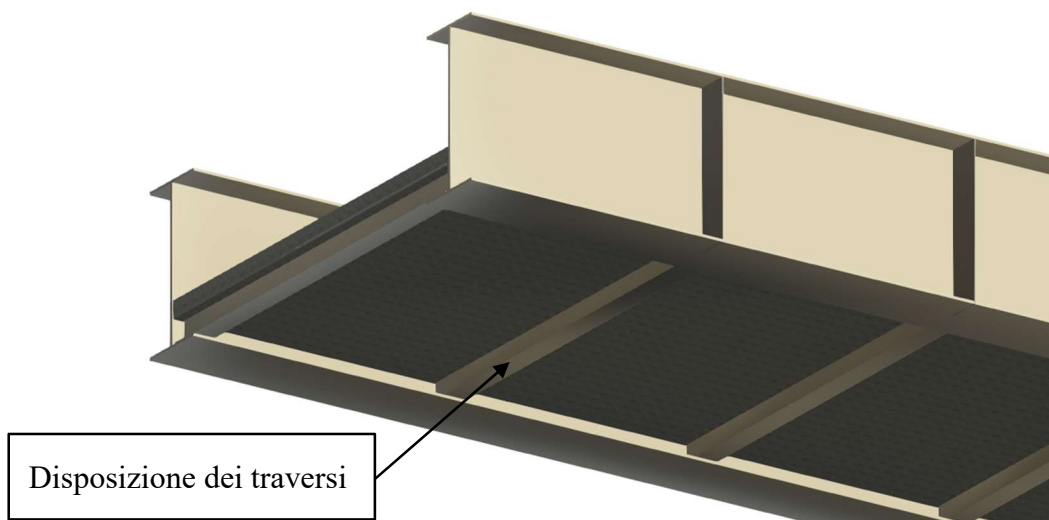


Figura 4.3: Impalcato in acciaio - vista inferiore (disposizione dei traversi)

(cfr. Tavola 1: “Passerella ciclopedonale in Acciaio”)

4.1 Dimensionamento

La struttura dell’impalcato è formata da tre tipologie di elementi fondamentalmente, ovvero le due travi principali di bordo, i traversi disposti con un interasse di 3 metri in corrispondenza della flangia inferiore delle travi principali, e una soletta che forma l’impalcato “a via inferiore”.

Sia per le travi principali che per i traversi si impiegano profili a doppio T, in acciaio di tipo S355, mentre il piano di transito è realizzato con una lamiera grecata in acciaio alla quale è associata una soletta collaborante in c.a.

Soletta

La soletta è composta da una lamiera grecata di 7 mm di spessore sopra alla quale è gettato uno strato di calcestruzzo armato collaborante; lo spessore della lamiera è di 15 cm mentre lo strato di calcestruzzo è spesso 4 cm, ottenendo così lo spessore totale dell’impalcato di 19 cm, al quale si deve aggiungere uno strato di pavimentazione in resina di 1 cm.

Per scegliere questa tipologia di pacchetto che definisce l’impalcato, è stato considerato il peso ipotetico gravante sulla struttura che deve essere sostenuto dal piano di pavimentazione, ovvero dato dalla somma del peso, anche se minimo, dello strato di resina e del carico variabile dato dalla presenza di folla compatta,

il quale come viene indicato in normativa deve essere considerato pari a 500 kg/m². Considerando per la resina dello strato di 1 cm di pavimentazione, un peso specifico di 15 kN/m³, il suo peso totale risulta essere di 0,15 kN/m², il quale sommato ai 5 kN/m² relativi al carico folla si ottiene il peso agente sul pacchetto di lamiera e soletta, pari a 5,15 kN/m².

A tal proposito, consultando cataloghi che presentano soluzioni del pacchetto già predefinito formato dalla lamiera grecata in acciaio e la soletta collaborante in c.a., è stata scelta la soluzione descritta in precedenza in base al carico utile che può essere sostenuto.

Traversi

Proseguendo, si devono dimensionare i traversi che hanno il compito di sorreggere la lamiera e quindi la via di transito, scaricando a loro volta i carichi sulle travi principali di bordo; come detto si prevedono 8 traversi nella campata della passerella pedonale di 27 metri di luce, quindi con un interasse di 3 metri tra ognuno.

Per determinare le dimensioni del profilo da utilizzare, sarà necessario definire il carico agente sullo stesso, carico che è dato dal peso portato del pacchetto di lamiera e soletta e dallo stato di resina, e dal carico di folla compatta, entrambi riferiti all'area d'influenza relativa al singolo traverso, con una larghezza d'influenza corrispondente all'interasse tra due profili consecutivi; a questi sarà anche da sommare il peso del traverso stesso, che in un primo momento, non avendo una sezione definita, si stima in modo fittizio pari a 0,5 kN/m.

Il carico agente sul traverso sarà dato in questa fase dalla somma dei vari contributi quali i 5 kN/m² del carico di folla compatta, i 0,15 kN/m² del peso dello strato di resina e i 2,26 kN/m² dovuti al peso della lamiera con soletta collaborante, ottenendo così un carico per superficie di 7,41 kN/m²; tale quantità deve essere poi moltiplicata per la lunghezza d'influenza, pari all'interasse tra i traversi stessi, in modo da ottenere così un carico lineare $q = 7,41 \cdot 3 = 22,23 \text{ kN/m}$. Per ottenere il carico agente finale si deve considerare anche il peso proprio del profilo del traverso, in precedenza ipotizzato con una stima ragionevole, per cui si ha:

$$q = 22,23 + 0,5 = 22,73 \text{ kN/m}.$$

A livello di schema statico, il traverso si comporta come una trave in semplice appoggio, quindi si possono determinare le sollecitazioni di taglio e di momento, facendo riferimento alle note relazioni di scienza delle costruzioni; perciò si ha un taglio, all'appoggio, pari a $V = (22,73 \text{ kN/m} \cdot 5 \text{ m})/2 = 56,83 \text{ kN}$, e un momento, in mezzzeria dove è massimo, $M = (22,73 \text{ kN/m} \cdot (5 \text{ m})^2)/8 = 71,03 \text{ kNm}$.

Noto il valore del momento sollecitante, è possibile determinare il valore delle due forze, una di trazione e una di compressione, nelle quali si scompone la coppia e che risultano quindi applicate alle due flange.

Per la scomposizione si deve definire il braccio della coppia, rappresentato dall'altezza del traverso, quindi, scelto un profilo a doppio T, si ipotizza un'altezza di $h_{ts} = 300 \text{ mm}$ (rappresentante un rapporto altezza/luce di circa 1/17).

Perciò si ha, uno sforzo normale su ogni flangia (uguale sia per compressione che per trazione):

$$N = \frac{M}{h_{ts}} = \frac{71,03 \text{ kNm}}{300 \text{ mm}} = 236,77 \text{ kN}$$

Avendo assunto per la carpenteria metallica un acciaio di tipo S355, si considera un valore di tensione di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$ (per spessori minori di 40 mm), da cui si ha una resistenza di progetto, come definito nelle caratteristiche del materiale, pari a:

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M1} = 355/1,1 = 322,73 \text{ MPa}$$

Ipotizzando che il massimo sforzo di compressione accettabile sia pari a $0,5 f_{yd}$, si definisce una dimensione minima della flangia, con un'area necessaria pari a:

$$A_{f,nec} = \frac{N}{0,5 \cdot f_{yd}} = \frac{236,77 \text{ kN}}{0,5 \cdot 322,73 \text{ MPa}} = 1467,31 \text{ mm}^2$$

Per evitare fenomeni di instabilità della flangia compressa, la larghezza dell'ala deve essere almeno 25 volte il suo spessore; è quindi possibile definire lo spessore dell'ala come segue:

$$A_f \geq t_f \cdot 25 t_f \quad \rightarrow \quad t_{f,min} = \left(\frac{A_{f,nec}}{25} \right)^{0,5} = 7,66 \text{ mm}$$

Si sceglie quindi uno spessore della flangia pari a 10 mm, e di conseguenza, per rispettare i limiti inerenti all'instabilità, una larghezza totale delle ali di 250 mm;

l'area della flangia risulta essere quindi maggiore di quella necessaria definita in precedenza $A_f = 10 \cdot 250 = 2500 \text{ mm}^2 > A_{f,nec}$.

Per quanto riguarda il dimensionamento dell'anima del profilo di acciaio, essa ha il compito di assorbire il taglio, pertanto si ha:

$$V = A_a \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

e dunque si ricava:

$$A_{a,nec} = \frac{V}{f_{yd}} \sqrt{3} = \frac{56,83 \text{ kN}}{322,73 \text{ MPa}} \sqrt{3} = 305 \text{ mm}^2$$

A questo punto è possibile ricavare facilmente lo spessore dell'anima, infatti note l'area minima necessaria e l'altezza, che non sarà altro che l'altezza del traverso meno lo spessore delle due ali, si ricava la dimensione mancante come segue:

$$h_{anima} = h_{traverso} - 2 \cdot h_{ali} = 300 - 2 \cdot 10 = 280 \text{ mm}$$

$$t_{a,min} = \frac{A_{a,nec}}{h_{anima}} = \frac{305 \text{ mm}^2}{280 \text{ mm}} = 1,09 \text{ mm}$$

Per avere uniformità tra gli spessori, si sceglie un profilo con l'anima di 10 mm di spessore, in tal modo anche l'area effettiva risulterà essere abbondantemente maggiore di quella necessaria.

Travi principali

Un dimensionamento analogo a quanto appena eseguito si effettua anche per le due travi principali di bordo, le quali hanno il compito di sorreggere tutto l'impalcato e i pesi gravanti su di esso, a partire quindi dai pesi propri degli elementi strutturali che lo compongono, quali le travi principali stesse, i traversi e la soletta, e il carico variabile dovuto alla folla compatta.

Per determinare le dimensioni del profilo da utilizzare, sarà necessario definire il carico agente sullo stesso, carico che è dato dal peso portato del pacchetto di lamiera e soletta e dallo stato di resina, e dal carico di folla compatta, entrambi riferiti all'area d'influenza relativa alla singola trave, con una larghezza

d'influenza corrispondente quindi a metà della larghezza dell'impalcato; a questi sarà anche da sommare il peso proprio dei traversi e della trave stessa, che in questa prima fase, si stima in modo fittizio pari a 150 kg/m^2 , ovvero $1,5 \text{ kN/m}^2$, per la totalità della carpenteria metallica.

Quindi, trattandosi di un carico per unità di superficie, si può andare a sommare al peso, sempre per unità di superficie, dovuto al peso del pacchetto lamiera + soletta e carico folla sovrastante, calcolato in precedenza e che vale $7,41 \text{ kN/m}^2$.

La somma di tali quantità (quindi $1,5 + 7,41 = 8,91 \text{ kN/m}^2$) deve essere poi moltiplicata per la lunghezza d'influenza, pari a metà della larghezza dell'impalcato, in modo da ottenere così un carico lineare:

$$q = 8,91 \cdot 5/2 = 22,28 \text{ kN/m}$$

A livello di schema statico, anche la trave principale si comporta come una trave in semplice appoggio, quindi si possono determinare le sollecitazioni di taglio e di momento, facendo riferimento alle note relazioni di scienza delle costruzioni; perciò si ha un taglio, all'appoggio, pari a $V = (22,28 \text{ kN/m} \cdot 27 \text{ m})/2 = 300,71 \text{ kN}$, e un momento, in mezzzeria dove è massimo, $M = (22,28 \text{ kN/m} \cdot (27 \text{ m})^2)/8 = 2029,81 \text{ kNm}$.

Noto il valore del momento sollecitante, è possibile determinare il valore delle due forze, una di trazione e una di compressione, nelle quali si scompone la coppia e che risultano quindi applicate alle due flange.

Per la scomposizione si deve definire il braccio della coppia, rappresentato dall'altezza della trave, quindi, scelto un profilo a doppio T, si ipotizza un'altezza di $h_{tp} = 1800 \text{ mm}$ (rappresentante un rapporto altezza/luce pari a $1/15$), scelta dettata anche dalla volontà di sfruttare al meglio le proprietà del materiale, fornendo quindi una buona snellezza alla sezione.

Perciò si ha, uno sforzo normale su ogni flangia (uguale sia per compressione che per trazione):

$$N = \frac{M}{h_{tp}} = \frac{2029,81 \text{ kNm}}{1800 \text{ mm}} = 1127,67 \text{ kN}$$

Avendo assunto per la carpenteria metallica un acciaio di tipo S355, si considera un valore di tensione di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$ (per spessori minori di 40

mm), da cui si ha una resistenza di progetto, come definito nelle caratteristiche del materiale, pari a:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M1} = 355 / 1,1 = 322,73 \text{ MPa}$$

Ipotizzando che il massimo sforzo di compressione accettabile sia pari a $0,5 f_{yd}$, si definisce una dimensione minima della flangia, con un'area necessaria pari a:

$$A_{f,nec} = \frac{N}{0,5 \cdot f_{yd}} = \frac{1127,67 \text{ kN}}{0,5 \cdot 322,73 \text{ MPa}} = 6988,39 \text{ mm}^2$$

Per evitare fenomeni di instabilità della flangia compressa, la larghezza dell'ala deve essere almeno 25 volte il suo spessore; è quindi possibile definire lo spessore dell'ala come segue:

$$A_f \geq t_f \cdot 25 t_f \rightarrow t_{f,min} = \left(\frac{A_{f,nec}}{25} \right)^{0,5} = 16,72 \text{ mm}$$

Si sceglie quindi uno spessore della flangia pari a 30 mm, e di conseguenza, per rispettare i limiti inerenti all'instabilità, una larghezza totale delle ali di 800 mm; l'area della flangia risulta essere quindi maggiore di quella necessaria definita in precedenza $A_f = 30 \cdot 800 = 24000 \text{ mm}^2 > A_{f,nec}$.

Per quanto riguarda il dimensionamento dell'anima del profilo di acciaio, essa ha il compito di assorbire il taglio, pertanto si ha:

$$V = A_a \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

e dunque si ricava:

$$A_{a,nec} = \frac{V}{f_{yd}} \sqrt{3} = \frac{300,71 \text{ kN}}{322,73 \text{ MPa}} \sqrt{3} = 1613,90 \text{ mm}^2$$

A questo punto è possibile ricavare facilmente lo spessore dell'anima, infatti note l'area minima necessaria e l'altezza, che non sarà altro che l'altezza della trave meno lo spessore delle due ali, si ricava la dimensione mancante come segue:

$$h_{anima} = h_{trave} - 2 \cdot h_{ali} = 1800 - 2 \cdot 30 = 1740 \text{ mm}$$

$$t_{a,min} = \frac{A_{a,nec}}{h_{anima}} = \frac{1613,90 \text{ mm}^2}{1740 \text{ mm}} = 0,93 \text{ mm}$$

Per avere uniformità tra gli spessori, si sceglie un profilo con l'anima di 30 mm di spessore, in tal modo anche l'area effettiva risulterà essere abbondantemente maggiore di quella necessaria.

4.1.1 Sezioni degli elementi strutturali

Dopo aver dimensionato gli elementi strutturali principali, si procede con il riepilogo presentato in questo paragrafo delle varie sezioni con relative caratteristiche geometriche e rappresentazioni grafiche.

Si presenta lo schema del pacchetto lamiera + soletta, e le corrispondenti caratteristiche geometriche e statiche.

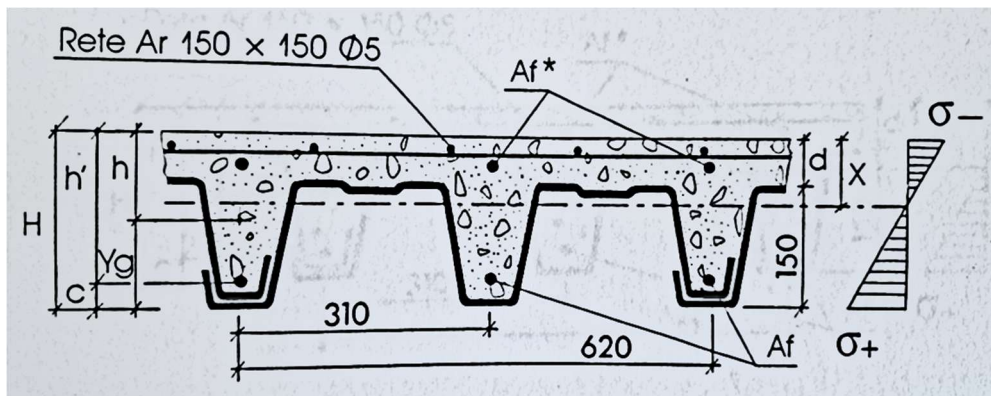


Figura 4.4: Pacchetto lamiera + soletta in c.a.

Caratteristiche geometriche:

- Altezza lamiera grecata = 150 mm, spessore 7 mm;
- Altezza soletta collaborante (d) = 40 mm, realizzata in calcestruzzo armato con una rete di 150 x 150 con Ø5;
- Armature aggiuntive superiormente e inferiormente (Af* e Af) assenti;
- Carico utile sopportabile = 876 kg/m², ovvero 8,76 kN/m², maggiore del carico agente (5,15 kN/m²).

Caratteristiche statiche:

Lamiera grecata:

- Peso proprio = $12,27 \text{ kg/m}^2$;
- Area = $14,11 \text{ cm}^2/\text{m}$;
- Momento d'inerzia = $489,15 \text{ cm}^4/\text{m}$;
- Modulo di resistenza = $72,37 \text{ cm}^3/\text{m}$.

Lamiera grecata + soletta in c.a.:

- Peso proprio = 226 kg/m^2 ;
- Momento d'inerzia = $1249 \text{ cm}^4/\text{m}$;
- Modulo di resistenza = $3822 \text{ cm}^3/\text{m}$.

Si presenta ora la sezione del profilo utilizzato per i traversi, e un riepilogo delle corrispondenti caratteristiche geometriche e statiche.

Traverso
Profilo a doppio T 300x250mm
Acciaio S355

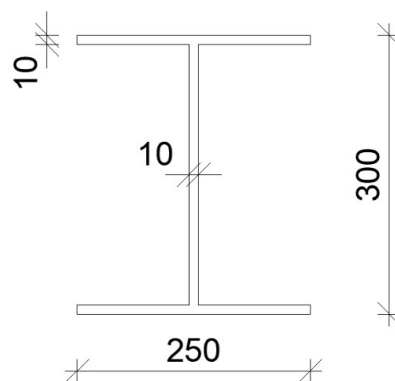


Figura 4.5: Traverso - Profilo a doppio T

Caratteristiche geometriche, sezione traverso (profilo a doppio T):

- Altezza = 300 mm;
- Larghezza = 250 mm;
- Spessore anima = 10 mm;
- Spessore flangia = 10 mm;
- Area totale sezione = 7800 mm^2 ;
- Area anima = 2800 mm^2 ;
- Area flangia = 2500 mm^2 ;

Caratteristiche statiche:

- Posizione del baricentro = 150 mm, sezione simmetrica;
- Momento d'inerzia (asse x) = $1,23 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$;
- Momento d'inerzia (asse y) = $2,61 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$;
- Modulo di resistenza (asse x) = $8,23 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$;

Mentre per la sezione delle travi principali di bordo, di seguito si riporta il profilo utilizzato, e un riepilogo delle corrispondenti caratteristiche geometriche e statiche.

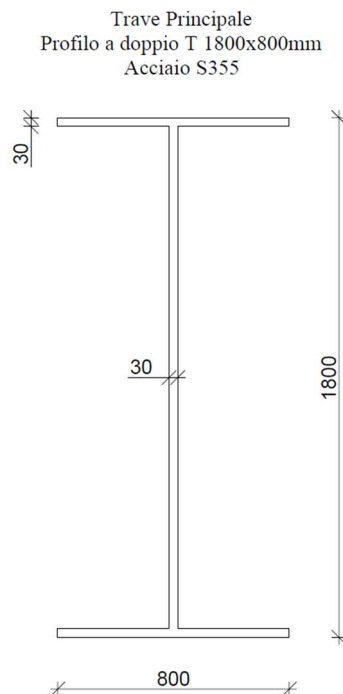


Figura 4.6: Trave Principale - Profilo a doppio T

Caratteristiche geometriche, sezione trave principale (profilo a doppio T):

- Altezza = 1800 mm;
- Larghezza = 800 mm;
- Spessore anima = 30 mm;
- Spessore flangia = 30 mm;
- Area totale sezione = 100200 mm^2 ;
- Area anima = 52200 mm^2 ;
- Area flangia = 24000 mm^2 ;

Caratteristiche statiche:

- Posizione del baricentro = 900 mm, sezione simmetrica;
- Momento d'inerzia (asse x) = $5,08 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$;
- Momento d'inerzia (asse y) = $2,56 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$;
- Modulo di resistenza (asse x) = $5,64 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$;

4.1.2 Analisi dei carichi di progetto

Una volta definite le sezioni di tutti gli elementi, è possibile determinarne il peso corretto e non più una stima, per andare ad effettuare così una vera e propria analisi dei carichi che gravano sulla struttura.

Partendo dai carichi già noti e ben definiti, relativi alla presenza di folla compatta, valore indicato dalla normativa e da assumere pari a 5 kN/m^2 , e del pacchetto che formerà la via di transito, quindi composto dalla lamiera grecata in acciaio, con soletta collaborante in c.a. e strato di pavimentazione in resina, con un carico di $2,41 \text{ kN/m}^2$, rimangono da definire i pesi propri degli elementi strutturali di carpenteria metallica.

Per quanto riguarda i traversi, si conosce l'area della sezione del profilo e la densità del materiale, che per l'acciaio impiegato è 7850 kg/m^3 ; perciò, si calcola facilmente il carico, per metro lineare, relativo al peso proprio del singolo traverso:

$$P_{ts/m} = A_{ts} \cdot \rho_{acciaio} = 7800 \text{ mm}^2 \cdot 7850 \text{ kg/m}^3 = 0,61 \text{ kN/m}$$

e di conseguenza il peso totale dell'elemento, moltiplicando tale quantità per la lunghezza del traverso:

$$P_{ts} = P_{ts/m} \cdot L_{ts} = 0,61 \text{ kN/m} \cdot 5 \text{ m} = 3,06 \text{ kN} \cong 306 \text{ kg}$$

Considerando nuovamente il traverso nello schema statico di semplice appoggio, e volendo definire il carico totale agente su di esso e le conseguenti sollecitazioni di taglio e momento flettente, si otterrebbe un risultato molto simile a quanto ricavato in precedenza, in virtù di una stima del peso dell'elemento molto vicina alla realtà.

$$q_{ts} = (q_{lam+sol} + q_{pav.} + q_{folla}) \cdot i_{ts} + P_{ts/m} = 22,84 \text{ kN/m}$$

$$V_{ts} = (q_{ts} \cdot L_{ts})/2 = 57,11 \text{ kN}$$

$$M_{ts} = (q_{ts} \cdot L_{ts}^2)/8 = 71,38 \text{ kNm}$$

Conoscendo il carico agente sul traverso si determina inoltre la freccia che si genera sotto i carichi di esercizio, per poi andarla a confrontare con il limite imposto dalla normativa di 1/250 della luce; per il calcolo della freccia si è fatto riferimento a uno schema isostatico di trave in semplice appoggio, per cui è stata utilizzata la nota formula:

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ts} \cdot L_{ts}^4}{EJ}$$

dove E rappresenta il modulo elastico dell'acciaio e J il momento d'inerzia della sezione, perciò si ha:

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{22,84 \text{ kN/m} \cdot (5 \text{ m})^4}{210000 \text{ MPa} \cdot (1,23 \cdot 10^8) \text{ mm}^4} = 7,17 \text{ mm} < \frac{L}{250} = 20 \text{ mm}$$

Il limite da normativa è pertanto soddisfatto.

In modo analogo si procede anche nella trattazione delle travi principali, delle quali si conosce l'area della sezione del profilo in acciaio e la densità del materiale, sempre pari a 7850 kg/m³; perciò, si procede con il calcolo del carico per metro lineare, relativo al peso proprio della singola trave:

$$P_{tp/m} = A_{tp} \cdot \rho_{acciaio} = 100200 \text{ mm}^2 \cdot 7850 \text{ kg/m}^3 = 7,87 \text{ kN/m}$$

e di conseguenza il peso totale dell'elemento, moltiplicando tale quantità per la lunghezza della trave:

$$P_{tp} = P_{tp/m} \cdot L_{tp} = 7,87 \text{ kN/m} \cdot 27 \text{ m} = 212,37 \text{ kN} \cong 21237 \text{ kg}$$

Considerando nuovamente la trave nello schema statico di semplice appoggio, si vuole definire il carico totale agente su di essa e le conseguenti sollecitazioni di taglio e momento flettente, per verificare il rispetto delle limitazioni relative alle aree di flangia e anima appena dimensionate.

$$q_{tp} = (q_{lam+s} + q_{pav.} + q_{folla}) \cdot i_{tp} + \frac{P_{ts}}{2} \cdot \frac{n_{ts}^{\circ}}{L_{tp}} + P_{tp/m} = 26,84 \text{ kN/m}$$

$$V_{tp} = (q_{tp} \cdot L_{tp})/2 = 362,40 \text{ kN}$$

$$M_{tp} = (q_{tp} \cdot L_{tp}^2)/8 = 2446,18 \text{ kNm}$$

Noto il valore del momento sollecitante, si determinano le due forze nelle quali si scompone la coppia e che risultano quindi applicate alle due flange; perciò, si ha uno sforzo normale su ogni flangia (uguale sia per compressione che per trazione):

$$N = \frac{M_{tp}}{h_{tp}} = \frac{2446,18 \text{ kNm}}{1800 \text{ mm}} = 1359 \text{ kN}$$

Ipotizzando che il massimo sforzo di compressione accettabile sia pari a $0,5 f_{yd}$, l'area minima necessaria per la flangia sarà pari a:

$$A_{f,nec} = \frac{N}{0,5 \cdot f_{yd}} = \frac{1359 \text{ kN}}{0,5 \cdot 322,73 \text{ MPa}} \cong 8422 \text{ mm}^2$$

L'area della flangia con le dimensioni scelte in precedenza risulta essere quindi maggiore di quella necessaria.

Per quanto riguarda invece l'anima del profilo di acciaio, poiché essa ha il compito di assorbire il taglio, si ha:

$$V = A_a \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

e dunque si ricava:

$$A_{a,nec} = \frac{V}{f_{yd}} \sqrt{3} = \frac{362,40 \text{ kN}}{322,73 \text{ MPa}} \sqrt{3} \cong 1945 \text{ mm}^2$$

L'area dell'anima con le dimensioni scelte in precedenza risulta essere quindi maggiore di quella necessaria.

Essendo noto il carico agente sulla trave, si può determinare la freccia generata dai carichi di esercizio, per poi andarla a confrontare con il limite imposto dalla

normativa di 1/250 della luce; per il calcolo della freccia si è fatto riferimento a uno schema isostatico di trave in semplice appoggio, per cui è stata utilizzata la nota formula:

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{tp} \cdot L_{tp}^4}{EJ}$$

dove E rappresenta il modulo elastico dell'acciaio e J il momento d'inerzia della sezione, perciò si ha:

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{26,84 \text{ kN/m} \cdot (27 \text{ m})^4}{210000 \text{ MPa} \cdot (5,08 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4} = 17,42 \text{ mm} < \frac{L}{250} = 108 \text{ mm}$$

Il limite da normativa è pertanto soddisfatto.

4.2 Verifica a flessione (SLU) elementi strutturali

Tale verifica a flessione è riferita agli Stati Limite Ultimi, consiste nel determinare la resistenza di progetto nei confronti della flessione e andarla a confrontare con la sollecitazione flettente alla quale è soggetto l'elemento strutturale in questione. La verifica verrà eseguita ed esposta relativamente sia ai traversi sia alle travi principali di bordo; con riferimento alle indicazioni che vengono riportate nella normativa vigente, nello specifico al Capitolo 4.2.4 delle *NTC2018*.

La condizione fondamentale che deve essere rispettata è la seguente:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1$$

dove M_{Ed} indica il momento flettente sollecitante di progetto, definito meglio in seguito, e M_{Rd} la resistenza di progetto a flessione, la quale si valuta con la seguente relazione:

$$M_{Rd} = \frac{W \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

avendo indicato con W il modulo di resistenza della sezione, con f_{yk} la tensione limite di snervamento pari a 355 MPa e $\gamma_{M0} = 1,05$ il coefficiente di sicurezza.

Ciò che rimane da determinare è la sollecitazione flettente di progetto, è questo viene fatto con riferimento ai carichi agenti sull'elemento, così come determinati

nel precedente Paragrafo 4.1.2, ma questa volta fattorizzati mediante l'applicazione dei coefficienti di sicurezza indicati in normativa, proprio per tenere conto della condizione di Stato Limite Ultimo. I coefficienti parziali di sicurezza sono quelli rappresentati in tabella:

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

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

Figura 4.7: Coefficienti parziali di sicurezza, combinazioni agli SLU – NTC2018

Si procede quindi con la determinazione del carico allo SLU e della sollecitazione flettente, per entrambi gli elementi strutturali, per poi eseguire la verifica.

Traverso

Il carico agente sul traverso, in riferimento allo SLU, sarà:

$$q_{ts,SLU} = 1,5 \cdot (q_{lam+s} + q_{pav.}) \cdot i_{ts} + 1,35 \cdot q_{folla} \cdot i_{ts} + 1,35 \cdot P_{ts/m} = 31,92 \text{ kN/m}$$

Per la determinazione del momento sollecitante, in corrispondenza della sezione di mezzeria che è la più sollecitata, si fa sempre riferimento alle note espressioni della scienza delle costruzioni per uno schema statico di trave in semplice appoggio, per cui si ha:

$$M_{Ed} = \frac{q_{SLU} \cdot L^2}{8} = \frac{31,92 \text{ kN/m} \cdot (5 \text{ m})^2}{8} = 99,76 \text{ kNm}$$

La resistenza a flessione di progetto viene invece calcolata come già definito, ottenendo:

$$M_{Rd} = \frac{W \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{(8,23 \cdot 10^5) \text{ mm}^3 \cdot 355 \text{ MPa}}{1,05} = 278,27 \text{ kNm}$$

Ne segue la verifica a flessione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{99,76 \text{ kNm}}{278,27 \text{ kNm}} = 0,36 < 1$$

La condizione risulta quindi soddisfatta.

Trave principale

Il carico agente sulla trave principale, in riferimento allo SLU, sarà:

$$q_{tp,SLU} = 1,5 \cdot (q_{lam+sol} + q_{pav.}) \cdot i_{tp} + 1,35 \cdot q_{folla} \cdot i_{tp} + 1,35 \cdot \left(\frac{P_{ts}}{2} \cdot \frac{n_{ts}^{\circ}}{L_{tp}} + P_{tp} \right) = 37,14 \text{ kN/m}$$

Per la determinazione del momento sollecitante, in corrispondenza della sezione di mezzaria che è la più sollecitata, si fa sempre riferimento alle note espressioni della scienza delle costruzioni per uno schema statico di trave in semplice appoggio, per cui si ha:

$$M_{Ed} = \frac{q_{SLU} \cdot L^2}{8} = \frac{37,14 \text{ kN/m} \cdot (27 \text{ m})^2}{8} = 3384,7 \text{ kNm}$$

La resistenza a flessione di progetto viene invece calcolata come già definito, ottenendo:

$$M_{Rd} = \frac{W \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{(5,64 \cdot 10^7) \text{ mm}^3 \cdot 355 \text{ MPa}}{1,05} = 19071,75 \text{ kNm}$$

Ne segue la verifica a flessione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{3384,7 \text{ kNm}}{19071,75 \text{ kNm}} = 0,18 < 1$$

La condizione risulta quindi soddisfatta.

4.2.1 Verifica a instabilità flessio-torsionale (Trave Principale)

Nei confronti delle travi inflesse, non è sufficiente verificare, come appena fatto, solamente il comportamento nel piano rispetto alla flessione, ma si deve tenere conto anche della possibilità di sbandamenti laterali dell'elemento in virtù dell'instabilità flessio-torsionale a cui è soggetto; infatti se la trave è sottoposta a flessione sarà caratterizzata, in corrispondenza della flangia superiore, da uno sforzo di compressione, la quale può portare alla formazione di fenomeni di instabilità globale dell'elemento strutturale.

L'instabilità è tanto più accentuata in presenza di elementi snelli come quello in esame, snellezza che è dovuta soprattutto alla lunghezza della trave e alle caratteristiche geometriche di una sezione di un profilo a doppio T in acciaio, i cui vantaggi di applicazione risiedono nell'impiegare spessori molto sottili e leggeri.

Tale verifica consiste di fatto in un'estensione della precedente verifica a flessione, nella quale ora si confronta il momento flettente sollecitante già calcolato con un momento resistente che tiene conto degli effetti di possibili fenomeni di instabilità.

Si fa sempre riferimento a quanto viene definito nella normativa vigente, nello specifico al Paragrafo 4.2.4.1.3.2 delle *NTC2018*, dove viene specificata la relazione che deve essere soddisfatta in modo che la verifica abbia un risultato positivo, ed è la seguente:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

Dove appunto il momento resistente di progetto $M_{b,Rd}$ tiene conto dell'instabilità e viene determinato (per una trave lateralmente non vincolata come in questo caso) con la seguente formula:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

dove W_y è il modulo di resistenza della sezione, pari a $5,64 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$ come definito in fase di dimensionamento, $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$ è la tensione limite di snervamento dell'acciaio da carpenteria e $\gamma_{M1} = 1,1$ il coefficiente di sicurezza.

Il fattore χ_{LT} è un fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale che dipende dal profilo utilizzato e si determina con la seguente formula:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda_{LT}^2}} \leq K_{\chi}$$

dove si definiscono le seguenti grandezze:

- $\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2]$, dove si assume il valore $\lambda_{LT,0} = 0,2$;
- $f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 20 \cdot (\lambda_{LT} - 0,8)^2]$ è un fattore che considera la reale distribuzione del momento flettente sull'elemento inflesso, e il fattore k_c presente solitamente si può assumere pari a 1, perciò $f = 1$;
- il coefficiente β può essere considerato unitario, mentre il fattore di imperfezione α_{LT} si ottiene consultando le tabelle definite in normativa e riportate in seguito:

Tab. 4.2.IX (a) Valori raccomandati di α_{LT} per le differenti curve di stabilità.

Curva di stabilità	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Tab. 4.2.IX (b) - Definizione delle curve di stabilità per le varie tipologie di sezione e per gli elementi inflessi

Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità da Tab. 4.2.VIII
Sezione laminata ad I	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Sezione composta saldata	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Altre sezioni trasversali	-	d

Figura 4.8: Definizione del parametro α_{LT}

poiché il rapporto tra altezza e larghezza del profilo della trave risulta essere maggiore di 2, si ricade nel caso di una curva di stabilità “d” per una sezione composta da piatti saldati, e quindi si avrà il parametro $\alpha_{LT} = 0,76$.

- infine, il termine K_{χ} è definito come segue $K_{\chi} = \min\left(1; \frac{1}{f \cdot \lambda_{LT}^2}\right)$.

In tutte queste espressioni ricorre una grandezza che è fondamentale per il calcolo relativo all'instabilità, ovvero la snellezza normalizzata λ_{LT} , calcolata con la seguente formula:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

dove con M_{cr} è indicato il momento critico elastico di instabilità flessione-torsionale, che deve essere calcolato tenendo conto della sezione lorda del profilo, delle condizioni di carico e dei vincoli torsionali eventualmente presenti.

Per la determinazione del momento critico elastico di instabilità torsionale M_{cr} si fa riferimento alla normativa “Eurocodice 3”; si considera il caso più di trave con sezione trasversale doppiamente simmetrica rispetto ai due assi. In tal caso la formula da utilizzare è la seguente:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_y}{(k \cdot L)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{J_y} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot J_y}}$$

dove si definiscono le seguenti grandezze:

- J_y è il momento d'inerzia intorno all'asse debole y, pari a $2,56 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$;
- C_1 è un coefficiente dipendente dalle condizioni di carico e di vincolo all'estremo, posto pari a 1,132 come definito in modo tabellare dall'EC3;
- E è il modulo elastico dell'acciaio da carpenteria, pari a 210000 MPa;
- G è il modulo di taglio dell'acciaio da carpenteria, pari a 80769 MPa;
- L è la lunghezza libera della trave, pari alla luce dell'impalcato di 27 m;
- k è un coefficiente di lunghezza efficace nei confronti della rotazione di un estremo nel piano, e viene assunto pari a 1 nel caso non vi sia alcun incastro;
- k_w è un coefficiente di lunghezza efficace nei confronti dell'ingobbamento di un estremo nel piano, e viene assunto pari a 1 nel caso non vi sia alcun incastro;
- I_w è la costante di ingobbamento, che per profili a I è espressa dalla seguente relazione (con “h” l'altezza della trave e “t_f” lo spessore della flangia):

$$I_w = \frac{J_y \cdot (h - t_f)^2}{4} = 2,01 \cdot 10^{15} \text{ mm}^6$$

- I_t è la costante di torsione, che nel caso di profilati scomponibili in rettangoli assume la forma (indicando con “a” la lunghezza e “t” lo spessore di flange e anima):

$$I_t = \frac{1}{3} \sum a_i \cdot t_i^3 = 3,006 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

Si può procedere quindi con il calcolo del momento critico, applicando la relazione espressa in precedenza e andando a sostituire numericamente i valori esatti di ogni grandezza necessaria, ottenendo come risultato $M_{cr} = 8718,3 \text{ kNm}$.

Una volta determinato il momento critico si può andare a utilizzare per determinare in primo luogo il valore della snellezza normalizzata, e successivamente tutte le grandezze necessarie a definire il momento resistente di progetto.

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{5,64 \cdot 10^7 \text{ mm}^3 \cdot 355 \text{ MPa}}{8718,3 \text{ kNm}}} = 1,516$$

e quindi:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,76 \cdot (1,516 - 0,2) + 1 \cdot 1,516^2] = 2,148$$

perciò:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT}} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda_{LT}^2}} = \frac{1}{2,148 + \sqrt{2,148^2 - 1 \cdot 1,516^2}} = 0,272$$

$$\chi_{LT} = 0,272 \leq K_\chi = \min\left(1; \frac{1}{\Phi_{LT} \cdot \lambda_{LT}^2}\right) = 0,435 \quad \text{OK!}$$

Si può quindi calcolare il momento resistente di progetto $M_{b,Rd}$:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 0,272 \cdot 5,64 \cdot 10^7 \text{ mm}^3 \cdot \frac{355 \text{ MPa}}{1,1} = 4959 \text{ kNm}$$

Perciò il momento resistente risulta essere minore andando a considerare gli effetti dell'instabilità, rispetto a quanto calcolato in precedenza; si esegue quindi la verifica come indicato dalla normativa:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{3384,7 \text{ kNm}}{4959 \text{ kNm}} = 0,68 < 1$$

La condizione di verifica risulta quindi soddisfatta, perciò la scelta del profilo effettuata in fase di dimensionamento si ritiene corretta.

Ciò che è stato analizzato fino a ora riguarda l'instabilità globale sulla struttura e sulla trave principale; l'instabilità però si può verificare, in diversa maniera, anche a livello locale, nello specifico ad instabilizzarsi localmente potrebbe essere la

flangia superiore, essendo sottoposta a sforzi di compressioni, e quindi uscire dal piano.

Altro fenomeno di instabilità locale è quello che si verifica in corrispondenza di vari punti dell'anima della trave, fenomeno chiamato imbozzamento; tali problematiche sono dovute al fatto che la luce libera di lavoro della trave è elevata, si prevedono perciò degli irrigidimenti laterali posizionati in corrispondenza di ogni traverso, formati da piatti in acciaio, con spessore si 30 mm, saldati sia a destra sia a sinistra dell'anima del profilo della trave principale.

In questo modo la lunghezza libera tra due irrigidimenti sarà di 3 m, e si evita l'instabilità locale di piattabanda e anima del profilo.

4.3 Verifica a taglio (SLU) elementi strutturali

Tale verifica a taglio è riferita agli Stati Limite Ultimi, consiste nel determinare la resistenza di progetto nei confronti del taglio e andarla a confrontare con la sollecitazione tagliante alla quale è soggetto l'elemento strutturale in questione.

La verifica verrà eseguita ed esposta relativamente sia ai traversi sia alle travi principali di bordo; con riferimento alle indicazioni che vengono riportate nella normativa vigente, nello specifico al Capitolo 4.2.4 delle *NTC2018*.

La condizione fondamentale che deve essere rispettata è la seguente:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1$$

dove V_{Ed} indica lo sforzo di taglio sollecitante di progetto, definito meglio in seguito, e V_{Rd} la resistenza di progetto a taglio, il quale si valuta con la seguente relazione:

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

avendo indicato con A_v l'area resistente a taglio della sezione, con f_{yk} la tensione limite di snervamento pari a 355 MPa e $\gamma_{M0} = 1,05$ il coefficiente di sicurezza; l'area A_v si determina come definito dalla normativa, per profilati ad I, con la seguente formula: $A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + t_w \cdot t_f$, con A l'area della sezione, b la larghezza del profilo, t_w e t_f rispettivamente gli spessori di anima e flangia.

Ciò che rimane da determinare è la sollecitazione flettente di progetto, è questo viene fatto con riferimento ai carichi agenti sull'elemento, così come determinati nel precedente Paragrafo 4.1.2, ma questa volta fattorizzati mediante l'applicazione dei coefficienti di sicurezza indicati in normativa, proprio per tenere conto della condizione di Stato Limite Ultimo. I coefficienti parziali di sicurezza sono quelli rappresentati nella tabella riportata in *Figura 4.7*. Si procede quindi con la determinazione del carico allo SLU e della sollecitazione tagliante, per entrambi gli elementi strutturali, per poi eseguire la verifica.

Traverso

Il carico agente sul traverso, in riferimento allo SLU, sarà:

$$q_{ts,SLU} = 1,5 \cdot (q_{lam+sol} + q_{pav.}) \cdot i_{ts} + 1,35 \cdot q_{folla} \cdot i_{ts} + 1,35 \cdot P_{ts/m} = 31,92 \text{ kN/m}$$

Per la determinazione del taglio sollecitante, in corrispondenza dell'appoggio che è la sezione più sollecitata, si fa sempre riferimento alle note espressioni della scienza delle costruzioni per uno schema statico di trave in semplice appoggio, per cui si ha:

$$V_{Ed} = \frac{q_{SLU} \cdot L}{2} = \frac{31,92 \text{ kN/m} \cdot 5 \text{ m}}{2} = 79,80 \text{ kN}$$

Si determina quindi l'area resistente al taglio della sezione del traverso:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + t_w \cdot t_f = 2900 \text{ mm}^2$$

La resistenza a taglio di progetto viene invece calcolata come già definito, ottenendo:

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{2900 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ MPa}}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 566,08 \text{ kN}$$

Ne segue la verifica a taglio:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{79,80 \text{ kN}}{566,08 \text{ kN}} = 0,14 < 1$$

La condizione risulta quindi soddisfatta.

Trave principale

Il carico agente sulla trave principale, in riferimento allo SLU, sarà:

$$q_{tp,SLU} = 1,5 \cdot (q_{lam+sol} + q_{pav.}) \cdot i_{tp} + 1,35 \cdot q_{folla} \cdot i_{tp} + 1,35 \cdot \left(\frac{P_{ts}}{2} \cdot \frac{n^{\circ}_{ts}}{L_{tp}} + P_{tp} \right) = 37,14 \text{ kN/m}$$

Per la determinazione del taglio sollecitante, in corrispondenza dell'appoggio che è la sezione più sollecitata, si fa sempre riferimento alle note espressioni della scienza delle costruzioni per uno schema statico di trave in semplice appoggio, per cui si ha:

$$V_{Ed} = \frac{q_{SLU} \cdot L}{2} = \frac{31,92 \text{ kN/m} \cdot 27 \text{ m}}{2} = 501,44 \text{ kN}$$

Si determina quindi l'area resistente al taglio della sezione del traverso:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + t_w \cdot t_f = 53100 \text{ mm}^2$$

La resistenza a taglio di progetto viene invece calcolata come già definito, ottenendo:

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{53100 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ MPa}}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 10365,1 \text{ kN}$$

Ne segue la verifica a taglio:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{501,44 \text{ kN}}{10365,1 \text{ kN}} = 0,05 < 1$$

La condizione risulta quindi soddisfatta.

4.4 Vibrazioni sulla struttura

In questo paragrafo si presenta in maniera generale la tematica delle vibrazioni nei confronti delle strutture, per poi andare a studiare cosa accade nel caso in esame di passerella in acciaio e più avanti nella trattazione anche in merito alle altre tipologie di soluzioni per l'impalcato, nei successivi paragrafi dedicati.

Nella progettazione delle passerelle ciclopedonali, a differenza di altre infrastrutture, si deve tenere in considerazione un aspetto molto importante,

ovvero quello di garantire un adeguato comfort nei confronti delle persone che utilizzeranno l'opera; il benessere dei pedoni è legato alle vibrazioni che subisce la struttura in seguito alle azioni dinamiche dovute al transito dei pedoni e delle biciclette.

Le vibrazioni indotte sulla struttura, senza comportare riduzioni in termini di resistenza, a parte particolari casi di risonanza, influiscono sulla percezione da parte dei pedoni nei confronti della comodità e della sicurezza; infatti, le oscillazioni percepite dai passanti potrebbero indurre alla fuga, con relative situazioni di panico e malessere, in quanto il pedone potrebbe percepire la sensazione di percorrere un'opera instabile e soggetta a notevoli spostamenti.

Si dovrà progettare perciò in modo tale che le frequenze di vibrazione della struttura siano in un range di tolleranza e quindi sufficientemente lontane dalle basse frequenze, percepite in maniera negativa da parte dei pedoni.

A livello progettuale si fa sempre riferimento a quanto viene definito nella normativa vigente, nello specifico al Paragrafo 4.2.4 delle *NTC2018*, dove si definisce lo “stato limite di vibrazioni” nei confronti del quale effettuare le verifiche necessarie.

I limiti definiti per garantire un adeguato livello di comfort sono tali per cui nel caso di elementi strutturali, solai per gli edifici mentre in questo caso si parla dell'impalcato, caricati regolarmente da persone, la frequenza naturale più bassa della struttura dell'impalcato non deve in generale essere minore di 3 Hz.

Nel caso di strutture soggette ad azioni cicliche, la frequenza naturale più bassa non deve in generale essere inferiore a 5 Hz.

Proprio in virtù del fenomeno della risonanza, che si verifica quando una struttura è sottoposta a una sollecitazione periodica caratterizzata da una frequenza che è pari all'oscillazione propria della struttura stessa, è necessario quindi valutare sia la sollecitazione impressa sia la frequenza propria del sistema.

Considerando la distribuzione statistica delle frequenze dovuta alle sollecitazioni dinamiche corrispondenti alle azioni del camminare e del correre, risultano a rischio, per eccitazioni in direzione verticale, le strutture pedonali la cui frequenza è compresa all'interno del seguente range:

$$1,6 \text{ Hz} \leq f_1 \leq 2,4 \text{ Hz}$$

dove con f_l si indica la frequenza fondamentale della struttura in esame. Inoltre, vista l'importanza delle armoniche superiori, con frequenze f_i , per le strutture caratterizzate da una bassa rigidezza e da un basso smorzamento (in particolare quindi per le strutture in acciaio), sarebbero da evitare anche strutture con frequenze verticali comprese in questo range:

$$3,5 \text{ Hz} \leq f_i \leq 4,5 \text{ Hz}$$

Se ne deduce quindi che le frequenze naturali delle passerelle oltre i 5 Hz soddisfano sicuramente il comfort degli utenti.

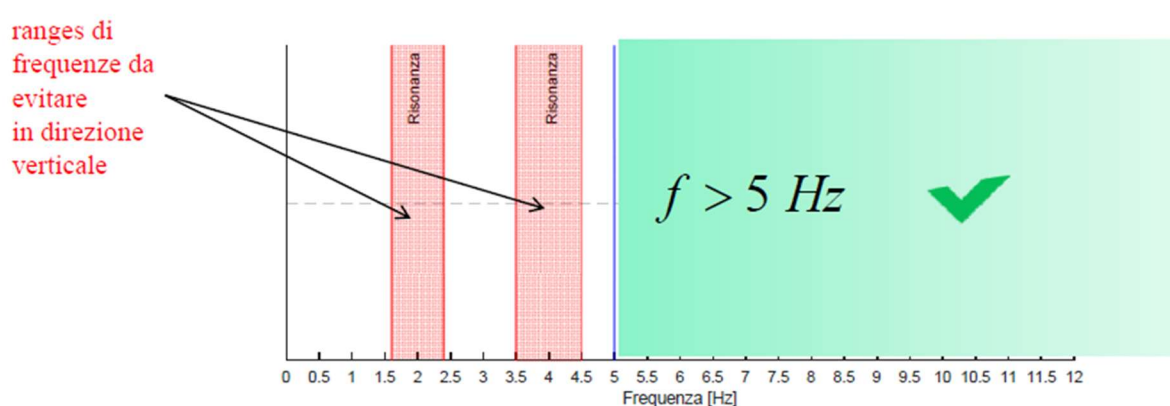


Figura 4.9: Ranges di frequenze verticali

Per valutare il rispetto di tali limiti si dovrà andare a calcolare la frequenza naturale della struttura; come già visto più volte, questa passerella ciclopedonale a livello di schema statico si comporta come una trave isostatica in semplice appoggio, caratterizzata da una certa massa, quella totale dell'impalcato, e da una certa rigidezza, dovuta ai materiali e alla geometria delle sezioni degli elementi strutturali.

A livello di dinamica della struttura, è possibile valutarne il comportamento adottando soluzioni di letteratura in forma chiusa che permettono di definire le caratteristiche vibrazionali dell'opera; si esegue quindi un'analisi dinamica di un sistema continuo quale è la trave appoggiata, in modo tale da ottenere le caratteristiche dinamiche dell'opera, ovvero le pulsazioni che caratterizzano i modi di vibrare della struttura e la forma delle deformate modali.

Tali pulsazioni naturali del sistema, indicate con " ω_n ", dipendono dalle caratteristiche geometriche e meccaniche della struttura, attraverso la definizione dei parametri " E " il modulo elastico del materiale, " m " e " L " rispettivamente la

massa dell'impalcato e la lunghezza dell'impalcato, oltre a “J” il momento d'inerzia della sezione resistente; la formula in forma chiusa per la determinazione delle pulsazioni è la seguente:

$$\omega_n = \frac{n^2 \cdot \pi^2}{L} \sqrt{\frac{EJ}{m}}$$

Con “n” si indica l'indice dei modi di vibrare.

Poiché preponderante e maggiormente indicativo del comportamento della struttura, si considera in questa analisi solamente il primo modo di vibrare, essendo inoltre caratterizzato da una pulsazione e quindi, come vedremo in seguito, anche da una frequenza minori rispetto a quelle dei successivi modi di vibrare; l'espressione assume perciò la seguente forma:

$$\omega_1 = \frac{\pi^2}{L} \sqrt{\frac{EJ}{m}}$$

La pulsazione è la grandezza che misura la rapidità con la quale si verificano le oscillazioni del moto armonico, ma esistono anche altre grandezze che definiscono il comportamento dell'oscillatore, ovvero il periodo “T” che indica il tempo impiegato per effettuare un'oscillazione completa, e la frequenza “f” che corrisponde all'inverso del periodo, indicando proprio con che cadenza avvengono le oscillazioni.

Le relazioni per determinare queste grandezze sono le seguenti:

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \quad \rightarrow \quad f_n = \frac{1}{T_n} = \frac{\omega_n}{2\pi}$$

Se per la pulsazione vi è una proporzionalità diretta con la rigidezza della struttura e viceversa si ha una diminuzione in seguito all'aumento della massa, per quanto riguarda il periodo il comportamento è opposto, infatti esso aumenta all'aumentare della massa e diminuisce con la crescita della rigidezza.

La frequenza, oggetto di interesse in questo studio, si comporta come la pulsazione; perciò, basta verificare il rispetto dei limiti per la frequenza più bassa, ovvero quella relativa alla pulsazione più bassa e di conseguenza al primo modo di vibrare, rendendo valida la scelta precedente.

Si procede quindi con il calcolo delle frequenze in riferimento alla soluzione di impalcato in acciaio, conoscendo tutte le grandezze necessarie.

La massa totale dell'impalcato sarà data dalla somma dei pesi dei vari elementi che compongono la struttura, ovvero, ricapitolando, le due travi di bordo, i traversi disposti lungo tutta la lunghezza e il pacchetto composto dalla lamiera grecata e dalla soletta collaborante in c.a. con relativo strato di pavimentazione in resina; si ottiene una massa di $m = 77459 \text{ kg} = 774590 \text{ N}$.

Come modulo elastico si adotta quello dell'acciaio da carpenteria, pari quindi a $E = 210000 \text{ MPa}$.

Per quanto riguarda il momento d'inerzia, essendo le due travi principali di bordo gli elementi che danno il maggiore contributo in termini di rigidità alle vibrazioni, si utilizza il momento d'inerzia della sezione considerato due volte, perciò $J = 1,02 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$, mentre la lunghezza della trave $L = 27 \text{ m}$ corrisponde alla luce totale dell'impalcato.

Si calcola quindi la pulsazione relativa al primo modo di vibrare e i rispettivi periodo e frequenza:

$$\omega_1 = \frac{\pi^2}{L} \sqrt{\frac{EJ}{m}} = \frac{\pi^2}{27 \text{ m}} \sqrt{\frac{210000 \text{ MPa} \cdot 1,02 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4}{774590 \text{ N}}} = 60,65$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{2\pi}{60,65} = 0,104 \text{ s}$$

$$f_1 = \frac{1}{T_1} = \frac{\omega_1}{2\pi} = \frac{1}{0,104 \text{ s}} = \frac{60,65}{2\pi} = 9,653 \text{ Hz} > 5 \text{ Hz}$$

La frequenza ottenuta dal calcolo risulta quindi essere maggiore dei limiti imposti per rispettare il comfort degli utenti nei confronti della struttura.

5. STRUTTURA IN LEGNO

La soluzione con l'impalcato in legno è stata presa in considerazione in quanto, all'interno dello stesso parco nella zona nella quale sarà localizzata l'opera sono già presenti altre due passerelle ciclopedonali realizzate proprio in legno, entrambe caratterizzate da lunghezze confrontabili.

Questa soluzione su una luce ridotta come nel caso in esame risulta essere valida poiché si vanno a unire gli aspetti positivi che presenta il materiale, quali la leggerezza e la comunque buona resistenza, che consentono quindi di avere una struttura con un peso totale molto minore rispetto, ad esempio, all'ipotesi di impalcato in C.A.P., vantaggio che, come vedremo, avrà un impatto significativo tra gli altri in termini di costi.

Dal punto di vista statico, la struttura rientra nella categoria delle passerelle ciclopedonali a travata, con le due travi principali di bordo alle quali sono collegati, mediante connessioni metalliche, i traversi lungo tutto lo sviluppo della struttura, i quali sorreggono la via di transito dell'impalcato.

In questo modo le travi principali di bordo, data la loro elevata altezza, svolgono anche la funzione di parapetti laterali (la distanza tra la via di transito e l'estremità superiore della trave supera 1 metro), per la sicurezza degli utenti che utilizzeranno la passerella, pedoni e biciclette.

Data la geometria, anche in questo caso si parla di "passerella a travata a via inferiore".

Si riportano alcune rappresentazioni grafiche, per descrivere in maniera più chiara la geometria e l'aspetto della struttura; inoltre, in allegato al termine della trattazione è presente la tavola contenete planimetria, prospetto e sezioni dell'opera.

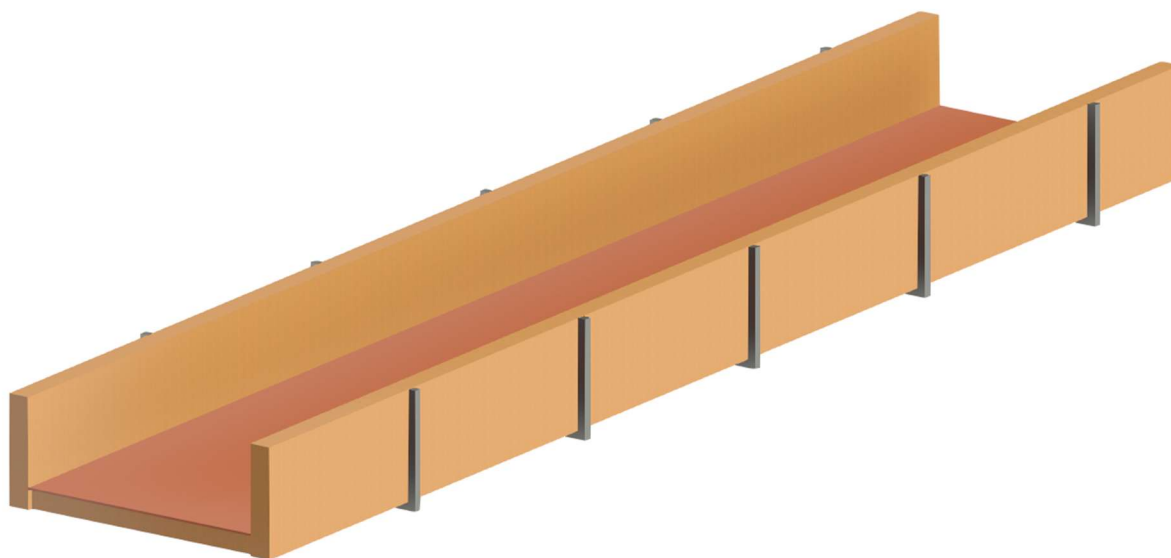


Figura 5.1: Passerella ciclopedonale in legno

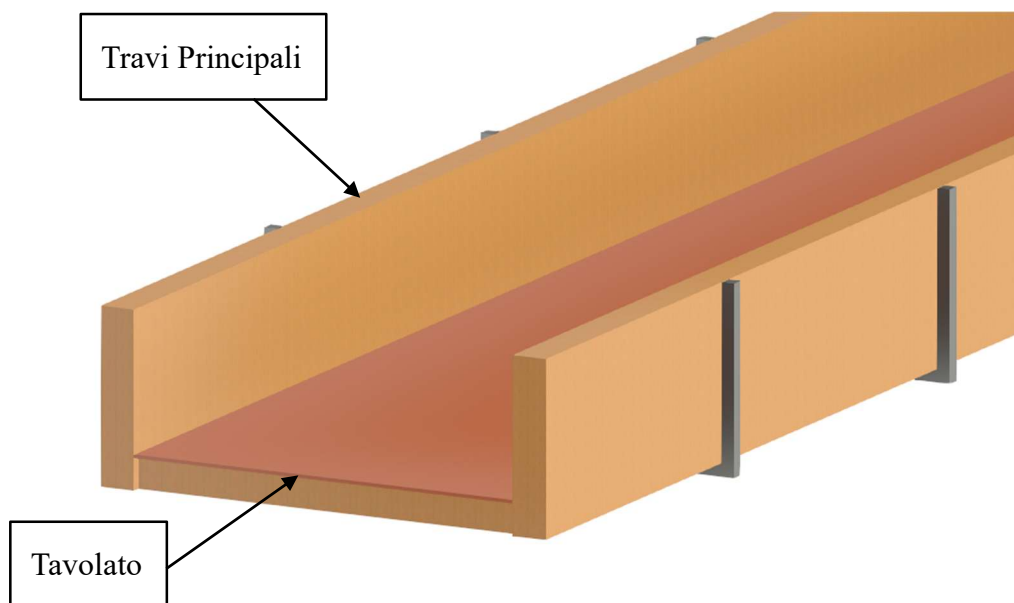


Figura 5.2: Impalcato in legno - vista frontale

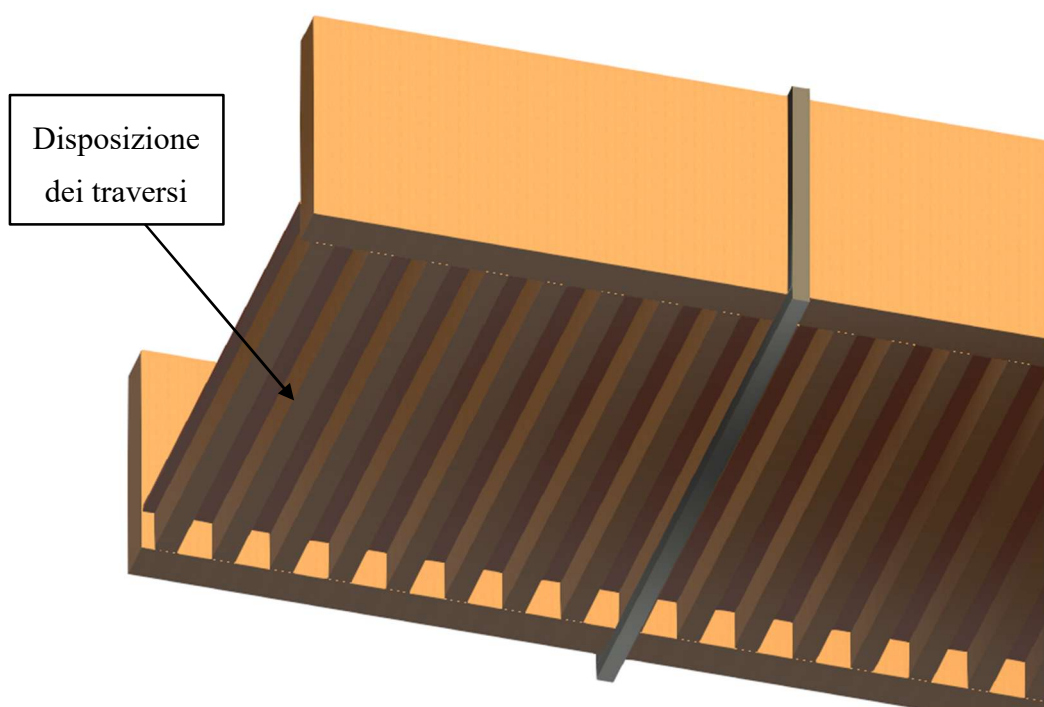


Figura 5.3: Impalcato in legno - vista inferiore (disposizione dei traversi)

(cfr. Tavola 2: “Passerella ciclopedonale in Legno”)

5.1 Dimensionamento

La struttura dell'impalcato è formata da tre tipologie di elementi fondamentalmente, ovvero le due travi principali di bordo, i traversi disposti con un interasse di 0,5 metri, per un totale di 53, collegati con le travi principali in corrispondenza della parte inferiore delle stesse, e un tavolato in legno che forma la pavimentazione dell'impalcato “a via inferiore”.

Sia per le travi principali che per i traversi si impiegano sezioni rettangolari, realizzate in legno lamellare incollati, come definito al Paragrafo 2.2 dove si definiscono le proprietà del materiale.

Per quanto riguarda le connessioni tra gli elementi, esse avvengono grazie a scarpette metalliche fissate nel legno della trave principale con apposite viti, le quali fungono da base di appoggio dei traversi; tali connessioni metalliche verranno definite e dimensionate successivamente in un paragrafo dedicato.

Nella definizione degli elementi che compongono la struttura dell'impalcato si sceglie una pavimentazione in tavolato, dello spessore di 4 cm, del quale si verificherà la resistenza a flessione sotto ai carichi agenti.

Il dimensionamento vero e proprio riguarda invece le travi principali e i traversi; con riferimento alle scelte progettuali più comuni per elementi a trave portanti in legno, si adotta un rapporto altezza/luce pari a 1/15.

Considerando per i traversi delle lamelle di spessore di 6 cm, si ottiene un'altezza del traverso pari a 360 mm, per una larghezza di 200 mm.

Per quanto riguarda il dimensionamento della trave principale, 1/15 di 27 metri corrisponderebbe a 1800 mm, in virtù delle successive verifiche che sono state eseguite, in particolare per tenere conto anche della stabilità per gli elementi inflessi, si sceglie una sezione con altezza di 2000 mm e una larghezza di 400 mm.

5.1.1 Sezioni degli elementi strutturali

Dopo aver dimensionato gli elementi strutturali principali, si procede con il riepilogo presentato in questo paragrafo delle sezioni di travi e traversi con relative caratteristiche geometriche e rappresentazioni grafiche.

Traversi

Traverso
Profilo rettangolare 360x200mm
Legno GL28c

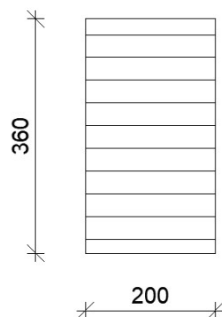


Figura 5.4: Traverso - profilo rettangolare

Caratteristiche geometriche:

- Altezza = 360 mm;
- Larghezza = 200 mm;
- Area totale sezione = 72000 mm²;

Caratteristiche statiche:

- Posizione del baricentro = 180 mm, sezione simmetrica;
- Momento d'inerzia (asse x) = $7,78 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$;
- Momento d'inerzia (asse y) = $2,40 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$;
- Modulo di resistenza (asse x) = $4,32 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$;

Travi principali

Trave Principale
Profilo rettangolare 2000x400mm
Legno GL32c

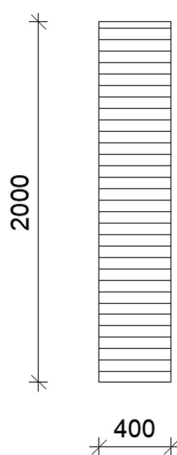


Figura 5.5: Trave principale - profilo rettangolare

Caratteristiche geometriche:

- Altezza = 2000 mm;
- Larghezza = 400 mm;
- Area totale sezione = 800000 mm²;

Caratteristiche statiche:

- Posizione del baricentro = 1000 mm, sezione simmetrica;
- Momento d'inerzia (asse x) = $2,67 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$;
- Momento d'inerzia (asse y) = $1,07 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$;
- Modulo di resistenza (asse x) = $2,67 \cdot 10^8 \text{ mm}^3$;

5.1.2 Analisi dei carichi di progetto

Una volta definite le sezioni di tutti gli elementi, è possibile determinarne il peso corretto, per andare ad effettuare così una vera e propria analisi dei carichi che gravano sulla struttura.

Partendo dal carico già noto e ben definito, relativo alla presenza di folla compatta, valore indicato dalla normativa e da assumere pari a 5 kN/m², si passa alla definizione del peso, sempre espresso per unità di superficie, della pavimentazione in tavolato; noto dalle proprietà dei materiali il peso specifico del legno impiegato, lo si moltiplica per lo spessore del tavolato stesso, ottenendo:

$$q_{pp,tav} = \rho_{GL24h} \cdot s_{tav} = 3,85 \text{ kN/m}^3 \cdot 4 \text{ cm} = 0,15 \text{ kN/m}^2$$

Per quanto riguarda i traversi, si conosce l'area della sezione e la densità del materiale, che per il legno lamellare impiegato classe GL28c è 3,9 kN/m³; perciò, si calcola facilmente il carico, per metro lineare, relativo al peso proprio del singolo traverso:

$$P_{ts/m} = A_{ts} \cdot \rho_{GL28} = 72000 \text{ mm}^2 \cdot 3,9 \text{ kN/m}^3 = 0,28 \text{ kN/m}$$

e di conseguenza il peso totale dell'elemento, moltiplicando tale quantità per la lunghezza del traverso:

$$P_{ts} = P_{ts/m} \cdot L_{ts} = 0,28 \text{ kN/m} \cdot 5 \text{ m} = 1,4 \text{ kN}$$

Poiché i traversi gravano sulle travi principali alle quali sono connessi, il loro carico è schematizzabile come una serie di carichi puntualmente concentrati, per trasformare tale configurazione in un carico uniformemente distribuito sulla singola trave di bordo si dovrà andare a sommare il peso di tutti i traversi, considerati per metà della loro lunghezza (l'area d'influenza della singola trave corrisponde a metà impalcato), e andare a dividere il risultato per la lunghezza della trave, ottenendo un carico per metro lineare.

$$q_{ts} = \frac{n_{ts} \cdot P_{ts}/2}{L_{tp}} = \frac{53 \cdot 1,4 \text{ kN}/2}{27 \text{ m}} = 1,378 \text{ kN/m}$$

Essendo noto il carico agente sul traverso, si può determinare la freccia generata dai carichi di esercizio; a causa del comportamento reologico del legno, dovranno essere valutate sia le deformazioni a breve termine sia quelle a lungo termine, tenendo conto anche della deformabilità dei collegamenti.

La deformazione istantanea si calcola usando i valori medi dei moduli elastici per le membrane $E_{0,g,medio}$ e di taglio $G_{g,medio}$; la deformazione a lungo termine invece può essere calcolata usando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{def})$ per le membrane.

Il significato del coefficiente k_{def} è stato già spiegato al *Paragrafo 2.2*, i valori da utilizzare nei calcoli sono definiti dalle *NTC2018*, e vengono qui riportati:

Tab. 4.4.V - Valori di k_{def} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio		
		1	2	3
Legno massiccio	UNI EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato *	UNI EN 14080	0,60	0,80	2,00
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279	0,60	0,80	2,00
Compensato	UNI EN 636:2015	0,80	-	-
		0,80	1,00	-
		0,80	1,00	2,50
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	-	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312:2010	Parte 4	-	-
		Parte 5	2,25	3,00
		Parte 6	1,50	-
		Parte 7	1,50	2,25
		HB.LA	2,25	-
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2:2005	HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	-
		MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00
		MDF.LA	2,25	-
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.HLS	2,25	3,00

Per materiale posto in opera con umidità prossima al punto di saturazione delle fibre, e che possa essere soggetto a essiccazione sotto carico, il valore di k_{def} dovrà, in assenza di idonei provvedimenti, essere aumentato a seguito di opportune valutazioni, sommando ai termini della tabella un valore comunque non inferiore a 2,0.

Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.

* I valori indicati si possono adottare anche per i pannelli di tavole incollate a strati incrociati, ma limitatamente alle classi di servizio 1 e 2.

Figura 5.6: Valori di k_{def} - NTC2018

Poiché la struttura ricade nella classe di servizio 3, come definito in fase di descrizione del materiale, si adotta un valore di k_{def} pari a 2; si ottiene quindi, per i moduli elastici da utilizzare:

$$- E_{0,g,medio,finale} = E_{0,g,medio} / (1 + k_{def})$$

$$- G_{g,medio,finale} = G_{g,medio} / (1 + k_{def})$$

Per il calcolo della freccia si è fatto riferimento a uno schema isostatico di trave in semplice appoggio, per cui è stata utilizzata la nota formula:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L_{ts}^4}{E \cdot J} + \frac{\chi \cdot q \cdot L_{ts}^2}{8 \cdot G \cdot A}$$

dove E rappresenta il modulo elastico del materiale, J il momento d'inerzia della sezione, G il modulo di taglio del materiale, A l'area della sezione, mentre χ assunto ragionevolmente pari a 1,2 è il coefficiente di taglio poiché è necessario considerare anche il contributo tagliante dato il valore modesto del modulo elastico a taglio G per il legno.

Si procederà con il calcolo della freccia istantanea, considerando i valori medi dei moduli elastici, con riferimento separatamente ai solo carichi permanenti e ai soli carichi variabili per poi determinare la freccia istantanea totale; successivamente si andrà a calcolare la freccia finale a lungo termine applicando il coefficiente correttivo k_{def} .

In particolare, il valore della freccia a lungo termine si calcola, a partire dalla freccia istantanea, come segue:

$$f_{fin} = f_{ist,g} \cdot (1 + k_{def}) + f_{ist,q} \cdot (1 + \psi_{2,1} \cdot k_{def})$$

dove con $\psi_{2,1}$ si indica il coefficiente di partecipazione per le azioni variabili, che per i ponti stradali e pedonali ha valore nullo.

Le quantità ottenute dovranno essere quindi confrontate con i limiti imposti dalla normativa, che nello specifico sono pari a L/300 (ovvero 16,7 mm) per la freccia istantanea e L/250 (ovvero 20 mm) per quella a lungo termine.

Le grandezze caratterizzanti la sezione e i materiali sono note, così come i carichi permanenti (tavolato e peso proprio del traverso) e variabili (folla compatta), si

procede quindi con i calcoli appena descritti applicando la formula precedente, sostituendo le grandezze relative al caso in esame si ottiene:

VERIFICA FRECCIA MASSIMA		
Verifica a breve termine		
Freccia istantanea, carichi permanenti	$f_{ist,g}$	1,33 [mm]
Freccia istantanea, carichi variabili	$f_{ist,q}$	2,29 [mm]
Freccia istantanea totale	$f_{ist,tot}$	3,63 [mm]
VERIFICA: $f_{ist,tot} < L/300$		VERIFICATO
Verifica a lungo termine		
Freccia finale	f_{fin}	6,30 [mm]
VERIFICA: $f_{fin} < L/250$		VERIFICATO

Figura 5.7: Calcolo freccia del traverso

Le verifiche di deformazione relative al calcolo della freccia risultano quindi soddisfatte.

Analogamente a quanto appena fatto per i traversi, si va a determinare il peso proprio della trave di bordo conoscendo l'area della sezione e la densità del materiale, che per il legno lamellare impiegato classe GL32c è 4 kN/m³; perciò, si calcola facilmente il carico, per metro lineare, relativo al peso proprio della singola trave:

$$P_{tp/m} = A_{tp} \cdot \rho_{GL32c} = 800000 \text{ mm}^2 \cdot 4 \text{ kN/m}^3 = 3,2 \text{ kN/m}$$

Noto il carico agente sulla trave, si può determinare la freccia generata dai carichi di esercizio, anche in questo caso valutando sia le deformazioni a breve termine sia quelle a lungo termine.

Per il calcolo della freccia si fa nuovamente riferimento allo schema isostatico di trave in semplice appoggio, per cui è stata utilizzata la nota formula:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L_{ts}^4}{E \cdot J} + \frac{\chi \cdot q \cdot L_{ts}^2}{8 \cdot G \cdot A}$$

dove le grandezze presenti sono già state definite in precedenza.

Si procederà con il calcolo della freccia istantanea, considerando i valori medi dei moduli elastici, con riferimento separatamente ai soli carichi permanenti e ai soli carichi variabili per poi determinare la freccia istantanea totale; successivamente

si andrà a calcolare la freccia finale a lungo termine applicando il coefficiente correttivo k_{def} .

In particolare, il valore della freccia a lungo termine si calcola, a partire dalla freccia istantanea, come segue:

$$f_{fin} = f_{ist,g} \cdot (1 + k_{def}) + f_{ist,q} \cdot (1 + \psi_{2,1} \cdot k_{def})$$

dove con $\psi_{2,1}$ si indica il coefficiente di partecipazione per le azioni variabili, che per i ponti stradali e pedonali ha valore nullo.

Le grandezze ottenute dovranno essere quindi confrontate con i limiti imposti dalla normativa, che nello specifico sono pari a $L/300$ (ovvero 90 mm) per la freccia istantanea e $L/250$ (ovvero 108 mm) per quella a lungo termine.

Le grandezze caratterizzanti la sezione e i materiali sono note, così come i carichi permanenti (tavolato, pesi propri del traverso e della trave) e variabili (folla compatta), si procede quindi con i calcoli appena descritti applicando la formula precedente, sostituendo le grandezze relative al caso in esame si ottiene:

VERIFICA FRECCIA MASSIMA		
Verifica a breve termine		
Freccia istantanea, carichi permanenti	$f_{ist,g}$	10,58 [mm]
Freccia istantanea, carichi variabili	$f_{ist,q}$	26,66 [mm]
Freccia istantanea totale	$f_{ist,tot}$	37,24 [mm]
VERIFICA: $f_{ist,tot} < L/300$		VERIFICATO
Verifica a lungo termine		
Freccia finale	f_{fin}	58,41 [mm]
VERIFICA: $f_{fin} < L/250$		VERIFICATO

Figura 5.8: Calcolo freccia della trave principale

Le verifiche di deformazione relative al calcolo della freccia risultano quindi soddisfatte.

5.2 Verifica a flessione (SLU) elementi strutturali

Gli elementi strutturali che compongono l'impalcato della passerella ciclopedonale dovranno essere verificati nei confronti degli Stati Limite Ultimi, in questo paragrafo si andrà ad analizzare nello specifico la verifica a flessione,

per quanto riguarda il tavolato di pavimentazione, i traversi e le travi principali di bordo.

I valori di calcolo di progetto delle proprietà del materiale vengono determinate a partire dai valori caratteristici, applicando il coefficiente k_{mod} , calcolato in riferimento alle classi di servizio (classe 3) e di durata del carico, nello specifico:

$$X_d = \frac{k_{mod} \cdot X_k}{\gamma_M}$$

dove X_k rappresenta il valore caratteristico della proprietà del materiale e γ_M è il coefficiente di sicurezza relativo agli SLU, che per la tipologia del legno lamellare incollato è assunto pari a 1,45, come definito dalla normativa.

Per quanto riguarda la scelta del valore del coefficiente k_{mod} , definito nel *Paragrafo 2.2* relativo alle proprietà del materiale, si consulta la seguente tabella:

Tab. 4.4.IV - Valori di k_{mod} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico				
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio	UNI EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
Legno lamellare incollato (*)	UNI EN 14080	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	UNI EN 636:2015	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		OSB/3	1	0,40	0,50	0,70	0,90
		OSB/4	2	0,30	0,40	0,55	0,70
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312:2010	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2:2005	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80
		MBH.HLS1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80
		2	-	-	-	0,45	0,80
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45

Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.

(*) I valori indicati si possono adottare anche per i pannelli di tavole incollate a strati incrociati, ma limitatamente alle classi di servizio 1 e 2.

Figura 5.9: Valori di k_{mod} - NTC2018

Si può procedere quindi con la verifica a flessione, poiché i valori caratteristici sono determinati in base all'assunzione che esista una relazione lineare tra tensione e deformazione fino a rottura, la verifica delle resistenze dei singoli elementi sarà anch'essa basata sulla medesima relazione lineare; dunque, le verifiche di resistenza di una sezione consistono in semplici verifiche tensionali:

$$\sigma_{max} \leq f_d$$

dove con σ_{max} si indica la tensione massima di calcolo e f_d indica la resistenza di calcolo del materiale.

Tavolato

Si conoscono le caratteristiche geometriche di interesse del tavolato, in quanto noto lo spessore e considerando una fascia di larghezza di 1 metro si determina il momento d'inerzia $J = 5,33 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$ e di conseguenza il modulo di resistenza $W = 2,67 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$; la lunghezza del tavolato sulla quale si studia il comportamento come trave inflessa è pari all'interasse tra due traversi successivi e quindi 0,5 metri.

Trattandosi di una verifica agli SLU si dovrà determinare il carico agente, andando ad applicare i coefficienti correttivi definiti in *Figura 4.7*, ovvero 1,35 per i carichi strutturali permanenti e per i carichi variabili da traffico, mentre 1,5 per i pesi permanenti portati.

Con riferimento ai carichi agenti sul tavolato definiti nel precedente paragrafo, si ottiene:

$$q_{SLU} = 1,35 \cdot P_{tav} + 1,35 \cdot q_{folla} = 6,96 \text{ kN/m}$$

La combinazione di carico in realtà comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico, si dovrà quindi scegliere un valore di k_{mod} corrispondente all'azione di minor durata; infatti, in condizioni di lunga durata rientrerebbe nel calcolo del carico solamente il peso proprio del tavolato, mentre considerando una breve durata è presente anche il contributo della folla compatta, ottenendo di conseguenza un valore maggiore del carico, il valore di k_{mod} sarà quindi riferito a una condizione di breve durata.

Dato il comportamento della porzione di tavolato come una trave in semplice appoggio, si può determinare il momento flettente sollecitante, nella sezione di mezzzeria dov'è massimo:

$$M_{SLU} = \frac{q_{SLU} \cdot L^2}{8} = \frac{6,69 \text{ kN/m} \cdot (0,5 \text{ m})^2}{8} = 0,22 \text{ kNm}$$

Per la verifica del tavolato si deve considerare anche la condizione di carico 4, ovvero l'effetto di un carico concentrato fattorizzato di 10 kN nella mezzzeria della

luce, andando poi a proseguire nei calcoli con la condizione peggiore, perciò si ha:

$$M_{SLU} = \frac{F \cdot L}{4} = \frac{1,35 \cdot 10 \text{ kN} \cdot 0,5 \text{ m}}{4} = 1,69 \text{ kNm}$$

Si procede con il calcolo della tensione sollecitante e della resistenza a flessione di progetto, in modo da eseguire la verifica, come segue:

$$\sigma_{max,d} = \frac{M_{SLU}}{W} = \frac{1,69 \text{ kNm}}{2,67 \cdot 10^5 \text{ mm}^3} = 6,33 \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,g,k}}{\gamma_M} = \frac{0,7 \cdot 24 \text{ MPa}}{1,45} = 11,59 \text{ MPa}$$

Con la resistenza caratteristica a flessione di 24 MPa definita nel *Paragrafo 2.2*, relativo alle proprietà del materiale impiegato per il tavolato, legno lamellare GL24h.

$$\sigma_{max,d} = 6,33 \text{ MPa} < f_{m,d} = 11,59 \text{ MPa}$$

La verifica a flessione del tavolato risulta quindi soddisfatta.

Traversi

Si conoscono le caratteristiche geometriche di interesse della sezione del traverso, ovvero il momento d'inerzia $J = 7,78 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$ e quindi il modulo di resistenza $W = 4,32 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$; la lunghezza del traverso sulla quale si studia il comportamento come trave inflessa è pari a 5 metri.

Trattandosi di una verifica agli SLU si dovrà determinare il carico agente, andando ad applicare i coefficienti correttivi definiti in *Figura 4.7*, ovvero 1,35 per i carichi strutturali permanenti e per i carichi variabili da traffico, mentre 1,5 per i pesi permanenti portati.

Con riferimento ai carichi agenti sul traverso definiti nel precedente paragrafo, si ottiene:

$$q_{SLU} = 1,35 \cdot P_{ts} + 1,5 \cdot P_{tav} + 1,35 \cdot q_{folla} = 5,35 \text{ kN/m}$$

La combinazione di carico in realtà comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico, si dovrà quindi scegliere un valore di k_{mod}

corrispondente all'azione di minor durata; infatti, in condizioni di lunga durata rientrerebbero nel calcolo del carico solamente i pesi propri del tavolato e del traverso, mentre considerando una breve durata è presente anche il contributo della folla compatta, ottenendo di conseguenza un valore maggiore del carico, il valore di k_{mod} sarà quindi riferito a una condizione di breve durata.

Dato il comportamento del traverso come una trave in semplice appoggio, si può determinare il momento flettente sollecitante, nella sezione di mezzzeria dov'è massimo:

$$M_{SLU} = \frac{q_{SLU} \cdot L^2}{8} = \frac{5,35 \text{ kN/m} \cdot (5 \text{ m})^2}{8} = 16,72 \text{ kNm}$$

Si procede con il calcolo della tensione sollecitante e della resistenza a flessione di progetto, in modo da eseguire la verifica, come segue:

$$\sigma_{max,d} = \frac{M_{SLU}}{W} = \frac{16,72 \text{ kNm}}{4,32 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} = 3,87 \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,g,k}}{\gamma_M} = \frac{0,7 \cdot 28 \text{ MPa}}{1,45} = 13,52 \text{ MPa}$$

Con la resistenza caratteristica a flessione di 28 MPa definita nel *Paragrafo 2.2*, relativo alle proprietà del materiale impiegato per i traversi, legno lamellare GL28c.

$$\sigma_{max,d} = 3,87 \text{ MPa} < f_{m,d} = 13,52 \text{ MPa}$$

La verifica a flessione del traverso risulta quindi soddisfatta.

Travi principali

Si conoscono le caratteristiche geometriche di interesse della sezione della trave principale, ovvero il momento d'inerzia $J = 2,67 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$ e quindi il modulo di resistenza $W = 2,67 \cdot 10^8 \text{ mm}^3$; la lunghezza della trave sulla quale si studia il comportamento d'inflessione è pari ai 27 metri totali.

Trattandosi di una verifica agli SLU si dovrà determinare il carico agente, andando ad applicare i coefficienti correttivi definiti in *Figura 4.7*, ovvero 1,35 per i carichi strutturali permanenti e per i carichi variabili da traffico, mentre 1,5

per i pesi permanenti portati; con riferimento ai carichi agenti sulla trave principale definiti nel precedente paragrafo, si ottiene:

$$q_{SLU} = 1,35 \cdot (P_{tp} + P_{ts}) + 1,5 \cdot P_{tav} + 1,35 \cdot q_{folla} = 23,63 \text{ kN/m}$$

La combinazione di carico in realtà comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico, si dovrà quindi scegliere un valore di k_{mod} corrispondente all'azione di minor durata; infatti, in condizioni di lunga durata rientrerebbero nel calcolo del carico solamente i pesi propri del tavolato, del traverso e della trave principale, mentre considerando una breve durata è presente anche il contributo della folla compatta, ottenendo di conseguenza un valore maggiore del carico, il valore di k_{mod} sarà quindi riferito a una condizione di breve durata.

Dato il comportamento caratteristico della trave in semplice appoggio, si può determinare il momento flettente sollecitante, nella sezione di mezzzeria dov'è massimo:

$$M_{SLU} = \frac{q_{SLU} \cdot L^2}{8} = \frac{23,63 \text{ kN/m} \cdot (27 \text{ m})^2}{8} = 2153,54 \text{ kNm}$$

Si procede con il calcolo della tensione sollecitante e della resistenza a flessione di progetto, in modo da eseguire la verifica, come segue:

$$\sigma_{max,d} = \frac{M_{SLU}}{W} = \frac{2153,54 \text{ kNm}}{2,67 \cdot 10^8 \text{ mm}^3} = 8,08 \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,g,k}}{\gamma_M} = \frac{0,7 \cdot 32 \text{ MPa}}{1,45} = 15,45 \text{ MPa}$$

Con la resistenza caratteristica a flessione di 32 MPa definita nel *Paragrafo 2.2*, relativo alle proprietà del materiale impiegato per le travi principali, legno lamellare GL32c.

$$\sigma_{max,d} = 8,08 \text{ MPa} < f_{m,d} = 15,45 \text{ MPa}$$

La verifica a flessione della trave risulta quindi soddisfatta.

5.2.1 Verifica a instabilità flessio-torsionale (Trave Principale)

La trave principale di bordo, data la sua elevata lunghezza è un elemento molto snello, perciò, così come fatto per la struttura in acciaio, oltre alle verifiche flessionali di resistenza devono essere eseguite anche le verifiche necessarie ad accertare la sicurezza degli elementi strutturali nei confronti di possibili fenomeni di instabilità, quali lo svergolamento delle travi inflesse (instabilità flessio-torsionale, instabilità di trave) e lo sbandamento laterale degli elementi compressi o pressoinflessi.

Di fatto si va a eseguire nuovamente la verifica a flessione, andando ad applicare alla resistenza di progetto a flessione un coefficiente riduttivo di tensione critica $k_{crit,m}$ per tenere conto della riduzione di resistenza dovuta allo sbandamento laterale.

La verifica tensionale assume dunque la seguente forma:

$$\frac{\sigma_{max,d}}{k_{crit,m} \cdot f_{m,d}} \leq 1$$

dove con $\sigma_{max,d}$ si indica la tensione massima di calcolo e $f_{m,d}$ indica la resistenza a flessione di calcolo del materiale, quantità già determinate in precedenza e rimane quindi solo da definire il valore di $k_{crit,m}$, con le seguenti relazioni:

$$k_{crit,m} = \begin{cases} 1 & \text{per } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & \text{per } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ 1/\lambda_{rel,m}^2 & \text{per } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases}$$

dove $\lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k}/\sigma_{m,crit}}$ è la snellezza relativa della trave, $f_{m,k}$ è la resistenza caratteristica a flessione e $\sigma_{m,crit}$ rappresenta la tensione critica per flessione calcolata secondo la teoria della stabilità, con i valori caratteristici dei moduli elastici.

Per determinare la tensione critica si fa riferimento alla CNR DT206/2018-R1 che riguarda le istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo delle strutture di legno, nello specifico si utilizza l'espressione per cui:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y}$$

dove con W_y si indica il modulo di resistenza della sezione, mentre con $M_{y,crit}$ il momento critico, il quale a sua volta dovrà essere determinato utilizzando la seguente relazione:

$$M_{y,crit} = \frac{\pi}{l_{eff}} \sqrt{E_{0,05} \cdot J_z \cdot G_{0,05} \cdot J_{tor}}$$

nella quale compaiono le seguenti grandezze d'interesse:

- l_{eff} è la luce efficace della trave, che tiene conto delle condizioni di vincolo e del tipo di carico, e nel caso in esame si assume pari alla lunghezza della trave;
- $E_{0,05}$ è il modulo elastico caratteristico parallelo alla fibratura;
- $G_{0,05}$ è il modulo elastico tangenziale caratteristico, che si può assumere pari a $G_{0,05} = E_{0,05} \cdot (G_{medio}/E_{0,medio})$;
- J_z è il momento d'inerzia della sezione relativo all'asse debole;
- J_{tor} è il momento d'inerzia torsionale della sezione, e si determina con la seguente relazione

$$J_{tor} = \frac{b^3 \cdot h}{3 \cdot (1 + 0,6 \cdot b/h)}$$

Considerando la trave principale oggetto di analisi, le grandezze appena definite assumono i seguenti valori:

- $l_{eff} = 27 \text{ m}$;
- $E_{0,05} = 11200 \text{ MPa}$;
- $G_{0,05} = 11200 \cdot (650/13500) = 539,26 \text{ MPa}$;
- $J_z = 1,07 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$;
- $J_{tor} = 3,81 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$.

Andando a sostituire i valori nella formula si determina il momento critico e di conseguenza la tensione critica, ottenendo:

$$M_{y,crit} = \frac{\pi}{l_{eff}} \sqrt{E_{0,05} \cdot J_z \cdot G_{0,05} \cdot J_{tor}} = 5764,26 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{5764,26 \text{ kNm}}{2,67 \cdot 10^8 \text{ mm}^3} = 21,62 \text{ MPa}$$

Si procede quindi con il calcolo della snellezza normalizzata e del coefficiente riduttivo di tensione critica.

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k}/\sigma_{m,crit}} = \sqrt{32 \text{ MPa}/21,62 \text{ MPa}} = 1,217$$

Poiché $0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4$ il coefficiente riduttivo $k_{crit,m}$ assumerà il seguente valore:

$$k_{crit,m} = 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel,m} = 0,65$$

Si hanno ora tutte le grandezze necessarie per eseguire la verifica, che assume quindi la seguente forma:

$$\frac{\sigma_{max,d}}{k_{crit,m} \cdot f_{m,d}} = \frac{8,08 \text{ MPa}}{0,65 \cdot 15,45 \text{ MPa}} = 0,81 < 1$$

La verifica della trave risulta quindi soddisfatta anche nei confronti dell'instabilità flessione-torsionale.

Un ulteriore elemento che viene ipotizzato per aumentare la rigidezza dell'impalcato, e anche per ridurre eventuali comportamenti non voluti da parte della trave, è il posizionamento di rinforzi in acciaio, con tubi di profilo RHS 150x150x10, a un interasse di 4,5 metri tra loro, in modo da formare una cerchiatura delle travi e dei traversi.

5.3 Verifica a taglio (SLU) elementi strutturali

Ulteriore verifica da effettuare è quella relativa allo sforzo di taglio agente sugli elementi strutturali, nello specifico si andrà a valutare il rispetto della resistenza a taglio del legno impiegato per la trave principale, in corrispondenza dell'appoggio dove la sollecitazione è massima, trattandosi di uno schema isostatico di trave semplicemente appoggiata; per quanto riguarda i traversi invece non si esegue qui la verifica poiché il taglio verrà preso in considerazione nella fase di dimensionamento della connessione metallica tra traverso e trave principale, all'interno del successivo paragrafo.

Si tratta nuovamente di una semplice verifica tensionale, tale per cui:

$$\tau_{max,d} \leq f_{v,d}$$

dove con $\tau_{max,d}$ si indica la tensione tangenziale massima di progetto e $f_{v,d}$ indica la resistenza di calcolo a taglio del materiale.

Essendo noto il valore del carico agente, si determina il valore massimo dello sforzo di taglio, all'appoggio:

$$V_{SLU} = \frac{q_{SLU} \cdot L}{2} = \frac{23,63 \text{ kN/m} \cdot 27 \text{ m}}{2} = 319,04 \text{ kN}$$

A partire dal taglio e dalla geometria della sezione si calcola quindi la tensione tangenziale massima agente, e la resistenza a flessione di progetto, in modo da eseguire la verifica, come segue:

$$\tau_{max,d} = \frac{1,5 \cdot V_{SLU}}{b \cdot h} = \frac{1,5 \cdot 319,04 \text{ kN}}{400 \text{ mm} \cdot 2000 \text{ mm}} = 0,59 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{v,g,k}}{\gamma_M} = \frac{0,7 \cdot 3,5 \text{ MPa}}{1,45} = 1,69 \text{ MPa}$$

Con la resistenza caratteristica a taglio di 3,5 MPa definita nel *Paragrafo 2.2*, relativo alle proprietà del materiale impiegato per le travi principali, legno lamellare GL32c.

$$\sigma_{max,d} = 0,59 \text{ MPa} < f_{m,d} = 1,69 \text{ MPa}$$

La verifica nei confronti del taglio sulla trave principale risulta quindi soddisfatta.

5.4 Connessione traverso – trave principale

Nelle strutture realizzate in legno, un ruolo fondamentale lo svolgono proprio le connessioni fra i diversi elementi strutturali, nel presente paragrafo si tratterà il progetto e la verifica del collegamento tra il traverso e la trave principale, mediante un calcolo di tipo statico.

In generale le unioni si possono distinguere in due categorie: unioni di carpenteria e unioni meccaniche; le prime comprendono i collegamenti di carpenteria lignea, realizzati tramite lavorazione delle superfici di contatto, in cui le sollecitazioni vengono trasmesse direttamente tramite sforzi di compressione, mentre nella seconda tipologia rientrano i collegamenti meccanici, nei quali la trasmissione

degli sforzi avviene prevalentemente attraverso appositi elementi metallici; si ha un'ulteriore distinzione nell'ambito delle connessioni meccaniche, avendo connessioni con mezzi di unione metallici a gambo cilindrico (bulloni, chiodi, spinotti con superficie liscia o zigrinata), oppure unioni con connettori metallici di superficie (caviglie, anelli, piastre dentate).

Il collegamento tra la trave principale e il traverso è stato progettato come un nodo a cerniera che vincola gli elementi alla traslazione ma non alla rotazione, differenziandosi quindi dal vincolo assimilabile a un incastro; l'unione realizzata è infatti in grado di trasferire lo sforzo di taglio e la sollecitazione assiale del traverso alla trave principale ma non il momento torcente o il momento flettente. A causa della sua geometria, la connessione è soggetta alla forza di taglio di calcolo, che è applicata con un'eccentricità generando la nascita di un momento con conseguenti sollecitazioni aggiuntive sugli elementi, nello specifico la connessione sarà soggetta a sollecitazioni di taglio e trazione.

Si riporta una rappresentazione grafica dell'eccentricità con la quale agisce la forza di taglio sulla connessione:

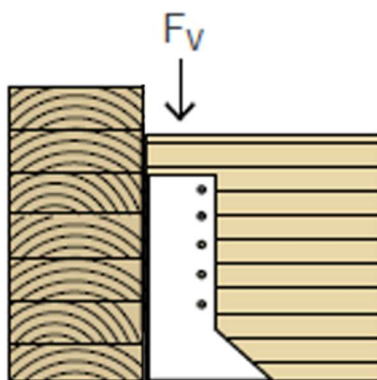


Figura 5.10: Schema eccentricità della sollecitazione sulla connessione

Per il collegamento a taglio legno-legno dei due elementi strutturali si è deciso di utilizzare una piastra BSI fornita dalla società Rothoblaas, si tratta di una scarpa metallica ad ali interne quindi a scomparsa, ovvero è una piastra forata realizzata in acciaio al carbonio.

La scarpa metallica viene ancorata alla trave principale tramite l'applicazione di apposite viti in corrispondenza delle ali interne, mentre il traverso, il quale risulta comunque appoggiato sulla scarpa, viene connesso alla scarpa tramite viti nella porzione laterale della piastra.

Per la scelta delle dimensioni e delle proprietà della scarpa metallica, oltre che delle viti utilizzate nella connessione, si consulta l'apposito catalogo fornito dalla società Rothoblaas; di seguito si riporta la rappresentazione grafica della connessione.

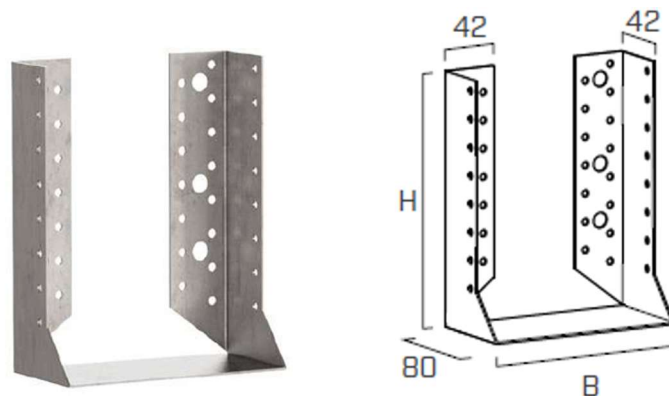


Figura 5.11: Piastra BSI, scarpa metallica - Rothoblaas

La scelta sulle dimensioni della connessione è la seguente: altezza $H=260\text{ mm}$, larghezza pari a quella del traverso quindi $B=200\text{ mm}$, mentre le larghezze delle ali e della porzione laterale sono fissate e pari a 42 mm e 80 mm rispettivamente, con uno spessore della piastra pari a 2 mm.

Per quanto riguarda le viti scelte per la connessione, si applicano 12 connettori nell'unione tra scarpa e traverso, e altrettante 12 viti per lato nell'unione tra la scarpa e la trave principale, per tutti i connettori si utilizzano viti LBS a testa tonda per piastre forate, caratterizzate da un diametro di 5 mm e una lunghezza d'infissione di 50 mm; le viti sono applicate sul traverso con un'eccentricità di 50 mm, mentre per quanto riguarda le viti applicate sulla trave principale hanno un interasse tra loro di 20 mm.

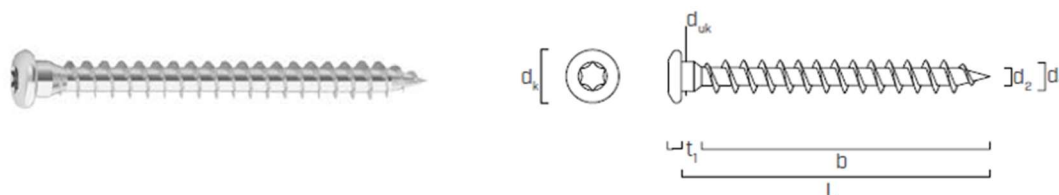


Figura 5.12: Viti LBS - Rothoblaas

Si va quindi a dimensionare in primo luogo la connessione tra il traverso e la scarpa metallica, ipotizzando che la reazione sia trasmessa alla scarpa metallica per mezzo della connessione con le viti, sebbene a causa della sua deformabilità ci sarà una parte di trasmissione che avviene per contatto diretto.

Il legno a contatto con i connettori può presentare deformazioni locali, fenomeno chiamato rifollamento, e in corrispondenza dei connettori si possono formare una o più cerniere plastiche nelle quali si concentrano le deformazioni locali.

Si valuta la resistenza della connessione, partendo dalla definizione della resistenza a rifollamento del legno come segue:

$$f_{h,k} = \frac{0,082 \cdot \rho_k}{d^{0,3}} = 19,73 \text{ MPa}$$

dove si indica con ρ_k la densità del legno impiegato ovvero $3,9 \text{ kN/m}^3$ e con $d=5\text{mm}$ il diametro delle viti utilizzate.

Successivamente si determina il momento plastico legato alle viti utilizzate per assicurare il traverso alla scarpa metallica, perciò:

$$M_{y,Rk} = \frac{f_u}{600} \cdot 180 \cdot d^{2,6} = 11425,4 \text{ Nmm}$$

dove si indica con f_u la tensione ultima di lavoro dell'acciaio ovvero 580 MPa .

Note queste grandezze si determina quindi la resistenza caratteristica della connessione, con riferimento alla seguente formulazione derivata dalla teoria plastica di Johansen riguardante le connessioni lignee:

$$F_{v,Rk} = 2,3 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} = 2,44 \text{ kN}$$

avendo sostituito le grandezze determinate in precedenza.

Dai valori caratteristici si passa a quelli di progetto, applicando il coefficiente k_{mod} che vale $0,7$ (come definito in precedenza) e il coefficiente di sicurezza che vale $1,3$ per le connessioni, la resistenza totale della connessione sarà poi determinata andando a considerare la somma in riferimento a ogni vite utilizzata.

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 1,31 \text{ kN}$$

$$F_{v,tot,Rd} = n_{viti} \cdot F_{v,Rd} = 12 \cdot 1,31 \text{ kN} = 15,78 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica andando a confrontare la resistenza della connessione con lo sforzo di taglio sollecitante che agisce sul traverso, per determinare il taglio sollecitante si fa riferimento al carico allo SLU determinato in precedenza per il traverso e pari a 5,35 kN/m, e considerando lo schema isostatico di semplice appoggio sulla luce di 5 metri si determina il taglio massimo con le note relazioni della scienza delle costruzioni, quindi:

$$F_{v,tot,Ed} = \frac{q_{SLU} \cdot L}{2} = 13,38 \text{ kN}$$

$$F_{v,tot,Rd} = 15,78 \text{ kN} > F_{v,tot,Ed} = 13,38 \text{ kN}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

Si va ora a dimensionare la connessione tra la scarpa metallica e la trave principale, alla quale è collegata mediante viti apposite; tale connessione, come detto, è soggetta ad una forza di taglio di calcolo, la quale agisce con un'eccentricità di 50 mm (si assume agire in asse alla connessione della trave secondaria), perciò le sollecitazioni di calcolo sono le seguenti:

$$F_{v,tot,Ed} = 13,38 \text{ kN} \quad ; \quad M_{Ed} = F_{v,tot,Ed} \cdot e = 0,67 \text{ kNm}$$

Infatti, a causa dell'eccentricità della forza applicata si genera un momento, il quale comporta sollecitazioni non solo di taglio ma anche di trazione (estrazione delle viti) sulla connessione.

La sollecitazione di taglio si va a ripartire in modo uniforme sui connettori, ottenendo:

$$F_{v,Ed} = \frac{F_{v,tot,Ed}}{n} = \frac{13,38 \text{ kN}}{2 \cdot 12} = 557,38 \text{ N}$$

Come resistenza nei confronti del taglio si assume quella già calcolata in precedenza, perciò:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_m} = 1314,91 \text{ N}$$

Si deve determinare ora la sollecitazione di estrazione, la quale si può calcolare supponendo una distribuzione lineare delle forze di trazione sui connettori e una distribuzione costante delle tensioni di compressione fra la trave principale e il traverso.

Sotto queste ipotesi si va a scrivere l'equilibrio alla rotazione e l'equilibrio alla traslazione sulla sezione di contatto, ottenendo le seguenti relazioni:

$$F_i = \frac{M}{k} \cdot (z_i - t)$$

$$k = \sum_{i=1}^n (z_i - t)^2 + \frac{t}{2} \cdot \sum_{i=1}^n (z_i - t)$$

dove “M” è il momento che si genera in seguito all'eccentricità della forza applicata, “t” è l'altezza della superficie di contatto fra la trave principale e il traverso, “z_i” è la distanza dell'i-esimo connettore dal bordo inferiore del traverso, e “n” è l'indice relativo al numero delle viti.

Note queste grandezze, si calcola la tensione di contatto $\sigma_{c,90}$ come segue e si impone sia uguale alla resistenza compressione caratteristica perpendicolare alle fibre $f_{c,90,k} = 2,7 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{c,90} = \frac{1}{b \cdot t} \cdot \sum_{i=1}^n F_i$$

Avendo imposto tale uguaglianza si va a determinare la grandezza incognita “t”, che nel caso in esame risulta valere 7,5 mm, di conseguenza si eseguono i calcoli ottenendo le seguenti quantità riportate nella tabella che segue, in *Figura 5.13*.

Come controllo della bontà dei calcoli, si va a determinare la tensione di contatto per verificare sia uguale alla resistenza caratteristica a compressione:

$$\sigma_{c,90} = \frac{1}{b \cdot t} \cdot \sum_{i=1}^n F_i = \frac{1}{200 \text{ mm} \cdot 7,5 \text{ mm}} \cdot 4049,67 \text{ N} = 2,7 \text{ MPa} = f_{c,90,k}$$

		$(z_i-t)^2$	(z_i-t)	$F_i [N]$
z_1	20	156,25	12,5	34,44
z_2	40	1056,25	32,5	89,53
z_3	60	2756,25	52,5	144,63
z_4	80	5256,25	72,5	199,73
z_5	100	8556,25	92,5	254,83
z_6	120	12656,3	112,5	309,92
z_7	140	17556,3	132,5	365,02
z_8	160	23256,3	152,5	420,12
z_9	180	29756,3	172,5	475,22
z_{10}	200	37056,3	192,5	530,31
z_{11}	220	45156,3	212,5	585,41
z_{12}	240	54056,3	232,5	640,51
Σ		237275	1470	4049,67

Figura 5.13: Calcolo connessione Trave principale - scarpa metallica

Essendo rispettata l'uguaglianza tra i valori delle tensioni, si possono calcolare la quantità k e la forza massima agente:

$$k = \sum_{i=1}^n (z_i - t)^2 + \frac{t}{2} \cdot \sum_{i=1}^n (z_i - t) = 242787,5 \text{ mm}^2$$

$$F_{max} = \frac{M}{k} \cdot (z_{max} - t) = 640,51 \text{ N}$$

Rimane solo da determinare la resistenza all'estrazione delle viti utilizzate come connessione della scarpa metallica sulla trave principale, il calcolo si esegue come descritto:

La esistenza assiale del singolo connettore vale: $f_{ax,k} = 65 \cdot \left(\frac{\rho_k}{1000}\right)^2 = 9,89 \text{ MPa}$

La resistenza della caratteristica delle viti vale: $F_{ax,Rk} = f_{ax,k} \cdot d \cdot t_{pen} = 2471,63 \text{ N}$

Si passa quindi dai valori caratteristici a quelli di progetto, quindi:

$$F_{ax,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{ax,Rk}}{\gamma_m} = 1330,88 \text{ N}$$

Trattandosi di una combinazione di sollecitazioni, si dovrà eseguire una verifica per azioni combinate, utilizzando l'apposita relazione che tiene conto di entrambi i contributi.

$$\left(\frac{F_{max}}{F_{ax,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^2 \leq 1$$

Sostituendo i valori determinati per il caso in esame, si ottiene:

$$\left(\frac{640,51 \text{ N}}{1330,88 \text{ N}}\right)^2 + \left(\frac{557,38 \text{ N}}{1314,91 \text{ N}}\right)^2 = 0,41 < 1$$

La verifica della connessione risulta quindi soddisfatta.

5.5 Vibrazioni sulla struttura

La trattazione teorica in merito alle vibrazioni e agli effetti che provocano sulle strutture è stata affrontata in precedenza al *Paragrafo 4.4* in relazione alla soluzione progettuale con struttura in acciaio, così come i ranges di frequenze che devono essere evitati in modo da garantire una situazione di comfort verso gli utenti della passerella ciclopedonale.

Si procede quindi con il calcolo delle frequenze in riferimento alla soluzione di impalcato in legno, conoscendo tutte le grandezze necessarie, per poi verificare il rispetto dei limiti imposti e riportati in *Figura 4.9*, alla quale si rimanda l'attenzione.

La massa totale dell'impalcato sarà data dalla somma dei pesi dei vari elementi che compongono la struttura, ovvero, ricapitolando, le due travi di bordo, i traversi disposti lungo tutta la lunghezza e il tavolato che funge da pavimentazione; si ottiene una massa di $m = 26800,2 \text{ kg} = 268002 \text{ N}$.

Come modulo elastico si adotta quello del legno utilizzato per le travi principali, pari quindi a $E = 13500 \text{ MPa}$.

Per quanto riguarda il momento d'inerzia, essendo le due travi principali di bordo gli elementi che danno il maggiore contributo in termini di rigidità alle vibrazioni, si utilizza il momento d'inerzia della sezione considerato due volte, perciò $J = 5,33 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$, mentre la lunghezza della trave $L = 27 \text{ m}$ corrisponde alla luce totale dell'impalcato.

Si calcola quindi la pulsazione relativa al primo modo di vibrare e i rispettivi periodo e frequenza.

$$\omega_1 = \frac{\pi^2}{L} \sqrt{\frac{EJ}{m}} = \frac{\pi^2}{27 \text{ m}} \sqrt{\frac{13500 \text{ MPa} \cdot 5,33 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4}{268002 \text{ N}}} = 59,91$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{2\pi}{59,91} = 0,105 \text{ s}$$

$$f_1 = \frac{1}{T_1} = \frac{\omega_1}{2\pi} = \frac{1}{0,105 \text{ s}} = \frac{59,91}{2\pi} = 9,536 \text{ Hz} > 5 \text{ Hz}$$

La frequenza ottenuta dal calcolo risulta quindi essere maggiore dei limiti imposti per rispettare il comfort degli utenti nei confronti della struttura.

6. STRUTTURA IN C.A.P. - ipotesi 1

La soluzione con l'impalcato in C.A.P. è stata presa in considerazione in quanto, su una luce ridotta come nel caso in esame risulta essere una delle tipologie maggiormente impiegate, nonostante la struttura presenterà nel complesso un peso elevato con ripercussioni negative in termini di valutazione dei costi.

In questo e nel prossimo capitolo si presentano due ipotesi per la soluzione in C.A.P.

Dal punto di vista statico, l'impalcato presenta una forma assimilabile a quella di una soletta armata, che si comporta come una trave in semplice appoggio, ragione per cui sotto i carichi agenti in esercizio si andrebbero a generare sforzi di compressione all'estradosso e trazione all'intradosso; con la precompressione, eccentrica rispetto al baricentro della sezione alleggerita, si va ad applicare uno schema di tensioni che è opposto, quindi trazione all'estradosso e compressione all'intradosso, andandosi a combinare con quanto generato successivamente dai carichi con l'obiettivo di minimizzare o addirittura annullare la trazione sulla sezione, nello specifico all'intradosso, e di conseguenza sul calcestruzzo, materiale con scarse proprietà resistenti nei suoi confronti, in modo da evitare il più possibile la formazione di fessure.

La precompressione viene indotta alla sezione mediante l'applicazione di apposita armatura formata da trefoli, ognuno dei quali è composto da fili intrecciati per un diametro totale di 0,6"; i trefoli vengono disposti in stabilimento nella posizione

scelta e vengono precedentemente tirati, sottoposti quindi allo sforzo di trazione calcolato in fase di definizione del tiro iniziale, e successivamente si getta la sezione di calcestruzzo; a questo punto i trefoli vengono tagliati e lo sforzo di precompressione viene indotto alla struttura.

Tale modalità di esecuzione viene definita precompressione con cavi “pre-tesi”.

Sopra la soletta strutturale saranno posizionati dei parapetti laterali poiché non vi è una struttura laterale che possa eseguire tale funzione, a differenza delle proposte precedenti.

Tale soluzione, come geometria, è analoga a quella proposta in seguito relativa all’impalcato in F.R.P., in modo da poter effettuare un confronto migliore.

Si riportano alcune rappresentazioni grafiche, per descrivere in maniera più chiara la geometria e l’aspetto della struttura; inoltre, in allegato al termine della trattazione è presente la tavola contenete planimetria, prospetto e sezioni dell’opera.

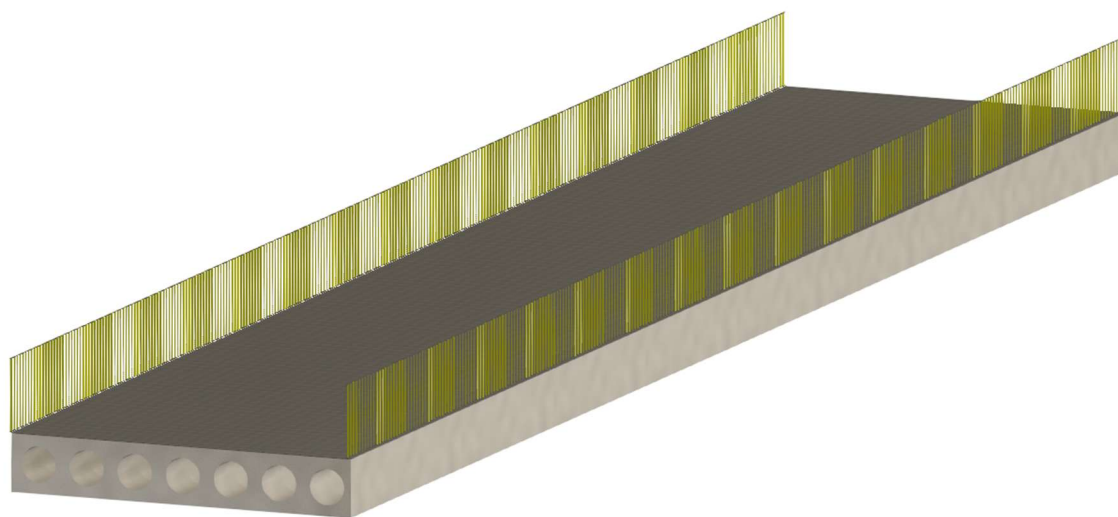
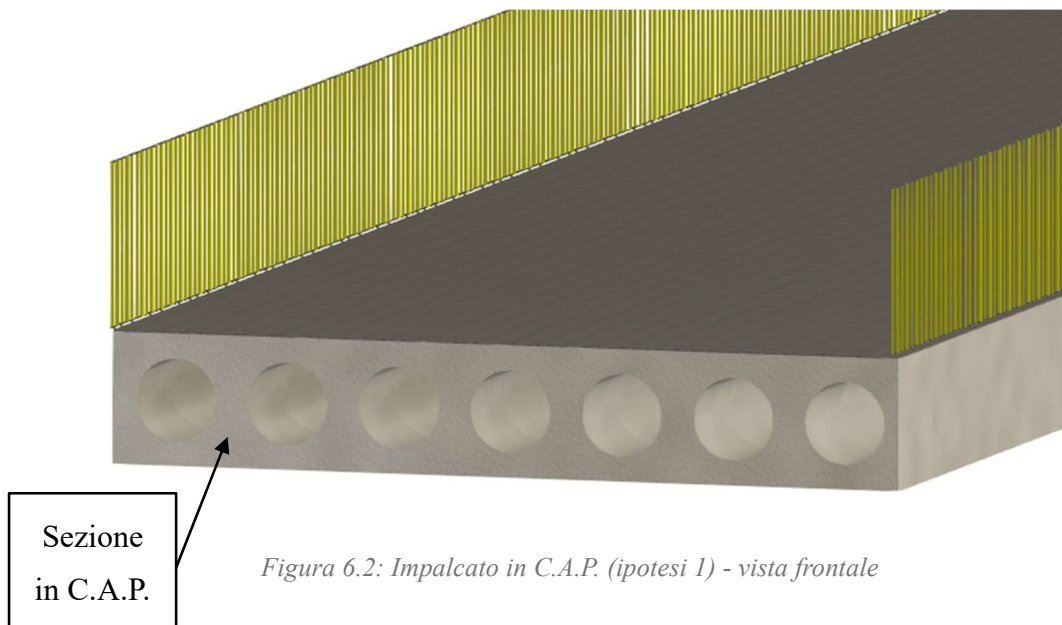


Figura 6.1: Passerella ciclopedonale in C.A.P. (ipotesi 1)



(cfr. Tavola 3: “Passerella ciclopedonale in C.A.P. – Ipotesi 1”)

6.1 Dimensionamento

Come detto in precedenza, un aspetto negativo di questa soluzione è il peso della struttura, proprio per ridurre il problema della massa dell’impalcato, si è scelto di alleggerire la sezione con appositi fori di diametro di 50 cm, e la sezione resistente sarà quindi data solamente dalla porzione effettiva di calcestruzzo considerando il fondamentale contributo dell’armatura da precompressione.

La soletta che forma l’impalcato, il quale dovrà coprire tutti i 27 metri di sviluppo, è caratterizzata da una larghezza di 5 metri e un’altezza di 80 cm.

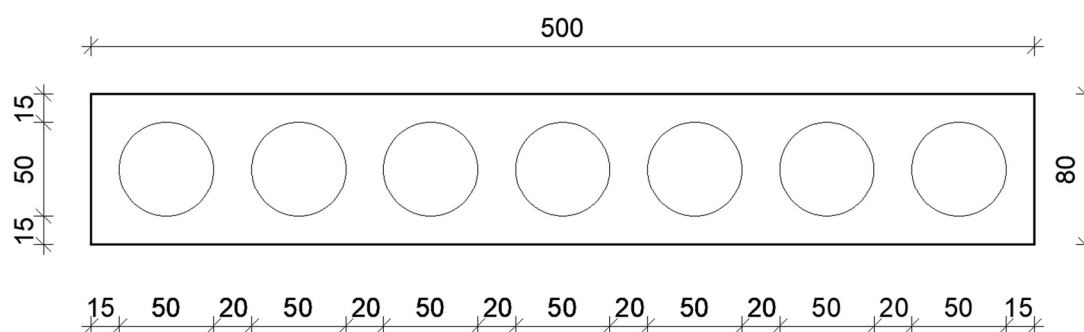


Figura 6.3: Sezione alleggerita impalcato in C.A.P. (ipotesi 1)

In corrispondenza delle zone di calcestruzzo comprese tra i fori di alleggerimento, nella porzione inferiore della sezione, si prevede il posizionamento dei trefoli da precompressione, come verrà descritto in maniera dettagliata nel seguito.

Come pavimentazione si adotta uno strato di resina appositamente, con spessore pari a 1 cm, mentre l'altezza dei parapetti laterali è pari a 1 metro.

Si presentano le caratteristiche geometriche e statiche della sezione:

- Area totale sezione c.a. = $2,63 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$;
- Posizione del baricentro = 400 mm, sezione simmetrica;
- Momento d'inerzia (asse x) = $1,92 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$;
- Momento d'inerzia (asse y) = $5,62 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$;

Essendo la sezione composta da calcestruzzo armato, oltre ai trefoli da precompressione, sarà necessario prevedere anche un'armatura lenta; poiché saranno d'interesse ai fini dello studio solamente i quantitativi totali dei vari materiali, non si andrà ad eseguire un dimensionamento dettagliato ma si stimerà la quantità di armatura lenta facendo riferimento a indicazioni definite in letteratura.

Nello specifico, consultando il volume di *M. P. Petrangeli "Progettazione e costruzione di ponti"*, si è fatto riferimento a una tabella che definisce l'incidenza dei materiali nella costruzione dei viadotti stradali, applicando tali nozioni al caso in esame.

Per una struttura assimilabile a un solettone alleggerito in C.A.P. si assume un'incidenza dell'acciaio ordinario pari a 30 kg/m^2 , che su un'area di calcestruzzo di $27 \text{ m} \cdot 5 \text{ m} = 135 \text{ m}^2$ comporta la totalità di 4050 kg di acciaio di armatura lenta.

6.1.1 Analisi dei carichi

Una volta definite le sezioni della sezione, è possibile determinarne il peso totale corretto, per andare ad effettuare così una vera e propria analisi dei carichi che gravano sulla struttura.

Si parte dalla definizione del peso, espresso per unità di superficie, della pavimentazione in resina; noto dalle proprietà dei materiali il peso specifico del

materiale, lo si moltiplica per lo spessore dello strato di pavimentazione, ottenendo:

$$q_{pav} = \rho_{resina} \cdot s_{pav} = 15 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ cm} = 0,15 \text{ kN/m}^2$$

Si deve considerare inoltre anche il carico accessorio dovuto alla presenza dei parapetti, ipotizzando un carico lineare pari a 0,5 kN/m; per un carico lineare totale dovuto ai pesi permanenti portati pari a 1,77 kN/m (i parapetti considerati su entrambi i lati e la pavimentazione sulla superficie dell'impalcato).

Applicando tale carico di esercizio a uno schema isostatico di trave in semplice appoggio, si possono determinare i momenti flettenti nelle sezioni significative ($L/2$, $L/4$ e L_{Φ} , con L_{Φ} la lunghezza di attivazione dei trefoli, pari a 1,216 m) che verranno poi utilizzati nelle analisi successive; per tali calcoli si utilizzano le note relazioni della scienza delle costruzioni.

$$M_{L/2} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{1,77 \text{ kN/m} \cdot (27 \text{ m})^2}{8} = 161,6 \text{ kNm}$$

$$M_{L/4} = \frac{3}{32} \cdot q \cdot L^2 = \frac{3}{32} \cdot 1,77 \text{ kN/m} \cdot (27 \text{ m})^2 = 121,2 \text{ kNm}$$

$$M_{L_{\Phi}} = q \cdot \frac{L}{2} \cdot L_{\Phi} - \frac{q}{2} \cdot L_{\Phi}^2 = 27,8 \text{ kNm}$$

Analogamente si eseguono le stesse considerazioni anche per quanto riguarda la struttura vera e propria in calcestruzzo, si conosce l'area della sezione e la densità del materiale, perciò si ottiene:

$$q_{pp,sez} = \rho_{cls} \cdot A_{sez} = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 2,63 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 = 65,64 \text{ kN/m}$$

Si determinano i momenti flettenti nelle sezioni significative, dovuti al peso proprio strutturale:

$$M_{L/2} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{65,64 \text{ kN/m} \cdot (27 \text{ m})^2}{8} = 5981,34 \text{ kNm}$$

$$M_{L/4} = \frac{3}{32} \cdot q \cdot L^2 = \frac{3}{32} \cdot 65,64 \text{ kN/m} \cdot (27 \text{ m})^2 = 4486 \text{ kNm}$$

$$M_{L\Phi} = q \cdot \frac{L}{2} \cdot L_{\Phi} - \frac{q}{2} \cdot L_{\Phi}^2 = 1029 \text{ kNm}$$

Per quanto riguarda i carichi variabili, partendo dal carico già noto e ben definito, relativo alla presenza di folla compatta, valore indicato dalla normativa e da assumere pari a 5 kN/m^2 , sulla larghezza d'influenza di 5 metri, si determinano i momenti flettenti nelle sezioni significative, dovuti ai carichi variabili:

$$M_{L/2} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{25 \text{ kN/m} \cdot (27 \text{ m})^2}{8} = 2278,13 \text{ kNm}$$

$$M_{L/4} = \frac{3}{32} \cdot q \cdot L^2 = \frac{3}{32} \cdot 25 \text{ kN/m} \cdot (27 \text{ m})^2 = 1708,59 \text{ kNm}$$

$$M_{L\Phi} = q \cdot \frac{L}{2} \cdot L_{\Phi} - \frac{q}{2} \cdot L_{\Phi}^2 = 391,92 \text{ kNm}$$

Definiti tutti i carichi agenti, per metro lineare o per superficie e quindi da moltiplicare per la larghezza d'influenza di 5 metri, si possono sommare e definire il carico totale agente sulla struttura pari a $92,41 \text{ kNm}$; sempre considerando il comportamento di trave in semplice appoggio si può determinare la freccia che si forma sotto i carichi di esercizio, per poi andarla a confrontare con il limite imposto dalla normativa di $1/250$ della luce; per il calcolo della freccia è stata utilizzata la nota formula:

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{EJ}$$

dove E rappresenta il modulo elastico del calcestruzzo e J il momento d'inerzia della sezione, perciò si ha:

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{92,41 \text{ kN/m} \cdot (27 \text{ m})^4}{36416,11 \text{ MPa} \cdot (1,92 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4} = 91,53 \text{ mm} < \frac{L}{250} = 108 \text{ mm}$$

Il limite da normativa è pertanto soddisfatto.

6.1.2 Quantificazione trefoli da precompressione

Il posizionamento dell'armatura da precompressione genera delle sollecitazioni in corrispondenza di ogni generica sezione, le quali vanno a sommarsi e a contrastare le sollecitazioni indotte dai pesi strutturali e dai carichi agenti esterni; per andare a determinare lo sforzo di precompressione N da assegnare alle varie sezioni, è necessario, in primo luogo, quantificare il numero di trefoli da posizionare.

Per fare questo è opportuno valutare inizialmente il numero minimo teorico di trefoli da inserire all'interno di ciascuna sezione in esame (nello specifico ci si riferisce alle sezioni notevoli di mezzzeria $L/2$, ad un quarto dello sviluppo della trave $L/4$ e alla lunghezza di attivazione dell'armatura da precompressione $L\Phi$, pari a 80 volte il diametro dei trefoli) in modo tale la tensione di trazione all'intradosso della sezione si annulli.

Si va quindi a esplicitare l'espressione con la quale si calcola la tensione σ_i , attraverso la nota formula di Navier, considerando il contributo dello sforzo normale dato dalla precompressione, come combinazione di una forza concentrata N_{0p} sulla sezione e del relativo momento di trasporto $M_{0p} = N_{0p} \cdot e_p$ che si genera in quanto la precompressione è applicata non nel baricentro della sezione ma con una certa eccentricità e_p , e il contributo del peso proprio della trave.

$$\sigma_i^{(1)} = -\frac{N_{0p,i}}{A_c} - \frac{M_{0p,i}}{W_i} + \frac{M_{ppt}}{W_i}$$

Si impone quindi l'annullamento dell'espressione appena definita ottenendo così il valore di sforzo normale di primo tentativo, riferito all'intradosso, dal quale si ricava il massimo tiro iniziale fornibile all'atto della precompressione.

Si individua infine il numero teorico di trefoli da introdurre nella sezione, avendo definito la sezione dei trefoli, e quindi l'area nominale, e la tensione di lavoro dell'acciaio da precompressione; si utilizza la seguente espressione:

$$n_{trefoli}^{\circ} = \frac{N_{0p,i} \cdot 1,015}{A_{nom,tr} \cdot \sigma_{spi}}$$

dove:

- $A_{nom,tr}$ è l'area nominale del singolo trefolo;
- $\sigma_{spi} = 0,8 \cdot f_{ptk} = 0,8 \cdot 1860 = 1488 \text{ MPa}$ è la tensione iniziale di lavoro dei trefoli, come disposto dalla Normativa, avendo indicato con f_{ptk} la tensione caratteristica a rottura dell'acciaio dei trefoli.

Una volta definita la geometria dei trefoli, ovvero scelti il diametro ed il numero dei cavi, è possibile calcolare per la sezione in esame il “cavo equivalente”, ovvero l'armatura da precompressione totale posizionata nella sezione, di area A_p , pensata come concentrata in corrispondenza del baricentro dei trefoli, definito tipicamente y_{gp} .

Solitamente trefoli si posizionano in maniera tale da rispettare sempre la simmetria della trave, per evitare flessioni nel piano orizzontale, disponendoli in numero pari in una maglia $60 \times 60 \text{ mm}$, nel caso si utilizzano cavi di 0,6” di diametro.

Fino ad ora i calcoli sono stati eseguiti considerando per la sezione solo l'area di calcestruzzo, avendo adesso determinato l'area di armatura da precompressione si procede calcolando l'effettiva area omogeneizzata al calcestruzzo, indicata con A_{ci} , attraverso l'uso del coefficiente di omogeneizzazione $n_p = E_{sp}/E_{cls} = 5,52$; e quindi $A_{ci} = A_c + n_p \cdot A_p$.

Si esegue quindi nuovamente il calcolo precedente e si correggere il numero dei trefoli necessari, da arrotondare in modo da scegliere una disposizione omogenea e simmetrica.

Per una spiegazione più dettagliata, si presentano i calcoli che sono stati effettuati in riferimento alla sezione di mezzeria della trave, per poi riportare in seguito invece in maniera riassuntiva i risultati degli analoghi calcoli eseguiti in corrispondenza delle ulteriori sezioni caratteristiche, ovvero le sezioni ad $L/4$ e a $L\Phi$.

Si riprende il valore del peso proprio della sezione di calcestruzzo, definito in precedenza nell'analisi dei carichi descritta al *Paragrafo 6.1.1*, ottenuto moltiplicando l'area della sezione per il peso specifico del calcestruzzo γ_{cls} :

$$q_{ppt} = A_{tr} \cdot \gamma_{cls} = 2,63 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 65,64 \text{ kNm}$$

Si può quindi determinare il momento agente massimo in mezzzeria, sulla luce di 27 metri della trave, per il solo peso proprio:

$$M_{ppt,L/2} = \frac{q_{ppt} \cdot L^2}{8} = \frac{65,64 \text{ kNm} \cdot (27 \text{ m})^2}{8} = 5981,34 \text{ kNm}$$

Si procede con il calcolo del tiro iniziale e del numero di trefoli da inserire nella sezione; si parte assumendo la posizione del baricentro dei trefoli, nello spessore di calcestruzzo inferiore, rispetto ai fori di alleggerimento della sezione, ad una distanza dall'intradosso di $y_{gp} = 105 \text{ mm}$, e quindi l'eccentricità dei trefoli rispetto al baricentro della trave sarà di $e_p = 295 \text{ mm}$.

Si calcola quindi il modulo di resistenza della sezione W_i , riferito all'intradosso, e quindi lo sforzo di precompressione di progetto N_{0p} .

$$W_i = \frac{J_t}{y_g} = \frac{1,92 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4}{400 \text{ mm}} = 4,8 \cdot 10^8 \text{ mm}^3$$

$$N_{0p} = \frac{M_{ppt}}{W_i} \cdot \frac{1}{\left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_i}\right)} = \frac{5981,34 \text{ kNm}}{4,8 \cdot 10^8 \text{ mm}^3} \cdot \frac{1}{\left(\frac{1}{2,63 \cdot 10^6} + \frac{295}{4,8 \cdot 10^8}\right) \text{ mm}^2} = 12521,6 \text{ kN}$$

Infine, si valuta così l'area di trefoli da precompressione necessaria:

$$A_p = \frac{N_{0p} \cdot 1,015}{\sigma_{spi}} = \frac{12521,6 \text{ kN} \cdot 1,015}{1488 \text{ MPa}} = 8541,25 \text{ mm}^2$$

L'area omogeneizzata al calcestruzzo sarà:

$$A_{ci} = A_c + n_p \cdot A_p = 2,67 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

È necessario quindi effettuare nuovamente il calcolo definito in precedenza per ottenere il numero effettivo dei trefoli da posizionare.

$$N_{0p} = \frac{M_{ppt}}{W_i} \cdot \frac{1}{\left(\frac{1}{A_{ci}} + \frac{e_p}{W_i}\right)} = \frac{5981,34 \text{ kNm}}{4,8 \cdot 10^8 \text{ mm}^3} \cdot \frac{1}{\left(\frac{1}{2,67 \cdot 10^6} + \frac{295}{4,8 \cdot 10^8}\right) \text{ mm}^2} = 12606,6 \text{ kN}$$

$$n_{trefoli} = \frac{N_{0p} \cdot 1,015}{A_{nom,tr} \cdot \sigma_{spi}} = \frac{12606,6 \text{ kN} \cdot 1,015}{139 \text{ mm}^2 \cdot 1488 \text{ MPa}} \cong 62$$

Si sceglie quindi di posizionare 112 trefoli, nello specifico 16 trefoli in ogni spessore di calcestruzzo intermedio ai fori di alleggerimento della sezione, tale scelta è motivata proprio dalla volontà di mantenere una disposizione quanto più omogenea e simmetrica su tutto lo sviluppo della sezione.

Il numero di trefoli posizionati, risultando in maniera evidente molto superiore a quanto necessario in questa fase di dimensionamento, tiene conto anche del rispetto delle verifiche svolte e riportate nel seguito.

QUANTIFICAZIONE TREFOLI DA PRECOMPRESSIONE			
SEZIONE L/2			
momento esterno agente sulla sezione	$M_{L/2}$	5981,34	[kNm]
modulo di resistenza rispetto all'intradosso	W_i	4,80E+08	[mm ³]
distanza lembo inferiore - baricentro A_p	Y_{gp}	105,00	[mm]
eccentricità baricentro A_p - baricentro trave	e_p	295,00	[mm]
sforzo di precompressione di progetto	N_{0p}	12521,56	[kN]
tensione iniziale di lavoro trefoli	σ_{spi}	1488	[MPa]
area necessaria trefoli da precompressione	A_p	8541,25	[mm ²]
area sezione omogeneizzata cls	A_{ci}	2,67E+06	[mm ²]
sforzo di precompressione di progetto	N_{0p}	12606,61	[kN]
area necessaria trefoli da precompressione	A_p	8599,26	[mm ²]
n° trefoli totali necessari	61,87	→	112
n° trefoli nello spessore	n° tr	16	[-]

Figura 6.4: Quantificazione dei trefoli da precompressione (sez. L/2)

Sono stati eseguiti i calcoli già mostrati nel dettaglio per la sezione di mezzeria anche nel caso delle altre sezioni significative, a partire ovviamente dalla quantificazione del momento sollecitante in corrispondenza di quest'ultime a causa del solo peso proprio della trave, ottenuto attraverso semplici considerazioni di equilibrio delle forze relative alla scienza delle costruzioni; questo dà modo di completare la fase di dimensionamento della sezione, ottenendo il numero di trefoli efficaci da posizionare in ogni sezione.

Si presentano a seguire in maniera riassuntiva i risultati ottenuti nelle relative tabelle.

QUANTIFICAZIONE TREFOLI DA PRECOMPRESSIONE			
SEZIONE L/4			
momento esterno agente sulla sezione	$M_{L/4}$	4486,00 [kNm]	
modulo di resistenza rispetto all'intradosso	W_i	4,80E+08 [mm ³]	
distanza lembo inferiore - baricentro A_p	Y_{gp}	105,00 [mm]	
eccentricità baricentro A_p - baricentro trave	e_p	295,00 [mm]	
sforzo di precompressione di progetto	N_{0p}	9391,17 [kN]	
tensione iniziale di lavoro trefoli	σ_{spi}	1488 [MPa]	
area necessaria trefoli da precompressione	A_p	6405,94 [mm ²]	
area sezione omogeneizzata cls	A_{ci}	2,66E+06 [mm ²]	
sforzo di precompressione di progetto	N_{0p}	9439,14 [kN]	
area necessaria trefoli da precompressione	A_p	6438,66 [mm ²]	
n° trefoli totali necessari	46,32	→	84
n° trefoli nello spessore	n° tr	12	[-]

Figura 6.5: Quantificazione dei trefoli da precompressione (sez. L/4)

QUANTIFICAZIONE TREFOLI DA PRECOMPRESSIONE			
SEZIONE L/4			
momento esterno agente sulla sezione	$M_{L/4}$	4486,00 [kNm]	
modulo di resistenza rispetto all'intradosso	W_i	4,80E+08 [mm ³]	
distanza lembo inferiore - baricentro A_p	Y_{gp}	105,00 [mm]	
eccentricità baricentro A_p - baricentro trave	e_p	295,00 [mm]	
sforzo di precompressione di progetto	N_{0p}	9391,17 [kN]	
tensione iniziale di lavoro trefoli	σ_{spi}	1488 [MPa]	
area necessaria trefoli da precompressione	A_p	6405,94 [mm ²]	
area sezione omogeneizzata cls	A_{ci}	2,66E+06 [mm ²]	
sforzo di precompressione di progetto	N_{0p}	9439,14 [kN]	
area necessaria trefoli da precompressione	A_p	6438,66 [mm ²]	
n° trefoli totali necessari	46,32	→	84
n° trefoli nello spessore	n° tr	12	[-]

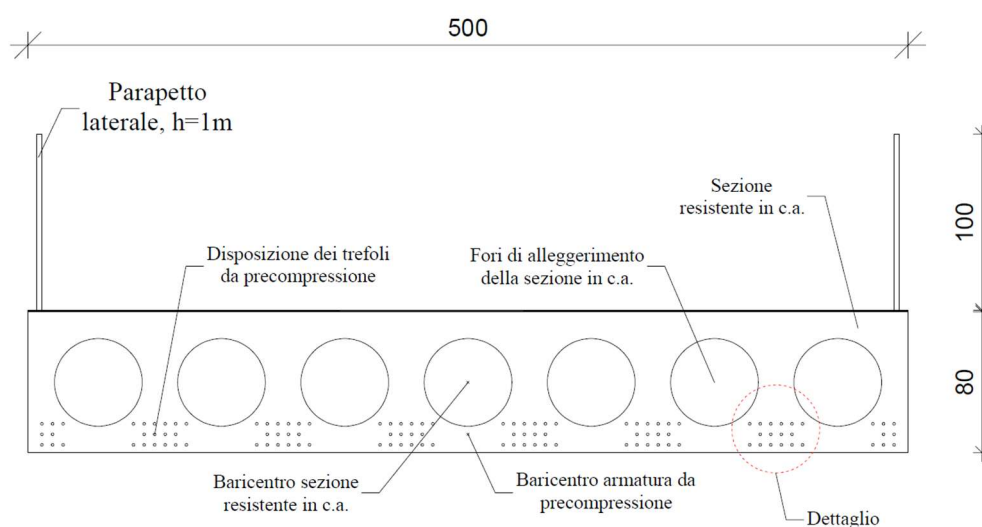
Figura 6.6: Quantificazione dei trefoli da precompressione (sez. LΦ)

La tecnologia adottata per realizzare la precompressione all'interno della soletta alleggerita in c.a. che funge da impalcato della passerella pedonale è la pretensione; come definito nella parte iniziale di questo capitolo, tale tecnica prevede la disposizione dei trefoli lungo tutto lo sviluppo della trave, perciò il numero di trefoli presenti in corrispondenza della sezione di mezzzeria sarà lo stesso che si ha alle estremità della struttura. Poiché i trefoli efficaci necessari si riducono man mano che ci si avvicina agli appoggi, si dovrà ricorrere all'intubettamento degli stessi; questa procedura fa sì che il trefolo intubettato risulti essere non più collaborante, riducendo pertanto l'azione di

precompressione fornita alla sezione considerata e abbattendo di conseguenza il diagramma delle tensioni emergente a causa di tale effetto.

Partendo dalla sezione ad $L/2$, nella quale si impiegherà la totalità dei trefoli efficaci posizionati senza alcun intubettamento, per la scelta del numero di trefoli da intubettare a ciascuna delle altre sezioni significative, $L/4$ e $L\Phi$, si è tenuto conto delle possibili flessioni trasversali, evitando tale situazione scegliendo una configurazione sempre simmetrica e mantenendo la posizione del baricentro dell'armatura da precompressione sempre alla stessa altezza.

Si riporta la rappresentazione grafica della disposizione dei trefoli nelle varie sezioni significative.



Dettaglio: disposizione trefoli

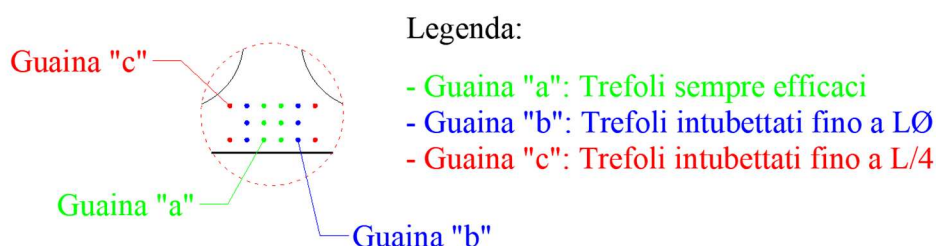


Figura 6.7: Disposizione dei trefoli da precompressione

6.2 Verifica tensionale a flessione (SLE)

Si tratta di una verifica tensionale a flessione, con riferimento agli Stati Limite di Esercizio e consiste nella valutazione dello stato tensionale a cui è soggetta la

sezione resistente, considerando distintamente quattro diverse fasi di costruzione dell'impalcato della passerella. Come verrà descritto in maniera dettagliata nel prosieguo della trattazione, in un primo momento si considera solo il peso proprio della struttura come carico agente, mentre nella seconda fase si tiene conto anche del fatto che i trefoli da precompressione subiscono un decadimento del loro tiro iniziale; nelle fasi successive invece si considerano anche i carichi permanenti portati e i carichi variabili dovuti alla presenza di folla compatta.

Le tensioni sollecitanti all'estradosso e all'intradosso vengono quindi confrontate con dei valori limite che devono essere rispettati affinché la verifica risulti soddisfatta.

Nella valutazione dello stato tensionale si considera la sezione interamente reagente, assumendo convenzionalmente con segno positivo le trazioni e con segno negativo le compressioni, e facendo riferimento all'area effettiva omogeneizzata al calcestruzzo per la presenza nella sezione anche dell'area di armatura da precompressione.

Si svolge la verifica nel dettaglio per le varie fasi.

Fase 1

La prima fase in esame è legata alla verifica tensionale condotta all'atto iniziale dell'attribuzione della precompressione, perciò i carichi agenti saranno solamente:

- Peso proprio della trave;
- Precompressione all'atto del taglio dei trefoli pretesi (ovvero al tempo $t = 0$).

La sezione resistente è rappresentata dalla sezione trasversale della soletta alleggerita in c.a. tenuto conto anche dei trefoli efficaci in essa contenuti.

Dal punto di vista grafico, la distribuzione delle tensioni emergente in questa prima fase assume un andamento che sarà dato dalla somma, in virtù della sovrapposizione degli effetti, di un andamento lineare “a farfalla” per quanto riguarda il peso proprio, con trazione all'intradosso e compressione all'estradosso, e un andamento sempre lineare per la precompressione, il quale a sua volta sarà dato dalla somma di un grafico “a farfalla” con compressione all'intradosso e trazione all'estradosso (poiché la precompressione è applicata in

maniera eccentrica, nella zona inferiore della sezione) e un grafico con una tensione costante di compressione.

Si rimanda l'attenzione al termine di questo paragrafo per una rappresentazione grafica dei diagrammi delle tensioni di tutte le fasi di calcolo, per ogni sezione significativa.

Si vanno quindi a ricavare le tensioni che nascono sulla sezione in “Fase 1” a causa dei carichi agenti, attraverso le seguenti espressioni:

- Tensione all'estradosso

$$\sigma_e^{(1)} = -\frac{N_{0p}}{A_{ci}} + \frac{M_{0p}}{W_{ci,e}} - \frac{M_{ppt}}{W_{ci,e}}$$

- Tensione all'intradosso

$$\sigma_i^{(1)} = -\frac{N_{0p}}{A_c} - \frac{M_{0p}}{W_{ci,i}} + \frac{M_{ppt}}{W_{ci,i}}$$

dove si definiscono le seguenti quantità:

- N_{0p} : sforzo normale effettivo di precompressione iniziale;
- A_{ci} : area della sezione omogeneizzata al calcestruzzo;
- e_{cn} : eccentricità di applicazione della precompressione rispetto al baricentro della sezione;
- $M_{0p} = N_{0p} \cdot e_p$: momento di trasporto associato allo sforzo normale di precompressione applicato con eccentricità;
- M_{ppt} : momento flettente indotto dal solo peso proprio della trave;
- $W_{ci,e}$: modulo di resistenza della sezione omogeneizzata valutato rispetto all'estradosso;
- $W_{ci,i}$: modulo di resistenza della sezione omogeneizzata valutato rispetto all'intradosso.

Per determinare queste ultime quantità geometriche si utilizzano le espressioni seguenti:

$$W_{ci,e} = \frac{J_{ci}}{(h_t - y_{gci})} \quad ; \quad W_{ci,i} = \frac{J_{ci}}{y_{gci}}$$

$$\text{con } J_{ci} = J_{cn} + n_p \cdot e_p^2 \cdot \left(\frac{A_p \cdot A_c}{A_{ci}} \right) \quad e \quad y_{gci} = y_{gp} + e_{ci}$$

dove si definiscono le seguenti quantità:

- h_t : altezza della sezione;
- y_{gci} : distanza tra l'intradosso e il baricentro della sezione omogeneizzata;
- J_{ci} : momento d'inerzia della sezione omogeneizzata valutato rispetto a y_{gci} ;
- A_c : area della sezione di calcestruzzo;
- J_{cn} : momento d'inerzia della sola sezione di calcestruzzo;
- $n_p = E_p/E_{cls}$: coefficiente di omogeneizzazione della precompressione;
- $e_{ci} = e_p \cdot (A_c/A_{ci})$: distanza tra l'armatura da precompressione e il baricentro della sezione omogeneizzata y_{gci} .

Una volta quantificate le tensioni si procede con la verifica vera e propria, la quale consiste nel valutare il rispetto di determinati limiti tensionali, che per la Fase 1 sono i seguenti:

- Limite tensione all'intradosso: $|\sigma_i^{(1)}| < 0,7 \cdot f_{ckj} = 0,7 \cdot 34,24 \text{ MPa} = 23,97 \text{ MPa}$;
- Limite tensione all'estradosso: $\sigma_e^{(1)} \leq 0,1 \cdot f_{ckj} = 0,1 \cdot 34,24 \text{ MPa} = 3,42 \text{ MPa}$

Si riportano a seguire i calcoli eseguiti nel caso della sezione di mezzeria della trave, per poi descrivere i risultati ottenuti anche in corrispondenza delle altre sezioni significative attraverso tabelle riassuntive.

Noto il numero e la geometria della disposizione di trefoli da precompressione efficaci posizionati nella sezione a $L/2$ (per la quantificazione dettagliata si rimanda al precedente *Paragrafo 6.1.2*), è possibile determinare le quantità necessarie per lo svolgimento dei calcoli, nello specifico:

- $n_{tr,L/2} = 112$;
- $A_p = n_{tr} \cdot A_{nom,tr} = 112 \cdot 139 = 15568 \text{ mm}^2$;
- $A_{ci} = A_c + n_p A_p = 2,71 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$;
- $y_{gp} = 105 \text{ mm}$;
- $e_p = y_g - y_{gp} = 400 - 105 = 295 \text{ mm}$;
- $e_{ci} = e_p (A_c/A_{ci}) = 285,65 \text{ mm}$;
- $y_{gci} = y_{gp} + e_{ci} = 390,65 \text{ mm}$;

dalle quali si determinano le ulteriori grandezze geometriche di interesse:

$$J_{ci} = J_{cn} + n_p \cdot e_p^2 \cdot \left(\frac{A_p \cdot A_c}{A_{ci}} \right) = 1,99 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$W_{ci,e} = \frac{J_{ci}}{(h_t - y_{gci})} = \frac{1,99 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4}{(800 - 390,65) \text{ mm}} = 4,86 \cdot 10^8 \text{ mm}^3$$

$$W_{ci,i} = \frac{J_{ci}}{y_{gci}} = \frac{1,99 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4}{390,65 \text{ mm}} = 5,10 \cdot 10^8 \text{ mm}^3$$

Partendo dal valore del momento indotto a L/2 per il solo peso proprio della struttura $M_{ppt} = 5981,34 \text{ kNm}$, noto dall'analisi dei carichi effettuata e riportata in precedenza al *Paragrafo 6.1.1*, si determinano le sollecitazioni relative all'azione di precompressione indotta nella sezione:

$$N_{0p} = \frac{A_p \cdot \sigma_{spi}}{1,015} = \frac{15568 \text{ mm}^2 \cdot 1488 \text{ MPa}}{1,015} = 22822,84 \text{ kN}$$

$$M_{0p} = N_{0p} \cdot e_p = 22822,84 \text{ kN} \cdot 295 \text{ mm} = 6732,74 \text{ kNm}$$

Infine, si calcolano le tensioni agenti all'estradosso e all'intradosso:

$$\sigma_e^{(1)} = -\frac{N_{0p}}{A_{ci}} + \frac{M_{0p}}{W_{ci,e}} - \frac{M_{ppt}}{W_{ci,e}} = -6,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i^{(1)} = -\frac{N_{0p}}{A_c} - \frac{M_{0p}}{W_{ci,i}} + \frac{M_{ppt}}{W_{ci,i}} = -9,89 \text{ MPa}$$

e se ne verifica il rispetto dei limiti:

$$\sigma_e^{(1)} = -6,87 \text{ MPa} < 0,1 \cdot f_{ckj} = 3,42 \text{ MPa}$$

$$|\sigma_i^{(1)}| = |-9,89 \text{ MPa}| < 0,7 \cdot f_{ckj} = 23,97 \text{ MPa}$$

Le verifiche risultano quindi soddisfatte.

Si riporta una tabella riassuntiva delle grandezze utilizzate nei calcoli e dei risultati ottenuti:

FASE 1	SEZIONE L/2	
momento peso proprio soletta	M_{ppt}	5981,34 [kNm]
n° trefoli efficaci	n° tr	112 [-]
area complessiva trefoli efficaci	A_p	15568 [mm ²]
area sezione omogeneizzata	A_{ci}	2,71E+06 [mm ²]
sforzo normale effettivo da precompressione	N_{0p}	22822,84 [kN]
distanza lembo inferiore - baricentro A_p	Y_{gp}	105,00 [mm]
eccentricità baricentro A_p - baricentro trave	e_p	295,00 [mm]
momento di trasporto sforzo da precompressione	M_{0p}	6732,74 [kNm]
eccentricità baricentro A_p - baricentro trave omogeneizzata	e_{ci}	285,65 [mm]
distanza lembo inferiore - baricentro G_i	Y_{gci}	390,65 [mm]
momento d'inerzia sezione omogeneizzata, rispetto y_{gci}	J_{ci}	1,99E+11 [mm ⁴]
modulo di resistenza (sez. omog.) rispetto all'estradosso	$W_{ci,e}$	4,86E+08 [mm ³]
modulo di resistenza (sez. omog.) rispetto all'intradosso	$W_{ci,i}$	5,10E+08 [mm ³]
tensione all'estradosso	$\sigma_e^{(1)}$	-6,87 [MPa]
VERIFICA: $\sigma_e^{(1)} < 0,1 * f_{ckj}$	VERIFICATO	
tensione all'intradosso	$\sigma_i^{(1)}$	-9,89 [MPa]
VERIFICA: $ \sigma_i^{(1)} < 0,7 * f_{ckj}$	VERIFICATO	

Figura 6.8: Verifica tensionale (SLE) - Fase 1 (sez. L/2)

Operando allo stesso modo anche per le altre sezioni significative è possibile ottenere risultati analoghi, i quali verranno riassunti nella tabella riportata in seguito.

La procedura sarà sempre la medesima, con delle distinzioni per quanto riguarda la geometria, non tanto della sezione quanto dell'armatura da precompressione disposta in termini di numero di trefoli efficaci, sia nel valore di momento flettente indotto dal peso proprio gravante su ogni sezione.

Allontanandosi dalla mezzeria, infatti, diminuisce il numero di trefoli efficaci considerati, e la conseguente area da precompressione effettiva; allo stesso modo il momento flettente sollecitante dispone di un andamento parabolico che è massimo in mezzeria, riducendosi man mano che ci si avvicina agli appoggi.

Si riportano quindi le grandezze utilizzate ai fini dei calcoli e i risultati ottenuti, relativamente alle sezioni a L/4 e L Φ , per quanto riguarda la Fase 1.

FASE 1	SEZIONE L/4		SEZIONE LΦ	
momento peso proprio soletta	M_{ppt}	4486,00 [kNm]	M_{ppt}	1029,00 [kNm]
n° trefoli efficaci	n° tr	84 [-]	n° tr	42 [-]
area complessiva trefoli efficaci	A_p	11676 [mm ²]	A_p	5838 [mm ²]
area sezione omogeneizzata	A_{ci}	2,69E+06 [mm ²]	A_{ci}	2,66E+06 [mm ²]
sforzo normale effettivo da precompressione	N_{op}	17117,13 [kN]	N_{op}	8558,57 [kN]
distanza lembo inferiore - baricentro A_p	Y_{gp}	105,00 [mm]	Y_{gp}	105,00 [mm]
eccentricità baricentro A_p - baricentro trave	e_p	295,00 [mm]	e_p	295,00 [mm]
momento di trasporto sforzo da precompressione	M_{op}	5049,55 [kNm]	M_{op}	2524,78 [kNm]
eccentricità baricentro A_p - baricentro trave omogeneizzata	e_{ci}	287,93 [mm]	e_{ci}	291,42 [mm]
distanza lembo inferiore - baricentro G_i	Y_{gci}	392,93 [mm]	Y_{gci}	396,42 [mm]
momento d'inerzia sezione omogeneizzata, rispetto y_{gci}	J_{ci}	1,97E+11 [mm ⁴]	J_{ci}	1,95E+11 [mm ⁴]
modulo di resistenza (sez. omog.) rispetto all'estradosso	$W_{ci,e}$	4,85E+08 [mm ³]	$W_{ci,e}$	4,82E+08 [mm ³]
modulo di resistenza (sez. omog.) rispetto all'intradosso	$W_{ci,i}$	5,02E+08 [mm ³]	$W_{ci,i}$	4,91E+08 [mm ³]
tensione all'estradosso	$\sigma_e^{(1)}$	-5,20 [MPa]	$\sigma_e^{(1)}$	-0,12 [MPa]
VERIFICA: $\sigma_e^{(1)} < 0,1 * f_{ckj}$	VERIFICATO		VERIFICATO	
tensione all'intradosso	$\sigma_i^{(1)}$	-7,49 [MPa]	$\sigma_i^{(1)}$	-6,27 [MPa]
VERIFICA: $ \sigma_i^{(1)} < 0,7 * f_{ckj}$	VERIFICATO		VERIFICATO	

Figura 6.9: Verifica tensionale (SLE) - Fase 1 (sez. L/4 e LΦ)

Quantificazione delle perdite tensionali nei trefoli

Una volta che i trefoli da precompressione, pretesi rispetto al getto di calcestruzzo, vengono tagliati e quindi rilasciati, il tiro iniziale fornito ad essi diminuisce a causa di perdite di vario tipo.

Prima di osservare quanto accade nelle successive fasi costruttive è bene comprendere il significato e l'entità di tali perdite tensionali; tre sono le diverse tipologie che occorre tenere in considerazione in questo caso, ovvero:

- (1) Perdita per ritiro del calcestruzzo;
- (2) Perdita per rilassamento dell'acciaio da precompressione;
- (3) Perdita per viscosità del calcestruzzo.

Dal momento che si ipotizza come la gran parte delle cadute di tensione sui trefoli da precompressione si verifichino tra la prima e la seconda fase, è necessario, prima di eseguire le verifiche tensionali seguenti, modificare il diagramma delle tensioni della prima fase tenendo in conto le eventuali cadute emerse ed eseguire in Fase 2 la verifica considerando lo sforzo normale “corretto”; il diagramma delle tensioni verrà adottato come diagramma di precompressione al tempo $t=\infty$ ottenendo così il diagramma delle tensioni di seconda fase.

Si procede ora analizzando nel dettaglio i diversi contributi caratterizzanti le singole cadute tensionali emergenti a causa di fenomeni caratteristici di acciaio e calcestruzzo, tenendo conto inoltre del fatto che non tutte e tre le cadute di

tensione sopra citate risulteranno essere costanti, indipendentemente dalla sezione analizzata, nello specifico l'entità della perdita che si verifica a causa della viscosità del calcestruzzo, essendo essa funzione della tensione di precompressione, varierà a seconda del numero di trefoli efficaci posizionati nella sezione.

(1) Perdita per ritiro del calcestruzzo:

La perdita di tensione dovuta al fenomeno di ritiro del calcestruzzo, in accordo con le UNI EN 1992-1-1:2005 (§3.1.4), può essere determinata attraverso la seguente relazione:

$$\Delta\sigma_{cs} = \varepsilon_{cs} \cdot E_p$$

dove:

- $E_p = 201000 \text{ MPa}$: modulo di elasticità dell'acciaio da precompressione ad alta resistenza, definito al precedente *Paragrafo 2.4*;
- ε_{cs} : deformazione totale da ritiro, data dalla sommatoria di due componenti quali la deformazione da ritiro per essiccamento ε_{cd} e la deformazione da ritiro autogeno ε_{ca} ; perciò si ha: $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$.

Quando si parla di ritiro del calcestruzzo, ci si riferisce alle variazioni dimensionali alle quali è soggetto, che sono attribuibili ai fenomeni chimici di idratazione durante il processo di presa e indurimento del materiale, e si tratta di ritiro autogeno, mentre per le variazioni dimensionali causate da scambi di acqua con l'ambiente circostante, si fa riferimento al ritiro per essiccamento.

Per determinare queste due diverse componenti di deformazione da ritiro si è seguito quanto definito dalla normativa, per la quale lo sviluppo del ritiro per essiccamento è descrivibile dall'espressione seguente:

$$\varepsilon_{cd}(t) = k_h \cdot \beta_{ds}(t, t_s) \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

dove le grandezze considerate sono definite come segue:

- k_h : coefficiente funzione della dimensione convenzionale $h_0 = 2A_c/u$, con A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo e u il perimetro della sezione

esposto all'aria, ovvero l'intradosso della sezione e i lati poiché l'estradosso è coperto dallo strato di pavimentazione in resina;

- $\beta_{ds}(t, t_s)$: coefficiente correttivo funzione dell'età "t" del calcestruzzo, espressa in giorni, al momento considerato, e dell'età "t_s" del calcestruzzo, sempre espressa in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento. Per la determinazione si usa la seguente espressione:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0}^3}$$

- $\varepsilon_{cd,0}$: deformazione da ritiro per essiccamento al tempo "t₀" calcolato in funzione di tabelle contenute all'interno dell'*Eurocodice 2*, assumendo un'umidità relativa realistica pari all'80%.

Per quanto riguarda il ritiro autogeno, la relazione che ne descrive l'entità è la seguente:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty)$$

dove si definiscono le grandezze:

- $\beta_{as}(t)$: coefficiente di correzione del ritiro autogeno a tempo infinito, funzione dell'età "t", espressa in giorni, del calcestruzzo nell'istante a cui si fa riferimento, ed espresso dalla seguente formula:

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5})$$

- $\varepsilon_{ca}(\infty)$: ritiro autogeno a tempo infinito, a sua volta determinabile dalla formula:

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

Si procede quindi con la determinazione del valore di tale perdita di tensione per il caso in esame, a partire dalla definizione di tutti i parametri necessari, che vengono riportati a seguire (si ricordi come tali valori valgano indipendentemente dalla sezione considerata):

- $\beta_{as}(t) = 1$, il coefficiente di correzione del ritiro autogeno a tempo infinito viene imposto unitario proprio per poter osservare quanto accade a tempo infinito;

- $A_c = 2,63 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$;

- $u = 6600 \text{ mm}$;
- $t_s = 28 \text{ gg}$, età del calcestruzzo in giorni dall'inizio della fase di ritiro per essiccamento;
- $t = 50 \text{ anni} = 18250 \text{ gg}$, età del calcestruzzo in anni/giorni al momento considerato (il quale rappresenta un tempo elevato a tal punto da poter essere considerato tempo infinito);
- $\varepsilon_{cd,0} = -0,00023$, deformazione da ritiro per essiccamento al tempo " t_0 " determinato per interpolazione lineare consultando la tabella seguente assumendo un'umidità relativa realistica e pari all'80%:

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

Figura 6.10: Valori di ε_{c0} - NTC2018

Noti tali dati, è quindi possibile determinare le seguenti grandezze d'interesse.

Per la componente di ritiro autogeno:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2,5 \cdot (45 - 10) \cdot 10^{-6} = -0,000089$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 1 \cdot (-0,000089) = -0,000089$$

Per la componente di ritiro per essiccamento:

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 2,63 \cdot 10^6 \text{ mm}^2}{6600 \text{ mm}} = 795,62 \text{ mm}$$

con cui determinare $k_h = 0,7$, ovvero un coefficiente dipendente da h_0 e a sua volta definibile per interpolazione attraverso l'uso della tabella riportata a seguire, sempre proveniente dalla normativa vigente.

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

Figura 6.11: Valori di k_h - NTC2018

Perciò, proseguendo:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} = \frac{(18250 - 28)}{(18250 - 28) + 0,04 \sqrt{795,62^3}} = 0,95$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = k_h \cdot \beta_{ds}(t, t_s) \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0,7 \cdot 0,95 \cdot (-0,00023) = -0,00015$$

In conclusione, si ottengono i valori di deformazione complessiva e la conseguente perdita di tensione dovuta al ritiro del calcestruzzo:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = -0,00015 - 0,000089 \cong -0,00024$$

$$|\Delta\sigma_{cs}| = |\varepsilon_{cs} \cdot E_p| = |-0,00024 \cdot 201000 \text{ MPa}| = 48,2 \text{ MPa}$$

Le grandezze sono espresse in valore assoluto, ma si deve tenere conto di come la deformazione da ritiro complessiva sia una deformazione negativa in quanto associata ad una compressione del calcestruzzo stesso.

Si riporta una tabella riassuntiva delle grandezze utilizzate e dei risultati ottenuti:

PERDITA PER RITIRO DEL CALCESTRUZZO		
coefficiente di correzione del ritiro autogeno	β_{as}	1 [-]
deformazione per ritiro autogeno a tempo infinito	$\varepsilon_{ca}(\infty)$	-0,000089 [-]
deformazione per ritiro autogeno a tempo 't'	$\varepsilon_{ca}(t)$	-0,000089 [-]
perimetro della sezione esposto all'aria	u	6600 [mm]
dimensione convenzionale, $2 \cdot A_{cn}/u$	h_0	795,62 [mm]
età del cls dall'inizio del ritiro per essiccamento	t_s	28 [gg]
età del cls al momento considerato (50 anni)	t	18250 [gg]
coefficiente correttivo funzione di 't' e 't _s '	$\beta_{ds}(t, t_s)$	0,95 [-]
coefficiente correttivo funzione di h_0	k_h	0,7 [-]
deformazione da ritiro per essiccamento al tempo 't ₀ '	$\varepsilon_{cd}(t_0)$	-0,00023 [-]
deformazione da ritiro per essiccamento al tempo 't'	$\varepsilon_{cd}(t)$	-0,00015 [-]
deformazione totale da ritiro: $\varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t)$	ε_{cs}	-0,00024 [-]
perdita per ritiro del cls	$ \Delta\sigma_{cs} $	48,20 [MPa]

Figura 6.12: Perdita per ritiro del calcestruzzo

(2) Perdita per rilassamento dell'acciaio:

Quando sottoposto ad uno sforzo di trazione, l'acciaio nel tempo subisce quello che viene chiamato rilassamento, è un comportamento caratteristico del materiale il quale tende ad adattarsi alla deformazione alla quale è sottoposto e provocando una riduzione della tensione applicata; ipotizzando di adottare trefoli da precompressione di classe 2, ovvero tali da ammettere un ridotto rilassamento, la caduta di tensione ad essi associata per via di quest'ultimo può essere ottenuta per mezzo della seguente espressione:

$$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{spi} \cdot 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}$$

dove vengono definite le seguenti grandezze:

- $\sigma_{spi} = 0,8 f_{ptk} = 0,8 \cdot 1860 = 1488 \text{ Mpa}$: tensione di trazione iniziale fornita ai trefoli all'atto del tiro;
- $\rho_{1000} = 2,5$: perdita per rilassamento osservabile a 1000 ore dalla messa in tensione dei trefoli in un ambiente dalla temperatura controllata e pari a 20°C, valore percentuale espresso in normativa;
- $t = 50 \text{ anni} = 438000 \text{ ore}$: tempo, misurato in ore, in seguito alla messa in tensione dei trefoli da precompressione;
- $\mu = \sigma_{spi}/f_{ptk} = 1488/1860 = 0,8$: coefficiente correttivo della perdita per rilassamento determinato come il rapporto tra la tensione iniziale dei trefoli e la tensione caratteristica a rottura dell'acciaio.

Di conseguenza si determina il valore della perdita di tensione per rilassamento:

$$\Delta\sigma_{pr} = 1488 \cdot 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot 0,8} \cdot \left(\frac{438000}{1000}\right)^{0,75(1-0,8)} \cdot 10^{-5} = 88,71 \text{ MPa}$$

Si riporta a seguire una tabella riassuntiva delle grandezze utilizzate nel calcolo e dei risultati ottenuti.

PERDITA PER RILASSAMENTO DELL'ACCIAIO		
caduta di rilassamento percentuale dopo 1000 ore	ρ_{1000}	2,5 [-]
coefficiente correttivo σ_{spi}/f_{ptk}	μ	0,8 [-]
tempo post tensionamento	t	438000 [ore]
perdita per rilassamento dell'acciaio	$\Delta\sigma_{pr}$	88,71 [MPa]

Figura 6.13: Perdita per rilassamento dell'acciaio

(3) Perdita per viscosità del calcestruzzo:

Il calcestruzzo, essendo un materiale viscoelastico, quando sottoposto all'applicazione di un carico nel tempo subisce una deformazione che in questo caso, essendo soggetto a compressione, comporta un accorciamento della struttura, accorciamento che provoca per aderenza con l'acciaio un decadimento della tensione di precompressione.

Essendo questa tipologia di perdita legata alla quantità di trefoli disposti, il valore varierà e sarà da calcolare per ogni sezione significativa.

Sempre secondo la norma UNI EN 1992-1-1:2005 (§3.1.4), la perdita di tensione a causa della viscosità del calcestruzzo può essere valutata mediante la seguente espressione:

$$\Delta\sigma_{creep} = \varepsilon_{cc}(\infty, t_0) \cdot E_p$$

dove si evidenziano le seguenti grandezze:

- $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$: deformazione viscosa del calcestruzzo al tempo $t=\infty$ per una tensione di compressione costante applicata all'età " t_0 " del calcestruzzo;

- $E_p = 201000 \text{ MPa}$: modulo di elasticità dell'acciaio da precompressione.

È possibile ricavare il valore della deformazione $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ attraverso la formula indicata dalla normativa:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \frac{\sigma_{cp}}{E_c}$$

dove $\varphi(\infty, t_0)$ indica il coefficiente di viscosità, mentre σ_{cp} è la tensione di precompressione che agisce inizialmente sulla sezione.

Tale espressione può essere applicata a condizione che il calcestruzzo sia soggetto a una tensione di compressione $\sigma_{cp} < 0,45 \cdot f_{ck} = 20,54 \text{ MPa}$, in caso contrario sarebbe necessario valutare un coefficiente di viscosità caratterizzato da una legge non lineare definita in normativa.

Nel caso tale condizione sia verificata è possibile adottare un modello di viscosità lineare, determinando in maniera molto più agevole il coefficiente di viscosità $\varphi(\infty, t_0)$ in quanto opportunamente tabellato; si è considerata un'umidità relativa coincidente all'incirca con il 75%, per andare a osservare la seguente tabella:

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

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

Figura 6.14: Determinazione di $\varphi(\infty, t_0)$ – NTC2018

Non essendo noto con esattezza il tempo “ t_0 ” di applicazione del carico, si è optato per utilizzare un coefficiente di viscosità di valore intermedio pari a $\varphi(\infty, t_0) = 2,5$, scelta numerica per altro molto comune nell'ambito della valutazione delle perdite per viscosità.

Quindi, conoscendo ad ogni sezione il valore della tensione di precompressione (data dal rapporto tra lo sforzo normale di Fase 1 e l'area dell'armatura da precompressione), il modulo elastico e il coefficiente di viscosità, si valuta per le sezioni a L/2, a L/4 e a L Φ la deformazione viscosa del calcestruzzo e la perdita tensionale nei trefoli; si riporta una tabella riassuntiva delle grandezze utilizzate nei calcoli e dei risultati ottenuti:

PERDITA PER VISCOSITA' DEL CALCESTRUZZO						
	SEZIONE L/2		SEZIONE L/4		SEZIONE LΦ	
tensione di precompressione N_{0p}/A_c	σ_{cp}	8,69 [MPa]	σ_{cp}	6,52 [MPa]	σ_{cp}	3,26 [MPa]
VERIFICA: $\sigma_c^{(1)} < 0,45 \cdot f_{ck}$	VERIFICATO		VERIFICATO		VERIFICATO	
coefficiente di viscosità a tempo ∞	$\varphi(\infty, t_0)$	2,5 [-]	$\varphi(\infty, t_0)$	2,5 [-]	$\varphi(\infty, t_0)$	2,5 [-]
deformazione viscosa del cls a t_{∞} per compressione applicata a t_0	$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$	0,000597 [-]	$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$	0,000448 [-]	$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$	0,000224 [-]
perdita per viscosità del cls	$\Delta\sigma_{creep}$	119,95 [MPa]	$\Delta\sigma_{creep}$	89,96 [MPa]	$\Delta\sigma_{creep}$	44,98 [MPa]

Figura 6.15: Perdita per viscosità del calcestruzzo

Avendo determinato le tre tipologie di perdite tensionali in maniera separata, si passa alla quantificazione della caduta di tensione complessiva in ogni sezione, ed è data dall'80% (in maniera cautelativa) dalla somma delle tre componenti:

$$\Delta\sigma_{tot} = (\Delta\sigma_{cs} + \Delta\sigma_{pr} + \Delta\sigma_{creep}) \cdot 80\%$$

dalla quale si valuta la conseguente variazione di sforzo normale agente sui trefoli:

$$\Delta P_{tot} = \Delta \sigma_{tot} \cdot A_p$$

e infine la caduta di tensione espressa in percentuale:

$$\% \Delta P_{tot} = \frac{\Delta P_{tot}}{N_{0p}}$$

Procedendo allo stesso modo per tutte le sezioni in esame, per le quali varierà unicamente l'entità della perdita per viscosità del calcestruzzo in funzione della compressione indotta sulla sezione dai trefoli efficaci presenti, si ottengono i risultati presentati di seguito.

PERDITA TENSIONALE COMPLESSIVA					
	SEZIONE L/2		SEZIONE L/4		SEZIONE LΦ
caduta di tensione complessiva	$\Delta \sigma_{TOT}$	205,49 [MPa]	$\Delta \sigma_{TOT}$	181,50 [MPa]	$\Delta \sigma_{TOT}$ 145,51 [MPa]
variazione complessiva di sforzo normale	ΔP	3199,04 [kN]	ΔP	2119,18 [kN]	ΔP 849,51 [kN]
perdita percentuale di precompressione	$\Delta P_{\%}$	14,02 %	$\Delta P_{\%}$	12,38 %	$\Delta P_{\%}$ 9,93 %

Figura 6.16: Perdita tensionale complessiva

Fase 2

Definite le cadute di tensione si può procedere con la seconda fase di calcolo, nella quale si considerano le stesse grandezze della Fase 1 andando a “correggere” il valore dello sforzo normale da precompressione considerando le perdite tensionali come già avvenute.

In questa fase i carichi agenti saranno quindi:

- Peso proprio della trave;
- Precompressione a tempo $t = \infty$, tenendo conto delle perdite di tensione.

La sezione resistente risulterà essere la stessa della fase precedente, rappresentata quindi dalla sezione trasversale della soletta alleggerita in c.a., tenuto conto anche dei trefoli efficaci in essa contenuti mediante omogeneizzazione al calcestruzzo.

Si procede nuovamente con il calcolo delle tensioni che nascono sulla sezione in “Fase 2” a causa dei carichi agenti, attraverso le già descritte espressioni:

- Tensione all'estradosso

$$\sigma_e^{(2)} = -\frac{N_p}{A_{ci}} + \frac{M_p}{W_{ci,e}} - \frac{M_{ppt}}{W_{ci,e}}$$

- Tensione all'intradosso

$$\sigma_i^{(2)} = -\frac{N_p}{A_c} - \frac{M_p}{W_{ci,i}} + \frac{M_{ppt}}{W_{ci,i}}$$

dove le quantità presenti sono già state descritte in precedenza, a eccezione di $N_p = N_{0p} - \Delta P$ ovvero lo sforzo normale di precompressione realmente indotto nei trefoli depurato dalle perdite, dal quale si ricava il relativo momento di trasporto M_p dovuto all'applicazione eccentrica della precompressione sulla sezione.

Una volta quantificate le tensioni si procede con la verifica vera e propria, la quale consiste nel valutare il rispetto di determinati limiti tensionali, che per la Fase 2 sono i seguenti:

- Limite tensione all'intradosso: $|\sigma_i^{(2)}| < 0,6 \cdot f_{ck} = 27,39 \text{ MPa}$;

- Limite tensione all'estradosso: $\sigma_e^{(2)} < 0,6 \cdot f_{ck} = 27,39 \text{ MPa}$

Le formule utilizzate nei calcoli sono le medesime della fase precedente, si riporta perciò una tabella riassuntiva delle grandezze utilizzate nei calcoli e dei risultati ottenuti, per le tre sezioni significative (L/2, L/4 e LΦ):

FASE 2	SEZIONE L/2		SEZIONE L/4		SEZIONE LΦ	
momento peso proprio soletta	M_{ppt}	5981,34 [kNm]	M_{ppt}	4486,00 [kNm]	M_{ppt}	1029,00 [kNm]
area sezione omogenizzata	A_{ci}	2,71E+06 [mm ²]	A_{ci}	2,69E+06 [mm ²]	A_{ci}	2,66E+06 [mm ²]
sforzo normale da precompressione, post perdite	N_p	19623,80 [kN]	N_p	14997,95 [kN]	N_p	7709,05 [kN]
momento di trasporto sforzo da precompressione	M_p	5605,57 [kNm]	M_p	4318,40 [kNm]	M_p	2246,60 [kNm]
modulo di resistenza (sez. omog.) rispetto all'estradosso	$W_{ci,e}$	4,86E+08 [mm ³]	$W_{ci,e}$	4,85E+08 [mm ³]	$W_{ci,e}$	4,82E+08 [mm ³]
modulo di resistenza (sez. omog.) rispetto all'intradosso	$W_{ci,i}$	5,10E+08 [mm ³]	$W_{ci,i}$	5,02E+08 [mm ³]	$W_{ci,i}$	4,91E+08 [mm ³]
tensione all'estradosso	$\sigma_e^{(2)}$	-8,01 [MPa]	$\sigma_e^{(2)}$	-5,92 [MPa]	$\sigma_e^{(2)}$	-0,38 [MPa]
VERIFICA: $\sigma_e^{(2)} < 0,6 \cdot f_{ck}$	VERIFICATO		VERIFICATO		VERIFICATO	
tensione all'intradosso	$\sigma_i^{(2)}$	-6,50 [MPa]	$\sigma_i^{(2)}$	-5,24 [MPa]	$\sigma_i^{(2)}$	-5,38 [MPa]
VERIFICA: $ \sigma_i^{(2)} < 0,6 \cdot f_{ck}$	VERIFICATO		VERIFICATO		VERIFICATO	

Figura 6.17: Verifica tensionale (SLE) - Fase 2

Fase 3

Nella terza fase, in termini di sezione resistente non vi sono variazioni, la quale risulta essere la sezione trasversale della soletta alleggerita in c.a., tenuto conto

anche dei trefoli efficaci in essa contenuti mediante omogeneizzazione al calcestruzzo; a variare saranno invece i carichi agenti sulla struttura, in particolare si considerano:

- Peso proprio della trave;
- Precompressione a tempo $t = \infty$, tenendo conto delle perdite di tensione;
- Pesi permanenti portati, ovvero il carico accessorio dovuto alla presenza dei parapetti e allo strato di pavimentazione in resina.

I primi due tra i carichi appena elencati forniscono esattamente il diagramma delle tensioni di Fase 2, al quale occorre quindi in questa Fase 3 sommare gli effetti dei carichi permanenti portati, per ricostruire così il diagramma tensionale effettivamente emergente; si procede attraverso la sovrapposizione degli effetti, sommando al diagramma ottenuto nella fase precedente il diagramma tensionale emergente per effetto della sola componente di carico aggiuntiva.

Ne segue che le espressioni che descrivono in questa terza fase lo stato tensionale all'estradosso e all'intradosso della sezione diventano:

- Tensione all'estradosso

$$\sigma_e^{(3)} = \sigma_e^{(2)} - \frac{M_{ppp}}{W_{ci,e}}$$

- Tensione all'intradosso

$$\sigma_i^{(3)} = \sigma_i^{(2)} + \frac{M_{ppp}}{W_{ci,i}}$$

dove si somma alle tensioni determinate in Fase 2 il contributo dovuto al momento flettente M_{ppp} dovuto ai pesi permanenti portati.

Definite le tensioni si procede con la verifica, la quale consiste nel valutare il rispetto di determinati limiti tensionali, che per la Fase 3 sono i seguenti:

- Limite tensione all'intradosso: $|\sigma_i^{(3)}| < 0,6 \cdot f_{ck} = 27,39 \text{ MPa}$;
- Limite tensione all'estradosso: $\sigma_e^{(3)} < 0,6 \cdot f_{ck} = 27,39 \text{ MPa}$

Il momento indotto dai pesi permanenti portati è già stato in precedenza definito, al *Paragrafo 6.1.1* durante l'analisi dei carichi; trattandosi di un carico

uniformemente distribuito longitudinalmente rispetto lo sviluppo dell'asse della trave, l'andamento del momento flettente sarà parabolico con il massimo in mezzzeria variando di sezione in sezione diminuendo avvicinandosi agli appoggi, calcolato con riferimento alle note relazioni di scienza delle costruzioni.

Si conoscono quindi tutte le quantità necessarie e si possono svolgere i calcoli, che vengono riportati, assieme ai risultati ottenuti, nella tabella riassuntiva a seguire:

FASE 3	SEZIONE L/2		SEZIONE L/4		SEZIONE L Φ	
momento pesi portati	M_{ppp}	161,60 [kNm]	M_{ppp}	121,20 [kNm]	M_{ppp}	27,80 [kNm]
modulo di resistenza (sez. omog.) rispetto all'estradosso	$W_{ci,e}$	4,86E+08 [mm ³]	$W_{ci,e}$	4,85E+08 [mm ³]	$W_{ci,e}$	4,82E+08 [mm ³]
modulo di resistenza (sez. omog.) rispetto all'intradosso	$W_{ci,i}$	5,10E+08 [mm ³]	$W_{ci,i}$	5,02E+08 [mm ³]	$W_{ci,i}$	4,91E+08 [mm ³]
tensione all'estradosso	$\sigma_e^{(3)}$	-8,34 [MPa]	$\sigma_e^{(3)}$	-6,17 [MPa]	$\sigma_e^{(3)}$	-0,43 [MPa]
VERIFICA: $\sigma_e^{(3)} < 0,6 \cdot f_{ck}$	VERIFICATO		VERIFICATO		VERIFICATO	
tensione all'intradosso	$\sigma_i^{(3)}$	-6,18 [MPa]	$\sigma_i^{(3)}$	-5,00 [MPa]	$\sigma_i^{(3)}$	-5,32 [MPa]
VERIFICA: $ \sigma_i^{(3)} < 0,6 \cdot f_{cd}$	VERIFICATO		VERIFICATO		VERIFICATO	

Figura 6.18: Verifica tensionale (SLE) - Fase 3

Fase 4

Nella quarta e ultima fase, si aggiunge la presenza di un carico variabile da considerare, in particolare si valutano gli effetti di:

- Peso proprio della trave;
- Precompressione a tempo $t = \infty$, tenendo conto delle perdite di tensione;
- Pesi permanenti portati, ovvero il carico accessorio dovuto alla presenza dei parapetti e allo strato di pavimentazione in resina;
- Carico variabile dovuto alla presenza di folla compatta.

Analogamente a quanto accaduto in precedenza, i primi tre fra i carichi appena elencati forniscono esattamente il diagramma delle tensioni di Fase 3, al quale occorre quindi in questa Fase 4 sommare gli effetti dei carichi variabili, per ricostruire così il diagramma tensionale effettivamente emergente; si procede attraverso la sovrapposizione degli effetti, sommando al diagramma ottenuto nella fase precedente il diagramma tensionale emergente per effetto della sola componente di carico aggiuntiva; mentre la sezione reagente corrisponde alla sezione trasversale della soletta alleggerita in c.a., tenuto conto anche dei trefoli efficaci in essa contenuti mediante omogeneizzazione al calcestruzzo.

Ciò comporta che le espressioni che descrivono in questa quarta fase lo stato tensionale all'estradosso e all'intradosso della sezione diventano:

- Tensione all'estradosso

$$\sigma_e^{(4)} = \sigma_e^{(3)} - \frac{M_q}{W_{ci,e}}$$

- Tensione all'intradosso

$$\sigma_i^{(4)} = \sigma_i^{(3)} + \frac{M_q}{W_{ci,i}}$$

dove si somma alle tensioni determinate in Fase 3 il contributo dovuto al momento flettente M_q dovuto ai carichi variabili da traffico, nello specifico relativi alla folla compatta.

Definite le tensioni si procede con la verifica, la quale consiste nel valutare il rispetto di determinati limiti tensionali, che per la Fase 4 sono i seguenti:

- Limite tensione all'intradosso: $|\sigma_i^{(4)}| < 0,7 \cdot f_{ck} = 31,96 \text{ MPa}$;

- Limite tensione all'estradosso: $\sigma_e^{(4)} < 0,6 \cdot f_{ck} = 27,39 \text{ MPa}$

Il momento indotto dai carichi variabili è già stato in precedenza definito, al *Paragrafo 6.1.1* durante l'analisi dei carichi; anche in questo caso, trattandosi di un carico uniformemente distribuito longitudinalmente rispetto lo sviluppo dell'asse della trave, l'andamento del momento flettente sarà parabolico con il massimo in mezzzeria variando di sezione in sezione diminuendo avvicinandosi agli appoggi, calcolato con riferimento alle note relazioni di scienza delle costruzioni.

Si conoscono quindi tutte le quantità necessarie e si possono svolgere i calcoli, che vengono riportati, assieme ai risultati ottenuti, nella tabella riassuntiva a seguire:

FASE 4	SEZIONE L/2		SEZIONE L/4		SEZIONE LΦ	
momento carichi variabili	M_q	2278,13 [kNm]	M_q	1708,59 [kNm]	M_q	391,92 [kNm]
modulo di resistenza (sez. omog.) rispetto all'estradosso	$W_{ci,e}$	4,86E+08 [mm ³]	$W_{ci,e}$	4,85E+08 [mm ³]	$W_{ci,e}$	4,82E+08 [mm ³]
modulo di resistenza (sez. omog.) rispetto all'intradosso	$W_{ci,i}$	5,10E+08 [mm ³]	$W_{ci,i}$	5,02E+08 [mm ³]	$W_{ci,i}$	4,91E+08 [mm ³]
tensione all'estradosso	$\sigma_e^{(4)}$	-13,03 [MPa]	$\sigma_e^{(4)}$	-9,70 [MPa]	$\sigma_e^{(4)}$	-1,25 [MPa]
VERIFICA: $\sigma_e^{(4)} < 0,6 \cdot f_{ck}$	VERIFICATO		VERIFICATO		VERIFICATO	
tensione all'intradosso	$\sigma_i^{(4)}$	-1,71 [MPa]	$\sigma_i^{(4)}$	-1,60 [MPa]	$\sigma_i^{(4)}$	-4,53 [MPa]
VERIFICA: $ \sigma_i^{(4)} < 0,7 \cdot f_{ck}$	VERIFICATO		VERIFICATO		VERIFICATO	

Figura 6.19: Verifica tensionale (SLE) - Fase 4

Come è stato possibile notare dalle varie tabelle riportate, le verifiche eseguite ad ogni fase hanno avuto un esito positivo risultando sempre soddisfatte.

Avendo calcolato le tensioni all'estradosso e all'intradosso ad ogni sezione significativa per tutte le varie fasi analizzate, è possibile ora andare a rappresentare graficamente l'andamento dei vari diagrammi delle tensioni, i quali vengono a tal proposito riportati a seguire.

(Con le ascisse negative si indicano le compressioni e con le ascisse positive le tensioni di trazione; per ogni sezione si indica anche la posizione del baricentro Y_{gp} e la posizione del baricentro dell'armatura da precompressione Y_{gci}).

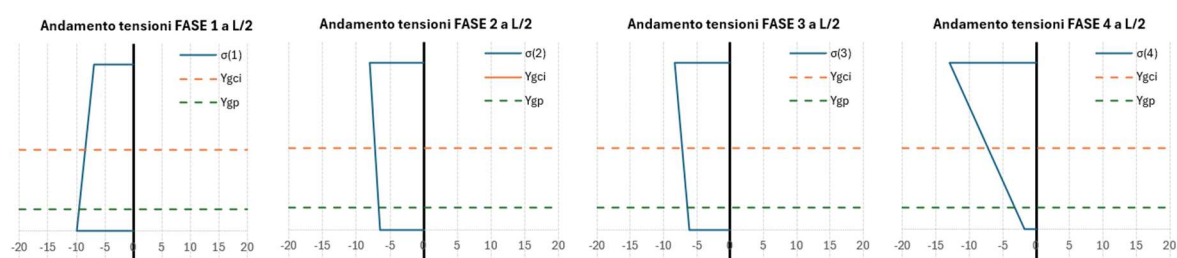


Figura 6.20: Andamento delle tensioni nelle varie fasi (sez. L/2)

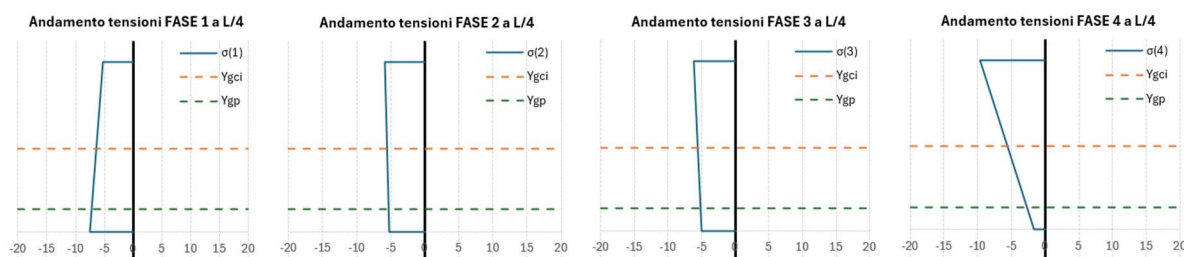


Figura 6.21: Andamento delle tensioni nelle varie fasi (sez. L/4)

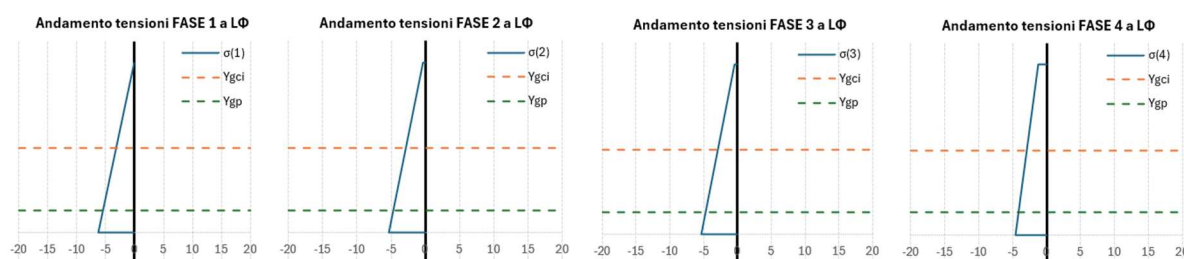


Figura 6.22: Andamento delle tensioni nelle varie fasi (sez. LΦ)

Per descrivere il comportamento reale delle strutture in calcestruzzo armato sotto carichi d'esercizio sarebbe necessario anche tenere in considerazione la fessurazione della sezione, la quale si verifica nel momento in cui la tensione di trazione emergente eccede la resistenza a trazione del calcestruzzo.

La presenza di fessurazione ha effetti negativi per la sezione in quanto provoca un calo della rigidezza rispetto a quella di cui dispone la sezione considerata interamente reagente.

La verifica sulla formazione delle fessure è stata eseguita in accordo con quanto definito dalla Normativa, nello specifico al Paragrafo 4.1.2.2.4 delle *NTC2018*.

In tale paragrafo, viene esplicitato in particolare il valore limite di tensione di trazione che, se volta oltrepassato comporta la rottura del calcestruzzo a trazione, con la conseguente formazione di fessure.

Tale valore soglia viene definito dalle *NTC2018* come stato limite di formazione delle fessure, e si verifica quando la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata corrisponde al valore di:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2}$$

dove con f_{ctm} si indica la resistenza a trazione media del calcestruzzo, definita nel *Paragrafo 2.3* nel quale si descrivono le proprietà del materiale; nel caso specifico con un calcestruzzo di tipologia C45/55, si ha $f_{ctm} = 3,83 \text{ MPa}$, perciò la tensione limite per la formazione delle fessure sarà $\sigma_t = 3,83 \text{ MPa}/1,2 = 3,19 \text{ MPa}$.

Al termine dell'analisi e del calcolo delle tensioni nelle varie fasi per tutte le sezioni significative, come si può notare anche dai grafici presentati in precedenza, si è ottenuto uno stato tensionale sempre di compressione dopo l'applicazione di ogni tipologia di carico in esercizio, ragione per cui, con tale disposizione di armature, non si vadano a formare delle fessure nella sezione poiché la tensione limite di trazione non viene mai superata.

6.3 Verifica a flessione in mezzzeria (SLU)

Si tratta di una verifica a rottura che viene condotta agli Stati Limite Ultimi prendendo in considerazione la sezione di mezzzeria in quanto, essendo la trave isostatica vincolata in semplice appoggio, risulta essere la sezione maggiormente sollecitata nei confronti della flessione.

In conformità con la Normativa vigente, per eseguire la verifica si confrontano tra loro il valore di momento resistente M_{Rd} , determinato in relazione alla geometria della trave e alle armature progettate per quest'ultima, e il valore della sollecitazione flessionale M_{Ed} , determinato a sua volta con riferimento ai carichi

agenti sulla struttura, fattorizzati con i rispettivi coefficienti di sicurezza tipici delle verifiche agli SLU, definiti dalla Normativa al Capitolo 5.1 delle *NTC2018*, nello specifico per i ponti, e riportati a seguire:

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

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

Figura 6.23: Coefficienti parziali di sicurezza, combinazioni agli SLU – NTC2018

La verifica è soddisfatta se è rispettata la seguente relazione:

$$\frac{M_{Rd,SLU}}{M_{Ed,SLU}} \geq 1$$

In alternativa è possibile condurre la verifica andando a confrontare il momento resistente con il momento sollecitante calcolato in riferimento agli SLE, rimanendo quindi a favore di sicurezza (equivale ad applicare un fattore 1,5 a tutti i carichi); la verifica è perciò soddisfatta se è rispettata la seguente relazione:

$$\frac{M_{Rd,SLU}}{M_{Ed,SLE}} \geq 1,5$$

Per il calcolo del momento resistente M_{Rd} si fa riferimento alla sezione della trave, considerando l'armatura da precompressione; l'espressione utilizzata per il calcolo è la seguente:

$$M_{Rd,SLU} = \alpha \left(A_p \cdot Y_p \cdot \frac{f_{p(1)k}}{\gamma_s} \right)$$

dove compaiono i seguenti termini:

- $\alpha = 0,9$: il coefficiente che trasforma le distanze dall'estradosso della sezione in un braccio della coppia interna;
- A_p : l'area di armatura da precompressione alla sezione di mezzzeria ($L/2$), nel caso in esame vale $A_p = 15568 \text{ mm}^2$;
- Y_p : la distanza tra il baricentro dell'armatura da precompressione e l'estradosso della sezione, nel caso in esame vale $Y_p = 695 \text{ mm}$;
- $f_{p(1)k} = 1670 \text{ MPa}$: la tensione caratteristica di snervamento convenzionale all'1% di deformazione totale dell'acciaio da precompressione;
- $\gamma_s = 1,15$: il coefficiente di sicurezza dell'acciaio.

Andando a sostituire i valori reali del caso in esame si ottiene il seguente risultato:

$$M_{Rd,SLU} = 0,9 \cdot \left(15568 \text{ mm}^2 \cdot 695 \text{ mm} \cdot \frac{1670 \text{ MPa}}{1,15} \right) = 14141 \text{ kNm}$$

Si procede quindi con il calcolo del momento sollecitante facendo riferimento ai carichi agenti sulla trave, definiti in precedenza al *Paragrafo 6.1.1*, ovvero il peso proprio della trave, i pesi permanenti portati e i carichi variabili dovuti alla folla; i vari momenti nella sezione di mezzzeria sono stati dapprima determinati per ogni singolo carico in maniera separata facendo riferimento allo schema isostatico di trave in semplice appoggio, con la nota relazione per cui $M_{L/2} = ql^2/8$; se ne riportano i risultati:

- Momento dovuto al peso proprio della trave: $M_{ppt} = 5981,34 \text{ kNm}$
- Momento dovuto ai pesi permanenti portati: $M_{ppp} = 161,60 \text{ kNm}$
- Momento dovuto ai carichi variabili: $M_q = 2278,13 \text{ kNm}$

Il momento sollecitante complessivo, considerando la combinazione rara in riferimento agli SLE, è dato dalla somma dei vari contributi:

$$M_{Ed,SLE} = M_{ppt} + M_{ppp} + M_q = 8421,07 \text{ kNm}$$

Si va quindi ad eseguire la verifica confrontando il momento resistente M_{Rd} calcolato in precedenza con il momento sollecitante M_{Ed} , ottenendo:

$$\frac{M_{Rd,SLU}}{M_{Ed,SLE}} = \frac{14141 \text{ kNm}}{8421,07 \text{ kNm}} = 1,68 \geq 1,5$$

La verifica risulta pertanto essere soddisfatta.

Per completezza nella trattazione si procede anche con il calcolo del momento sollecitante in riferimento agli Stati Limite Ultimi, andando a considerare la fattorizzazione delle azioni tramite l'applicazione dei coefficienti di sicurezza, indicati in *Figura 6.23*, ai momenti sollecitanti definiti in precedenza; si ottengono i seguenti risultati:

- Momento dovuto al peso proprio della trave: $M_{ppt} = 1,35 \cdot 5981,34 = 8074,81 \text{ kNm}$
- Momento dovuto ai pesi permanenti portati: $M_{ppp} = 1,5 \cdot 161,60 = 242,41 \text{ kNm}$
- Momento dovuto ai carichi variabili: $M_q = 1,35 \cdot 2278,13 = 3075,47 \text{ kNm}$

Il momento sollecitante complessivo è dato dalla somma dei vari contributi:

$$M_{Ed,SLU} = M_{ppt} + M_{ppp} + M_q = 11392,68 \text{ kNm}$$

Si va quindi ad eseguire la verifica confrontando il momento resistente M_{Rd} calcolato in precedenza con il momento sollecitante M_{Ed} , ottenendo:

$$\frac{M_{Rd,SLU}}{M_{Ed,SLU}} = \frac{14141 \text{ kNm}}{11392,68 \text{ kNm}} = 1,24 \geq 1$$

La verifica risulta pertanto essere soddisfatta.

Le sollecitazioni, come detto, per una trave in semplice appoggio sono massime in mezzzeria rispetto alle altre sezioni, riducendosi allontanandosi verso le estremità della trave; allo stesso modo però anche i trefoli efficaci disposti diminuiscono spostandosi verso gli appoggi. È stato controllato quindi per completezza e sicurezza il rispetto della verifica anche per le sezioni a $L/4$ e $L\Phi$, la quale risulta in tutti i casi soddisfatta.

6.4 Vibrazioni sulla struttura

La trattazione teorica in merito alle vibrazioni e agli effetti che provocano sulle strutture è stata affrontata in precedenza al *Paragrafo 4.4* in relazione alla soluzione progettuale con struttura in acciaio, così come i ranges di frequenze che devono essere evitati in modo da garantire una situazione di comfort verso gli utenti della passerella ciclopedonale.

Si procede quindi con il calcolo delle frequenze in riferimento alla prima ipotesi di soluzione dell'impalcato in C.A.P., conoscendo tutte le grandezze necessarie, per poi verificare il rispetto dei limiti imposti e riportati in *Figura 4.9*, alla quale si rimanda l'attenzione.

La massa totale dell'impalcato sarà data dalla somma del peso della soletta alleggerita in C.A.P. che forma la struttura portante e del peso dello strato di pavimentazione in resina, si ottiene una massa di $m = 179313,1 \text{ kg} = 1793131 \text{ N}$.

Come modulo elastico si adotta quello del calcestruzzo C45/55 impiegato, pari quindi a $E = 36416 \text{ MPa}$. Per quanto riguarda il momento d'inerzia, si utilizza il momento d'inerzia della sezione rettangolare resistente della soletta in c.a., depurata dagli alleggerimenti, perciò $J = 1,92 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$, mentre la lunghezza della trave $L = 27 \text{ m}$ corrisponde alla luce totale dell'impalcato.

Si calcola quindi la pulsazione relativa al primo modo di vibrare e i rispettivi periodo e frequenza:

$$\omega_1 = \frac{\pi^2}{L} \sqrt{\frac{EJ}{m}} = \frac{\pi^2}{27 \text{ m}} \sqrt{\frac{36416 \text{ MPa} \cdot 1,92 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4}{1793131 \text{ N}}} = 22,82$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{2\pi}{22,82} = 0,275 \text{ s}$$

$$f_1 = \frac{1}{T_1} = \frac{\omega_1}{2\pi} = \frac{1}{0,275 \text{ s}} = \frac{22,82}{2\pi} = 3,632 \text{ Hz}$$

La frequenza ottenuta dal calcolo risulta essere maggiore del limite fondamentale e più stringente di 3 Hz imposto dalla normativa per rispettare il comfort degli utenti nei confronti della struttura, la seconda condizione invece non è soddisfatta, questo perché si ha a che fare in questo caso con una struttura molto più rigida rispetto all'impalcato in acciaio.

7. STRUTTURA IN C.A.P. - ipotesi 2

In questa seconda ipotesi di struttura in C.A.P. l'impalcato presenta una forma assimilabile a quella di un telaio a "C" come le precedenti soluzioni in acciaio e legno, che dal punto di vista statico si comporta come una trave in semplice appoggio, ragione per cui sotto i carichi agenti in esercizio si andrebbero a generare sforzi di compressione all'estradosso e trazione all'intradosso.

Con la precompressione, eccentrica rispetto al baricentro della sezione, si va ad applicare uno schema di tensioni che è opposto, quindi trazione all'estradosso e compressione all'intradosso, andandosi a combinare con quanto generato successivamente dai carichi con l'obiettivo di minimizzare o addirittura annullare la trazione sulla sezione, nello specifico all'intradosso, e di conseguenza sul calcestruzzo, materiale con scarse proprietà resistenti nei suoi confronti, in modo da evitare il più possibile la formazione di fessure.

La precompressione viene indotta alla sezione mediante l'applicazione di apposita armatura formata da trefoli, concentrata nella parte inferiore della sezione sulla soletta, ognuno dei quali è composto da fili intrecciati per un diametro totale di 0,6"; i trefoli vengono disposti in stabilimento nella posizione scelta e vengono precedentemente tirati, sottoposti quindi allo sforzo di trazione calcolato in fase di definizione del tiro iniziale, e successivamente si getta la sezione di calcestruzzo; a questo punto i trefoli vengono tagliati e lo sforzo di precompressione viene indotto alla struttura.

Tale modalità di esecuzione viene definita precompressione con cavi "pre-tesi".

In modo da formare la sezione a "C", nelle zone laterali le porzioni di calcestruzzo che si sviluppano in verticale rimandano alla geometria delle travi di bordo delle soluzioni precedenti, e si possono utilizzare anche con funzione di parapetti laterali.

Si riportano a seguire delle rappresentazioni grafiche, per descrivere in maniera più chiara la geometria e l'aspetto della struttura; inoltre, in allegato al termine della trattazione è presente la tavola contenete planimetria, prospetto e sezioni dell'opera.

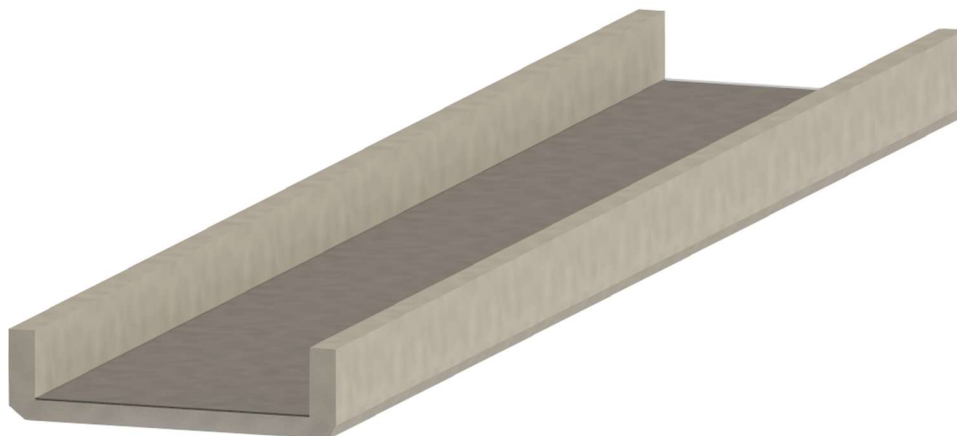


Figura 7.1: Passerella ciclopedonale in C.A.P. (ipotesi 2)

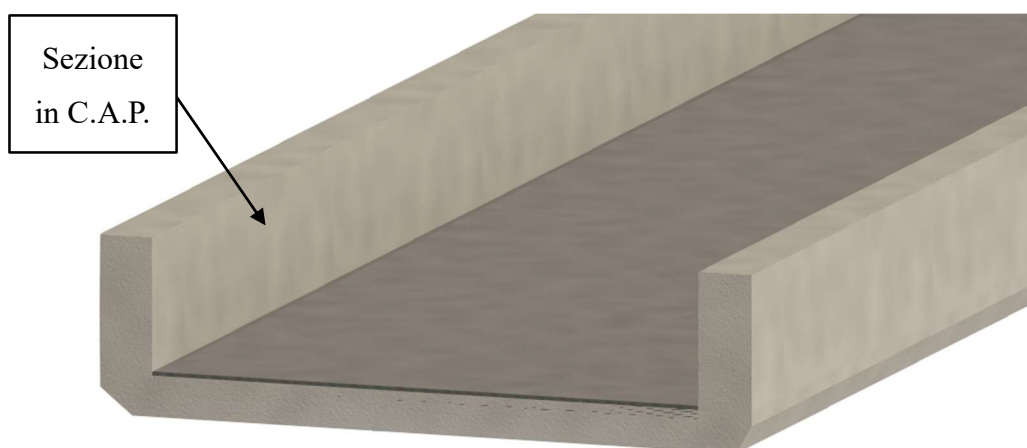


Figura 7.2: Impalcato in C.A.P. (ipotesi 2) - vista frontale

(cfr. Tavola 4: “Passerella ciclopedonale in C.A.P. – Ipotesi 2”)

7.1 Dimensionamento

La sezione si può schematizzare in tre parti, ovvero la soletta inferiore, nella quale vengono posizionati i trefoli e che funge da zona di transito dell’impalcato, e le due porzioni laterali sempre in C.A. con funzione di parapetti laterali, ma anche per dare una certa rigidezza complessiva alla sezione.

Lo spessore della soletta inferiore è stata scelta pari a 30 cm mentre le due porzioni laterali hanno uno spessore di 40 cm, con un’altezza totale di 1,30 metri dall’intradosso della trave, in modo da avere 1 metro effettivo di altezza del parapetto; invece, come pavimentazione si adotta uno strato di resina appositamente, con spessore pari a 1 cm.

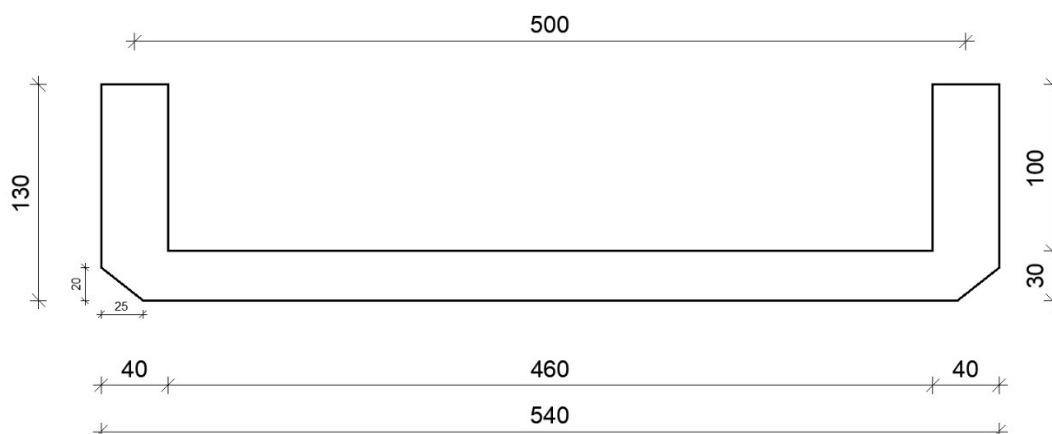


Figura 7.3: Sezione impalcato in C.A.P. (ipotesi 2)

Si presentano le caratteristiche geometriche e statiche della sezione:

- Area totale sezione c.a. = $2,37 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$;
- Posizione del baricentro = 371,18 mm;
- Momento d'inerzia (asse x) = $3,00 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$;
- Momento d'inerzia (asse y) = $8,60 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$;

Essendo anche in questo caso la sezione composta da calcestruzzo armato, oltre ai trefoli da precompressione, sarà necessario prevedere anche un'armatura lenta; poiché saranno d'interesse ai fini dello studio solamente i quantitativi totali dei vari materiali, non si andrà ad eseguire un dimensionamento dettagliato ma si stimerà la quantità di armatura lenta facendo riferimento a indicazioni definite in letteratura.

Nello specifico, consultando il volume di *M. P. Petrangeli "Progettazione e costruzione di ponti"*, si è fatto riferimento a una tabella che definisce l'incidenza dei materiali nella costruzione dei viadotti stradali, applicando tali nozioni al caso in esame.

Per una struttura assimilabile a una sezione in C.A.P. si assume un'incidenza dell'acciaio ordinario pari a 25 kg/m^2 , che su un'area di calcestruzzo di $27 \text{ m} \cdot 5 \text{ m} = 135 \text{ m}^2$ comporta la totalità di 3375 kg di acciaio di armatura lenta.

7.1.1 Analisi dei carichi

Una volta definite le sezioni della sezione, è possibile determinarne il peso totale corretto, per andare ad effettuare così una vera e propria analisi dei carichi che gravano sulla struttura.

Si parte dalla definizione del peso, espresso per unità di superficie, della pavimentazione in resina; noto dalle proprietà dei materiali il peso specifico del materiale, lo si moltiplica per lo spessore dello strato di pavimentazione, ottenendo:

$$q_{pav} = \rho_{resina} \cdot s_{pav} = 15 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ cm} = 0,15 \text{ kN/m}^2$$

In questo caso non si deve considerare un carico accessorio relativo ai parapetti, in quanto tale funzione, come detto, sarà svolta dalle porzioni laterali di calcestruzzo; il carico lineare totale dovuto ai pesi permanenti portati sarà quindi pari a $0,77 \text{ kN/m}$ avendo considerato la pavimentazione sulla superficie dell'impalcato.

Applicando tale carico di esercizio a uno schema isostatico di trave in semplice appoggio, si possono determinare i momenti flettenti nelle sezioni significative ($L/2$, $L/4$ e L_{Φ} , con L_{Φ} la lunghezza di attivazione dei trefoli, pari a $1,216 \text{ m}$) che verranno poi utilizzati nelle analisi successive; per tali calcoli si utilizzano le note relazioni della scienza delle costruzioni.

$$M_{L/2} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{0,77 \text{ kN/m} \cdot (27 \text{ m})^2}{8} = 70,48 \text{ kNm}$$

$$M_{L/4} = \frac{3}{32} \cdot q \cdot L^2 = \frac{3}{32} \cdot 0,77 \text{ kN/m} \cdot (27 \text{ m})^2 = 52,86 \text{ kNm}$$

$$M_{L_{\Phi}} = q \cdot \frac{L}{2} \cdot L_{\Phi} - \frac{q}{2} \cdot L_{\Phi}^2 = 12,12 \text{ kNm}$$

Analogamente si eseguono le stesse considerazioni anche per quanto riguarda la struttura vera e propria in calcestruzzo, si conosce l'area della sezione e la densità del materiale, perciò si ottiene:

$$q_{pp,sez} = \rho_{cls} \cdot A_{sez} = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 2,37 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 = 59,25 \text{ kN/m}$$

Si determinano quindi i momenti flettenti nelle sezioni significative, dovuti al peso proprio strutturale.

$$M_{L/2} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{59,25 \text{ kN/m} \cdot (27 \text{ m})^2}{8} = 5399,16 \text{ kNm}$$

$$M_{L/4} = \frac{3}{32} \cdot q \cdot L^2 = \frac{3}{32} \cdot 59,25 \text{ kN/m} \cdot (27 \text{ m})^2 = 4049,37 \text{ kNm}$$

$$M_{L\Phi} = q \cdot \frac{L}{2} \cdot L_{\Phi} - \frac{q}{2} \cdot L_{\Phi}^2 = 928,84 \text{ kNm}$$

Per quanto riguarda i carichi variabili, partendo dal carico già noto e ben definito, relativo alla presenza di folla compatta, valore indicato dalla normativa e da assumere pari a 5 kN/m², sulla larghezza d'influenza di 5 metri, si determinano i momenti flettenti nelle sezioni significative, dovuti ai carichi variabili:

$$M_{L/2} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{25 \text{ kN/m} \cdot (27 \text{ m})^2}{8} = 2278,13 \text{ kNm}$$

$$M_{L/4} = \frac{3}{32} \cdot q \cdot L^2 = \frac{3}{32} \cdot 25 \text{ kN/m} \cdot (27 \text{ m})^2 = 1708,59 \text{ kNm}$$

$$M_{L\Phi} = q \cdot \frac{L}{2} \cdot L_{\Phi} - \frac{q}{2} \cdot L_{\Phi}^2 = 391,92 \text{ kNm}$$

Definiti tutti i carichi agenti, per metro lineare o per superficie e quindi da moltiplicare per la larghezza d'influenza di 5 metri, si possono sommare e definire il carico totale agente sulla struttura pari a 85,02 kNm ; sempre considerando il comportamento di trave in semplice appoggio si può determinare la freccia che si forma sotto i carichi di esercizio, per poi andarla a confrontare con il limite imposto dalla normativa di 1/250 della luce; per il calcolo della freccia è stata utilizzata la nota formula:

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{EJ}$$

dove E rappresenta il modulo elastico del calcestruzzo e J il momento d'inerzia della sezione, perciò si ha:

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{85,02 \text{ kN/m} \cdot (27 \text{ m})^4}{36416,11 \text{ MPa} \cdot (3,00 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4} = 53,78 \text{ mm} < \frac{L}{250} = 108 \text{ mm}$$

Il limite da normativa è pertanto soddisfatto.

7.1.2 Quantificazione trefoli da precompressione

Il posizionamento dell'armatura da precompressione genera delle sollecitazioni in corrispondenza di ogni generica sezione, le quali vanno a sommarsi e a contrastare le sollecitazioni indotte dai pesi strutturali e dai carichi agenti esterni; per andare a determinare lo sforzo di precompressione N da assegnare alle varie sezioni, è necessario, in primo luogo, quantificare il numero di trefoli da posizionare.

Per fare questo è opportuno valutare inizialmente il numero minimo teorico di trefoli da inserire all'interno di ciascuna sezione in esame (nello specifico ci si riferisce alle sezioni notevoli di mezzzeria $L/2$, ad un quarto dello sviluppo della trave $L/4$ e alla lunghezza di attivazione dell'armatura da precompressione $L\Phi$, pari a 80 volte il diametro dei trefoli) in modo tale la tensione di trazione all'intradosso della sezione si annulli.

Si va quindi a esplicitare l'espressione con la quale si calcola la tensione σ_i , attraverso la nota formula di Navier, considerando il contributo dello sforzo normale dato dalla precompressione, come combinazione di una forza concentrata N_{0p} sulla sezione e del relativo momento di trasporto $M_{0p} = N_{0p} \cdot e_p$ che si genera in quanto la precompressione è applicata non nel baricentro della sezione ma con una certa eccentricità e_p , e il contributo del peso proprio della trave.

$$\sigma_i^{(1)} = -\frac{N_{0p,i}}{A_c} - \frac{M_{0p,i}}{W_i} + \frac{M_{ppt}}{W_i}$$

Si impone quindi l'annullamento dell'espressione appena definita ottenendo così il valore di sforzo normale di primo tentativo, riferito all'intradosso, dal quale si ricava il massimo tiro iniziale fornibile all'atto della precompressione.

Si individua infine il numero teorico di trefoli da introdurre nella sezione, avendo definito la sezione dei trefoli, e quindi l'area nominale, e la tensione di lavoro dell'acciaio da precompressione; si utilizza la seguente espressione:

$$n_{trefoli}^{\circ} = \frac{N_{0p,i} \cdot 1,015}{A_{nom,tr} \cdot \sigma_{spi}}$$

dove:

- $A_{nom,tr}$ è l'area nominale del singolo trefolo;
- $\sigma_{spi} = 0,8 \cdot f_{ptk} = 0,8 \cdot 1860 = 1488 \text{ MPa}$ è la tensione iniziale di lavoro dei trefoli, come disposto dalla Normativa, avendo indicato con f_{ptk} la tensione caratteristica a rottura dell'acciaio dei trefoli.

Una volta definita la geometria dei trefoli, ovvero scelti il diametro ed il numero dei cavi, è possibile calcolare per la sezione in esame il “cavo equivalente”, ovvero l'armatura da precompressione totale posizionata nella sezione, di area A_p , pensata come concentrata in corrispondenza del baricentro dei trefoli, definito tipicamente y_{gp} .

Solitamente trefoli si posizionano in maniera tale da rispettare sempre la simmetria della trave, per evitare flessioni nel piano orizzontale, disponendoli in numero pari in una maglia $60 \times 60 \text{ mm}$, nel caso si utilizzano cavi di 0,6” di diametro.

Fino ad ora i calcoli sono stati eseguiti considerando per la sezione solo l'area di calcestruzzo, avendo adesso determinato l'area di armatura da precompressione si procede calcolando l'effettiva area omogeneizzata al calcestruzzo, indicata con A_{ci} , attraverso l'uso del coefficiente di omogeneizzazione $n_p = E_{sp}/E_{cls} = 5,52$; e quindi $A_{ci} = A_c + n_p \cdot A_p$.

Si esegue quindi nuovamente il calcolo precedente e si correggere il numero dei trefoli necessari, da arrotondare in modo da scegliere una disposizione omogenea e simmetrica.

Per una spiegazione più dettagliata, si presentano i calcoli che sono stati effettuati in riferimento alla sezione di mezzera della trave, per poi riportare in seguito invece in maniera riassuntiva i risultati degli analoghi calcoli eseguiti in corrispondenza delle ulteriori sezioni caratteristiche, ovvero le sezioni ad $L/4$ e a $L\Phi$.

Si riprende il valore del peso proprio della sezione di calcestruzzo, definito in precedenza nell'analisi dei carichi descritta al *Paragrafo 7.1.1*, ottenuto moltiplicando l'area della sezione per il peso specifico del calcestruzzo γ_{cls} .

$$q_{ppt} = A_{tr} \cdot \gamma_{cls} = 2,37 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 59,25 \text{ kNm}$$

Si può quindi determinare il momento agente massimo in mezzzeria, sulla luce di 27 metri della trave, per il solo peso proprio:

$$M_{ppt,L/2} = \frac{q_{ppt} \cdot L^2}{8} = \frac{59,25 \text{ kNm} \cdot (27 \text{ m})^2}{8} = 5399,16 \text{ kNm}$$

Si procede con il calcolo del tiro iniziale e del numero di trefoli da inserire nella sezione.

Si parte assumendo la posizione del baricentro dei trefoli, nello spessore di calcestruzzo inferiore, ad una distanza dall'intradosso di $y_{gp} = 150 \text{ mm}$, e quindi l'eccentricità dei trefoli rispetto al baricentro della trave sarà di $e_p = 221,18 \text{ mm}$. Si calcola quindi il modulo di resistenza della sezione W_i , riferito all'intradosso, e quindi lo sforzo di precompressione di progetto N_{0p} .

$$W_i = \frac{J_t}{y_g} = \frac{13 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4}{371,18 \text{ mm}} = 8,09 \cdot 10^8 \text{ mm}^3$$

$$N_{0p} = \frac{M_{ppt}}{W_i} \cdot \frac{1}{\left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_i}\right)} = \frac{5399,16 \text{ kNm}}{8,09 \cdot 10^8 \text{ mm}^3} \cdot \frac{1}{\left(\frac{1}{2,37 \cdot 10^6} + \frac{221,18}{8,09 \cdot 10^8}\right) \text{ mm}^2} = 9595,17 \text{ kN}$$

Infine, si valuta così l'area di trefoli da precompressione necessaria:

$$A_p = \frac{N_{0p} \cdot 1,015}{\sigma_{spi}} = \frac{9595,17 \text{ kN} \cdot 1,015}{1488 \text{ MPa}} = 6545,09 \text{ mm}^2$$

L'area omogeneizzata al calcestruzzo sarà:

$$A_{ci} = A_c + n_p \cdot A_p = 2,41 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

È necessario quindi effettuare nuovamente il calcolo definito in precedenza per ottenere il numero effettivo dei trefoli da posizionare.

$$N_{0p} = \frac{M_{ppt}}{W_i} \cdot \frac{1}{\left(\frac{1}{A_{ci}} + \frac{e_p}{W_i}\right)} = \frac{5399,16 \text{ kNm}}{8,09 \cdot 10^8 \text{ mm}^3} \cdot \frac{1}{\left(\frac{1}{2,41 \cdot 10^6} + \frac{221,18}{8,09 \cdot 10^8}\right) \text{ mm}^2} = 9683,4 \text{ kN}$$

$$n_{trefoli}^{\circ} = \frac{N_{0p} \cdot 1,015}{A_{nom,tr} \cdot \sigma_{spi}} = \frac{9683,4 \text{ kN} \cdot 1,015}{139 \text{ mm}^2 \cdot 1488 \text{ MPa}} \cong 62$$

Si sceglie quindi di posizionare 70 trefoli, tale scelta è motivata proprio dalla volontà di mantenere una disposizione quanto più omogenea e simmetrica rispetto al baricentro dell'armatura da precompressione.

Il numero di trefoli posizionati, risultando in maniera evidente molto superiore a quanto necessario in questa fase di dimensionamento, tiene conto anche del rispetto delle verifiche svolte e riportate nel seguito.

QUANTIFICAZIONE TREFOLI DA PRECOMPRESSIONE			
SEZIONE L/2			
momento esterno agente sulla sezione	$M_{L/2}$	5399,16 [kNm]	
modulo di resistenza rispetto all'intradosso	W_i	8,09E+08 [mm ³]	
distanza lembo inferiore - baricentro A_p	Y_{gp}	150,00 [mm]	
eccentricità baricentro A_p - baricentro trave	e_p	221,18 [mm]	
sforzo di precompressione di progetto	N_{0p}	9595,17 [kN]	
tensione iniziale di lavoro trefoli	σ_{spi}	1488 [MPa]	
area necessaria trefoli da precompressione	A_p	6545,09 [mm ²]	
area sezione omogeneizzata cls	A_{ci}	2,41E+06 [mm ²]	
sforzo di precompressione di progetto	N_{0p}	9683,41 [kN]	
area necessaria trefoli da precompressione	A_p	6605,29 [mm ²]	
n° trefoli totali necessari	47,52	→	70

Figura 7.4: Quantificazione dei trefoli da precompressione (sez. L/2)

Sono stati eseguiti i calcoli già mostrati nel dettaglio per la sezione di mezzeria anche nel caso delle altre sezioni significative, a partire ovviamente dalla quantificazione del momento sollecitante in corrispondenza di quest'ultime a causa del solo peso proprio della trave, ottenuto attraverso semplici considerazioni di equilibrio delle forze relative alla scienza delle costruzioni; questo dà modo di completare la fase di dimensionamento della sezione, ottenendo il numero di trefoli efficaci da posizionare in ogni sezione.

Si presentano in maniera riassuntiva i risultati ottenuti nelle seguenti tabelle.

QUANTIFICAZIONE TREFOLI DA PRECOMPRESSIONE			
SEZIONE L/4			
momento esterno agente sulla sezione	$M_{L/4}$	4049,37 [kNm]	
modulo di resistenza rispetto all'intradosso	W_i	8,09E+08 [mm ³]	
distanza lembo inferiore - baricentro A_p	Y_{gp}	150,00 [mm]	
eccentricità baricentro A_p - baricentro trave	e_p	221,18 [mm]	
sforzo di precompressione di progetto	N_{0p}	7196,38 [kN]	
tensione iniziale di lavoro trefoli	σ_{spi}	1488 [MPa]	
area necessaria trefoli da precompressione	A_p	4908,82 [mm ²]	
area sezione omogeneizzata cls	A_{ci}	2,40E+06 [mm ²]	
sforzo di precompressione di progetto	N_{0p}	7246,09 [kN]	
area necessaria trefoli da precompressione	A_p	4942,73 [mm ²]	
n° trefoli totali necessari	35,56	→	60

Figura 7.5: Quantificazione dei trefoli da precompressione (sez. L/4)

QUANTIFICAZIONE TREFOLI DA PRECOMPRESSIONE			
SEZIONE $L\Phi$	$L\Phi =$	1,216 [m]	
momento esterno agente sulla sezione	$M_{L\Phi}$	928,84 [kNm]	
modulo di resistenza rispetto all'intradosso	W_i	8,09E+08 [mm ³]	
distanza lembo inferiore - baricentro A_p	Y_{gp}	150,00 [mm]	
eccentricità baricentro A_p - baricentro trave	e_p	221,18 [mm]	
sforzo di precompressione di progetto	N_{0p}	1650,70 [kN]	
tensione iniziale di lavoro trefoli	σ_{spi}	1488 [MPa]	
area necessaria trefoli da precompressione	A_p	1125,98 [mm ²]	
area sezione omogeneizzata cls	A_{ci}	2,38E+06 [mm ²]	
sforzo di precompressione di progetto	N_{0p}	1653,33 [kN]	
area necessaria trefoli da precompressione	A_p	1127,77 [mm ²]	
n° trefoli totali necessari	8,11	→	20

Figura 7.6: Quantificazione dei trefoli da precompressione (sez. $L\Phi$)

La tecnologia adottata per realizzare la precompressione all'interno della sezione in c.a. che funge da impalcato della passerella pedonale è la pretensione; come definito nella parte iniziale di questo capitolo, tale tecnica prevede la disposizione dei trefoli lungo tutto lo sviluppo della trave, perciò il numero di trefoli presenti in corrispondenza della sezione di mezzzeria sarà lo stesso che si ha alle estremità della struttura. Poiché i trefoli efficaci necessari si riducono man mano che ci si avvicina agli appoggi, si dovrà ricorrere all'intubettamento degli stessi; questa procedura fa sì che il trefolo intubettato risulti essere non più collaborante, riducendo pertanto l'azione di precompressione fornita alla sezione considerata e

abbattendo di conseguenza il diagramma delle tensioni emergente a causa di tale effetto.

Partendo dalla sezione ad $L/2$, nella quale si impiegherà la totalità dei trefoli efficaci posizionati senza alcun intubettamento, per la scelta del numero di trefoli da intubettare a ciascuna delle altre sezioni significative, $L/4$ e $L\Phi$, si è tenuto conto delle possibili flessioni trasversali, evitando tale situazione scegliendo una configurazione sempre simmetrica e mantenendo la posizione del baricentro dell'armatura da precompressione sempre alla stessa altezza.

Si riporta la rappresentazione grafica della disposizione dei trefoli, indicando la disposizione delle guaine nelle varie sezioni significative.

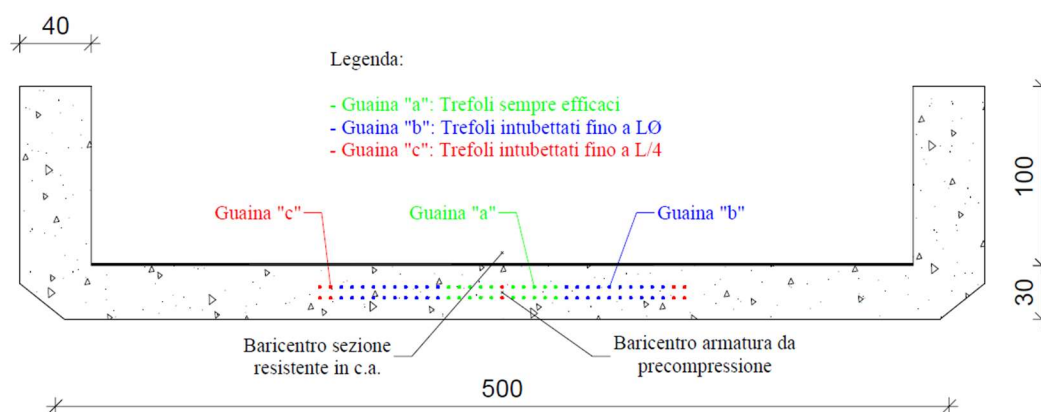


Figura 7.7: Disposizione dei trefoli da precompressione

7.2 Verifica tensionale a flessione (SLE)

Si tratta di una verifica tensionale a flessione, con riferimento agli Stati Limite di Esercizio e consiste nella valutazione dello stato tensionale a cui è soggetta la sezione resistente, considerando distintamente quattro diverse fasi di costruzione dell'impalcato della passerella. Come verrà descritto in maniera dettagliata nel prosieguo della trattazione, in un primo momento si considera solo il peso proprio della struttura come carico agente, mentre nella seconda fase si tiene conto anche del fatto che i trefoli da precompressione subiscono un decadimento del loro tiro iniziale; nelle fasi successive invece si considerano anche i carichi permanenti portati e i carichi variabili dovuti alla presenza di folla compatta.

Le tensioni sollecitanti all'estradosso e all'intradosso vengono quindi confrontate con dei valori limite che devono essere rispettati affinché la verifica risulti soddisfatta.

Nella valutazione dello stato tensionale si considera la sezione interamente reagente, assumendo convenzionalmente con segno positivo le trazioni e con segno negativo le compressioni, e facendo riferimento all'area effettiva omogeneizzata al calcestruzzo per la presenza nella sezione anche dell'area di armatura da precompressione.

Si svolge la verifica nel dettaglio per le varie fasi.

Fase 1

La prima fase in esame è legata alla verifica tensionale condotta all'atto iniziale dell'attribuzione della precompressione, perciò i carichi agenti saranno solamente:

- Peso proprio della trave;
- Precompressione all'atto del taglio dei trefoli pretesi (ovvero al tempo $t = 0$).

La sezione resistente è rappresentata dalla sezione trasversale della trave in c.a. tenuto conto anche dei trefoli efficaci in essa contenuti.

Dal punto di vista grafico, la distribuzione delle tensioni emergente in questa prima fase assume un andamento che sarà dato dalla somma, in virtù della sovrapposizione degli effetti, di un andamento lineare “a farfalla” per quanto riguarda il peso proprio, con trazione all'intradosso e compressione all'estradosso, e un andamento sempre lineare per la precompressione, il quale a sua volta sarà dato dalla somma di un grafico “a farfalla” con compressione all'intradosso e trazione all'estradosso (poiché la precompressione è applicata in maniera eccentrica, nella zona inferiore della sezione) e un grafico con una tensione costante di compressione.

Si rimanda l'attenzione al termine di questo paragrafo per una rappresentazione grafica dei diagrammi delle tensioni di tutte le fasi di calcolo, per ogni sezione significativa.

Si vanno quindi a ricavare le tensioni che nascono sulla sezione in “Fase 1” a causa dei carichi agenti, attraverso le seguenti espressioni:

- Tensione all'estradosso

$$\sigma_e^{(1)} = -\frac{N_{0p}}{A_{ci}} + \frac{M_{0p}}{W_{ci,e}} - \frac{M_{ppt}}{W_{ci,e}}$$

- Tensione all'intradosso

$$\sigma_i^{(1)} = -\frac{N_{0p}}{A_c} - \frac{M_{0p}}{W_{ci,i}} + \frac{M_{ppt}}{W_{ci,i}}$$

dove si definiscono le seguenti quantità:

- N_{0p} : sforzo normale effettivo di precompressione iniziale;
- A_{ci} : area della sezione omogeneizzata al calcestruzzo;
- e_{cn} : eccentricità di applicazione della precompressione rispetto al baricentro della sezione;
- $M_{0p} = N_{0p} \cdot e_p$: momento di trasporto associato allo sforzo normale di precompressione applicato con eccentricità;
- M_{ppt} : momento flettente indotto dal solo peso proprio della trave;
- $W_{ci,e}$: modulo di resistenza della sezione omogeneizzata valutato rispetto all'estradosso;
- $W_{ci,i}$: modulo di resistenza della sezione omogeneizzata valutato rispetto all'intradosso.

Per determinare queste ultime quantità geometriche si utilizzano le espressioni seguenti:

$$W_{ci,e} = \frac{J_{ci}}{(h_t - y_{gci})} \quad ; \quad W_{ci,i} = \frac{J_{ci}}{y_{gci}}$$

$$\text{con } J_{ci} = J_{cn} + n_p \cdot e_p^2 \cdot \left(\frac{A_p \cdot A_c}{A_{ci}} \right) \quad e \quad y_{gci} = y_{gp} + e_{ci}$$

dove si definiscono le seguenti quantità:

- h_t : altezza della sezione;
- y_{gci} : distanza tra l'intradosso e il baricentro della sezione omogeneizzata;
- J_{ci} : momento d'inerzia della sezione omogeneizzata valutato rispetto a y_{gci} ;
- A_c : area della sezione di calcestruzzo;
- J_{cn} : momento d'inerzia della sola sezione di calcestruzzo;
- $n_p = E_p/E_{cls}$: coefficiente di omogeneizzazione della precompressione;

- $e_{ci} = e_p \cdot (A_c/A_{ci})$: distanza tra l'armatura da precompressione e il baricentro della sezione omogeneizzata y_{gci} .

Una volta quantificate le tensioni si procede con la verifica vera e propria, la quale consiste nel valutare il rispetto di determinati limiti tensionali, che per la Fase 1 sono i seguenti:

- Limite tensione all'intradosso: $|\sigma_i^{(1)}| < 0,7 \cdot f_{ckj} = 0,7 \cdot 34,24 \text{ MPa} = 23,97 \text{ MPa}$;

- Limite tensione all'estradosso: $\sigma_e^{(1)} \leq 0,1 \cdot f_{ckj} = 0,1 \cdot 34,24 \text{ MPa} = 3,42 \text{ MPa}$

Si riportano a seguire i calcoli eseguiti nel caso della sezione di mezzeria della trave, per poi descrivere i risultati ottenuti anche in corrispondenza delle altre sezioni significative attraverso tabelle riassuntive.

Noto il numero e la geometria della disposizione di trefoli da precompressione efficaci posizionati nella sezione a $L/2$ (per la quantificazione dettagliata si rimanda al precedente *Paragrafo 7.1.2*), è possibile determinare le quantità necessarie per lo svolgimento dei calcoli, nello specifico:

- $n^{\circ}_{tr,L/2} = 70$;
- $A_p = n^{\circ}_{tr} \cdot A_{nom,tr} = 70 \cdot 139 = 9730 \text{ mm}^2$;
- $A_{ci} = A_c + n_p A_p = 2,42 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$;
- $y_{gp} = 150 \text{ mm}$;
- $e_p = y_g - y_{gp} = 371,18 - 150 = 221,18 \text{ mm}$;
- $e_{ci} = e_p (A_c/A_{ci}) = 216,28 \text{ mm}$;
- $y_{gci} = y_{gp} + e_{ci} = 366,28 \text{ mm}$;

dalle quali si determinano le ulteriori grandezze geometriche di interesse:

$$J_{ci} = J_{cn} + n_p \cdot e_p^2 \cdot \left(\frac{A_p \cdot A_c}{A_{ci}} \right) = 3,03 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$W_{ci,e} = \frac{J_{ci}}{(h_t - y_{gci})} = \frac{3,03 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4}{(1300 - 366,28) \text{ mm}} = 3,25 \cdot 10^8 \text{ mm}^3$$

$$W_{ci,i} = \frac{J_{ci}}{y_{gci}} = \frac{3,03 \cdot 10^{11} mm^4}{366,28 mm} = 8,27 \cdot 10^8 mm^3$$

Partendo dal valore del momento indotto a $L/2$ per il solo peso proprio della struttura $M_{ppt} = 5399,16 kNm$, noto dall'analisi dei carichi effettuata e riportata in precedenza al *Paragrafo 7.1.1*, si determinano le sollecitazioni relative all'azione di precompressione indotta nella sezione:

$$N_{0p} = \frac{A_p \cdot \sigma_{spi}}{1,015} = \frac{9730 mm^2 \cdot 1488 MPa}{1,015} = 14264,28 kN$$

$$M_{0p} = N_{0p} \cdot e_p = 14264,28 kN \cdot 221,18 mm = 3154,94 kNm$$

Infine, si calcolano le tensioni agenti all'estradosso e all'intradosso, e se ne verifica il rispetto dei limiti:

$$\sigma_e^{(1)} = -\frac{N_{0p}}{A_{ci}} + \frac{M_{0p}}{W_{ci,e}} - \frac{M_{ppt}}{W_{ci,e}} = -12,80 MPa$$

$$\sigma_i^{(1)} = -\frac{N_{0p}}{A_c} - \frac{M_{0p}}{W_{ci,i}} + \frac{M_{ppt}}{W_{ci,i}} = -3,17 MPa$$

$$\sigma_e^{(1)} = -12,80 MPa < 0,1 \cdot f_{ckj} = 3,42 MPa$$

$$|\sigma_i^{(1)}| = |-3,17 MPa| < 0,7 \cdot f_{ckj} = 23,97 MPa$$

Le verifiche risultano quindi soddisfatte.

Si riporta in *Figura 7.8* una tabella riassuntiva delle grandezze utilizzate e dei risultati ottenuti.

FASE 1	SEZIONE L/2	
momento peso proprio soletta	M_{ppt}	5399,16 [kNm]
n° trefoli efficaci	n° tr	70 [-]
area complessiva trefoli efficaci	A_p	9730 [mm ²]
area sezione omogeneizzata	A_{ci}	2,42E+06 [mm ²]
sforzo normale effettivo da precompressione	N_{0p}	14264,28 [kN]
distanza lembo inferiore - baricentro A_p	Y_{gp}	150,00 [mm]
eccentricità baricentro A_p - baricentro trave	e_p	221,18 [mm]
momento di trasporto sforzo da precompressione	M_{0p}	3154,94 [kNm]
eccentricità baricentro A_p - baricentro trave omogeneizzata	e_{ci}	216,28 [mm]
distanza lembo inferiore - baricentro G_i	Y_{gi}	366,28 [mm]
momento d'inerzia sezione omogeneizzata, rispetto y_{gi}	J_{ci}	3,03E+11 [mm ⁴]
modulo di resistenza (sez. omog.) rispetto all'estradosso	$W_{ci,e}$	3,25E+08 [mm ³]
modulo di resistenza (sez. omog.) rispetto all'intradosso	$W_{ci,i}$	8,27E+08 [mm ³]
tensione all'estradosso	$\sigma_e^{(1)}$	-12,80 [MPa]
VERIFICA: $\sigma_e^{(1)} < 0,1 * f_{ckj}$	VERIFICATO	
tensione all'intradosso	$\sigma_i^{(1)}$	-3,17 [MPa]
VERIFICA: $ \sigma_i^{(1)} < 0,7 * f_{ckj} $	VERIFICATO	

Figura 7.8: Verifica tensionale (SLE) - Fase 1 (sez. L/2)

Operando allo stesso modo anche per le altre sezioni significative è possibile ottenere risultati analoghi, i quali verranno riassunti nella tabella riportata in seguito.

La procedura sarà sempre la medesima, con delle distinzioni per quanto riguarda la geometria, non tanto della sezione quanto dell'armatura da precompressione disposta in termini di numero di trefoli efficaci, sia nel valore di momento flettente indotto dal peso proprio gravante su ogni sezione.

Allontanandosi dalla mezzeria, infatti, diminuisce il numero di trefoli efficaci considerati, e la conseguente area da precompressione effettiva; allo stesso modo il momento flettente sollecitante dispone di un andamento parabolico che è massimo in mezzeria, riducendosi man mano che ci si avvicina agli appoggi.

Si riportano quindi in *Figura 7.9* le grandezze utilizzate ai fini dei calcoli e i risultati ottenuti, relativamente alle sezioni a L/4 e L Φ , per quanto riguarda la Fase 1.

FASE 1	SEZIONE L/4		SEZIONE LΦ	
momento peso proprio soletta	M_{ppt}	4049,37 [kNm]	M_{ppt}	928,84 [kNm]
n° trefoli efficaci	n° tr	60 [-]	n° tr	20 [-]
area complessiva trefoli efficaci	A_p	8340 [mm ²]	A_p	2780 [mm ²]
area sezione omogeneizzata	A_{ci}	2,42E+06 [mm ²]	A_{ci}	2,39E+06 [mm ²]
sforzo normale effettivo da precompressione	N_{0p}	12226,52 [kN]	N_{0p}	4075,51 [kN]
distanza lembo inferiore - baricentro A_p	Y_{gp}	150,00 [mm]	Y_{gp}	150,00 [mm]
eccentricità baricentro A_p - baricentro trave	e_p	221,18 [mm]	e_p	221,18 [mm]
momento di trasporto sforzo da precompressione	M_{0p}	2704,24 [kNm]	M_{0p}	901,41 [kNm]
eccentricità baricentro A_p - baricentro trave omogeneizzata	e_{ci}	216,96 [mm]	e_{ci}	219,76 [mm]
distanza lembo inferiore - baricentro G_i	Y_{gci}	366,96 [mm]	Y_{gci}	369,76 [mm]
momento d'inerzia sezione omogeneizzata, rispetto y_{gci}	J_{ci}	3,03E+11 [mm ⁴]	J_{ci}	3,01E+11 [mm ⁴]
modulo di resistenza (sez. omog.) rispetto all'estradosso	$W_{ci,e}$	3,24E+08 [mm ³]	$W_{ci,e}$	3,24E+08 [mm ³]
modulo di resistenza (sez. omog.) rispetto all'intradosso	$W_{ci,i}$	8,25E+08 [mm ³]	$W_{ci,i}$	8,15E+08 [mm ³]
tensione all'estradosso	$\sigma_e^{(1)}$	-9,21 [MPa]	$\sigma_e^{(1)}$	-1,79 [MPa]
VERIFICA: $\sigma_e^{(1)} < 0,1 * f_{cdj}$	VERIFICATO		VERIFICATO	
tensione all'intradosso	$\sigma_i^{(1)}$	-3,43 [MPa]	$\sigma_i^{(1)}$	-1,67 [MPa]
VERIFICA: $ \sigma_i^{(1)} < 0,7 * f_{cdj}$	VERIFICATO		VERIFICATO	

Figura 7.9: Verifica tensionale (SLE) - Fase 1 (sez. L/4 e LΦ)

Quantificazione delle perdite tensionali nei trefoli

Una volta che i trefoli da precompressione, pretesi rispetto al getto di calcestruzzo, vengono tagliati e quindi rilasciati, il tiro iniziale fornito ad essi diminuisce a causa di perdite di vario tipo.

Prima di osservare quanto accade nelle successive fasi costruttive è bene comprendere il significato e l'entità di tali perdite tensionali; tre sono le diverse tipologie che occorre tenere in considerazione in questo caso, ovvero:

- (1) Perdita per ritiro del calcestruzzo;
- (2) Perdita per rilassamento dell'acciaio da precompressione;
- (3) Perdita per viscosità del calcestruzzo.

Dal momento che si ipotizza come la gran parte delle cadute di tensione sui trefoli da precompressione si verifichino tra la prima e la seconda fase, è necessario, prima di eseguire le verifiche tensionali seguenti, modificare il diagramma delle tensioni della prima fase tenendo in conto le eventuali cadute emerse ed eseguire in Fase 2 la verifica considerando lo sforzo normale “corretto”; il diagramma delle tensioni verrà adottato come diagramma di precompressione al tempo $t=\infty$ ottenendo così il diagramma delle tensioni di seconda fase.

Si procede ora analizzando nel dettaglio i diversi contributi caratterizzanti le singole cadute tensionali emergenti a causa di fenomeni caratteristici di acciaio e calcestruzzo, tenendo conto inoltre del fatto che non tutte e tre le cadute di

tensione sopra citate risulteranno essere costanti, indipendentemente dalla sezione analizzata, nello specifico l'entità della perdita che si verifica a causa della viscosità del calcestruzzo, essendo essa funzione della tensione di precompressione, varierà a seconda del numero di trefoli efficaci posizionati nella sezione.

(1) Perdita per ritiro del calcestruzzo:

La perdita di tensione dovuta al fenomeno di ritiro del calcestruzzo, in accordo con le UNI EN 1992-1-1:2005 (§3.1.4), può essere determinata attraverso la seguente relazione:

$$\Delta\sigma_{cs} = \varepsilon_{cs} \cdot E_p$$

dove:

- $E_p = 201000 \text{ MPa}$: modulo di elasticità dell'acciaio da precompressione ad alta resistenza, definito al precedente *Paragrafo 2.4*;
- ε_{cs} : deformazione totale da ritiro, data dalla sommatoria di due componenti quali la deformazione da ritiro per essiccamento ε_{cd} e la deformazione da ritiro autogeno ε_{ca} ; perciò si ha: $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$.

Quando si parla di ritiro del calcestruzzo, ci si riferisce alle variazioni dimensionali alle quali è soggetto, che sono attribuibili ai fenomeni chimici di idratazione durante il processo di presa e indurimento del materiale, e si tratta di ritiro autogeno, mentre per le variazioni dimensionali causate da scambi di acqua con l'ambiente circostante, si fa riferimento al ritiro per essiccamento.

Per determinare queste due diverse componenti di deformazione da ritiro si è seguito quanto definito dalla normativa, per la quale lo sviluppo del ritiro per essiccamento è descrivibile dall'espressione seguente:

$$\varepsilon_{cd}(t) = k_h \cdot \beta_{ds}(t, t_s) \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

dove le grandezze considerate sono definite come segue:

- k_h : coefficiente funzione della dimensione convenzionale $h_0 = 2A_c/u$, con A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo e u il perimetro della sezione

esposto all'aria, ovvero l'intradosso della sezione e i lati poiché l'estradosso è coperto dallo strato di pavimentazione in resina;

- $\beta_{ds}(t, t_s)$: coefficiente correttivo funzione dell'età "t" del calcestruzzo, espressa in giorni, al momento considerato, e dell'età " t_s " del calcestruzzo, sempre espressa in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento. Per la determinazione si usa la seguente espressione:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0}^3}$$

- $\varepsilon_{cd,0}$: deformazione da ritiro per essiccamento al tempo " t_0 " calcolato in funzione di tabelle contenute all'interno dell'*Eurocodice 2*, assumendo un'umidità relativa realistica pari all'80%.

Per quanto riguarda il ritiro autogeno, la relazione che ne descrive l'entità è la seguente:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty)$$

dove si definiscono le grandezze:

- $\beta_{as}(t)$: coefficiente di correzione del ritiro autogeno a tempo infinito, funzione dell'età "t", espressa in giorni, del calcestruzzo nell'istante a cui si fa riferimento, ed espresso dalla seguente formula:

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5})$$

- $\varepsilon_{ca}(\infty)$: ritiro autogeno a tempo infinito, a sua volta determinabile dalla formula:

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

Si procede quindi con la determinazione del valore di tale perdita di tensione per il caso in esame, a partire dalla definizione di tutti i parametri necessari, che vengono riportati a seguire (si ricordi come tali valori valgano indipendentemente dalla sezione considerata):

- $\beta_{as}(t) = 1$, il coefficiente di correzione del ritiro autogeno a tempo infinito viene imposto unitario proprio per poter osservare quanto accade a tempo infinito;

- $A_c = 2,37 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$;
- $u = 10540 \text{ mm}$;
- $t_s = 28 \text{ gg}$, età del calcestruzzo in giorni dall'inizio della fase di ritiro per essiccamento;
- $t = 50 \text{ anni} = 18250 \text{ gg}$, età del calcestruzzo in anni/giorni al momento considerato (il quale rappresenta un tempo elevato a tal punto da poter essere considerato tempo infinito);
- $\varepsilon_{ca,0} = -0,00023$, deformazione da ritiro per essiccamento al tempo " t_0 " determinato per interpolazione lineare consultando la tabella seguente assumendo un'umidità relativa realistica e pari all'80%:

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

Figura 7.10: Valori di ε_{c0} - NTC2018

Noti tali dati, è quindi possibile determinare le seguenti grandezze d'interesse.

Per la componente di ritiro autogeno:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2,5 \cdot (45 - 10) \cdot 10^{-6} = -0,000089$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 1 \cdot (-0,000089) = -0,000089$$

Per la componente di ritiro per essiccamento:

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 2,37 \cdot 10^6 \text{ mm}^2}{10540 \text{ mm}} = 449,72 \text{ mm}$$

con cui determinare $k_h = 0,71$, ovvero un coefficiente dipendente da h_0 e a sua volta definibile per interpolazione attraverso l'uso della tabella riportata a seguire:

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

Figura 7.11: Valori di k_h - NTC2018

Perciò, proseguendo:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0}^3} = \frac{(18250 - 28)}{(18250 - 28) + 0,04 \sqrt{449,72}^3} = 0,98$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = k_h \cdot \beta_{ds}(t, t_s) \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0,71 \cdot 0,98 \cdot (-0,00023) = -0,00016$$

In conclusione, si ottengono i valori di deformazione complessiva e la conseguente perdita di tensione dovuta al ritiro del calcestruzzo:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = -0,00016 - 0,000089 \cong -0,000246$$

$$|\Delta\sigma_{cs}| = |\varepsilon_{cs} \cdot E_p| = |-0,000246 \cdot 201000 \text{ MPa}| = 49,49 \text{ MPa}$$

Le grandezze sono espresse in valore assoluto, ma si deve tenere conto di come la deformazione da ritiro complessiva sia una deformazione negativa in quanto associata ad una compressione del calcestruzzo stesso.

Si riporta nella successiva *Figura 7.12* la tabella riassuntiva delle grandezze utilizzate nel calcolo e dei risultati ottenuti.

PERDITA PER RITIRO DEL CALCESTRUZZO		
coefficiente di correzione del ritiro autogeno	β_{as}	1 [-]
deformazione per ritiro autogeno a tempo infinito	$\varepsilon_{ca}(\infty)$	-0,000089 [-]
deformazione per ritiro autogeno a tempo 't'	$\varepsilon_{ca}(t)$	-0,000089 [-]
perimetro della sezione esposto all'aria	u	10540 [mm]
dimensione convenzionale, $2 \cdot A_{cn}/u$	h_0	449,72 [mm]
età del cls dall'inizio del ritiro per essiccamento	t_s	28 [gg]
età del cls al momento considerato (50 anni)	t	18250 [gg]
coefficiente correttivo funzione di 't' e 't ₀ '	$\beta_{ds}(t, t_s)$	0,98 [-]
coefficiente correttivo funzione di h_0	k_h	0,71 [-]
deformazione da ritiro per essiccamento al tempo 't ₀ '	$\varepsilon_{cd}(t_0)$	-0,00023 [-]
deformazione da ritiro per essiccamento al tempo 't'	$\varepsilon_{cd}(t)$	-0,00016 [-]
deformazione totale da ritiro: $\varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t)$	ε_{cs}	-0,000246 [-]
perdita per ritiro del cls	$ \Delta\sigma_{cs} $	49,49 [MPa]

Figura 7.12: Perdita per ritiro del calcestruzzo

(2) Perdita per rilassamento dell'acciaio:

Quando sottoposto ad uno sforzo di trazione, l'acciaio nel tempo subisce quello che viene chiamato rilassamento, è un comportamento caratteristico del materiale il quale tende ad adattarsi alla deformazione alla quale è sottoposto e provocando una riduzione della tensione applicata; ipotizzando di adottare trefoli da precompressione di classe 2, ovvero tali da ammettere un ridotto rilassamento, la caduta di tensione ad essi associata per via di quest'ultimo può essere ottenuta per mezzo della seguente espressione:

$$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{spi} \cdot 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}$$

dove vengono definite le seguenti grandezze:

- $\sigma_{spi} = 0,8 f_{ptk} = 0,8 \cdot 1860 = 1488 \text{ Mpa}$: tensione di trazione iniziale fornita ai trefoli all'atto del tiro;
- $\rho_{1000} = 2,5$: perdita per rilassamento osservabile a 1000 ore dalla messa in tensione dei trefoli in un ambiente dalla temperatura controllata e pari a 20°C, valore percentuale espresso in normativa;
- $t = 50 \text{ anni} = 438000 \text{ ore}$: tempo, misurato in ore, in seguito alla messa in tensione dei trefoli da precompressione;

- $\mu = \sigma_{spi}/f_{ptk} = 1488/1860 = 0,8$: coefficiente correttivo della perdita per rilassamento determinato come il rapporto tra la tensione iniziale dei trefoli e la tensione caratteristica a rottura dell'acciaio.

Di conseguenza si determina il valore della perdita di tensione per rilassamento:

$$\Delta\sigma_{pr} = 1488 \cdot 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot 0,8} \cdot \left(\frac{438000}{1000}\right)^{0,75(1-0,8)} \cdot 10^{-5} = 88,71 \text{ MPa}$$

Si riporta una tabella riassuntiva delle grandezze utilizzate nel calcolo e dei risultati ottenuti:

PERDITA PER RILASSAMENTO DELL'ACCIAIO		
caduta di rilassamento percentuale dopo 1000 ore	ρ_{1000}	2,5 [-]
coefficiente correttivo σ_{spi}/f_{ptk}	μ	0,8 [-]
tempo post tensionamento	t	438000 [ore]
perdita per rilassamento dell'acciaio	$\Delta\sigma_{pr}$	88,71 [MPa]

Figura 7.13: Perdita per rilassamento dell'acciaio

(3) Perdita per viscosità del calcestruzzo:

Il calcestruzzo, essendo un materiale viscoelastico, quando sottoposto all'applicazione di un carico nel tempo subisce una deformazione che in questo caso, essendo soggetto a compressione, comporta un accorciamento della struttura, accorciamento che provoca per aderenza con l'acciaio un decadimento della tensione di precompressione.

Essendo questa tipologia di perdita legata alla quantità di trefoli disposti, il valore varierà e sarà da calcolare per ogni sezione significativa.

Sempre secondo la norma UNI EN 1992-1-1:2005 (§3.1.4), la perdita di tensione a causa della viscosità del calcestruzzo può essere valutata mediante la seguente espressione:

$$\Delta\sigma_{creep} = \varepsilon_{cc}(\infty, t_0) \cdot E_p$$

dove si evidenziano le seguenti grandezze:

- $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$: deformazione viscosa del calcestruzzo al tempo $t=\infty$ per una tensione di compressione costante applicata all'età " t_0 " del calcestruzzo;
- $E_p = 201000 \text{ MPa}$: modulo di elasticità dell'acciaio da precompressione.

È possibile ricavare il valore della deformazione $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ attraverso la formula indicata dalla normativa:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \frac{\sigma_{cp}}{E_c}$$

dove $\varphi(\infty, t_0)$ indica il coefficiente di viscosità, mentre σ_{cp} è la tensione di precompressione che agisce inizialmente sulla sezione.

Tale espressione può essere applicata a condizione che il calcestruzzo sia soggetto a una tensione di compressione $\sigma_{cp} < 0,45 \cdot f_{ck} = 20,54 \text{ MPa}$, in caso contrario sarebbe necessario valutare un coefficiente di viscosità caratterizzato da una legge non lineare definita in normativa.

Nel caso tale condizione sia verificata è possibile adottare un modello di viscosità lineare, determinando in maniera molto più agevole il coefficiente di viscosità $\varphi(\infty, t_0)$ in quanto opportunamente tabellato; si è considerata un'umidità relativa coincidente all'incirca con il 75%, per andare a osservare la seguente tabella:

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

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

Figura 7.14: Determinazione di $\varphi(\infty, t_0)$ – NTC2018

Non essendo noto con esattezza il tempo " t_0 " di applicazione del carico, si è optato per utilizzare un coefficiente di viscosità di valore intermedio pari a $\varphi(\infty, t_0) = 2,5$, scelta numerica per altro molto comune nell'ambito della valutazione delle perdite per viscosità.

Quindi, conoscendo ad ogni sezione il valore della tensione di precompressione (data dal rapporto tra lo sforzo normale di Fase 1 e l'area dell'armatura da

precompressione), il modulo elastico e il coefficiente di viscosità, si valuta per le sezioni a L/2, a L/4 e a LΦ la deformazione viscosa del calcestruzzo e la perdita tensionale nei trefoli; si riporta una tabella riassuntiva delle grandezze utilizzate nei calcoli e dei risultati ottenuti:

PERDITA PER VISCOSITA' DEL CALCESTRUZZO						
	SEZIONE L/2		SEZIONE L/4		SEZIONE LΦ	
tensione di precompressione N_{op}/A_{cn}	σ_{cp}	6,02 [MPa]	σ_{cp}	5,16 [MPa]	σ_{cp}	1,72 [MPa]
VERIFICA: $\sigma_c^{(1)} < 0,45 \cdot f_{ck}$	VERIFICATO		VERIFICATO		VERIFICATO	
coefficiente di viscosità a tempo ∞	$\Phi(\infty, t_0)$	2,5 [-]	$\Phi(\infty, t_0)$	2,5 [-]	$\Phi(\infty, t_0)$	2,5 [-]
deformazione viscosa del cls a 't _{se} ' per compressione applicata a 't ₀ '	$\epsilon_{cc}(\infty, t_0)$	0,000413 [-]	$\epsilon_{cc}(\infty, t_0)$	0,000354 [-]	$\epsilon_{cc}(\infty, t_0)$	0,000118 [-]
perdita per viscosità del cls	$\Delta\sigma_{creep}$	83.05 [MPa]	$\Delta\sigma_{creep}$	71.19 [MPa]	$\Delta\sigma_{creep}$	23.73 [MPa]

Figura 7.15: Perdita per viscosità del calcestruzzo

Avendo determinato le tre tipologie di perdite tensionali in maniera separata, si passa alla quantificazione della caduta di tensione complessiva in ogni sezione, ed è data dall'80% (in maniera cautelativa) dalla somma delle tre componenti:

$$\Delta\sigma_{tot} = (\Delta\sigma_{cs} + \Delta\sigma_{pr} + \Delta\sigma_{creep}) \cdot 80\%$$

dalla quale si valuta la conseguente variazione di sforzo normale agente sui trefoli:

$$\Delta P_{tot} = \Delta\sigma_{tot} \cdot A_p$$

e infine la caduta di tensione espressa in percentuale:

$$\% \Delta P_{tot} = \frac{\Delta P_{tot}}{N_{op}}$$

Procedendo allo stesso modo per tutte le sezioni in esame, per le quali varierà unicamente l'entità della perdita per viscosità del calcestruzzo in funzione della compressione indotta sulla sezione dai trefoli efficaci presenti, si ottengono i risultati presentati di seguito.

PERDITA TENSIONALE COMPLESSIVA					
	SEZIONE L/2		SEZIONE L/4		SEZIONE LΦ
caduta di tensione complessiva	$\Delta\sigma_{TOT}$	177,00 [MPa]	$\Delta\sigma_{TOT}$	167,51 [MPa]	$\Delta\sigma_{TOT}$ 129,54 [MPa]
variazione complessiva di sforzo normale	ΔP	1722,20 [kN]	ΔP	1397,01 [kN]	ΔP 360,12 [kN]
perdita percentuale di precompressione	$\Delta P_{\%}$	12.07 %	$\Delta P_{\%}$	11.43 %	$\Delta P_{\%}$ 8.84 %

Figura 7.16: Perdita tensionale complessiva

Fase 2

Definite le cadute di tensione si può procedere con la seconda fase di calcolo, nella quale si considerano le stesse grandezze della Fase 1 andando a “correggere” il valore dello sforzo normale da precompressione considerando le perdite tensionali come già avvenute.

In questa fase i carichi agenti saranno quindi:

- Peso proprio della trave;
- Precompressione a tempo $t = \infty$, tenendo conto delle perdite di tensione.

La sezione resistente risulterà essere la stessa della fase precedente, rappresentata quindi dalla sezione trasversale della trave in c.a., tenuto conto anche dei trefoli efficaci in essa contenuti mediante omogeneizzazione al calcestruzzo.

Si procede nuovamente con il calcolo delle tensioni che nascono sulla sezione in “Fase 2” a causa dei carichi agenti, attraverso le già descritte espressioni:

- Tensione all’estradosso

$$\sigma_e^{(2)} = -\frac{N_p}{A_{ci}} + \frac{M_p}{W_{ci,e}} - \frac{M_{ppt}}{W_{ci,e}}$$

- Tensione all’intradosso

$$\sigma_i^{(2)} = -\frac{N_p}{A_c} - \frac{M_p}{W_{ci,i}} + \frac{M_{ppt}}{W_{ci,i}}$$

dove le quantità presenti sono già state descritte in precedenza, a eccezione di $N_p = N_{0p} - \Delta P$ ovvero lo sforzo normale di precompressione realmente indotto nei trefoli depurato dalle perdite, dal quale si ricava il relativo momento di trasporto M_p dovuto all’applicazione eccentrica della precompressione sulla sezione.

Una volta quantificate le tensioni si procede con la verifica vera e propria, la quale consiste nel valutare il rispetto di determinati limiti tensionali, che per la Fase 2 sono i seguenti:

- Limite tensione all’intradosso: $|\sigma_i^{(2)}| < 0,6 \cdot f_{ck} = 27,39 \text{ MPa}$;

- Limite tensione all’estradosso: $\sigma_e^{(2)} < 0,6 \cdot f_{ck} = 27,39 \text{ MPa}$

Le formule utilizzate nei calcoli sono le medesime della fase precedente, si riporta perciò una tabella riassuntiva delle grandezze utilizzate nei calcoli e dei risultati ottenuti, per le tre sezioni significative (L/2, L/4 e LΦ):

FASE 2	SEZIONE L/2	SEZIONE L/4	SEZIONE LΦ
momento peso proprio soletta	M_{ppt} 5399,16 [kNm]	M_{ppt} 4049,37 [kNm]	M_{ppt} 928,84 [kNm]
area sezione omogenizzata	A_{ci} 2,42E+06 [mm ²]	A_{ci} 2,42E+06 [mm ²]	A_{ci} 2,39E+06 [mm ²]
sforzo normale da precompressione, post perdite	N_p 12542,08 [kN]	N_p 10829,51 [kN]	N_p 3715,38 [kN]
momento di trasporto sforzo da precompressione	M_p 2712,56 [kNm]	M_p 2349,61 [kNm]	M_p 816,47 [kNm]
modulo di resistenza (sez. omog.) rispetto all'estradosso	$W_{ci,e}$ 3,25E+08 [mm ³]	$W_{ci,e}$ 3,24E+08 [mm ³]	$W_{ci,e}$ 3,24E+08 [mm ³]
modulo di resistenza (sez. omog.) rispetto all'intradosso	$W_{ci,i}$ 8,27E+08 [mm ³]	$W_{ci,i}$ 8,25E+08 [mm ³]	$W_{ci,i}$ 8,15E+08 [mm ³]
tensione all'estradosso	$\sigma_e^{(2)}$ -13,45 [MPa]	$\sigma_e^{(2)}$ -9,72 [MPa]	$\sigma_e^{(2)}$ -1,90 [MPa]
VERIFICA: $\sigma_e^{(2)} < 0,6 \cdot f_{ck}$	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
tensione all'intradosso	$\sigma_i^{(2)}$ -1,93 [MPa]	$\sigma_i^{(2)}$ -2,42 [MPa]	$\sigma_i^{(2)}$ -1,42 [MPa]
VERIFICA: $ \sigma_i^{(2)} < 0,6 \cdot f_{ck}$	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO

Figura 7.17: Verifica tensionale (SLE) - Fase 2

Fase 3

Nella terza fase, in termini di sezione resistente non vi sono variazioni, la quale risulta essere la sezione trasversale della trave in c.a., tenuto conto anche dei trefoli efficaci in essa contenuti mediante omogeneizzazione al calcestruzzo; a variare saranno invece i carichi agenti sulla struttura, in particolare si considerano:

- Peso proprio della trave;
- Precompressione a tempo $t = \infty$, tenendo conto delle perdite di tensione;
- Pesi permanenti portati, ovvero il carico accessorio dovuto alla presenza dei parapetti e allo strato di pavimentazione in resina.

I primi due tra i carichi appena elencati forniscono esattamente il diagramma delle tensioni di Fase 2, al quale occorre quindi in questa Fase 3 sommare gli effetti dei carichi permanenti portati, per ricostruire così il diagramma tensionale effettivamente emergente; si procede attraverso la sovrapposizione degli effetti, sommando al diagramma ottenuto nella fase precedente il diagramma tensionale emergente per effetto della sola componente di carico aggiuntiva.

Ne segue che le espressioni che descrivono in questa terza fase lo stato tensionale all'estradosso e all'intradosso della sezione diventano:

- Tensione all'estradosso

$$\sigma_e^{(3)} = \sigma_e^{(2)} - \frac{M_{ppp}}{W_{ci,e}}$$

- Tensione all'intradosso

$$\sigma_i^{(3)} = \sigma_i^{(2)} + \frac{M_{ppp}}{W_{ci,i}}$$

dove si somma alle tensioni determinate in Fase 2 il contributo dovuto al momento flettente M_{ppp} dovuto ai pesi permanenti portati.

Definite le tensioni si procede con la verifica, la quale consiste nel valutare il rispetto di determinati limiti tensionali, che per la Fase 3 sono i seguenti:

- Limite tensione all'intradosso: $|\sigma_i^{(3)}| < 0,6 \cdot f_{ck} = 27,39 \text{ MPa}$;

- Limite tensione all'estradosso: $\sigma_e^{(3)} < 0,6 \cdot f_{ck} = 27,39 \text{ MPa}$

Il momento indotto dai pesi permanenti portati è già stato in precedenza definito, al *Paragrafo 7.1.1* durante l'analisi dei carichi; trattandosi di un carico uniformemente distribuito longitudinalmente rispetto lo sviluppo dell'asse della trave, l'andamento del momento flettente sarà parabolico con il massimo in mezzera variando di sezione in sezione diminuendo avvicinandosi agli appoggi, calcolato con riferimento alle note relazioni di scienza delle costruzioni.

Si conoscono quindi tutte le quantità necessarie e si possono svolgere i calcoli, che vengono riportati, assieme ai risultati ottenuti, nella tabella riassuntiva a seguire:

FASE 3	SEZIONE L/2	SEZIONE L/4	SEZIONE L/Φ
momento pesi portati	M_{ppp} 70,48 [kNm]	M_{ppp} 52,86 [kNm]	M_{ppp} 12,12 [kNm]
modulo di resistenza (sez. omog.) rispetto all'estradosso	$W_{ci,e}$ 3,25E+08 [mm ³]	$W_{ci,e}$ 3,24E+08 [mm ³]	$W_{ci,e}$ 3,24E+08 [mm ³]
modulo di resistenza (sez. omog.) rispetto all'intradosso	$W_{ci,i}$ 8,27E+08 [mm ³]	$W_{ci,i}$ 8,25E+08 [mm ³]	$W_{ci,i}$ 8,15E+08 [mm ³]
tensione all'estradosso	$\sigma_e^{(3)}$ -13,67 [MPa]	$\sigma_e^{(3)}$ -9,89 [MPa]	$\sigma_e^{(3)}$ -1,94 [MPa]
VERIFICA: $\sigma_e^{(3)} < 0,6 \cdot f_{ck}$	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
tensione all'intradosso	$\sigma_i^{(3)}$ -1,84 [MPa]	$\sigma_i^{(3)}$ -2,36 [MPa]	$\sigma_i^{(3)}$ -1,40 [MPa]
VERIFICA: $ \sigma_i^{(3)} < 0,6 \cdot f_{ck}$	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO

Figura 7.18: Verifica tensionale (SLE) - Fase 3

Fase 4

Nella quarta e ultima fase, si aggiunge la presenza di un carico variabile da considerare, in particolare si valutano gli effetti di:

- Peso proprio della trave;
- Precompressione a tempo $t = \infty$, tenendo conto delle perdite di tensione;
- Pesi permanenti portati, ovvero il carico accessorio dovuto alla presenza dei parapetti e allo strato di pavimentazione in resina;
- Carico variabile dovuto alla presenza di folla compatta.

Analogamente a quanto accaduto in precedenza, i primi tre fra i carichi appena elencati forniscono esattamente il diagramma delle tensioni di Fase 3, al quale

occorre quindi in questa Fase 4 sommare gli effetti dei carichi variabili, per ricostruire così il diagramma tensionale effettivamente emergente; si procede attraverso la sovrapposizione degli effetti, sommando al diagramma ottenuto nella fase precedente il diagramma tensionale emergente per effetto della sola componente di carico aggiuntiva; mentre la sezione reagente corrisponde alla sezione trasversale della trave in c.a., tenuto conto anche dei trefoli efficaci in essa contenuti mediante omogeneizzazione al calcestruzzo.

Ciò comporta che le espressioni che descrivono in questa quarta fase lo stato tensionale all'estradosso e all'intradosso della sezione diventano:

- Tensione all'estradosso

$$\sigma_e^{(4)} = \sigma_e^{(3)} - \frac{M_q}{W_{ci,e}}$$

- Tensione all'intradosso

$$\sigma_i^{(4)} = \sigma_i^{(3)} + \frac{M_q}{W_{ci,i}}$$

dove si somma alle tensioni determinate in Fase 3 il contributo dovuto al momento flettente M_q dovuto ai carichi variabili da traffico, nello specifico relativi alla folla compatta.

Definite le tensioni si procede con la verifica, la quale consiste nel valutare il rispetto di determinati limiti tensionali, che per la Fase 4 sono i seguenti:

- Limite tensione all'intradosso: $|\sigma_i^{(4)}| < 0,7 \cdot f_{ck} = 31,96 \text{ MPa}$;

- Limite tensione all'estradosso: $\sigma_e^{(4)} < 0,6 \cdot f_{ck} = 27,39 \text{ MPa}$

Il momento indotto dai carichi variabili è già stato in precedenza definito, al *Paragrafo 7.1.1* durante l'analisi dei carichi; anche in questo caso, trattandosi di un carico uniformemente distribuito longitudinalmente rispetto lo sviluppo dell'asse della trave, l'andamento del momento flettente sarà parabolico con il massimo in mezzzeria variando di sezione in sezione diminuendo avvicinandosi agli appoggi, calcolato con riferimento alle note relazioni di scienza delle costruzioni.

Si conoscono quindi tutte le quantità necessarie e si possono svolgere i calcoli, che vengono riportati, assieme ai risultati ottenuti, nella tabella riassuntiva a seguire:

FASE 4	SEZIONE L/2	SEZIONE L/4	SEZIONE L Φ
momento carichi variabili	M_q 2278,13 [kNm]	M_q 1708,59 [kNm]	M_q 391,92 [kNm]
modulo di resistenza (sez. omog.) rispetto all'estradosso	$W_{ci,e}$ 3,25E+08 [mm ³]	$W_{ci,e}$ 3,24E+08 [mm ³]	$W_{ci,e}$ 3,24E+08 [mm ³]
modulo di resistenza (sez. omog.) rispetto all'intradosso	$W_{ci,i}$ 8,27E+08 [mm ³]	$W_{ci,i}$ 8,25E+08 [mm ³]	$W_{ci,i}$ 8,15E+08 [mm ³]
tensione all'estradosso	$\sigma_e^{(4)}$ -20,69 [MPa]	$\sigma_e^{(4)}$ -15,15 [MPa]	$\sigma_e^{(4)}$ -3,15 [MPa]
VERIFICA: $\sigma_e^{(4)} < 0,6 * f_{ck}$	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
tensione all'intradosso	$\sigma_i^{(4)}$ 0,91 [MPa]	$\sigma_i^{(4)}$ -0,29 [MPa]	$\sigma_i^{(4)}$ -0,92 [MPa]
VERIFICA: $ \sigma_i^{(4)} < 0,7 * f_{ck}$	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO

Figura 7.19: Verifica tensionale (SLE) - Fase 4

Come è stato possibile notare dalle varie tabelle riportate, le verifiche eseguite ad ogni fase hanno avuto un esito positivo risultando sempre soddisfatte.

Avendo calcolato le tensioni all'estradosso e all'intradosso ad ogni sezione significativa per tutte le varie fasi analizzate, è possibile ora andare a rappresentare graficamente l'andamento dei vari diagrammi delle tensioni, i quali vengono a tal proposito riportati a seguire.

(Con le ascisse negative si indicano le compressioni e con le ascisse positive le tensioni di trazione; per ogni sezione si indica anche la posizione del baricentro Y_{gp} e la posizione del baricentro dell'armatura da precompressione Y_{gci}).

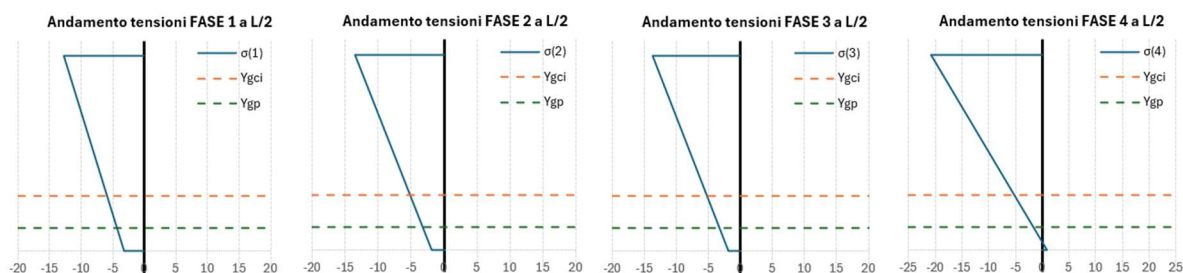


Figura 7.20: Andamento delle tensioni nelle varie fasi (sez. L/2)

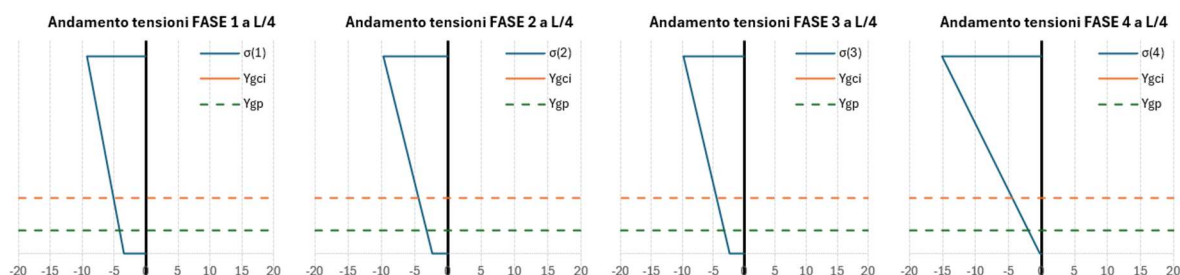


Figura 7.21: Andamento delle tensioni nelle varie fasi (sez. L/4)

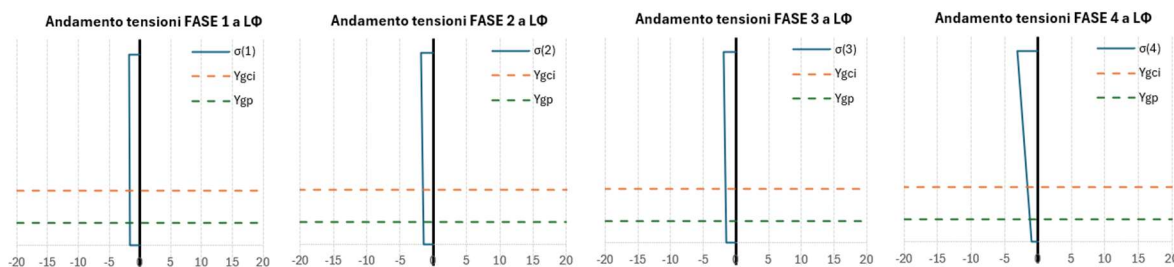


Figura 7.22: Andamento delle tensioni nelle varie fasi (sez. $L\Phi$)

Per descrivere il comportamento reale delle strutture in calcestruzzo armato sotto carichi d'esercizio sarebbe necessario anche tenere in considerazione la fessurazione della sezione, la quale si verifica nel momento in cui la tensione di trazione emergente eccede la resistenza a trazione del calcestruzzo.

La presenza di fessurazione ha effetti negativi per la sezione in quanto provoca un calo della rigidezza rispetto a quella di cui dispone la sezione considerata interamente reagente.

La verifica sulla formazione delle fessure è stata eseguita in accordo con quanto definito dalla Normativa, nello specifico al Paragrafo 4.1.2.2.4 delle *NTC2018*.

In tale paragrafo, viene esplicitato in particolare il valore limite di tensione di trazione che, se volta oltrepassato comporta la rottura del calcestruzzo a trazione, con la conseguente formazione di fessure.

Tale valore soglia viene definito dalle *NTC2018* come stato limite di formazione delle fessure, e si verifica quando la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata corrisponde al valore di:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2}$$

dove con f_{ctm} si indica la resistenza a trazione media del calcestruzzo, definita nel *Paragrafo 2.3* nel quale si descrivono le proprietà del materiale; nel caso specifico con un calcestruzzo di tipologia C45/55, si ha $f_{ctm} = 3,83 \text{ MPa}$, perciò la tensione limite per la formazione delle fessure sarà $\sigma_t = 3,83 \text{ MPa}/1,2 = 3,19 \text{ MPa}$.

Al termine dell'analisi e del calcolo delle tensioni nelle varie fasi per tutte le sezioni significative, come si può notare anche dai grafici presentati in precedenza, si è ottenuto uno stato tensionale sempre di compressione, dopo l'applicazione di ogni tipologia di carico in esercizio, ad eccezione della sezione a $L/2$ al termine della Fase 4 dove si ha una tensione di trazione minima

all'intradosso pari a $\sigma_t = 0,91$ MPa, comunque si è nella condizione per cui, con tale disposizione di armature, non si vadano a formare delle fessure nella sezione poiché la tensione limite di trazione non viene mai superata.

7.3 Verifica a flessione in mezzeria (SLU)

Analogamente a quanto fatto per il caso precedente, con la sezione della trave rettangolare, si esegue la verifica a flessione, in riferimento anche agli Stati Limite Ultimi, in conformità con la Normativa vigente, confrontando tra loro il valore di momento resistente M_{Rd} , determinato in relazione alla nuova geometria della sezione della trave e alle armature progettate per quest'ultima, e il valore della sollecitazione flessionale M_{Ed} , determinato a sua volta con riferimento ai carichi agenti sulla struttura, fattorizzati con i rispettivi coefficienti di sicurezza tipici delle verifiche agli SLU, definiti dalla Normativa al Capitolo 5.1 delle *NTC2018*, nello specifico per i ponti, e riportati in precedenza in *Figura 6.23*.

Per essere considerata soddisfatta la verifica, deve essere rispettata la seguente relazione:

$$\frac{M_{Rd,SLU}}{M_{Ed,SLU}} \geq 1$$

In alternativa è possibile condurre la verifica andando a confrontare il momento resistente con il momento sollecitante calcolato in riferimento agli SLE, rimanendo quindi a favore di sicurezza (equivale ad applicare un fattore 1,5 a tutti i carichi, in maniera cautelativa); la verifica è perciò soddisfatta se è rispettata la seguente relazione:

$$\frac{M_{Rd,SLU}}{M_{Ed,SLE}} \geq 1,5$$

Per il calcolo del momento resistente M_{Rd} si fa riferimento alla sezione della trave, considerando l'armatura da precompressione; l'espressione utilizzata per il calcolo è la seguente:

$$M_{Rd,SLU} = \alpha \left(A_p \cdot Y_p \cdot \frac{f_{p(1)k}}{\gamma_s} \right)$$

dove compaiono i seguenti termini:

- $\alpha = 0,9$: il coefficiente che trasforma le distanze dall'estradosso della sezione in un braccio della coppia interna;
- A_p : l'area di armatura da precompressione alla sezione di mezzeria ($L/2$), nel caso in esame vale $A_p = 9730 \text{ mm}^2$;
- Y_p : la distanza tra il baricentro dell'armatura da precompressione e l'estradosso della sezione, nel caso in esame vale $Y_p = 1150 \text{ mm}$;
- $f_{p(1)k} = 1670 \text{ MPa}$: la tensione caratteristica di snervamento convenzionale all'1% di deformazione totale dell'acciaio da precompressione;
- $\gamma_s = 1,15$: il coefficiente di sicurezza dell'acciaio.

Andando a sostituire i valori reali del caso in esame si ottiene il seguente risultato:

$$M_{Rd,SLU} = 0,9 \cdot \left(9730 \cdot 1150 \cdot \frac{1670}{1,15} \right) = 14624 \text{ kNm}$$

Si procede quindi con il calcolo del momento sollecitante facendo riferimento ai carichi agenti sulla trave, definiti in precedenza al *Paragrafo 7.1.1*, ovvero il peso proprio della trave, i pesi permanenti portati e i carichi variabili dovuti alla folla; i vari momenti nella sezione di mezzeria sono stati dapprima determinati per ogni singolo carico in maniera separata facendo riferimento allo schema isostatico di trave in semplice appoggio, con la nota relazione per cui $M_{L/2} = ql^2/8$; se ne riportano i risultati:

- Momento dovuto al peso proprio della trave: $M_{ppt} = 5399,16 \text{ kNm}$
- Momento dovuto ai pesi permanenti portati: $M_{ppp} = 70,48 \text{ kNm}$
- Momento dovuto ai carichi variabili: $M_q = 2278,13 \text{ kNm}$

Il momento sollecitante complessivo, considerando la combinazione rara in riferimento agli SLE, è dato dalla somma dei vari contributi:

$$M_{Ed,SLE} = M_{ppt} + M_{ppp} + M_q = 7747,76 \text{ kNm}$$

Si va quindi ad eseguire la verifica confrontando il momento resistente M_{Rd} calcolato in precedenza con il momento sollecitante M_{Ed} .

$$\frac{M_{Rd,SLU}}{M_{Ed,SLE}} = \frac{14624}{7747,76} = 1,89 \geq 1,5$$

La verifica risulta pertanto essere soddisfatta.

Per completezza nella trattazione si procede anche con il calcolo del momento sollecitante in riferimento agli Stati Limite Ultimi, andando a considerare la fattorizzazione delle azioni tramite l'applicazione dei coefficienti di sicurezza, indicati in *Figura 6.23*, ai momenti sollecitanti definiti in precedenza; si ottengono i seguenti risultati:

- Momento dovuto al peso proprio della trave: $M_{ppt} = 1,35 \cdot 5399,16 = 7288,86 \text{ kNm}$
- Momento dovuto ai pesi permanenti portati: $M_{ppp} = 1,5 \cdot 70,48 = 105,72 \text{ kNm}$
- Momento dovuto ai carichi variabili: $M_q = 1,35 \cdot 2278,13 = 3075,47 \text{ kNm}$

Il momento sollecitante complessivo è dato dalla somma dei vari contributi:

$$M_{Ed,SLU} = M_{ppt} + M_{ppp} + M_q = 10470 \text{ kNm}$$

Si va quindi ad eseguire la verifica confrontando il momento resistente M_{Rd} calcolato in precedenza con il momento sollecitante M_{Ed} , ottenendo:

$$\frac{M_{Rd,SLU}}{M_{Ed,SLU}} = \frac{14624}{10470} = 1,4 \geq 1$$

La verifica risulta pertanto essere soddisfatta.

Le sollecitazioni, come detto, per una trave in semplice appoggio sono massime in mezzzeria rispetto alle altre sezioni, riducendosi allontanandosi verso le estremità della trave; allo stesso modo però anche i trefoli efficaci disposti diminuiscono spostandosi verso gli appoggi. È stato controllato quindi per completezza e sicurezza il rispetto della verifica anche per le sezioni a $L/4$ e $L\Phi$, la quale risulta in tutti i casi soddisfatta.

7.4 Vibrazioni sulla struttura

La trattazione teorica in merito alle vibrazioni e agli effetti che provocano sulle strutture è stata affrontata in precedenza al *Paragrafo 4.4* in relazione alla soluzione progettuale con struttura in acciaio, così come i ranges di frequenze che devono essere evitati in modo da garantire una situazione di comfort verso gli utenti della passerella ciclopedonale.

Si procede quindi con il calcolo delle frequenze in riferimento alla seconda ipotesi di soluzione dell'impalcato in C.A.P., conoscendo tutte le grandezze necessarie, per poi verificare il rispetto dei limiti imposti e riportati in *Figura 4.9*, alla quale si rimanda l'attenzione.

La massa totale dell'impalcato sarà data dalla somma del peso della “sezione a C” realizzata in C.A.P. che forma la struttura portante e del peso dello strato di pavimentazione in resina, si ottiene una massa di $m = 162063,3 \text{ kg} = 1620633 \text{ N}$.

Come modulo elastico si adotta quello del calcestruzzo C45/55 impiegato, pari quindi a $E = 36416 \text{ MPa}$. Per quanto riguarda il momento d'inerzia, si utilizza il momento d'inerzia della sezione resistente in c.a., perciò $J = 3,00 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$, mentre la lunghezza della trave $L = 27 \text{ m}$ corrisponde alla luce totale dell'impalcato. Si calcola quindi la pulsazione relativa al primo modo di vibrare e i rispettivi periodo e frequenza:

$$\omega_1 = \frac{\pi^2}{L} \sqrt{\frac{EJ}{m}} = \frac{\pi^2}{27 \text{ m}} \sqrt{\frac{36416 \text{ MPa} \cdot 3,00 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4}{1620633 \text{ N}}} = 30,03$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{2\pi}{30,03} = 0,209 \text{ s}$$

$$f_1 = \frac{1}{T_1} = \frac{\omega_1}{2\pi} = \frac{1}{0,209 \text{ s}} = \frac{30,03}{2\pi} = 4,78 \text{ Hz}$$

La frequenza ottenuta dal calcolo risulta essere maggiore del limite fondamentale e più stringente di 3 Hz imposto dalla normativa per rispettare il comfort degli utenti nei confronti della struttura, e anche la seconda limitazione è rispettata essendo la frequenza maggiore di 4,5 Hz; questa condizione fa sì che si possa preferire questa seconda ipotesi tra le due soluzioni in C.A.P., solo per quanto riguarda le vibrazioni.

8. STRUTTURA IN F.R.P.

Per il dimensionamento della struttura in materiale composito FRP, poiché tale procedimento si discosta dalle usuali tecniche di calcolo, si è fatto riferimento a quanto suggerito dalla società FiberCore, che è stata contattata proprio con l'obiettivo di ottenere una soluzione progettuale che soddisfi le esigenze della passerella oggetto di studio.

FiberCore è una società olandese specializzata nella realizzazione di ponti, chiuse e impalcati per passerelle ciclopedonali e ponti stradali, realizzati in materiale composito, estremamente resistente.

La società costruisce le strutture in FRP all'interno del proprio stabilimento di Rotterdam, e li consegna prefabbricati in cantiere, occupandosi del montaggio completo dell'impalcato del ponte.

Le strutture in FRP realizzate da FiberCore sono completamente prefabbricate, senza incollaggio interno o bullonatura, la capacità resistente si affida quindi completamente alle fibre di vetro.

Le dimensioni massime degli elementi strutturali che possono essere prodotti sono dettate dalla logistica, quindi dall'ingombro in stabilimento, dalla movimentazione e dal trasporto, non dalla tecnologia di produzione in sé; la lunghezza della passerella ciclopedonale oggetto di studio si spinge proprio al limite massimo di lunghezza realizzabile, questo comporta che lo spessore dell'impalcato risulterà elevato.

Nello specifico, per una passerella ciclopedonale a campata unica, su una luce di 27 metri, per una larghezza di 5 metri, è stata proposta una sezione dell'impalcato di altezza pari a 1 metro; dal punto di vista geometrico questa soluzione rimanda molto alla prima ipotesi di impalcato in C.A.P., dove la sezione resistente ha una forma rettangolare.

In quel caso la sezione non era stata ipotizzata piena, ma erano presenti fori di alleggerimento, allo stesso modo in questo caso la matrice di resina fibrorinforzata non copre la totalità della sezione, ma è disposta all'estradosso e all'intradosso in strati di pelli di materiale FRP, con le stuoie di fibre e resina iniettata che si risvoltano verticalmente, andando ad avvolgere i blocchi di schiuma con funzione di alleggerimento.

La sezione dell'impalcato si presenta, in maniera schematica, come segue:



Figura 8.1: Sezione impalcato in F.R.P.

A completamento della struttura dell'impalcato, si prevedono adeguati parapetti laterali.

Essendo note le dimensioni totali dell'impalcato, se ne conosce quindi anche il volume, andando ora a moltiplicare tale quantità per il peso specifico del materiale con cui è stato realizzato, che per il caso in esame in FRP è pari a $182,96 \text{ kg/m}^3$, si ottiene il peso totale della struttura, ovvero $24705 \text{ kg} = 247,05 \text{ kN}$.

Inoltre, sempre secondo quanto definito da FiberCore, si può assumere un modulo elastico della sola parte strutturale del materiale pari a 13200 MPa , e il momento d'inerzia della sezione, considerando solamente l'area di matrice fibrorinforzata ed escludendo i blocchi di alleggerimento in schiuma, si può stimare dell'ordine di grandezza di $2,76 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$.

Oltre al peso proprio dell'impalcato, andranno ad agire sulla struttura anche i carichi permanenti portati dovuti ai parapetti laterali, ipotizzando un carico per metro lineare di $0,5 \text{ kN/m}$; a questi sarà da aggiungere il carico dovuto alla presenza di folla compatta, noto e da assumere pari a 5 kN/m^2 .

Definiti tutti i carichi agenti, per metro lineare o per superficie e quindi da moltiplicare per la larghezza d'influenza di 5 metri, si possono sommare e definire il carico totale agente sulla struttura pari a $35,15 \text{ kNm}$; sempre considerando il comportamento di trave in semplice appoggio si può determinare la freccia che si forma sotto i carichi di esercizio, per poi andarla a confrontare con il limite

imposto dalla normativa di 1/250 della luce; per il calcolo della freccia è stata utilizzata la nota formula:

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{EJ}$$

dove E rappresenta il modulo elastico considerato per il composito e J il momento d'inerzia della sezione reagente, perciò si ha:

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{35,15 \text{ kN/m} \cdot (27 \text{ m})^4}{13200 \text{ MPa} \cdot (2,76 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4} = 66,80 \text{ mm} < \frac{L}{250} = 108 \text{ mm}$$

Il limite da normativa è pertanto soddisfatto.

Una volta note le grandezze relative al materiale e alla geometria della sezione si può andare ad effettuare anche l'analisi delle vibrazioni su questa tipologia di impalcato, come fatto in precedenza, ottenendo un'idea di massima del comportamento della struttura.

Si calcola quindi la pulsazione relativa al primo modo di vibrare e i rispettivi periodo e frequenza:

$$\omega_1 = \frac{\pi^2}{L} \sqrt{\frac{EJ}{m}} = \frac{\pi^2}{27 \text{ m}} \sqrt{\frac{13200 \text{ MPa} \cdot 2,76 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4}{274050 \text{ N}}} = 42,14$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{2\pi}{42,14} = 0,149 \text{ s}$$

$$f_1 = \frac{1}{T_1} = \frac{\omega_1}{2\pi} = \frac{1}{0,149 \text{ s}} = \frac{42,14}{2\pi} = 6,706 \text{ Hz} > 5 \text{ Hz}$$

La frequenza ottenuta dal calcolo risulta quindi essere maggiore dei limiti imposti per rispettare il comfort degli utenti nei confronti della struttura.

Si riportano alcune rappresentazioni grafiche, per descrivere in maniera più chiara la geometria e l'aspetto della struttura; inoltre, in allegato al termine della trattazione è presente la tavola contenete planimetria, prospetto e sezioni dell'opera.

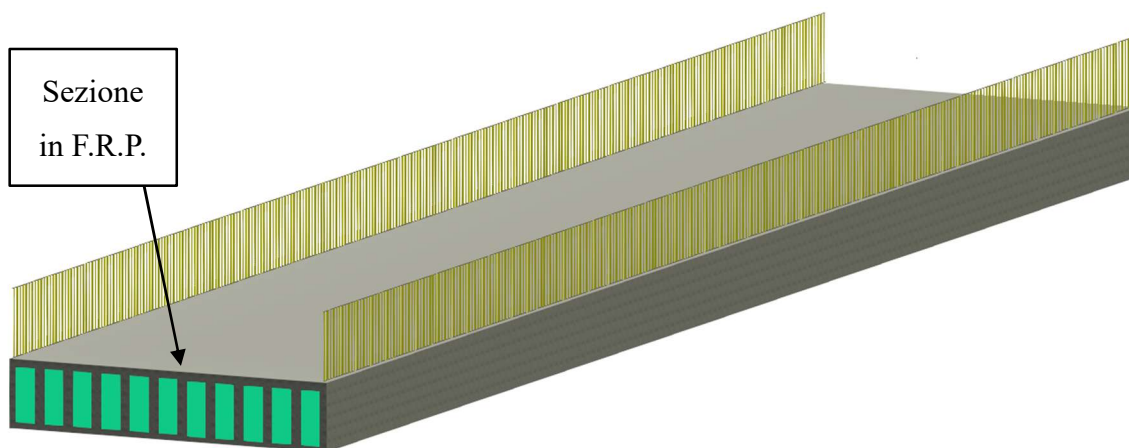


Figura 8.2: Passerella ciclopedonale in F.R.P.

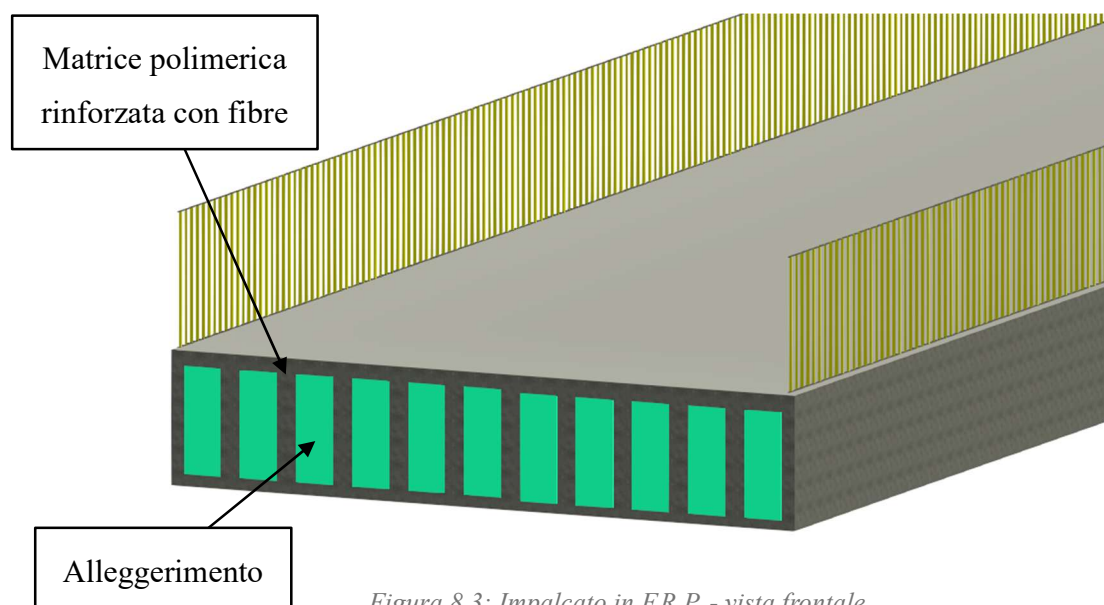


Figura 8.3: Impalcato in F.R.P. - vista frontale

(cfr. Tavola 5: “Passerella ciclopedonale in F.R.P.”)

9. SOSTENIBILITA' E IMPATTO AMBIENTALE

Lo studio riguarda proprio il confronto tra le varie soluzioni progettuali proposte, in modo da valutare gli aspetti che possano indirizzare la scelta per la realizzazione di una proposta o un'altra.

Tali valutazioni vengono fatte sicuramente per quanto riguarda la geometria della struttura, in relazione all'impatto che questa può avere all'interno del contesto circostante quindi, per esempio, prediligendo soluzioni architettoniche particolari, in questo caso però ogni soluzione è riferita a una passerella ciclopedonale a travata in semplice appoggio, e a variare sono i materiali.

I materiali nello specifico hanno un'incidenza in termini di pesi, quindi la massa totale della struttura, e soprattutto in termini di costi dovuti alla produzione.

A livello di produzione dei materiali da impiegare nella realizzazione dell'impalcato, è di interesse un ulteriore aspetto che riguarda questa volta l'impatto ambientale, in termini di emissioni di CO₂ nell'atmosfera, quantità che può dare un'indicazione sulla sostenibilità e sull'inquinamento della produzione. Per quanto riguarda la sostenibilità di un materiale o di una struttura, si dovranno fare considerazioni in merito anche alla manutenzione e al degrado del materiale, oltre che alla possibilità di riciclo e smaltimento, con riferimento alle condizioni di "End of life", al termine dell'utilizzo dell'opera.

Nei prossimi paragrafi verrà trattato ogni aspetto preso in esame per il confronto tra le soluzioni progettuali; poiché le valutazioni fanno riferimento ai diversi materiali impiegati (peso, costo, produzione), si rende necessario un riepilogo delle quantità totali di materiale per ogni tipologia di struttura dell'impalcato.

Per la struttura in acciaio si considerano i materiali degli elementi che compongono l'impalcato, ovvero l'acciaio strutturale delle travi principali, dei traversi e degli irrigidimenti, l'acciaio della lamiera grecata, il calcestruzzo e le armature della soletta, la resina della pavimentazione; se ne riportano a seguire le quantità totali.

TOTALE QUANTITA' DI MATERIALE	
Acciaio strutturale (di cui:)	49290,53 [kg]
- Travi principali	42474,78 [kg]
- Traversi	2449,20 [kg]
- Piastre di irrigidimento	4366,55 [kg]
Lamiera grecata	135,00 [m ²]
Calcestruzzo per soletta	12,08 [m ³]
Armature soletta in c.a.	280,22 [kg]
Resina per pavimentazione	2025,00 [kg]

Figura 9.1: Soluzione in acciaio - totale quantità materiali

In riferimento alla struttura in legno si considerano invece, ovvero il legno lamellare strutturale delle travi principali e dei traversi, il legno del tavolato, l'acciaio degli irrigidimenti e quello per le connessioni (piastre e viti) del quale si esegue una stima; se ne riportano le quantità totali:

TOTALE QUANTITA' DI MATERIALE	
Legno strutturale (di cui:)	62,28 [m ³]
- Travi principali	43,20 [m ³]
- Traversi	19,08 [m ³]
Tavolato per pavimentazione	135,00 [m ²]
Tubi in acciaio per rinforzi	2132,06 [kg]
Acciaio per connessioni (piastre e viti)	132,59 [kg]

Figura 9.2: Soluzione in legno - totale quantità materiali

Per quanto riguarda la prima ipotesi di impalcato in C.A.P. si considerano i materiali degli elementi che compongono l'impalcato, ovvero il calcestruzzo della sezione, gli acciaio da precompressione e di armatura lenta, la resina della pavimentazione e i parapetti laterali; se ne riportano le quantità totali:

TOTALE QUANTITA' DI MATERIALE	
Calcestruzzo per soletta in c.a.p.	70,89 [m ³]
Acciaio da precompressione	3299,64 [kg]
Acciaio armatura lenta	4050,00 [kg]
Resina per pavimentazione	2088,28 [kg]
Parapetti laterali	2700,00 [kg]

Figura 9.3: Soluzione in C.A.P. (ip.1) - totale quantità materiali

Mentre per la seconda ipotesi di impalcato in C.A.P. si considerano gli stessi materiali del caso precedente a eccezione dei parapetti laterali, poiché le porzioni laterali in calcestruzzo ne svolgono il compito; se ne riportano le quantità totali:

TOTALE QUANTITA' DI MATERIALE	
Calcestruzzo per soletta in c.a.p.	63,99 [m ³]
Acciaio da precompressione	2062,27 [kg]
Acciaio armatura lenta	3375,00 [kg]
Resina per pavimentazione	2088,28 [kg]

Figura 9.4: Soluzione in C.A.P. (ip.2) - totale quantità materiali

Mentre per la soluzione in F.R.P. si vanno a considerare solamente la sezione in materiale composito, con peso pari a 24705 kg, e i parapetti laterali che ipotizzando un carico incidente di 0,5 kN/m, disposti su entrambi i lati dell'impalcato per tutto il suo sviluppo, generano un peso di 2700 kg.

Si vogliono ora confrontare le masse di ogni soluzione progettuale proposta, considerando solamente il peso dei materiali principali che compongono la struttura, trascurando i carichi accessori.

Nello specifico si considerano:

- per l'impalcato in acciaio l'acciaio strutturale e quello per la lamiera oltre al calcestruzzo della soletta;
- per l'impalcato in legno si valuta il legno lamellare strutturale e del tavolato;
- per le soluzioni in C.A.P. la totalità di calcestruzzo e l'acciaio dei trefoli da precompressione;
- per l'impalcato in F.R.P. si considera solamente il peso del materiale composito.

Si ottiene perciò il grafico che viene riportato in *Figura 9.5*, il quale mette a confronto le varie proposte progettuali per la passerella ciclopeditale.

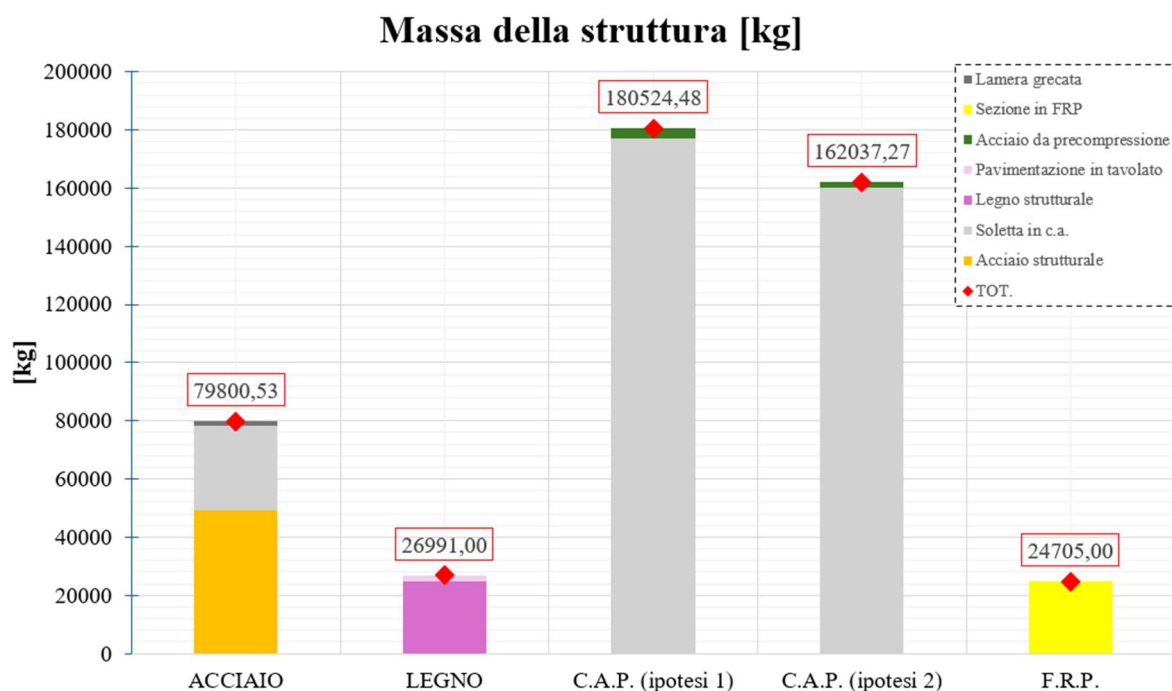


Figura 9.5: Grafico di confronto - Massa della struttura

Dal grafico si evince, come era facile aspettarsi, che le due soluzioni di impalcato in C.A.P. risultano essere quelle maggiormente pesanti, ciò è dovuto al fatto che si impiega un alto quantitativo di calcestruzzo (il contributo dell'acciaio da precompressione è minimo) e le sezioni sono tozze.

Le soluzioni ottimali in termini di peso risultano essere l'impalcato in legno e in F.R.P., entrambi materiali molto leggeri; mentre per quanto riguarda l'acciaio, anch'esso risulta essere una buona soluzione dato il rapporto resistenza/peso del materiale e data la snellezza della sezione, a incidere negativamente anche in questo caso è il peso del calcestruzzo impiegato nella soletta.

9.1 Impronta CO₂e

In questo paragrafo si vuole affrontare l'argomento dell'impatto ambientale in termini di impronta di CO₂, di emissioni dovute alla produzione del materiale da costruzione.

Per valutare la sostenibilità di una soluzione progettuale si segue l'approccio al ciclo di vita dell'opera, in particolare si effettua l'analisi del Life Cycle Assessment (LCA) considerando nell'insieme i processi produttivi dei materiali

da costruzione, le tecniche realizzative e di messa in opera, le operazioni di manutenzione e le modalità di smaltimento e riciclo dei materiali di rifiuto.

L'impatto ambientale viene quindi studiato in relazione alle quantità di emissioni di anidride carbonica equivalente, espressa in kgCO₂e; per ogni tipologia di materiale viene indicato il fattore di carbonio, ovvero l'impronta di CO₂ espressa per unità di prodotto a esempio kgCO₂e/kg o kgCO₂e/m³.

La quantità di carbonio emessa, definita in maniera tecnica come carbonio incorporato, viene quindi determinata moltiplicando la quantità di ciascun materiale per il relativo fattore di carbonio:

$$\text{carbonio incorporato (kgCO}_2\text{e)} = \text{quantità di materiale (kg)} \times \text{fattore di carbonio (kgCO}_2\text{e/kg)}$$

L'analisi del ciclo di vita (LCA) considera varie fasi che incidono nel calcolo dell'impronta di carbonio, le quali sono:

- *Fase del prodotto*: Moduli A1–A3. Include le emissioni di CO₂e rilasciate durante l'estrazione, la lavorazione, la produzione (inclusa la prefabbricazione di componenti o elementi) e il trasporto dei materiali tra questi processi, fino a quando il prodotto lascia la fabbrica per essere trasportato al sito.

- *Fase del processo di costruzione*: Moduli A4 e A5. Include le emissioni di CO₂e rilasciate durante il trasporto verso il sito dei materiali, l'uso di energia per le attività di cantiere (baracche di cantiere, uso di macchinari, etc.) e le emissioni associate al trattamento a fine vita dei materiali.

- *Fase di utilizzo*: Moduli B1–B7. Include le emissioni di CO₂e rilasciate durante l'uso, la manutenzione, la riparazione, la sostituzione, la ristrutturazione, l'energia operativa e l'acqua mentre l'edificio è in uso.

- *Fase di fine vita*: Moduli C1–C4. Include le emissioni di CO₂e rilasciate durante lo smantellamento, la demolizione e il trasporto dei materiali fuori dal sito, il trattamento dei rifiuti e lo smaltimento dei materiali.

- Modulo D: Si stimano eventuali benefici o carichi di CO₂e oltre il ciclo di vita del progetto associati al riciclo dei materiali, al recupero di energia dai materiali e al riutilizzo completo dei prodotti.

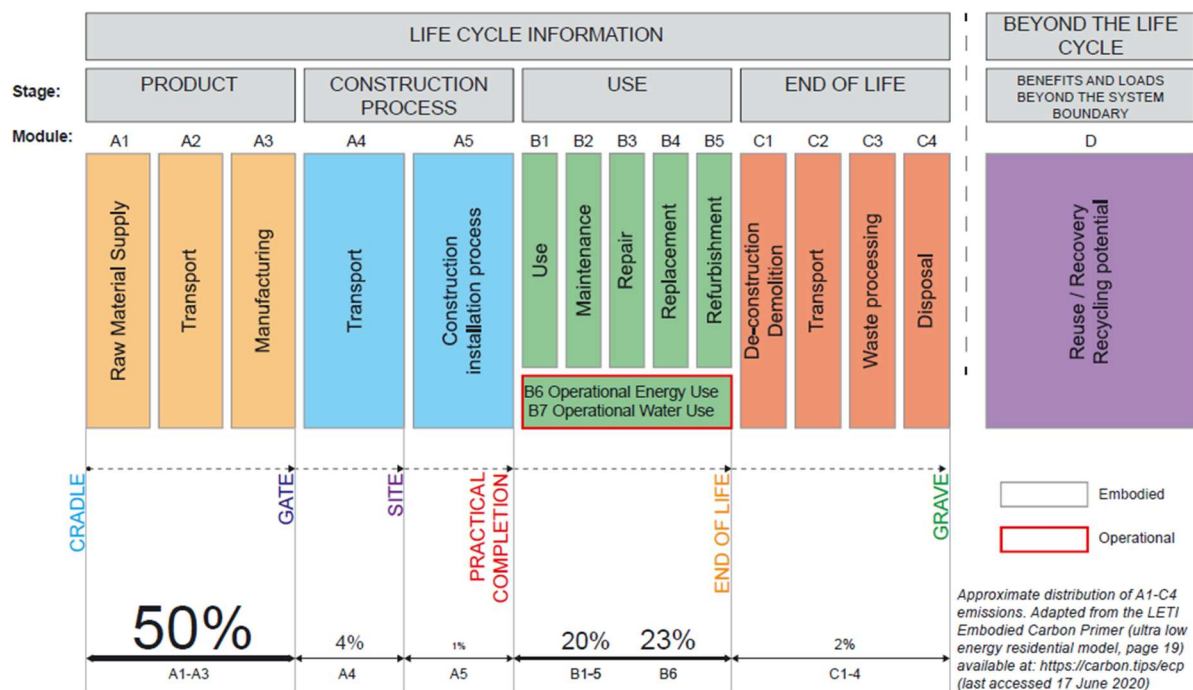


Figura 9.6: Fasi analisi del ciclo di vita (LCA)

Come obiettivo minimo per il calcolo del ciclo di vita e per le valutazioni del carbonio incorporato negli elementi strutturali, dovrebbero essere considerati i moduli A1-A5, per gli elementi della sottostruttura e della sovrastruttura; questo principalmente perché le emissioni considerate nei moduli A1-A5 saranno rilasciate prima del 2050 e sono quindi le emissioni di cui si ha un più urgente bisogno di ridurre, inoltre la maggior parte del carbonio incorporato delle strutture è associato a questi moduli.

Ulteriore semplificazione può essere effettuata andando a considerare solamente i moduli A1-A3, ai quali si riferisce la parte preponderante di carbonio incorporato, costituendo la vera e propria fase del prodotto nel momento della produzione; mentre le emissioni alle quali si riferisce il modulo A4 riguardano principalmente il trasporto dei materiali dalla fabbrica al sito, e costituiscono tipicamente meno del 10% del carbonio totale incorporato di una struttura, così come le emissioni considerate nel modulo A5, relative ai consumi di energia, che rappresentano una percentuale di carbonio incorporato non significativa.

Il fattore di carbonio relativo ai moduli A1-A3 dipende dai seguenti aspetti: luogo in cui sorgerà l'opera (valori medi per una regione o paese); luogo nel quale i prodotti vengono fabbricati e le specifiche del materiale.

Come detto, la maggior parte del carbonio incorporato per gli elementi strutturali di una costruzione civile è tipicamente associato al ciclo di vita dei moduli A1-A3, i quali rappresentano quelle emissioni immediate per le quali i dati disponibili sono maggiormente affidabili; di conseguenza tali emissioni sono le più facili da calcolare.

Per definire il fattore di carbonio legato a ogni tipologia di materiale si deve fare riferimento a una valida "Dichiarazione ambientale di prodotto (EPD)", ovvero un documento verificato che comunica le informazioni relative all'impatto ambientale del ciclo di vita dei prodotti.

Mentre le quantità totali di materiale da analizzare per ciascuna soluzione progettuale sono già state in precedenza definite, si dovranno ora andare a determinare i vari fattori di carbonio riferiti a ogni tipologia di materiale; per fare ciò è stata consultata la banca dati messa a disposizione da One Click LCA, all'interno della quale sono presenti le varie dichiarazioni EPD per ogni materiale di interesse.

All'interno del database sono stati selezionati i vari fattori di carbonio, ovvero le quantità di CO₂ espresse per unità di prodotto, i quali vengono riportati a seguire:

Tipologia di materiale	Fattore di carbonio
Acciaio strutturale "classico"	1,22 [kg]
Acciaio strutturale "Xcarb"	0,333 [kg]
Lamiera grecata	8,47 [m ²]
Calcestruzzo	430 [m ³]
Acciaio armatura lenta	1,29 [kg]
Resina per pavimentazione	2,5 [kg]
Legno strutturale	72 [m ³]
Tavolato per pavimentazione	1,39 [m ²]
Tubi in acciaio	2,27 [kg]
Connessioni in acciaio	0,388 [kg]
Acciaio da precompressione	1,22 [kg]
Parapetti laterali	1,34 [kg]
Materiale F.R.P.	2,7 [kg]

Figura 9.7: Fattori di carbonio dei vari materiali

Questi valori dovranno quindi essere moltiplicati per le quantità totali di materiale, espresse nelle precedenti *Figure 9.1-9.4*, in modo da ottenere l'impronta di CO₂ in termini di emissioni di carbonio durante le fasi di produzione per le diverse soluzioni progettuali proposte.

Si ottengono i risultati che vengono esposti nel seguito, andando a evidenziare anche l'incidenza percentuale di ogni tipologia di prodotto sul totale.

In primo luogo, si presentano i risultati ottenuti per la struttura con l'impalcato in acciaio, differenziando tra l'acciaio strutturale definito "classico" e quello definito "Xcarb".

STRUTTURA IN ACCIAIO "CLASSICO"		
Materiale	kgCO ₂ e (A1 - A3)	Incidenza %
Acciaio strutturale "classico"	60134,44	83,64%
Soletta in c.a.	5193,78	7,22%
Lamera grecata	1143,45	1,59%
Armature soletta	361,48	0,50%
Pavimentazione in resina	5062,50	7,04%
TOT.	71895,65	100,00%
TOT. / m²	532,56	

Figura 9.8: Impronta CO₂ - struttura in acciaio "classico"

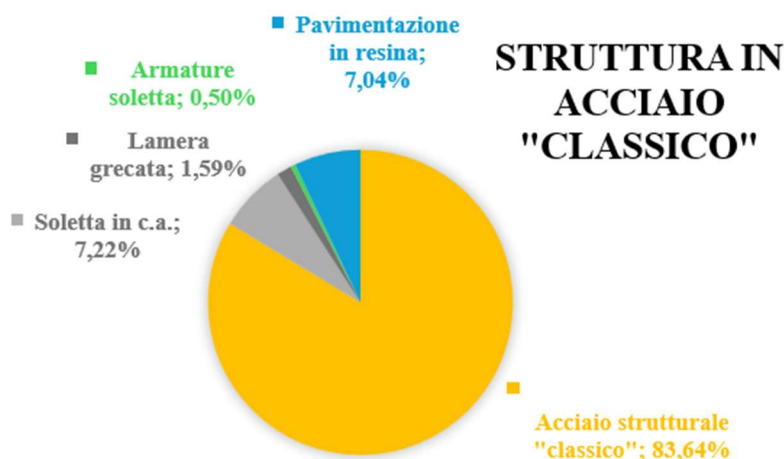


Figura 9.9: Incidenza materiali sull'impronta di CO₂

Il fattore di carbonio dell'acciaio del modulo A1-A3 dipende principalmente dalla quantità dell'acciaio strutturale, variando quindi a seconda della sua qualità, in termini di contenuto di acciaio riciclato e di metodo di produzione; ovvero si deve

considerare la quantità di energia utilizzata nel processo di produzione, e la provenienza; risulta quindi interessante vedere come impiegando un acciaio di tipo “Xcarb” vada a diminuire la quantità totale di carbonio incorporato dalla struttura, così come l’incidenza dell’acciaio sul totale dei materiali.

Si presentano quindi i risultati dell’analisi relativa all’acciaio “Xcarb”.

STRUTTURA IN ACCIAIO "XCARB"		
Materiale	kgCO ₂ e (A1 - A3)	Incidenza %
Acciaio strutturale Xcarb	16413,75	58,26%
Soletta in c.a.	5193,78	18,43%
Lamera grecata	1143,45	4,06%
Armature soletta	361,48	1,28%
Pavimentazione in resina	5062,50	17,97%
TOT.	28174,96	100,00%
TOT. / m²	208,70	

Figura 9.10: Impronta CO₂ - struttura in acciaio "Xcarb"

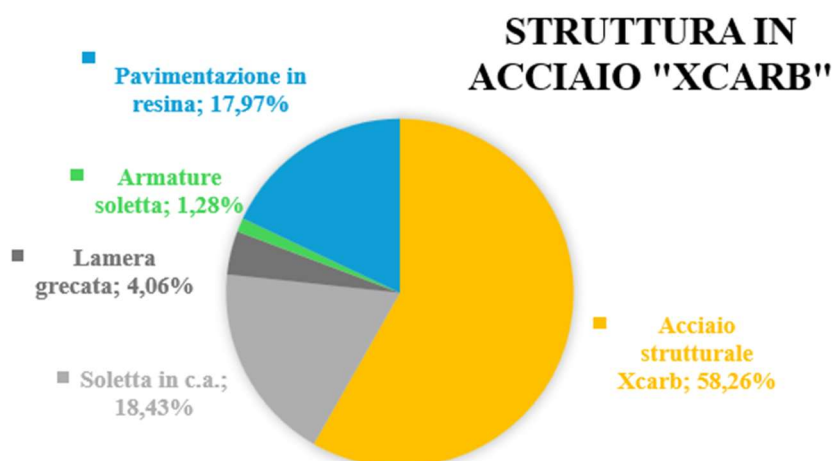


Figura 9.11: Incidenza materiali sull'impronta di CO₂

Passando alla struttura dell’impalcato in legno, l’aspetto dell’impatto ambientale necessita considerazioni diverse, in particolare andando ad analizzare la differenza tra “carbonio biogenico” e “carbonio fossile prodotto dalle emissioni”. L’anidride carbonica, infatti, viene rimossa dall’atmosfera durante la crescita degli alberi attraverso la fotosintesi e temporaneamente immagazzinata all’interno del legno, fino a quando non verrà rilasciata alla fine del ciclo di vita, sotto forma di gas serra (CO₂), ad esempio attraverso la combustione o la decomposizione del legname, questo carbonio immagazzinato è definito “carbonio biogenico”.

Perciò agli effetti negativi immediati delle emissioni di carbonio fossile dovute alle fasi di produzione di una trave in legno, si affianca questo beneficio climatico, per tutto il tempo in cui il carbonio è mantenuto all'interno della struttura, a tal proposito, il carbonio biogenico non è considerato allo stesso modo del carbonio fossile.

Si presentano i risultati ottenuti per l'impronta di CO₂ della struttura in legno, con l'incidenza di ogni tipologia di materiale sul totale.

STRUTTURA IN LEGNO		
Materiale	kgCO ₂ e (A1 - A3)	Incidenza %
Legno strutturale	4484,16	46,89%
Pavimentazione in tavolato	187,65	1,96%
Rinforzi con tubi in acciaio	4839,78	50,61%
Acciaio per connessioni (piastre e viti)	51,44	0,54%
TOT.	9563,03	100,00%
TOT. / m²	70,84	

Figura 9.12: Impronta CO₂ - struttura in legno

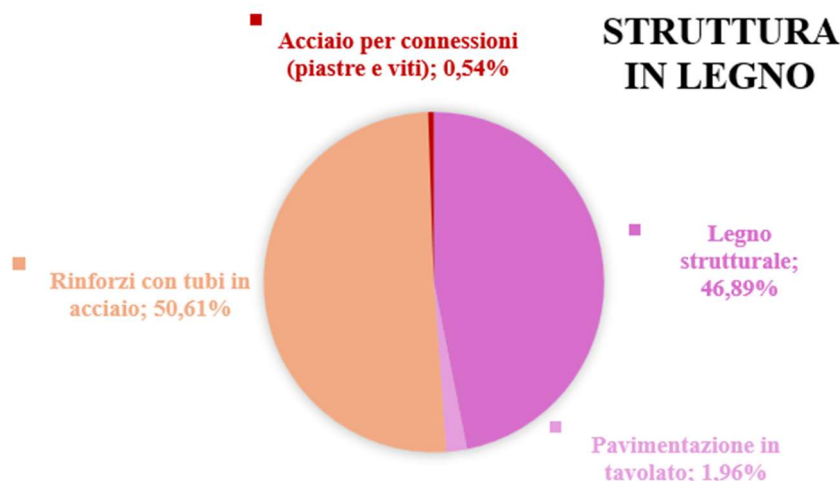


Figura 9.13: Incidenza materiali sull'impronta di CO₂

Analizzando invece le strutture nelle quali l'impalcato è realizzato in C.A.P., l'impronta di carbonio incorporato da parte del calcestruzzo è fortemente influenzata dalla quantità di cemento Portland contenuta al suo interno; la miscela di calcestruzzo deve essere quindi ottimizzata in modo da ottenere il requisito di minimo di carbonio incorporato, scegliendo attentamente il mix design dei materiali costituenti.

L'incidenza maggiore è sicuramente quella fornita dal calcestruzzo, essendo caratterizzato da un quantitativo maggiore di materiale, ma anche gli acciai da precompressione o per la realizzazione dei parapetti, così come la resina, danno un contributo non trascurabile in termini di emissioni durante la produzione.

Si presentano i risultati ottenuti per entrambe le ipotesi di struttura in C.A.P.

Per l'ipotesi 1:

STRUTTURA IN C.A.P. (ipotesi 1)		
Materiale	kgCO ₂ e (A1 - A3)	Incidenza %
Sezione in calcestruzzo	30482,67	62,76%
Acciaio da precompressione	4025,56	8,29%
Acciaio armatura lenta	5224,50	10,76%
Pavimentazione in resina	5220,70	10,75%
Parapetti laterali	3618,00	7,45%
TOT.	48571,43	100,00%
TOT. / m²	359,79	

Figura 9.14: Impronta CO₂ - struttura in C.A.P. ip.1

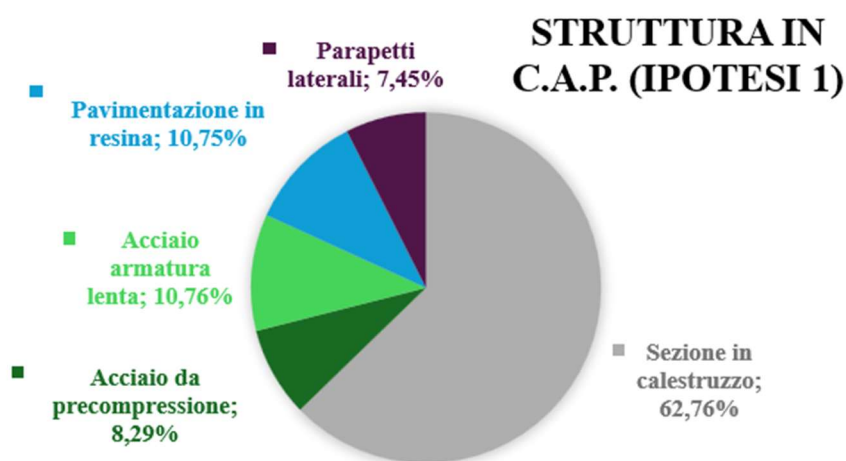


Figura 9.15: Incidenza materiali sull'impronta di CO₂

Per l'ipotesi 2:

STRUTTURA IN C.A.P. (ipotesi 2)		
Materiale	kgCO ₂ e (A1 - A3)	Incidenza %
Sezione in calcestruzzo	27515,70	69,47%
Acciaio da precompressione	2515,97	6,35%
Acciaio armatura lenta	4353,75	10,99%
Pavimentazione in resina	5220,70	13,18%
TOT.	39606,13	100,00%
TOT. / m²	293,38	

Figura 9.16: Impronta CO₂ - struttura in C.A.P. ip.2

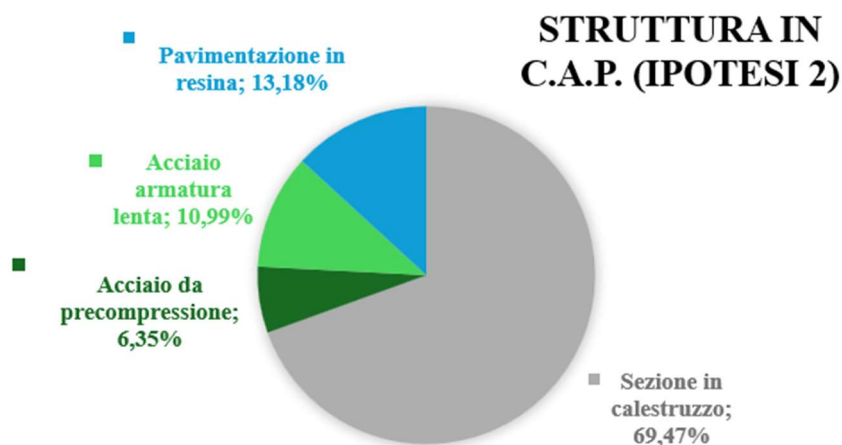


Figura 9.17: Incidenza materiali sull'impronta di CO₂

Le distribuzioni dell'incidenza dei vari materiali sono pressoché analoghe, la differenza sulla quantità totale di carbonio incorporato è dovuta alla differenza che c'è tra le aree delle due sezioni resistenti, con un quantitativo maggiore di calcestruzzo e di armatura da precompressione, oltre alla presenza dei parapetti laterali, nella prima ipotesi rispetto alla seconda.

Si riporta infine l'analisi dell'impronta di carbonio per la struttura realizzata in F.R.P., l'unico materiale che dà un contributo in termini di emissioni di CO₂ durante la produzione è proprio il materiale composito, al quale si può aggiungere

anche l'effetto della produzione dei parapetti laterali, i quali hanno però un'incidenza minima sul totale.

Non essendo un materiale classico e non ancora ampiamente diffuso per l'impiego in elementi strutturali, il valore del fattore di carbonio non è stato selezionato dalla banca dati di One Click LCA, ma il valore è stato direttamente fornito dalla società produttrice FiberCore.

STRUTTURA IN F.R.P.		
Materiale	kgCO ₂ e (A1 - A3)	Incidenza %
Sezione in FRP	66703,50	94,86%
Parapetti laterali	3618,00	5,14%
TOT.	70321,50	100,00%
TOT. / m²	520,90	

Figura 9.18: Impronta CO₂ - struttura in F.R.P.

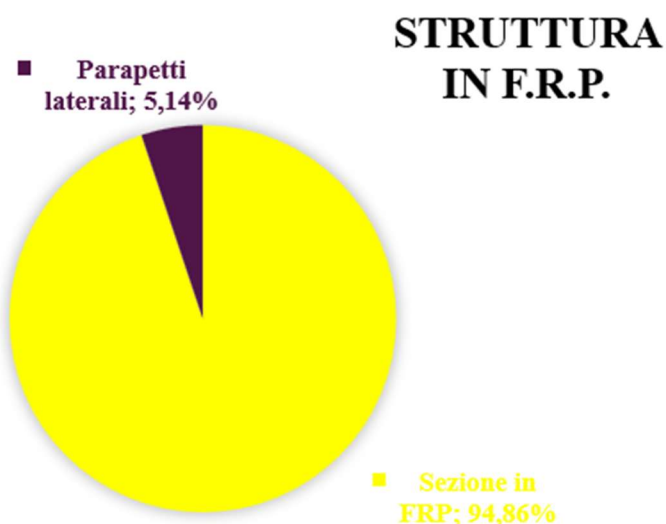


Figura 9.19: Incidenza materiali sull'impronta di CO₂

Volendo adesso effettuare il confronto tra tutte le soluzioni, si raggruppano i risultati ottenuti e descritti nelle Figure 9.8-9.19 in un unico grafico, nel quale si evidenzia l'impronta totale in termini di kgCO₂e di ogni soluzione progettuale, sottolineando anche i vari contributi dei diversi materiali sulle quantità di carbonio incorporato.

Analisi kg CO₂e (A1 - A3)

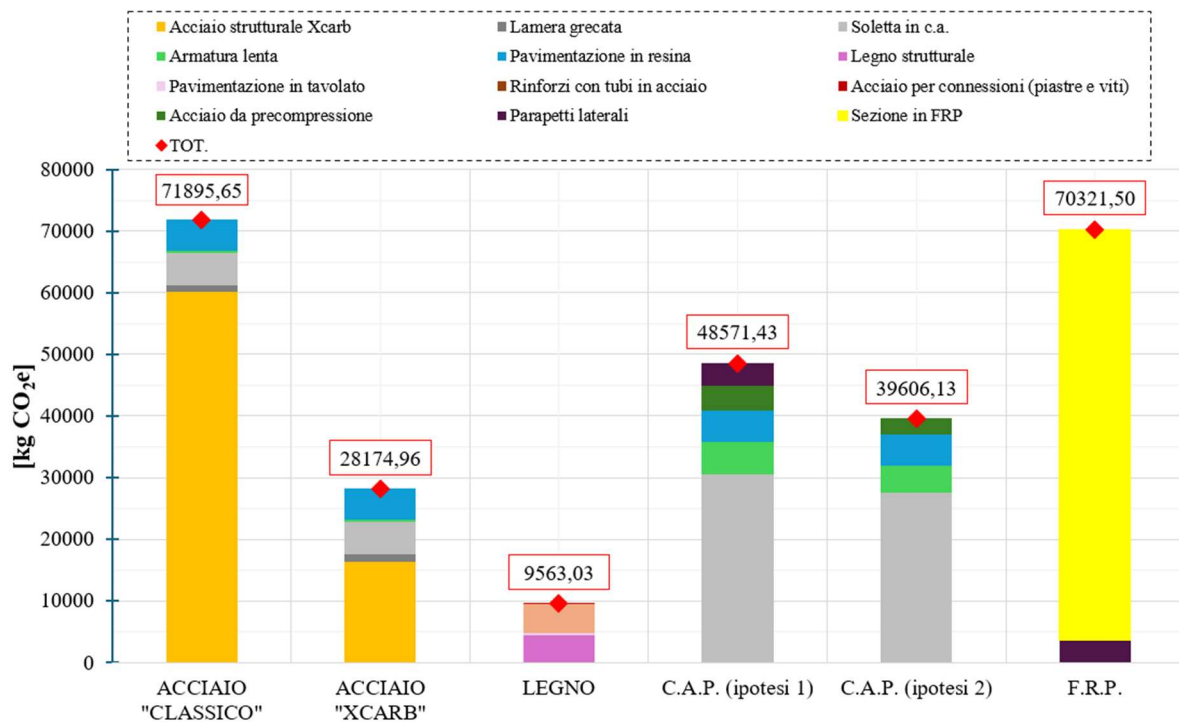


Figura 9.20: Analisi kgCO₂e delle varie soluzioni progettuali

Dalla rappresentazione grafica si evince come il legno sia in assoluto la soluzione migliore in termini di impatto ambientale legato alle emissioni, mentre l'utilizzo del calcestruzzo provoca inquinamento maggiore legato alla sua produzione; anche la struttura realizzata in acciaio "Xcarb" presenta aspetti positivi in termini di sostenibilità, dovuti all'impiego di acciaio riciclato e prodotto con energia rinnovabile, a differenza dell'acciaio "classico" il quale ha un impatto elevato sull'emissione di carbonio.

Anche il materiale composito F.R.P. dal punto di vista dell'impronta di CO₂ nella fase di produzione non è ottimale, a causa anche dell'elevata quantità di materiale necessario per questa struttura in particolare, a differenza di altri pregi e aspetti positivi quali per esempio la leggerezza o il costo, oppure in termini di riciclo, il quale verrà approfondito in seguito.

Una volta definiti i valori totali di carbonio incorporato, si possono fare ulteriori confronti e considerazioni sulla sostenibilità o meno di una certa opera; a tal proposito si presenta la "classificazione SCORS", ovvero una valutazione basata sulle emissioni dei moduli A1-A3 per gli elementi strutturali, in conformità con quanto definito dalla guida *"How to calculate embodied carbon"*.

Tale classificazione SCORS consiste in un rating sulla quantità di carbonio incorporato nei materiali che compongono l'opera, così da poter confrontare l'impronta di CO₂, in termini di emissioni durante la produzione, tra le varie soluzioni progettuali proposte.

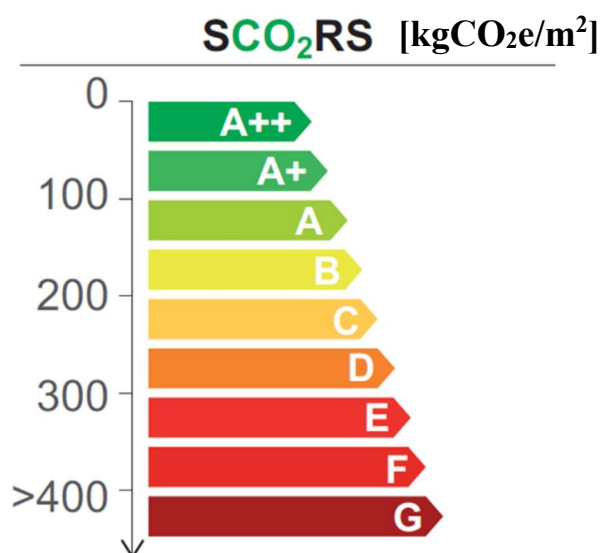


Figura 9.21: Rating SCORS per l'impronta di CO₂

La Figura 9.21 mostra il rating di valutazione SCORS suggerito per l'uso da parte degli ingegneri strutturali per comunicare le implicazioni delle decisioni di progettazione in termini di impatto ambientale; la valutazione SCORS di una soluzione progettuale, si basa infatti sulle stime delle emissioni corrispondenti ai moduli A1–A3 (piuttosto che sull'intero ciclo di vita, più incerto e di difficile determinazione) della struttura primaria, calcolate sempre in conformità con la guida *“How to calculate embodied carbon”*.

Alle varie proposte viene assegnata una lettera, compresa tra A++ e G, e un colore a seconda dell'impronta di carbonio normalizzata, in funzione della superficie in questo caso dell'impalcato; una valutazione A in verde, positiva, o una valutazione F in rosso, negativa, forniscono l'indicazione mediante segnali facilmente comprensibili.

Con riferimento ai valori totali di carbonio incorporato che sono stati calcolati in precedenza e riportati nelle Figure 9.8-9.19, se ne calcola il valore specifico riferito all'unità di superficie dividendo il totale per l'area di ingombro della

passerella, analoga per tutte le soluzioni proposte, in modo da poter assegnare a ognuna una classe all'interno del rating SCORS proposto, in *Figura 9.21*. Si ottengono quindi le seguenti classificazioni:

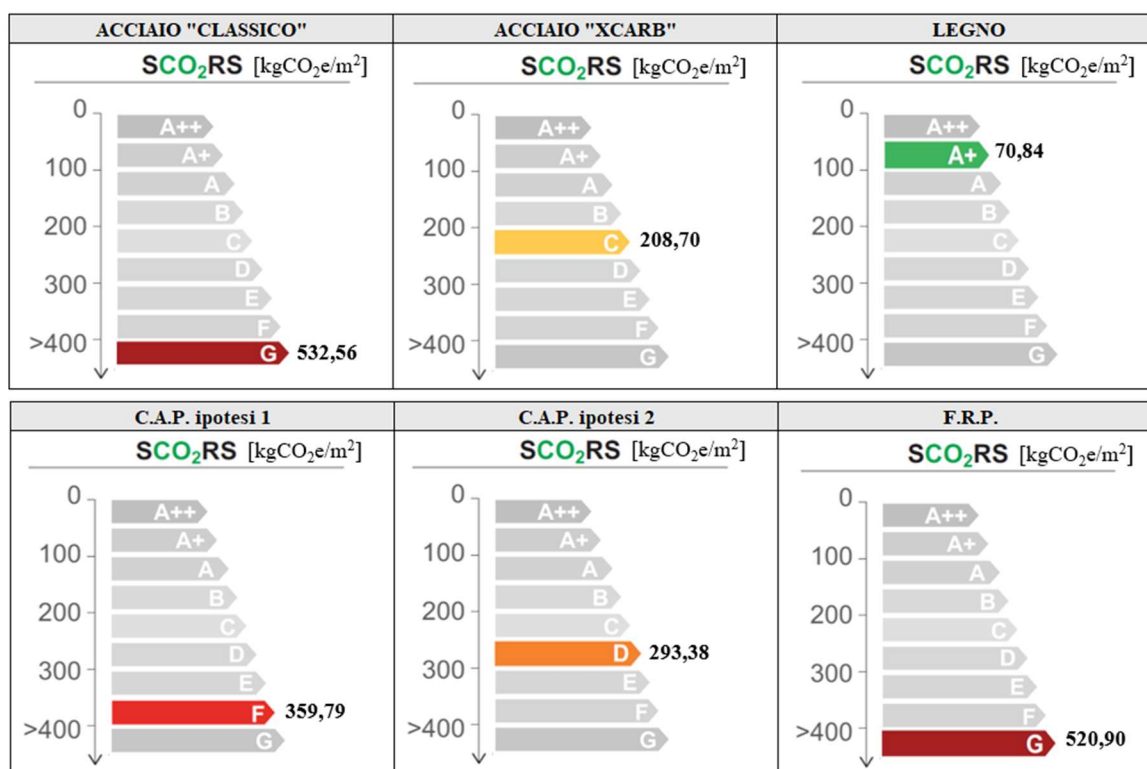


Figura 9.22: Classificazione SCORS delle varie soluzioni progettuali

Come già dedotto in precedenza, la soluzione migliore nei confronti dell'impatto ambientale in termini di emissioni di CO₂ durante la produzione è sicuramente la struttura in legno, seguita a ruota dalla realizzazione dell'impalcato della passerella con l'acciaio "Xcarb"; mentre C.A.P., acciaio "classico" e F.R.P. non hanno un comportamento ottimale per quanto riguarda la quantità di carbonio incorporato.

Ulteriori aspetti dovranno però essere presi in esame per effettuare un confronto e una scelta più accurati.

9.2 Smaltimento e "end of life"

La sostenibilità o meno di una determinata soluzione progettuale viene valutata non solamente in relazione alle emissioni prodotte durante la realizzazione della struttura, ma si devono tenere in considerazione anche gli aspetti che entrano in

gioco durante la vita dell'opera e nella fase di "end of life", come lo smaltimento e la possibilità eventuale di riciclo dei materiali impiegati.

Nello specifico si vanno ad analizzare le caratteristiche di ogni materiale impiegato nelle varie soluzioni progettuali; per quanto riguarda l'acciaio per esempio si è visto come per la tipologia di acciaio "Xcarb" oltre all'utilizzo di energia proveniente da fonti rinnovabili, si impiegano scarti provenienti dall'acciaio riciclato, garantendo quindi una seconda vita alla struttura che una volta demolita quindi presenta una sua utilità; in questo modo l'impatto ambientale a fine vita delle strutture in acciaio è relativamente basso, proprio per la possibilità di riciclo per più volte senza perdere qualità o resistenza

Nel caso delle strutture in legno, esse garantiscono un elevato indice di riciclo poiché gli elementi lignei possono essere trasformati assumendo diverse forme, riducendo la quantità di rifiuti in discarica; attraverso la triturazione in pezzi più piccoli, il legno viene lavorato e possono essere prodotti pannelli, o strutture edilizie, oppure viene destinato all'industria del mobile o alla produzione di energia rinnovabile.

L'aspetto critico da tenere in considerazione sono i componenti metallici di connessione e i trattamenti, quali vernici o colle, che vengono applicati agli elementi lignei; è necessario quindi una selezione e separazione tra gli elementi che possono essere riciclati e quelli da scartare.

Con il riciclo del legno si vanno a ridurre i rifiuti e la necessità di nuovo materiale, oltre a promuovere un elevato risparmio energetico.

Il problema che possono presentare le strutture in legno è legato al degrado del materiale, molto incline ai problemi dovuti agli insetti, alle muffe e all'umidità essendo comunque sempre esposto all'aria e all'ambiente circostante; aspetto che comporta quindi la necessità di una costante manutenzione durante la vita dell'opera, a differenza di altri materiali e che quindi può incidere nella scelta di una determinata soluzione progettuale.

Per quanto riguarda l'impalcato realizzato in C.A.P. si ha un sempre più diffuso processo di riciclo del calcestruzzo, in seguito alle demolizioni il materiale viene separato dall'acciaio delle armature e frantumato in modo da ottenere diverse dimensioni di aggregati di riciclo, come ghiaia e pietrisco; in questo modo si riducono i rifiuti e il conseguente impatto ambientale.

Il calcestruzzo di riciclo è però caratterizzato da una qualità inferiore al materiale originale, ed è per questo impiegato soprattutto per applicazioni non strutturali.

Analizzando invece le strutture in F.R.P. si sottolinea come esse abbiano molti aspetti positivi in materia di sostenibilità, principalmente a causa del loro modesto peso proprio, la bassa richiesta di manutenzione, una lunga durata della vita di progetto e la capacità di riciclo e riutilizzo.

Infatti, i materiali compositi hanno la caratteristica di essere resistente all'umidità e ai raggi UV, inoltre non sono soggetti a marcire e alla decomposizione nel tempo; queste sono proprietà molto interessanti per l'impiego in strutture esterne, proprio come per la passerella ciclopedonale in esame.

Gli aspetti positivi in termini di sostenibilità in riferimento alle strutture in F.R.P. che devono essere presi considerazione sono i seguenti: ridotte emissioni sonore durante la costruzione e l'utilizzo; tempi di costruzione rapidi, con conseguenti interruzioni del traffico brevi e con meno deviazioni, poiché l'azienda produttrice trasporta e colloca direttamente in sito l'opera già completata; gli spostamenti e le operazioni di movimentazione sono minori e più semplici.

A livello di struttura essa è caratterizzata da una più lunga durata di vita utile, anche maggiore di 100 anni; la manutenzione necessaria è bassa o addirittura nulla; inoltre, a causa del basso peso proprio delle strutture, si rendono necessarie fondazioni ridotte.

L'opera presenta anche la possibilità di essere spostata e riutilizzata, nel caso di cambiamenti nel tessuto urbano, scomponendo la struttura e usandone altrove anche solo parte dei componenti come travi e impalcati.

In termini di riciclo del materiale stesso a esaurimento della vita utile (che comunque, come detto, è molto maggiore della media) l'F.R.P. non è particolarmente sostenibile, soprattutto a causa della presenza della matrice di resina, la quale ha un elevato impatto ambientale, e del difficile smaltimento delle fibre di vetro.

Eventualmente il materiale composito può essere scomposto termicamente, sciogliendo la matrice e andando a sperare le fibre di vetro dalla resina, così gli scarti possono essere riutilizzati in parte, mescolandoli all'interno del clinker come materiale filler nella produzione del cemento.

9.3 Analisi dei costi

Ulteriore confronto che viene effettuato ai fini dello studio è relativo all'analisi dei costi di ogni soluzione progettuale, in particolare si vanno ad analizzare i costi di produzione dei materiali principali che caratterizzano ogni tipologia di impalcato, ovvero acciaio strutturale, calcestruzzo e acciaio da precompressione, legno lamellare strutturale e materiale composito in FRP.

Conoscendo i quantitativi totali di materiale impiegati, riportati nelle *Figure 9.1-9.4*, e il peso dell'impalcato in F.R.P., si devono definire i prezzi di produzione dei vari materiali, partendo dai valori di mercato.

A tal proposito sono state fatte ricerche di mercato e sono stati consultati cataloghi di produttori e l'elenco prezzi della Regione Emilia-Romagna aggiornati all'anno corrente e di Anas s.p.a., ricavando il costo per unità di prodotto (al kg, al m³, al m² o al metro a seconda della tipologia di materiale), così da poterlo moltiplicare per le quantità definite a valle della fase di progettazione e dimensionamento, ottenendo così il costo di ogni soluzione progettuale proposta.

Dall'analisi si ottengono i costi di costruzione riportati nella tabella riassuntiva seguente.

ACCIAIO	Quantità	Costo [per unità]	Costo totale [€]	Incidenza %
Acciaio strutturale Travi [kg]	42474,78	0,845	35.891,19 €	90,04%
Acciaio strutturale Traversi [kg]	2449,20	0,815	1.996,10 €	5,01%
Calcestruzzo soletta [m ³]	12,08	163,360	1.973,15 €	4,95%
	TOT.		39.860,44 €	
LEGNO	Quantità	Costo [per unità]	Costo totale [€]	Incidenza %
Legno strutturale Travi [m ³]	43,20	550,000	23.760,00 €	56,32%
Legno strutturale Traversi [m ³]	19,08	550,000	10.494,00 €	24,88%
Legno tavolato [m ²]	135,00	58,760	7.932,60 €	18,80%
	TOT.		42.186,60 €	
C.A.P. (ipotesi 1)	Quantità	Costo [per unità]	Costo totale [€]	Incidenza %
Calcestruzzo impalcato [m ³]	70,89	173,140	12.273,88 €	9,00%
Acciaio da precompressione [m]	3024,00	41,020	124.044,48 €	91,00%
	TOT.		136.318,36 €	
C.A.P. (ipotesi 2)	Quantità	Costo [per unità]	Costo totale [€]	Incidenza %
Calcestruzzo impalcato [m ³]	63,99	173,140	11.079,23 €	12,50%
Acciaio da precompressione [m]	1890,00	41,020	77.527,80 €	87,50%
	TOT.		88.607,03 €	
F.R.P.	Quantità	Costo [per unità]	Costo totale [€]	Incidenza %
Impalcato in composito [kg]	24705,00	8,300	205.051,50 €	100,00%
	TOT.		205.051,50 €	

Figura 9.23: Analisi dei costi di costruzione

Si riporta inoltre il grafico che riassume i risultati, in modo da confrontare le varie tipologie di impalcato:

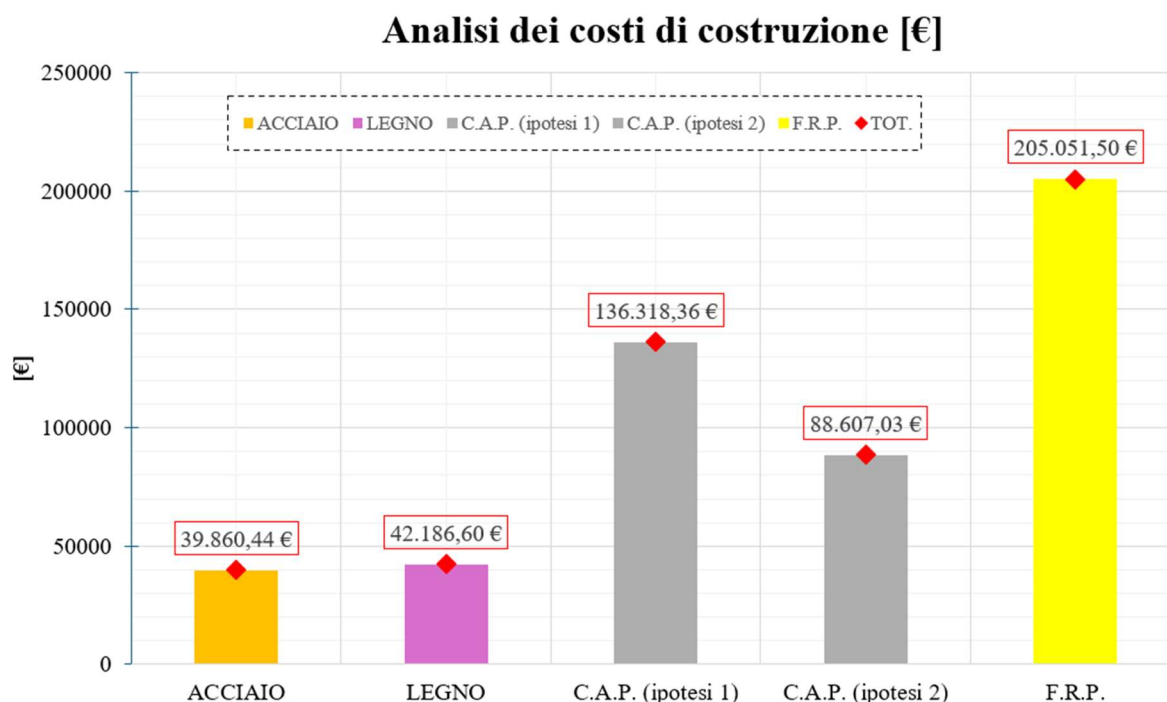


Figura 9.24: Analisi dei costi di costruzione

Come si può notare sia dal grafico sia dalla tabella sovrastante, le soluzioni che prevedono una struttura dell'impalcato della passerella ciclopedonale in legno o in acciaio risultano essere le più economiche, mentre l'utilizzo di una struttura in C.A.P. implica una spesa maggiore, non tanto per il calcestruzzo in sé quanto per l'acciaio da precompressione che rappresenta il contributo maggiore (87 ÷ 91%) in termini di costi; la soluzione in F.R.P. risulta essere decisamente la meno economica, a causa dei prezzi dei materiali e della particolare tipologia delle lavorazioni per la realizzazione dell'impalcato.

10. CONCLUSIONI

A conclusione dello studio si vanno a riassumere i risultati ottenuti, in modo da poter dare un giudizio finale sul confronto delle varie soluzioni progettuali proposte, in termini di impatto ambientale, geometria, contesto urbano, sostenibilità e analisi dei costi.

	ACCIAIO "CLASSICO"	ACCIAIO "XCARB"	LEGNO
Massa della struttura	Elevata leggerezza ✓	Elevata leggerezza ✓	Elevata leggerezza ✓
Impronta di CO₂	Elevate emissioni produzione acciaio ✗	Acciaio riciclato, energia rinnovabile ✓	Basse emissioni di CO ₂ ✓
Durabilità	SI manutenzione, corrosione ⚠	SI manutenzione, corrosione ⚠	Elevato degrado, manutenzione ✗
Realizzazione in sito	Prefabbricati, trasporto e assemblaggio in sito ✗	Prefabbricati, trasporto e assemblaggio in sito ✗	Prefabbricati, trasporto e assemblaggio in sito ✗
Riciclo e Smaltimento	Riciclabile, senza perdita di qualità ✓	Riciclabile, senza perdita di qualità ✓	Riciclo, elementi non strutturali ⚠
Riutilizzo	Possibile riutilizzo ✓	Possibile riutilizzo ✓	Possibile riutilizzo ✓
Costi di costruzione	Basso costo ✓	Basso costo ✓	Basso costo ✓

	C.A.P. ipotesi 1	C.A.P. ipotesi 2	F.R.P.
Massa della struttura	Grande quantità di cls, materiale pesante ✗	Grande quantità di cls, materiale pesante ✗	Elevata leggerezza ✓
Impronta di CO₂	Alte emissioni produzione cls ✗	Alte emissioni produzione cls ✗	Elevate emissioni produzione F.R.P. ✗
Durabilità	Protezione dagli agenti esterni ⚠	Protezione dagli agenti esterni ⚠	NO manutenzione, lunga vita utile ✓
Realizzazione in sito	Prefabbricati, trasporto e assemblaggio in sito ✗	Prefabbricati, trasporto e assemblaggio in sito ✗	Tempi brevi di realizzazione ✓
Riciclo e Smaltimento	Frantumazione per nuovi aggregati ⚠	Frantumazione per nuovi aggregati ⚠	NON riciclabile ✗
Riutilizzo	Non riutilizzabile ✗	Non riutilizzabile ✗	Riutilizzo altrove ✓
Costi di costruzione	Elevata incidenza del costo dei trefoli ✗	Elevata incidenza del costo dei trefoli ✗	Elevato costo dell'F.R.P. ✗

Figura 10.1: Tabella a conclusione del confronto

Le soluzioni che prevedono la struttura dell'impalcato realizzata in C.A.P. risultano quindi essere le meno vantaggiose a termine del confronto, soprattutto a causa dei grandi quantitativi di materiale, sia calcestruzzo sia acciaio da precompressione, i quali fanno sì che l'opera risulti essere molto pesante e costosa, oltre a incidere in maniera significativa sull'impronta di CO₂.

L'impalcato realizzato in legno presenta sicuramente ottime caratteristiche di leggerezza e basse emissioni di CO₂ nella produzione, assieme a un basso costo di costruzione, inoltre all'interno della stessa area del parco sono già presenti altre due passerelle ciclopedonali, rendendo l'opera in armonia con l'ambiente circostante.

La possibilità di recupero energetico grazie al riciclo del materiale e il riutilizzo in diverse forme, non compensa però l'elevata tendenza al degrado da parte del materiale, abbinata alla suscettibilità nei confronti dell'umidità e degli agenti esterni, comportando una necessità di manutenzione molto frequente.

Il materiale composito F.R.P. ha buone caratteristiche di leggerezza e conseguente facilità e rapidità nel trasporto e nella collocazione; l'impiego di grandi quantitativi di materiale però non lo rende una soluzione ottimale per la struttura in esame soprattutto a causa dell'elevata luce di impiego, per la quale si rende necessario uno spessore elevato dell'impalcato, tale tipologia di struttura è infatti maggiormente efficiente su luci minori, dove si può sfruttare l'elevata resistenza dell'F.R.P. abbinata alla leggerezza, per poter utilizzare spessori modesti.

A livello di sostenibilità, gli aspetti positivi dei materiali compositi riguardano non tanto la produzione, in quanto trattandosi di resine polimeriche si generano elevate quantità di emissioni di CO₂, ma piuttosto la maggiore vita utile della struttura, necessitando di una manutenzione bassa o nulla, e la possibilità di reimpiego altrove delle travi, dell'impalcato o parti di esso.

La struttura portante della passerella ciclopedonale realizzata in acciaio risulta essere quindi la soluzione più ottimale, abbinando un costo di costruzione modesto alle caratteristiche di leggerezza e resistenza tipiche del materiale.

La manutenzione richiesta da questa tipologia di struttura è ordinaria, legata al mantenimento delle qualità del materiale e per evitare la corrosione; inoltre la possibilità di riutilizzo e riciclo, per più e più volte senza un decadimento delle proprietà, così da realizzare altri elementi in acciaio, lo rende un materiale sostenibile dal punto di vista dell'impatto ambientale; il quale viene controllato anche e soprattutto nelle tecniche di realizzazione degli elementi strutturali in acciaio.

A tal proposito, infatti, si predilige l'impiego dell'acciaio "Xcarb" rispetto a quello "classico", essendo ricavato da rottami e acciaio riciclato, utilizzando energia proveniente da fonti rinnovabili per l'alimentazione del forno elettrico ad arco (EAF).

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- *D.M. 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni*
- *Circolare applicativa 21 gennaio 2019 – Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”, di cui al decreto ministeriale del 17 gennaio 2018*
- *UNI EN 1992-1-1 – “Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”*
- *UNI EN 1993-1-1 – “Eurocodice 3: Progettazione di strutture in acciaio, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”*
- *UNI EN 1993-2 – “Eurocodice 3: Progettazione di strutture in acciaio, Parte 2: Ponti in acciaio”*
- *UNI EN 1090-2 – “Requisiti tecnici per strutture in acciaio”*
- *UNI EN 1995-1-1 – “Eurocodice 5: Progettazione delle strutture in legno, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”*
- *CNR-DT 205/2007 – “Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo di Strutture realizzate con Profili Pultrusi di Materiale Composito Fibrorinforzato (FRP)”*

BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA

M. P. Petrangeli - “Progettazione e costruzione di ponti”, Ambrosiana 1996

O. Belluzzi – “Scienza delle Costruzioni – Volume secondo”, Zanichelli 1994

C. Belluzzi – “Progetto e verifica delle strutture in acciaio”, HOEPLI 2018

M. Antinori – “Passerelle ciclopedonali in acciaio: casi pratici ed esempi realizzativi”, Fondazione Promozione Acciaio 2017

“How to calculate embodied carbon” – The Institution of Structural Engineers, 2022

“Carbon Calculation Guide for Bridges” – Net Zero Bridges Group

“Elenco regionale dei prezzi delle opere pubbliche della Regione Emilia-Romagna, annualità 2025”

“Listino prezzi: Nuova costruzione e manutenzione programmata – Anas s.p.a. 2024”

www.fibercore-europe.com

constructalia.arcelormittal.com

www.netzerobridges.org

www.istructe.org

oneclicklcaapp.com

www.promozioneacciaio.it

www.majowiecki.com

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.1: Ponte a travata semplice	5
Figura 1.2: Ponte a travata - struttura a telaio	5
Figura 1.3: Ponte ad arco a via inferiore	5
Figura 1.4: Ponte ad arco a via superiore	6
Figura 1.5: Ponte sospeso.....	6
Figura 1.6: Ponte strallato (a ventaglio).....	7
Figura 1.7: Passerella “PEM” - EXPO2015; vista laterale	8
Figura 1.8: Passerella "PEM" - attraversamento A4/Ferrovie.....	8
Figura 1.9: Passerella ciclopedonale sull'Autostrada A13 a Bologna	9
Figura 1.10: Ponte ciclopedonale San Michele all'Adige - struttura ad arco	10
Figura 1.11: Passerella San Michele all'Adige - impalcato e pendini di sospensione.....	10
Figura 1.12: Passerella ciclopedonale Barberino del Mugello – vista laterale	11
Figura 1.13: Passerella ciclopedonale Barberino del Mugello – struttura in legno	11
Figura 1.14: Passerella pedonale a tre vie, "The Tridge" – struttura in legno ad arco	12
Figura 1.15: Passerella "The Tridge" - impalcato e arco in legno.....	13
Figura 1.16: Passerella pedonale - pianta a forma di "Ypsilon".....	13
Figura 1.17: Passerella ciclopedonale strallata - "Ypsilon Bridge".....	14
Figura 1.18: Passerella ciclopedonale strallata - Casalecchio di Reno (BO)	15
Figura 1.19: Passerella ciclopedonale sospesa - Casalecchio di Reno (BO)	15
Figura 1.20: Inquadramento generale dell'area	16
Figura 1.21: Ingrandimento area d'interesse	17
Figura 1.22: Progetto dell'area	18
Figura 1.23: Progetto dell'area - Inquadramento passerella ciclopedonale.....	18
Figura 2.1: Caratteristiche acciaio da carpenteria - S355.....	20
Figura 2.2: Caratteristiche legno strutturale.....	22
Figura 2.3: Classi di durata del carico - NTC2018	23
Figura 2.4: Classi di servizio - NTC2018	23
Figura 2.5: Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III – NTC2018).....	24
Figura 2.6: Classi di esposizione.....	24
Figura 2.7: Classi di esposizione – valori limite delle proprietà.....	25
Figura 2.8: Caratteristiche calcestruzzo - C45/55	25
Figura 2.9: Caratteristiche acciaio da armatura - B450C	26

Figura 2.10: Caratteristiche acciaio trefoli da precompressione	26
Figura 2.11: Composizione struttura in F.R.P.....	28
Figura 2.12: Comportamento del materiale.....	28
Figura 4.1: Passerella ciclopedonale in acciaio.....	31
Figura 4.2: Impalcato in acciaio - vista frontale.....	31
Figura 4.3: Impalcato in acciaio - vista inferiore (disposizione dei traversi).....	32
Figura 4.4: Pacchetto lamiera + soletta in c.a.	38
Figura 4.5: Traverso - Profilo a doppio T.....	39
Figura 4.6: Trave Principale - Profilo a doppio T	40
Figura 4.7: Coefficienti parziali di sicurezza, combinazioni agli SLU – NTC2018.....	45
Figura 4.8: Definizione del parametro α_{LT}	48
Figura 4.9: Ranges di frequenze verticali.....	55
Figura 5.1: Passerella ciclopedonale in legno	58
Figura 5.2: Impalcato in legno - vista frontale	59
Figura 5.3: Impalcato in legno - vista inferiore (disposizione dei traversi)	59
Figura 5.4: Traverso - profilo rettangolare	61
Figura 5.5: Trave principale - profilo rettangolare.....	61
Figura 5.6: Valori di k_{def} - NTC2018.....	63
Figura 5.7: Calcolo freccia del traverso	65
Figura 5.8: Calcolo freccia della trave principale	66
Figura 5.9: Valori di k_{mod} - NTC2018	67
Figura 5.10: Schema eccentricità della sollecitazione sulla connessione	76
Figura 5.11: Piastra BSI, scarpa metallica - Rothoblaas	77
Figura 5.12: Viti LBS - Rothoblaas.....	77
Figura 5.13: Calcolo connessione Trave principale - scarpa metallica	81
Figura 6.1: Passerella ciclopedonale in C.A.P. (ipotesi 1)	84
Figura 6.2: Impalcato in C.A.P. (ipotesi 1) - vista frontale	85
Figura 6.3: Sezione alleggerita impalcato in C.A.P. (ipotesi 1)	85
Figura 6.4: Quantificazione dei trefoli da precompressione (sez. $L/2$).....	92
Figura 6.5: Quantificazione dei trefoli da precompressione (sez. $L/4$).....	93
Figura 6.6: Quantificazione dei trefoli da precompressione (sez. $L\Phi$).....	93
Figura 6.7: Disposizione dei trefoli da precompressione	94
Figura 6.8: Verifica tensionale (SLE) - Fase 1 (sez. $L/2$).....	99
Figura 6.9: Verifica tensionale (SLE) - Fase 1 (sez. $L/4$ e $L\Phi$)	100
Figura 6.10: Valori di ε_{c0} - NTC2018.....	103

Figura 6.11: Valori di k_h - NTC2018	104
Figura 6.12: Perdita per ritiro del calcestruzzo	104
Figura 6.13: Perdita per rilassamento dell'acciaio.....	106
Figura 6.14: Determinazione di φ_∞, t_0 – NTC2018	107
Figura 6.15: Perdita per viscosità del calcestruzzo	107
Figura 6.16: Perdita tensionale complessiva	108
Figura 6.17: Verifica tensionale (SLE) - Fase 2	109
Figura 6.18: Verifica tensionale (SLE) - Fase 3	111
Figura 6.19: Verifica tensionale (SLE) - Fase 4	112
Figura 6.20: Andamento delle tensioni nelle varie fasi (sez. L/2).....	113
Figura 6.21: Andamento delle tensioni nelle varie fasi (sez. L/4).....	113
Figura 6.22: Andamento delle tensioni nelle varie fasi (sez. L Φ).....	113
Figura 6.23: Coefficienti parziali di sicurezza, combinazioni agli SLU – NTC2018	115
Figura 7.1: Passerella ciclopedonale in C.A.P. (ipotesi 2)	120
Figura 7.2: Impalcato in C.A.P. (ipotesi 2) - vista frontale	120
Figura 7.3: Sezione impalcato in C.A.P. (ipotesi 2)	121
Figura 7.4: Quantificazione dei trefoli da precompressione (sez. L/2).....	127
Figura 7.5: Quantificazione dei trefoli da precompressione (sez. L/4).....	128
Figura 7.6: Quantificazione dei trefoli da precompressione (sez. L Φ).....	128
Figura 7.7: Disposizione dei trefoli da precompressione	129
Figura 7.8: Verifica tensionale (SLE) - Fase 1 (sez. L/2).....	134
Figura 7.9: Verifica tensionale (SLE) - Fase 1 (sez. L/4 e L Φ)	135
Figura 7.10: Valori di ε_{c0} - NTC2018	138
Figura 7.11: Valori di k_h - NTC2018	139
Figura 7.12: Perdita per ritiro del calcestruzzo	140
Figura 7.13: Perdita per rilassamento dell'acciaio.....	141
Figura 7.14: Determinazione di $\varphi(\infty, t_0)$ – NTC2018.....	142
Figura 7.15: Perdita per viscosità del calcestruzzo	143
Figura 7.16: Perdita tensionale complessiva	143
Figura 7.17: Verifica tensionale (SLE) - Fase 2	145
Figura 7.18: Verifica tensionale (SLE) - Fase 3	146
Figura 7.19: Verifica tensionale (SLE) - Fase 4	148
Figura 7.20: Andamento delle tensioni nelle varie fasi (sez. L/2).....	148
Figura 7.21: Andamento delle tensioni nelle varie fasi (sez. L/4).....	148
Figura 7.22: Andamento delle tensioni nelle varie fasi (sez. L Φ).....	149

Figura 8.1: Sezione impalcato in F.R.P.	155
Figura 8.2: Passerella ciclopedonale in F.R.P.....	157
Figura 8.3: Impalcato in F.R.P. - vista frontale.....	157
Figura 9.1: Soluzione in acciaio - totale quantità materiali.....	159
Figura 9.2: Soluzione in legno - totale quantità materiali	159
Figura 9.3: Soluzione in C.A.P. (ip.1) - totale quantità materiali.....	159
Figura 9.4: Soluzione in C.A.P. (ip.2) - totale quantità materiali.....	160
Figura 9.5: Grafico di confronto - Massa della struttura.....	161
Figura 9.6: Fasi analisi del ciclo di vita (LCA).....	163
Figura 9.7: Fattori di carbonio dei vari materiali	164
Figura 9.8: Impronta CO ₂ - struttura in acciaio "classico"	165
Figura 9.9: Incidenza materiali sull'impronta di CO ₂	165
Figura 9.10: Impronta CO ₂ - struttura in acciaio "Xcarb"	166
Figura 9.11: Incidenza materiali sull'impronta di CO ₂	166
Figura 9.12: Impronta CO ₂ - struttura in legno	167
Figura 9.13: Incidenza materiali sull'impronta di CO ₂	167
Figura 9.14: Impronta CO ₂ - struttura in C.A.P. ip.1.....	168
Figura 9.15: Incidenza materiali sull'impronta di CO ₂	168
Figura 9.16: Impronta CO ₂ - struttura in C.A.P. ip.2.....	169
Figura 9.17: Incidenza materiali sull'impronta di CO ₂	169
Figura 9.18: Impronta CO ₂ - struttura in F.R.P.....	170
Figura 9.19: Incidenza materiali sull'impronta di CO ₂	170
Figura 9.20: Analisi kgCO ₂ e delle varie soluzioni progettuali.....	171
Figura 9.21: Rating SCORS per l'impronta di CO ₂	172
Figura 9.22: Classificazione SCORS delle varie soluzioni progettuali	173
Figura 9.23: Analisi dei costi di costruzione	176
Figura 9.24: Analisi dei costi di costruzione	177
Figura 10.1: Tabella a conclusione del confronto	178

RINGRAZIAMENTI

Ringrazio anzitutto i miei genitori, i nonni e la mia famiglia, che mi hanno sostenuto e supportato durante tutto il percorso di studi, contribuendo a mantenere alta la determinazione e la volontà per arrivare fino a questo importante traguardo. Ringrazio i miei amici, con i quali dopo tanti anni ancora riesco a divertirmi ed essere allegro; ringrazio i nuovi amici, non solo compagni di università, tra chi ha iniziato con me questo percorso e chi ho conosciuto strada facendo, Simone, Michela, Sara e tutti gli altri, abbiamo condiviso progetti, esperienze, esami, aperitivi e sorrisi, rendendo più leggere e felici le giornate di lezione e le sere, facendomi vivere e amare sempre di più la mia città.

Per quanto riguarda la redazione di questa tesi ringrazio il relatore Chiar.mo Prof. Ing. Stefano Silvestri, per le preziose indicazioni che mi hanno guidato nella stesura della stessa, e gli ingegneri Fabio Dall'Aglia e Gianni Neri, dello studio DMN Ingegneria, i quali si sono sempre resi disponibili e cortesi nei miei confronti, con consigli e suggerimenti a proposito dei temi trattati e delle relative soluzioni.

SOLUZIONI PROGETTUALI PER UNA PASSERELLA
CICLOPEDONALE IN DIVERSI MATERIALI: ANALISI E
CONFRONTO DELL'IMPATTO AMBIENTALE E DEI COSTI

Scala:	Tavola n°1:
1:100 1:50	PASSERELLA CICLOPEDONALE IN ACCIAIO Planimetria, Prospetto e Sezioni

Materiali:

- Acciaio S355 Tensione limite di snervamento $f_{yk} = 355$ MPa Resistenza di progetto $f_{yd} = 322,73$ MPa Modulo elastico $E = 210000$ MPa Densità $\rho = 7850$ kg/m ³	- Acciaio B450C Tensione limite di snervamento $f_{yk} = 450$ MPa Tensione limite di rottura $f_{yk} = 540$ MPa Resistenza di progetto $f_{yd} = 391,3$ MPa Modulo elastico $E = 210000$ MPa
- Calcestruzzo C45/55 Resistenza a compressione caratteristica $f_{ck} = 45$ MPa Modulo elastico $E = 36416,11$ MPa Densità $\rho = 2500$ kg/m ³ Classe di esposizione: XC4 Classe strutturale: S4 Contenuto minimo di cemento = 340 kg/m ³ Dimensione massima aggregato = 10 mm Rapporto acqua/cemento = 0,5	

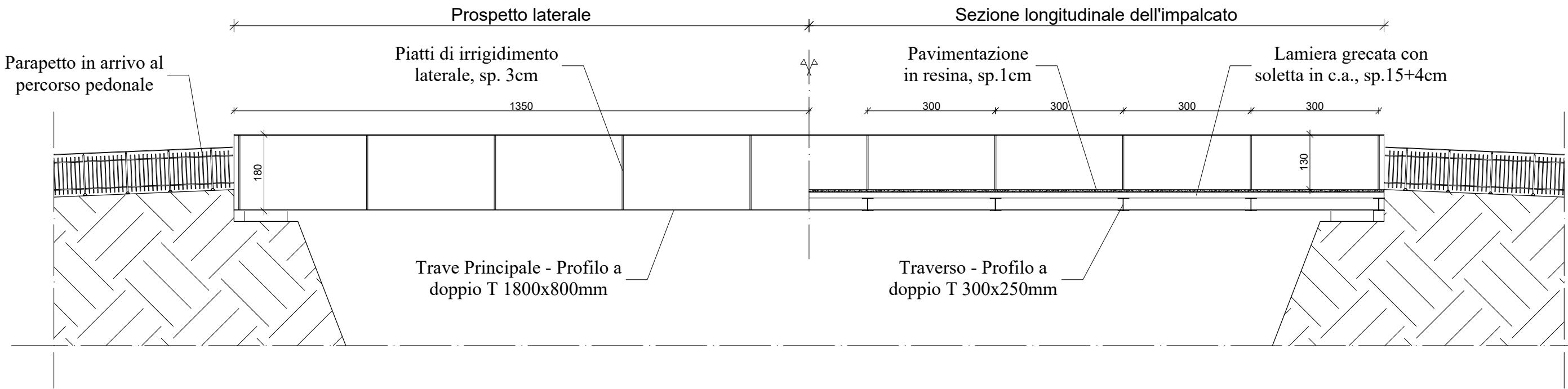
Candidato:

Matteo CECCARINI

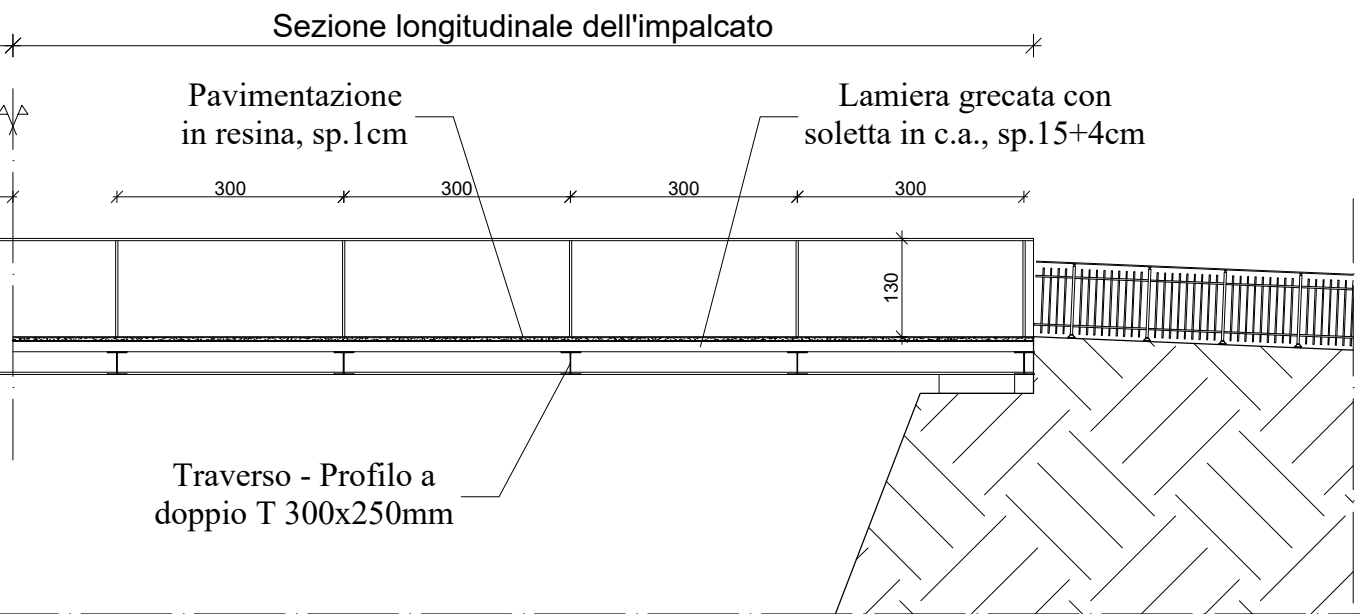
Relatore:

Prof. Ing. Stefano SILVESTRI

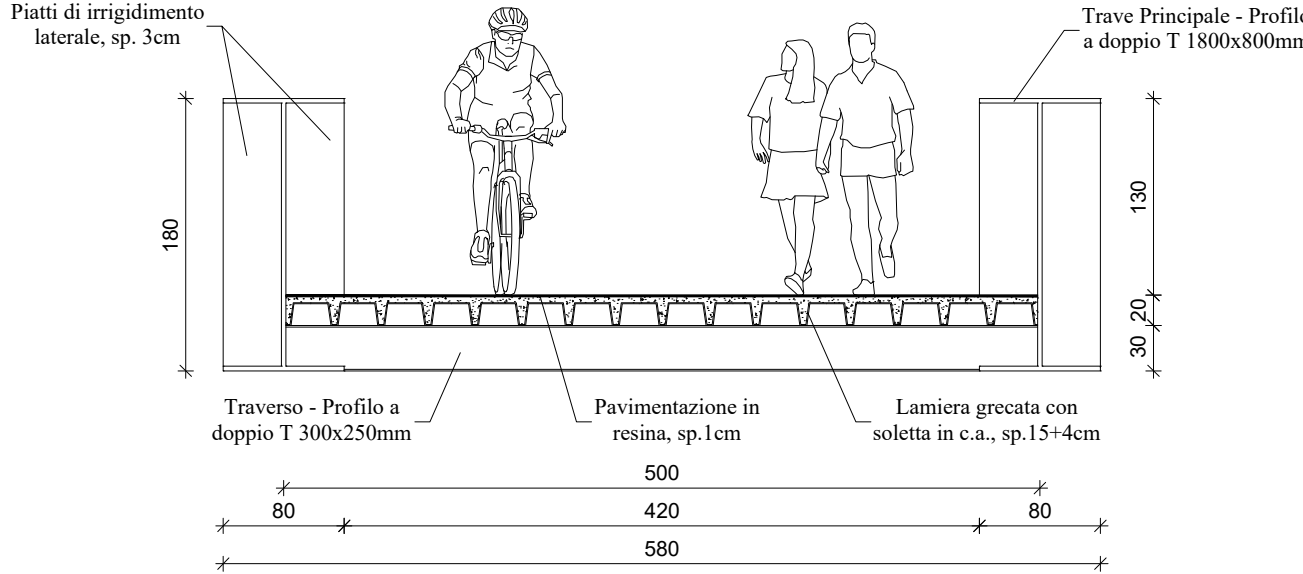
PROSPETTO LATERALE - Scala 1:100



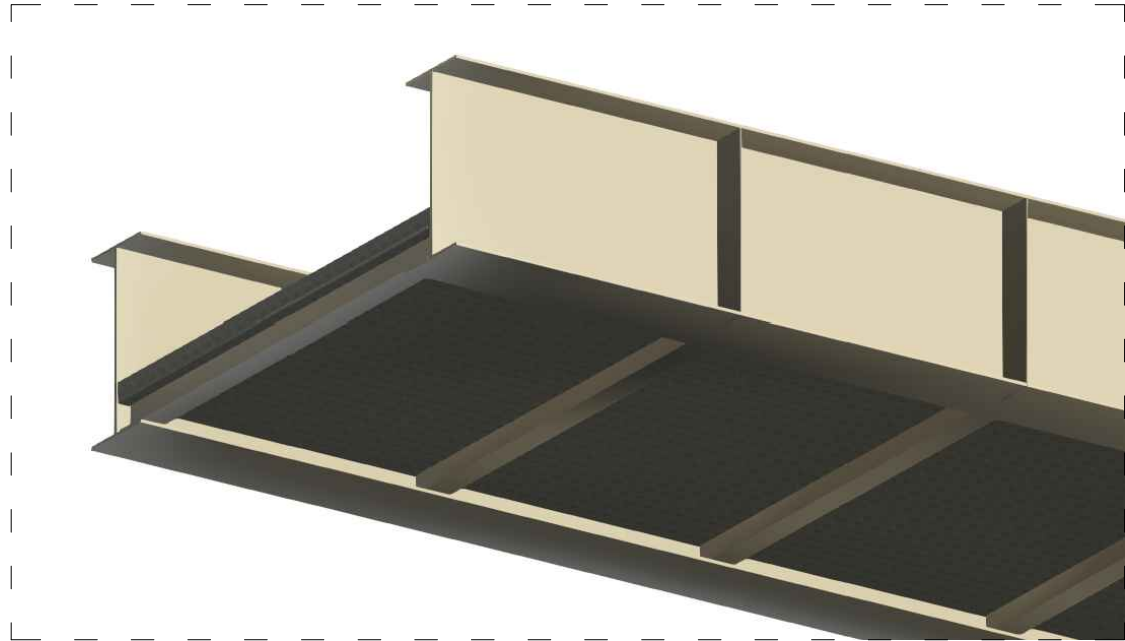
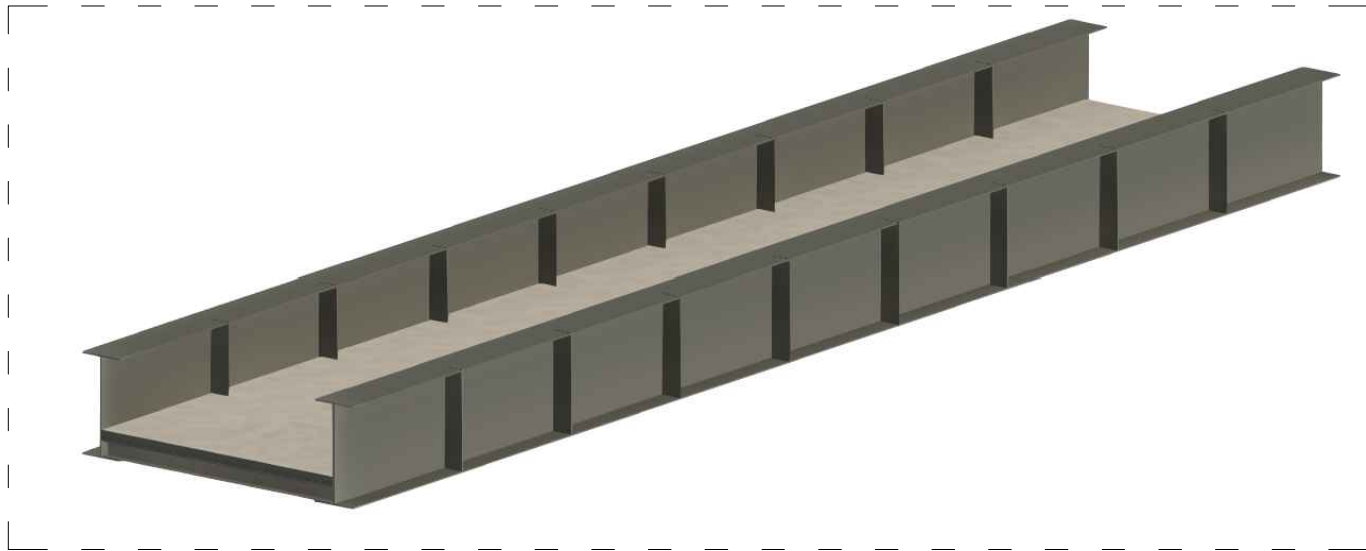
SEZIONE LONGITUDINALE - Scala 1:100



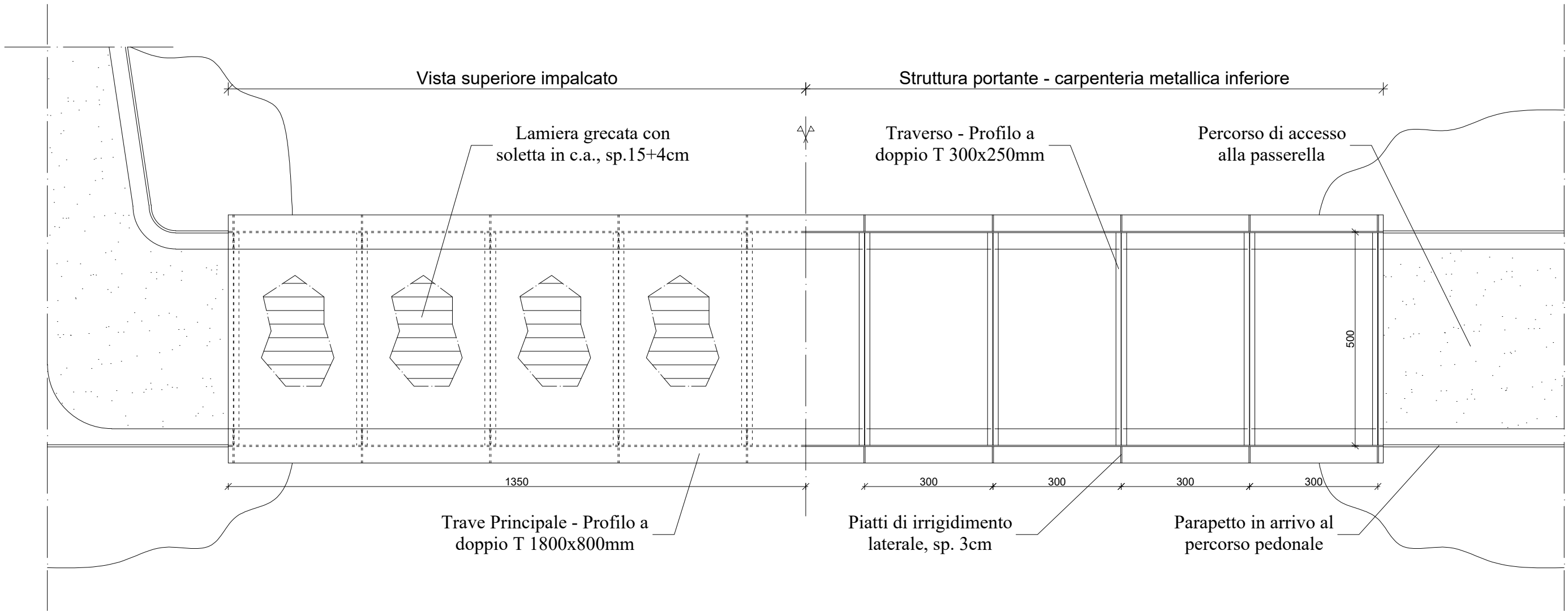
SEZIONE TRASVERSALE IMPALCATO - Scala 1:50



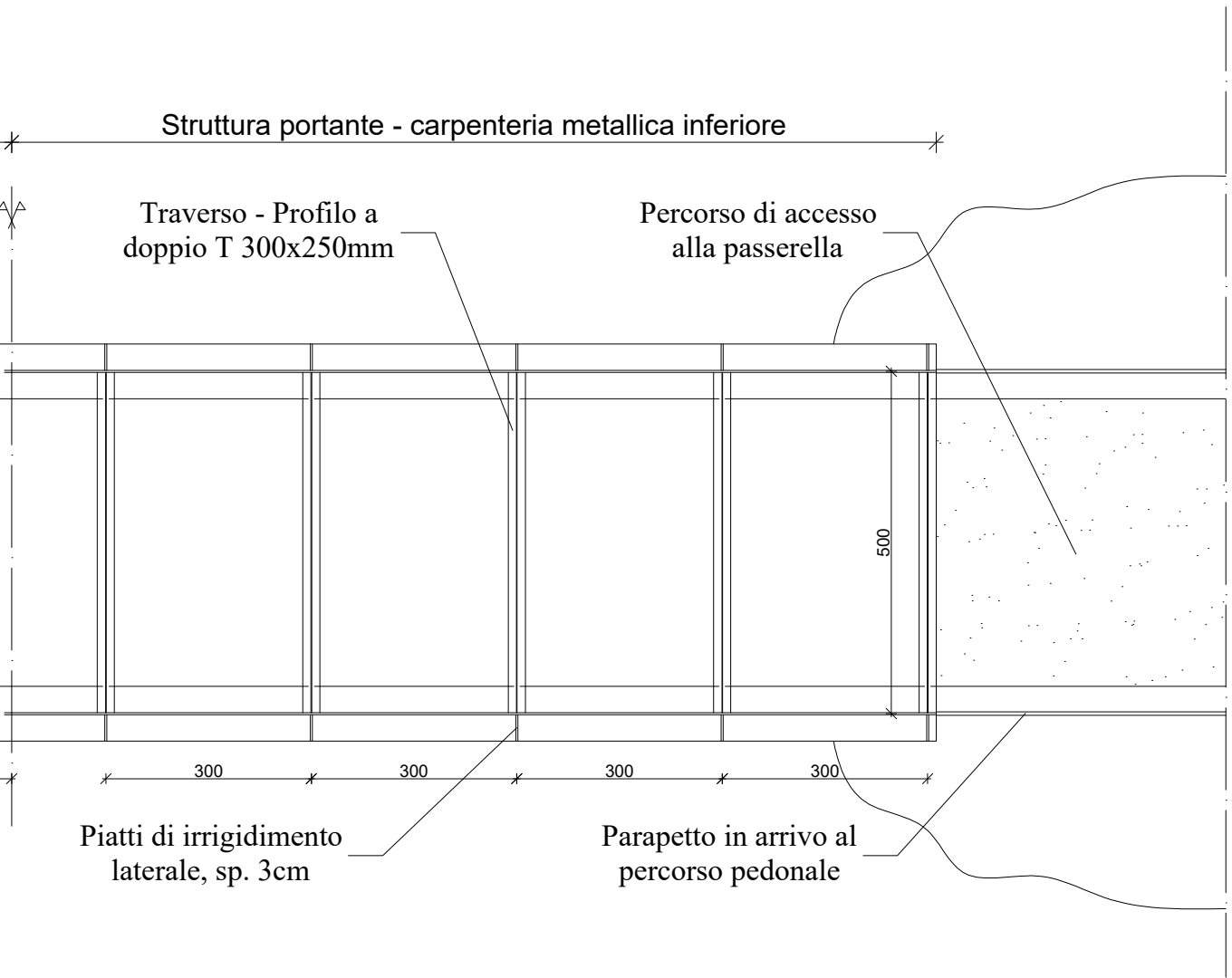
RAPPRESENTAZIONE TRIDIMENSIONALE DELL'IMPALCATO



PLANIMETRIA IMPALCATO - Scala 1:100



PLANIMETRIA CARPENTERIA METALLICA - Scala 1:100



SOLUZIONI PROGETTUALI PER UNA PASSERELLA
CICLOPEDONALE IN DIVERSI MATERIALI: ANALISI E
CONFRONTO DELL'IMPATTO AMBIENTALE E DEI COSTI

Scala: 1:100 1:50 Tavola n°2:
PASSERELLA CICLOPEDONALE IN LEGNO
Planimetria, Prospetto e Sezioni

Materiali:

- Legno lamellare GL32c

Resistenza caratteristica a flessione $f_{m,g,k} = 32 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a trazione (//) $f_{t,0,g,k} = 19,5 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a compressione (//) $f_{c,0,g,k} = 24,5 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a taglio $f_{v,g,k} = 3,5 \text{ MPa}$

Modulo elastico medio (//) $E = 13500 \text{ MPa}$

Massa volumica $\rho = 4 \text{ kN/m}^3$
- Legno lamellare GL24h

Resistenza caratteristica a flessione $f_{m,g,k} = 24 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a trazione (//) $f_{t,0,g,k} = 19,2 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a compressione (//) $f_{c,0,g,k} = 24 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a taglio $f_{v,g,k} = 3,5 \text{ MPa}$

Modulo elastico medio (//) $E = 11500 \text{ MPa}$

Massa volumica $\rho = 3,85 \text{ kN/m}^3$
- Legno lamellare GL28c

Resistenza caratteristica a flessione $f_{m,g,k} = 28 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a trazione (//) $f_{t,0,g,k} = 19,5 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a compressione (//) $f_{c,0,g,k} = 24 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a taglio $f_{v,g,k} = 3,5 \text{ MPa}$

Modulo elastico medio (//) $E = 12500 \text{ MPa}$

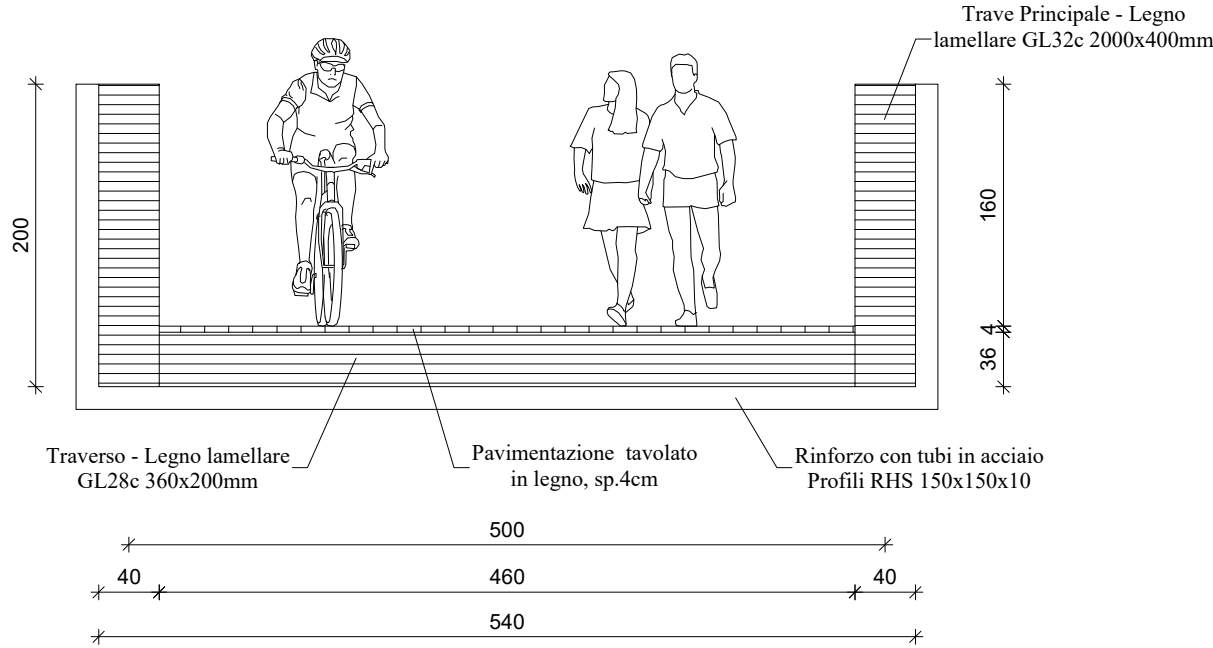
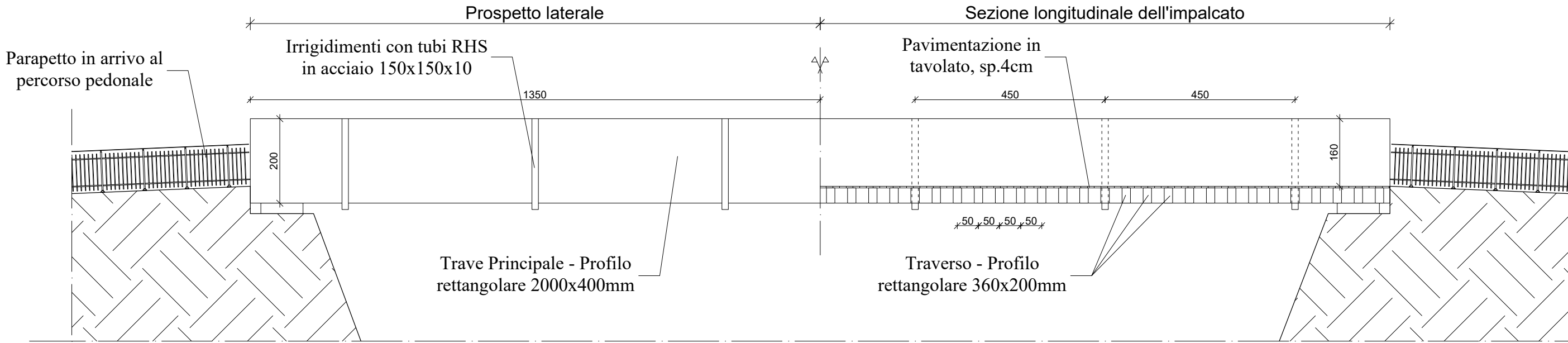
Massa volumica $\rho = 3,9 \text{ kN/m}^3$

Candidato: Matteo CECCARINI Relatore: Prof. Ing. Stefano SILVESTRI

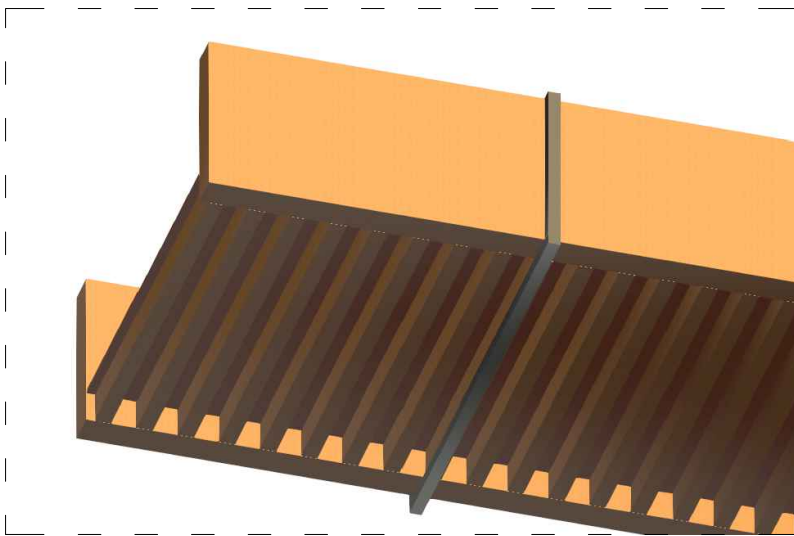
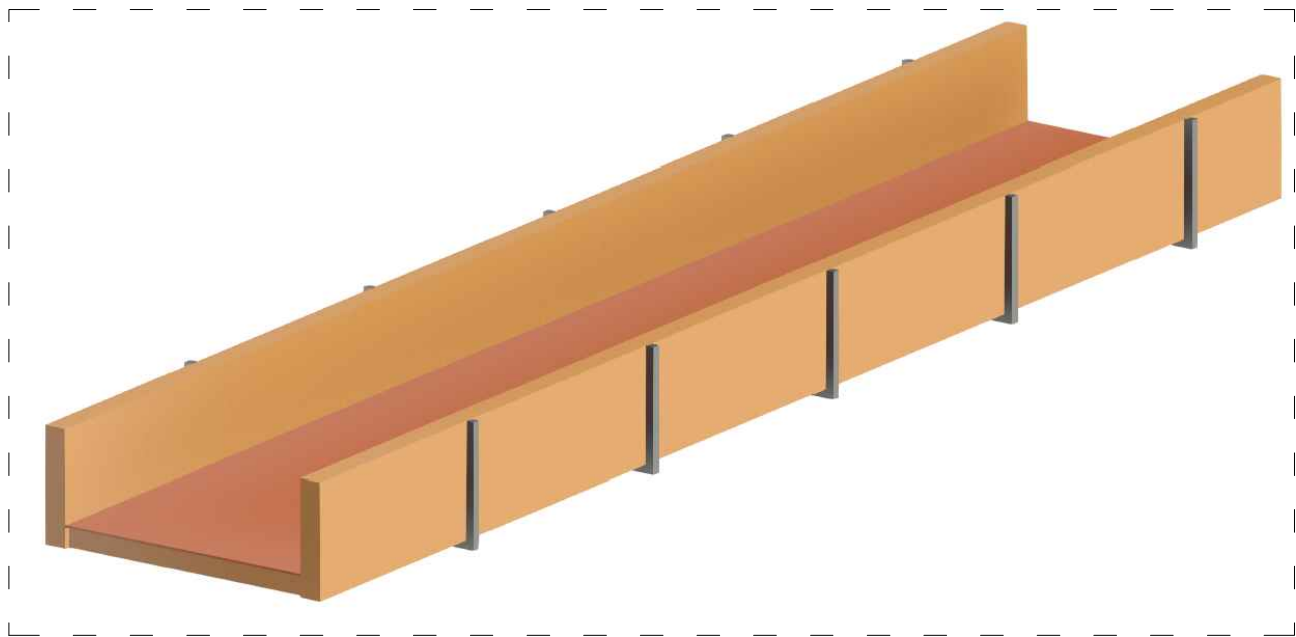
PROSPETTO LATERALE - Scala 1:100

SEZIONE LONGITUDINALE - Scala 1:100

SEZIONE TRASVERSALE IMPALCATO - Scala 1:50

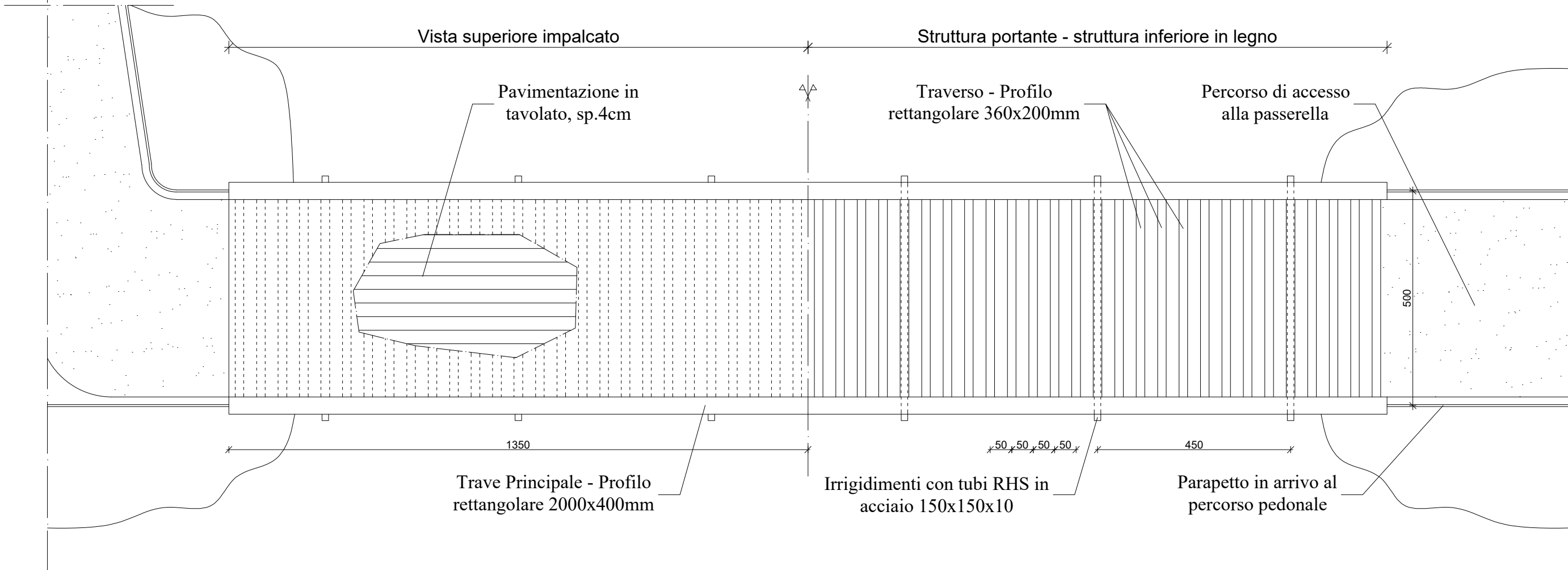


RAPPRESENTAZIONE TRIDIMENSIONALE DELL'IMPALCATO



PLANIMETRIA IMPALCATO - Scala 1:100

PLANIMETRIA STRUTTURA LIGNEA - Scala 1:100



SOLUZIONI PROGETTUALI PER UNA PASSERELLA
CICLOPEDONALE IN DIVERSI MATERIALI: ANALISI E
CONFRONTO DELL'IMPATTO AMBIENTALE E DEI COSTI

Scala:	Tavola n°3:
1:100 1:50	PASSERELLA CICLOPEDONALE IN C.A.P. ip.1 Planimetria, Prospetto e Sezioni

Materiali:

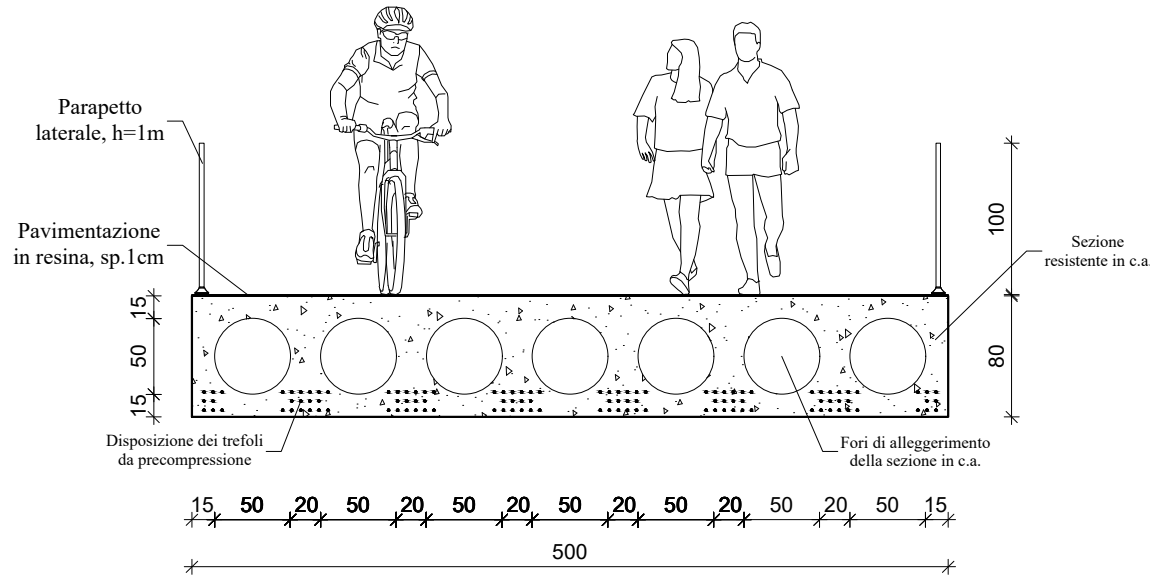
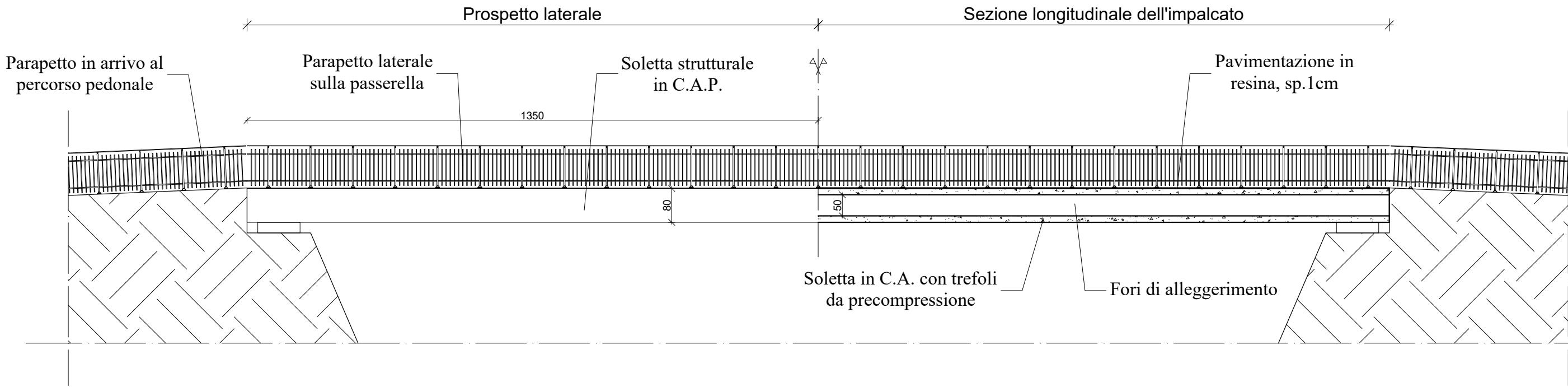
- Acciaio trefoli da precompressione	- Acciaio B450C
Tensione caratteristica di snervamento convenzionale	Tensione limite di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
all'1% di deformazione totale $f_{p(1)k} = 1670 \text{ MPa}$	Tensione limite di rottura $f_{yk} = 540 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica a rottura $f_{ptk} = 1860 \text{ MPa}$	Resistenza di progetto $f_{yd} = 391,3 \text{ MPa}$
Modulo elastico $E = 210000 \text{ MPa}$	Modulo elastico $E = 210000 \text{ MPa}$
Tiro iniziale dei trefoli $\sigma_{spi} = 1488 \text{ MPa}$	
- Calcestruzzo C45/55	
Resistenza a compressione caratteristica $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$	
Modulo elastico $E = 36416,11 \text{ MPa}$	
Densità $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$	
Classe di esposizione: XC4	
Classe strutturale: S4	
Contenuto minimo di cemento = 340 kg/m^3	
Dimensione massima aggregato = 10 mm	
Rapporto acqua/cemento = $0,5$	

Candidato:	Relatore:
Matteo CECCARINI	Prof. Ing. Stefano SILVESTRI

PROSPETTO LATERALE - Scala 1:100

SEZIONE LONGITUDINALE - Scala 1:100

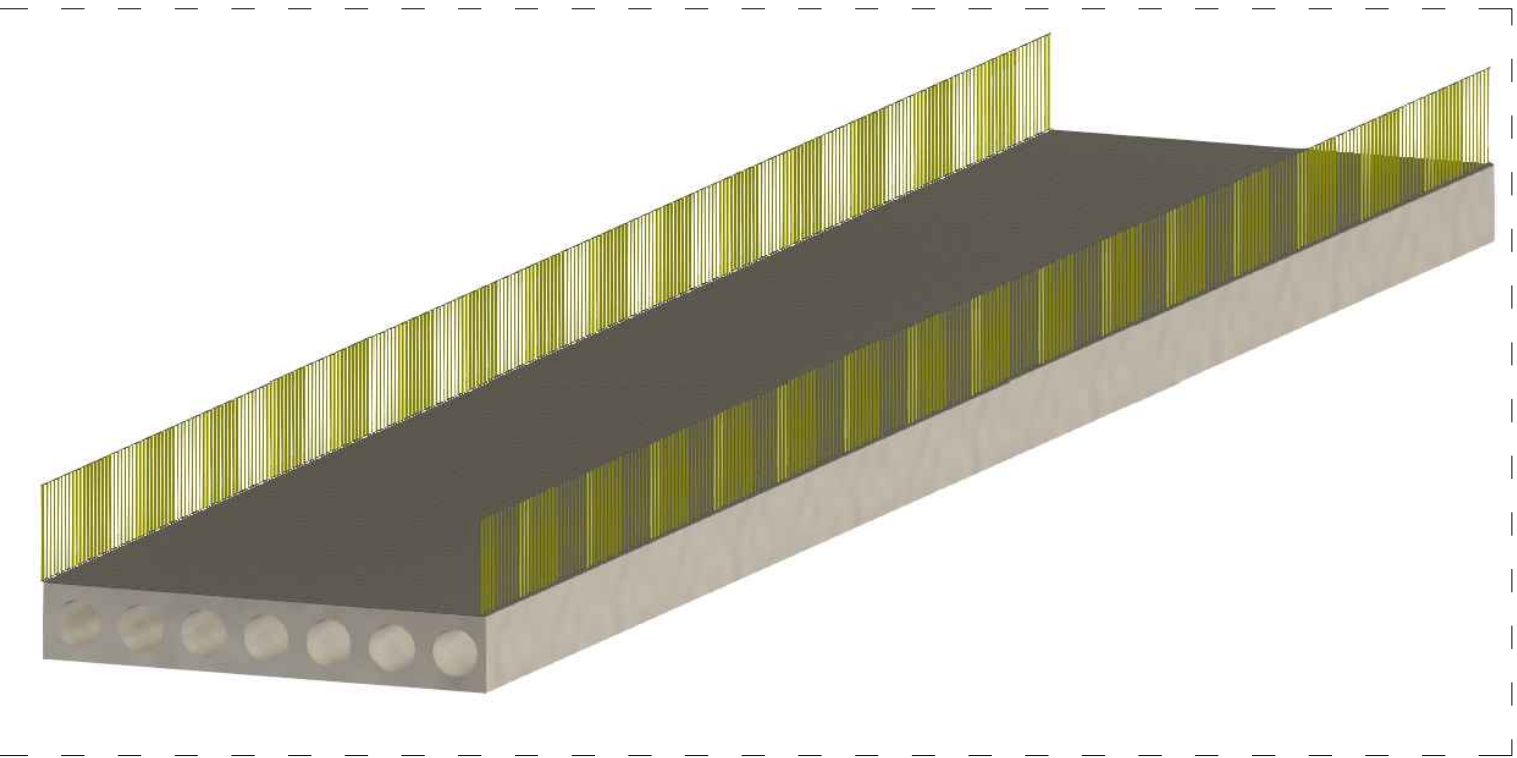
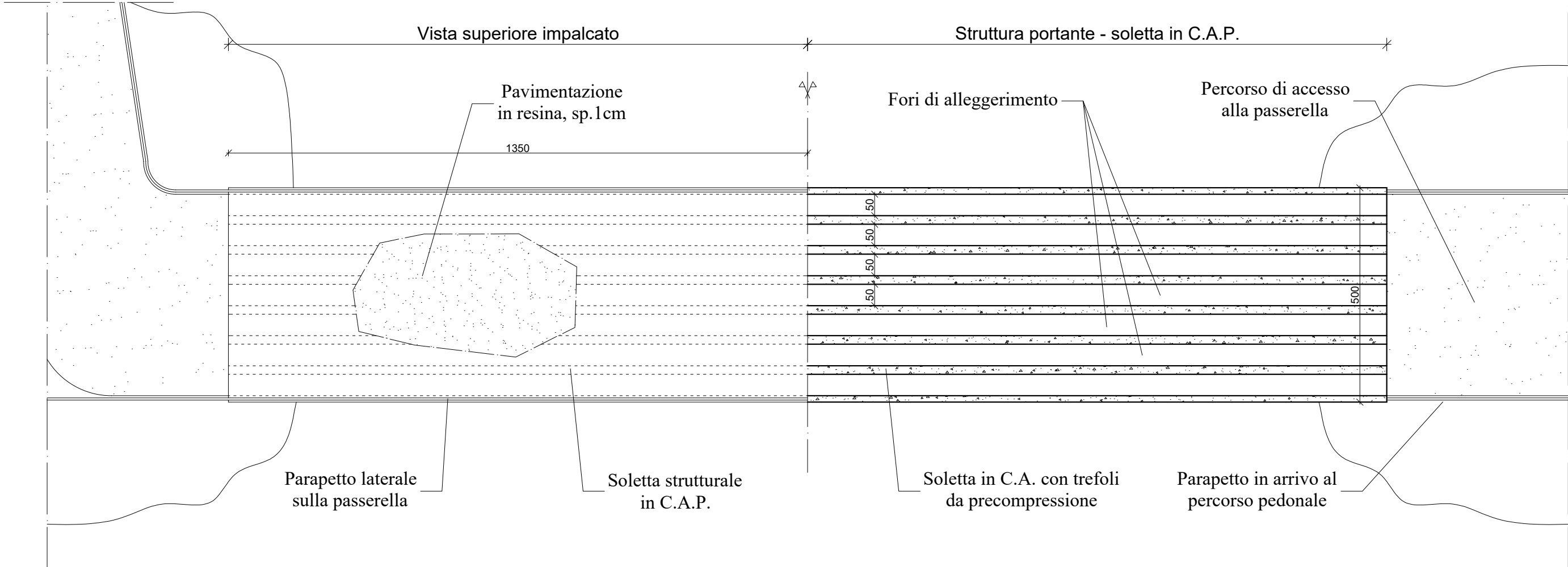
SEZIONE TRASVERSALE IMPALCATO - Scala 1:50



PLANIMETRIA IMPALCATO - Scala 1:100

PLANIMETRIA SOLETTA IN C.A.P. - Scala 1:100

RAPPRESENTAZIONE TRIDIMENSIONALE DELL'IMPALCATO



SOLUZIONI PROGETTUALI PER UNA PASSERELLA
CICLOPEDONALE IN DIVERSI MATERIALI: ANALISI E
CONFRONTO DELL'IMPATTO AMBIENTALE E DEI COSTI

Scala:	Tavola n°4:
1:100 1:50	PASSERELLA CICLOPEDONALE IN C.A.P. ip.2 Planimetria, Prospetto e Sezioni

Materiali:

- Acciaio trefoli da precompressione Tensione caratteristica di snervamento convenzionale all'1% di deformazione totale $f_{p(1)k} = 1670 \text{ MPa}$ Tensione caratteristica a rottura $f_{ptk} = 1860 \text{ MPa}$ Modulo elastico $E = 210000 \text{ MPa}$ Tiro iniziale dei trefoli $\sigma_{spi} = 1488 \text{ MPa}$	- Acciaio B450C Tensione limite di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$ Tensione limite di rottura $f_{yk} = 540 \text{ MPa}$ Resistenza di progetto $f_{yd} = 391,3 \text{ MPa}$ Modulo elastico $E = 210000 \text{ MPa}$
- Calcestruzzo C45/55 Resistenza a compressione caratteristica $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$ Modulo elastico $E = 36416,11 \text{ MPa}$ Densità $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$ Classe di esposizione: XC4 Classe strutturale: S4 Contenuto minimo di cemento = 340 kg/m^3 Dimensione massima aggregato = 10 mm Rapporto acqua/cemento = $0,5$	

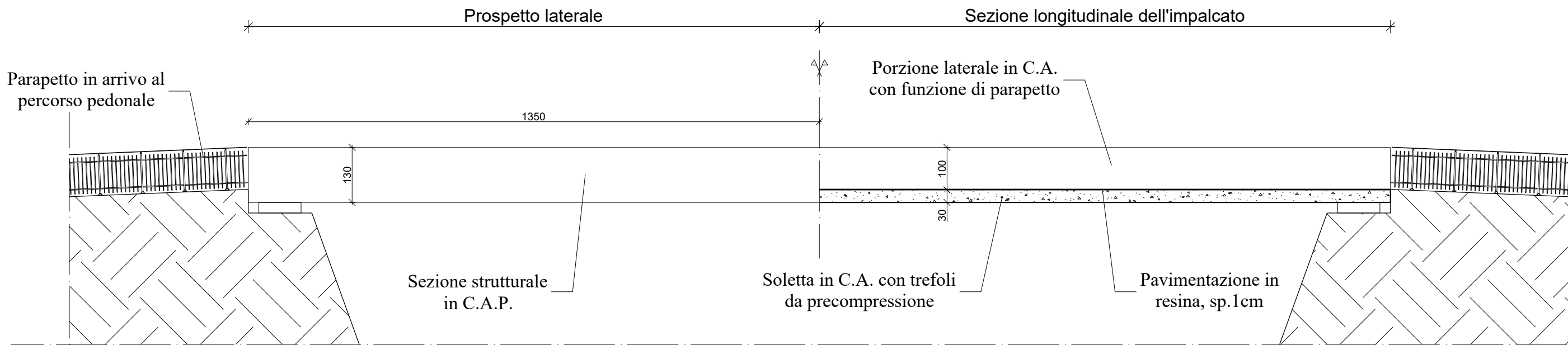
Candidato:

Matteo CECCARINI

Relatore:

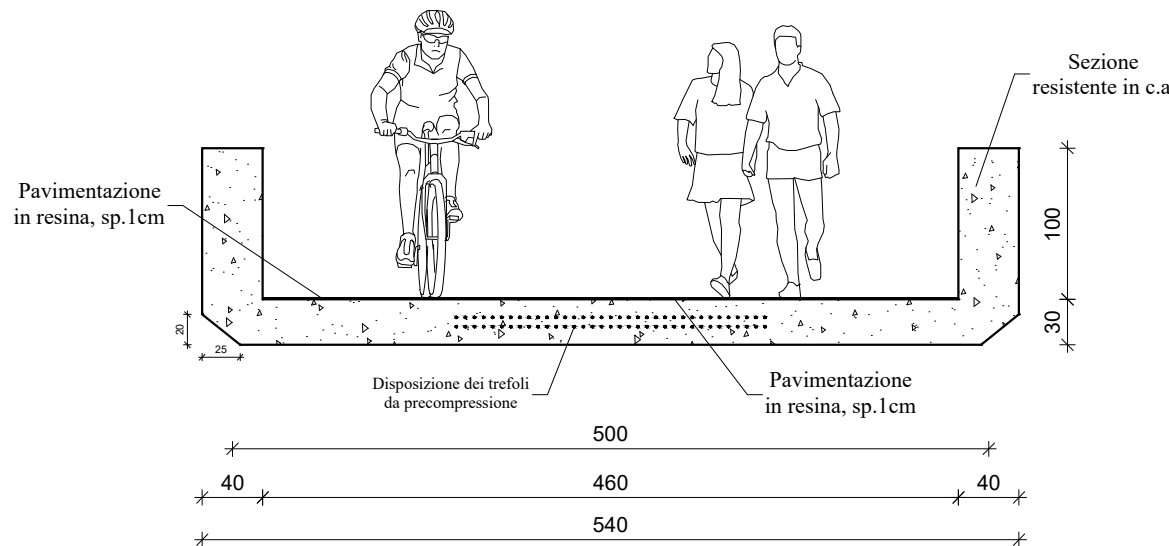
Prof. Ing. Stefano SILVESTRI

PROSPETTO LATERALE - Scala 1:100

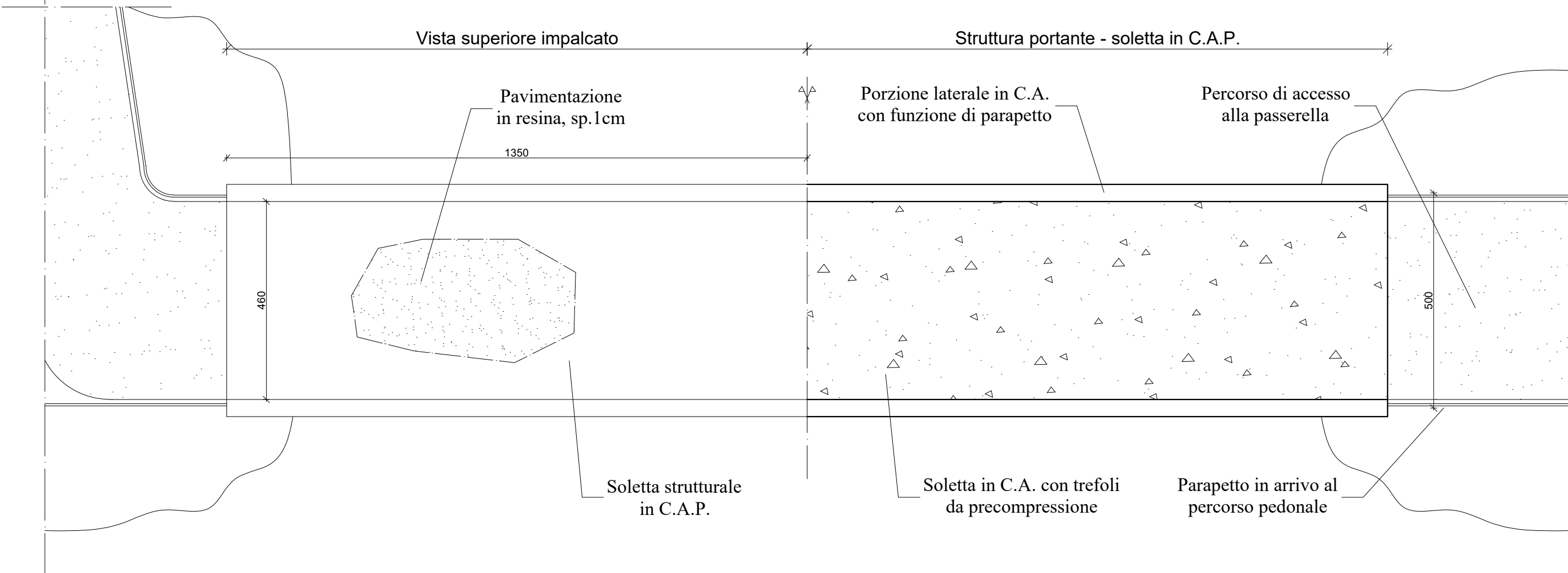


SEZIONE LONGITUDINALE - Scala 1:100

SEZIONE TRASVERSALE IMPALCATO - Scala 1:50

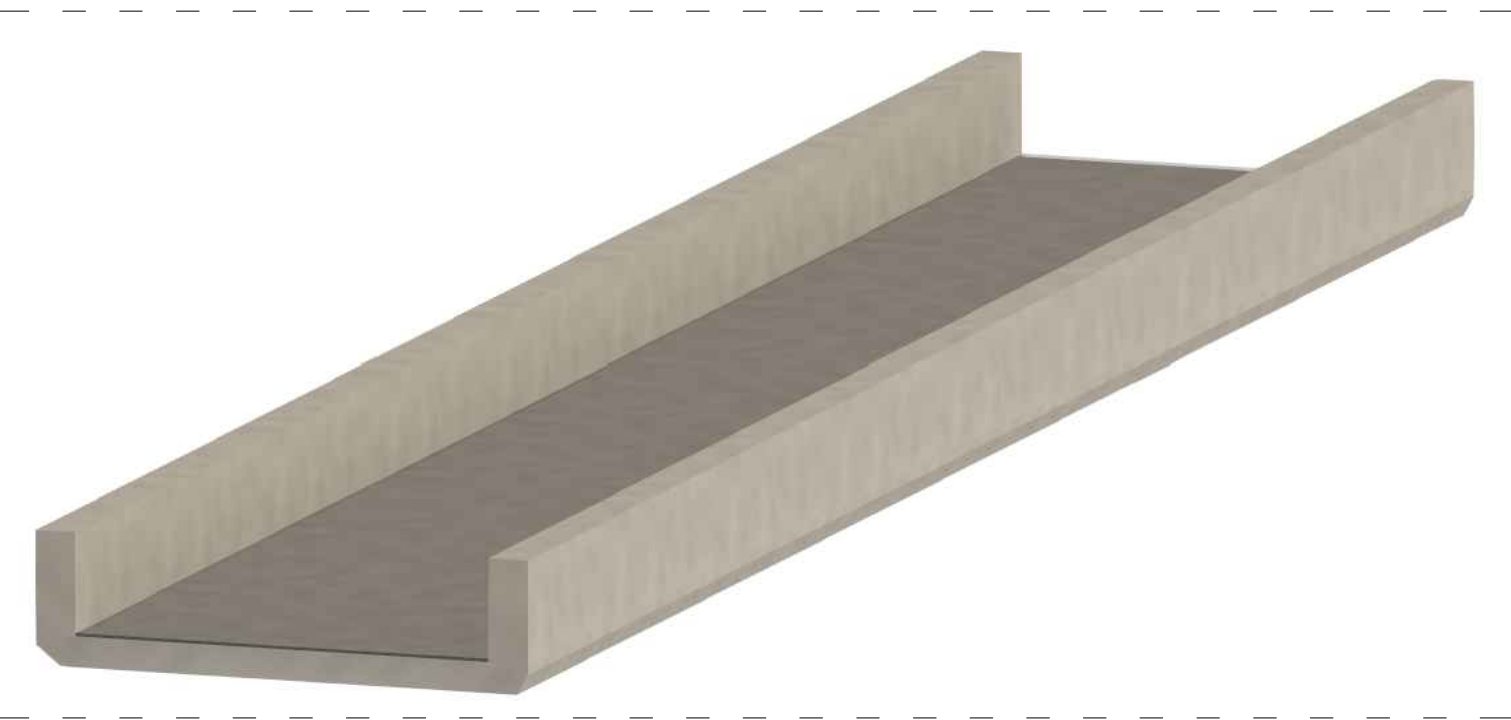


PLANIMETRIA IMPALCATO - Scala 1:100



PLANIMETRIA SOLETTA IN C.A.P. - Scala 1:100

RAPPRESENTAZIONE TRIDIMENSIONALE DELL'IMPALCATO

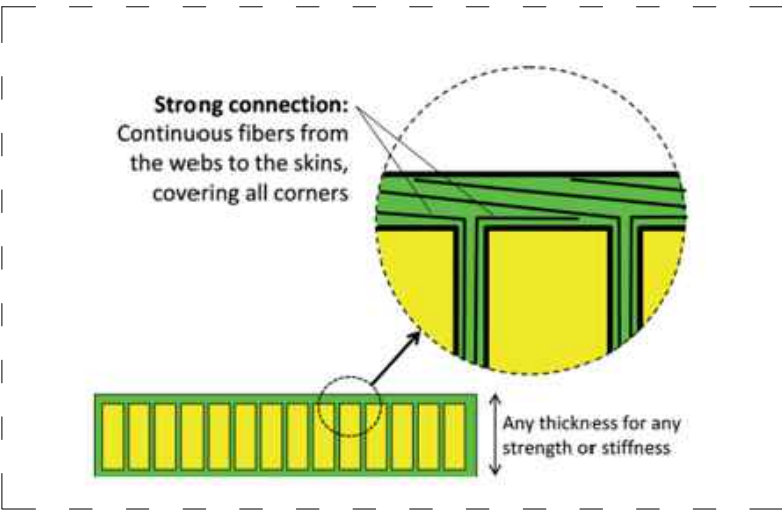


SOLUZIONI PROGETTUALI PER UNA PASSERELLA
CICLOPEDONALE IN DIVERSI MATERIALI: ANALISI E
CONFRONTO DELL'IMPATTO AMBIENTALE E DEI COSTI

Scala:	Tavola n°5:
1:100 1:50	PASSERELLA CICLOPEDONALE IN F.R.P. Planimetria, Prospetto e Sezioni

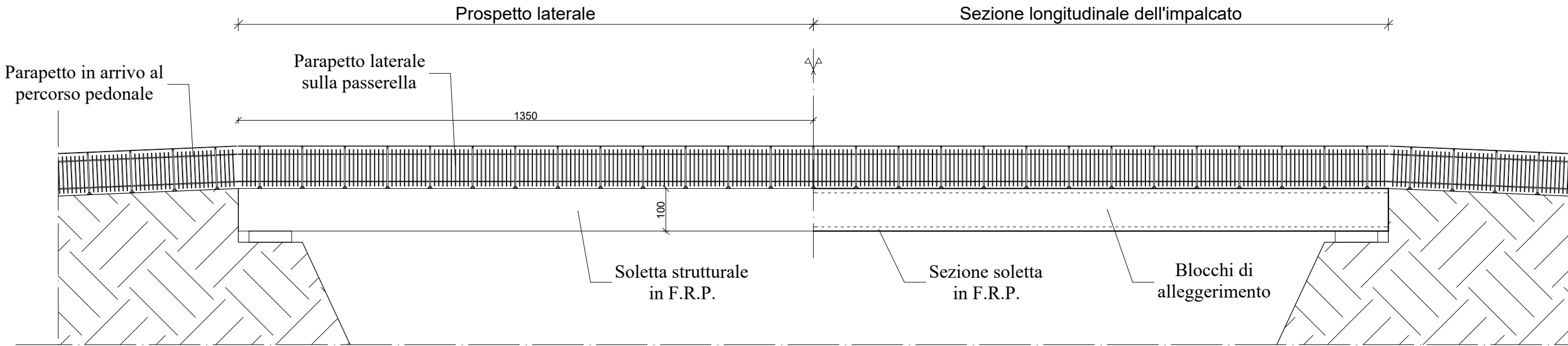
Materiali:

- Materiale composito in F.R.P. (Fiber Reinforced Polymer)
matrice polimerica di resina rinforzata con fibre strutturali ad alta resistenza, fibre di vetro realizzate a base di silicio.
Struttura a sandwich con gli strati di "pelli" di materiale sono distanziati da blocchi di schiuma come alleggerimento



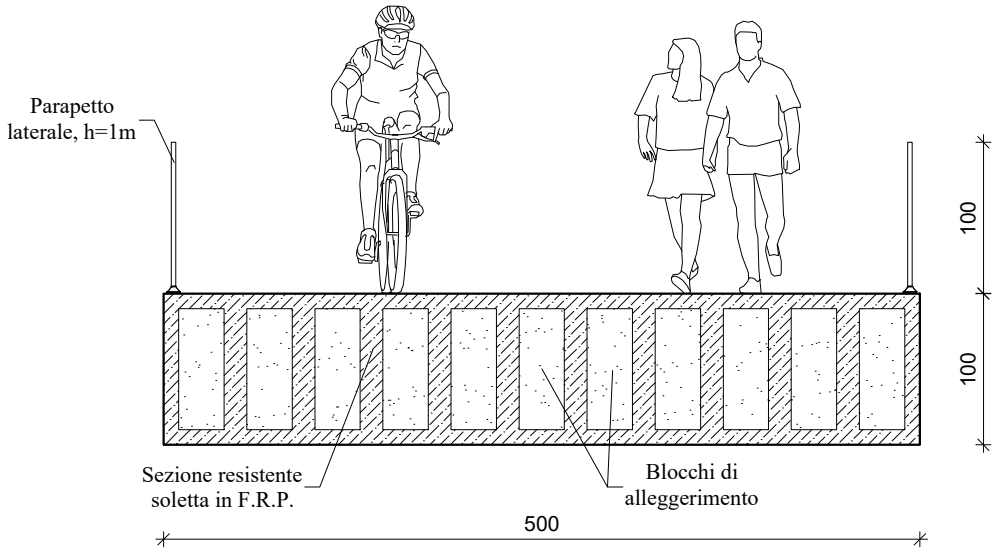
Candidato:	Relatore:
Matteo CECCARINI	Prof. Ing. Stefano SILVESTRI

PROSPETTO LATERALE - Scala 1:100

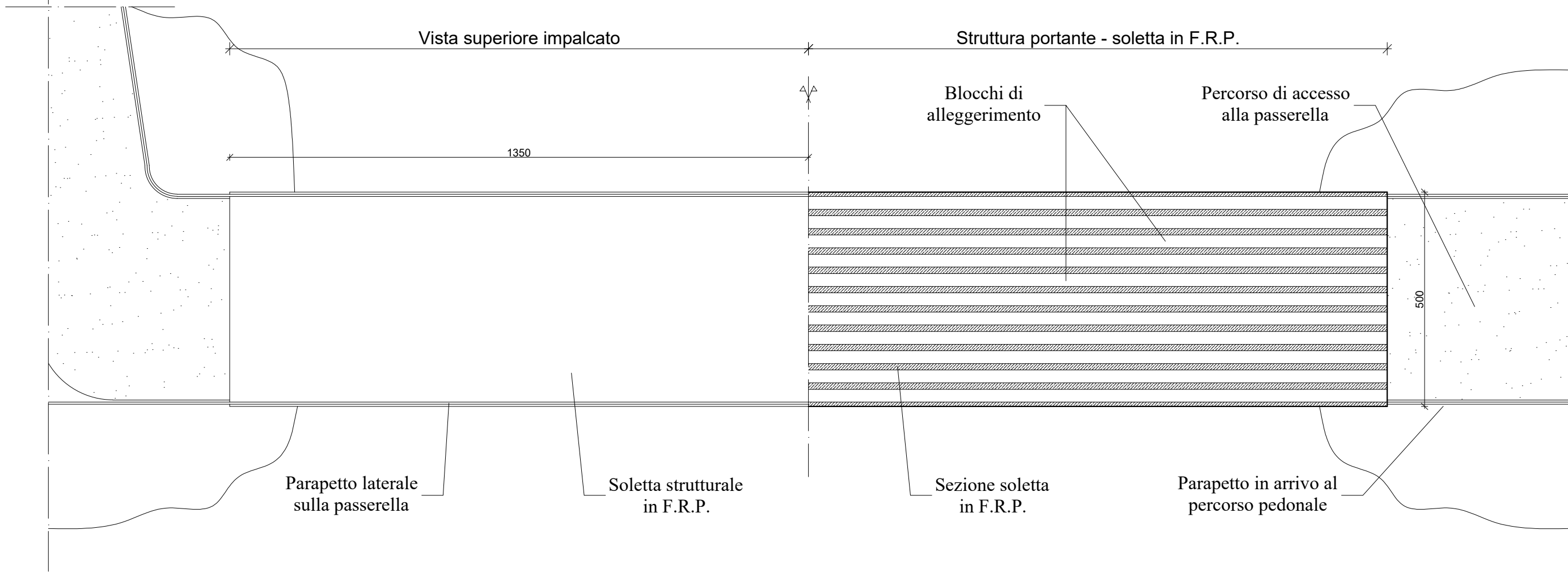


SEZIONE LONGITUDINALE - Scala 1:100

SEZIONE TRASVERSALE IMPALCATO - Scala 1:50



PLANIMETRIA IMPALCATO - Scala 1:100



PLANIMETRIA SOLETTA IN F.R.P. - Scala 1:100

RAPPRESENTAZIONE TRIDIMENSIONALE DELL'IMPALCATO

