



ALMA MATER STUDIORUM
UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

**DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, CHIMICA, AMBIENTALE
E DEI MATERIALI
CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA
CIVILE**

CURRICULUM: STRUTTURE

**ANALISI DEGLI EFFETTI
CAUSATI DA UN INCENDIO SU
PARTI STRUTTURALI IN
CALCESTRUZZO, ACCIAIO E
PRECOMPRESSO**

Tesi di laurea magistrale in Diagnostica e Sperimentazione delle Strutture

Relatore

Prof. Claudio Mazzotti

Correlatore

Ing. Alessio Cappelli

Presentata da

Susanna Puglisi

**Sessione 03/2024
Anno Accademico 2022/2023**

Sommario

Capitolo I Ponti e viadotti in Italia.....	6
1.1 Introduzione	6
1.2 Sintesi dello stage	7
1.3 Contenuto della Tesi	7
Capitolo II Quadro Normativo.....	8
2.1 Linee Guide per la Verifica di Ponti esistenti.....	8
2.2 Conoscenza dell'opera.....	13
2.3 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza	14
2.4 Verifiche di Sicurezza.....	15
Capitolo III Prove non distruttive e semi distruttive per la valutazione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio in strutture esistenti	17
3.1 Introduzione	17
3.2 Ispezione Visiva.....	17
3.3 Termografia	18
3.4 Georadar.....	19
3.5 Indagine Magnetoscopica-Pacometrica	20
3.6 Indagine Sclerometrica	21
3.7 Prelievo di Armatura.....	22
3.8 Carotaggio.....	22
3.9 Ultrasuoni.....	24
Capitolo IV Descrizione del caso studio.....	30
4.1 Dati di progetto	30
4.1.1 Campata I e III	31
4.1.2 Campata II.....	32
4.1.3 Pile	33

4.1.4 Spalle	33
4.2 Dati Rilevati	34
4.2.1 Campata II.....	34
4.2.2 Campata I.....	36
4.2.4 Spalla	36
4.3 Materiali.....	37
4.3.1 Calcestruzzo.....	37
4.4 Analisi dei Carichi	38
4.4.1 Carichi Permanenti	38
4.4.1.1 Carichi Permanenti strutturali.....	39
4.4.2 Carichi da Traffico o Carichi Mobili	40
4.4.3 Azione del Vento	42
4.4.4 Azione di frenamento o accelerazione.....	45
4.5 Combinazione delle azioni.....	45
Capitolo VI Modellazione agli elementi finiti	48
5.1 Introduzione	48
5.2 Definizione Materiali e Sezioni	48
5.3 Modello Impalcato	51
5.4 Modellazione dei Carichi Permanenti e Variabili.....	53
5.5 Effetti Reologici.....	55
5.6 Precompressione	56
5.7 Costruzione per fasi	58
4.8 Carichi Mobili.....	59
5.9 Combinazioni di Carico	62
5.10 Analisi dei Risultati.	65
5.11 Validazione del Modello.....	66

Capitolo VI Modelli di capacità degli elementi resistenti	68
6.1 Resistenza a flessione	68
5.2 Resistenza a taglio	69
Capitolo VII Verifiche di Sicurezza	72
7.1 Verifiche di sicurezza-Dati di progetto.....	72
7.1.1 Trave Campata II	72
7.1.2 Traversi Campata II	75
7.1.3 Trave Campata I-III	78
7.1.4 Traversi	82
7.1.5 Trave Pulvino.....	87
7.1.6 Pilastri	89
7.1.7 Soletta	94
7.2 Verifiche di sicurezza-Dati Rilevati	98
7.2.1 Trave Campata II	98
7.2.2 Traversi	101
Verifica a Taglio	101
7.2.3 Trave Campata I-III	102
7.2.4 Trave Pulvino.....	104
7.2.5 Pilastri	106
7.3 Interpretazione dei Risultati.....	107
Capitolo VII Analisi al fuoco.....	113
8.1 Introduzione	113
8.2 Quadro Normativo	113
8.3 Descrizione del Fenomeno.....	120
8.4 Comportamento dei materiali	122
8.5 Problematiche strutturali	127

8.6 Descrizione del caso studio.....	127
8.7 Modellazione	128
8.7.1 IS Fuoco.....	128
8.7.2 Definizione delle sezioni	129
8.7.2.1 Trave Campata II	129
8.7.2.2 Traversi Campata II	136
8.7.2.3 Soletta Campata II	139
8.7.2.4 Trave Campata I-III	144
8.7.2.5 Traversi Campata I-III	149
8.7.2.6 Trave Pulvino.....	154
8.8 Analisi dei risultati.....	158
8.8.1 Trave CAP	159
8.8.2 Traversi campata II	165
8.8.3 Soletta Campata II	171
8.8.4 Trave Campata I-III	175
8.8.5 Traversi Campata I-III	181
8.8.6 Trave pulvino.....	187
8.9 Confronto dei risultati.....	193
8.9.1 Trave Campata II	194
8.9.2 Traversi Campata II	195
8.9.3 Soletta Campata II	196
8.9.4 Trave Campata I-III	198
8.9.5 Traversi Campata I-III	199
8.9.6 Trave Pulvino.....	200
Conclusioni	202
Bibliografia	204

Capitolo I Ponti e viadotti in Italia

1.1 Introduzione

Il tema dello stato di salute dei ponti e viadotti italiani è ormai diventato di dominio pubblico, per eventi purtroppo noti. Dopo la morte di ben 43 persone a causa del crollo del ponte Morandi, noto come viadotto Polcevera di Genova, ci si è resi conto di come la maggior parte del patrimonio infrastrutturale italiano versa in uno stato di totale trascuratezza e progettato per dei carichi che sono ormai del tutto inadeguati. Infatti, la tragedia del 14 agosto 2018 di Genova purtroppo non è stata l'unica; altri gravi incidenti hanno visto il crollo del ponte sul fiume Magra, il cedimento di un tratto dell'autostrada A6 lungo la Torino-Savona ed ancora un altro cavalcavia crollato a Camerano sulla A14. Tragedie avvenute o per fortuna solo sfiorate che hanno attivato un campanello di allarme non solo sulla stato di salute delle rete viaria italiana e sull'assenza di informazione chiare e recenti ma anche sulla vetustà dell'intero sistema.

Gran parte dei ponti, viadotti e cavalcavia che vengono quotidianamente percorsi risalgono al periodo del boom economico del secondo dopo guerra. Infatti, da un primo censimento effettuato dall' dall'Agenzia Nazionale per la Sicurezza delle Ferrovie e delle Infrastrutture Stradali e Autostradali (**ANSFISA**), nel quale risultano distribuiti su tutto il territorio italiano 21.000 fra ponti, viadotti e oltre 6.000 cavalcavia, si scopre che circa la metà di essi risale a mezzo secolo fa.

Inoltre, oggi si ha ormai la piena consapevolezza che i materiali utilizzati per le costruzioni hanno una vita utile limitata, che può variare molto in funzione della tipologie del materiale, ma anche alle condizioni ambientali a cui la struttura è esposta. È indubbio però che ponti e gallerie costruiti più di 50 anni fa, anche se con tecniche costruttive valide e materiali a norma, oggi possono presentare livelli di prestazione non più ottimali.

È proprio in questo contesto di alto rischio che nascono le *Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il*

monitoraggio dei ponti esistenti con il fine di classificare lo stato dei ponti e dedicare maggiore attenzione alle strutture esistenti in condizioni critiche. Inoltre, al fine di sopperire l'assenza di informazioni, il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ha invitato tutti gli enti ad istituire e pubblicare il censimento delle infrastrutture di loro competenza in un sistema digitalizzato in formato aperto accessibile da tutti i cittadini. Devono essere riportati nel sistema l'anno di costruzione, la portata dell'infrastruttura, lo stato e lo storico degli interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria.

1.2 Sintesi dello stage

Il progetto di tesi del presente elaborato è stato sviluppato grazie al tirocinio curriculare svolto presso Bureau Veritas Spa, leader mondiale nei servizi di ispezione, verifica di conformità e certificazione, in collaborazione con il team di Bureau Veritas Nexta, il quale si occupa di pianificazione strategica e sostenibile e gestione del rischio lungo tutto il ciclo di vita di un'infrastruttura.

L'obiettivo del tirocinio, scaturito dal contesto descritto nel precedente paragrafo, è stato l'implementazione di una verifica di sicurezza accurata finalizzata ad un'analisi di valutazione degli effetti causati da un incendio su parti strutturali in calcestruzzo, ordinario e precompresso, e acciaio.

I documenti principali di riferimento sono stati "Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione di sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti" emanate dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, "Norme Tecniche per le costruzioni" emanate dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti nel 2018.

1.3 Contenuto della Tesi

Nel presente elaborato, al fine di raggiungere gli obiettivi descritti nel precedente paragrafo sono state, in primis, analizzate le Linee guide e la normativa di riferimento nel capitolo II, successivamente si è proceduto con la descrizione delle principali indagini speciali che devono essere svolte sul ponte al fine di raggiungere un buon livello di conoscenza dello stato di conservazione, dei materiali utilizzati e dell'effettiva geometria dei ferri. Dopodiché, nel Capitolo IV

è stata effettuata la descrizione dettagliata dell'opera sia dal punto di vista geometrico che dal punto di vista strutturale, individuandone gli schemi statici e le caratteristiche meccaniche dei materiali in essa presente. In particolare, in questo capitolo verrà fatta la distinzione tra i dati di progetto e i dati rilevati grazie alle indagini descritte al Capitolo III.

Successivamente al fine di poter svolgere l'analisi statica dell'opera si è riportata la modellazione effettuata mediante il software agli elementi finiti Midas Civil, come descritto al Capitolo V.

Infine, si è proceduto alle verifiche di sicurezza riportate nel capitolo VI.

Nel capitolo VII è stato invece ampliato discusso il quadro normativo di riferimento per l'analisi al fuoco e si sono riportati e analizzati i risultati ottenuti mediante il software di calcolo Dolmen- ISFUOCO, il cui funzionamento verrà descritto nello stesso capitolo.

Capitolo II Quadro Normativo

2.1 Linee Guide per la Verifica di Ponti esistenti

Nascono con lo scopo di fornire una procedura per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti ed aggiornano la prima norma italiana di settore, la Circ. Min. LL.PP N° 6736/61A1, "Controllo delle condizioni di stabilità delle opere d'arte stradali" del 19/07/1967. Introducono la valutazione del rischio mediante classi di attenzione che permettono poi di valutare l'onerosità delle ispezioni, delle indagini, dei controlli, dei monitoraggi e delle verifiche da effettuare.

I ponti e viadotti, secondo la definizione delle Linee Guida, sono le costruzioni con una luce complessiva superiore a 6 metri, che permettono di superare un ostacolo o una depressione del terreno.

Il documento propone un approccio multilivello basato su sei differenti livelli, per una gestione ottimizzata del patrimonio infrastrutturale, aventi grado di approfondimento e complessità crescenti come riportato al Capitolo 1.3 del suddetto documento:

- Il **Livello 0** prevede il **censimento** di tutte le opere e delle loro caratteristiche principali mediante la raccolta delle informazioni e della documentazione disponibile. Per ogni struttura è predisposta una scheda di censimento di livello 0 (riportata nell'*Allegato A* delle Linee Guida) che consente di riassumere le informazioni raccolte. Mediante il censimento si individuano le opere che necessitano di ispezioni visive.
- Il **Livello 1**, esteso alle opere censite a Livello 0, prevede l'esecuzione di ispezioni visive dirette e il rilievo speditivo della struttura e delle caratteristiche geo-morfologiche ed idrauliche dell'area, tese a individuare lo stato di degrado e le principali caratteristiche strutturali e geometriche di tutte le opere, nonché potenziali condizioni di rischio associate a eventi franosi o ad azioni idrodinamiche. Mediante dei coefficienti viene definita l'estensione e l'intensità del degrado al quale verrà assegnato un peso(*G*). infine, verranno compilato le *schede di difettosità (Allegato B)* mediante le quali si identificano gli elementi strutturali con un degrado tale da poter compromettere il comportamento globale del ponte.

A titolo di esempio si riporta in figura si riporta la *scheda di ispezione* di Livello 1 per Travi e Traversi CAP:

Scheda Ispezione Ponti di Livello 1															
15		Travi/Traversi N _____	Strada di appartenenza: _____		Progressiva km: _____		Data ispezione: ____/____/____		Mims Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti						
C.A.P.		Tecnico rilevatore: _____													
N°	Descrizione difetto	Visto	G	Estensione K1			Intensità K2			N° foto	PS	NA	NR	NP	Note
				0,2	0,5	1	0,2	0,5	1						
c.a/c.a.p._1	Macchie di umidità passiva	<input type="checkbox"/>	1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>				<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a/c.a.p._2	Macchie di umidità attiva	<input type="checkbox"/>	3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>				<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
Dif. Gen_1	Tracce di scolo	<input type="checkbox"/>	3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>				<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a./c.a.p._3	Cls dilavato / ammolorato	<input type="checkbox"/>	3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>				<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a./c.a.p._21	Cls dilavato / ammolorato Testate	<input type="checkbox"/>	3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>				<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
Dif. Gen_2	Ristagni d'acqua	<input type="checkbox"/>	2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>				<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
Dif. Gen_5	Ristagni d'acqua nei cassoni	<input type="checkbox"/>	4	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>				<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a./c.a.p._4	Vespai	<input type="checkbox"/>	2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>			<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a./c.a.p._5	Distacco del copriferro	<input type="checkbox"/>	2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>				<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a./c.a.p._6	Armatura ossidata / corrosa	<input type="checkbox"/>	5	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a.p._1	Lesioni capillari agli ancoraggi	<input type="checkbox"/>	1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>			<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a.p._2	Testate di ancoraggio non sigill.	<input type="checkbox"/>	2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>				<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a.p._3	Distacco tamponi testate	<input type="checkbox"/>	1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>				<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a.p._4	Lesioni su anima lungo i cavi	<input type="checkbox"/>	2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>			<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a.p._5	Lesioni lungo suola del bulbo	<input type="checkbox"/>	2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>			<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a.p._6	Guaine in vista	<input type="checkbox"/>	2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>				<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a.p._7	Guaine degradate e fili ossidati	<input type="checkbox"/>	4	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a.p._8	Fili aderenti in vista ossidati	<input type="checkbox"/>	4	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a./c.a.p._7	Lesioni a ragnatela modeste	<input type="checkbox"/>	1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>				<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a./c.a.p._10	Fessure diagonali	<input type="checkbox"/>	5	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a./c.a.p._19	Fessure trasversali	<input type="checkbox"/>	5	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a./c.a.p._22	Lesioni / distacco travi traversi	<input type="checkbox"/>	3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a./c.a.p._16	Staffe scoperte / ossidate	<input type="checkbox"/>	3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a./c.a.p._23	Rottura staffe	<input type="checkbox"/>	4	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>				<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a./c.a.p._12	Riprese successive deteriorate	<input type="checkbox"/>	1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>				<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a.p._9	Riduzione armatura di precomp.	<input type="checkbox"/>	5	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a.p._10	Umidità dall'interno	<input type="checkbox"/>	2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>				<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a.p._11	Arm. Scoperta / ossidata testate	<input type="checkbox"/>	2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a.p._12	Fuoriuscita barre ancoraggio	<input type="checkbox"/>	5	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>				<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
Dif. Gen_3	Danni da urto	<input type="checkbox"/>	4	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
c.a./c.a.p._17	Armatura longitudinale deformata	<input type="checkbox"/>	5	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
Eventuali note															

Figura 2.1.1 Scheda di Ispezione Travi e Traversi CAP

Nell'intestazione di ogni scheda va indicata la localizzazione del ponte, l'elemento a cui la scheda fa riferimento, la data di ispezione il tecnico che l'ha svolta.

Per i difetti con un peso elevato è possibile evidenziare il caso in cui è compromessa la staticità dell'opera mediante la casella "PS". Se il difetto non è stato rilevato invece si utilizza la casella "NA", mentre se non è applicabile alla tipologia di opera in esame o se effettivamente il difetto non è presente si utilizzeranno le caselle "NR" o "NP";

- Il **Livello 2** consente di giungere alla classe di attenzione di ogni ponte, sulla base dei parametri di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, determinati elaborando i risultati ottenuti dai livelli precedenti. In funzione di tale classificazione, si procede quindi con uno dei livelli successivi. Le Linee Guida prevedono 5 classi di attenzione: alta, medio-alta, media, medio-bassa e bassa. Il valore della Classe di Attenzione è individuato mediante la valutazione semplificata della pericolosità, dell'esposizione e della vulnerabilità associati alla singola opera, effettuata elaborando i risultati scaturenti dalle ispezioni visive. In ogni caso, la Classe di Attenzione determinata non può essere inferiore a Bassa e superiore a Alta.

Si individuano quattro tipologie di rischi (strutturale e fondazionale, sismico, frane e idraulico) con una classe di attenzione diversa per ognuno di essi. Le singole classi di attenzione vengono poi combinate per ottenere una CdA complessiva della struttura.

Il Flusso logico per la determinazione della classe di attenzione è riportato nella seguente figura:

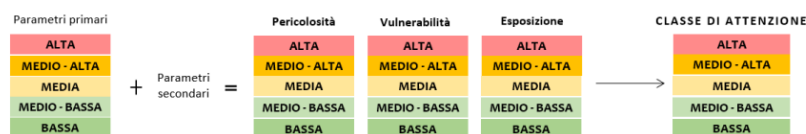


Figura 4.1. – Flusso logico per la determinazione della classe di attenzione

Figura 2.1.2 Flusso Logico per la determinazione delle CdA

- Il **Livello 3** prevede l'esecuzione di valutazioni preliminari atte a comprendere, unitamente all'analisi della tipologia ed entità dei dissesti rilevati nelle ispezioni eseguite al Livello 1, se sia comunque necessario procedere ad approfondimenti mediante l'esecuzione di verifiche accurate di Livello 4. Prevede inoltre la valutazione del rapporto tra la domanda indotta sui vari elementi che compongono il ponte (solette, traversi, travi e/o strutture principali, pile, spalle, apparecchi di vincolo e fondazioni) dai carichi da traffico previsti dalle norme dell'epoca (intesa quindi in questa valutazione come minima capacità garantita dalla norma di progettazione originaria) e la domanda ottenuta utilizzando i modelli di traffico previsti dalle norme attualmente vigenti;
- Il **Livello 4** prevede l'esecuzione di valutazioni accurate, sulla base di quanto indicato dalle Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti, tenendo in considerazione sia il concetto di tempo di riferimento, t_{ref} , ovvero l'arco temporale al quale è riferita la verifica, sia l'entità delle azioni da traffico previste dalle Norme Tecniche.
- Il **Livello 5** si applica ai ponti considerati di significativa importanza all'interno della rete, opportunamente individuati. Per tali opere è utile svolgere analisi più sofisticate.

Lo schema di flusso da seguire dal Livello 0 fino al Livello 5 è mostrato nella figura sottostante.

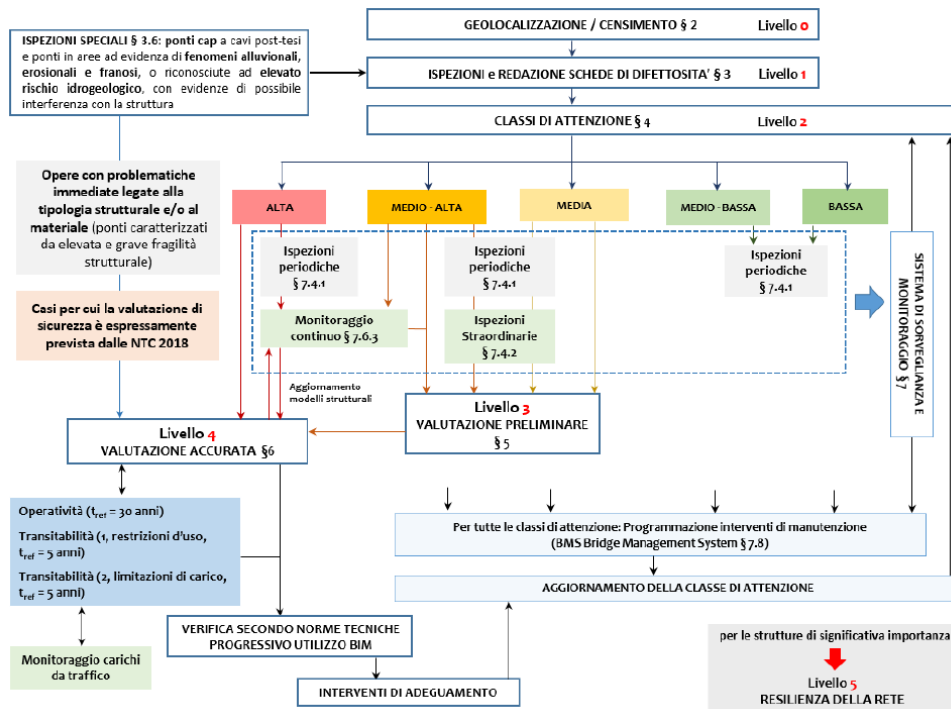


Figura 2.1.3 Flusso Logico dell'approccio multilivello

Inoltre, nel capitolo 8.3 delle Norme Tecniche è precisato che la valutazione di sicurezza deve stabilire se:

- L'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- L'uso debba essere modificato (declassato, cambio di destinazione d'uso e/o imposizione di limitazione)
- Eseguire interventi volti ad aumentare la sicurezza.

Partendo da questi presupposti normativi le Linee Guida stabiliscono tre tipologie di ponte:

- **Adeguato** se le verifiche eseguite, utilizzando i carichi e i fattori parziali previsti, soddisfano i requisiti richiesti dalla norme tecniche
- **Operativo** se soddisfa le verifiche eseguite utilizzando i principi esposti nelle NTC ma utilizzando un tempo di riferimento pari a 30 anni;
- **Transitabile** se le verifiche eseguite su un orizzonte temporale ridotto, con tempo di riferimento non maggiore a 5 anni, sono soddisfatte e si prevedano lavori di adeguamento adottando limitazione dei carichi e restrizione d'uso del ponte.

2.2 Conoscenza dell'opera

Coerentemente con quanto introdotto nelle NTC 2018 e nella relativa circolare esplicativa del 21 Gennaio 2019, le Linee Guida prevedono l'individuazione dei Fattori di Confidenza per ciascun Livello di conoscenza del ponte.

Il percorso conoscitivo prevede le seguenti attività:

- Analisi Storico-Critica;
- Analisi del progetto originario;
- Rilievo geometrico-strutturale;
- Caratterizzazione geologico-tecnica del sito;
- Indagini finalizzate alla caratterizzazione dei dettagli costruttivi e dei materiali.

Le campagne conoscitive sono finalizzate alla ricostruzione dei dettagli costruttivi ed alla caratterizzazione meccanica sperimentale dei materiali e delle strutture sulla base dei risultati dell'analisi storico-critica e dei rilievi geometrico e strutturale. Anche in presenza di documentazione originaria di progetto possono essere opportune indagini per verificare ed integrare le informazioni possedute. In particolare, si individuano:

- saggi in situ sugli elementi costruttivi;
- prove sperimentali per la determinazione delle proprietà meccaniche dei materiali e delle strutture;
- rilievi in situ e carotaggi per la determinazione dello stato di durabilità dei materiali calcestruzzo, acciaio per c.a., acciaio per c.a.p., acciaio da carpenteria.

La circolare applicativa prevede tre diversi livelli di approfondimento per lo svolgimento delle indagini:

- Indagini limitate: consentono di valutare, mediante saggi a campione, la corrispondenza tra quanto riportato nei disegni costruttivi (o ipotizzato attraverso il progetto simulato) e quanto presente in situ. I saggi si eseguono su un numero limitato di posizioni opportunamente selezionate.
- Indagini estese: quando non sono disponibili i disegni costruttivi originali o quando le informazioni sono comunque insufficienti e/o incomplete, al fine di ottenere una conoscenza diffusa sul manufatto che consenta una

valutazione preliminare della sicurezza, si eseguono saggi in situ su un numero maggiore di posizioni rispetto al caso di indagini limitate.

- Indagini esaustive: si effettuano quando si desidera raggiungere un accurato livello di approfondimento conoscitivo sul manufatto o su porzioni significative di esso e non sono disponibili gli elaborati progettuali originari.

Dunque, sulla base degli approfondimenti effettuati sarà possibile individuare i Livelli di Conoscenza dell'opera ai quali saranno associati i rispettivi fattori di confidenza (FC), ovvero dei coefficiente riduttivi da applicare ai parametri meccanici dei materiali e intesi come indicatori del livello di approfondimento raggiunto.

2.3 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Di seguito si riportano i livelli di conoscenza descritti nel Capitolo 8.5 delle NTC2018 con una guida alla stima dei fattori di confidenza riportata al Capitolo C8.5.4 della Circolare esplicativa:

- LC1: raggiunto quando sono state eseguite almeno l'analisi storico-critica, il rilievo geometrico completo, indagini limitate sui dettagli costruttivi e prove limitate sulle caratteristiche meccaniche dei materiali;

Il corrispondente fattore di confidenza sarà pari a:

$$FC = 1.35$$

- LC2: raggiunto se sono state eseguite, come minimo, l'analisi storico-critica, il rilievo geometrico completo e indagini estese sui dettagli costruttivi, prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali;

Il corrispondente fattore di confidenza sarà pari a:

$$FC = 1.2$$

- LC3: raggiunto se sono state eseguite, come minimo, l'analisi storico-critica, il rilievo geometrico completo ed accurato e indagini esaustive sui

dettagli costruttivi, prove esaustive sulle caratteristiche meccaniche dei materiali;

Il corrispondente fattore di confidenza sarà pari a:

$$FC = 1$$

Sulla base di questi parametri saranno valutate le resistenze meccaniche di progetto dei Materiali come:

$$f_d = \min\left(\frac{f_m}{FC \cdot \gamma_m}; \frac{f_k}{FC}\right)$$

Al fine di interpretare correttamente le Norme Tecniche e la Circolare senza però entrate in contrasto con quanto descritto negli Eurocodici.

2.4 Verifiche di Sicurezza

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente, come definito al capitolo 8.3 delle NTC2018, è un procedimento quantitativo volto a determinare l'entità delle azioni che una struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla normativa.

Nella stessa sezione la norma stabilisce che la valutazione della sicurezza e la progettazione degli eventuali interventi che possono derivarne, possono essere eseguite in generale con riferimento ai soli Stati Limite Ultimi (SLU).

Emerge dunque un quadro normativo che non pone l'obbligatorietà delle verifiche nelle condizioni di esercizio dovute ai carichi verticali per le opere esistenti.

Le verifiche interessano un cavalcavia che ricalca le tipologie costruttive tipiche degli anni 60. Le verifiche sono condotte per le azioni previste dalla vigente normativa NTC2018, sia antropiche (carichi da traffico) che naturali (vento).

Per gli elementi interessati da difetti significativi, le verifiche saranno svolte sia per lo stato di fatto, sia per lo stato originale di progetto, cioè la configurazione "integra", sia per la configurazione "ammalorata" dovuta alla presenza di eventuali difetti rilevati difformità riscontrate rispetto ai dati di progetto. Ciò consente di stabilire, nel caso di non soddisfacimento di una verifica, se la causa sia da imputare al difetto presente oppure alla variazione normativa delle azioni agenti rispetto a quelle di progetto.

Si ipotizza che l'impalcato risalga alla metà degli anni 60 e, dunque, che sia stato progettato come ponte su strada non statale del tipo I (seconda categoria) ai sensi delle "Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali" del 14 febbraio 1962, utilizzando in fase di progetto un carico costituito da due colonne indefinite di mezzi di 12 t.

Per il caso studio proposto si è dunque eseguita la verifica in un Livello di Conoscenza LC1, visto il numero esiguo di indagini condotte e si utilizza un fattore di confidenza FC pari a 1,35 seguendo quanto riportato nella tabella C8.5.IV della Circolare Min. 21 gennaio 2019 per le costruzioni di calcestruzzo armato o acciaio:

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

Tabella 2.4.1 Livelli di Conoscenza e Fattori di Confidenza

Capitolo III Prove non distruttive e semi distruttive per la valutazione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio in strutture esistenti

3.1 Introduzione

Le verifiche su edifici esistenti sono caratterizzate da una serie di operazioni fondamentali al fine di raggiungere un'adeguata conoscenza dell'opera. Infatti, come descritto dalle *Linee Guida* è fondamentale, a prescindere dal livello di conoscenza che si vuole raggiungere eseguire sia l'analisi storico critica che il rilievo geometrico, mediante il quale si individua la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi e la presenza di eventuali quadri fessurativi.

Ma al fine di ottenere una stima adeguata delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado non è possibile prescindere dall'esecuzione di indagini sperimentali. Attraverso l'integrazione della documentazione disponibile e l'indagine visiva svolta per il rilievo geometrico si valuta il numero, la tipologia e la localizzazione delle prove da effettuare che possono essere non distruttive o semi distruttive.

Il danno provocato alla struttura sarà proporzionale all'affidabilità dei risultati ottenuti dalla prova. Infatti, i risultati delle prove non distruttive forniscono solo dei valori di stima e spesso non sono facilmente interpretabili.

Di seguito si riportano le prove eseguite nell'opera oggetto del caso studio, al fine di eseguire successivamente una verifica accurata di *Livello 4*

3.2 Ispezione Visiva

Sono finalizzate a verificare l'attendibilità dei dati di progetto, raccogliere ulteriori informazioni circa le effettive caratteristiche geometriche e strutturali dell'opera in esame e del sito di costruzione e valutare, seppur in maniera speditiva e sommaria, il grado di conservazione delle strutture. Esse forniscono una descrizione quanto più oggettiva possibile delle effettive condizioni dell'opera e dell'ambiente circostante.

Nel caso in cui la struttura da ispezionare sia un ponte, le *Linee Guida* richiedono l'esame sia dell'estradosso sia dell'intradosso del ponte in ogni loro elemento in

modo da avere una visibilità completa ed adeguata anche, ove opportuno, di vani chiusi quali cassoni o pile cave.

Con le indagini visive si individuano le zone preferenziali per l'ubicazione delle prove successive.

La strumentazione minima di base suggerita comprende semplici strumenti di misura per eseguire il rilievo geometrico della struttura, strumenti fotografici di prestazioni adeguate all'esecuzione di rilievi fotografici anche a distanza ed eventuali altri strumenti ritenuti utili per il rilievo.

I difetti principali da attenzionare sono i vespai, le efflorescenze, le scolature, le fessure capillari, le armature lente scoperte e ossidate, le macchie di umidità, le guaine degradate e fili ossidati, la riduzione dell'armatura di precompressione, le testate di ancoraggio non sigillate, ect.

I difetti rilevati saranno valutati in funzione dell'estensione del degrado mediante le *Schede Difettologiche* presenti nell'*Allegato C* delle *Linee Guida*.

3.3 Termografia

È Tecnica di rilievo non distruttiva non a contatto che si basa sulla misura della radiazione infrarossa emessa da una superficie. La finalità è infatti l'individuazione dell'elemento strutturale annegato all'interno di un eventuale parete o telaio, o nel caso di un ponte con travi cap per individuare il numero e la posizione dei cavi da precompressione. Sfrutta il principio per il quale superfici caratterizzate da materiali differenti generano radiazioni infrarossi differenti. Attraverso una fotocamera sensibile agli infrarossi si esegue la mappatura dell'area da indagare e in output si generano delle mappe di falsi colori chiamate termogrammi



Figura 3.3.1 Termogramma

3.4 Georadar

È una tecnica non distruttiva non a contatto, utilizzata con le stesse finalità della Termografia però a differenza di quest'ultima consente di indagare profondità più elevata.

La metodologia GPR, attraverso l'utilizzo di onde elettromagnetiche, consente la definizione delle caratteristiche interne al mezzo indagato attraverso l'identificazione delle interfacce tra livelli dotati di differente resistività e costante dielettrica. La generazione e la ricezione dei segnali è operata da una o più antenne, tra loro collegate, con funzioni di trasmissione e ricezione. Il risultato finale di un rilevamento elementare è costituito da un segnale nel dominio dei tempi, comprendente una serie di impulsi che rappresentano la successione degli orizzonti attraversati e la cui posizione dipende dalla velocità di propagazione delle onde nei materiali.

È possibile eseguire indagini GPR adottando due diverse configurazioni:

- monostatica, cioè una sola antenna è in grado di trasmettere e ricevere il segnale;
- biostatica, che prevede l'utilizzo di due antenne, con funzioni distinte, ad offset variabile.

Le indagini effettuate con il Georadar possono essere visualizzate in tempo reale e si svolgono facendo scorrere il macchinario lungo percorsi longitudinali e trasversali che vanno a costituire un grigliato sull'elemento strutturale studiato. Il risultato di un rilevamento è costituito da un segnale comprendente una serie di impulsi che rappresentano la successione degli orizzonti attraversati e la cui posizione dipende dalla velocità di propagazione delle onde nei materiali.

Per la struttura oggetto del seguente elaborato sono state eseguite indagini georadar nei traversi di Campata II. In particolare, sono state eseguite due scansioni orizzontali per la caratterizzazione delle armature verticali e per valutare la presenza di eventuali ferri piegati.

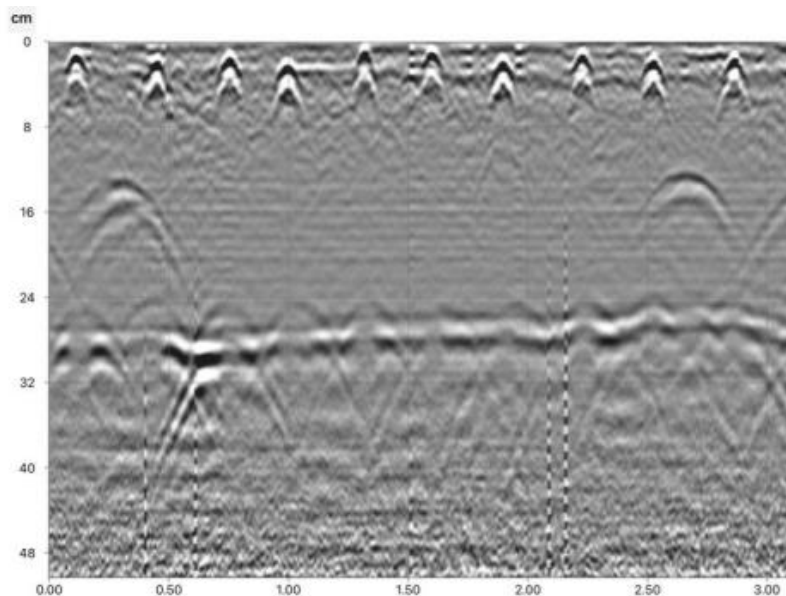


Figura 3.4.1 Rilevazione Armatura verticale e ferri piegati

3.5 Indagine Magnetoscopica-Pacometrica

È un'indagine non distruttiva a contatto che permette di localizzare le armature, la misura del copriferro e il diametro delle barre di armatura. Viene svolta mediante l'utilizzo di uno strumento chiamato pacometro, il cui principio di funzionamento si basa sull'induzione magnetica. È costituito da un'unità di acquisizione dati e da una sonda di rilevamento al cui interno vi è una bobina attraversata da corrente che genera un campo magnetico. La presenza di oggetti metallici in prossimità

della sonda provoca una perturbazione di tale campo magnetico. Tale alterazione viene segnalata con un segnale acustico e visualizzata su un indicatore digitale. Prima di procedere con l'esecuzione della prova è necessario preparare la superficie da investigare rimuovendo l'intonaco e poi si procede effettuando due scansioni ortogonali al fine di individuare sia le barre ortogonali che le staffe.

3.6 Indagine Sclerometrica

La finalità della seguente prova è la determinazione dell'indice di rimbalzo di un'area di cls indurito utilizzando uno strumento chiamato sclerometro.



Figura 3.6.1 Sclerometro

Una massa di acciaio spinta da una molla colpisce uno stantuffo a contatto con la superficie della struttura da testare. La massa viene rilasciata e impatta sullo stantuffo. Il risultato del test è espresso come numero in termini di indice di rimbalzo della massa. L'indice di rimbalzo ottenuto con questa prova può essere utilizzato per o determinare l'uniformità del cls in opera, o per delimitare zone o aree deteriorate o di cls di bassa qualità.

Prima di eseguire la prova è necessario:

- Individuare l'area e assicurarsi che la superficie sia levigata e libera da ferri di armatura;
- Realizzare una griglia. Le battute sclerometriche saranno eseguite nei nodi di quest'ultima
- Sia prima che dopo l'esecuzione della prova va eseguito il controllo di taratura dello strumento;
- Lo strumento va posizionato ortogonalmente alla superficie.

Nella zona da controllare si effettuano un minimo di 9 battute; si evitano le zone ammalorate e i punti in cui la presenza dell'acciaio potrebbe interferire sui risultati della prova di rimbalzo. Il valore della resistenza si ottiene dalla mediana delle letture. Se oltre il 20% delle misure si discosta dalla mediana per più del 30%, l'intera serie deve essere scartata.

3.7 Prelievo di Armatura

La finalità è poter eseguire delle prove di trazione sulla porzione di armatura prelevata al fine di individuarne la resistenza a trazione e il modulo elastico. È necessario a tal fine prelevare un campione di lunghezza di almeno 50 cm.

È una prova semi distruttiva poiché per l'esecuzione è necessaria la rimozione dell'intonaco e del copriferro prima del prelievo della barra.

Durante l'esecuzione della prova il campione viene opportunamente strumentato con degli estensimetri che permettono di ottenere l'andamento tensione σ – deformazione ϵ .

Alla fine della prova si è in grado di ottenere la resistenza allo snervamento e la resistenza a rottura dell'elemento.

3.8 Carotaggio

Il carotaggio è una prova *semi distruttiva* che consiste nell'estrazione di “carote” di calcestruzzo indurito che vengono poi preparate per essere sottoposte ad una prova di resistenza a compressione.

Per “carote” intendiamo dei provini cilindrici il cui diametro deve essere tre volte più grande della dimensione massima dell'aggregato, e vengono estratte con una macchina chiamata appunto “carotatrice”. Si deve prestare attenzione nell'estrazione dei prelievi, che devono avvenire lontani dagli spigoli degli assetti murari e non in corrispondenza di ferri di armatura poiché potrebbero influenzare la prova di resistenza.



Figura 3.8.10 Estrazione delle carote.

Quando le carote vengono estratte si devono conservare in contenitori sigillati per mantenere le loro caratteristiche originarie, l'unica modifica che si deve apportare è la rettifica delle superfici in modo che, durante il contatto tra le estremità del provino ed il macchinario che si occupa della prova a compressione, le due interfacce siano perfettamente aderenti senza causare zone più sollecitate.

È sempre bene fare un controllo preliminare delle carote in quanto queste possono essere affette da *carbonatazione*, un processo chimico per cui una sostanza, in presenza di anidride carbonica, dà luogo alla formazione di carbonati. Per ovviare a questo problema viene effettuato in *test colorimetrico* nel quale si spruzza sulla superficie una soluzione a base di alcool etilico e, se il colore diventa violetto/rosato la superficie non è carbonatata, invece se il colore non si modifica, indica che la superficie è carbonatata.

Dalla prova a compressione possiamo estrarre le caratteristiche fondamentali del calcestruzzo in esame (la resistenza a compressione), ma la carbonatazione potrebbe provocare un incremento delle caratteristiche meccaniche e questo può falsare i risultati delle prove effettuate sulle carote.



Figura 3.8.2 Test colorimetrico e prova di compressione.

3.9 Ultrasuoni

Quando un solido viene eccitato da una vibrazione continua o impulsiva applicata sulla sua superficie esterna, al suo interno si propagano onde meccaniche con una certa velocità di propagazione. In base alla tipologia dell'elemento considerato abbiamo una velocità diversa, ad esempio nei metalli (elementi omogenei con alta densità) si ha un'alta velocità di propagazione; invece, nella muratura (elemento poroso ed eterogeneo) si ha bassa velocità.

Quando un'onda raggiunge una superficie di interfaccia tra due materiali che hanno *impedenza acustica* diversa, cioè due materiali tra i quali troviamo una variazione nella propagazione dell'onda, si possono verificare diversi fenomeni:

- Trasmissione (l'onda si propaga nel secondo mezzo);
- Riflessione (l'onda si propaga nel mezzo da cui proveniva);
- Propagazione lungo l'interfaccia.

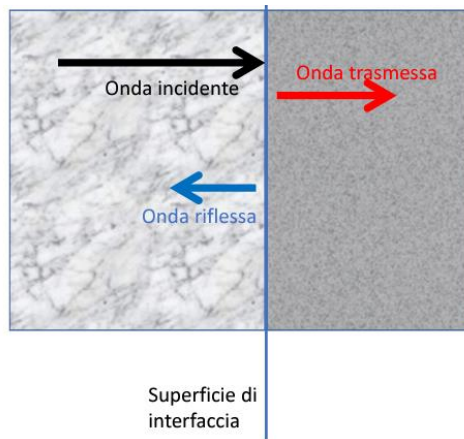


Figura 3.9.1 Onda trasmessa e riflessa.

Le onde possono essere di due tipi in funzione della risoluzione dei difetti che riescono a rilevare:

- Onde lunghe: si propagano per lunghi tratti nel materiale ma non consentono l'individuazione di piccoli difetti → bassa risoluzione;
- Onde corte: si propagano per tratti più brevi ma consentono l'individuazione di difetti molto piccoli → alta risoluzione.

Tale indagine appartiene alle ispezioni *non distruttive*, la strumentazione usata per il metodo agli ultrasuoni è composta da: un emettitore che eccita il sistema ed emana le onde; un trasduttore emittente ed uno ricevente (di solito composti da materiale piezoelettrico) che trasmettono e ricevono le onde che si propagano nel mezzo in esame, ed un ricevitore che acquisisce e analizza le onde ricevute.

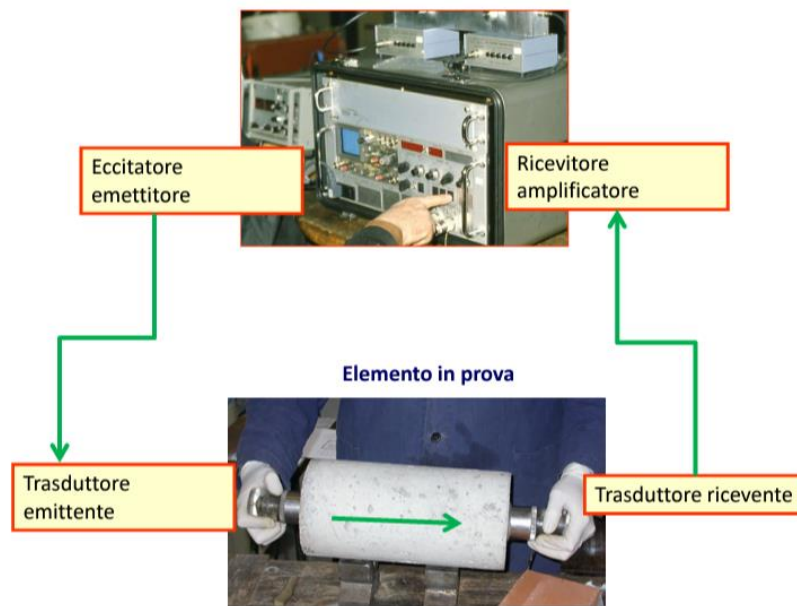


Figura 3.9.2 Strumentazione metodo agli ultrasuoni.

Si usano due metodologie di prova in funzione del fenomeno che si vuole sfruttare.

Metodo per riflessione: si usa una sola sonda che emette e riceve gli impulsi, i quali vengono irradiati in tutte le direzioni e subiscono riflessioni e rifrazioni. Lo scopo è proprio quello di calcolare l'eco dell'onda rifratta nel momento in cui incontra un difetto, calcolando così la sua presenza e la sua posizione.

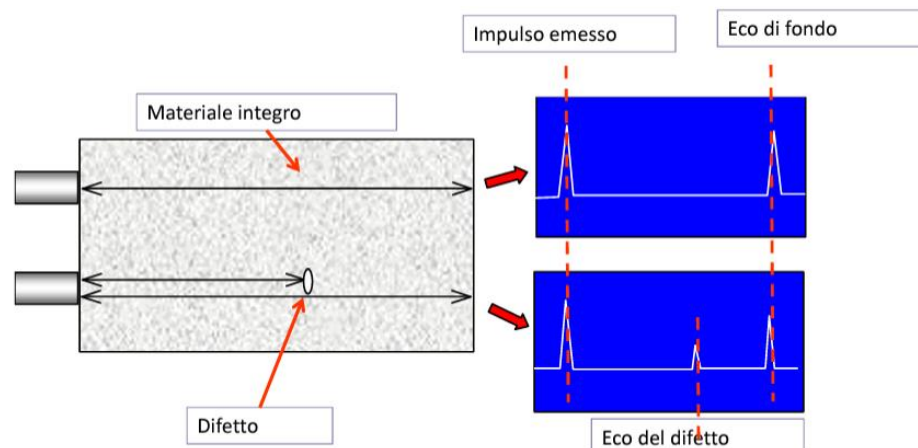


Figura 3.9.3 Metodo per riflessione.

Metodo per trasmissione: si usano due sonde, una che emette e l'altra che riceve gli impulsi. Come è possibile notare in Fig. xx, la trasmissione può essere *diretta* (1), che permette di sfruttare la massima potenza sia in emissione che in ricezione, *semidiretta* (2 – 3) con una potenza intermedia e *indiretta* (4) con potenza minima.

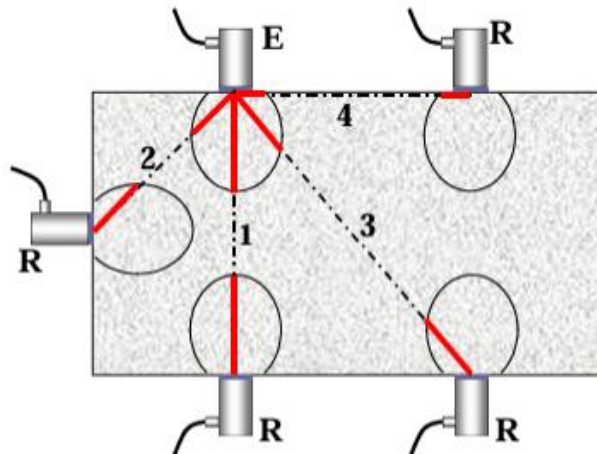


Figura 3.9.4 Metodo per trasmissione.

Ogni qualvolta che si eseguono delle prove agli ultrasuoni è bene eseguire più misure su traiettorie parallele e ravvicinate, calcolando poi la media dei valori ottenuti.

Per analizzare la presenza dei difetti si calcola la *velocità apparente di propagazione* V_p ; “apparente” perché l’effettiva lunghezza del percorso può non coincidere con la distanza tra i centri delle sonde. Le variazioni della velocità di propagazione possono essere causate dalla presenza di difetti come vuoti, fessure, zone degradate o disomogeneità del materiale.

$$V_p = \frac{L}{\Delta t}$$

Dove L è la distanza tra i centri dei trasduttori e Δt è il *tempo di volo*, cioè l’intervallo di tempo che trascorre tra l’istante di inizio delle oscillazioni del trasduttore emittente e l’istante in cui il primo fronte d’onda viene ricevuto dal trasduttore ricevente.

Quindi in funzione della tipologia di difetto possiamo riscontrare fenomeni e tempistiche di propagazione delle onde meccaniche differenti:

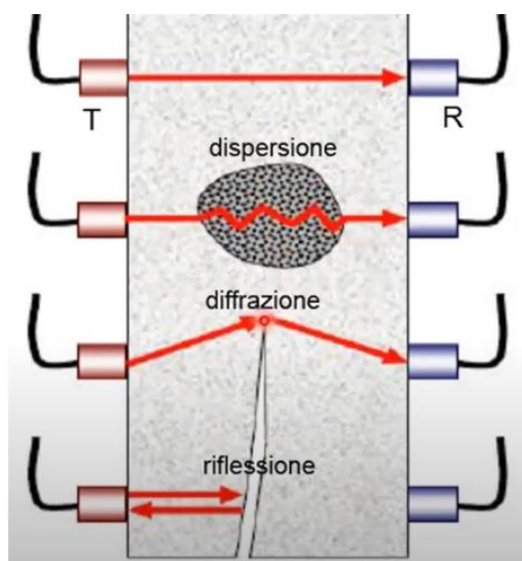


Figura 3.9.5 Trasmissione in funzione dei difetti riscontrati.

Capitolo IV Descrizione del caso studio

4.1 Dati di progetto

Il caso studio presenta una tipologia di cavalcavia di lunghezza complessiva di 45,56m. L'opera è distribuita su tre campate così suddivise:

- Campata I e Campata III costituite da due portali caratterizzati da uno schema statico a telaio;
- Campata II (centrale) costituita da quattro travi continue in calcestruzzo armato precompresso a cavi post tesi con uno schema statico del tipo a trave semplicemente appoggiata.

La sezione trasversale del cavalcavia è costituita da un'unica carreggiata più due cordoli.

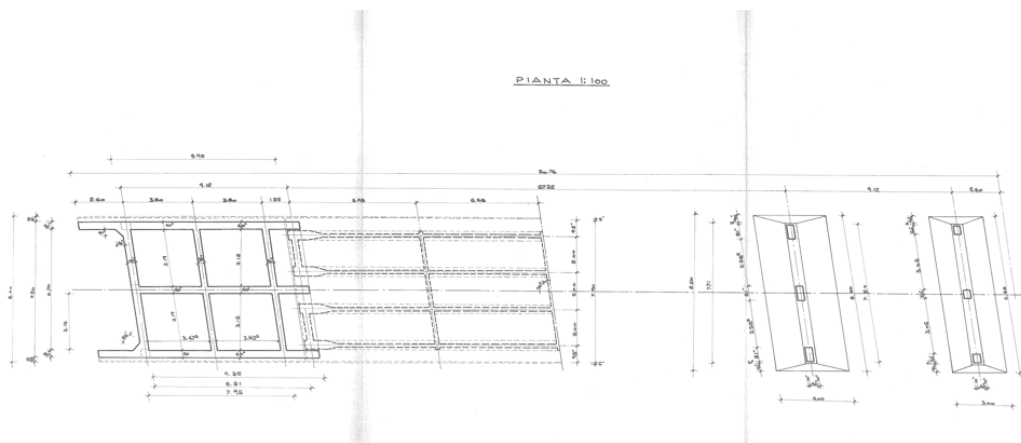


Figura 4.1.1 Pianta Cavalcavia



Figura 4.1.2 Sezione longitudinale Cavalcavia

4.1.1 Campata I e III

Gli impalcati di campata I e III presentano le stesse caratteristiche sia dal punto di vista geometrico che strutturale, per semplicità dunque si procede alla descrizione di uno solo di essi.

Il suddetto impalcato presenta una campata di luce di 9m e larghezza di 8 m. È costituito da tre travi in cemento armato ordinario, con interasse pari a 3,15m che formano un portale con pila e spalla.

Le travi presentano una tipica sezione a T con larghezza dell'anima di 20 cm, larghezza complessiva dell'ala superiore di 40 cm e altezza della sezione complessiva di 110cm.

L'armatura delle travi di bordo è così sostituita:

- 6 ϕ 24 al lembo inferiore;
- 2 ϕ 24 al lembo superiore;
- Staffe ϕ 10 passo 25.

Mentre l'armatura della trave in mezzera è costituita da

- 7 ϕ 24 al lembo inferiore;
- 2 ϕ 24 al lembo superiore;
- Staffe ϕ 10 passo 25.

Il collegamento tra le varie nervature è costituito da tre traversi di sezione rispettivamente pari a 25cmx40cm, 30cmx40cm e 40cmxcm e con interasse di 3,8m che garantiscono la distribuzione trasversale dei carichi.

La loro armatura è costituita da

- 3 ϕ 18 armatura simmetrica sia all'intradosso che all'estradosso sotto
- 2 ϕ 18 piegati a croce di sant'Andrea
- Staffe ϕ 10 passo 30

Infine, la copertura è costituita da una soletta superiore di spessore 18 cm la cui armatura è costituita da:

- 3 ϕ 12 all'intradosso;
- 4 ϕ 12 all'estradosso;
- Staffe ϕ 12 passo 20;

4.1.2 Campata II

L'impalcato centrale del cavalcavia copre una luce di 27,32 metri ed è costituito da quattro travi con interassi di 2m e tre traversi con interasse di 6,68m. Lo schema statico al quale si può ricondurre è quello di una trave appoggiata-appoggiata realizzato mediante degli appoggi in neoprene.

Le travi presentano una sezione a doppia T con un'altezza pari a 1,17 m, larghezza dell'anima di 19 cm e larghezza complessivi dell'ala pari a 50cm.

Sono state realizzate in calcestruzzo armato precompresso a cavi post tesi e gettate interamente in opera, così come i traversi e la soletta.

La precompressione delle travi è stata realizzata con due cavi da 42 fili di diametro $\phi 6$ e due cavi da 30 fili con diametro $\phi 6$ e disposti come mostrato in Figura:

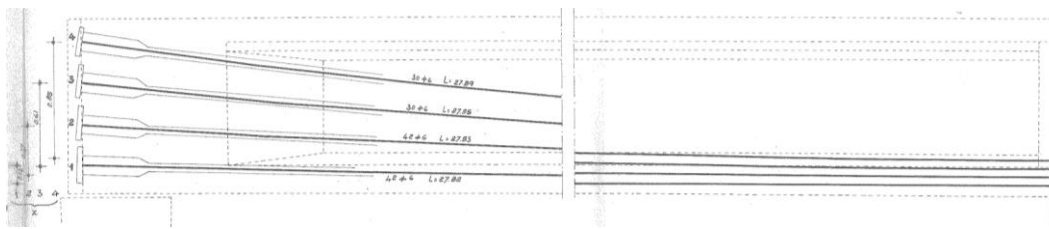


Figura 4.1.2.1 Tracciato dei cavi da precompressione

Le travi sono collegate tre traversi, due di bordo e uno in mezzzeria, di sezione rettangolare pari a 20cmx117cm. L'armatura è costituita da;

- 3 $\phi 18$ all'estradosso;
- 3 $\phi 16$ all'intradosso;
- Staffe $\phi 10$ passo 30 cm.

La soletta di copertura presenta uno spessore pari a 18cm realizzata in cemento armato ordinario. L'armatura è costituita da una maglia di 4 $\phi 12$ posta sia all'intradosso che all'estradosso.

4.1.3 Pile

Le pile sono costituite da tre colonne a sezione variabile da 40cmx40cm alla base fino a 80x80 in sommità, che per semplicità d'ora in poi denomineremo come "Pilastro 2".

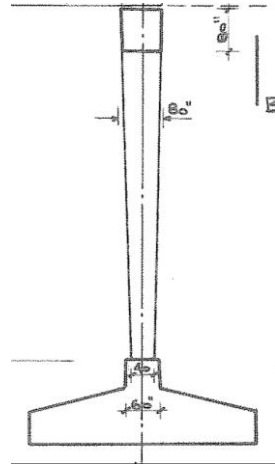


Figura 4.1.3.1 Pilastro "2"

La sua armatura è disposta simmetrica rispetto al baricentro della sezione di base costituita da 12 ϕ 24.

Le colonne sono collegate in testa da un trave-pulvino di sezione pari a 80cmx80cm la cui armatura è costituita da:

- 4 ϕ 24 + 2 ϕ 20 all'intradosso;
- 2 ϕ 24 all'estradosso;
- Staffe ϕ 14 passo 25.

4.1.4 Spalle

Le spalle sono costituite da tre colonne a sezione costante 40cmx50cm armate con 8 ϕ 24 disposti nei lati lunghi della sezione. Nel seguente elaborato la suddetta colonna verrà denominata "Pilastro 1".

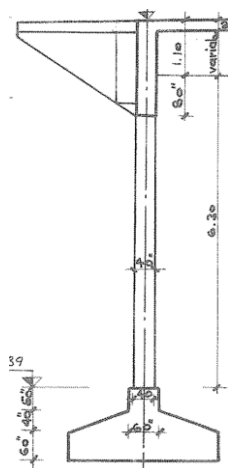


Figura 4.1.4.1 Pilastrò "1"

In sommità sono collegate alle travi in maniera tale da formare un portale.

I dati sopra descritti verranno utilizzati nel Capitolo VII per le verifiche di sicurezza, considerando una configurazione integra degli elementi e conforme all' As Built.

4.2 Dati Rilevati

A seguito delle indagini sperimentali condotte, descritte nel Capitolo III, si sono riscontrate delle difformità con quanto descritto dai dati di progetto o dei difetti che hanno modificato la condizione integra degli elementi strutturali.

Di seguito verranno quindi riportate le condizioni ammalorate rilevate dei vari elementi, le quali verranno poi utilizzate nel Capitolo per le verifiche di sicurezza eseguite con le opportune modifiche.

4.2.1 Campata II

Trave CAP

In campata due sono stati rilevati i cavi di precompressione con la presenza sia della guaina che della boiaccia in buono stato di conservazione. Si sono riscontrate delle difformità per quando riguarda l'area complessiva dei cavi.



Cavo I: diam. 180mm, costituito da n°42 fili.

Cavo II: diam. 180mm, costituito da n°43 fili.

Cavo III: diam. 110mm, costituito da n°31 fili.

Figura 4.2.1.1 Rilievo Cavi di Precompressione

Inoltre, all'intradosso della Trave CAP sono state rilevate:

- staffe con diametro ϕ 8 con passo variabile da 28,5 cm a 32,5 cm;
- Assenza di copriferro.



Figura 4.2.1.2 Rilievo Staffe Trave CAP-Campata II

Traversi

A seguito di disaggi nei traversi di Campata II si sono rilevati:

- Staffe di diametro ϕ 12;
- Copriferro di 0,5 cm

4.2.2 Campata I

Trave Centrale

I disgaggi hanno evidenziato:

- Copriferro pari a 5cm in corrispondenza dell'anima;
- Armatura esposta in avanzato stato di corrosione costituita da staffe di diametro misurato ϕ 7 con passo irregolare variabile tra 23cm e 27cm



Figura 4.2.2.1 Rilievo Staffe Trave Centrale Campata I

In Fase di verifica, per tener conto dell'avanzato stato di corrosione delle staffe si è deciso di diminuirne il diametro.

4.2.3 Trave Pulvino

Dalle indagini eseguite in sito si è riscontrata una difformità rispetto all'armatura di progetto; infatti, sono stati rilevati:

- 3 ϕ 20 all'estradosso;
- 9 ϕ 20 all'intradosso;
- Staffe diametro ϕ 7 esposte e in evidente stato di corrosione con passo variabile da 20 cm a 26cm;
- Area Ammalorata con presenza di infiltrazioni d'acqua.

In Fase di verifica, per tener conto dell'avanzato stato di corrosione delle staffe si è deciso di diminuirne il diametro e per tenere conto dell'area di calcestruzzo ammalorato si è diminuita l'area efficace della sezione.

4.2.4 Spalla

Nel "Pilastro 1" sono state rilevate:

- Tre barre longitudinali a sezione quadrata due di dimensione 20mmx20mm e 1 di dimensione 25mmx25mm;
- Copriferro da 4 cm;
- Staffe ϕ 7 passo 26cm.



Figura 4.2.4.1 Rilievo Barre Longitudinali Pilastro "1"

4.3 Materiali

Si riportano di seguito i materiali utilizzati per la realizzazione dell'opera con le loro caratteristiche meccaniche utilizzati ai fini delle verifiche.

I materiali sono stati desunti dai dati progettuali e rispecchiano le caratteristiche dei materiali maggiormente utilizzati nella seconda metà del 900 nel settore delle costruzioni. In particolare, per l'individuazione di alcuni parametri meccanici relativi all'acciaio non presenti nei documenti di progetto si è fatto riferimento ai risultati delle sperimentazioni condotte dal Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università di Napoli "Federico II" ed indicate nel documento "*Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980*".

4.3.1 Calcestruzzo

Per la realizzazione dell'opera si è previsto l'utilizzo di due tipologie di calcestruzzo:

- cemento di tipo 500 a dosaggio $300\text{kg}/\text{mc}$, per la realizzazione delle solette e dei trasversi di tutte le campate;

- cemento di tipo 680 a dosaggio $300\text{kg}/\text{mc}$ utilizzato per la restante parte degli elementi

Le caratteristiche meccaniche adottate di entrambi i materiali sono riassunte nella tabella sotto riportata:

Materiale	$f_{ck}(\text{N}/\text{mm}^2)$	LC	FC	γ_c	α_c	$f_{cd}(\text{N}/\text{mm}^2)$
Cemento "680"	25	1	1.35	1.15	0.85	14.11
Cemento "500"	16	1	1.35	1.15	0.85	9.04

Tabella 4.3.1.1 Caratteristiche Meccaniche Cementi

Con i valori di progetto calcolati come descritto nel Capitolo II, tenendo conto del livello di conoscenza e del fattore di confidenza.

4.3.2 Acciaio

Le tipologie di acciaio utilizzate risultano essere tre:

- AQ42 per le barre di armatura ordinaria in Campata II;
- RUMI400 per l'armatura Ordinaria di Campate I e III;
- Nervato ALE per i cavi di precompressione

I loro parametri vengono di seguito riportati:

Materiale	$f_{yk}(\text{N}/\text{mm}^2)$	LC	FC	$f_{yd}(\text{N}/\text{mm}^2)$
RUMI 4000	400	1	1.35	238.77
AQ42	322.34	1	1.35	296.3
Nervato ALE	1618	1	1.35	1042

Tabella 4.3.2.1 Caratteristiche meccaniche acciai

4.4 Analisi dei Carichi

4.4.1 Carichi Permanenti

Nel seguente capitolo verranno individuati I carichi permanenti (G) suddivisi nelle due seguenti sottocategorie come prescritto nel capitolo 3.1 delle NTC 2018

- carichi permanenti strutturali (G1): Le azioni permanenti gravitazionali associate ai pesi propri dei materiali strutturali sono derivate dalle

dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali con cui sono realizzate le parti strutturali della costruzione (NTC2018, 3.1.2);

- carichi permanenti non strutturali (G2): Le azioni permanenti gravitazionali associate ai pesi propri dei materiali non strutturali sono derivate dalle dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali con cui sono realizzate le parti non strutturali della costruzione (NTC 2018, 3.1.3).

4.4.1.1 Carichi Permanenti strutturali

- Travi CAP

$$G_{1travi} = A_{trave} \cdot l \cdot \gamma_{cls} \cdot n_{travi} = 0,3258 \cdot 27,32 \cdot 25 \cdot 4 = 890,08 \text{ kN}$$

- Traversi Campata II

$$G_{1traversi} = A_{traverso} \cdot l \cdot \gamma_{cls} \cdot n_{traversi} = 0,234 \cdot 6 \cdot 16 \cdot 3 = 67,392 \text{ kN}$$

- Cavi da Precompressione

$$G_{1cavi} = A_{cavi} \cdot l \cdot \gamma_{ac} \cdot n_{cavi} = (0,001187 + 0,000847) \cdot 27,32 \cdot 76,98 \cdot 8 \\ = 34,22 \text{ kN}$$

- Travi Campata I e III

$$G_{1travi} = A_{trave} \cdot l \cdot \gamma_{cls} \cdot n_{travi} = 0,489 \cdot 9,32 \cdot 25 \cdot 6 = 683,62 \text{ kN}$$

- Traversi di Campata I e III

$$G_{1traversi} = A_{traversi} \cdot l \cdot \gamma_{cls} \cdot n_{traversi} = (0,16 + 0,1 + 0,12) \cdot 6 \cdot 16 \cdot 2 = 72,96 \text{ kN}$$

- Pila

Trave Pulvino

$$G_{1pulvino} = A_{pulvino} \cdot l \cdot \gamma_{cls} \cdot n_{pulvini} = 0,64 \cdot 7,5 \cdot 25 \cdot 2 = 67,392 \text{ kN}$$

Pilastro "2"

$$G_{1pil2} = A_{pil2} \cdot l \cdot \gamma_{cls} \cdot n_{pil2} = 0,36 \cdot 5,5 \cdot 25 \cdot 6 = 297 \text{ kN}$$

- Spalla

Pilastro "1"

$$G_{1pil1} = A_{pil1} \cdot l \cdot \gamma_{cls} \cdot n_{pil1} = 0,2 \cdot 7,65 \cdot 25 \cdot 6 = 229,5 \text{ kN}$$

- Soletta

$$G_{1soletta} = A_{soletta} \cdot l \cdot \gamma_{cls} = 1,6 \cdot 45,96 \cdot 25 = 1834,4 \text{ kN}$$

4.4.1.2 Carichi Permanenti non strutturali

- Cordolo e Parapetto

$$G_2 = 721,33 \text{ kN}$$

- Pavimentazione

$$G_2 = 210,86 \text{ kN}$$

4.4.2 Carichi da Traffico o Carichi Mobili

I valori caratteristici dei carichi da traffico sono definiti con riferimento a quanto indicato nelle NTC 2018 al paragrafo 5.1.3.3 o nella EN 1991-2. Per l'analisi globale in senso longitudinale i carichi da traffico sono simulati tramite il Modello

di Carico 1 (NTC 2018, 5.1.3.3.3). Al fine di applicare il Modello di Carico 1 sulla struttura, è necessario definire le corsie convenzionali (NTC 2018, 5.1.3.3.2) e la conseguente suddivisione della carreggiata, secondo la tabella 5.1.I, dove:

- w è la larghezza della carreggiata;
- w_l è la larghezza della corsia convenzionale;
- η_l è il numero massimo di corsie che possono essere presenti nella carreggiata.

Larghezza della superficie carrabile " w "	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$\eta_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$\eta_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$\eta_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times \eta_l)$

Tabella 4.4.2.1 Numero e Larghezza delle corsie, tabella 5.1.I NTC2018

Nel caso in esame, essendo la larghezza della carreggiata w pari a 8 metri, il numero di corsie convenzionali η_l è pari a 2; tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna corsia in 3,00 m, la larghezza della zona rimanente è pari a 2m. La numerazione e la posizione delle corsie convenzionali all'interno della carreggiata viene scelta in maniera tale che i carichi da traffico producano gli effetti più sfavorevoli (NTC 2018, 5.1.3.3.5). La corsia che determina l'effetto più sfavorevole è definita come Corsia numero 1, la corsia che produce il secondo effetto più sfavorevole è definita come Corsia numero 2, ecc. Lo Schema di Carico 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Figura Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero. (NTC 2018, 5.1.3.3.3)

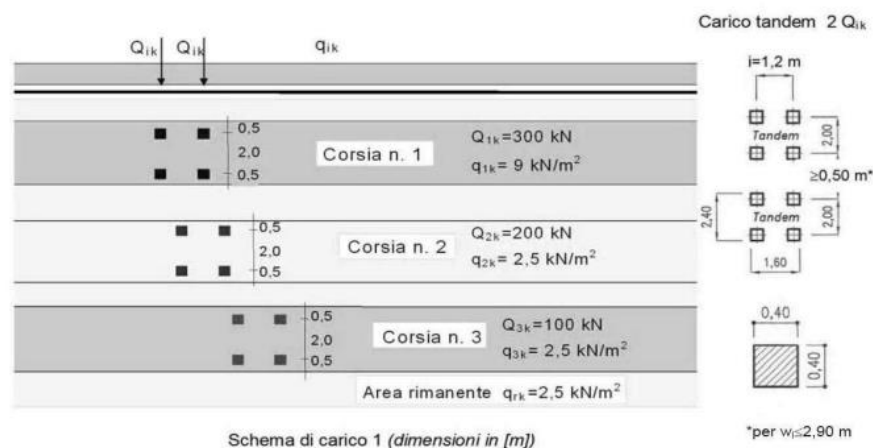


Figura 4.4.2.2 Schema di Carico 1 NTC 2018

4.4.3 Azione del Vento

L'azione del vento, considerata generalmente in direzione orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni ricondotte a sistemi di forze statiche equivalenti. Il calcolo delle azioni è necessariamente preceduto dalla stima della pressione cinetica di picco del vento $q_p(z)$ i cui parametri caratterizzanti sono determinati in base alle prescrizioni fornite al paragrafo 3.3 delle NTC18:

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e(z)$$

Dove:

- ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³;
- v_r è la velocità di riferimento riferita al periodo di ritorno di progetto T_R calcolata come:

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

Con

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

Considerando un tempo di ritorno T_R pari a 50 si determina la velocità di base di riferimento $v_{b,0}$ e il coefficiente di altitudine c_a , in funzione dei parametri a_0 e k_s , forniti dalla tabella sotto riportata in funzione della zona in cui sorge l'opera:

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

Tabella 4.2.3.1 Valori dei parametri a_0 , k_s e $v_{b,0}$, Tabella 3.3.1 NTC2018

Infine, fissati i valori di a_0 e T_R , si determinano il coefficiente di altitudine c_a e il coefficiente di ritorno c_r come riportato qui di seguito.

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

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

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

Ove non specificato si assumerà $T_R = 50$ anni e $c_r = 1$.

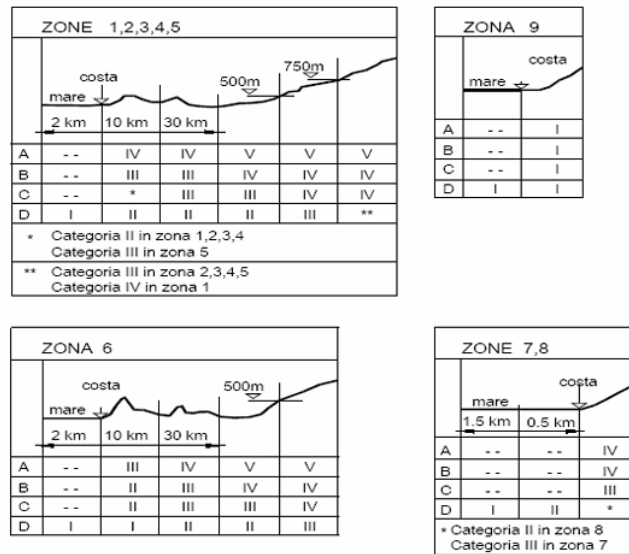
- $c_e(z)$ coefficiente di esposizione, funzione dell'altezza z sul suolo del punto considerato, della zona geografica e della categoria di esposizione, quest'ultima determinata in funzione della posizione geografica del sito (distanza dal mare; altitudine) e della classe di rugosità del terreno. Calcolato come segue

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) \left[7 + c_t \ln(z/z_0) \right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Questa è funzione del fattore di terreno k_r , della lunghezza di rugosità z_0 , dell'altezza minima z_{\min} e del coefficiente di topografia c_t .

I coefficienti k_r , z_0 e z_{min} sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la struttura mediante le tabelle sotto riportate



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

Tabella 4.4.3.2 Zone e Categorie di Esposizione Tabella 3.3.II NTC2018

Per quanto riguarda il coefficiente di topografia c_t , funzione delle caratteristiche topografiche e orografiche del sito ove sorge la costruzione, è posto di regola pari ad 1, in mancanza di approfondite valutazioni.

Infine, si calcola a pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Con

- p pressione cinetica di riferimento;
- q_r coefficiente di esposizione
- c_p coefficiente di pressione
- c_d coefficiente dinamico

In assenza di dati sperimentali c_p e c_d sono cautelativamente assunti pari ad 1.

Di seguito si riassumono i valori utilizzati per il caso studio.

Azione del Vento	
T_R	100 anni
Zona	3
a_s	160 m
$v_{b,0}$	27 m/s
v_r	28,059 m/s
C. di Esposizione	III
z	7.65 m
$c_e(z)$	1.96
q_p	0.492 KN/m ²
p	0,964 KN/m ²

Tabella 4.4.3.3 Dati di Progetto

4.4.4 Azione di frenamento o accelerazione

Definita nel capitolo 5.1.3.5 nelle NTC2018, la forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180kN \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 kN$$

Dove

- w_1 : larghezza della corsia;
- L : lunghezza della zona caricata;
- $2Q_{1k}$: carico concentrato da traffico nella corsia 1;
- q_{1k} : carico distribuito da traffico nella corsia 1;

4.5 Combinazione delle azioni

Le verifiche di sicurezza sono state effettuate considerando la combinazione allo Stato Limite Ultimo (SLU) come prescritto da NTC2018, le quali non pongono l'obbligatorietà delle verifiche nelle condizioni di esercizio dovute ai carichi verticali per le opere esistenti:

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

dove G_1 e G_2 sono rispettivamente i carichi permanenti e i carichi permanenti portati, P è l'azione della precompressione e Q_k sono i carichi variabili. Le analisi allo SLU con coefficienti parziali unitari per tener conto degli effetti sfavorevoli sono eseguite se tale condizione effettivamente si realizza.

La determinazione dei coefficienti ψ_{0j} , per ponti stradali, e dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gj} e γ_{Qj} è stata effettuata mediante le tabelle sotto riportate.

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

Tabella 3.3.5.1 Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, Tab.5.1.V da NTC2018

		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

Tabella 3.5.5.2 Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali, Tab.2.6.1 da NTC18

Capitolo VI Modellazione agli elementi finiti

5.1 Introduzione

Per la determinazione della risposta della struttura, si esegue un'analisi statica lineare, in cui le azioni permanenti e variabili vengono combinate tra loro secondo il principio di sovrapposizione degli effetti in base ai coefficienti parziali definiti nel Capitolo precedente. L'analisi statica lineare consente di ricavare gli effetti sulla struttura dei carichi gravitazionali, del traffico, dell'azione del vento e della frenatura.

L'impalcato è stato modellato con il software di calcolo MIDAS Civil, il quale fornisce la risposta degli elementi modellati in termini di sollecitazioni, spostamenti e deformazioni.

MIDAS Civil è un sistema che combina un motore FEM con una serie di potenzialità esplicitamente sviluppate per l'analisi e la progettazione nel campo dell'ingegneria infrastrutturale, prima fra tutte i ponti, in particolar modo questo programma tratta in modo completo i sistemi di precompressione.

5.2 Definizione Materiali e Sezioni

Trattandosi di un modello a graticcio equivalente, bisogna definire i materiali per gli elementi longitudinali (travi composte) e per quelli trasversali (soletta e traversi).

Si inseriscono i materiali usati nel seguente modo:

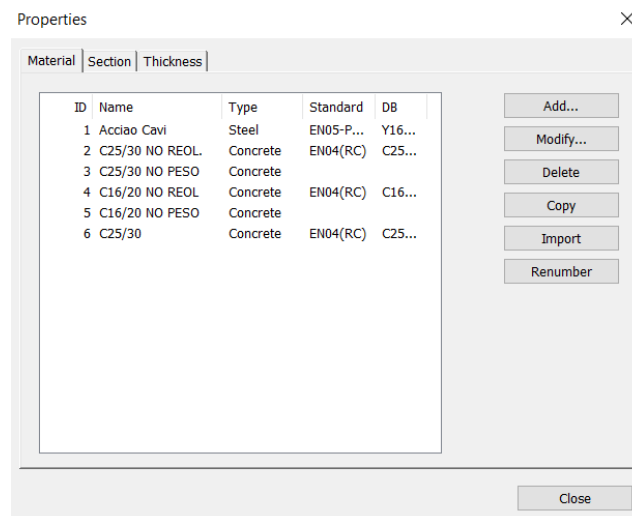


Figura 5.2.1 Proprietà Materiali. MidasCivil.

È stata fatta la distinzione “no reol” e “no peso” per modellare la soletta nelle due direzioni, in modo che una volta viene considerata con il suo peso e una volta invece vengono inserite le curve reologiche.

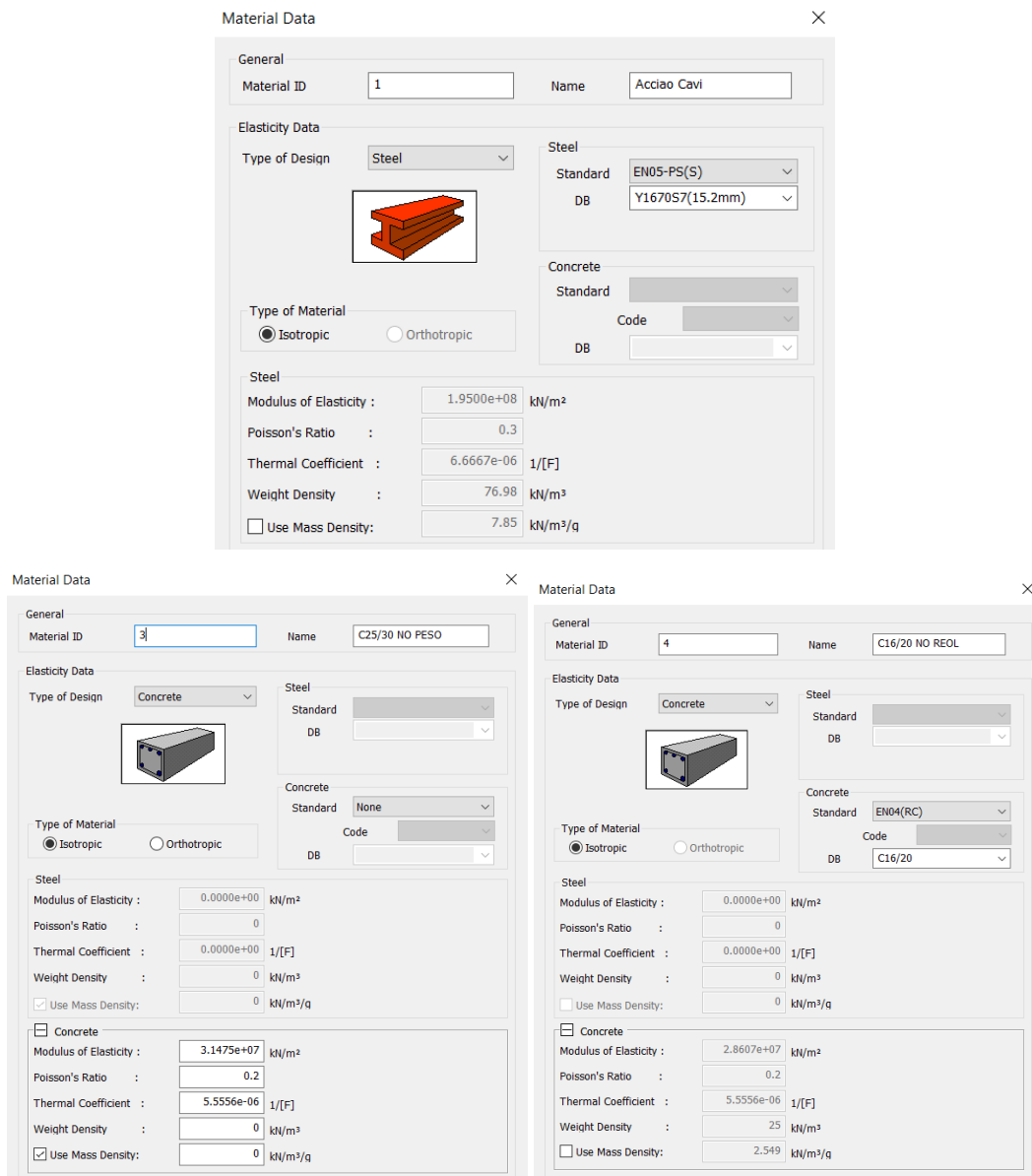


Figura 5.2.2 Proprietà Acciaio, C25/30, C16/20 MidasCivil.

Successivamente si sono definite le sezioni:

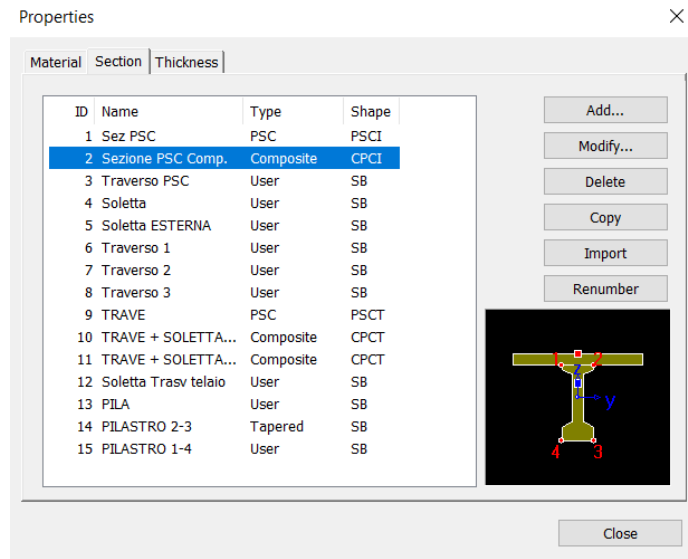


Figura 5.2.3 Sezione elementi. MidasCivil.

Ad esempio, la sezione PSC è la sezione prefabbricata, non ancora composta, e viene definita tramite questo generatore parametrico: la prima con le istruzioni di compilazione, la seconda la forma generata a seconda degli input.

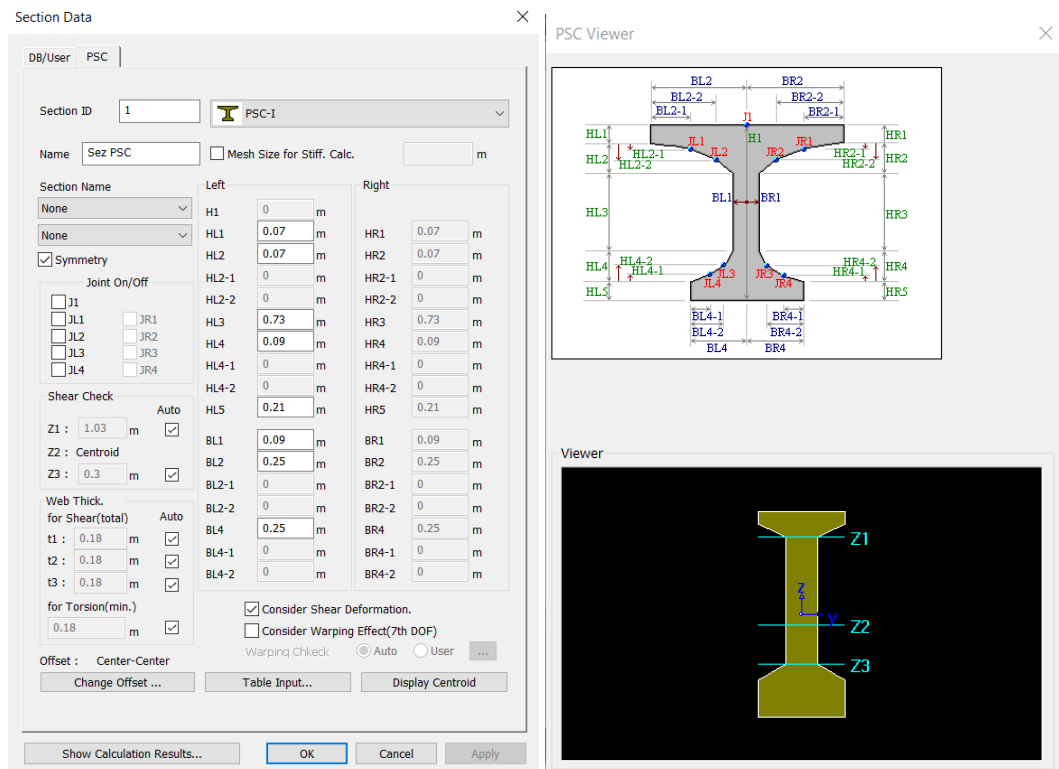


Figura 5.2.4 Sezione Trave PSC. MidasCivil.

Si trasforma ora la sezione PSC in una sezione PSC Composta. Dopo aver inserito le dimensioni della soletta collaborante, è possibile richiamare la sezione PSC precedentemente definita, trasformando la sezione da singola a composta.

Section Data

DB/User Composite

Section ID: 2 Name: Sezione PSC Comp.

Section Type: Composite-1

Slab

Bc	2	m
tc	0.18	m
Hh	0	m

Girder

HL1	0.0700	m
HL2	0.0700	m
HL3	0.7300	m
HL4	0.0900	m
HL5	0.2100	m
BL1	0.0900	m
BL2	0.2500	m
BL3	0.2500	m

Material

Select Material from DB ...

Egd/Esb	1.100255	Dqd/Dsb	1
Pqd	0.2	Psb	0.2
Tqd/Tsb	1		

Multiple Modulus of Elasticity

Egd/Esb (Creep): 0

Edg/Esb (Shrinkage): 0

Consider Shear Deformation.

Consider Warping Effect(7th DOF)

FEM Equation

Use Hambly Eq. for Ixx

Offset: Center-Top

Show Calculation Results... OK Cancel Apply

Figura 5.2.5 Sezione Trave PSC Composita. MidasCivil.

Allo stesso modo si definiscono le altre sezioni.

5.3 Modello Impalcato

Per tutta la struttura verranno usati elementi BEAM. A questo punto si generano i nodi con le rispettive coordinate che serviranno per la creazione degli elementi Trave, Traversi, Pile e Pilastri, al fine di generale l'intero impalcato:

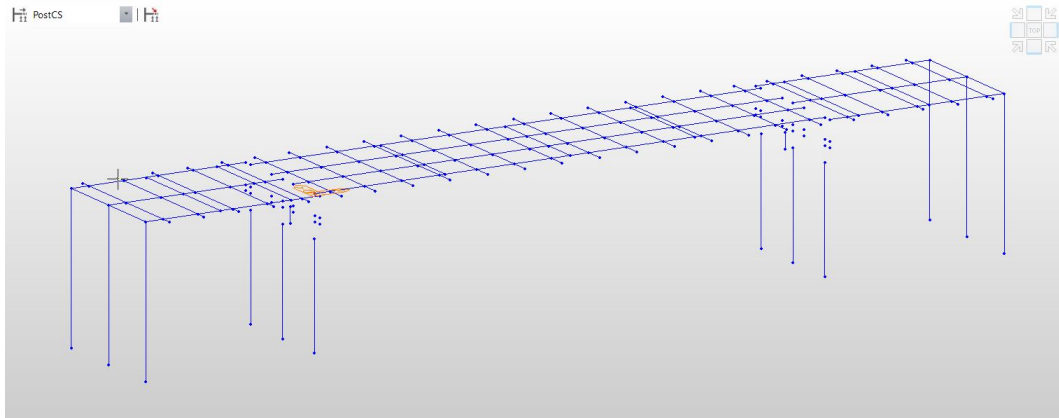


Figura 5.3.1 Struttura Cavalcavia. MidasCivil.

Si inseriscono i vincoli:

- Incastri alla base dei pilastri;
- Collegamenti tramite Rigid Link ed Elastic Link tra Impalcato Precompresso – Pila – Pilastri.

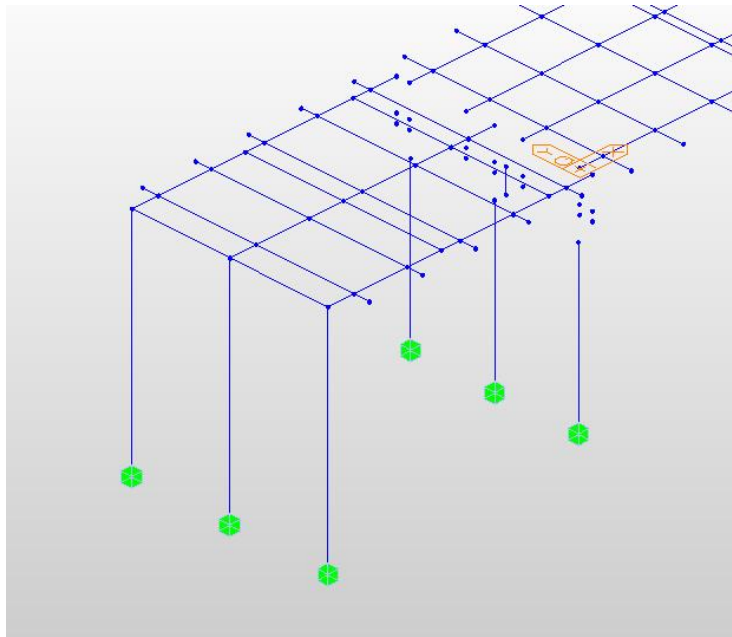


Figura 5.3.2 Vincoli pilastri. MidasCivil.

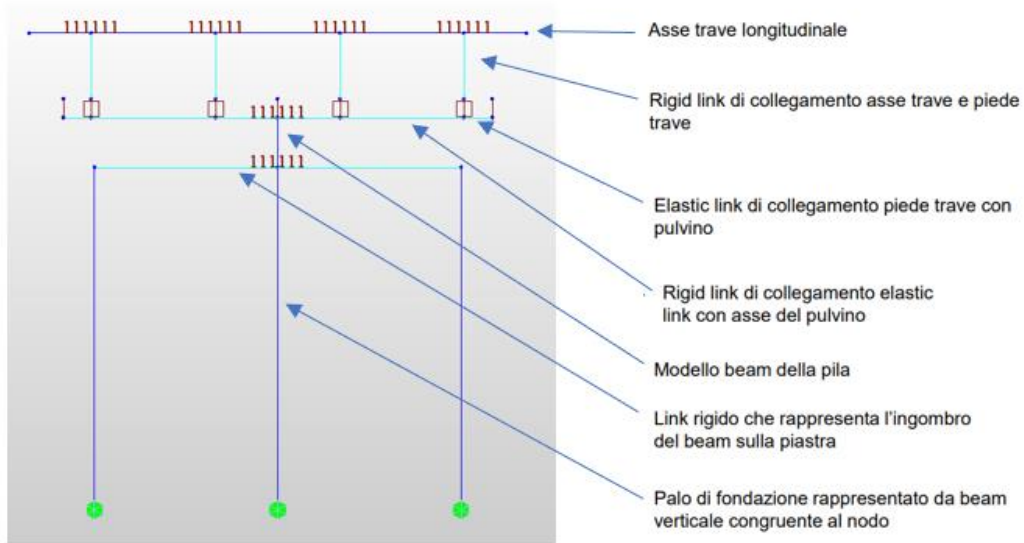


Figura 5.3.3 Vincoli Impalcato. MidasCivil.

5.4 Modellazione dei Carichi Permanenti e Variabili

Si inseriscono le cinque combinazioni di carico: il peso strutturale e la precompressione delle travi, il permanente portato, l'effetto della frenatura, l'azione del vento, il carico da neve.

Static Load Cases

Name : Gk1+Prec

Case : All Load Case

Type : Construction Stage Load (CS)

Description : peso proprio + precompressione

No	Name	Type	Description
1	Gk1+Prec	Construction Stage Load	peso proprio + precompressione
2	Gk2	Construction Stage Load	MANTO (PERMANENTE PORTATO)
3	frenatura	Braking Load (BRK)	
4	vento long	Wind Load on Structure	
5	NEVE	Snow Load (S)	
*			

Close

Figura 5.4.1 Combinazioni di carico. MidasCivil.

Adesso si caricano gli elementi strutturali con il peso proprio e il carico portato nel seguente modo:

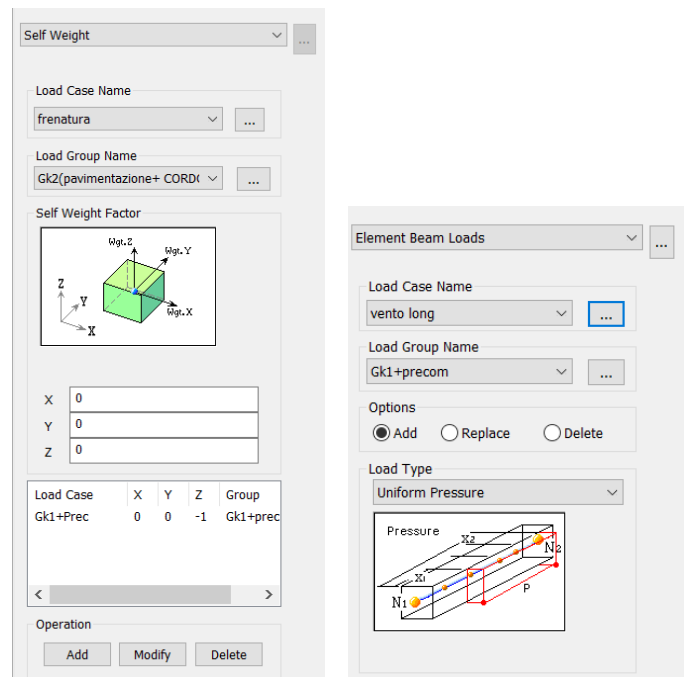


Figura 5.4.2 Self Weight and Uniform Pressure . MidasCivil.

La pressione di carico dei carichi permanenti strutturali e non strutturali viene applicata in direzione ortogonale, dall'alto verso il basso, agli elementi soletta:

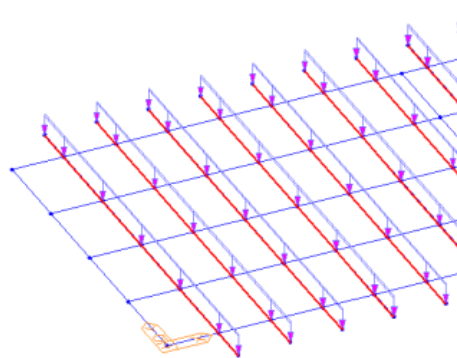


Figura 5.4.3 Carico Ortogonale alla soletta. MidasCivil.

Il peso proprio degli elementi permanenti strutturali è calcolato automaticamente con la definizione della geometria degli elementi strutturali e della densità dei materiali utilizzati. I carichi permanenti non strutturali (pavimentazione, cordoli e

barriere di ritenuta) sono stati applicati mediante forze distribuite sugli elementi strutturali.

Il carico da Vento è stato inserito in direzione ortogonale rispetto ad una facciata del cavalcavia (compresi i pilastri), e il carico della Frenatura sullo stesso piano della soletta; entrambi i carichi prima in un verso e poi nel verso opposto nelle varie combinazioni di carico.

5.5 Effetti Reologici

Gli effetti reologici sono trattati con curve di dipendenza dal tempo del materiale, possono essere tre: Ritiro, Viscosità e Maturazione. Il primo applica una contrazione ϵ del materiale al variare del tempo, il secondo un ϕ il terzo agisce sul modulo elastico del materiale, il quale raggiunge il 100% a 28 giorni.

Si apre un generatore di curve reologiche e vengono poi chiesti parametri come la resistenza del materiale, l'umidità, il parametro h secondo formula, e il tipo di cemento. Bisognerà ripetere l'operazione per creare proprietà reologiche anche della soletta collaborante.

Dalle apposite finestre poi si sceglie la proprietà reologica definita prima, e si sposta nel materiale di riferimento.

Add/Modify Time Dependent Material (Creep / Shrinkage)

Name : C+S Trave Code : European

European

Characteristic compressive cylinder strength of concrete at the age of 28 days (fck) : 25000 kN/m²

Relative Humidity of ambient environment (40 - 99) : 70 %

Notional size of member : 1 m

$h = 2 * A_c / u$ (A_c : Section Area, u : Perimeter in contact with atmosphere)

Type of cement

Class S Class N Class R

Type of code

EN 1992-1 (General Structure) EN 1992-2 (Concrete Bridge) Use of silica-fume

Age of concrete at the beginning of shrinkage : 3 day

Show Result... OK Cancel Apply

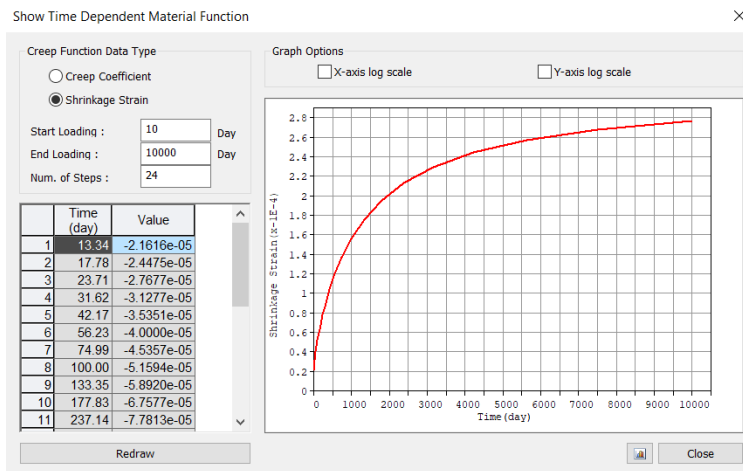
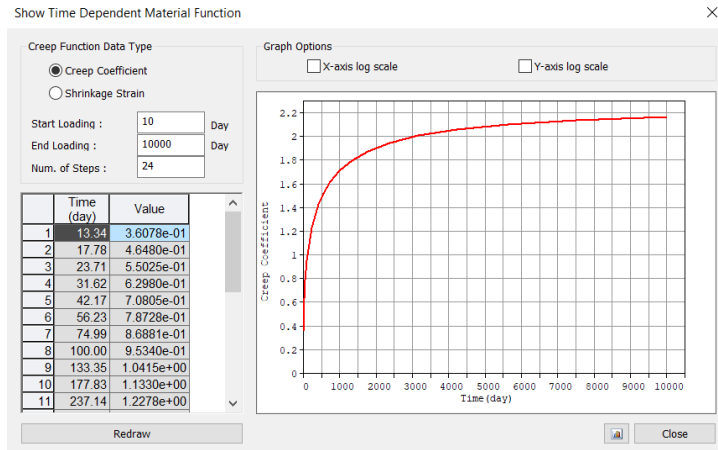


Figura 5.5.1 Curve Reologiche Trave. MidasCivil.

5.6 Precompressione

Si applica ora la precompressione nelle travi tramite inserimento di cavi.

Prima si definiscono le proprietà dei cavi:

Add/Modify Tendon Property

Tendon Type

Tendon Name: CAVO 1-2

Tendon Type: Internal(Post-Tension)

Material: 1: Acciao Cavi

Total Tendon Area: 0.001187 m²

Duct Diameter: 0.0599 m

Relaxation Coefficient: European Ordinary

Name: []

Ultimate Strength: 1.86326e+06 kN/m²

Yield Strength: 1.56906e+06 kN/m²

Curvature Friction Factor(μ): 0.2

Wobble Friction Factor($K = \mu \times k$): 0.001 1/m

Unintentional Angular Displacement(k): 0.005 rad/m

External Cable Moment Magnifier: 0 kN/m²

Anchorage Slip(Draw in): Begin: 0.006 m End: 0.006 m

Bond Type: Bonded Unbonded

OK Cancel Apply

Add/Modify Tendon Property

Tendon Type

Tendon Name: CAVO 3-4

Tendon Type: Internal(Post-Tension)

Material: 1: Acciao Cavi

Total Tendon Area: 0.000847 m²

Duct Diameter: 0.0566 m

Relaxation Coefficient: European Ordinary

Name: []

Ultimate Strength: 1.86326e+06 kN/m²

Yield Strength: 1.56906e+06 kN/m²

Curvature Friction Factor(μ): 0.2

Wobble Friction Factor($K = \mu \times k$): 0.0015 1/m

Unintentional Angular Displacement(k): 0.0075 rad/m

External Cable Moment Magnifier: 0 kN/m²

Anchorage Slip(Draw in): Begin: 0.006 m End: 0.006 m

Bond Type: Bonded Unbonded

OK Cancel Apply

Figura 5.6.1 Proprietà cavi precompressione. MidasCivil.

Poi si selezionano tutti gli elementi rappresentanti una travata, e con l'apposito comando si inseriscono i cavi nella sezione della trave. Verranno riportate nel tool le numerazioni degli elementi selezionati e in basso si vede una preview longitudinale della trave.

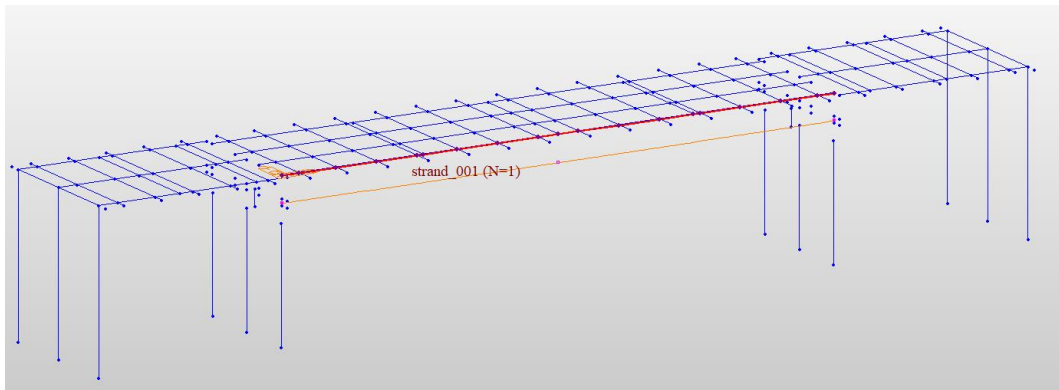
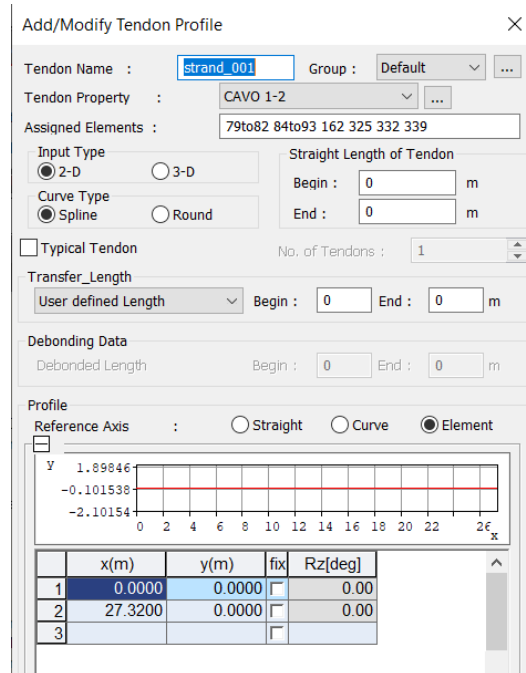


Figura 5.6.2 Inserimento cavi precompressione. MidasCivil.

La pretensione viene caricata nel caso di carico Gk1 + Prec, si selezionano i cavi desiderati e si assegna la tensione di tiro.

5.7 Costruzione per fasi

La costruzione per fasi è un'analisi che considera la creazione di porzioni di struttura in momenti diversi. Una determinata fase che rappresenta una porzione di ponte, se viene applicata sulla precedente fase pre-caricata e pre-deformata da origine ad un sistema di deformate e sollecitazioni diverse rispetto a considerare la struttura interamente creata allo stesso istante. Nel caso in oggetto, solo la soletta viene applicata in fase successiva rispetto alla presenza delle travi PSC. L'inserimento della soletta implica un cambio di rigidità longitudinale poiché la sezione PSC diventa PSC composta e trasversalmente le travi vengono unite dalla soletta. Inoltre, avendo inserito le curve reologiche i vari materiali reagiscono in base al tempo di durata della fase.

Le fasi che abbiamo inserito sono:

- Fase 1: Travi PSC e traversi, Travi in CAO e traversi, unico carico agente il peso proprio + precompressione.
- Fase 2: Applicazione degli elementi trasversali rappresentanti la soletta con il loro peso.
- Fase 3: Trasformazione della trave PSC I a sezione composta PSC + applicazione del carico portato (manto stradale).

Adesso si creano le fasi. In fase 1 viene messa una durata di 28gg, questo valore interagisce con le curve reologiche precedentemente definite. In particolare, le travi PSC avranno un ritiro e viscosità di 28gg prima della successiva fase. In fase due si inseriscono gli elementi trasversali rappresentanti il getto con durata 1 giorno. Nella fase 3 si trasforma la sezione da singola a composta, questa fase è l'ultima quindi si inserisce un tempo di 10.000gg per finire tutta la reologia. Inoltre viene inserito uno step temporale al 20esimo giorno in cui verrà applicato il carico portato G2.

Ora bisogna impostare a quale fase la sezione PSC I diventa da singola a composta:

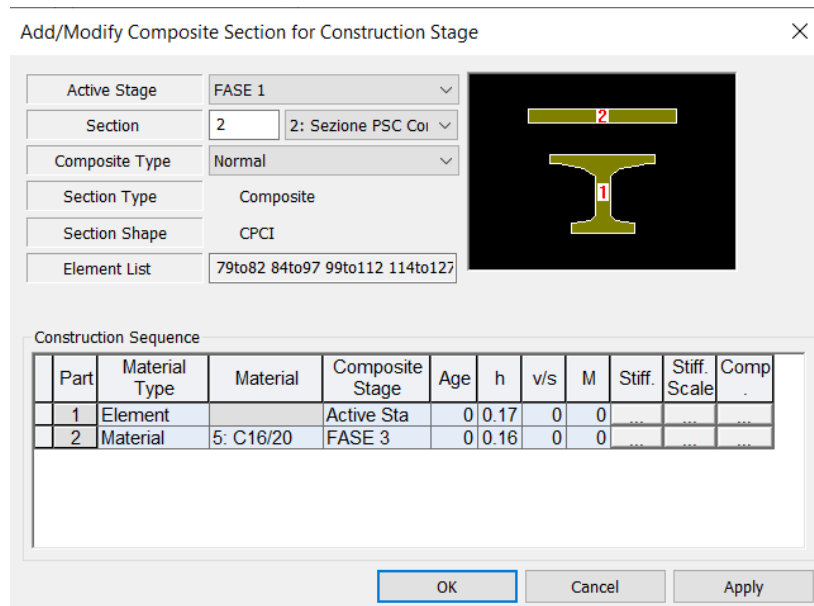


Figura 5.7.1 Definizione sezione composta per fasi. MidasCivil.

Una volta selezionata la sezione PSC Composita, lo schema grafico riporta la parte 1 e 2, cioè, sono due proprietà distinte applicate. La parte 1 è presente fin dall'inizio (Fase 1), la parte 2 si assegna il materiale C16/20 reol (che possiede le curve reologiche ma è privo di peso) e si imposta che entri in fase 3.

4.8 Carichi Mobili

I Moving Loads vengono trattati con un'analisi dedicata, che consiste in una disposizione del carico sia longitudinalmente che trasversalmente con lo scopo di trovare la distribuzione di carico peggiorativa per tutti gli elementi del modello. La distribuzione di carico peggiore è quella che massimizza le sollecitazioni, le reazioni e le deformazioni.

Il carico mobile scelto riporta le tre linee di carico mobile principali, comprese di carico distribuito e concentrato secondo schema normativo, una quarta linea riporta il valore di carico distribuito per l'area rimanente.

Define Standard Vehicular Load

Standard Name: EN 1991-2:2003 - RoadBridge

Vehicular Load Properties

Vehicular Load Name: Load Model 1

Vehicular Load Type: Load Model 1

Dynamic amplification factor included

Location	Tandem System		UDL System	
	Adjustment Factor	Axle Loads (kN)	Adjustment Factor	Uniformly Dist. Loads (kN/m ²)
Lane Number1	1	300	1	9
Lane Number2	1	200	1	2.5
Lane Number3	0	100	0	2.5
Other Lanes & Remaining Are	0	0	1	2.5

ψ factor for Tandem System: 0.75

ψ factor for UDL System: 0.4

OK Cancel Apply

Figura 5.8.1 Definizione Veicolo Moving Load. MidasCivil.

Si seleziona “EUROCODE”, in merito alla nostra normativa, si definiscono le corsie, e si posizionano gli ingombri trasversali delle due corsie (3 metri) uno accanto all’altro, e della zona rimanente, in modo da riempire trasversalmente l’impalcato, lasciando all’estremità uno spazio vuoto per i cordoli. Si prende come riferimento l’asse della beam della trave di bordo e si quota la distanza tra questa e l’asse delle singole carreggiate.

Impostate le due corsie e la zona rimanente, il passaggio successivo è unire il carico mobile alle corsie create e infine definire le combinazioni di carico.

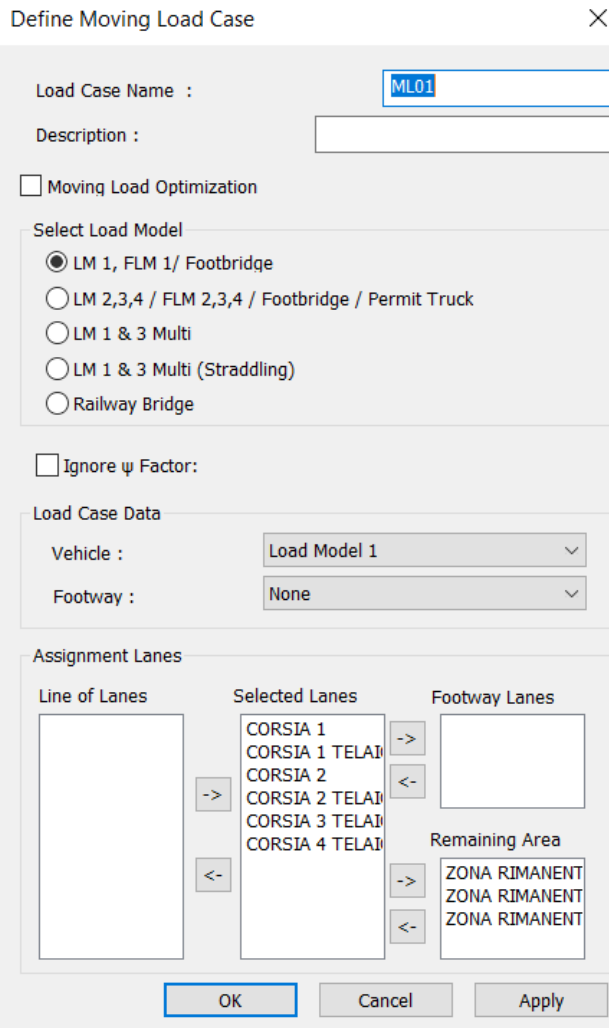
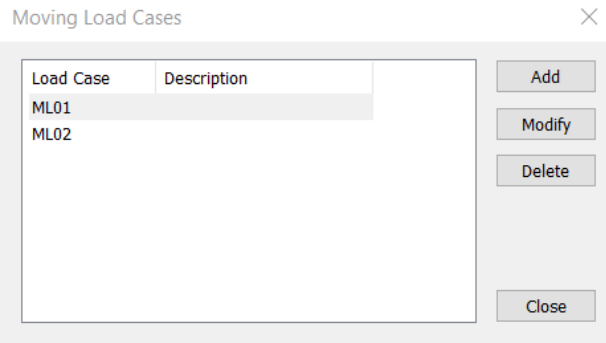


Figura 5.8.2 Definizione Moving Load Case. MidasCivil.

5.9 Combinazioni di Carico

Le Load Combinations rappresentano delle combinazioni di carico nelle quali vengono messi insieme carichi Portanti Strutturali e Non Strutturali, Azioni Variabili e Moving Loads. Possono essere compilate manualmente o possono essere generate con un automatismo (Auto Generation).

Nel nostro caso sono state compilate manualmente nel seguente modo con i rispettivi coefficienti maggiorativi o riduttivi per l'applicazione dei carichi in condizione favorevole e/o sfavorevole:

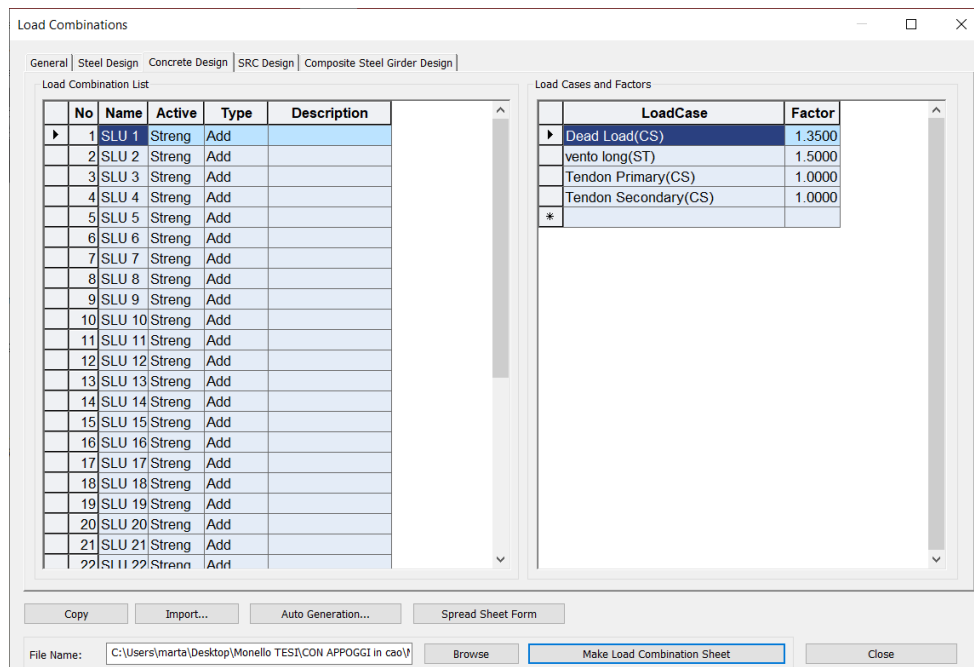


Figura 5.9.1 Definizione Load Combinations. MidasCivil.

I Tendon Primary rappresentano le forze causate dalla pretensione dei cavi, i Tendon Secondary rappresentano le forze risultanti dalla precompressione dei cavi; entrambi vengono inseriti in ogni combinazione di carico con il coefficiente pari ad 1.

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE LOADCASE (FACTOR) +	TYPE	LOADCASE (FACTOR) +	LOADCASE (FACTOR)
1	SLU 1	Strength/Stress Dead Load(1.350) + + Tendon Secondary(1.000)	Add	vento long(1.500) +	Tendon Primary(1.000)
2	SLU 2	Strength/Stress Dead Load(1.350) + + ML01(1.350) +	Add	vento long(0.900) + Tendon Primary(1.000) +	NEVE(1.350) Tendon Secondary(1.000)
3	SLU 3	Strength/Stress ML01(1.350) + + vento long(0.900) + + Tendon Secondary(1.000)	Add	Dead Load(1.350) + NEVE(1.350) +	frenatura(1.350) Tendon Primary(1.000)
4	SLU 4	Strength/Stress Dead Load(1.350) + + Tendon Secondary(1.000)	Add	vento long(0.900) +	Tendon Primary(1.000)
5	SLU 5	Strength/Stress Dead Load(1.000) + + Tendon Secondary(1.000)	Add	vento long(1.000) +	Tendon Primary(1.000)
6	SLU 6	Strength/Stress Dead Load(1.000) + + ML01(1.350) +	Add	vento long(0.900) + Tendon Primary(1.000) +	NEVE(1.350) Tendon Secondary(1.000)
7	SLU 7	Strength/Stress Dead Load(1.000) + + NEVE(1.350) + + Tendon Secondary(1.000)	Add	frenatura(1.350) + ML01(1.350) +	vento long(0.900) Tendon Primary(1.000)
8	SLU 8	Strength/Stress Dead Load(1.000) + + ML01(1.350) +	Add	vento long(0.900) + Tendon Primary(1.000) +	NEVE(1.350) Tendon Secondary(1.000)
9	SLU 9	Strength/Stress Dead Load(1.000) + + ML01(1.350) +	Add	vento long(1.500) + Tendon Primary(1.000) +	NEVE(1.350) Tendon Secondary(1.000)

Figura 5.9.2 Load Combination

10	SLU 10	Strength/Stress	Add		
		Dead Load(1.350) +		vento long(0.900) +	NEVE(1.350)
		ML02(1.350) +		Tendon Primary(1.000) +	Tendon Secondary(1.000)
11	SLU 11	Strength/Stress	Add		
		Dead Load(1.350) +		frenatura(1.350) +	vento long(0.900)
		NEVE(1.350) +		ML02(1.350) +	Tendon Primary(1.000)
		Tendon Secondary(1.000)			
12	SLU 12	Strength/Stress	Add		
		Dead Load(1.000) +		vento long(1.000) +	Tendon Primary(1.000)
		Tendon Secondary(1.000)			
13	SLU 13	Strength/Stress	Add		
		Dead Load(1.000) +		vento long(0.900) +	NEVE(1.350)
		ML02(1.350) +		Tendon Primary(1.000) +	Tendon Secondary(1.000)
14	SLU 14	Strength/Stress	Add		
		Dead Load(1.000) +		frenatura(1.350) +	vento long(0.900)
		NEVE(1.350) +		ML02(1.350) +	Tendon Primary(1.000)
		Tendon Secondary(1.000)			
15	SLU 15	Strength/Stress	Add		
		Dead Load(1.000) +		vento long(0.900) +	NEVE(1.350)
		ML02(1.350) +		Tendon Primary(1.000) +	Tendon Secondary(1.000)
16	SLU 16	Strength/Stress	Add		
		Dead Load(1.000) +		vento long(1.500) +	NEVE(1.350)
		ML02(1.350) +		Tendon Primary(1.000) +	Tendon Secondary(1.000)
17	SLU 17	Strength/Stress	Add		
		Dead Load(1.260) +		vento long(1.500) +	Tendon Primary(1.000)
		Tendon Secondary(1.000)			
18	SLU 18	Strength/Stress	Add		
		Dead Load(1.260) +		vento long(0.900) +	NEVE(1.200)
		ML01(1.200) +		Tendon Primary(1.000) +	Tendon Secondary(1.000)
19	SLU 19	Strength/Stress	Add		
		ML01(1.200) +		Dead Load(1.260) +	frenatura(1.200)
		vento long(0.900) +		NEVE(1.200) +	Tendon Primary(1.000)
		Tendon Secondary(1.000)			
20	SLU 20	Strength/Stress	Add		
		Dead Load(1.260) +		vento long(0.900) +	Tendon Primary(1.000)
		Tendon Secondary(1.000)			

Figura 5.9.3 Load Combination

21	SLU 21	Strength/Stress	Add		
		Dead Load(1.260) +		vento long(1.500) +	Tendon Primary(1.000)
		+ Tendon Secondary(1.000)			
22	SLU 22	Strength/Stress	Add		
		Dead Load(1.000) +		vento long(0.900) +	NEVE(1.200)
		+ ML01(1.200) +		Tendon Primary(1.000) +	Tendon Secondary(1.000)
23	SLU 23	Strength/Stress	Add		
		Dead Load(1.000) +		frenatura(1.200) +	vento long(0.900)
		+ NEVE(1.200) +		ML01(1.200) +	Tendon Primary(1.000)
		+ Tendon Secondary(1.000)			
24	SLU 24	Strength/Stress	Add		
		Dead Load(1.000) +		vento long(0.900) +	NEVE(1.200)
		+ ML01(1.200) +		Tendon Primary(1.000) +	Tendon Secondary(1.000)
25	SLU 25	Strength/Stress	Add		
		Dead Load(1.000) +		vento long(1.500) +	NEVE(1.200)
		+ ML01(1.200) +		Tendon Primary(1.000) +	Tendon Secondary(1.000)
26	SLU 26	Strength/Stress	Add		
		Dead Load(1.260) +		vento long(0.900) +	NEVE(1.200)
		+ ML02(1.200) +		Tendon Primary(1.000) +	Tendon Secondary(1.000)
27	SLU 27	Strength/Stress	Add		
		Dead Load(1.260) +		frenatura(1.200) +	vento long(0.900)
		+ NEVE(1.200) +		ML02(1.200) +	Tendon Primary(1.000)
		+ Tendon Secondary(1.000)			
28	SLU 28	Strength/Stress	Add		
		Dead Load(1.000) +		vento long(0.900) +	NEVE(1.200)
		+ ML02(1.200) +		Tendon Primary(1.000) +	Tendon Secondary(1.000)
29	SLU 29	Strength/Stress	Add		
		Dead Load(1.000) +		frenatura(1.200) +	vento long(0.900)
		+ NEVE(1.200) +		ML02(1.200) +	Tendon Primary(1.000)
		+ Tendon Secondary(1.000)			
30	SLU 30	Strength/Stress	Add		
		Dead Load(1.000) +		vento long(0.900) +	NEVE(1.200)
		+ ML01(1.200) +		Tendon Primary(1.000) +	Tendon Secondary(1.000)
31	SLU 31	Strength/Stress	Add		
		Dead Load(1.000) +		vento long(1.500) +	NEVE(1.200)
		+ ML02(1.200) +		Tendon Primary(1.000) +	Tendon Secondary(1.000)

Figura 5.9.4 Load Combination

5.10 Analisi dei Risultati.

Modellato l'impalcato non resta che avviare l'analisi statica lineare, la quale fornisce indicazioni sulla risposta della struttura soggetta alle azioni statiche di progetto, e consente di determinare l'entità delle azioni trasmesse e delle deformazioni dagli impalcati alle sottostrutture.

I risultati saranno analizzati nel capitolo successivo.

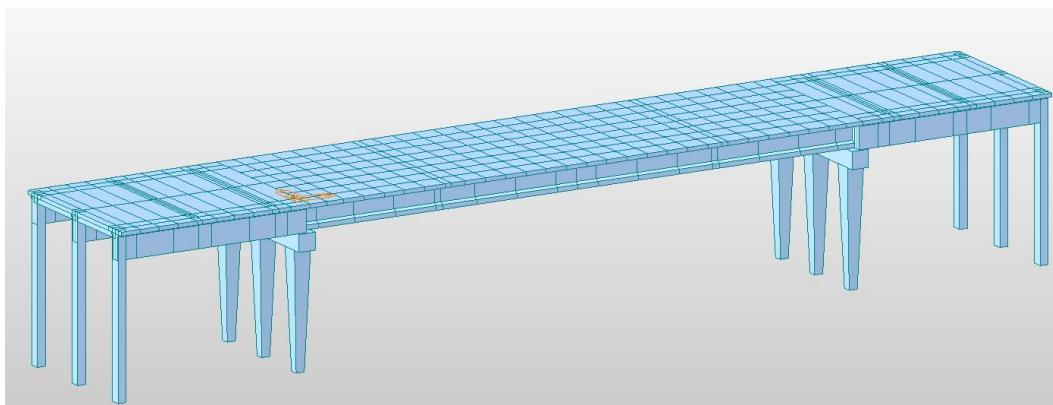


Figura 5.10.1 Impalcato. MidasCivil.

5.11 Validazione del Modello

Si effettua un controllo delle reazioni globali, individuate mediante il modello di calcolo, confrontandole con i valori calcolati dalle caratteristiche di progetto analizzate nel precedente capitolo.

I calcoli effettuati al fine di individuare l'errore commesso durante la modellazione sono i seguenti

- Confronto tra i pesi propri di progetto e quelli estratti da modello

Validazione Modello			
	Modello(KN)	Calcolato(KN)	Errore(%)
Carichi	4264	4190,15	1,73%

Tabella 4.11.1 Validazione del Modello-Pesi Propri

- Valutazione delle sollecitazioni flettenti della trave di Campata I e III in sola presenza dei carichi dovuti ai pesi propri

	Calcolato(KNm)	Modello(KNm)	Errore(%)
Momento in mezzeria	818.26	840.23	2.61

Tabella 4.11.2 Validazione del Modello-Momento flettente Trave CAO

- Valutazione delle sollecitazioni flettenti della trave di Campata II in sola presenza dei carichi dovuti ai pesi propri

	Calcolato(KNm)	Modello(KNm)	Errore(%)
Momento all'incastro	94.46	93.3	1.25
Momento in mezzeria	53.14	51.8	2.5

Tabella 4.11.3 Validazione del Modello-Momento flettente Trave CAP

A valle dei risultati ottenuti, gli errori commessi sono stati ritenuti accettabili, dunque il modello risulta validato.

Capitolo VI Modelli di capacità degli elementi resistenti

6.1 Resistenza a flessione

Il momento ultimo delle sezioni in c.a. e c.a.p. è determinato con i classici metodi della Scienza delle Costruzioni, utilizzando i legami costitutivi dei materiali indicati nelle NTC, mediante l'ausilio del *software* VCASLU, che consente di modellare con accuratezza elementi di qualsiasi forma geometrica.

Il legame costitutivo tensione-deformazione adottato per il calcestruzzo è quello del *parabola-rettangolo*, assumendo la deformazione associata al punto di massima della parabola $\varepsilon_{c2} = 2\%$ e deformazione ultima di progetto $\varepsilon_{cu} = 3,5\%$.

Con riferimento all'acciaio di armatura il legame adottato è di tipo bilineare elastico-perfettamente plastico indefinito, caratterizzato dai valori della resistenza allo snervamento esposti nel Capitolo 4.2 dedicato alle resistenze dei materiali. Con riferimento alla deformazione ultima dell'acciaio è stata assunta pari a 6,75%,

$$\varepsilon_{ud} = 0,9 \cdot \varepsilon_{uk} (\varepsilon_{uk} = (A_{gt})k) = 0,9 \cdot 0,075 = 6,75\%$$

I due legami costitutivi sono descritti in figura:

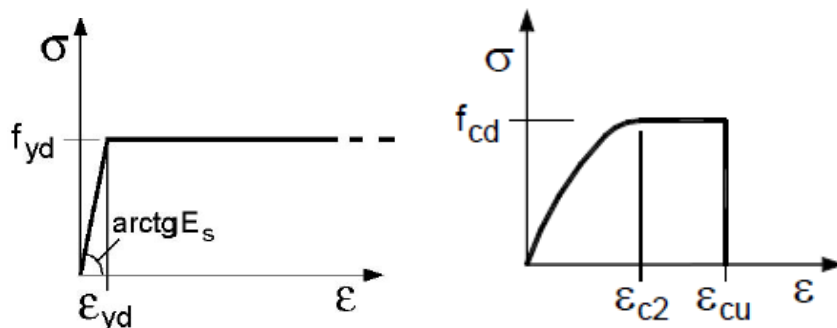


Figura 6.5.1 Legami Costitutivi

Le verifiche sono state svolte confrontando la capacità espressa in termini di resistenza con la corrispondente domanda, secondo la relazione

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

Il calcolo del momento resistente in presenza di sforzo assiale è stato condotto adottando le ipotesi di conservazione delle sezioni piane, perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo, resistenza a trazione del calcestruzzo nulla, secondo lo schema mostrato in figura:

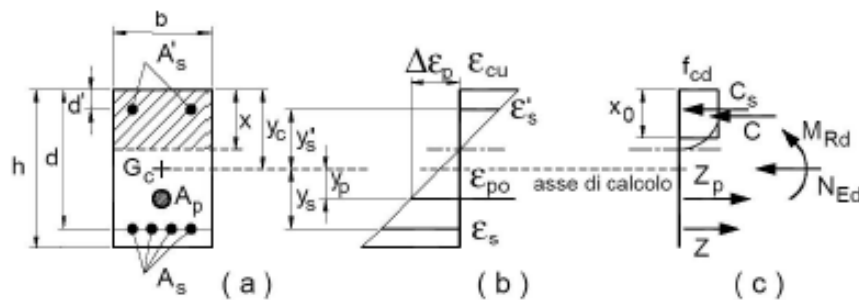


Figura 6.5.2 Calcolo Momento Resistente

Dove

- M_{Rd} è il valore di progetto del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
- N_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo normale sollecitante;
- M_{Ed} è il valore di progetto del momento di domanda.

La verifica di resistenza degli elementi soggetti a presso-flessione è basata sulla costruzione della curva di interazione M-N della sezione considerata. La verifica consiste nell'accertare che il punto rappresentativo delle sollecitazioni di progetto (M_x, M_y) sia all'interno del dominio di interazione per un assegnato N_{Ed} .

5.2 Resistenza a taglio

In riferimento al paragrafo 4.1.2.3.5.2. delle NTC2018, la resistenza di progetto a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto

all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq ctg\theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza a taglio si pone con la disuguaglianza

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a “taglio trazione” si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza a “taglio compressione” si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \frac{ctg\alpha + ctg\theta}{1 + ctg\theta^2}$$

La resistenza di progetto a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Dove:

- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- $v f_{cd}$ è la resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($v = 0,5$);

- α_c è un coefficiente maggiorativo pari a

1	per membrature non compresse
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

- θ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave.

Nel caso di elementi con cavi da precompressione inclinati il taglio netto agente viene assunto pari a

$$V_{sd,netto} = V_{sd} - V_{pd}$$

dove V_{pd} è il valore del *controtaglio* dovuto alla precompressione.

Capitolo VII Verifiche di Sicurezza

7.1 Verifiche di sicurezza-Dati di progetto

Nel seguente capitolo si riportano le verifiche di sicurezza per le azioni ambientali ed antropiche. Le verifiche sono condotte per le condizioni di carico più gravose che risultano dall'analisi per ciascuna tipologia di elemento strutturale e/o parte d'opera. In particolare, in questo capitolo le verifiche sono svolte non tenendo conto dei difetti e, dunque, in condizione integra degli elementi né di eventuali difformità riscontrate rispetto ai dati di progetto come descritto nel Capitolo 5.1.

Gli esiti delle singole verifiche sono espressi mediante il rapporto Capacità/Domanda

7.1.1 Trave Campata II

La verifica di sicurezza agli stati limite ultimo è stata condotta per la trave di bordo poiché è risulta essere quella maggiormente sollecitata. La sezione resistente considerata è composta dalla trave e dalla soletta ricadente nell'area di influenza di quest'ultima.

Verifica a Flessione

- Calcolo del momento resistente

Effettuato mediante l'applicativo VCASLU dopo aver definito la geometria della sezione di mezzeria con la relativa porzione di soletta collaborante e la posizione esatta dei cavi da precompressione come mostrato in Figura

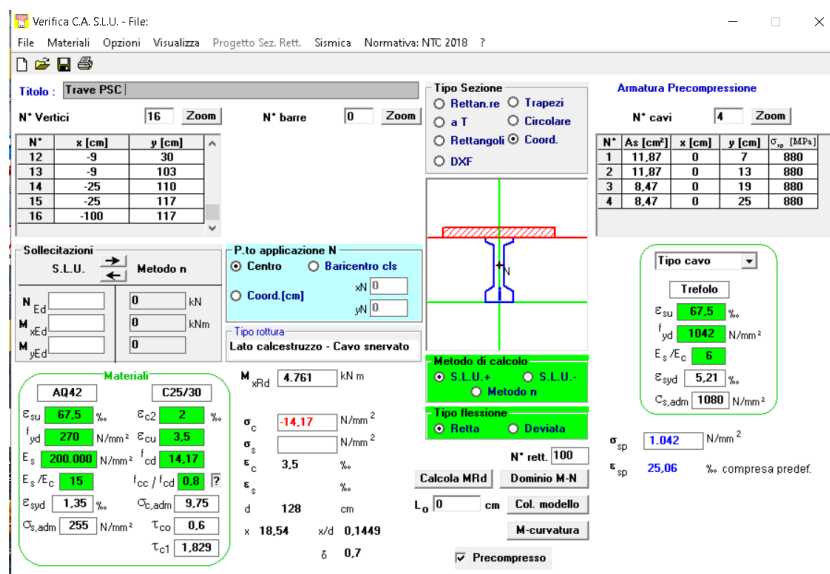


Figura 7.1.1.1 Trave di bordo in CAP sezione in mezzeria-VCASLU

- Verifica

VERIFICA A FLESSIONE			
Combinazione	Msd(KNm)	Mrd(KNm)	C/D
SLU 10	6817	4761	0.70
SLU 26	6067	4761	0.78
SLU27	6073	4761	0.78

Tabella 7.1.1.4 Verifica a Flessione trave CAP

Risulta $M_{Rd} < M_{Ed}$ la verifica non è soddisfatta.

Verifica a Taglio

La verifica a taglio è stata condotta nella sezione in prossimità dell'appoggio poiché le sollecitazione tagliante risultano essere massime.

- Calcolo del taglio resistente

Tenendo conto del contributo sia delle barre di armatura in zona tesa che delle staffe.

Caratteristiche Geometriche		
H	117	cm
B_W	50	cm
c	2	cm
d_{eff}	113	cm
A	3258	cm ²
A_{eff}	3158	cm ²

Tabella 7.1.1.2 Caratteristiche Geometriche Sezione Trave CAP

Barre Armatura tesa		
φ	12	mm
n	2	
A_s	226	mm ²
ρ	0.0007	
Armatura a Taglio		
φ	8	mm
n	2	
A_{sw}	100	mm ²
s	100	mm
α	90 °	
ω_{sw}	0.077	
$\cot g \theta$	2.3	
$v f_{cd}$	7.055	Mpa
V_{rsd}	570.33	KN
V_{rcd}	1293.04	KN
V_{rd}	570.33	

Tabella 7.1.1.3 Calcolo del Taglio Resistente Trave CAP

- Calcolo del controtaglio generato dalla precompressione in funzione dell'inclinazione dei cavi che deve essere sottratto al taglio sollecitante al fine di ottenere la sollecitazione tagliante netta sulla sezione considerata.

Azione di controtaglio dei cavi di precompressione				
Cavo	Area mm ²	σ (N/mm ²)	$tg \alpha$	V_{pd} (KN)
1	1187	1042	0.018	22.26
2	1187	1042	0.0515	63.70
3	847	1042	0.0849	74.93
4	847	1042	0.1183	104.41
				265.30

Tabella 7.1.1.4 Calcolo dell'azione di controtaglio

- Verifica

Verifica a taglio				
Combinazione	$V_{sd,netto}$ (KN)	$V_{sd,netto}$ (KN)	V_{rd} (KN)	C/D
SLU11	1171	905.7	570.33	0.63
SLU15	1059	793.7	570.33	0.72
SLU27	1042	776.7	570.33	0.73

Tabella 7.1.1.5 Verifica a Taglio Trave CAP

Risulta $V_{Rd} < V_{Ed}$ **la verifica non è soddisfatta.**

7.1.2 Traversi Campata II

Le verifiche sono stata condotte nelle sezioni maggiormente sollecitate, sia per il traverso in mezzeria sia per i traversi di bordo, i quali però risultano avere le stesse caratteristiche geometriche e la medesima disposizione dell'armatura.

Verifica a Flessione

- Calcolo del momento resistente

Effettuato mediante l'applicativo Vcaslu dopo aver definito la geometria della sezione e la posizione dell'armatura ordinaria.

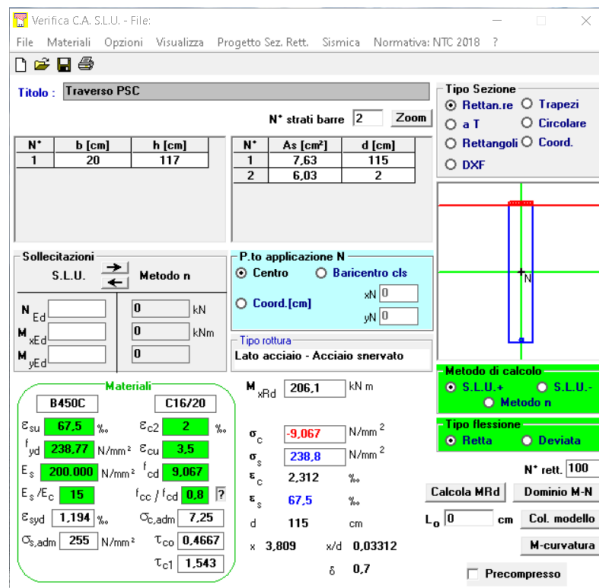


Figura 7.1.2.1 Traversi Campata 2-Vcaslu

- Verifica

VERIFICA A FLESSIONE(Traversi interni)			
Combinazione	Msd(KNm)	Mrd(KNm)	C/D
SLU10	199.8	206.1	1.03
SLU26	177.6	206.1	1.16
SLU27	200	206.1	1.03

Tabella 7.1.2.1 Verifica a Flessione Traversi Esterni Campata 2

VERIFICA A FLESSIONE(Traversi esterni)			
Combinazione	Msd(KNm)	Mrd(KNm)	C/D
SLU10	220.6	206.1	0.93
SLU26	196.2	206.1	1.05
SLU27	188.5	206.1	1.09

Tabella 7.1.2.2 Verifica a Flessione Traverso Interno Campata 2

Ad eccezione delle sollecitazioni ricavate per la combinazione di carico “SLU10” per i traversi esterni si ottiene che $M_{Rd} > M_{Ed}$, dunque **la verifica è soddisfatta**.

Verifica a Taglio

La verifica a taglio è stata condotta nella sezioni maggiormente sollecitate dei traversi.

- Calcolo del taglio resistente

Tenendo conto del contributo sia delle barre di armatura in zona tesa che delle staffe, uguali sia per i traversi esterni che per quello in mezzeria.

Caratteristiche Geometriche		
H	117	cm
B_w	20	cm
c	2	cm
d_{eff}	113	cm
A	2340	cm ²
A_{eff}	2240	cm ²

Tabella 7.1.2.3 Caratteristiche Geometriche Sezione Traversi Campata 2

Barre Armatura tesa		
φ	14	mm
n barre	2	
A_s	461	mm ²
ρ	0.0021	
Armatura a Taglio		
φ	10	mm
n	2	
A_{sw}	157	mm ²
s	300	mm
α	90 °	
ω_{sw}	0.047	
$\cot\theta$	3.1	
v_{fcd}	4.52	Mpa
$\cot\theta_{assunta}$	2.5	
V_{rsd}	317.70	KN
V_{rcd}	317.02	KN
V_{rd}	317.02	

Tabella 7.1.2.4 Calcolo del Taglio Resistente Traversi Campata 2

- Verifica

Verifica a taglio(Traverso interno)			
Combinazione	$V_{sd}(KN)$	$V_{rd}(KN)$	C/D
SLU11	125.9	317.02	2.52
SLU15	124.3	317.02	2.55
SLU27	112.2	317.02	2.83

Tabella 7.1.2.5 Verifica a Taglio Traverso in Mezzeria Campata 2

Verifica a taglio(Traversi esterni)			
Combinazione	$V_{sd}(KN)$	$V_{rd}(KN)$	C/D
SLU11	149.1	317.02	2.13
SLU15	132.8	317.02	2.39
SLU27	132.8	317.02	2.39

Tabella 7.1.2.6 Verifica a Taglio Traversi Esterni Campata 2

Risulta $V_{Rd} > V_{Ed}$; **la verifica è soddisfatta.**

7.1.3 Trave Campata I-III

La verifica di sicurezza agli stati limite ultimo è stata condotta sia per la trave di bordo sia per la trave in mezzzeria poiché la disposizione dell'armatura ordinaria risulta essere differente. Le sezioni resistenti considerate sono composte dalla trave e dalla soletta ricadente nell'area di influenza di quest'ultima.

Verifica a Flessione

- Calcolo dei momenti resistenti per la trave di bordo

Effettuato mediante l'applicativo VCAASLU dopo aver definito la geometria della sezione di mezzzeria e la posizione esatta dell'armatura ordinaria come mostrato in Figura

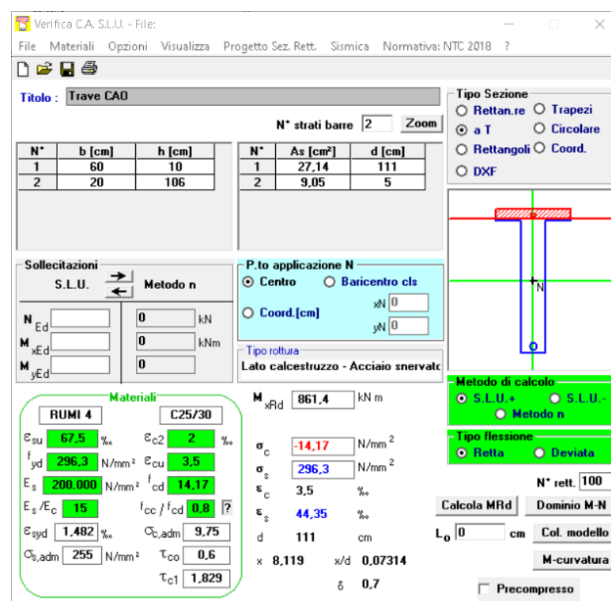


Figura 7.1.3.2 Trave di Bordo CAO-VCAASLU

- Calcolo dei momenti resistenti per la trave in mezzzeria

Effettuato mediante l'applicativo VCAASLU dopo aver definito la geometria della sezione di mezzzeria e la posizione dell'armatura ordinaria come mostrato in Figura

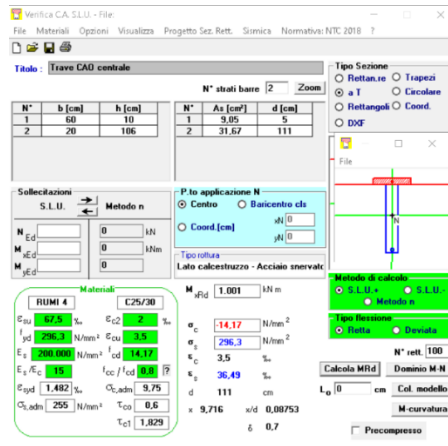


Figura 7.1.3.3 Trave in Mezzeria CAO-VCASLU

- Verifiche

VERIFICA A FLESSIONE (TRAVE DI BORDO)			
Combinazione	Msd(KNm)	Mrd(KNm)	C/D
SLU 10	1780.3	861.4	0.48
SLU 25	1121	861.4	0.77
SLU 11	2025.1	861.4	0.43

Tabella 7.1.3.1 Verifica a Flessione Trave di Bordo

VERIFICA A FLESSIONE (TRAVE IN MEZZERIA)			
Combinazione	Msd(KNm)	Mrd(KNm)	C/D
SLU 10	2244	1001	0.45
SLU 25	1440	1001	0.70
SLU 11	2600.8	1001	0.38

Tabella 7.1.3.2 Verifica a Flessione Trave in Mezzeria

Per tutte le combinazioni di carico analizzate, sia la trave di bordo che per la trave in mezzeria la **verifica non risulta soddisfatta**.

Verifica a Taglio

La verifica a taglio è stata condotta nella sezioni maggiormente sollecitate delle travi.

- Calcolo del taglio resistente

Tenendo conto del contributo sia delle barre di armatura in zona tesa che delle staffe che delle barre di armatura piegate uguali sia per la trave di bordo che per quella in mezzeria.

Caratteristiche Geometriche		
H	116	cm
B_w	20	cm
c	2	cm
d_{eff}	114	cm
A	4890	cm^2
A_{eff}	4790	cm^2

Tabella 7.1.3.4 Caratteristiche Geometriche Trave CAO

Barre Armatura tesa		
φ	24	mm
n barre	4	
A_s	1810	mm ²
ρ	0.0038	
Contributo delle staffe		
φ	10	mm
n	2	
A_{sw}	157	mm ²
s	250	mm
α	90 °	
ω_{sw}	0.066	
$\cotg\theta$	2.6	
v_{fcd}	7.055	Mpa
$\cotg\theta_{assunta}$	2.5	
V_{rsd}	477.29	KN
V_{rcd}	494.82	KN
V_{rd}	477.29	

Contributo dei piegati		
φ	24	mm
n	2	
A_{sw}	904	mm ²
s	500	mm
α	45 °	
ω_{sw}	0.190	
$\cotg\theta$	1.3	
v_{fcd}	7.055	Mpa
$\cotg\theta_{assunta}$		
V_{rsd}	885.44	KN
V_{rcd}	1252.21	KN
V_{rd}	885.44	

Tabella 6.1.3.4 Calcolo del Taglio Resistente Trave CAO

- Verifiche

Verifica a taglio			
Combinazione	$V_{sd}(KN)$	$V_{rd}(KN)$	C/D
SLU 10	824.2	1362.72	1.65
SLU26	739.2	1362.72	1.84
SLU27	683.8	1362.72	1.99

Tabella 6.1.3.5 Verifica a Taglio Trave CAO

Risulta $V_{Rd} > V_{Ed}$; **la verifica è soddisfatta.**

7.1.4 Traversi

La verifica è stata condotta sia per i traversi di Bordo che per quello in mezzeria poiché presentano caratteristiche geometriche differenti. Si sono analizzate in entrambi i casi le sezioni maggiormente sollecitate.

Verifica a Flessione

- Calcolo del momento resistente per il traverso di bordo

Effettuato mediante l'applicativo V-CASLU dopo aver definito la geometria della sezione e la posizione esatta dell'armatura ordinaria come mostrato in Figura

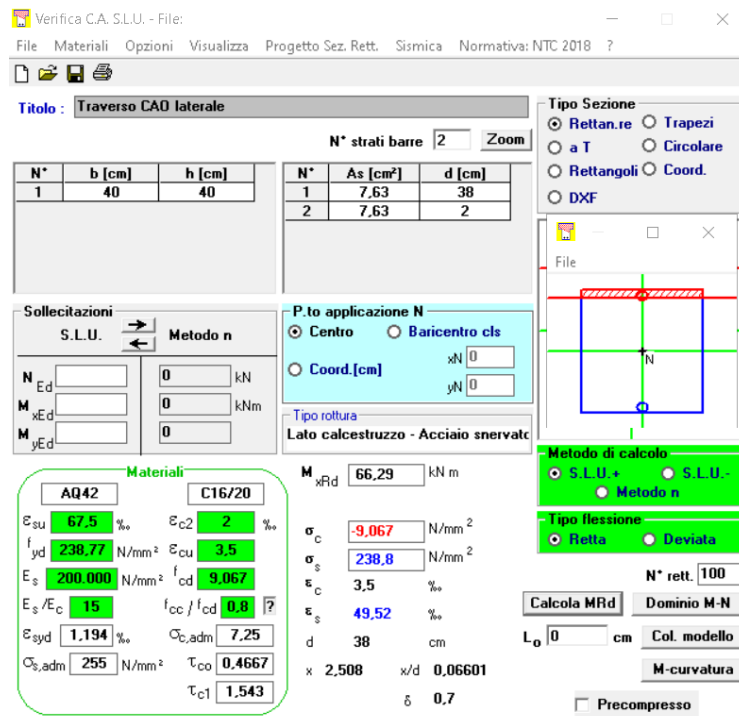


Figura 7.4.1.1 Traverso di Bordo Campata 1-V-CASLU

- Calcolo del momento resistente per il traverso in mezzeria

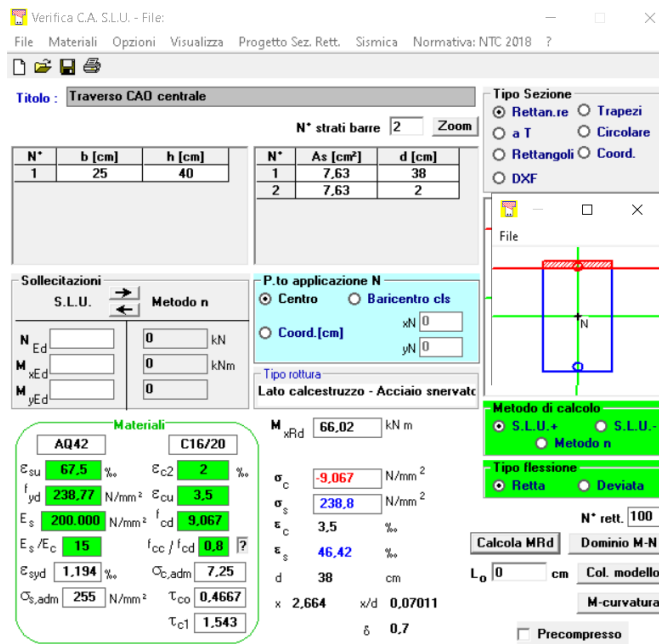


Figura 7.4.1.1 Traverso in Mezzeria Campata 1-VCASLU

- Verifiche

VERIFICA A FLESSIONE(DI BORDO)			
Combinazione	Msd(KNm)	Mrd(KNm)	C/D
SLU 2	35.4	66.29	1.87
SLU 10	48	66.29	1.38
SLU 26	43.1	66.29	1.54

Tabella 6.4.1.1 Verifica a Flessione Traverso di Bordo Campata 1

VERIFICA A FLESSIONE(IN MEZZERIA)			
Combinazione	Msd(KNm)	Mrd(KNm)	C/D
SLU 11	21	66.02	3.14
SLU 27	19.2	66.02	3.44
SLU 31	16.8	66.02	3.93

Tabella 6.4.1.2 Verifica a Flessione Traverso in Mezzeria Campata 1

In entrambi i casi e per tutte le combinazioni di carico considerate la **verifica** a flessione risulta **soddisfatta**.

Verifica a Taglio

Come per la Verifica a Flessione si sono analizzate le sezioni maggiormente sollecitate sia dei traversi di bordo che di quello in mezzeria poiché presentano geometrie differenti.

- Calcolo del taglio resistente per il traverso di bordo

Tenendo del contributo delle staffe, delle barre di armatura in zona tesa e delle barre piegate.

Caratteristiche Geometriche		
H	40	cm
B_W	25	cm
c	2	cm
d_{eff}	36	cm
A	1000	cm ²
A_{eff}	900	cm ²

Tabella 7.4.1.3 Caratteristiche Geometriche Traverso di Bordo Campata 1

Barre Armatura tesa		
φ	18	mm
n barre	3	
A_s	763	mm ²
ρ	0.0085	
Contributo delle staffe		
φ	10	mm
n	2	
A_{sw}	157	mm ²
s	300	mm
α	90 °	
ω_{sw}	0.043	
$\cotg\theta$	3.3	
v_{fcd}	4.52	Mpa
$\cotg\theta_{assunta}$	2.5	
V_{rsd}	125.60	KN
V_{rcd}	126.25	KN
V_{rd}	125.60	

Contributo dei piegati		
φ	18	mm
n	2	
A_{sw}	904	mm ²
s	500	mm
α	45 °	
ω_{sw}	0.237	
$\cot g\theta$	1.1	
v_{fcd}	4.52	Mpa
$\cot g\theta_{assunta}$	1.1	
V_{rsd}	252.00	KN
V_{rcd}	285.11	KN
V_{rd}	252.00	

Tabella 7.1.4.4 Calcolo del Taglio resistente Traverso di bordo Campata 1

- Calcolo del taglio resistente per il traverso in mezzeria

Tenendo del contributo delle staffe, delle barre di armatura in zona tesa e delle barre piegate.

Caratteristiche Geometriche		
H	40	cm
B_W	40	cm
c	2	cm
d_{eff}	36	cm
A	1600	cm ²
A_{eff}	1500	cm ²

Tabella 7.1.4.5 Caratteristiche Geometriche Traverso in Mezzeria Campata 1

Barre Armatura tesa		
φ	18	mm
n barre	3	
A_s	763	mm ²
ρ	0.0051	
Contributo delle staffe		
φ	10	mm
n	2	
A_{sw}	157	mm ²
s	300	mm
α	90	°
ω_{sw}	0.043	
$\cotg\theta$	3.3	
v_{fcd}	4.52	Mpa
$\cotg\theta_{assunta}$	2.5	
V_{rsd}	125.60	KN
V_{rcd}	202.00	KN
V_{rd}	125.60	

Contributo dei piegati		
φ	18	mm
n	2	
A_{sw}	904	mm ²
s	500	mm
α	45	°
ω_{sw}	0.296	
$\cotg\theta$	0.8	
v_{fcd}	4.52	Mpa
$\cotg\theta_{assunta}$	2.5	
V_{rsd}	224.50	KN
V_{rcd}	317.48	KN
V_{rd}	224.50	

Tabella 7.1.4.6 Calcolo del taglio Resistente del Traverso in mezzeria di Campata 1

- Verifiche

Verifica a taglio(Traverso di bordo)			
Combinazione	$V_{sd}(KN)$	$V_{rd}(KN)$	C/D
SLU 10	153.8	377.60	2.46
SLU26	134	377.60	2.82
SLU27	111.2	377.60	3.40

Tabella7.1.4.7 Verifica a Taglio Traverso di bordo Campata 1

Verifica a taglio(Traverso in Mezzeria)			
Combinazione	$V_{sd}(KN)$	$V_{rd}(KN)$	C/D
SLU 10	141.7	350.10	2.47
SLU26	128.3	350.10	2.73
SLU27	109.2	350.10	3.21

Tabella 7.1.4.8 Verifica a taglio Traverso in Mezzeria Campata 1

In entrambi i casi e per tutte le combinazioni carico analizzate la verifica risulta soddisfatta.

7.1.5 Trave Pulvino

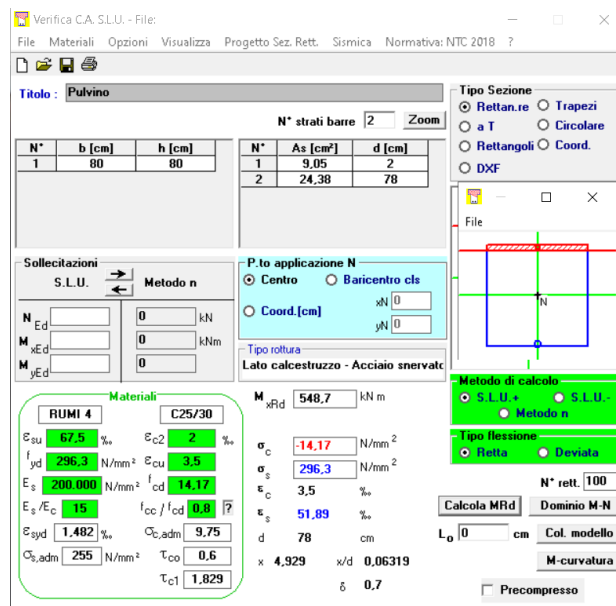
Le verifiche sono state condotte analizzando le sezioni maggiormente sollecitate sia da momenti flettenti che azioni taglianti.

Verifica a flessione

- Calcolo del momento resistente

Effettuato mediante l'applicativo VCASLU dopo aver definito la geometria della sezione e la posizione esatta dell'armatura ordinaria come mostrato in Figura

Figura 7.1.5.1 Trave Pulvino-VCASLU



- Verifica

VERIFICA A FLESSIONE			
Combinazione	Msd(KNm)	Mrd(KNm)	C/D
SLU 10	411.20	548.7	1.33
SLU 11	432.80	548.7	1.27
SLU 14	431.50	548.7	1.27

Tabella 7.1.5.1 Verifica a Flessione Trave Pulvino

Risulta che $M_{Rd} > M_{Ed}$ dunque **la verifica è soddisfatta.**

Verifica a Taglio

- Calcolo del taglio resistente

Tenendo del contributo delle staffe, delle barre di armatura in zona tesa e delle barre piegate.

Caratteristiche Geometriche		
H	80	cm
B_w	80	cm
c	2	cm
d_{eff}	76	cm
A	6400	cm ²
A_{eff}	6300	cm ²

Tabella 7.1.5.2 Caratteristiche geometriche Trave Pulvino

Barre Armatura tesa		
φ	24+20	mm
n barre	6	
A_s	2438	mm ²
ρ	0.0039	
Contributo delle staffe		
φ	14	mm
n	2	
A_{sw}	307.7	mm ²
s	250	mm
α	90 °	
ω_{sw}	0.032	
$\cot g \theta$	3.8	
v_{fcd}	7.055	Mpa
$\cot g \theta_{assunta}$	2.5	
V_{rsd}	623.61	KN
V_{rcd}	1331.21	KN
V_{rd}	623.61	

Contributo dei piegati		
φ	24	mm
n	4	
A_{sw}	1808	mm ²
s	500	mm
α	45 °	
ω_{sw}	0.380	
$\cotg\theta$	0.6	
v_{fcd}	7.055	Mpa
$\cotg\theta_{assunta}$	2.5	
V_{rsd}	1813.72	KN
V_{rcd}	1863.69	KN
V_{rd}	1813.72	

Tabella 7.1.5.3 Calcolo del Taglio Resistente Trave Pulvino

- Verifiche

Verifica a taglio			
Combinazione	$V_{sd}(KN)$	$V_{rd}(KN)$	C/D
SLU 11	2193.65	2437.33	1.11
SLU10	2343.71	2437.33	1.04
SLU27	2229.12	2437.33	1.09

Tabella 7.1.5.4 Verifica a Taglio Trave Pulvino

Risulta $V_{Rd} > V_{Ed}$; **la verifica è soddisfatta.**

7.1.6 Pilastrri

Le verifiche sono state condotte analizzando le due tipologie di pilastrri presenti nell'impalcato, sia quello a sezione costante sia quello a sezione variabile. Per quest'ultimo si è deciso di analizzare le sollecitazioni nella sezione con dimensione minore a favore di sicurezza.

Verifica a pressoflessione

- Calcolo dei momenti resistenti

Effettuato mediante l'applicativo VECASLU in presenza di flessione di tipo deviata

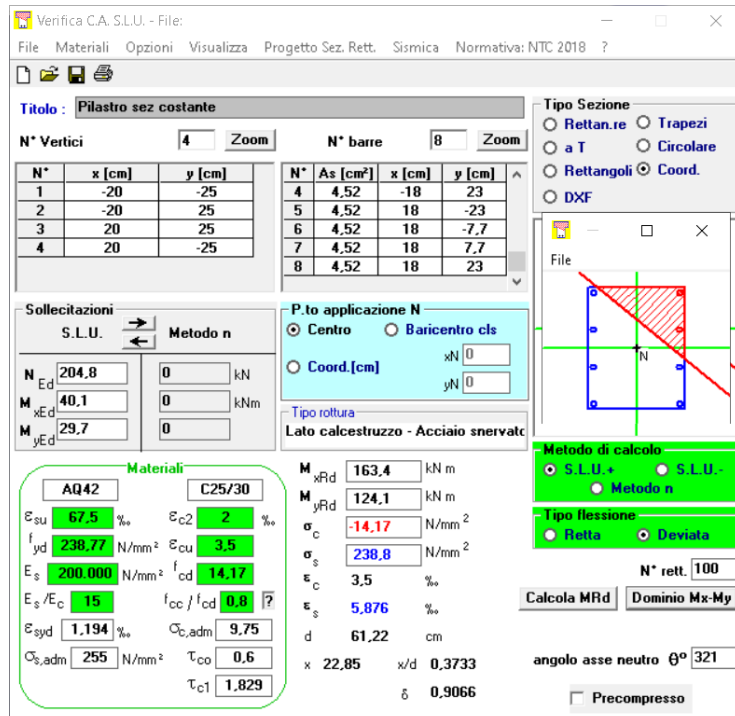


Figura 7.1.6.1 Pilastro 1-VCASLU

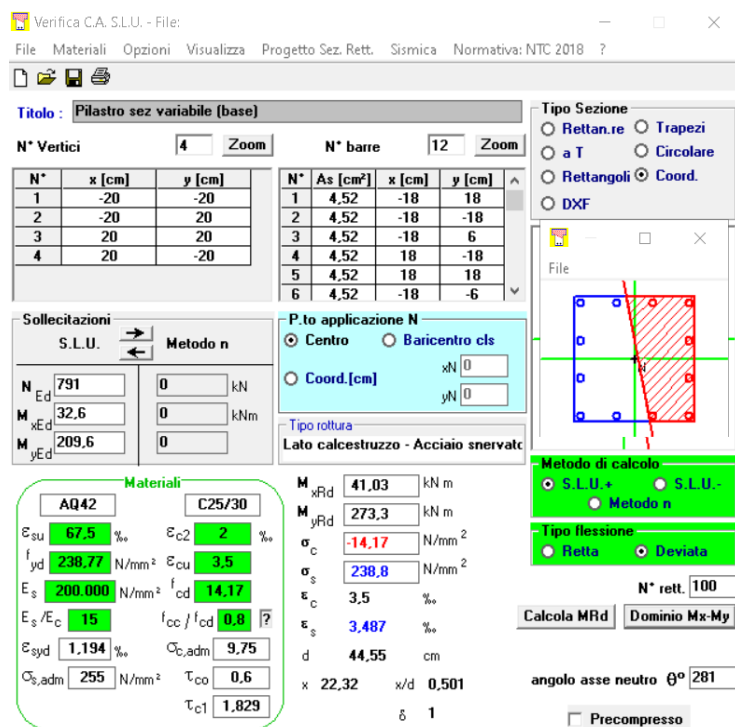


Figura 7.1.6.2 Pilastro 2-VCASLU

- Verifiche con Calcolo dei domini resistenti

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE Pilastro 1			
Combinazione	N(KN)	M1(KNm)	M2(KNm)
SLU 10	204.8	40.1	29.7
SLU 19	252.3	36.7	604.8
SLU 11	350	83.7	688.4

Tabella 7.1.6.1 Verifica a Pressoflessione Pilastro 1

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE Pilastro 2			
Combinazione	N(KN)	M1	M2(KNm)
SLU 10	791	209.6	32.6
SLU 19	807	1279	18.4
SLU 2	783.7	32.7	47.2

Tabella 7.1.6.2 Verifica a Pressoflessione Pilastro 2

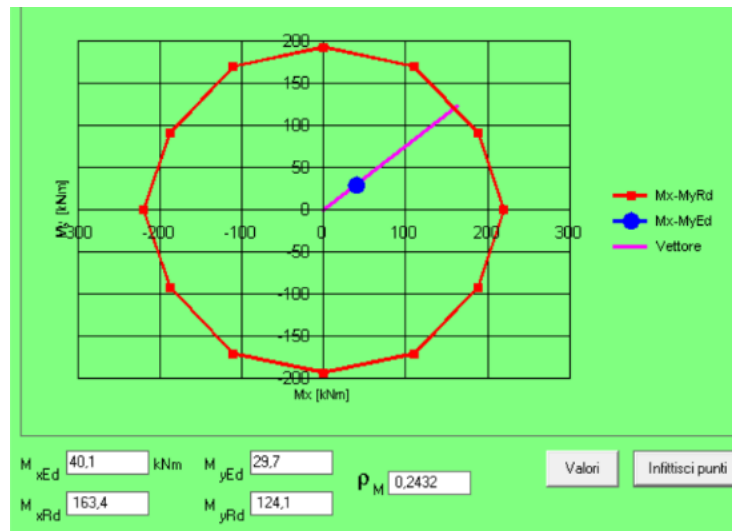


Figura 7.1.6.3 Dominio resistente Pilastro 1-VCASLU

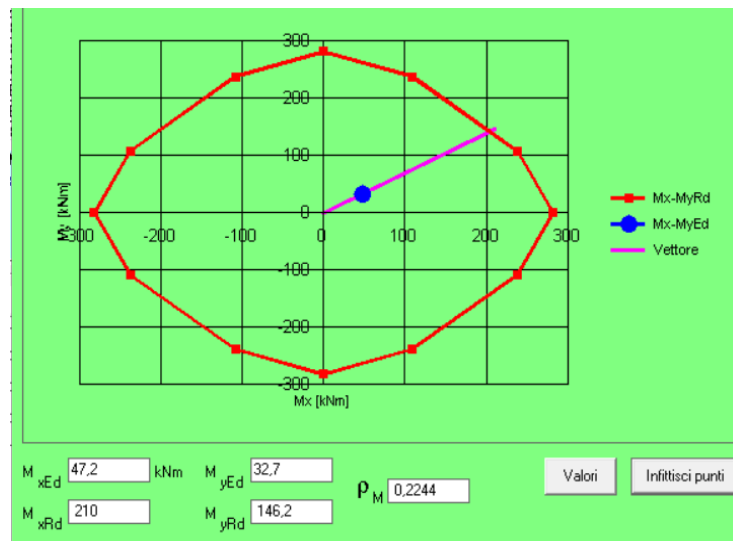


Figura 7.1.6.4 Dominio Resistente Pilastro 2-VCASLU

Per semplicità si sono riportati i domini resistenti calcolati per le sollecitazioni ottenute rispettivamente per la combinazione di carico “SLU10” per il pilastro a sezione costante e quello ottenuto per la combinazione di carico “SLU2” per il pilastro rastremato.

Per tutte le altre combinazioni di carico analizzate la **verifica non** risulta **soddisfatta**.

Verifica a Taglio

- Calcolo del taglio resistente Pilastro 1

Tenendo del contributo delle staffe e delle barre di armatura in zona.

Caratteristiche Geometriche		
H	50	cm
B_w	40	cm
c	2	cm
d_{eff}	46	cm
A	200	cm ²
A_{eff}	190	cm ²

Tabella 7.1.6.3 Caratteristiche Geometriche Pilastro 1

Barre Armatura tesa		
φ	24	mm
n barre	4	
A_s	1808	mm ²
ρ	0.0952	
Contributo delle staffe		
φ	10	mm
n	2	
A_{sw}	157	mm ²
s	250	mm
α	90 °	
ω_{sw}	0.026	
$cotg\theta$	4.2	
$v f_{cd}$	7.055	Mpa
$cotg\theta_{assunta}$	2.5	
V_{rsd}	192.59	KN
V_{rcd}	402.86	KN
V_{rd}	192.59	

Tabella 7.1.6.4 Calcolo del Taglio Resistente Pilastro 1

- Calcolo del taglio resistente Pilastro 2

Caratteristiche Geometriche		
H	40	cm
B_W	40	cm
c	2	cm
\bar{d}_{eff}	36	cm
A	160	cm ²
A_{eff}	150	cm ²

Tabella 7.1.6.5 Caratteristiche Geometriche Pilastro 2

Barre Armatura tesa		
φ	24	mm
n barre	6	
A_s	2713	mm ²
ρ	0.1809	
Contributo delle staffe		
φ	10	mm
n	2	
A_{sw}	157	mm ²
s	250	mm
α	90°	
ω_{sw}	0.026	
$\cotg\theta$	4.2	
v_{fcd}	7.055	Mpa
$\cotg\theta_{assunta}$	2.5	
V_{rsd}	192.59	KN
V_{rcd}	402.86	KN
V_{rd}	192.59	

Tabella 7.1.6.5 Calcolo del Taglio Resistente Pilastro 2

- Verifiche

Pilastro 1

Verifica a taglio			
Combinazione	$V_{sd}(KN)$	$V_{rd}(KN)$	C/D
SLU14	180.4	192.59	1.07

Tabella 7.1.6.7 Verifica a Taglio Pilastro 1

Pilastro 2

Verifica a taglio			
Combinazione	$V_{sd}(KN)$	$V_{rd}(KN)$	C/D
SLU14	278.7	192.59	0.69

Tabella 7.1.6.8 Verifica a Taglio Pilastro 2

7.1.7 Soletta

Le verifiche sia a Flessione che a taglio sono state condotte analizzando le sezioni maggiormente sollecitate sia per la soletta di Campata I e III che per la soletta di Campata I.

Verifica a flessione

- Calcolo del Momento resistente della Soletta di Campata II

Effettuato mediante l'applicato VCASLU considerando una larghezza significativa della sezione pari a 2 m.

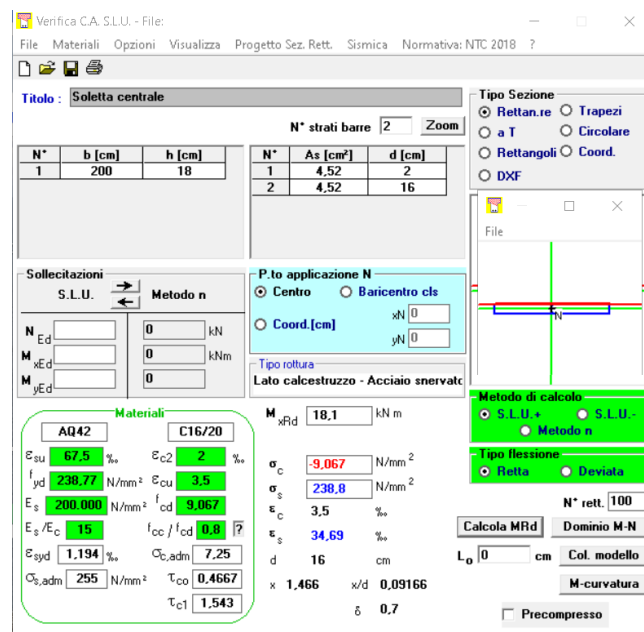


Figura 7.1.7.1 Soletta Campata II-VCASLU

- Calcolo del Momento resistente della Soletta di campata I-III

Effettuato mediante l'applicato VCASLU considerando una larghezza significativa della sezione pari a 1,60 m.

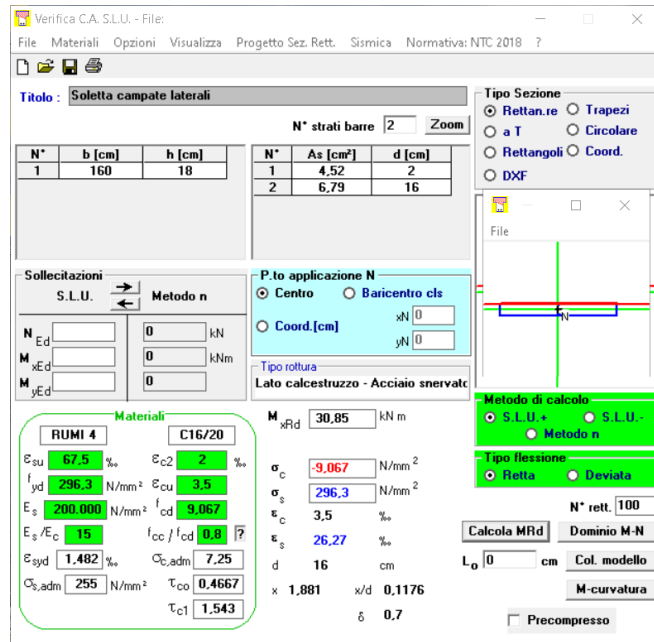


Figura 7.1.7.2 Soletta Campata I-III-VCASLU

- Verifica

VERIFICA A FLESSIONE(Campata I-III)			
Combinazione	Msd(KNm)	Mrd(KNm)	C/D
SLU 27	22.6	30.85	1.37

Tabella 7.1.7.1 Verifica a Flessione Soletta Campata I-III

VERIFICA A FLESSIONE(Campata II)			
Combinazione	Msd(KNm)	Mrd(KNm)	C/D
SLU 10	11.5	18.1	1.57

Tabella 7.1.7.2 Verifica a Flessione Soletta Campata II

La **verifica** a flessione risulta dunque **soddisfatta** per entrambe le sezioni considerate.

Verifica a Taglio

- Calcolo del taglio resistente per la soletta di Campata I-III

Caratteristiche Geometriche		
H	18	cm
B_w	160	cm
c	2	cm
d_{eff}	16	cm
A	2880	cm ²
A_{eff}	2780	cm ²

Tabella 7.1.7.3 Caratteristiche geometriche Soletta Campata I-III

Barre Armatura tesa		
φ	12	mm
n barre	6	
A_s	678	mm ²
ρ	0.0019	
Contributo delle staffe		
φ	12	mm
n	2	
A_{sw}	226	mm ²
s	300	mm
α	90 °	
ω_{sw}	0.032	
$\cot g \theta$	3.8	
v_{fcd}	7.055	Mpa
$\cot g \theta_{assunta}$	2.5	
V_{rsd}	80.36	KN
V_{rzd}	560.51	KN
V_{rd}	80.36	

Tabella 7.1.7.4 Calcolo del Taglio Resistente Soletta Campata I-III

- Calcolo del taglio resistente per la soletta di Campata II

Caratteristiche Geometriche		
H	18	cm
B_w	200	cm
c	2	cm
d_{eff}	16	cm
A	3600	cm ²
A_{eff}	3500	cm ²

Barre Armatura tesa		
φ	12	mm
n barre	4	
A_s	452	mm ²
ρ	0.0013	
Contributo delle staffe		
φ	12	mm
n	2	
A_{sw}	226	mm ²
s	300	mm
α	90 °	
ω_{sw}	0.032	
$\cotg\theta$	3.8	
v_{fcd}	7.055	Mpa
$\cotg\theta_{assunta}$	2.5	
V_{rsd}	80.36	KN
V_{rcd}	700.63	KN
V_{rd}	80.36	

Tabella 6.1.7.6 Calcolo del Taglio Resistente Soletta Campata II

- Verifiche

Verifica a taglio(Campata II)			
Combinazione	$V_{sd}(KN)$	$V_{rd}(KN)$	C/D
SLU10	64.5	80.36	1.25

Tabella 6 Verifica a Taglio Soletta Campata II

Verifica a taglio(Campata I-III)			
Combinazione	$V_{sd}(KN)$	$V_{rd}(KN)$	C/D
SLU10	71.5	80.36	1.12

Tabella 7.1.7.7 Verifica a Taglio Soletta Campata I-III

Per entrambe le sezioni la verifica risulta soddisfatta.

7.2 Verifiche di sicurezza-Dati Rilevati

Nel seguente capitolo si riportano le verifiche di sicurezza eseguite per gli elementi strutturali per i quali sono stati riscontrati difetti e, dunque, tenendo conto della loro condizione ammalorata o di eventuali difformità riscontrate rispetto ai dati di progetto come descritto nella seconda parte del Capitolo V.

Gli esiti delle singole verifiche sono espressi mediante il rapporto Capacità/Domanda

7.2.1 Trave Campata II

La verifica di sicurezza agli stati limite ultimo è stata condotta per la trave di bordo poiché è risulta essere quella maggiormente sollecitata. La sezione resistente considerata è composta dalla trave e dalla soletta ricadente nell'area di influenza di quest'ultima.

Verifica a Flessione

- Calcolo del momento resistente

Effettuato mediante l'applicativo V-CASLU dopo aver definito la geometria della sezione di mezzeria con la relativa porzione di soletta collaborante e la posizione esatta dei cavi da precompressione come mostrato in Figura

The screenshot displays the V-CASLU software interface for a structural analysis. The main window is titled "Verifica C.A. S.L.U. - File:" and contains several panels:

- Titolo:** Trave PSC ril
- N° Vertici:** 16 (Zoom)
- N° barre:** 0 (Zoom)
- Tipo Sezione:** Rettan.re, Trapezi, a T, Circolare, Rettangoli, Coord., DXF
- Armatura Precompressione:** N° cavi: 4 (Zoom)
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n
- P.to applicazione N:** Centro, Baricentro cls, Coord.[cm]
- Materiali:** AQ42, C25/30
- Metodo di calcolo:** S.L.U. s, S.L.U. n, Metodo n
- Tipo flessione:** Retta, Deviata
- Tipo cavo:** Trefolo

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ _g [MPa]
1	25	0	7	880
2	25	0	13	880
3	9.5	0	19	880
4	9.5	0	25	880

ε _{su}	ε _{c2}	ε _{cu}	f _{yd}	E _s	E _s /E _c	ε _{syd}	C _{s,adm}
67.5	2	3.5	270	200.000	15	1.35	255

σ _c	σ _s	ε _c	ε _s	d	x	x/d	δ
-14.17		3.5		128	99.07	0.774	1

Additional parameters: M xRd: 7.259 kN m, N° rett.: 100, L₀: 0 cm, Col. modello: M-curvatura, σ_{sp}: 1.042 N/mm², ε_{sp}: 5.422 ‰ compressa predef., τ_{c1}: 1.829.

Figura 7.2.1.1 Trave di bordo in CAP sezione in mezzeria-VCASLU

- Verifica

VERIFICA A FLESSIONE			
Combinazione	Msd(KNm)	Mrd(KNm)	C/D
SLU 10	6817	7259	1.06
SLU 26	6067	7259	1.20
SLU27	6073	7259	1.20

Tabella 7.2.1.1 Verifica a Flessione trave CAP

La variazione dell'area dei cavi, rispetto al calcolo effettuato nel Capitolo 7.1.1 fa sì che **la verifica risulti è soddisfatta.**

Verifica a Taglio

La verifica a taglio è stata condotta nella sezione in prossimità dell'appoggio poiché le sollecitazioni taglianti risultano essere massime.

- Calcolo del taglio resistente

Tenendo conto del contributo sia delle barre di armatura in zona tesa che delle staffe.

Caratteristiche Geometriche		
H	117	cm
B_w	50	cm
c	2	cm
d_{eff}	113	cm
A	3258	cm ²
A_{eff}	3158	cm ²

Tabella 7.2.1.1 Caratteristiche Geometriche Sezione Trave CAP

Barre Armatura tesa		
φ	12	mm
n	2	
A_s	226	mm ²
ρ	0.0007	
Armatura a Taglio		
φ	8	mm
n	2	
A_{sw}	100	mm ²
s	325	mm
α	90 °	
ω_{sw}	0.027	
$\cot\theta$	4.2	
v_{fcd}	7.055	Mpa
$\cot\theta_{assunta}$	2.5	
V_{rsd}	186.79	KN
V_{rcd}	176.64	KN
V_{rd}	176.64	

Tabella 7.2.1.2 Calcolo del Taglio Resistente Trave CAP

- Calcolo del controtaglio generato dalla precompressione in funzione dell'inclinazione dei cavi che deve essere sottratto al taglio sollecitante al fine di ottenere la sollecitazione tagliante netta sulla sezione considerata.

Azione di controtaglio dei cavi di precompressione				
Cavo	Area mm ²	σ (N/mm ²)	$tg\alpha$	V_{pd} (KN)
1	2500	1042	0.018	46.89
2	2500	1042	0.0515	134.16
3	950	1042	0.0849	84.04
4	950	1042	0.1183	117.11
				382.20

Tabella 7.2.1.3 Calcolo dell'azione di controtaglio

- Verifica

Verifica a taglio				
Combinazione	$V_{sd,netto}$ (KN)	$V_{sd,netto}$ (KN)	V_{rd} (KN)	C/D
SLU11	1171	788.8	176.64	0.22
SLU15	1059	676.8	176.64	0.26
SLU27	1042	659.8	176.64	0.27

Tabella 7.2.1.4 Verifica a Taglio Trave CAP

Come ci aspettava la variazione del passo del staffe e l'assenza del copriferro hanno comportano una notevole diminuzione del taglio resistente della sezione; dunque, risulta che $V_{Rd} < V_{Ed}$ e la **verifica non è soddisfatta**,

7.2.2 Traversi

Verifica a Taglio

La verifica a taglio è stata condotta nella sezioni maggiormente sollecitate dei traversi.

- Calcolo del taglio resistente

Tenendo conto della variazione del passo delle staffe e del copriferro

Caratteristiche Geometriche		
H	117	cm
B_w	20	cm
c	0.5	cm
d_{eff}	116	cm
A	2340	cm ²
A_{eff}	2300	cm ²

Tabella 7.2.2.1 Caratteristiche Geometriche Sezione Traversi Campata 2

- Verifica

Barre Armatura tesa		
φ	14	mm
n	2	
A_s	461	mm ²
ρ	0.0020	
Armatura a Taglio		
φ	12	mm
n	2	
A_{sw}	226	mm ²
s	300	mm
α	90 °	
ω_{sw}	0.224	
$\cot g \theta$	1.1	
v_{fd}	4.52	Mpa
V_{rsd}	203.35	KN
V_{rcd}	140.96	KN
V_{rd}	140.96	

Verifica a taglio(Traverso interno)			
Combinazione	$V_{sd}(KN)$	$V_{rd}(KN)$	C/D
SLU11	125.9	140.96	1.12
SLU15	124.3	140.96	1.13
SLU27	112.2	140.96	1.26

Tabella 7.2.2.3 Verifica a Taglio Traverso in Mezzeria Campata 2

Verifica a taglio(Traversi esterno)			
Combinazione	$V_{sd}(KN)$	$V_{rd}(KN)$	C/D
SLU11	149.1	140.96	0.95
SLU15	132.8	140.96	1.06
SLU27	132.8	140.96	1.06

Tabella 7.2.2.4 Verifica a Taglio Traversi Esterni Campata 2

Le variazioni apportate hanno determinato una notevole riduzione del taglio resistente della sezione, rispetto al caso precedente come si può notare anche dai rapporti C/D. La verifica risulta essere ancora soddisfatta ad eccezione della combinazione di carico “SLU11” per il traverso di bordo.

7.2.3 Trave Campata I-III

Verifica a Taglio

La verifica a taglio è stata condotta nella sezioni maggiormente sollecitate delle travi.

- Calcolo del taglio resistente.

Tenendo conto del contributo della variazione del copriferro, del diametro e del passo delle staffe

Caratteristiche Geometriche		
H	116	cm
B_w	20	cm
c	5	cm
d_{eff}	106	cm
A	4890	cm ²
A_{eff}	4600	cm ²

Barre Armatura tesa		
φ	24	mm
n barre	4	
A_s	1810	mm ²
ρ	0.0039	
Contributo delle staffe		
φ	6	mm
n	2	
A_{sw}	57	mm ²
s	270	mm
α	90 °	
ω_{sw}	0.022	
$\cotg\theta$	4.6	
v_{fcd}	7.055	Mpa
$\cotg\theta_{assunta}$	2.5	
V_{rsd}	149.19	KN
V_{rcd}	464.17	KN
V_{rd}	149.19	

Contributo dei piegati		
φ	24	mm
n	2	
A_{sw}	904	mm ²
s	500	mm
α	45 °	
ω_{sw}	0.190	
$\cotg\theta$	1.3	
v_{fcd}	7.055	Mpa
$\cotg\theta_{assunta}$		
V_{rsd}	823.31	KN
V_{rcd}	1252.21	KN
V_{rd}	823.31	

Tabella 7.2.3.1 Caratteristiche Geometriche Sezione Trave CAO

- Verifiche

Verifica a taglio			
Combinazione	$V_{sd}(KN)$	$V_{rd}(KN)$	C/D
SLU 10	824.2	972.49	1.18
SLU26	739.2	972.49	1.32
SLU27	683.8	972.49	1.42

Tabella 7.2.3.3 Verifica a Taglio Trave CAO

Tabella 7.2.3.2 Calcolo del Taglio Resistente Trave CAO

Risulta $V_{Rd} > V_{Ed}$; **la verifica è soddisfatta.**

Dunque, in questo caso le difformità riscontrate non hanno apportate modifiche significative.

7.2.4 Trave Pulvino

Verifica a flessione

- Calcolo del momento resistente

Effettuato mediante l'applicativo VCASLU dopo aver definito la geometria della sezione e la posizione esatta dell'armatura ordinaria come mostrato in Figura

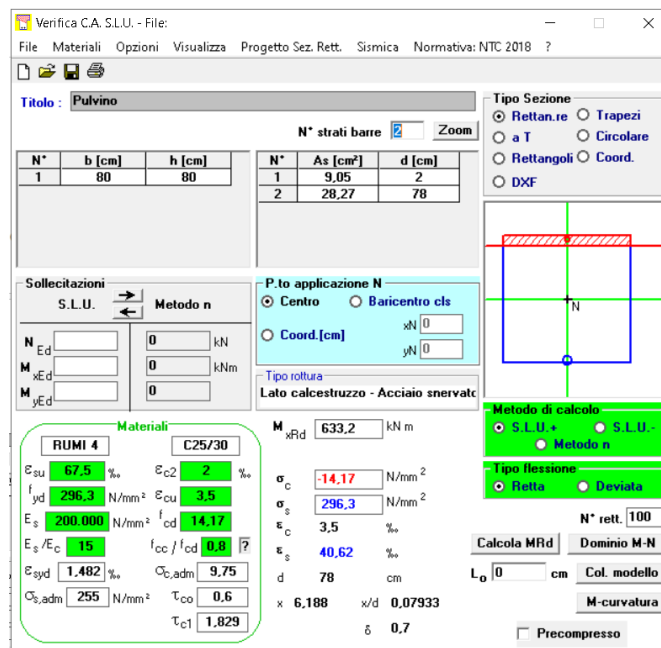


Figura 7.2.4.1 Trave Pulvino-VCASLU

- Verifica

VERIFICA A FLESSIONE			
Combinazione	Msd(KNm)	Mrd(KNm)	C/D
SLU 10	411.20	633.2	1.54
SLU 11	432.80	633.2	1.46
SLU 14	431.50	633.2	1.47

Tabella 7.2.4.1 Verifica a Flessione Trave Pulvino

Risulta che $M_{Rd} > M_{Ed}$ dunque **la verifica è soddisfatta.**

Dai dati rilevata si riscontra un aumento del momento resistente della sezione, e di conseguenza un aumento dei valori dei rapporti C/D ottenuti dalle verifiche.

Verifica a Taglio

- Calcolo del taglio resistente

Tenendo della variazione del diametro e del passo delle staffe

Caratteristiche Geometriche		
H	80	cm
B_w	80	cm
c	2	cm
d_{eff}	76	cm
A	6400	cm ²
A_{eff}	6300	cm ²

Tabella 7.2.4.2 Caratteristiche geometriche Trave Pulvino

Barre Armatura tesa		
φ	20	mm
n barre	6	
A_s	1884	mm ²
ρ	0.0030	
Contributo delle staffe		
φ	6	mm
n	2	
A_{sw}	56.52	mm ²
s	260	mm
α	90 °	
ω_{sw}	0.006	
$cotg\theta$	9.3	
v_{fcd}	7.055	Mpa
$cotg\theta_{assunta}$	2.5	
V_{rsd}	110.14	KN
V_{rcd}	1331.21	KN
V_{rd}	110.14	

Contributo dei piegati		
φ	20	mm
n	4	
A_{sw}	628	mm ²
s	500	mm
α	45 °	
ω_{sw}	0.132	
$cotg\theta$	1.7	
v_{fcd}	7.055	Mpa
$cotg\theta_{assunta}$	2.5	
V_{rsd}	629.99	KN
V_{rcd}	1863.69	KN
V_{rd}	629.99	

Tabella 7.4.2.3 Calcolo del Taglio Resistente Trave Pulvino

- Verifiche

Verifica a taglio			
Combinazione	$V_{sd}(KN)$	$V_{rd}(KN)$	C/D
SLU 11	2393.65	740.13	0.31
SLU10	2343.71	740.13	0.32
SLU27	2229.12	740.13	0.33

Tabella 7.4.2.4 Verifica a Taglio Trave Pulvino

I dati rilevato hanno fortemente penalizzato la resistenza tagliante della sezione, infatti, a differenza di quanto nel caso precedente la **verifica non** risulta **soddisfatta**

7.2.5 Pilastrri

Verifica a Taglio

- Calcolo del taglio resistente Pilastrro 1

Tenendo della variazione del copriferro, delle barre longitudinali e del passo delle staffe

Caratteristiche Geometriche		
H	50	cm
B_W	40	cm
c	4	cm
d_{eff}	42	cm
A	200	cm ²
A_{eff}	190	cm ²

Tabella 7.2.5.1 Caratteristiche Geometriche Pilastrro 1

Barre Armatura tesa		
φ	2(20x20)+1(25x25)	mm
n barre	3	
A_s	1425	mm ²
ρ	0.0750	
Contributo delle staffe		
φ	10	mm
n	2	
A_{sw}	157	mm ²
s	260	mm
α	90 °	
ω_{sw}	0.025	
$\cotg\theta$	4.3	
$v f_{cd}$	7.055	Mpa
$\cotg\theta_{assunta}$	2.5	
V_{rsd}	185.18	KN
V_{rcd}	402.86	KN
V_{rd}	185.18	

Tabella 7.2.5.2 Calcolo del Taglio Resistente Pilastrro 1

- Verifiche

Pilastro 1

Verifica a taglio			
Combinazione	$V_{sd}(KN)$	$V_{rd}(KN)$	C/D
SLU14	180.4	185.18	1.03

Tabella 7.2.5.3 Verifica a Taglio Pilastro 1

La verifica risulta comunque soddisfatta senza variazioni significative.

7.3 Interpretazione dei Risultati

Nel capitolo precedente si sono riportati gli esiti delle verifiche di sicurezza dell'opera oggetto del caso studio. Le verifiche sono state condotte in accordo sia con quanto descritto nel capitolo 8 delle NTC 2018, che fornisce indicazioni circa le opere esistenti, sia facendo riferimento alle Linee Guida che suggeriscono un approccio multilivello, introducendo la classificazione del rischio mediante le classi di attenzione.

In funzione di quanto descritto nei capitoli precedenti si ricorda che il livello di conoscenza raggiunto per l'intera opera è LC1.

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

Tabella 7.3.1 Fattori di conoscenza e livelli di conoscenza, Tab C8.5.IV Circolare NTC2018

Le scelte effettuate sia circa le caratteristiche meccaniche dei materiali che riguardo ai dettagli strutturali del progetto simulato sono in accordo con le norme dell'epoca.

Le verifiche sono state condotte nei confronti delle combinazioni delle azioni previste dagli stati limite ultimo in quanto la normativa non esprime la necessità

di valutare le prestazioni della struttura facendo riferimento agli stati limite di esercizio.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti dalle verifiche sia per i dati di progetto che per i dati rilevati di tutti gli elementi analizzati e descritti nei capitoli precedenti:

	Verifica a Flessione			
	Dati di Progetto	C/D	Dati Rilevati	C/D
Trave CAP	Non Soddisfatta	0.63	Soddisfatta	1.06
Traversi Campata II	Soddisfatta	1.03	/	/
Trave CAO	Non Soddisfatta	0.77	/	/
Traversi Campata I-III	Soddisfatta	1.38	/	/
Trave Pulvino	Soddisfatta	1.27	Soddisfatta	1.47
Pilastro 1	Non Soddisfatta	/	/	/
Pilastro 2	Non Soddisfatta	/	/	/
Soletta	Soddisfatta	1.37	/	/

Tabella 7.3.2 Risultati Verifiche a Flessione

	Verifica A Taglio			
	Dati di Progetto	C/D	Dati Rilevati	C/D
Trave CAP	Non Soddisfatta	0.63	Non Soddisfatta	0.26
Traversi Campata II	Soddisfatta	2.13	Soddisfatta	1.06
Trave CAO	Soddisfatta	1.65	Soddisfatta	1.32
Traversi Campata I-III	Soddisfatta	2.46	/	/
Trave Pulvino	Soddisfatta	1.04	Non Soddisfatta	0.33
Pilastro 1	Soddisfatta	1.07	Soddisfatta	1.03
Pilastro 2	Non Soddisfatta	0.69	/	/
Soletta	Soddisfatta	1.12	/	/

Tabella 7.3.3 Risultati Verifiche a Taglio

Per poter interpretare i risultati ottenuti è necessario ricordare che le linee guida a valle delle verifiche di sicurezza individuano tre tipologie di ponti:

- *Adeguato* se soddisfa le verifiche delle Norme Tecniche utilizzando i carichi e i fattori in esse previsti;
- *Operativo* se soddisfa le verifiche delle Norme Tecniche, ma facendo riferimento ad un tempo di riferimento ridotto, entro il quale il gestore o il proprietario deve intervenire con adeguati lavori, pari a 30 anni;

- *Transitabile* quando il tempo di riferimento è ridotto a cinque anni e devono essere adottati dei provvedimenti come la limitazione dei carichi consentiti o la restrizione d'uso del ponte.

Dunque, osservando i risultati riportati nelle tabelle e i valori dei rapporti Capacità /Domanda si può concludere che l'opera non risulta *Adeguata*.

In un altro progetto di tesi, condotto parallelamente al presente elaborato con il medesimo caso studio, a valle dei risultati ottenuti dalle verifiche di sicurezza sopra riportate, si è condotta un'analisi di Transitabilità, procedendo come descritto dalle NTC2018, sia facendo riferimento ai dati di progetto che alle difformità rilevate.

Si è effettuata la valutazione di *Transitabilità di tipo 2*, poiché né quella di *Tipo 1* né quella di ponte *Operativo* risultavano essere soddisfatte, nel quale si impongono le limitazioni di carico coerentemente con il Codice della Strada e il peso dei veicoli massimo ammesso. La limitazione standard del codice prevede:

- la “*Transitabilità ai mezzi pesanti*” con un autoarticolato a 5 assi da 44 tonnellate con la configurazione riportata in figura

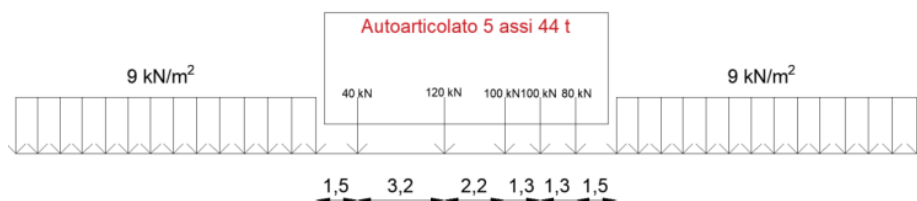


Figura 7.3.1 *Transitabilità ai mezzi pesanti*

- la “*Transitabilità ai mezzi intermedi*” con mezzi a tre assi con massa limite di 26 tonnellate come riportato in figura

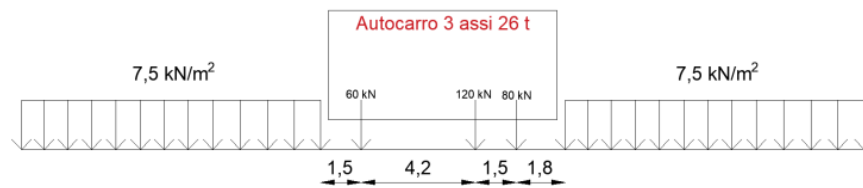


Figura 7.3.2 Transitabilità ai mezzi intermedi

- la “Transitabilità ai mezzi leggeri” con mezzi con massa limite di 7,5 tonnellate come riportato in figura

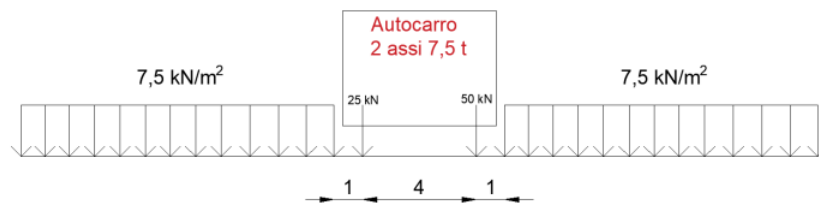


Figura 7.3.3 Transitabilità ai mezzi leggeri

Di seguito si riportano i risultati ottenuti dalle verifiche di transitabilità degli elementi per cui le verifiche di sicurezza non risultavano essere soddisfatte. Così come per le verifiche descritte nei paragrafi precedenti anche le verifiche di transitabilità sono state condotte sia per la condizione integra degli elementi sia considerando le difformità riscontrate, già descritte.

- Trave Campata II

DATI DI PROGETTO			
VERIFICA A FLESSIONE			
Combinazione	Msd(KNm)	Mrd(KNm)	C/D
TR_44T_01	6650	4761	0.72
TR_26T_01	5784	4761	0.82
TR_7.5T_01	4555.5	4761	1.05

Tabella 7.3.4 Verifica a Flessione Trave CAP

DATI DI RILEVATI			
VERIFICA A FLESSIONE			
Combinazione	Msd(KNm)	Mrd(KNm)	C/D
TR_44T_01	6650	7259	1.09
TR_26T_01	5784	7259	1.26
TR_7.5T_01	4555.5	7259	1.59

Tabella 7.3.5 Verifica a Flessione Trave CAP

Verifica a taglio				
Combinazione	V_{sd} (KN)	$V_{sd.netto}$ (KN)	V_{rd} (KN)	C/D
TR_44T_01	1164.2	898.9	570.33	0.63
TR_26T_01	1078.9	813.6	570.33	0.70
TR_7.5T_01	829.04	563.74	570.33	1.01

Tabella 7.3.5 Verifica a Taglio Trave CAP

- Trave Campata I-III

DATI DI PROGETTO			
VERIFICA A FLESSIONE			
Combinazione	Msd(KNm)	Mrd(KNm)	C/D
TR_44T_01	1227.9	861.4	0.70
TR_26T_01	1058.7	861.4	0.81
TR_7.5T_01	820.2	861.4	1.05

Tabella 7.3.6 Verifica a Flessione Trave Campata I-III

- Pilastro 1

DATI DI PROGETTO			
VERIFICA A FLESSIONE			
Combinazione	Msd(KNm)	Mrd(KNm)	C/D
TR_44T_01	95.21	258.2	2.71
TR_26T_01	80.09	250.5	3.13
TR_7.5T_01	61.71	238.6	3.87

Tabella 7.3.7 Verifica a Flessione Pilastro 1

- Pilastro 2

DATI DI PROGETTO			
VERIFICA A FLESSIONE			
Combinazione	Msd(KNm)	Mrd(KNm)	C/D
TR_44T_01	146.12	227.1	1.55
TR_26T_01	131.04	147.2	1.12
TR_7.5T_01	114.9	262.3	2.28

Tabella 7.3.8 Verifica a Flessione Pilastro 2

Alla luce dei risultati ottenuti nelle verifiche di transitabilità è possibile stabilire che le parti d'opera sottoposte a verifica risultano idonee a sopportare le condizioni di carico *SLU* associate alla condizione di "Ponte Transitabile 2". Il ponte è stato progettato come ponte su strada non statale del tipo I (seconda categoria ai sensi delle "Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali" del 14 febbraio 1962 n. 384. Il carico utilizzato in fase di progetto è costituito da due colonne indefinite di mezzi da 12 t (schema 1) che risulta coerente con i risultati ottenuti dalle verifiche.

Capitolo VIII Analisi al fuoco

8.1 Introduzione

L'incendio, inteso come il complesso dei fenomeni comportanti lo sviluppo di fiamme, calore e fumo, rappresenta da sempre una minaccia per l'incolumità delle persone e la salvaguardia dei beni. Se da una parte, il rapido sviluppo tecnologico ha consentito uno straordinario aumento di conoscenze e un'intensificazione delle sperimentazioni sui materiali e i mezzi atti a limitare le conseguenze, dall'altra ne ha moltiplicato il rischio. In termini strutturali, l'incendio è particolarmente critico per strutture come quelle trattate in questo elaborato soprattutto se datate. Ciò è da intendersi come conseguenza delle caratteristiche peculiari rispetto ad altre destinazioni d'uso.

Al fine di effettuare un'analisi al fuoco si descriveranno in primis le istruzioni fornite dalle normative vigenti di riferimento, successivamente si descriverà il fenomeno della combustione, mostrando come l'incendio sia un evento estremamente pericoloso e di difficile gestione. Si proseguirà illustrando le problematiche strutturali connesse all'incendio. Ed infine sarà esplicitato il metodo agli elementi finiti (FEM) utilizzato nello sviluppo della presente Tesi, grazie all'impiego del Software Dolmen e si analizzerà il caso di studio in questione, ovvero la valutazione del comportamento al fuoco di un cavalcavia, già descritto al capitolo.

L'obiettivo principale sarà quello di andare a valutare la variazione delle prestazioni meccaniche degli elementi strutturali all'aumentare della temperatura e al trascorrere del tempo.

8.2 Quadro Normativo

Come descritto nel capitolo 3.6.1 delle NTC2018 per *incendio* si intende la combustione autoalimentata ed incontrollata di materiali combustibili presenti in un compartimento.

Esso rientra infatti tra le azioni eccezionali riportate in Normativa, insieme ad esplosioni ed urti, per le quali è opportuno che le strutture presentino un adeguato

grado di robustezza in funzione dell'uso previsto. In particolare, per l'incendio sarà necessario solo limitarne il rischio per la salvaguardia degli individui e per le proprietà limitrofe esposte al fuoco.

Facendo riferimento ad un incendio convenzionale esso viene definito tramite una curva di incendio convenzionale che descrive l'andamento in funzione del tempo, della temperatura media dei gas di combustione nell'intorno della superficie degli elementi strutturali.

La curva di incendio può essere

- Nominale, ovvero adottata per la classificazione delle costruzioni e per le verifiche di resistenza al fuoco di tipo convenzionale;
- Naturale, determinata in base ai modelli di incendio e parametri fisici.

Di seguito si riportano le definizioni fornite nel paragrafo 3.6.1.1 nelle NTC2018 delle grandezze fondamentali da tenere in considerazione per valutare il comportamento al fuoco di una struttura:

- La *capacità di compartimentazione* in caso di incendio è l'attitudine di un elemento costruttivo a conservare, sotto l'azione del fuoco, oltre alla propria stabilità, un sufficiente isolamento termico ed una sufficiente tenuta ai fumi ed ai gas caldi della combustione, nonché tutte le altre prestazioni se richieste;
- La *capacità portante* in caso di incendio è l'attitudine di una struttura, di una parte della struttura o di un elemento strutturale a conservare una sufficiente resistenza meccanica sotto l'azione del fuoco con riferimento alle altre azioni agenti;
- La *resistenza al fuoco* riguarda la capacità portante in caso di incendio per una struttura, per una parte della struttura o per un elemento strutturale nonché la capacità di compartimentazione rispetto all'incendio per gli elementi di separazione sia strutturali, come muri e solai, sia non strutturali, come porte e tramezzi;

- Per *compartimento antincendio* si intende una parte della costruzione delimitata da elementi costruttivi idonei a garantire, sotto l'azione del fuoco e per un dato intervallo di tempo, la capacità di compartimentazione;
- Per *carico di incendio* si intende il potenziale termico netto della totalità dei materiali combustibili contenuti in uno spazio, corretto in base ai parametri indicativi della partecipazione alla combustione dei singoli materiali;
- Per *carico d'incendio specifico* si intende il carico di incendio riferito all'unità di superficie lorda;
- Per *incendio localizzato* deve intendersi un focolaio d'incendio che interessa una zona limitata del compartimento antincendio, con sviluppo di calore concentrato in prossimità degli elementi strutturali posti superiormente al focolaio o immediatamente adiacenti.

La normativa prevede inoltre che per ogni edificio o struttura siano individuati I *livelli di prestazione* e le connesse *classi di resistenza al fuoco*, individuati in relazione alla destinazione d'uso dell'edificio, al tipo e al quantitativo di materiale combustibile in esso presente, alla sua estensione/altezza, al massimo affollamento ipotizzabile e alle misure di protezione antincendio presenti nell'opera.

L'analisi della resistenza al fuoco può essere così articolata:

- individuazione dell'incendio di progetto appropriato alla costruzione in esame;
- analisi della evoluzione della temperatura all'interno degli elementi strutturali;
- analisi del comportamento meccanico delle strutture esposte al fuoco;
- verifiche di sicurezza.

Secondo l'incendio convenzionale di progetto adottato, l'andamento delle temperature viene valutato con riferimento a una delle due seguenti condizioni:

- *curva nominale d'incendio*, da individuare tra quelle indicate successivamente, per l'intervallo di tempo di esposizione pari alla classe di resistenza al fuoco prevista, senza alcuna fase di raffreddamento,

- *curva naturale d'incendio*, da individuare tenendo conto dell'intera durata dello stesso, compresa la fase di raffreddamento fino al ritorno alla temperatura ambiente.

Nel caso di incendio di materiali combustibili prevalentemente di natura cellulosa, la curva di incendio nominale di riferimento è la curva di incendio nominale standard definita come segue:

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10} (8t + 1) [^{\circ}\text{C}]$$

Dove:

θ_g è la temperatura dei gas caldi espressa in $^{\circ}\text{C}$,

t è il tempo espresso in minuti primi.

La mancanza di un ramo decrescente, ad indicare un calo delle temperature, è da considerare come un'insufficienza di tale curva, dal momento che si tratta di un evento di grande rilievo, soprattutto se presente un apprezzabile vincolo termico.

- Curva nominale degli idrocarburi nel caso di incendi di quantità rilevanti di idrocarburi o altre sostanze con equivalente velocità di rilascio termico, utile nel momento in cui un elemento strutturale è infiammato a causa della combustione di un liquido definita come:

$$\theta_g = 1080 (1 - 0,325 \cdot e^{-0,167t} - 0,675 \cdot e^{-2,5t}) + 20 [^{\circ}\text{C}]$$

Dove:

θ_g è la temperatura dei gas caldi espressa in $^{\circ}\text{C}$,

t è il tempo espresso in minuti primi.

- Curva nominale esterna nel caso di incendi sviluppatasi all'interno del compartimento, ma che coinvolgono strutture poste all'esterno, esprimibile come:

$$\theta_g = 660 (1 - 0,687 \cdot e^{-0,32t} - 0,313 \cdot e^{-3,8t}) + 20 [^{\circ}\text{C}]$$

Dove:

θ_g è la temperatura dei gas caldi espressa in °C,

t è il tempo espresso in minuti primi.

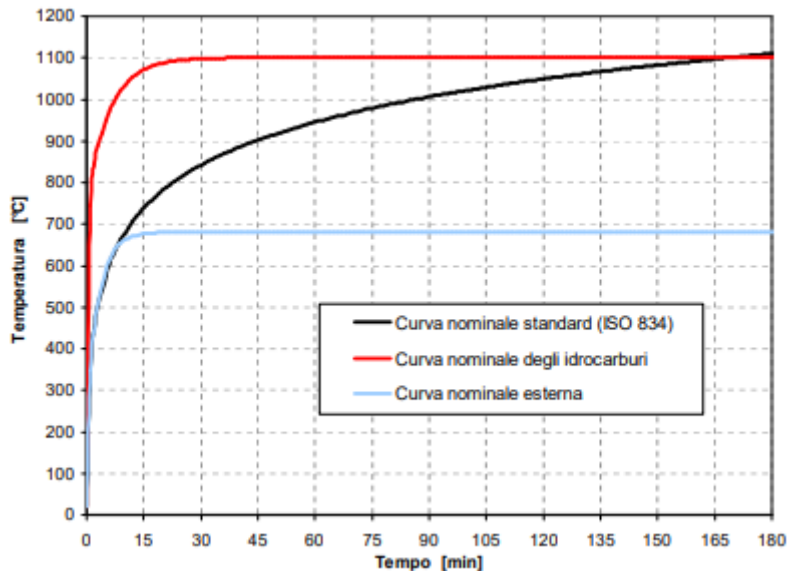


Figura 8.2.1 Curve nominali D'incendio

Gli incendi convenzionali di progetto vengono generalmente applicati ad un compartimento dell'edificio alla volta.

Oltre alle curve naturali e nominali la normativa europea prevede l'utilizzo di *curve d'incendio parametriche* che si basano sull'ipotesi che la temperatura rimanga uniforme all'interno del compartimento interessato dall'incendio, fornendo un modello semplificato del comportamento dell'incendio. Una curva parametrica tiene conto della dimensione del compartimento, del carico d'incendio, delle condizioni di ventilazione e delle proprietà termiche dei muri e del soffitto presenti nel compartimento. In confronto alla curva d'incendio standard, la curva parametrica fornisce una stima più aderente e significativa rispetto al reale andamento dell'incendio nel compartimento considerato. Inoltre, tengono dell'andamento reale della temperatura, ovvero una fase crescente (riscaldamento e propagazione) ed una fase decrescente (raffreddamento ed estinzione), con il raggiungimento di una temperatura di picco, più o meno elevata

a seconda del quantitativo di combustibile presente e della probabilità di apporto di ossigeno fresco proveniente dall'esterno.

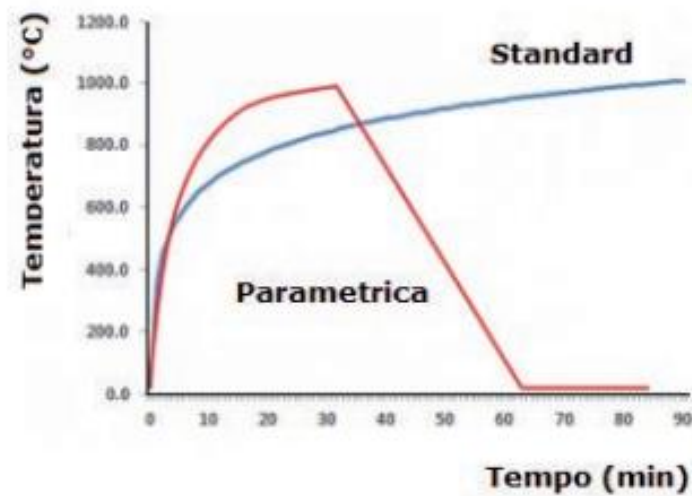


Figura 8.2.2 Confronto tra curva d'incendio Parametrica e Standard

Dopo aver definito dunque le azioni sollecitanti sarà necessario andare a valutare invece quelle che sono le sollecitazioni agenti sulla struttura sia di tipo termico che meccanico, come riportati di seguito:

- *Analisi dell'evoluzione della temperatura*

Il campo termico all'interno dei componenti della struttura viene valutato risolvendo il corrispondente problema di propagazione del calore, tenendo conto del trasferimento di calore per irraggiamento e convezione dai gas di combustione alla superficie esterna degli elementi e considerando l'eventuale presenza di materiali protettivi.

Le azioni di natura termica agenti sulla struttura per effetto dell'incendio sono costituite dal flusso termico netto che investe la superficie unitaria degli elementi costituenti la medesima e sono data dalla somma dei flussi termici per convezione e per irraggiamento come prescritto dalla UNI EN 1991-1-2;

- *Analisi del comportamento meccanico*

Il comportamento meccanico della struttura viene analizzato tenendo conto della riduzione della resistenza meccanica dei componenti dovuta al danneggiamento dei materiali per effetto dell'aumento di temperatura. L'analisi del comportamento meccanico deve essere effettuata per lo stesso periodo di tempo impiegato nell'analisi dell'evoluzione della temperatura.

La struttura dovrà essere in grado di conservare la propria capacità a fronte del decadimento delle proprietà meccaniche dei materiali di cui è costituita.

La valutazione della resistenza al fuoco può essere svolta mediante

- Metodi sperimentali

Che consistono nell'analisi in forno del comportamento a caldo di elementi strutturali protetti o no. Questi ultimi sono caratterizzati attraverso test condotti in base alle norme della serie EN 13381, mentre per i primi le norme della serie EN 13501

- Metodo tabellare

Il metodo tabellare è utilizzabile solamente per l'analisi di singoli elementi esposti alla curva standard ISO 834. Le tabelle forniscono direttamente, in funzione di pochi parametri, il valore della classe di resistenza al fuoco di elementi portanti e no. Si tratta di un metodo fondamentalmente rigido, limitato ai soli elementi costruttivi riportati nelle tabelle, i cui valori non consentono interpolazioni e/o estrapolazioni, né postulano la possibilità di variare le condizioni di utilizzo.

- Metodi di calcolo analitici

Che possono essere *semplificati*, dunque basati su ipotesi conservative applicabili ai singoli elementi strutturali oppure *avanzati* applicabili in qualsiasi circostanza e l'unico strumento disponibile per le analisi globali

Infine, si procede con la fase di verifica dove Per “verifica strutturale al fuoco” si intende il controllo della rispondenza di una struttura ai requisiti prestazionali richiesti, che, se rispettati consentono all'opera di essere sicura in caso di incendio, garantendo la capacità portante per un tempo stabilito.

Le verifiche di sicurezza possono essere svolte secondo tre criteri:

- Nel dominio del tempo

Occorre verificare che il tempo necessario per raggiungere il collasso sia superiore al tempo di resistenza al fuoco richiesto

- Nel dominio delle resistenze, occorre verificare che nell'intervallo di tempo richiesto la resistenza della struttura sia superiore all'effetto delle azioni
- Nel dominio delle temperature, occorre verificare che la temperatura del materiale nell'intervallo di tempo richiesto sia inferiore al valore critico determinante il collasso:

8.3 Descrizione del Fenomeno

La combustione è una reazione chimica in cui una sostanza in grado di ossidarsi, cioè un combustibile, reagisce con una sostanza in grado di ridursi, ovvero un comburente: si tratta di uno scambio di elettroni con liberazione di un grande quantitativo di energia sotto forma di calore.

Le sostanze combustibili sono spesso degli idrocarburi, cioè sostanze formate soprattutto da carbonio e idrogeno, la cui combustione è in grado di originare CO_2 e H_2O , sia allo stato gassoso che liquido, oppure monossido di carbonio (CO) se l'aria presente non è in grado di ossidare totalmente il carbonio.

Combustibile, comburente e un'opportuna temperatura sono gli elementi necessari per permettere ad un incendio di propagarsi. Fondamentale è anche la temperatura, la quale aiuta la commistione fra comburente e combustibile attraverso l'innesco. La fiamma è, inoltre, in grado di diffondersi in maniera molto veloce all'interno di un qualsiasi ambiente, grazie ad una sorta di effetto domino fra le varie razioni di combustione la prima reazione di ossidazione si sviluppa in un dato punto, facendo modo che il calore si propaghi fino a portare la stessa reazione anche nei punti che fanno parte delle zone limitrofe. A causa degli innumerevoli fattori che possono interferire con questo tipo di reazione chimica, quali le dimensioni del luogo interessato dal fenomeno in questione, il tipo di gas in gioco o il rapporto nella miscela combustibile/comburente, non è possibile

stabilire dei precisi parametri con cui definire la velocità di propagazione della combustione

È possibile individuare l'evoluzione dell'incendio analizzando la variazione delle temperature nel lasso di tempo in cui esso avviene:

- L'ignizione, ovvero l'inizio della combustione, che qui risulta instabile e dipendente dal bilancio termico dell'incendio;
- Il pre-flashover, in cui l'incendio tende ad aumentare spontaneamente le sue dimensioni e le temperature raggiunte;
- Il flashover, in cui le temperature si stanziano omogeneamente fra i 500°C e i 600°C;
- L'incendio generalizzato, in cui oramai le fiamme avvolgono interamente tutto il materiale combustibile presente nell'edificio;
- La graduale estinzione dell'incendio, che può essere definita tale nel momento in cui le sue temperature medie si aggirano attorno a temperature inferiori ai 300°C.

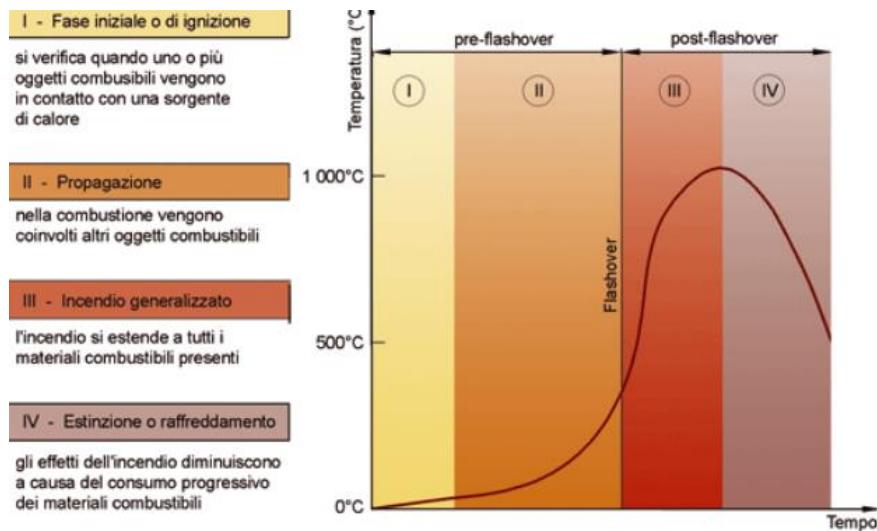


Figura 8.3.2 Fasi dell'incendio

8.4 Comportamento dei materiali

I materiali strutturali esposti all'alta temperatura subiscono alterazioni della struttura, cambiamenti di stato e reazioni chimico-fisiche con eventuale scomparsa di porzioni di materiale. Ciò comporta non solo l'alterazione delle proprietà termofisiche, ma anche il decadimento delle prestazioni meccaniche. Per ogni materiale, le conseguenze possono essere molto diverse e dipendono dalle caratteristiche intrinseche di ciascuno.

A differenza degli altri materiali strutturali, il calcestruzzo mantiene buone caratteristiche di resistenza meccanica e di stabilità dimensionale fino a 400-500°C, è incombustibile, oltre che un ottimo isolante. Nonostante ciò, è vulnerabile al fuoco e può dirsi sensibile:

- alle temperature oltre i 400-500°C, che producono danni irreversibili;
- ai processi fisico-chimici che interessano i suoi componenti eterogenei;
- ai gradienti termici ($\Delta T/\Delta x$; $\Delta T/\Delta t$), non trascurabili a causa della bassa conducibilità termica;
- alla perdita di peso, causata dall'espulsione di acqua;
- alle variazioni di porosità della pasta cementizia;
- all'incompatibilità cinematica di natura termica fra pasta cementizia ed aggregato medio/grosso.

Poiché il calcestruzzo è un materiale composito, non si può prescindere dall'analizzare il comportamento termico degli elementi che lo costituiscono, il quale risulta purtroppo essere incongruente. Infatti, la pasta cementizia si dilata isotropicamente all'aumentare della temperatura, ma ben diversi sono i comportamenti a dilatazione dei suoi componenti. Come si evince dal grafico sottostante la matrice cementizia espande fino a 250°C per l'aumento del volume d'acqua, in seguito si ritira per l'espulsione sia dell'acqua libera che di quella presente nel gel, per poi tornare ad espandersi. Gli aggregati invece presenta un'espansione monotona all'aumentare della temperatura. Il fatto che il calcestruzzo espanda sempre, anche quando la pasta cementizia ritira, è da intendersi come conseguenza della % dell'aggregato rispetto al volume totale: intorno al 65-80%.

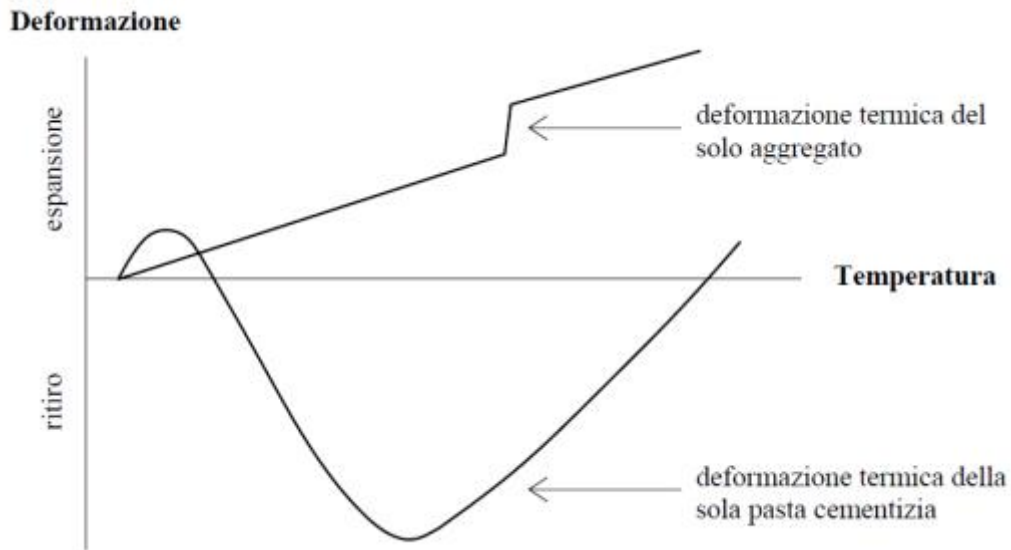


Figura 8.4.1 Deformazione pasta cementizia e aggregati

Un'altra problematica ricorrente nel calcestruzzo è il cosiddetto “spacco superficiale (spalling, esplosivo o graduale, esteso o localizzato, in genere presente fra 200°C e 400°C), causato dall'interazione fra pressione del vapor acqueo nei pori capillari, autotensioni di origine termica e tensioni di compressione dovute ai carichi”



Figura 8.4.2 Fenomeno dello Spalling

Per quanto concerne l'acciaio invece, questo è un buon conduttore ed è incombustibile. L'elevata conducibilità termica favorisce l'uniformità del campo

termico e scongiura la presenza di elevati gradienti termici, come nel caso del calcestruzzo. Tra gli altri vantaggi, si ha

- il coefficiente di dilatazione termica assai prossimo a quello del calcestruzzo (almeno fra i 20 e gli 800 °C), a vantaggio dell'aderenza reciproca nel c.a.
- il recupero (in parte) delle caratteristiche meccaniche iniziali, specialmente se la lavorazione dell'acciaio è stata a caldo.

Nel seguito si approfondisce la variazione delle leggi costitutive e il decadimento meccanico dei parametri di resistenza, per acciaio d'armatura e calcestruzzo.

Sulla base di evidenze sperimentali, per entrambi i materiali soggetti ad elevate temperature, sono stati formulati legami costitutivi descritti da equazioni matematiche. La loro costruzione richiede la preventiva definizione di alcuni parametri, variabili con la temperatura. Quest'ultimi sono definiti in tabelle contenute nell'EC2 e dipendono in ultima istanza dalla tipologia di acciaio o calcestruzzo adottato.

Nel caso del calcestruzzo, i parametri sono due:

- $f_{c\theta}$ resistenza massima a compressione;
- $\varepsilon_{c1\theta}$ deformazione corrispondente a $f_{c\theta}$

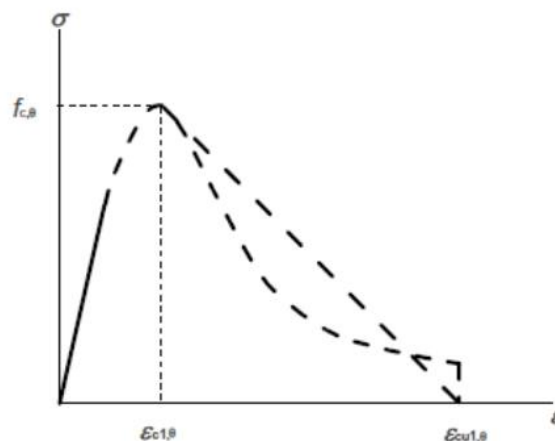


Figura 7.4.3 Grafico del Modello Matematico della curva sforzo- deformazione per cls ad elevate temperature da EC2

Mentre, per quanto concerne l'acciaio d'armatura, i parametri da definire sono tre:

- Modulo Elastico $E_{s\theta}(T)$

- Limite di proporzionalità $f_{sp\theta}(T)$
- Tensione di snervamento $f_{sy\theta}(T)$

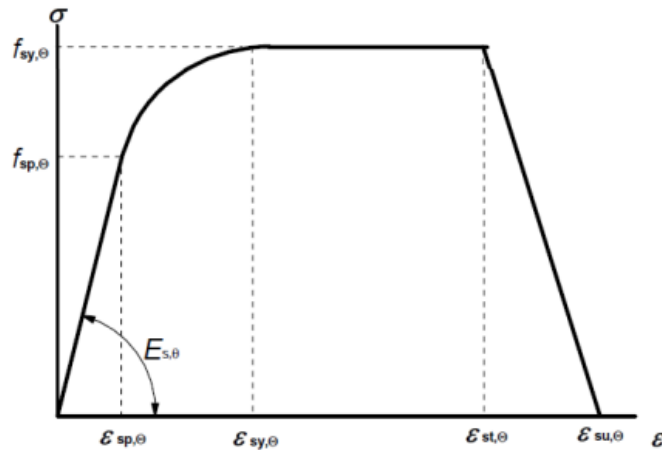
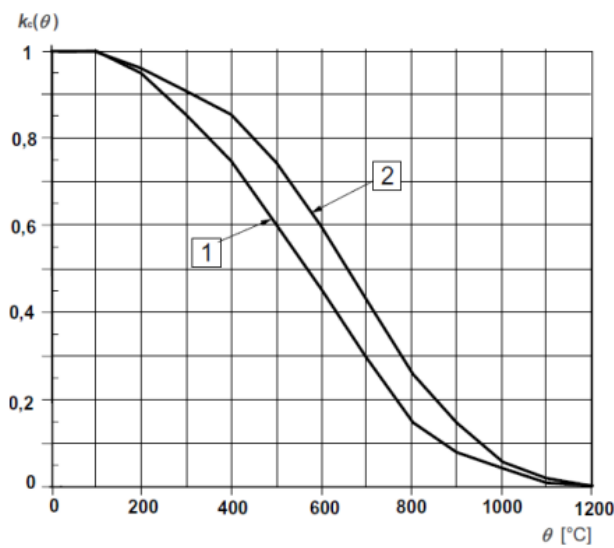


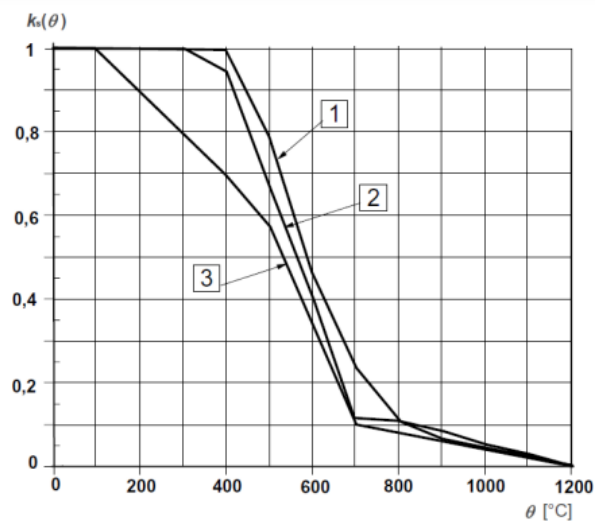
Figura 8.4.4 Grafico del Modello Matematico della curva sforzo- deformazione per acciai da armatura ad elevate temperature da EC2

Per concludere, si riportano la leggi di decadimento dei parametri di resistenza in funzione della temperatura, per calcestruzzi e acciai d'armatura, secondo l'EC 2



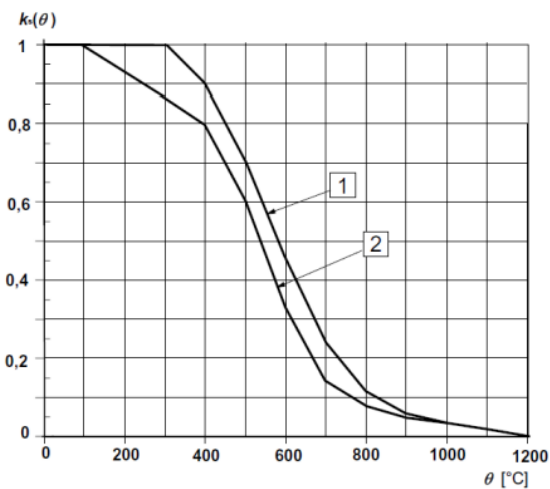
- [1] = calcestruzzo con aggregato siliceo
- [2] = calcestruzzo con aggregato calcareo

Figura 8.4.5 Coefficiente di decadimento della resistenza a compressione del calcestruzzo (f_{ck}^T/f_{ck}^{20}) in funzione della temperatura secondo 4.2.4.2 dell'EC2



- [1] = armature di trazione laminate a caldo, per $\epsilon_{s,fi} \geq 2\%$
- [2] = armature di trazione laminate a freddo, per $\epsilon_{s,fi} \geq 2\%$
- [3] = armature di trazione e compressione, per $\epsilon_{s,fi} < 2\%$

Figura 8.4.6 Coefficiente di decadimento della resistenza caratteristica per armature di classe N (f_y^T/f_y^{20}) in funzione della temperatura secondo 4.2.4.3 dell'EC2



- [1] = armature di trazione laminate a caldo e a freddo, per $\epsilon_{s,fi} \geq 2\%$
- [2] = armature di trazione e compressione laminate a caldo a freddo, per $\epsilon_{s,fi} < 2\%$

Figura 8.4.7 Coefficiente di decadimento della resistenza caratteristica per armature di classe X (f_y^T/f_y^{20}) in funzione della temperatura secondo 4.2.4.3 dell'EC2

8.5 Problematiche strutturali

Sebbene il principale effetto negativo indotto dall'alta temperatura sia il danneggiamento dei materiali, questo non fornisce una chiave di lettura esaustiva per comprendere il comportamento strutturale in caso di incendio. In riferimento alla struttura tipologica analizzata nel presente elaborato, risulta essenziale considerare anche i seguenti fattori:

- Deformazioni termiche che, se impedito, comportano la nascita di azioni sollecitanti aggiuntive, fenomeno particolarmente rilevante per schemi strutturali iperstatici;
- Assenza di riserve plastiche: le strutture isostatiche degenerano in un meccanismo a seguito della sola formazione della prima cerniera plastica che conduce dunque al collasso;
- Perforazione delle anime sottili nel caso di sezioni con profili a "I" o a "T";
- Riduzione delle sezioni resistenti a seguito dell'espulsione del copriferro con esposizione dell'armatura longitudinale. Fenomeno particolarmente rilevante per strutture datate o in presenza di condizioni ammalorate.
-

8.6 Descrizione del caso studio

La struttura oggetto di analisi al fuoco è la medesima struttura descritto nel Capitolo IV.

In particolare, si andrà a valutare l'effetto dell'innalzamento della temperatura di esposizione del cavalcavia, causato da un incendio, sulle proprietà meccaniche degli elementi strutturali che lo compongono. Si andrà in fatti a valutare all'aumentare del tempo di durata del fenomeno la variazione del momento resistente delle sezioni considerate.

Per simulare una situazione verosimile si è ipotizzato che l'innescò dell'incendio avvenga a causa di un mal funzionamento di un veicolo circolante nelle carreggiate al di sotto dell'impalcato di campata II. Infatti, il traffico veicolare è molto più intenso nelle corsie sottostante che non su quelle del cavalcavia stesso,

quindi la probabilità che il fenomeno abbia vita al di sotto della campata centrale è decisamente più elevata.

Come si potrà vedere nei paragrafi successivi si è supposto che l'evento abbia una durata di 120', dunque è del tutto lecito considerare che le fiamme si estendano anche alle campate laterali. Quindi, oltre ad analizzare le sezioni dell'impalcato centrale si osserverà anche il comportamento degli elementi strutturali che costituiscono le campate laterali.

Di seguito si riportano le sezioni analizzate:

- Trave CAP considerando anche la porzione di soletta ricadente nella sua area di influenza;
- Soletta Campata II
- Trave Pulvino
- Trave CAO

8.7 Modellazione

Al fine di valutare le prestazioni meccaniche delle sezioni sono state generate dei modelli FEM per ciascuna di esse le cui peculiarità e il software di modellazione sarà descritto nei paragrafi successivi.

8.7.1 IS Fuoco

L'analisi termica delle sezioni è stata condotta a seguito della modellazione di quest'ultime attraverso il software IS Fuoco di CDM DOLMEN. Questo consente la verifica meccanica di sezioni di forma qualsiasi in C.A., C.A.P., acciaio o composte da più materiali, con o senza cavità e con eventuali rivestimenti di isolanti termici. È utilizzabile sia per progettare le nuove costruzioni sia per verificare e adeguare le strutture esistenti. La variazione della temperatura all'interno della sezione resistente dipende essenzialmente dalla forma e dalla conduttività termica dei materiali: negli elementi di acciaio, caratterizzati da sezioni sottili e da un materiale con conducibilità elevata, la distribuzione della temperatura è in pratica uniforme; al contrario, negli elementi con sezioni più grandi e realizzati con materiali relativamente isolanti, come il calcestruzzo, si hanno grandi variazioni tra la parte esterna, a contatto dei gas caldi di

combustione, e quella centrale che si riscalda molto più lentamente. In IS Fuoco l'analisi termica viene svolta integrando l'equazione di Fourier su tutto il dominio e nel tempo di esposizione al fuoco utilizzando il metodo degli elementi finiti, discretizzando la sezione con elementi a tre e quattro nodi. Al termine del calcolo è possibile leggere la temperatura in tutti i nodi e al centro degli elementi finiti nei vari intervalli temporali scelti dall'utilizzatore. IS Fuoco contiene al suo interno un ampio database, modificabile, in cui sono presenti le caratteristiche termiche di numerosi materiali tratte dagli Eurocodici e dalle norme Italiane. Nella valutazione della resistenza meccanica a temperatura ordinaria di un dato elemento strutturale, si deve verificare se esso sia in grado di resistere alle azioni massime che lo sollecitano. La capacità portante a freddo può essere, pertanto, compromessa solo in presenza di un aumento della sollecitazione agente. Il calcolo della resistenza degli elementi strutturali a caldo è, invece, più complesso poiché l'azione termica dell'incendio provoca un degrado delle caratteristiche di resistenza dell'elemento strutturale. Per svolgere l'analisi "a caldo" con DOLMEN è sufficiente aggiungere nel modello strutturale "a freddo", la combinazione di carico.

8.7.2 Definizione delle sezioni

Nei paragrafi successivi si riportano la modellazione delle sezioni degli elementi dei quali si è deciso di valutare il comportamento a fuoco con le rispettive mappe termiche generate all'aumentare della temperature mediante il Software descritto al Paragrafo successivo.

8.7.2.1 Trave Campata II

Dopo aver definite le caratteristiche geometriche della sezione si è proceduto con la scelta dei materiali costituenti e il posizionamento dei cavi da precompressione, con i dati già descritti nei paragrafi precedenti.

Il programma richiede in seguito la definizione della zona di esposizione, mediante la selezione dei contorni, e la scelta della curva nominale d'incendio.

In seguito, verrà generata la mesh per l'esecuzione dell'analisi termica.

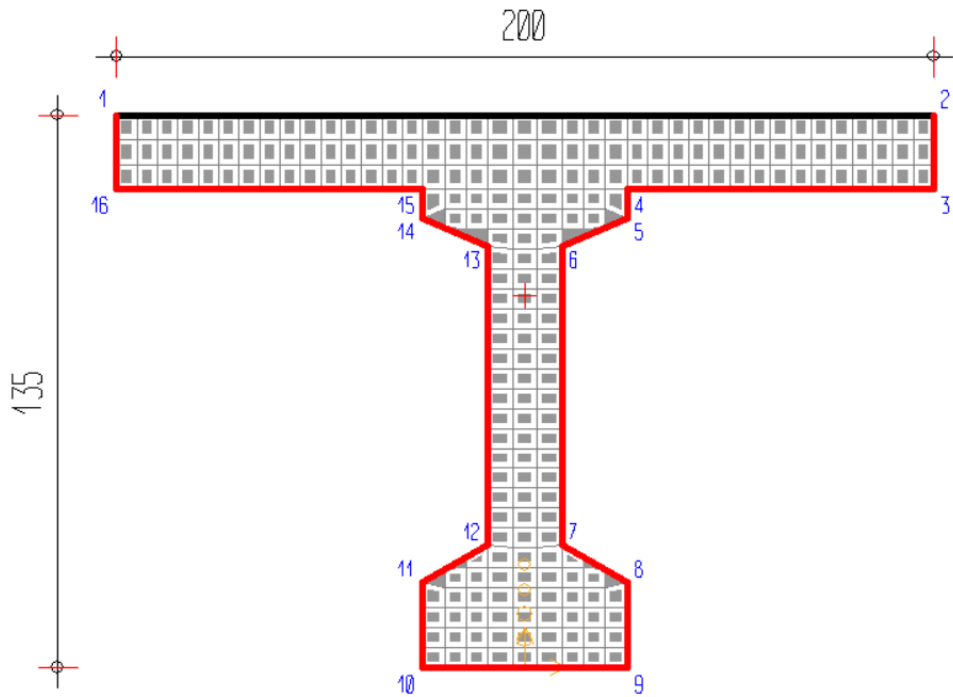


Figura 8.7.2.1.1 Definizione della mesh e dei contorni di esposizione

Attraverso il comando “Brucia” il software genera le mappe termiche al variare del tempo di esposizione come riportante nelle figure:

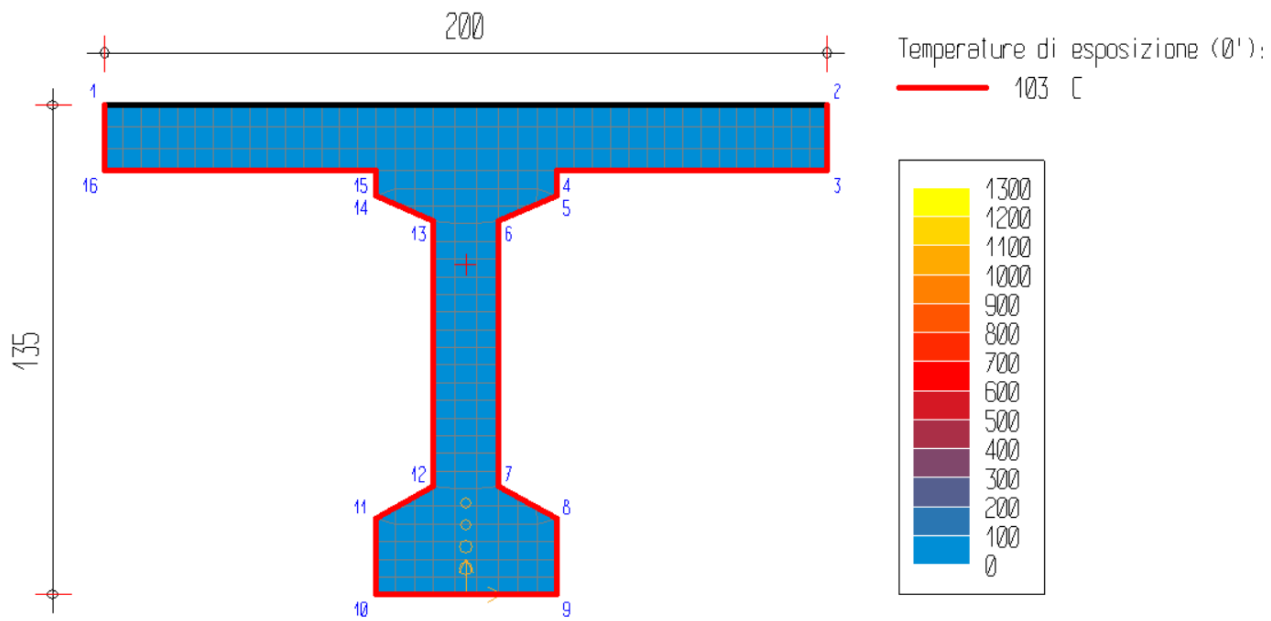


Figura 8.7.2.1.2 Temperatura di esposizione Trave Cap, $T=0$.

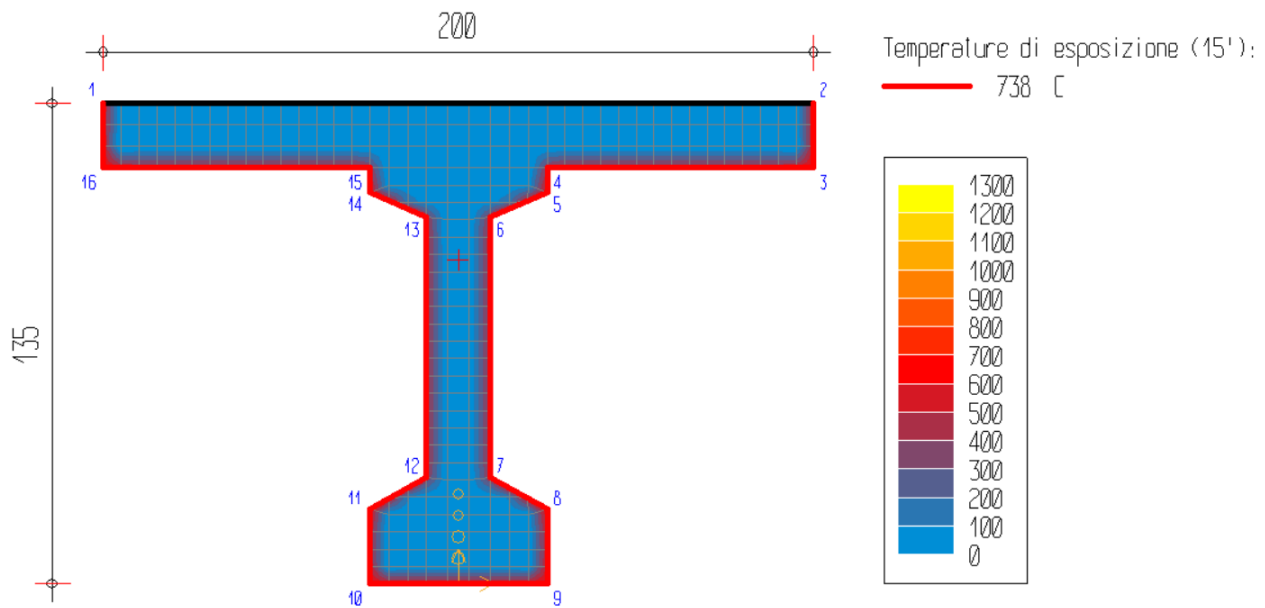


Figura 8. 7.2.1.3 Temperatura di esposizione Trave Cap, $T=15'$.

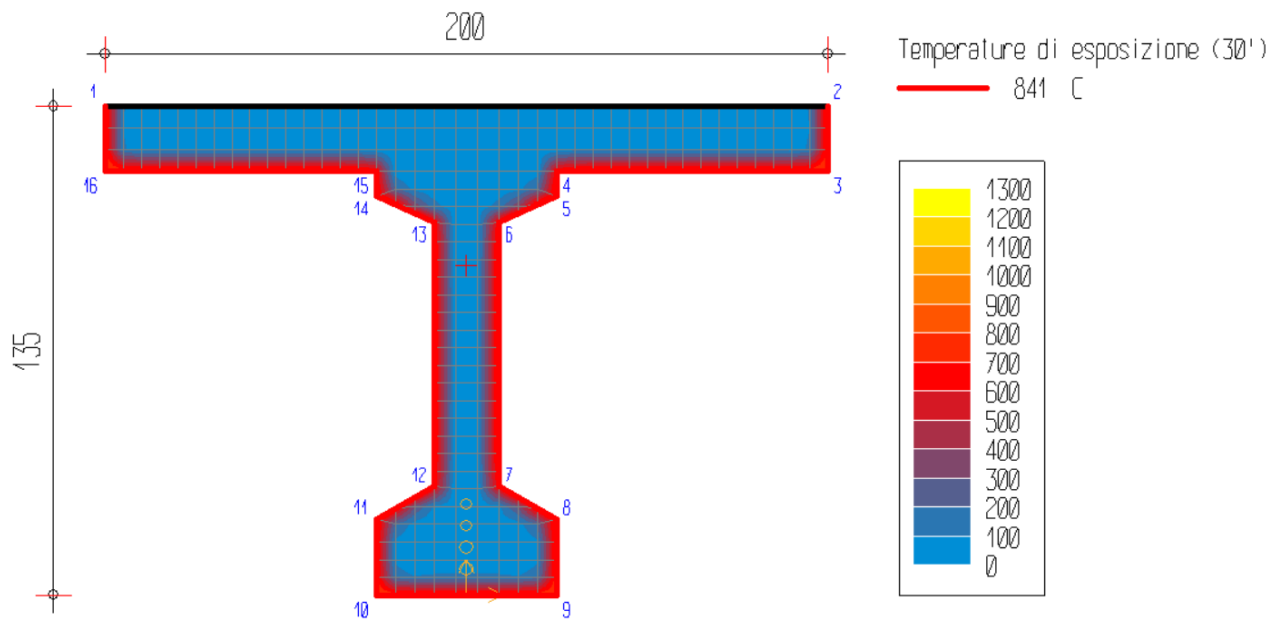


Figura 8.7.2.1.4 Temperatura di esposizione Trave Cap, T=30'.

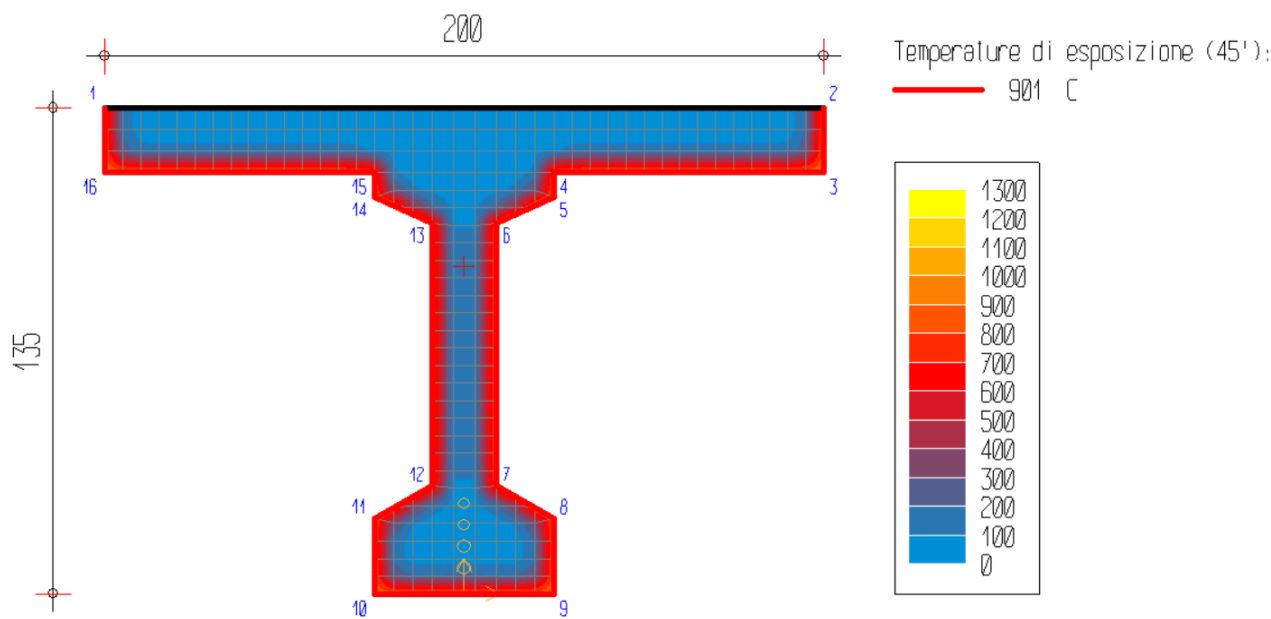


Figura 8.7.2.1.5 Temperatura di esposizione Trave Cap, T=45'.

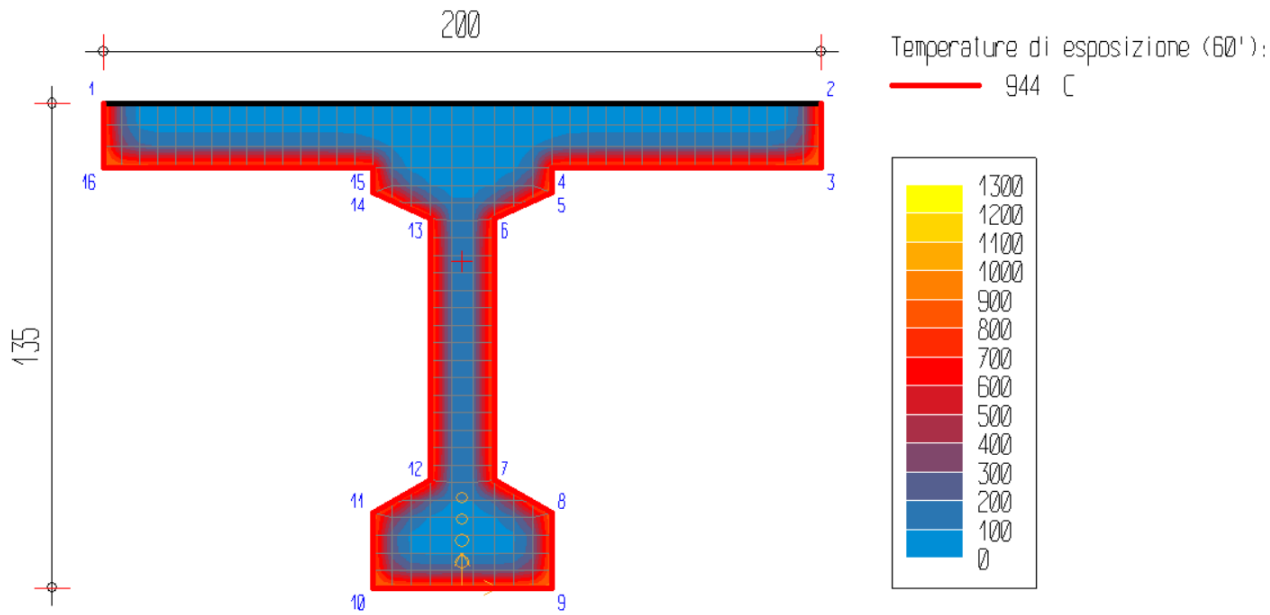


Figura 8.7.2.1.6 Temperatura di esposizione Trave Cap, T=60'.

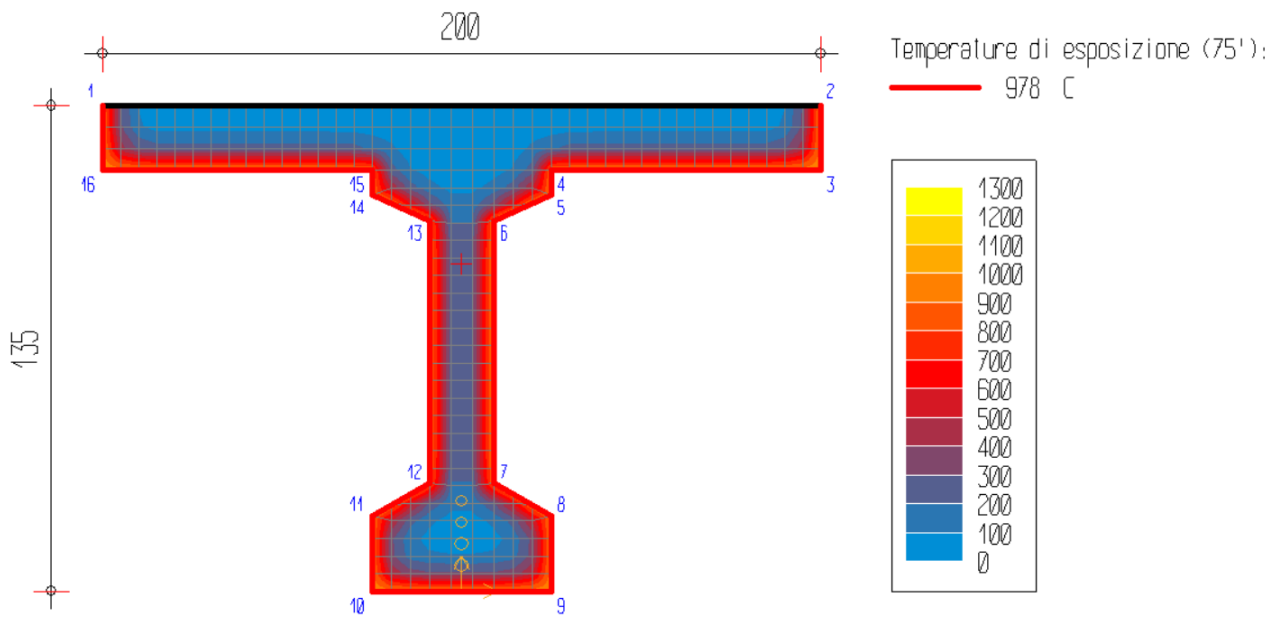


Figura 8.7.2.1.7 Temperatura di esposizione Trave Cap, T=75'.

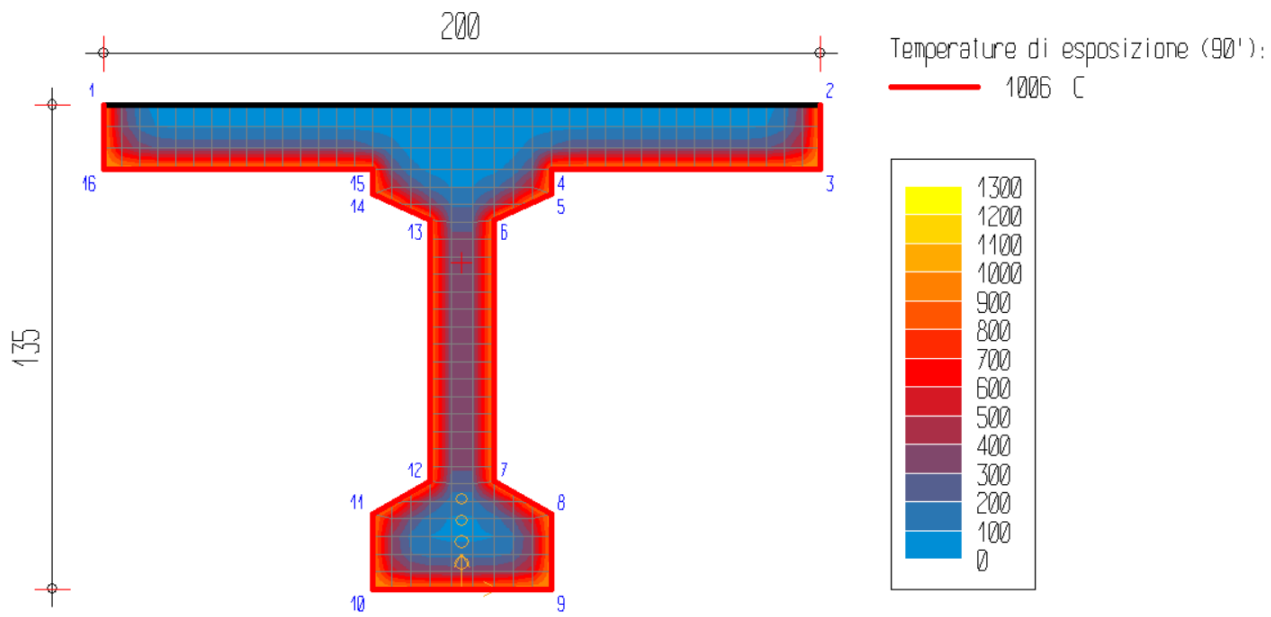


Figura 8.7.2.1.8 Temperatura di esposizione Trave Cap, $T=90'$.

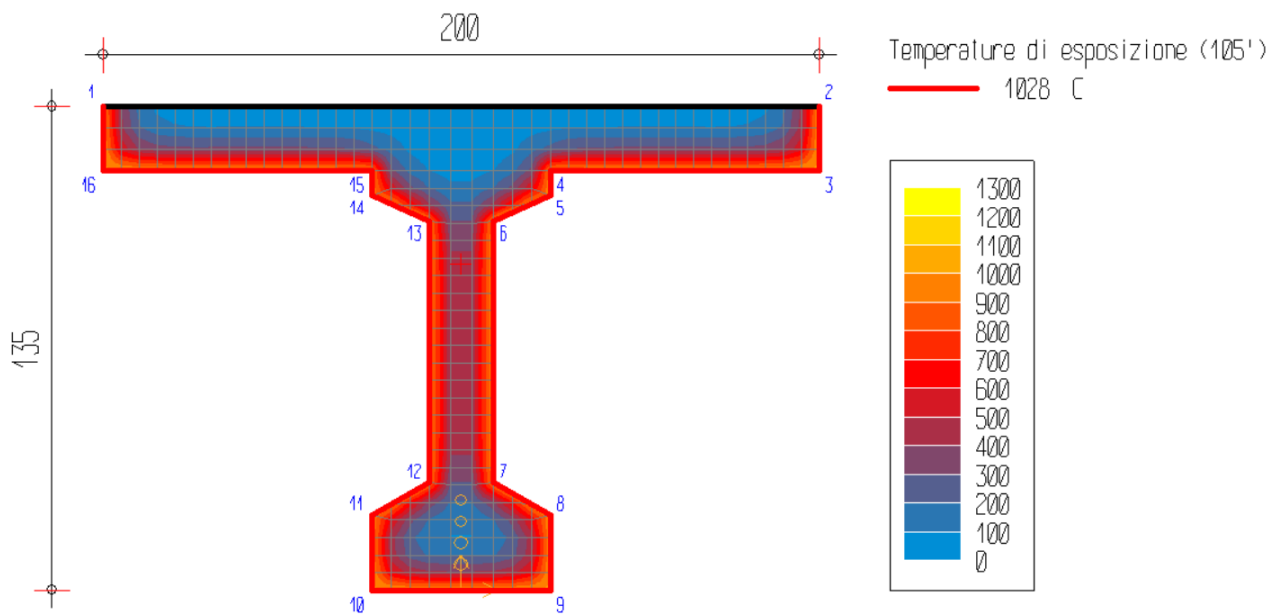


Figura 8.7.2.1.9 Temperatura di esposizione Trave Cap, $T=105'$.

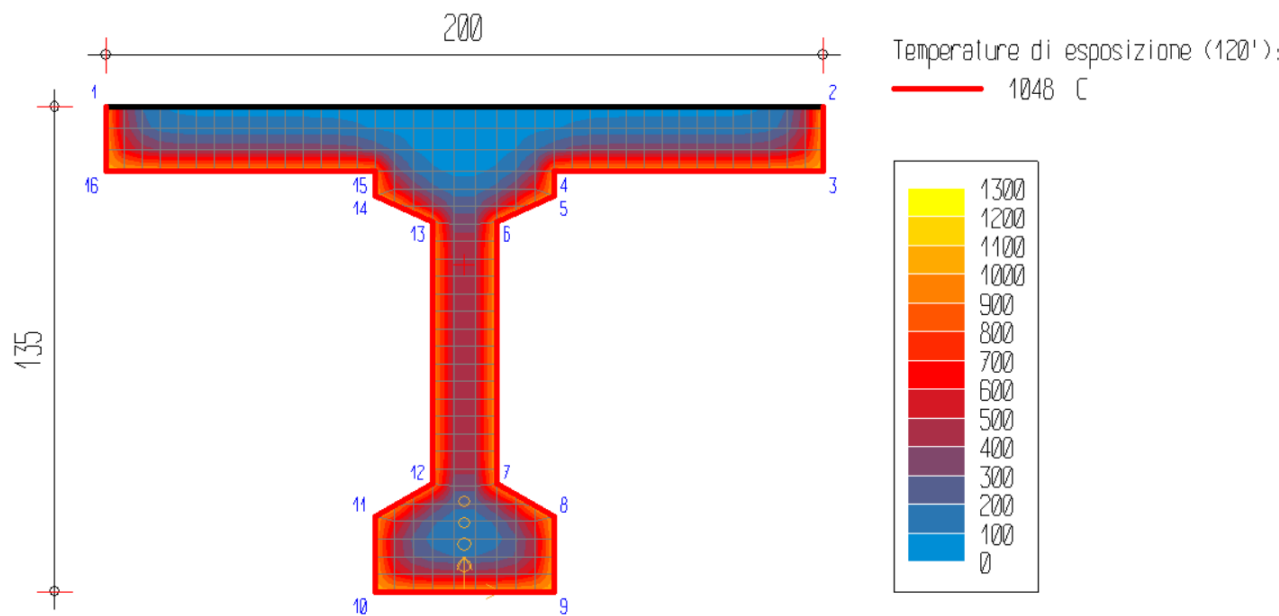


Figura 8.7.2.1.10 Temperatura di esposizione Trave Cap, T=120'.

Infine, si è effettuata un analisi meccanica sia a “freddo” che a “caldo” per valutare il decadimento delle prestazioni meccaniche della sezione i cui risultati verranno illustrati nei paragrafi successivi.

8.7.2.2 Traversi Campata II

In maniera del tutto analoga al caso precedente si è proceduto alla creazione della sezione di uno dei traversi e alla generazione delle mappe termiche come riportato nelle figure:

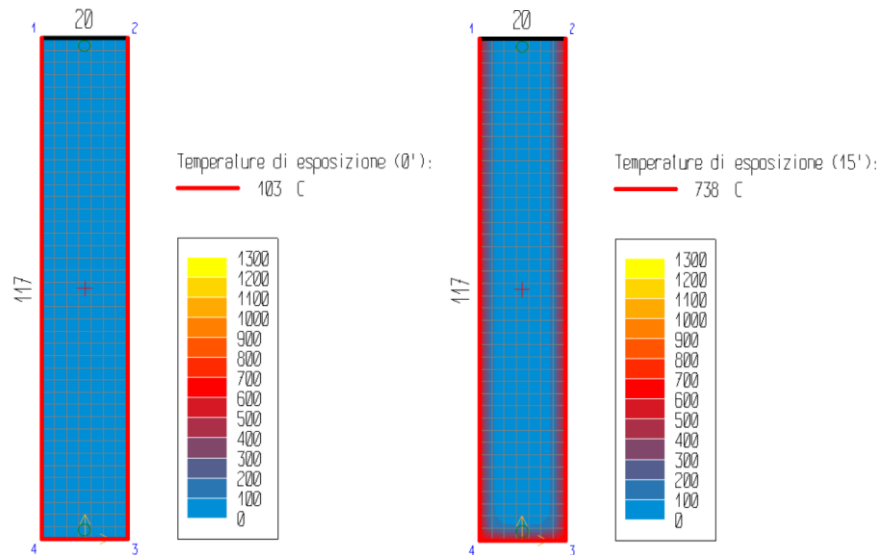


Figura 8.7.2.2.1 Temperatura di esposizione Traverso Campata II, $T=0'$ e $T=15'$.

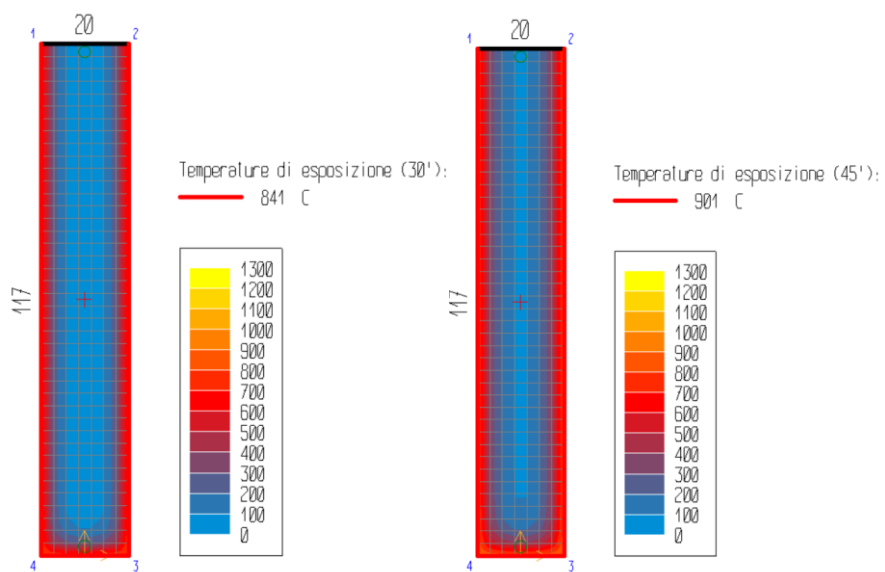


Figura 8.7.2.2.2 Temperatura di esposizione Traverso Campata II, $T=30'$ e $T=45'$.

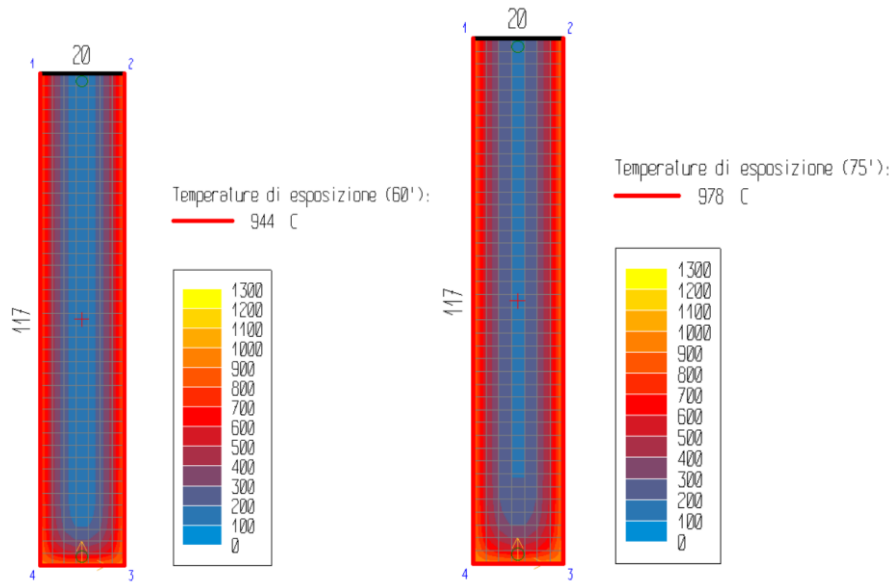


Figura 8.7.2.2.3 Temperatura di esposizione Traverso Campata II, T=60' e T=75'.

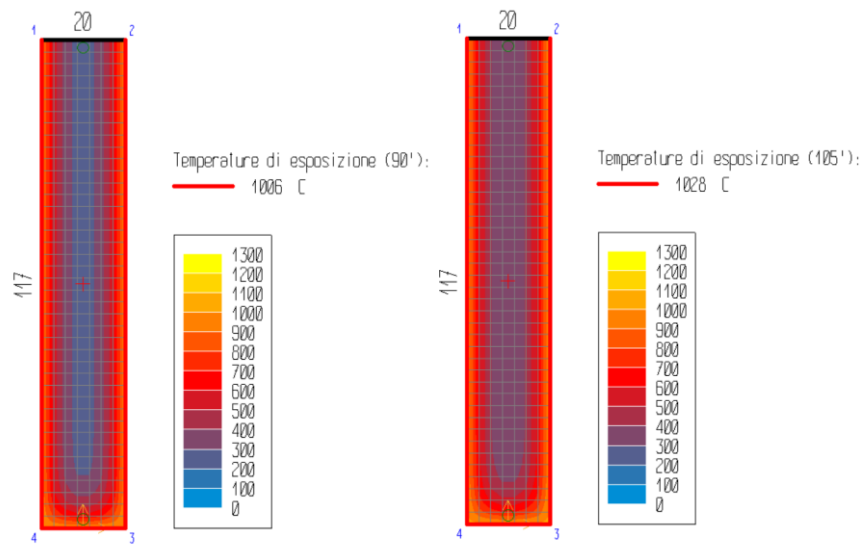


Figura 8.7.2.2.4 Temperatura di esposizione Traverso Campata II, T=90' e T=105'.

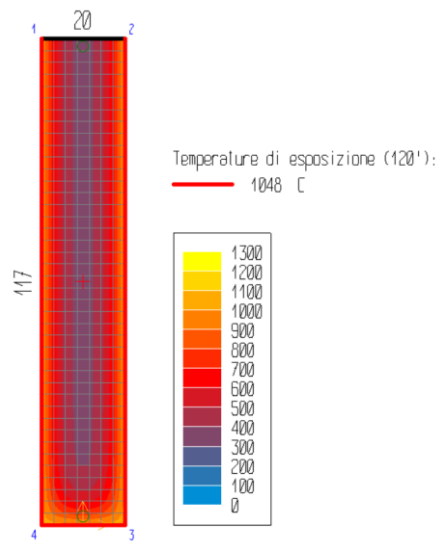


Figura 8.7.2.2.5 Temperatura di esposizione Traverso Campata II, T=120'.

8.7.2.3 Soletta Campata II

Analogamente per la soletta. Di seguito le mappe termiche.

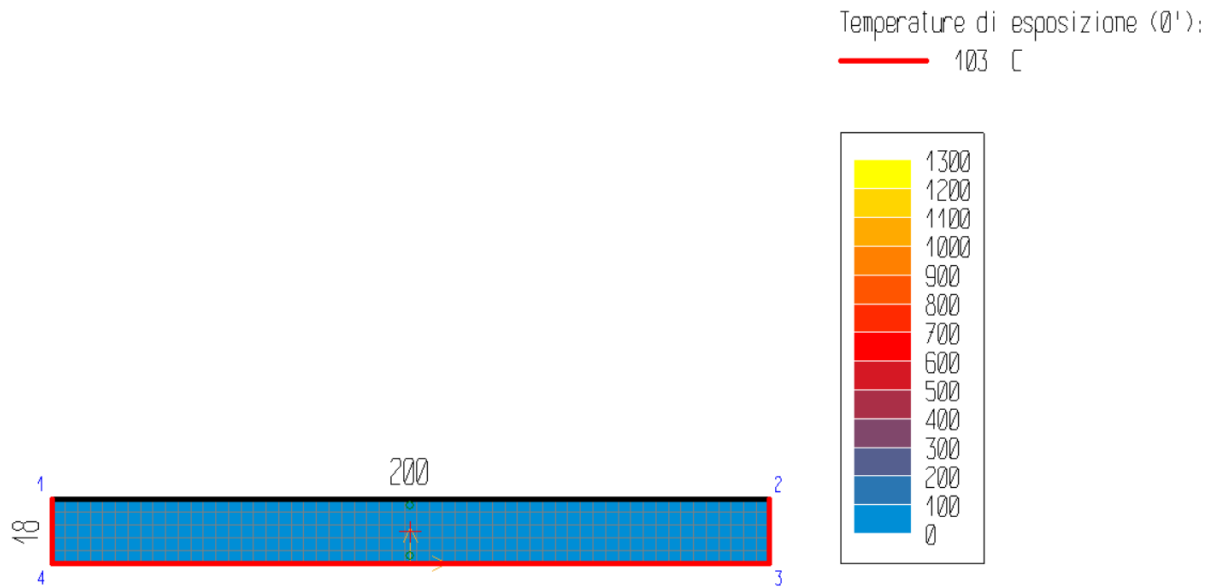


Figura 8.7.2.3.1 Temperatura di esposizione Soletta Campata II, $T=0'$.

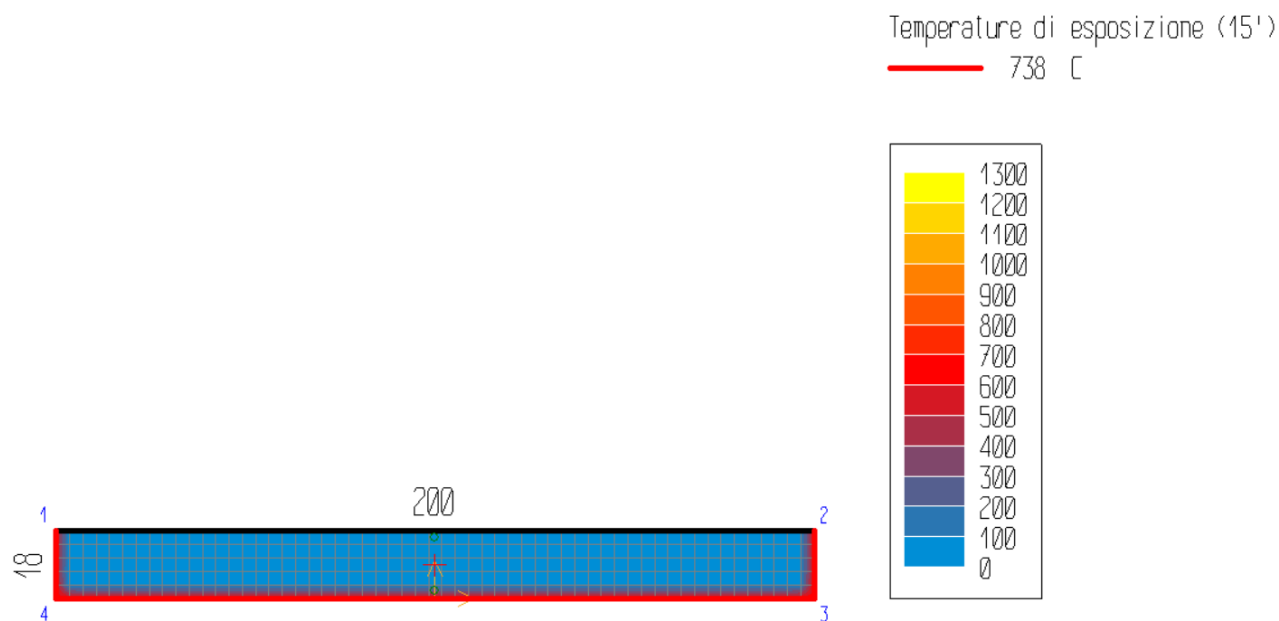


Figura 8.7.2.3.2 Temperatura di esposizione Soletta Campata II, $T=15'$.

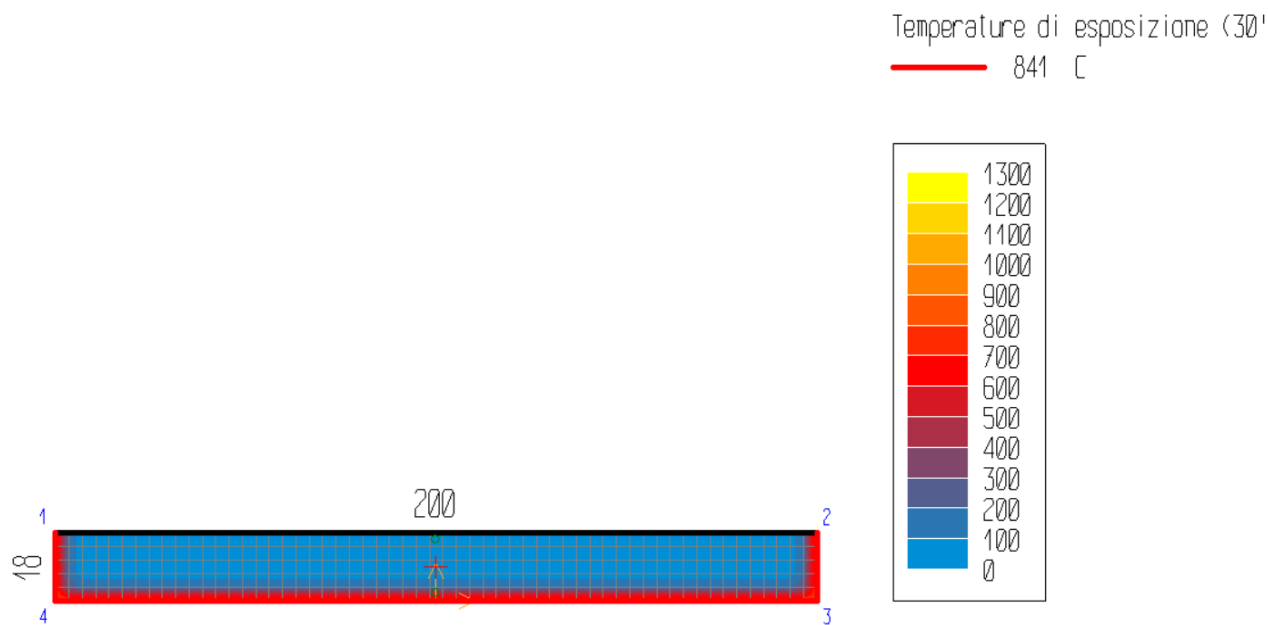


Figura 8.7.2.3.3 Temperatura di esposizione Soletta Campata II, T=30'.

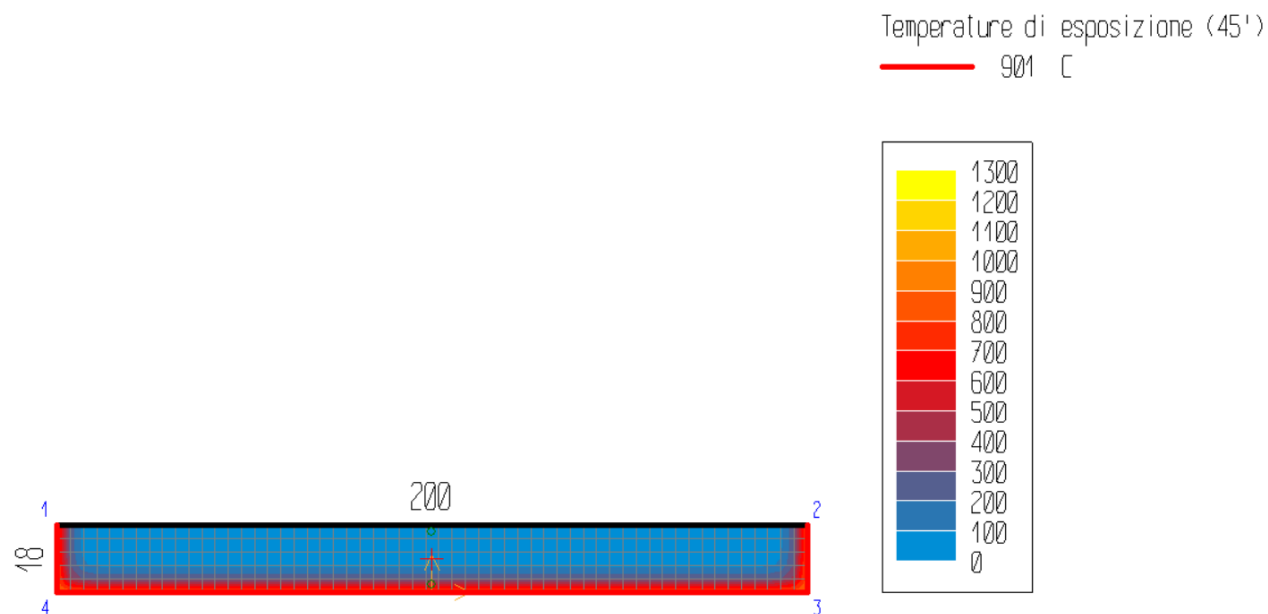


Figura 8.7.2.3.4 Temperatura di esposizione Soletta Campata II, T=45'.

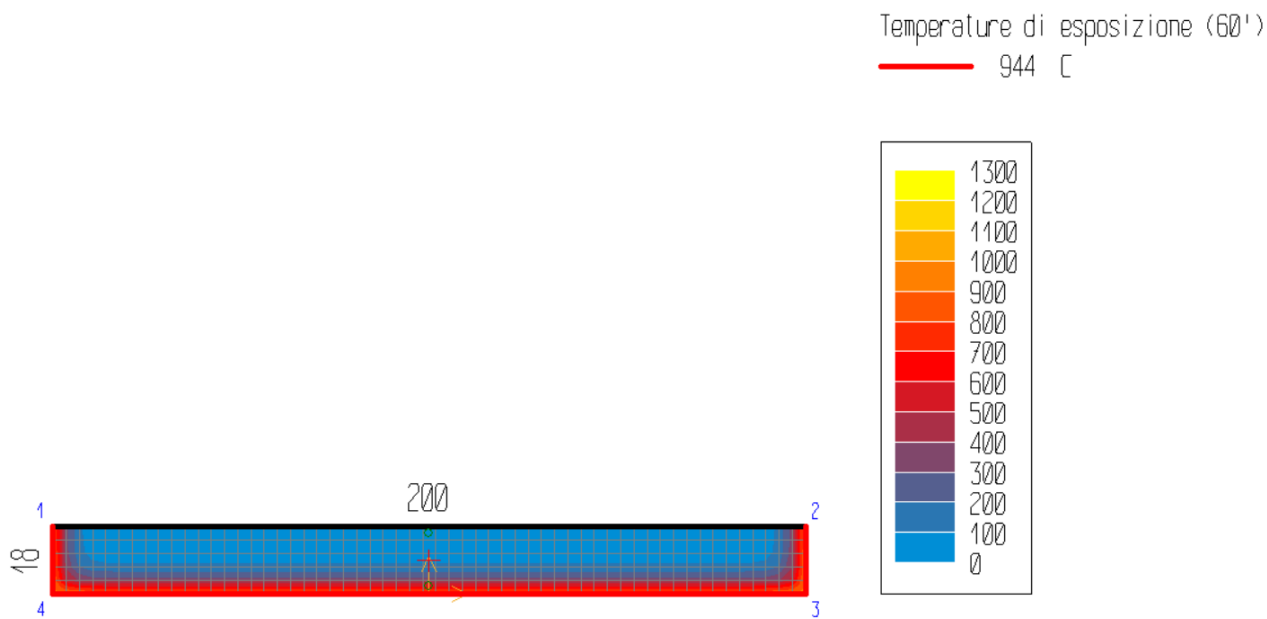


Figura 8.7.2.3.5 Temperatura di esposizione Soletta Campata II, T=60'.

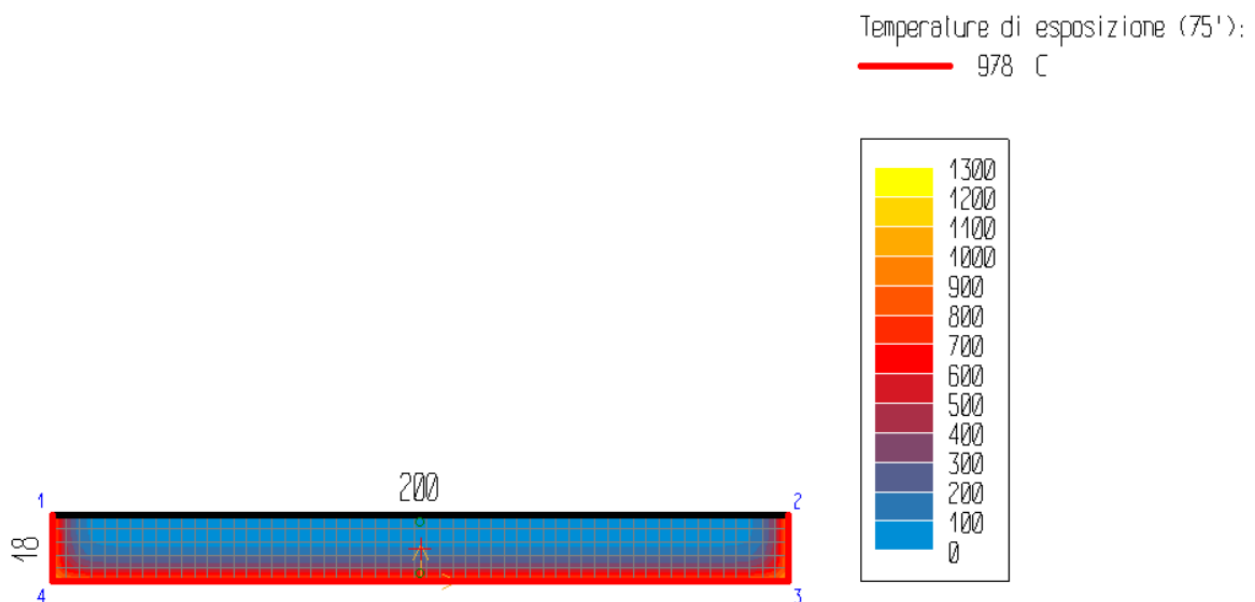


Figura 8.7.2.3.6 Temperatura di esposizione Soletta Campata II, T=75'.

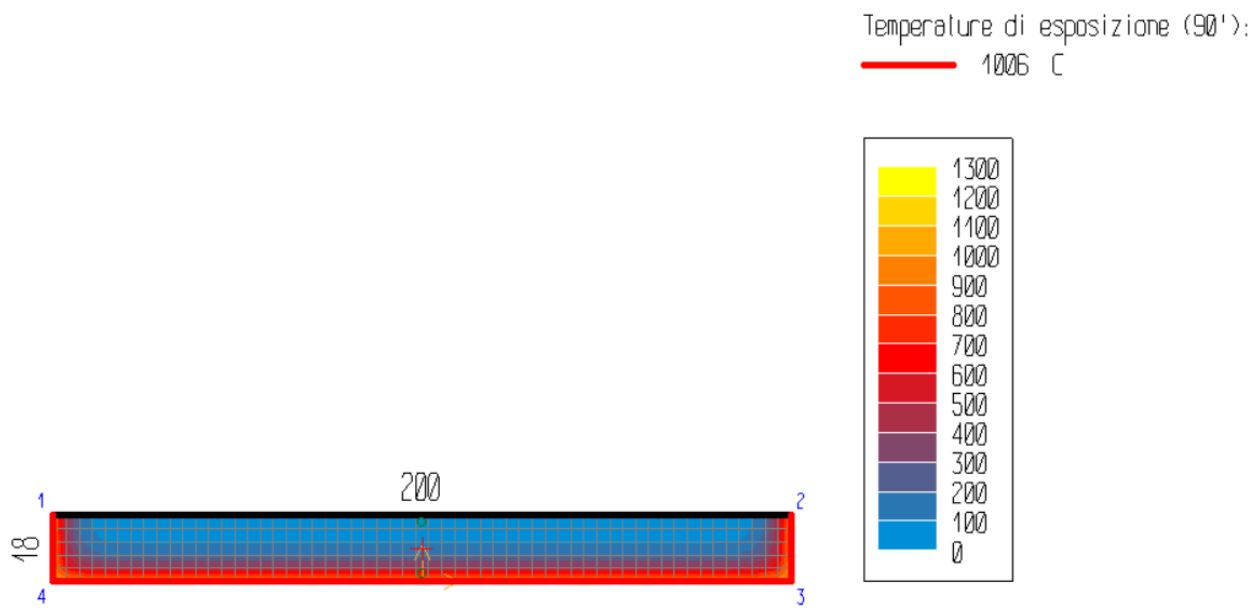


Figura 8.7.2.3.7 Temperatura di esposizione Soletta Campata II, T=90'

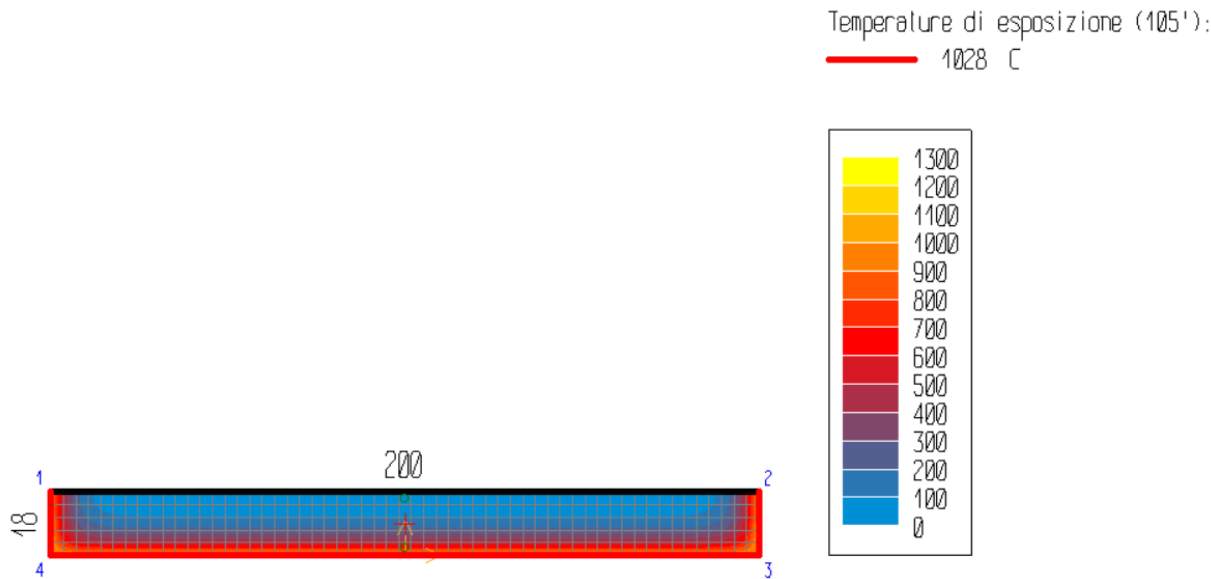


Figura 8.7.2.3.8 Temperatura di esposizione Soletta Campata II, T=105'

Temperature di esposizione (120'):
1048 °C

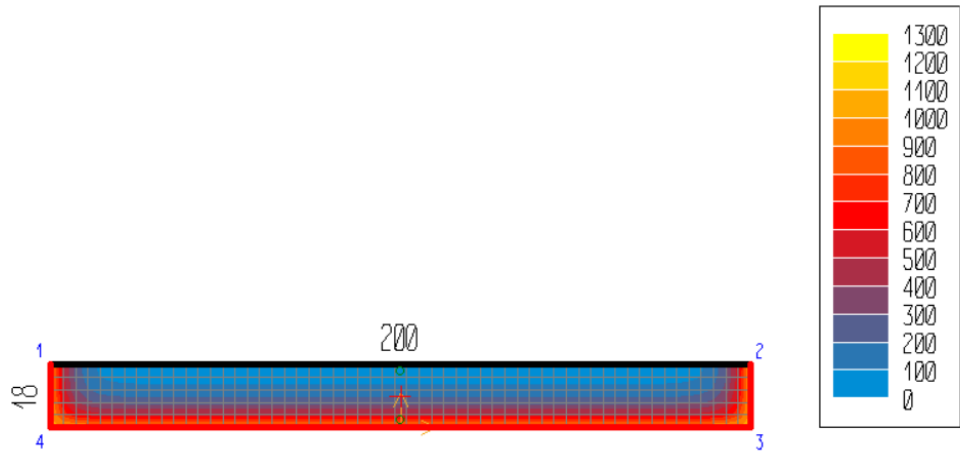


Figura 8.7.2.3.9 Temperatura di esposizione Soletta Campata II, T=120'

8.7.2.4 Trave Campata I-III

Analogamente per la Trave in cemento armato ordinario. Di seguito le mappe termiche.

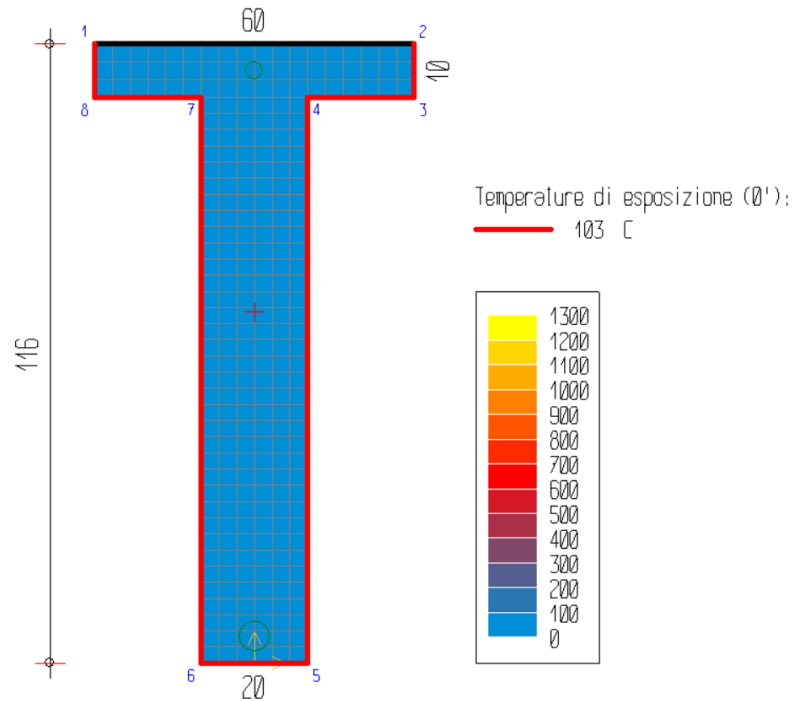


Figura 8.7.2.4.1 Temperatura di esposizione Trave CAO, T=0'.

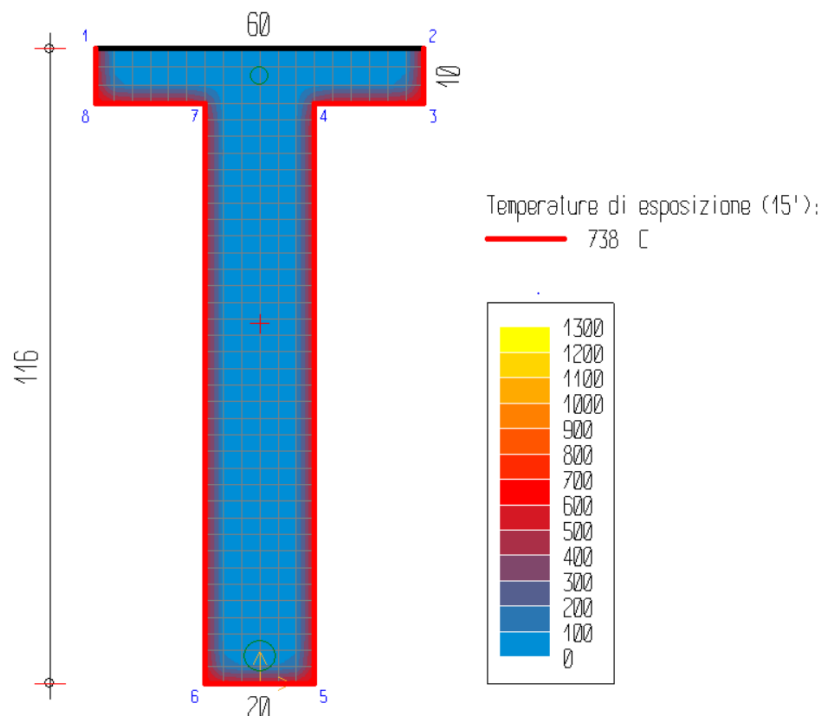


Figura 8.7.2.4.2 Temperatura di esposizione Trave CAO, T=15'.

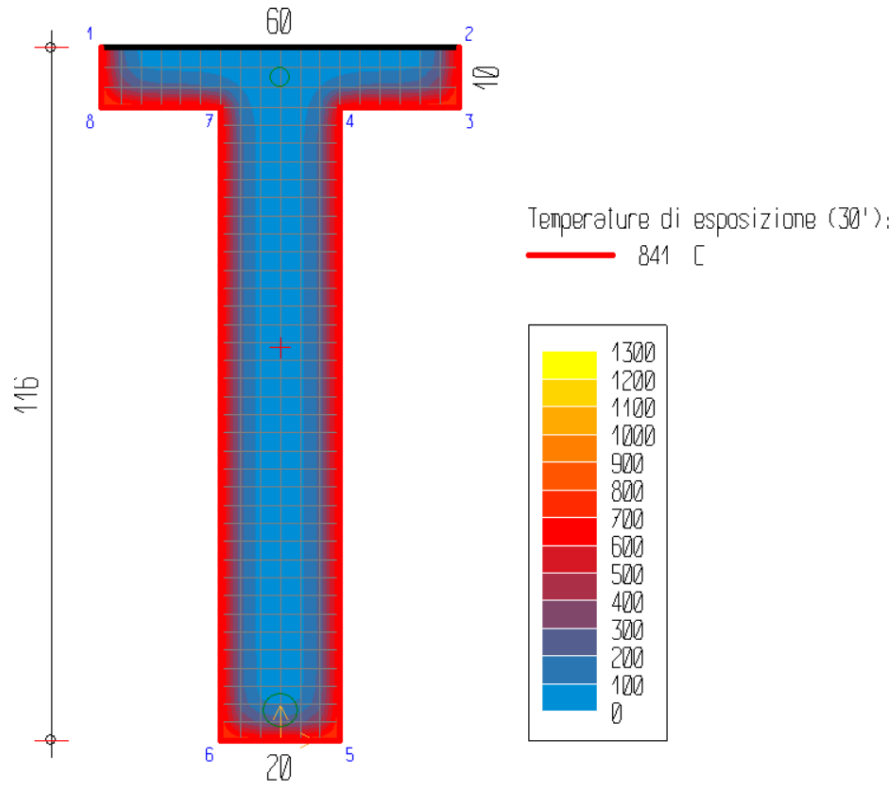


Figura 8.7.2.4.3 Temperatura di esposizione Trave CAO, T=30'.

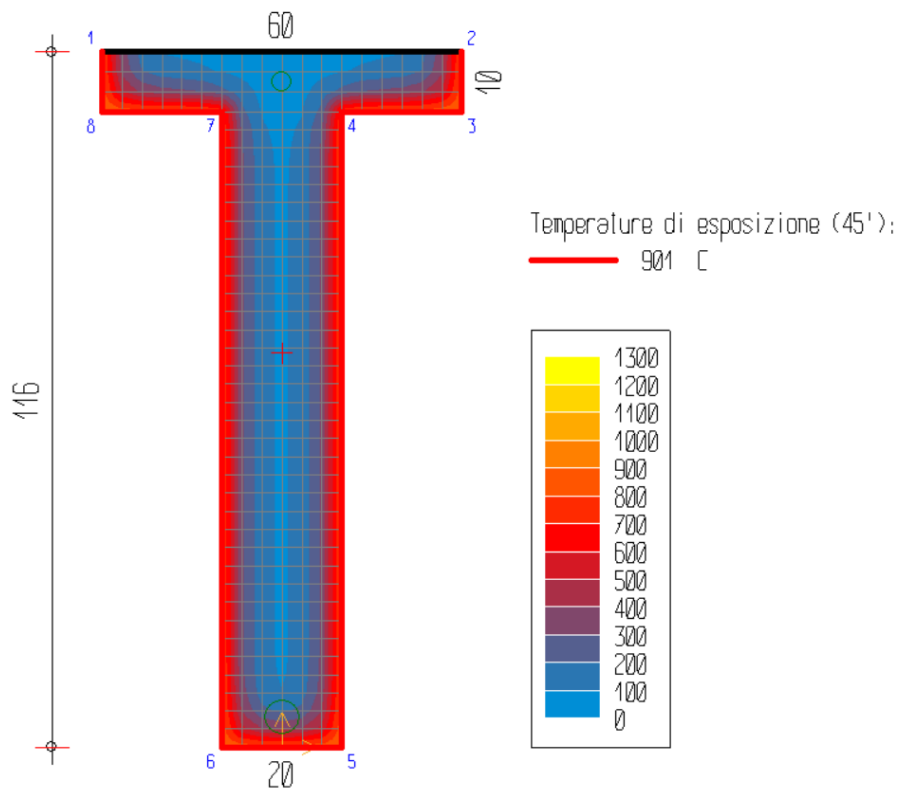


Figura 8.7.2.4.4 Temperatura di esposizione Trave CAO, T=45'.

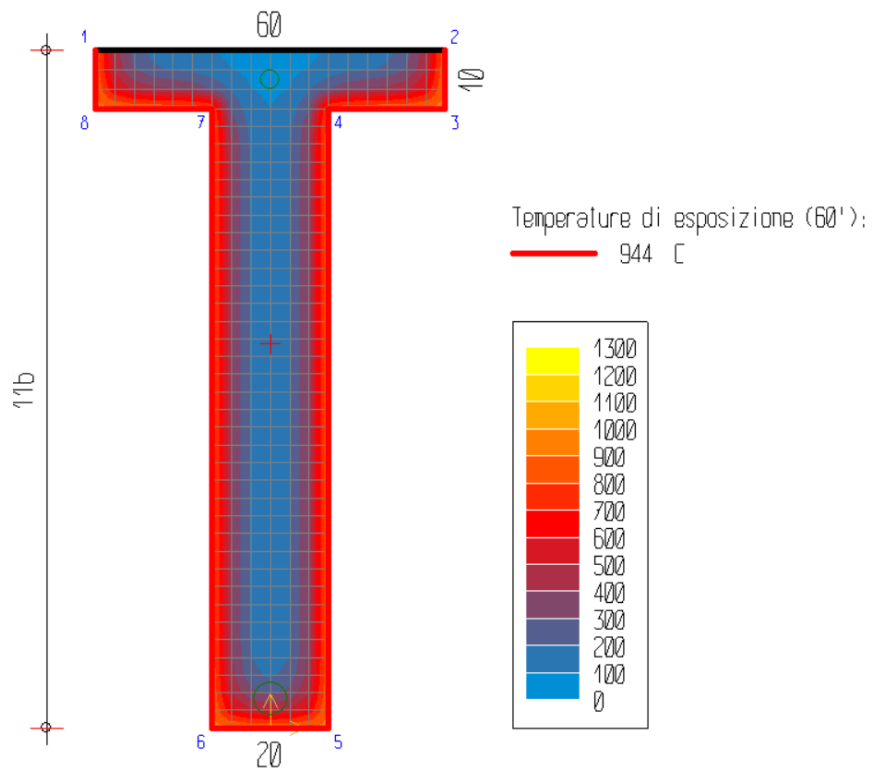


Figura 8.7.2.4.5 Temperatura di esposizione Trave CAO, T=60'.

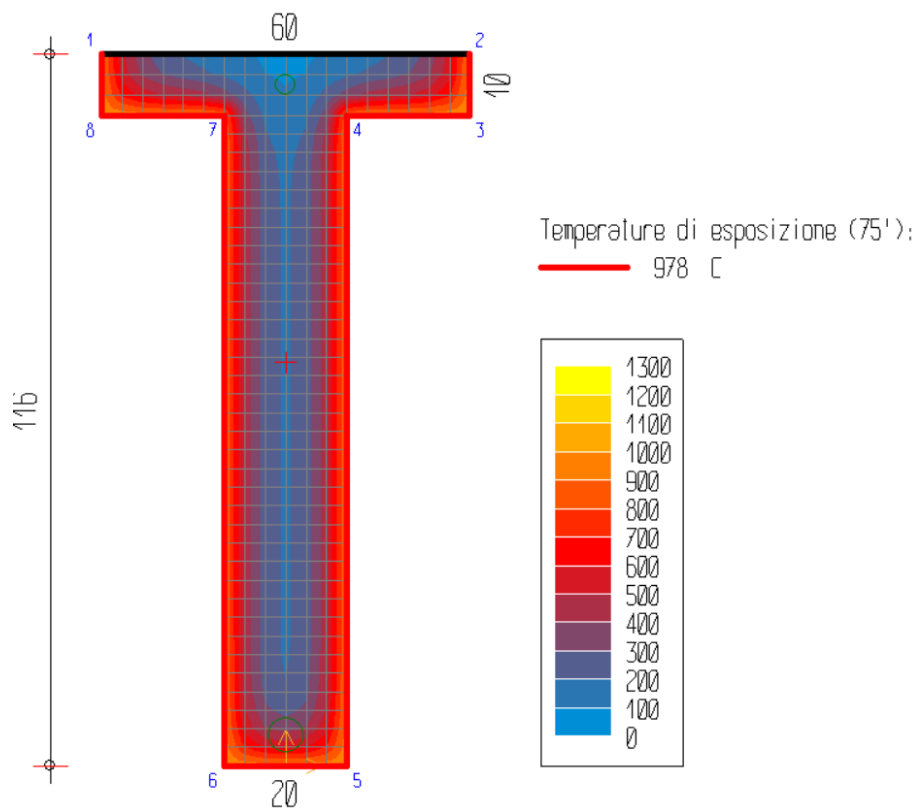


Figura 8.7.2.4.6 Temperatura di esposizione Trave CAO, T=75'.

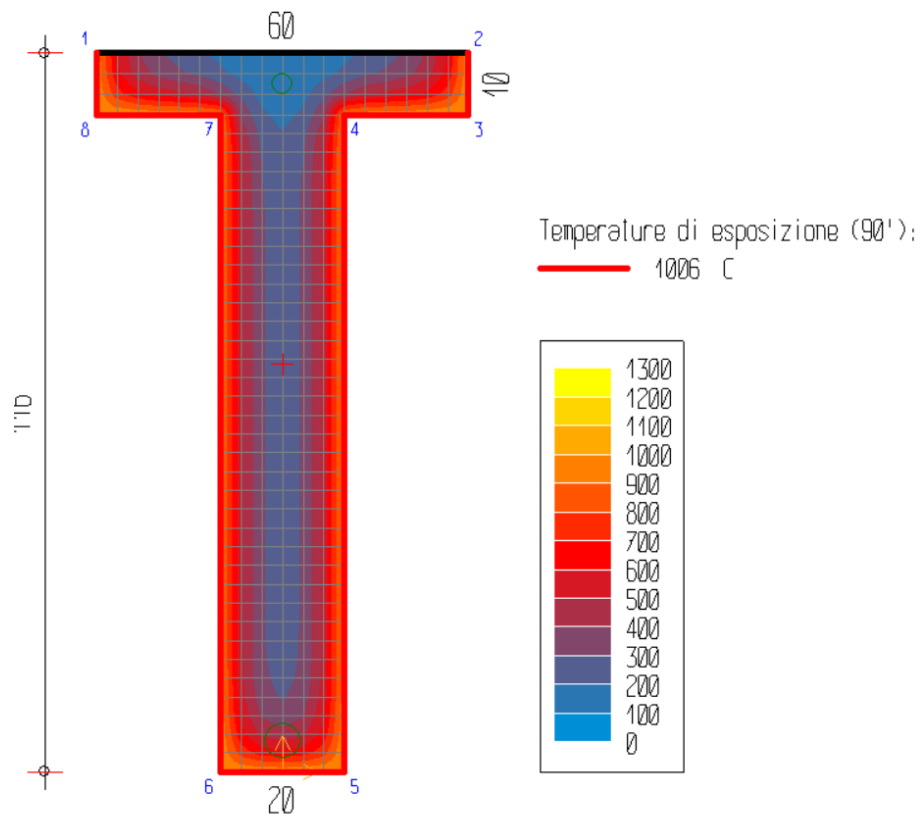


Figura 8.7.2.4.7 Temperatura di esposizione Trave CAO, T=90'.

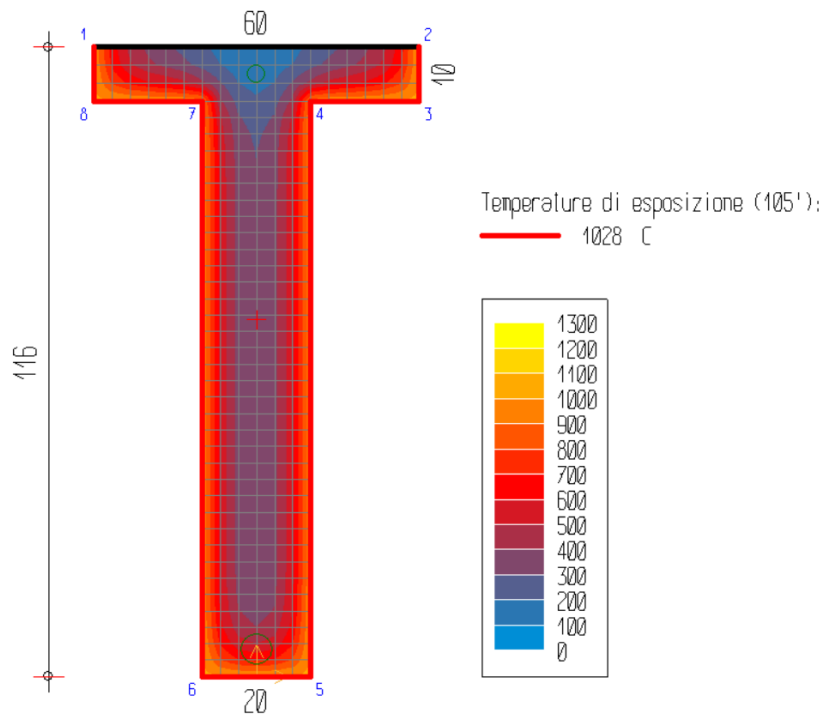


Figura 8.7.2.4.8 Temperatura di esposizione Trave CAO, T=105'.

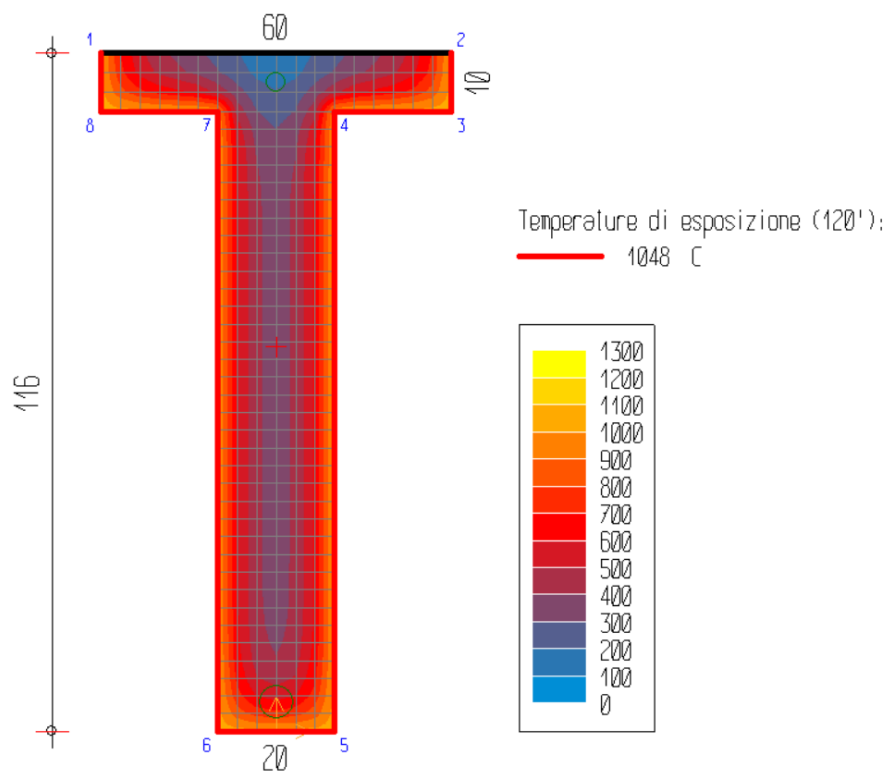


Figura 8.7.2.4.9 Temperatura di esposizione Trave CAO, T=120'.

8.7.2.5 Traversi Campata I-III

Analogamente per i traversi delle campate laterali. Di seguito le mappe termiche.

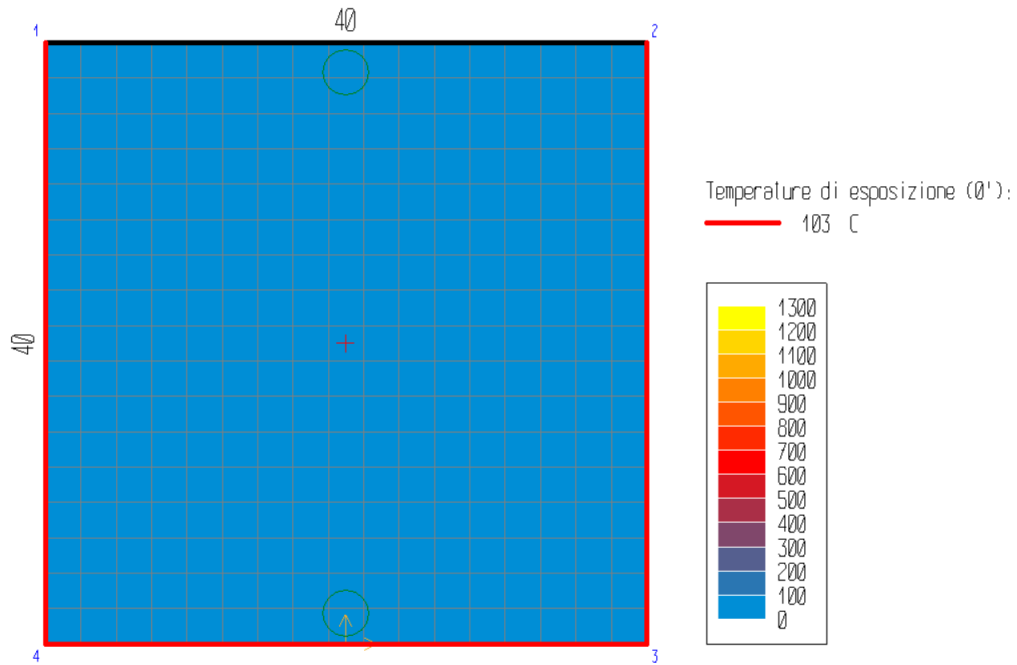


Figura 8.7.2.5.1 Temperatura di esposizione Traverso Campata I-III, T=0'.

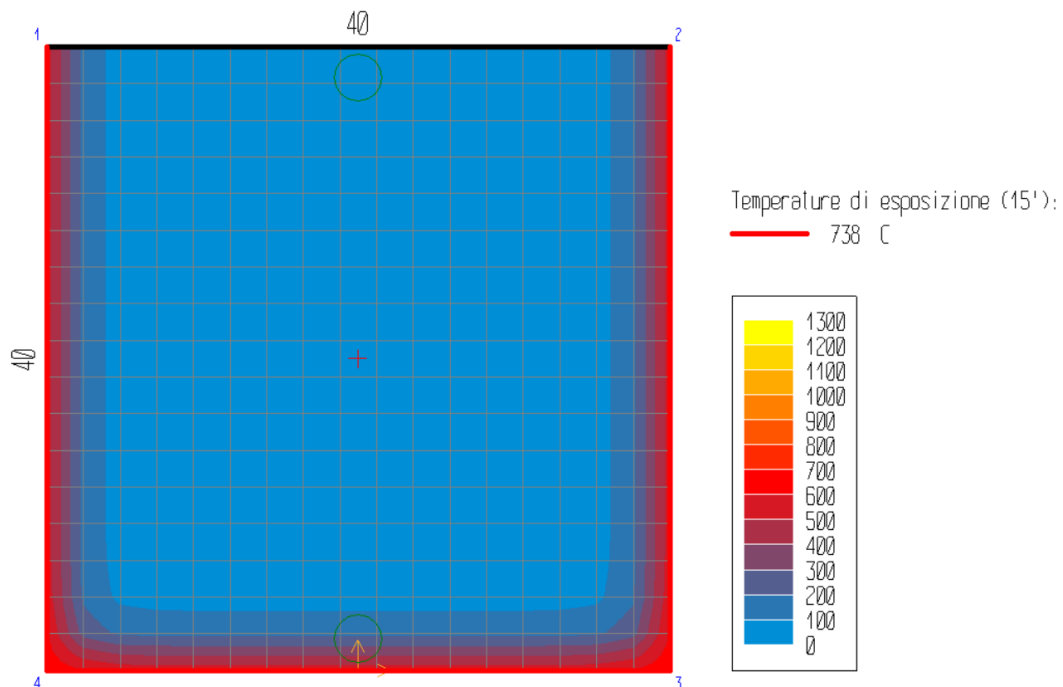


Figura 8.7.2.5.2 Temperatura di esposizione Traverso Campata I-III, T=15'.

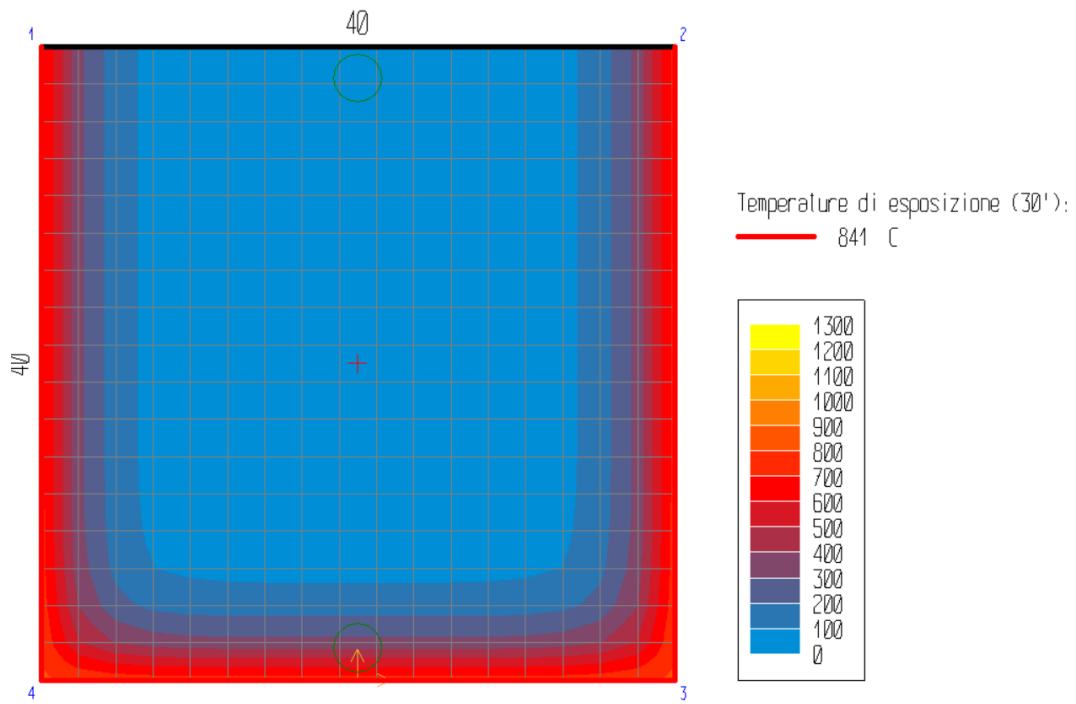


Figura 8.7.2.5.3 Temperatura di esposizione Traverso Campata I-III, T=30'.

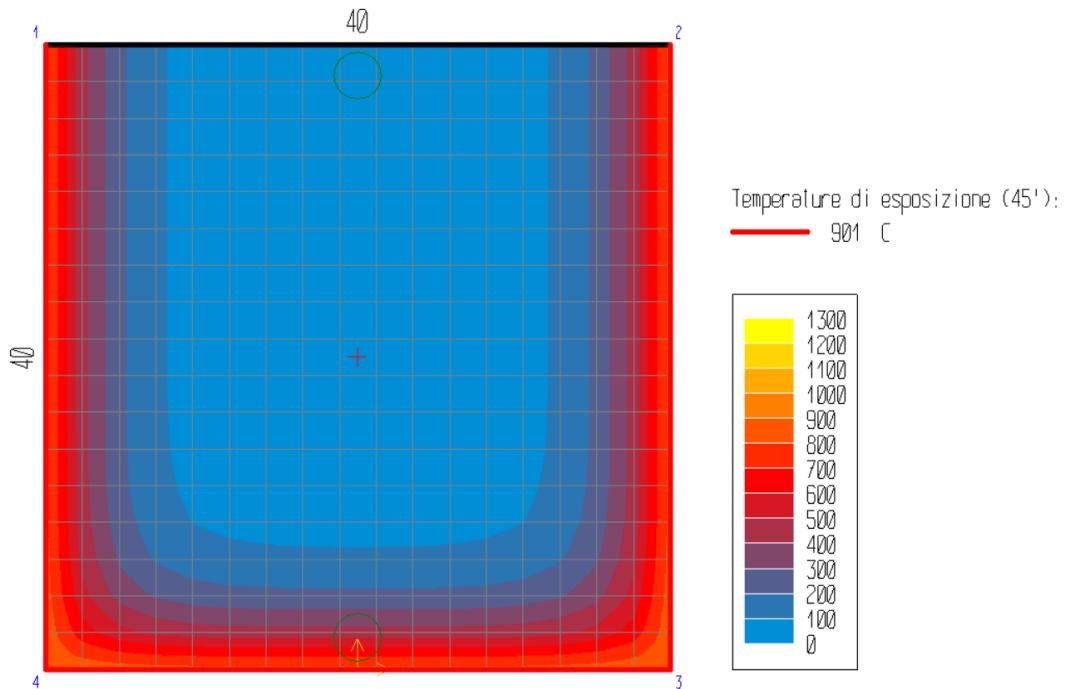


Figura 8.7.2.5.4 Temperatura di esposizione Traverso Campata I-III, T=45'.

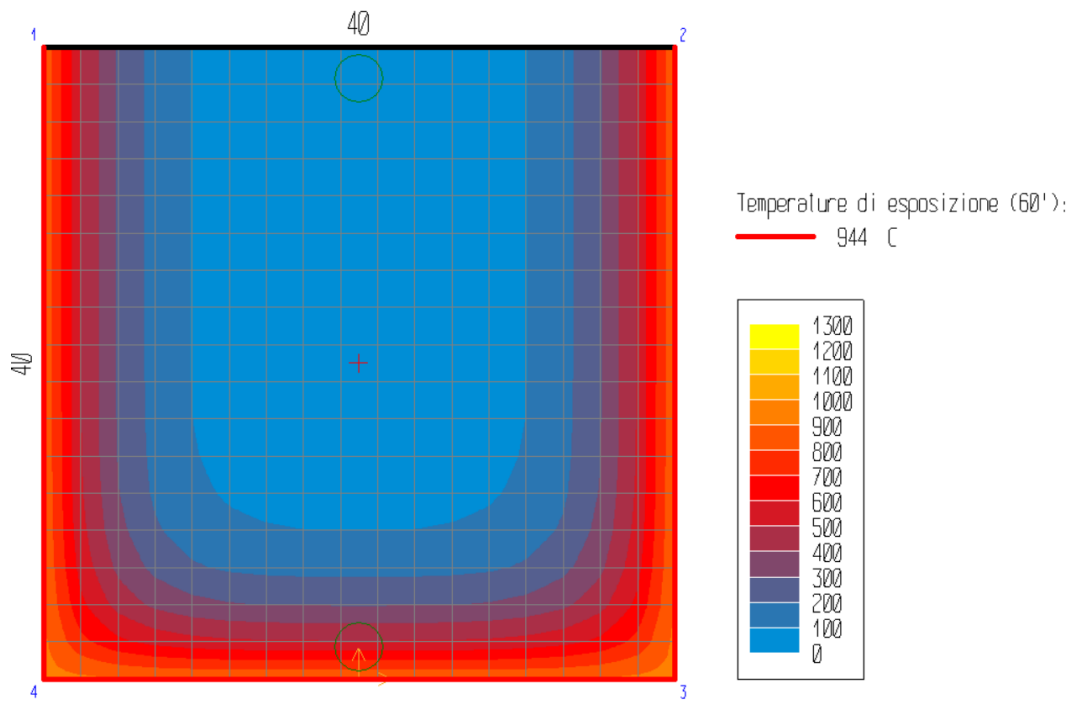


Figura 8.7.2.5.5 Temperatura di esposizione Traverso Campata I-III, T=60'

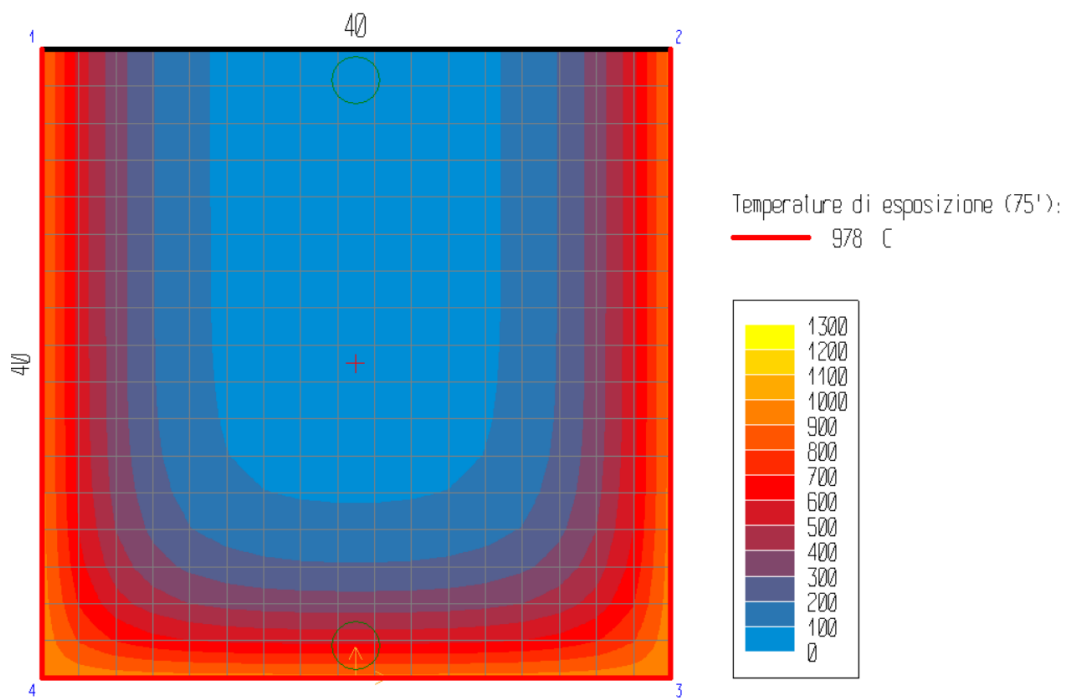


Figura 8.7.2.5.6 Temperatura di esposizione Traverso Campata I-III, T=75'

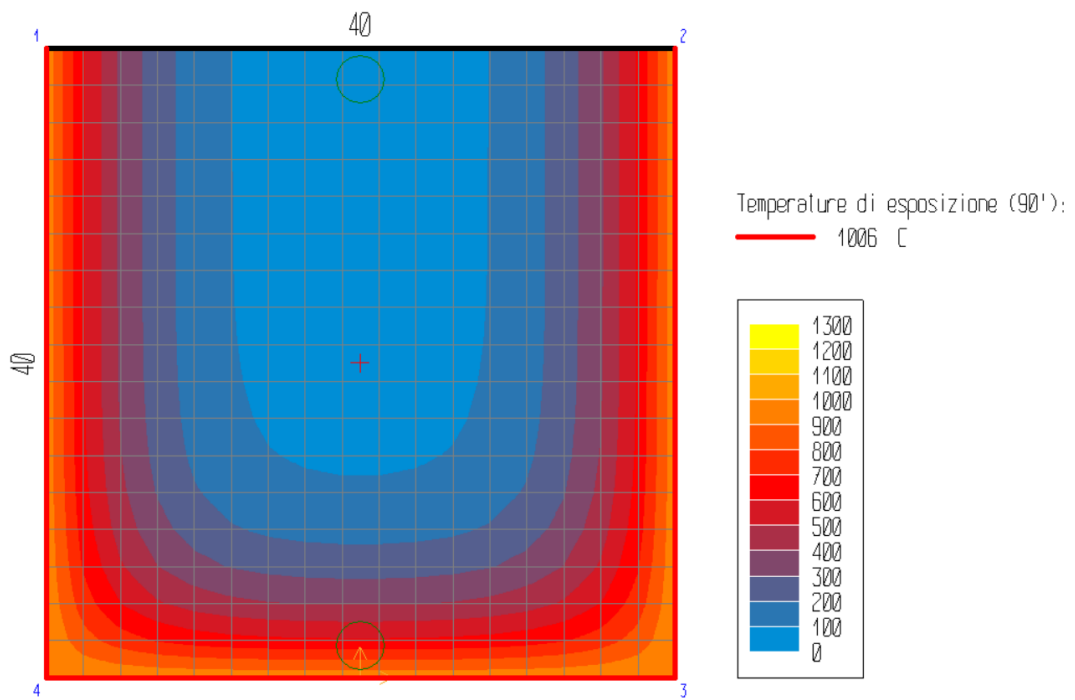


Figura 8.7.2.5.7 Temperatura di esposizione Traverso Campata I-III, T=90'.

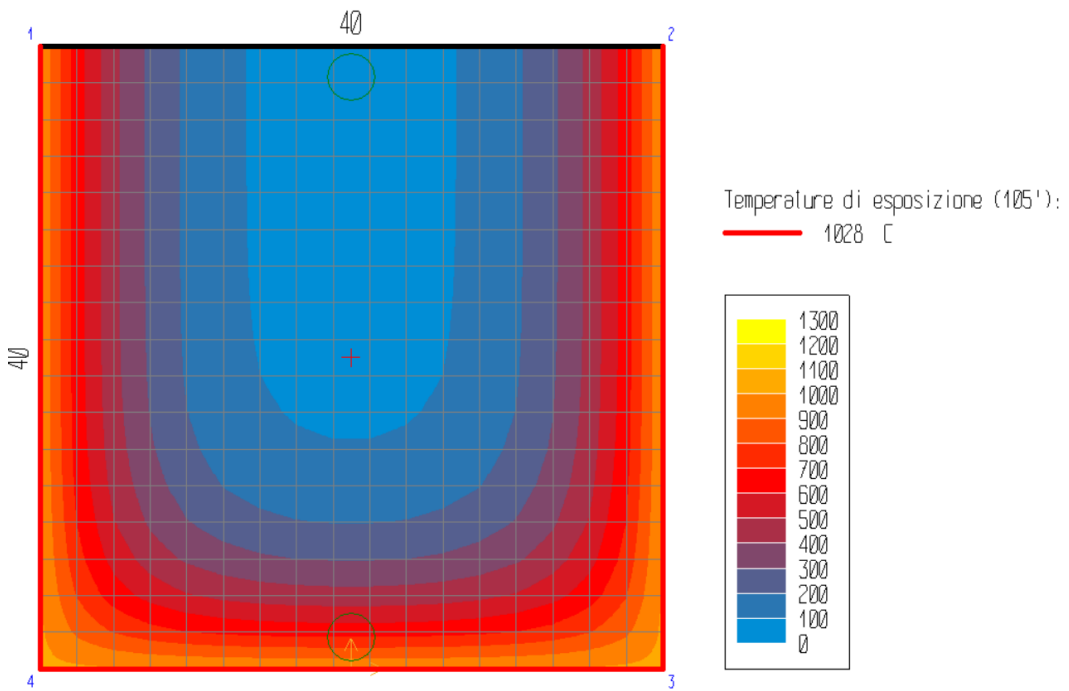


Figura 8.7.2.5.8 Temperatura di esposizione Traverso Campata I-III, T=105'.

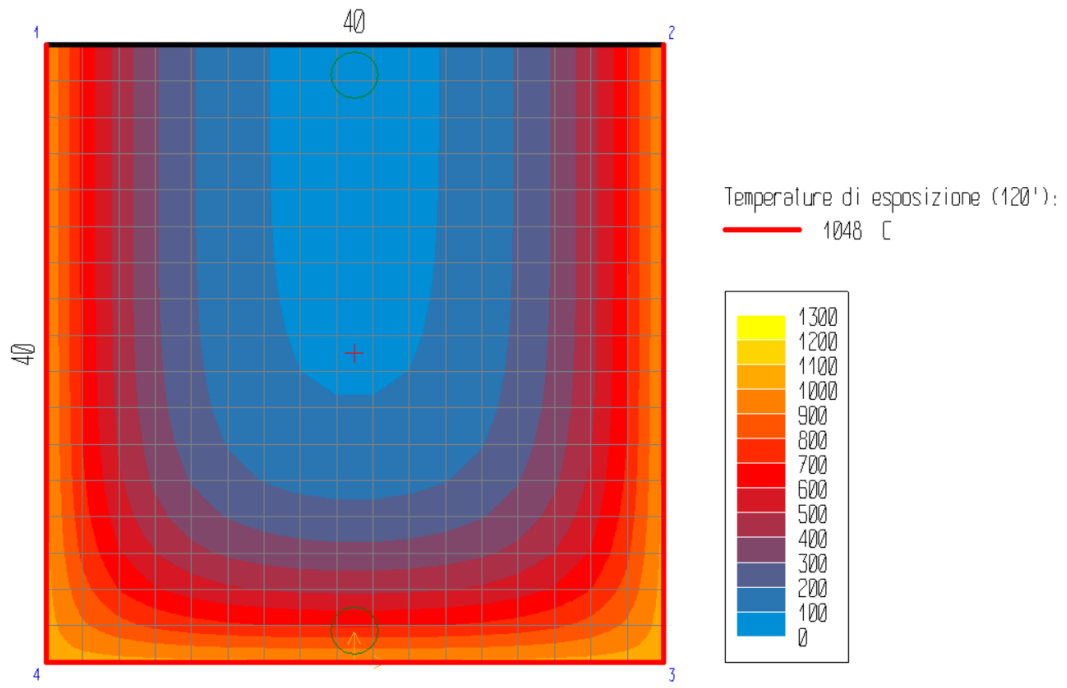


Figura 8.7.2.5.9 Temperatura di esposizione Traverso Campata I-III, T=120'.

8.7.2.6 Trave Pulvino

Analogamente per la Trave Pulvino. Di seguito le mappe termiche.

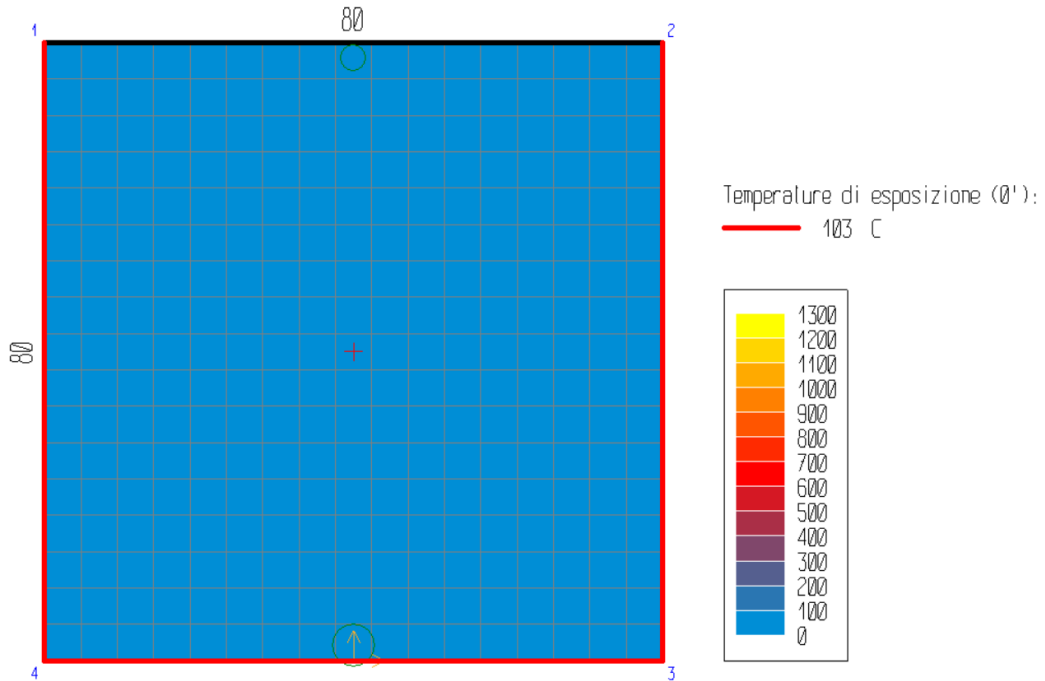


Figura 8.7.2.6.1 Temperatura di esposizione Trave Pulvino, $T=0'$.

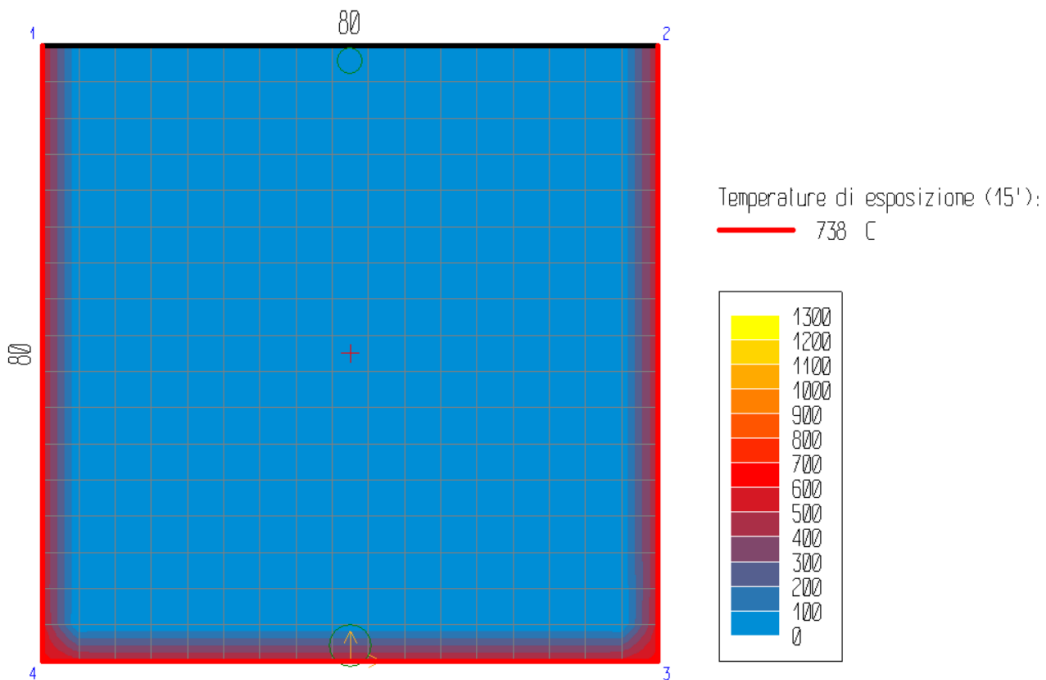


Figura 8.7.2.6.2 Temperatura di esposizione Trave Pulvino, $T=15'$.

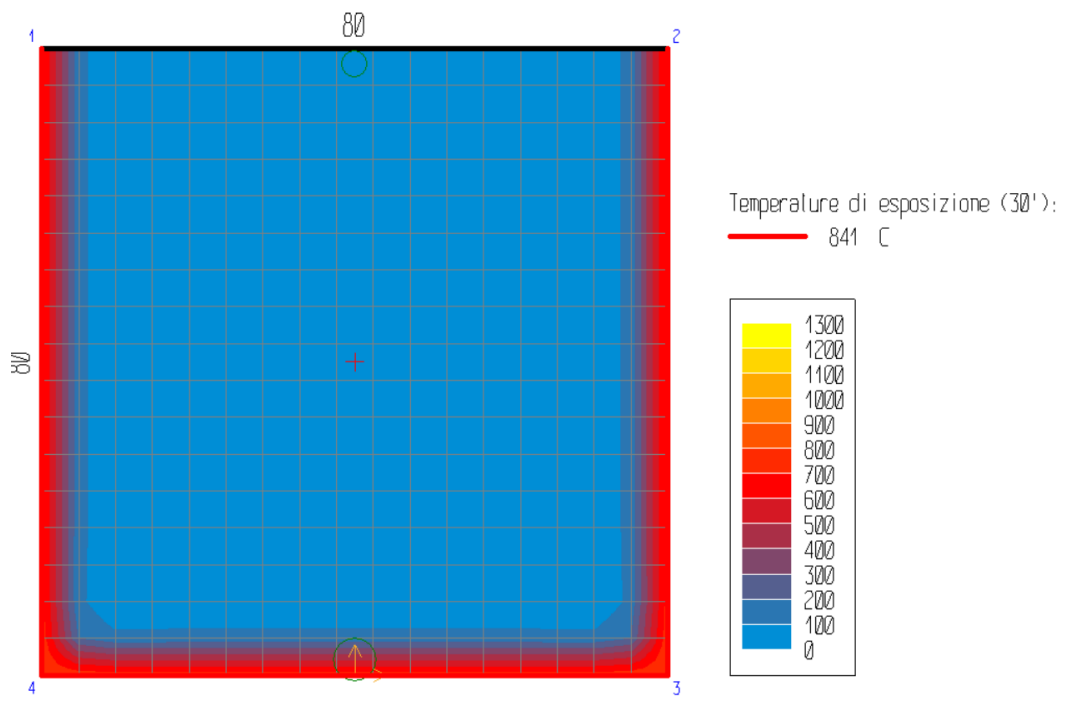


Figura 8.7.2.6.3 Temperatura di esposizione Trave Pulvino, T=30'.

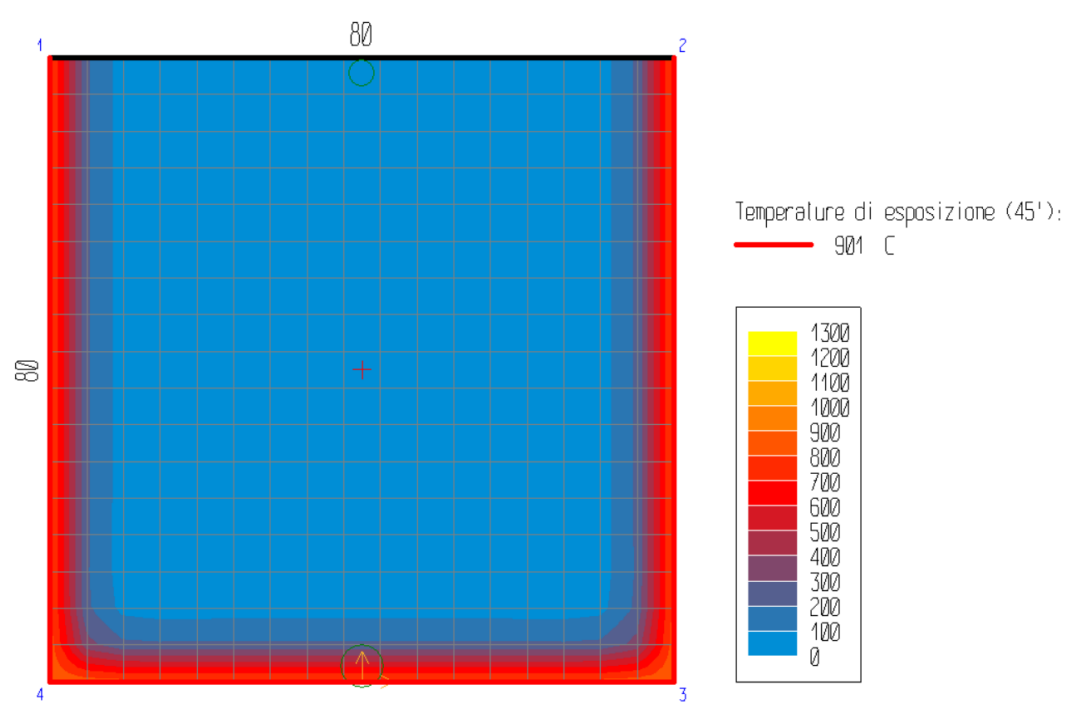


Figura 8.7.2.6.4 Temperatura di esposizione Trave Pulvino, T=45'.

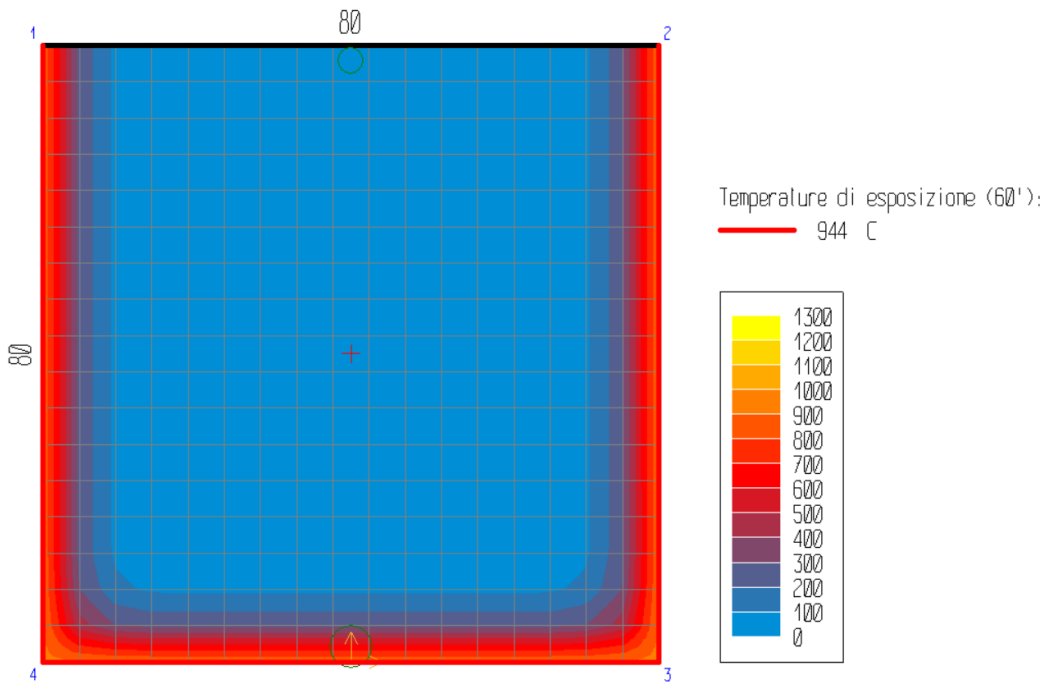


Figura 8.7.2.6.5 Temperatura di esposizione Trave Pulvino, T=60'

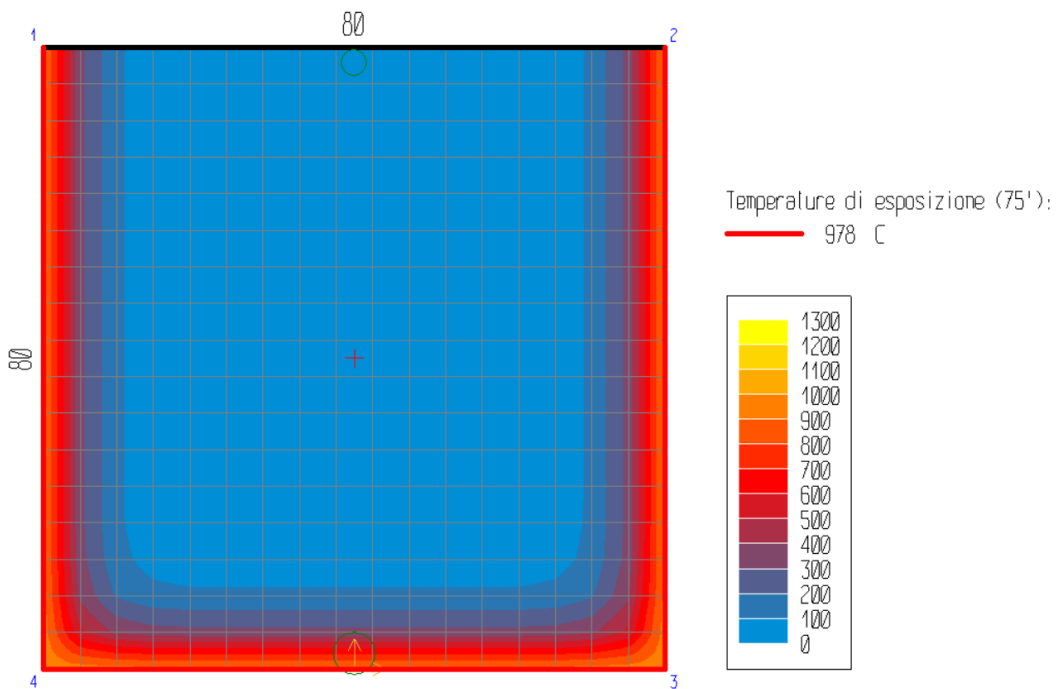


Figura 8.7.2.6.6 Temperatura di esposizione Trave Pulvino, T=75'

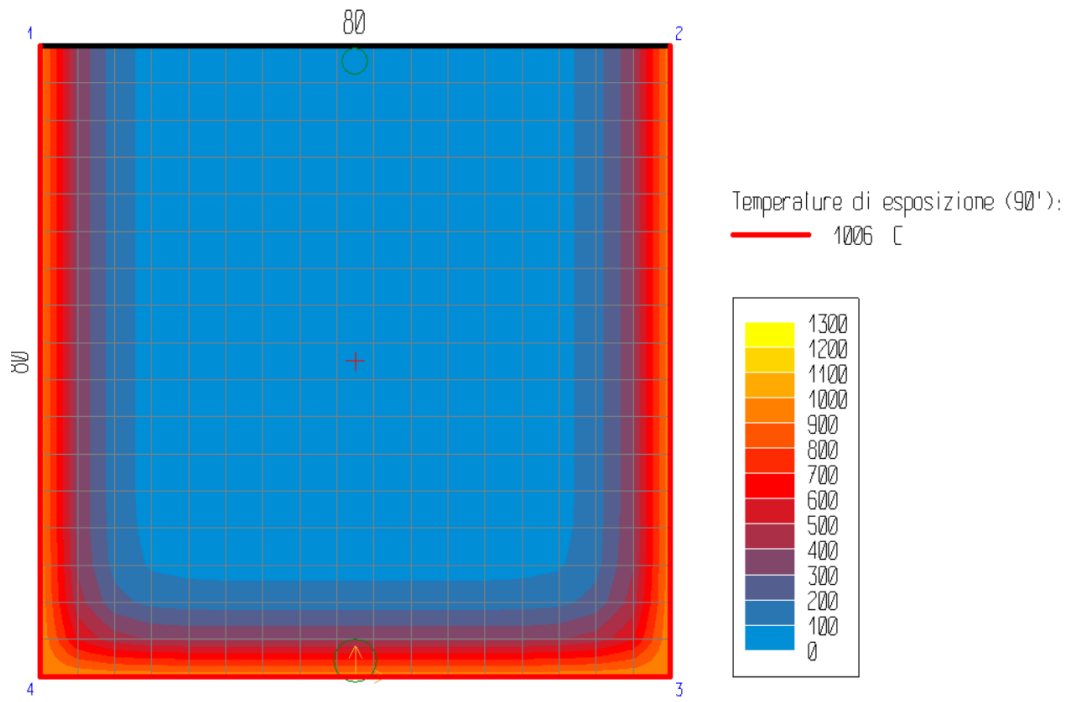


Figura 8.7.2.6.7 Temperatura di esposizione Trave Pulvino, T=90'.

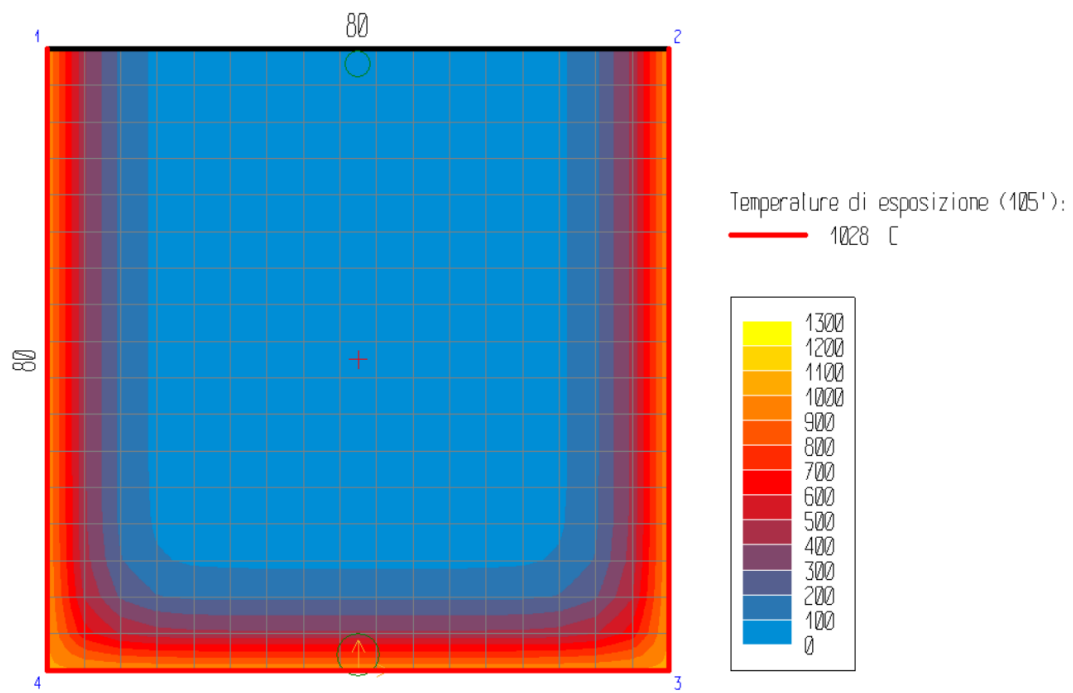


Figura 8.7.2.6.8 Temperatura di esposizione Trave Pulvino, T=105'.

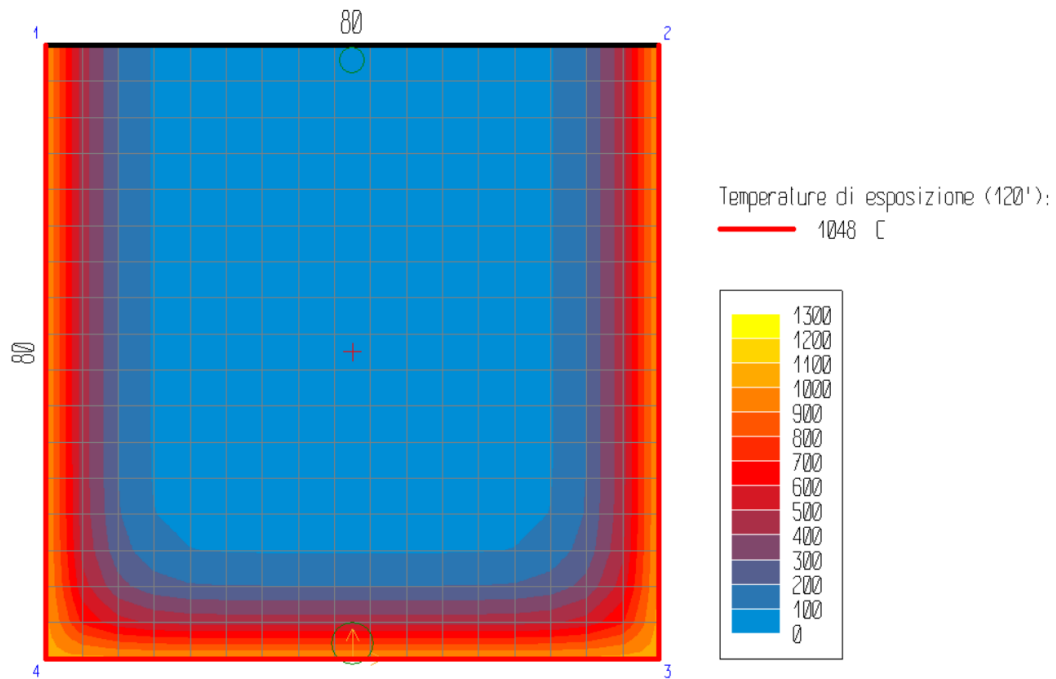


Figura 8.7.2.6.9 Temperatura di esposizione Trave Pulvino, $T=120'$.

8.8 Analisi dei risultati

Di seguito si riportano i risultati ottenuti per l'analisi meccanica effettuata in funzione delle mappe termiche generate. In particolare, si è deciso di osservare il decadimento del momento resistente M_{zu} della sezione al variare della temperatura di esposizione in assenza di sollecitazioni.

8.8.1 Trave CAP

- $t=0'$, $M_{zu} = 4984 \text{ KNm}$

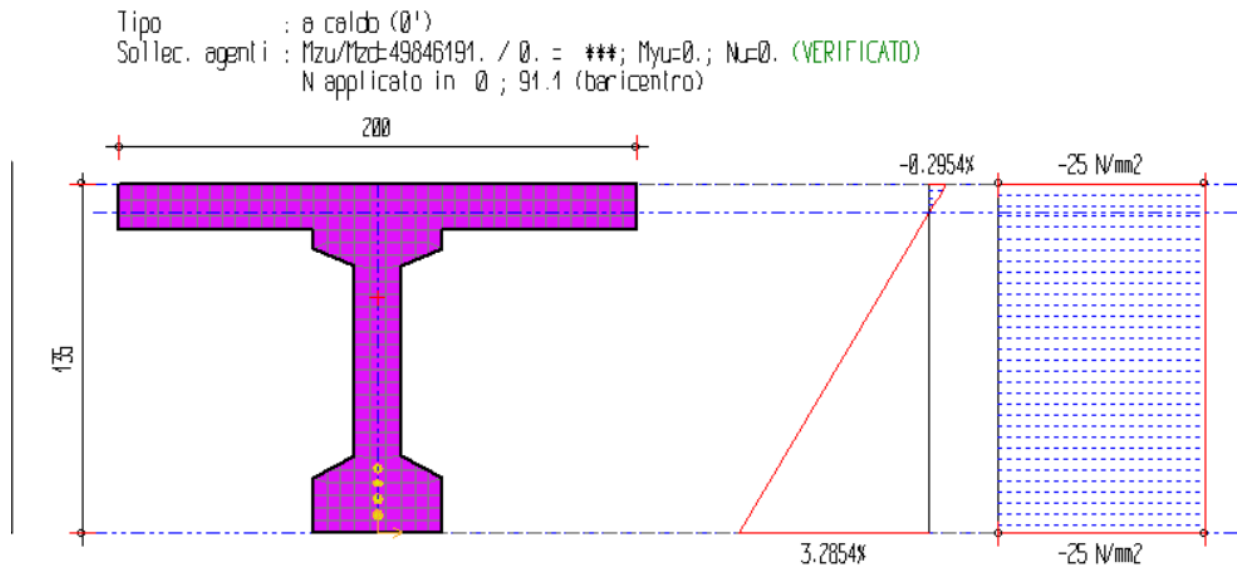


Figura 8.8.1 Tensione Max Trave CAP, $t=0'$

- $t=15'$, $M_{zu} = 4983 \text{ KNm}$

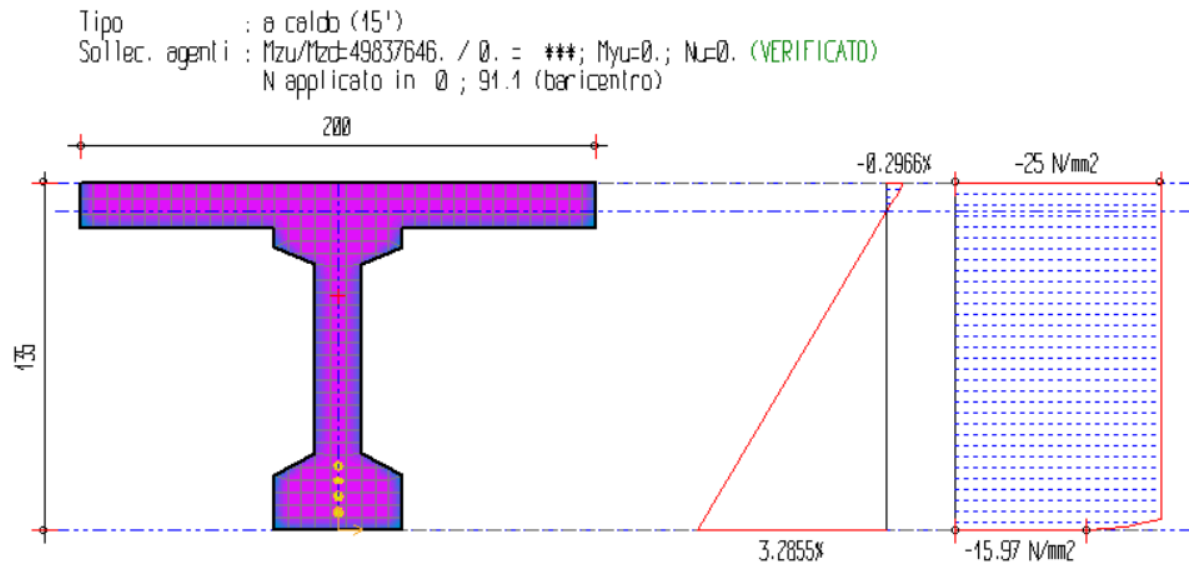


Figura 8.8.2 Tensione Max Trave CAP, $t=15'$

- $t=30'$, $M_{zu} = 4982 \text{ KNm}$

Tipo : ø caldo (30')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=4982/4523$. / Ø. = ***; $M_{yu}=0$.; $N_u=0$. (VERIFICATO)
 N applicato in Ø ; 91.1 (baricentro)

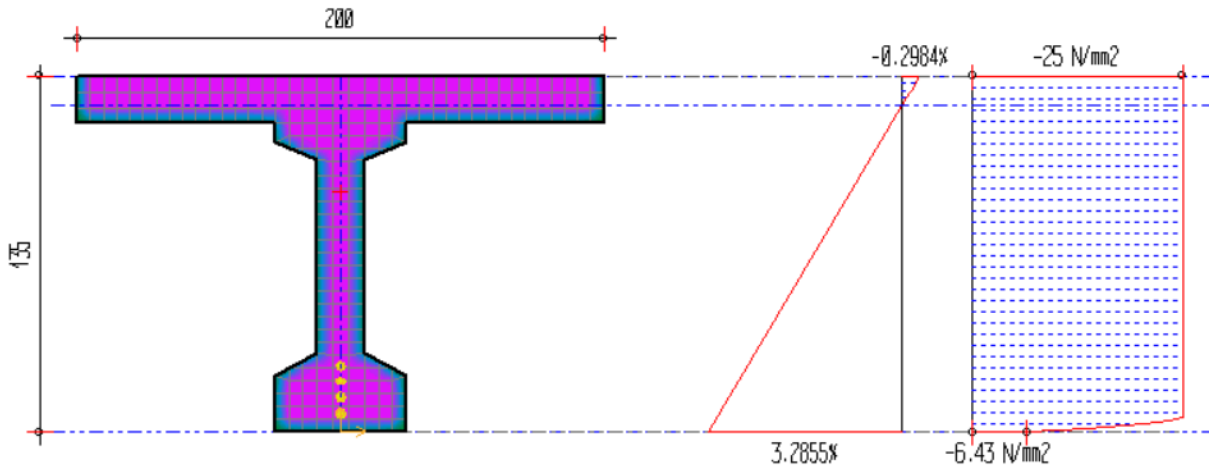


Figura 8.8.3 Tensione Max Trave CAP, $t=30'$

- $t=45'$, $M_{zu} = 4906 \text{ KNm}$

Tipo : ø caldo (45')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=4906/4941$. / Ø. = ***; $M_{yu}=0$.; $N_u=0$. (VERIFICATO)
 N applicato in Ø ; 91.1 (baricentro)

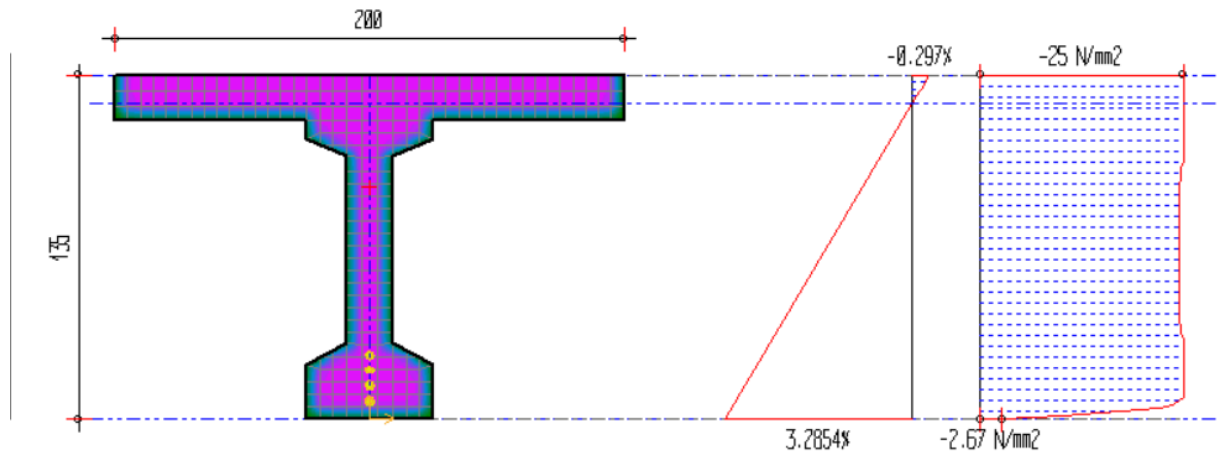


Figura 8.8.4 Tensione Max Trave CAP, $t=45'$

- $t=60'$, $M_{zu} = 4815 \text{ KNm}$

Tipo : ø celdb (60')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=4815/2160$. / Ø. = ***; $M_{yu}=0$.; $N_u=0$. (VERIFICATO)
 N applicato in Ø ; 91.1 (baricentro)

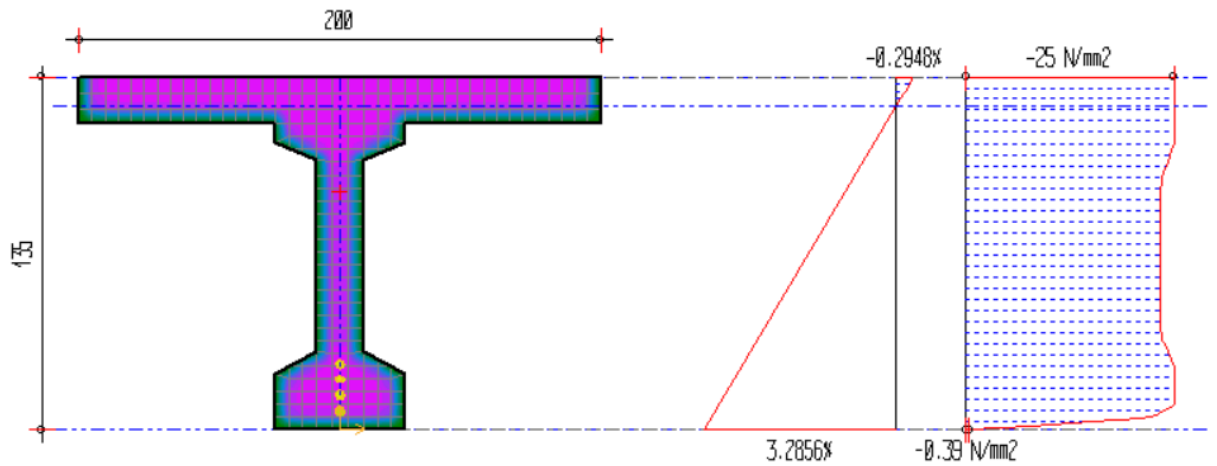


Figura 8.8.5 Tensione Max Trave CAP, $t=60'$

- $t=75'$, $M_{zu} = 4686 \text{ KNm}$

Tipo : ø celdb (75')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=4686/7675$. / Ø. = ***; $M_{yu}=0$.; $N_u=0$. (VERIFICATO)
 N applicato in Ø ; 91.1 (baricentro)

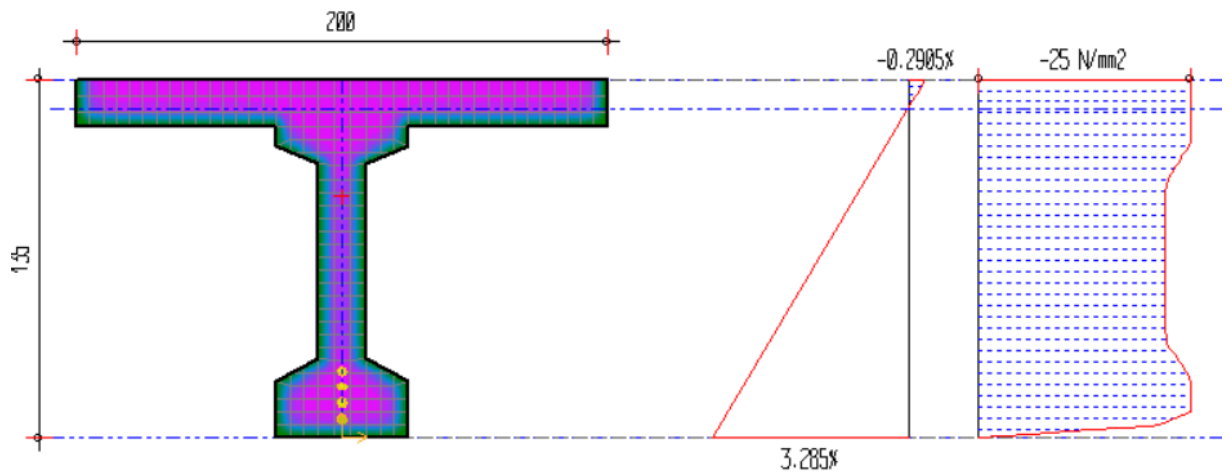


Figura 8.8.6 Tensione Max Trave CAP, $t=75'$

- $t=90'$, $M_{zu} = 4534 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (90')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=45344238. / 0. = ***$; $M_{yu}=0.$; $N_u=0.$ (VERIFICATO)
 N applicato in 0 ; 91.1 (baricentro)

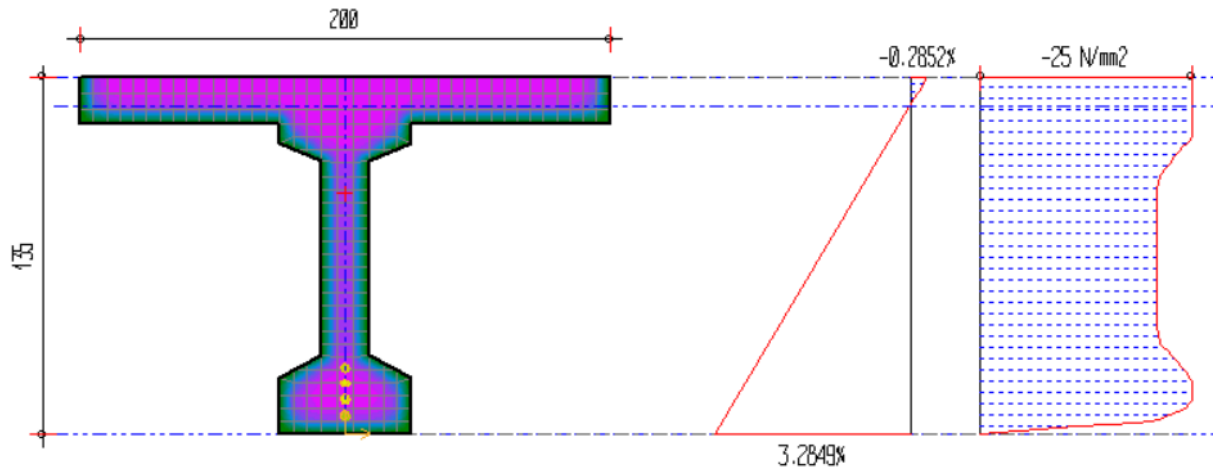


Figura 8.8.7 Tensione Max Trave CAP, $t=90'$

- $t=105'$, $M_{zu} = 4314 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (105')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=43145446. / 0. = ***$; $M_{yu}=0.$; $N_u=0.$ (VERIFICATO)
 N applicato in 0 ; 91.1 (baricentro)

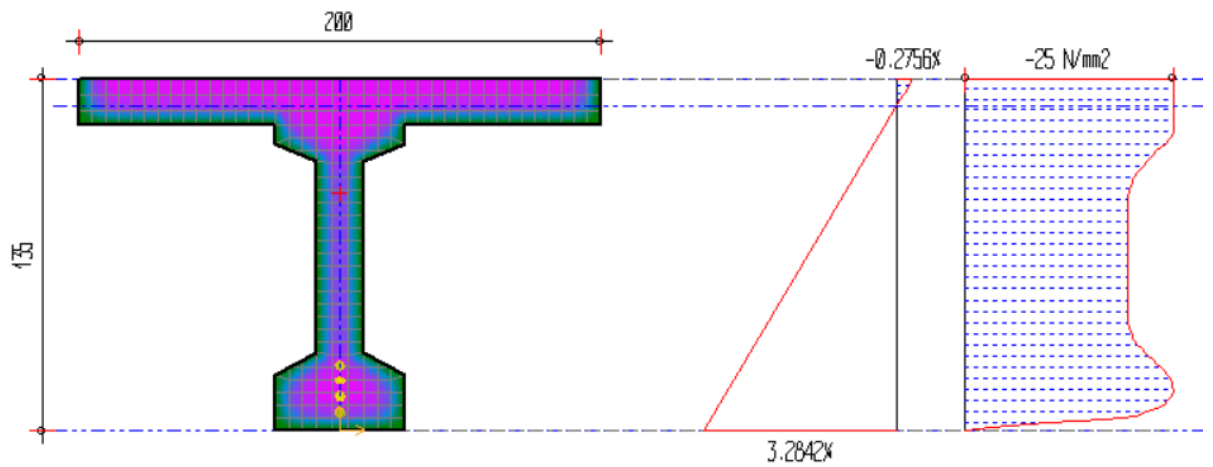


Figura 8.8.8 Tensione Max Trave CAP, $t=105'$

- $t=120'$, $M_{zu} = 4098 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (120')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=40986328. / 0. = ***$; $M_{yu}=0.$; $N_u=0.$ (VERIFICATO)
 N applicato in 0 ; 91.1 (baricentro)

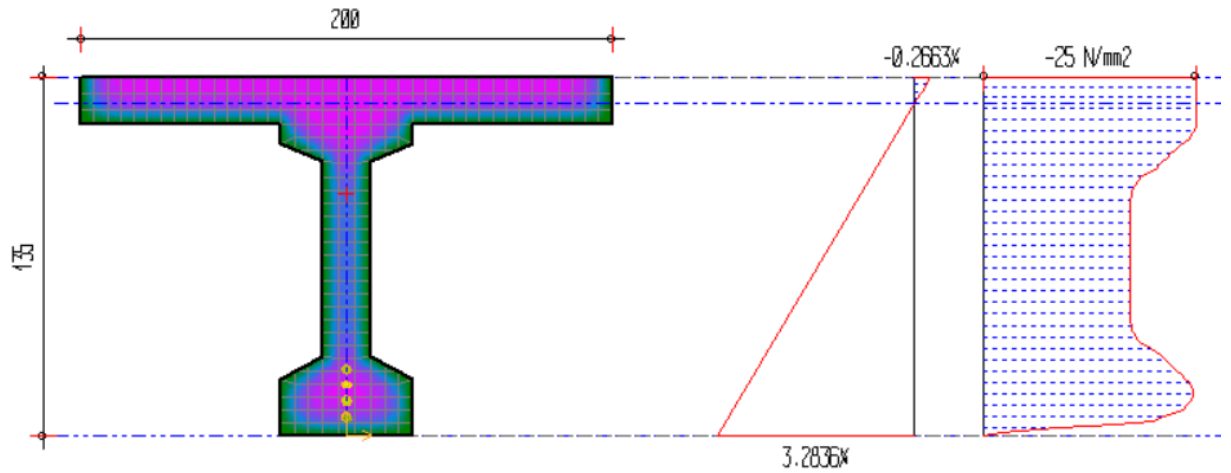


Figura 8.8.9 Tensione Max Trave CAP, $t=120'$

La variazione del momento resistente è stata riportata nel grafico sottostante:

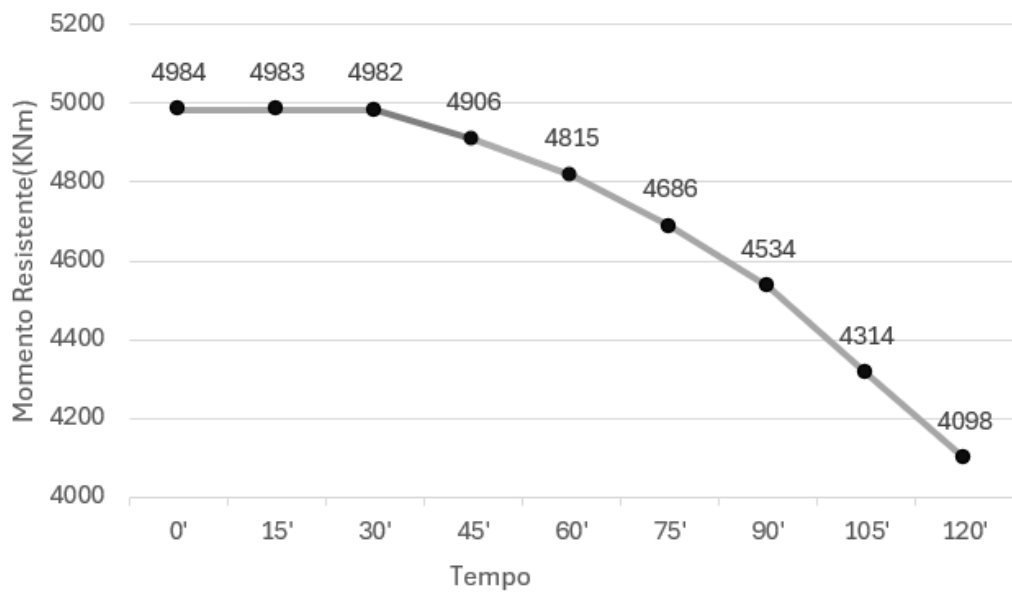


Figura 8.8.10 Andamento Momento resistente Trave CAP

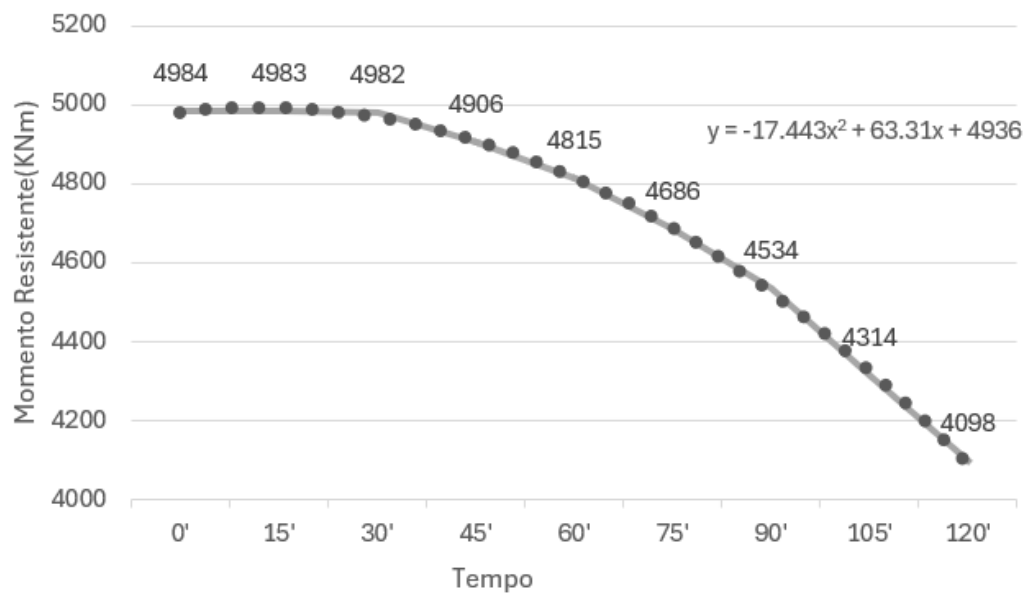


Figura 8.8.11 Linea di tendenza Momento resistente Trave CAP

Attraverso l'individuazione della linea di tendenza dei dati ottenuti è stato possibile individuare l'espressione che descrive il decadimento del momento resistente nel tempo:

$$M_{zu} = -17.443t^2 + 63.31t + 4936$$

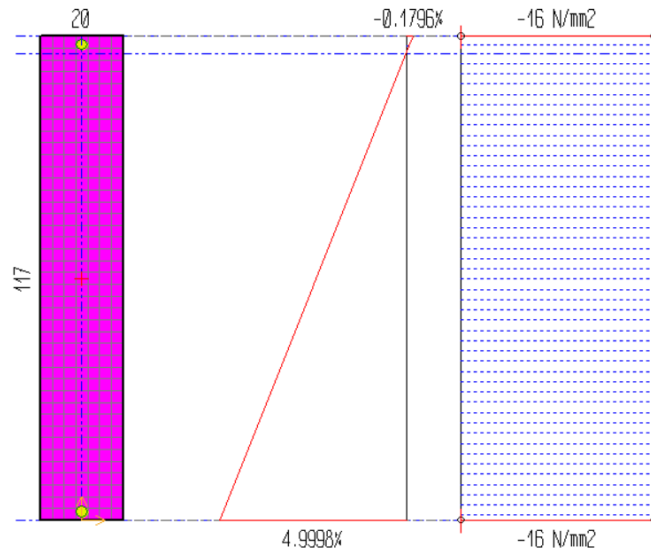
Dai risultati ottenuti si osserva che le prestazioni meccaniche della sezione risentono significativamente del verificarsi dell'evento dopo i primi 30' minuti di esposizione. Inoltre, dalle immagini sopra riportate si evince come l'anima della sezione risulta essere sicuramente l'elemento più debole, nel quale si ha la maggiore propagazione del calore e quindi l'aumento di temperatura.

8.8.2 Traversi campata II

- $t=0'$, $M_{zu} = 219KNm$; $t= 15'$, $M_{zu} = 219 KNm$

Tipo : a caldo (0')

Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=2193832. / 0. = ***$; $M_{yu}=0.$; $N_u=0.$ (N applicato in 0 ; 58.5 (baricentro))



Tipo : a caldo (15')

Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=2193572. / 0. = ***$; $M_{yu}=0.$; $N_u=0.$ (N applicato in 0 ; 58.5 (baricentro))

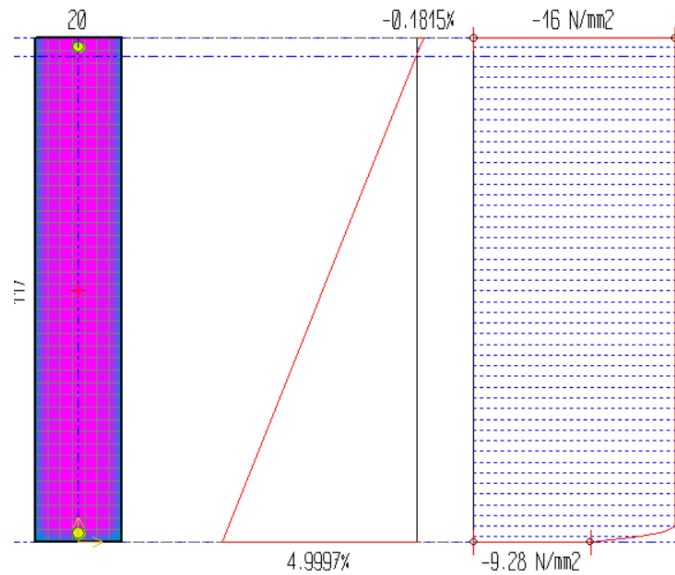
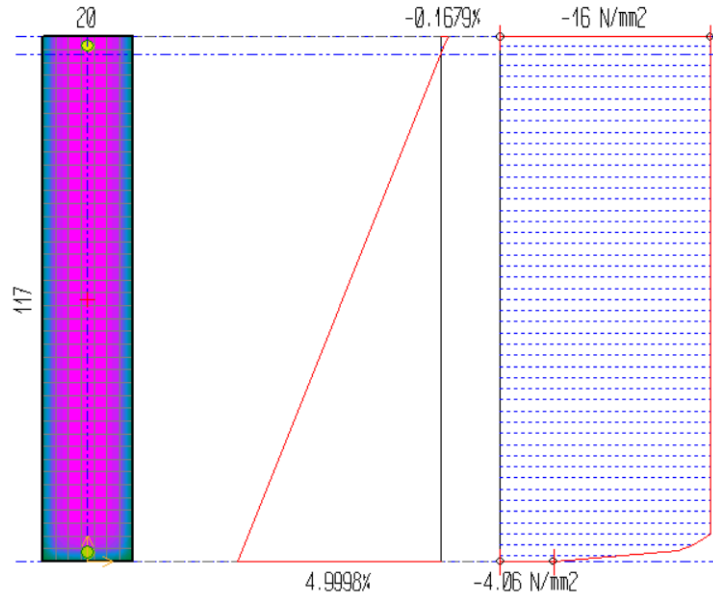


Figura 8.8.2.1 Tensione Max Traverso Campata II, $t=0'$, $t=15'$

- $t=30'$, $M_{zu} = 184 \text{ KNm}$; $t=45'$, $M_{zu} = 116 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (30')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=184/148$. / Ø. = ***; $M_{yu}=0$.; $N_u=0$.
 N applicato in Ø ; 58.5 (baricentro)



Tipo : a caldo (45')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=116/2681$. / Ø. = ***; $M_{yu}=0$.; $N_u=0$.
 N applicato in Ø ; 58.5 (baricentro)

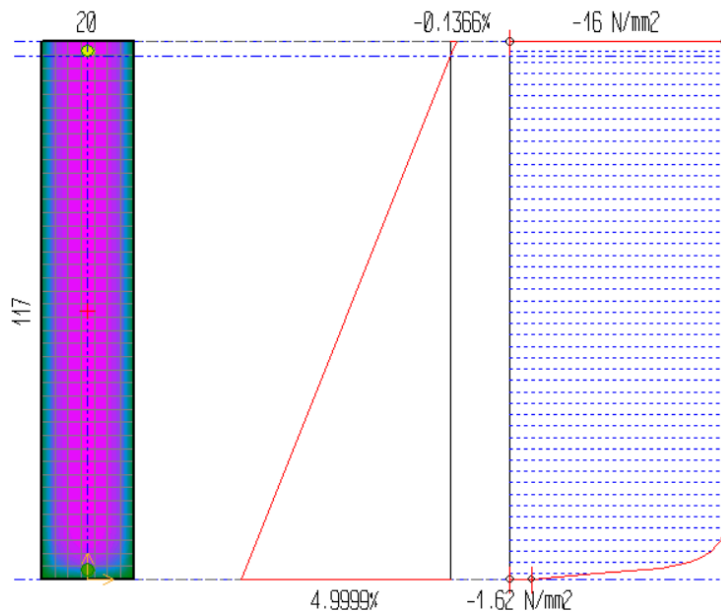
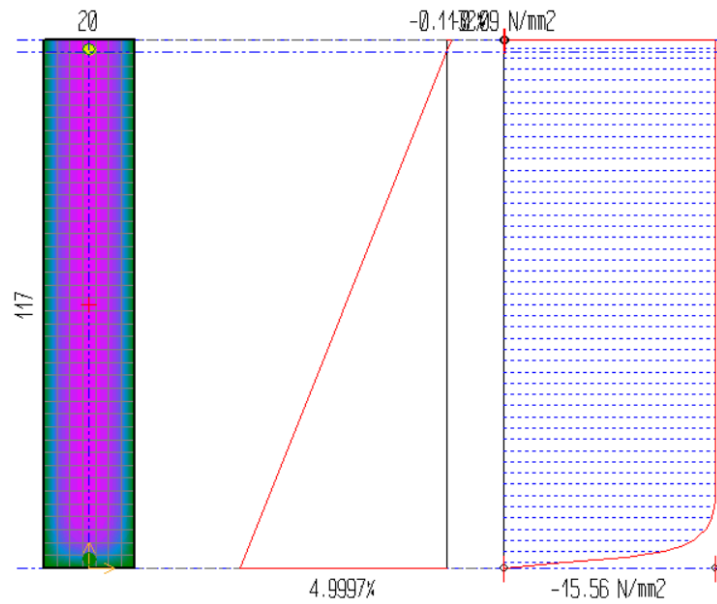


Figura 8.8.2.2 Tensione Max Trasverso Campata II, $t=30'$, $t=45'$

- $t=60'$, $M_{zu} = 68 \text{ KNm}$; $t=75'$, $M_{zu} = 30 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (60')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=685052. / 0. = ***$; $M_{yu}=0.$; $N_u=0.$ (\checkmark)
 N applicato in 0 ; 58.5 (baricentro)



Tipo : a caldo (75')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=301156. / 0. = ***$; $M_{yu}=0.$; $N_u=0.$ (\checkmark)
 N applicato in 0 ; 58.5 (baricentro)

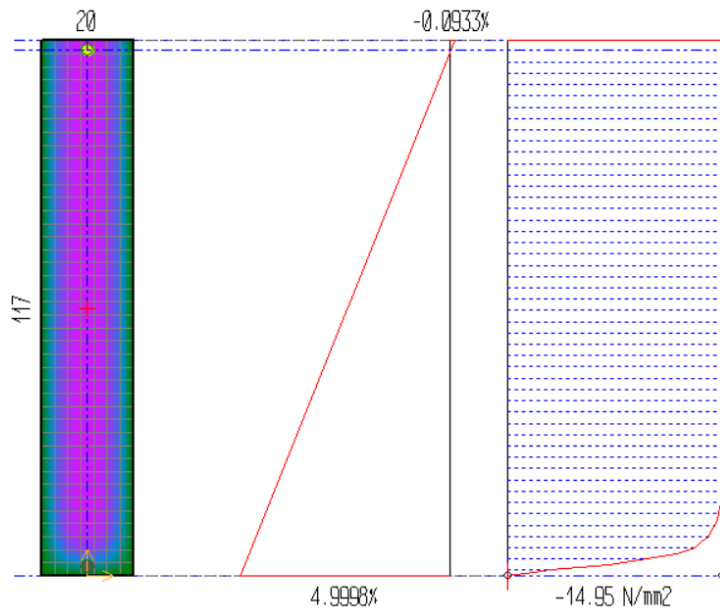
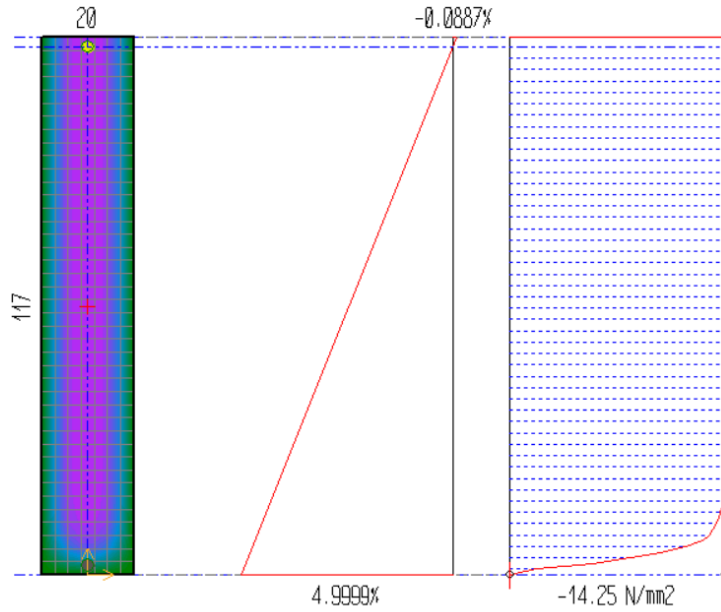


Figura 8.8.2.3 Tensione Max Trasverso Campata II, $t=60'$, $t=75'$

- $t=90'$, $M_{zu} = 20 \text{ KNm}$; $t=105'$, $M_{zu} = 18 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (90')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=202615. / 0. = ***$; $M_{yu}=0.$; $N_u=0.$ (N applicato in 0 ; 58.5 (baricentro)



Tipo : a caldo (105')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=181750. / 0. = ***$; $M_{yu}=0.$; $N_u=0.$ (N applicato in 0 ; 58.5 (baricentro)

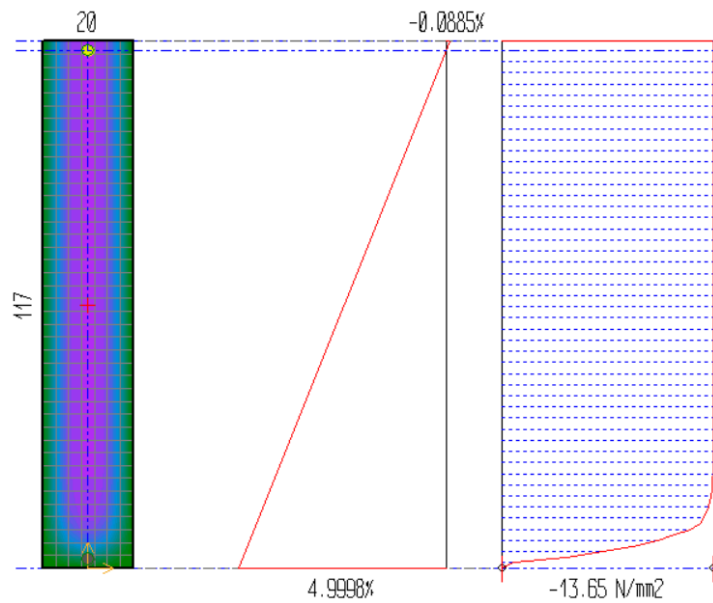


Figura 8.8.2.4 Tensione Max Trasverso Campata II, $t=90'$, $t=105'$

- $t=120'$, $M_{zu} = 16KNm$

Tipo : a caldo (120')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=163627.$ / $\theta.$ = ***; $M_{yu}=0.$; $N_u=0.$ (1)
 N applicato in θ ; 58.5 (baricentro)

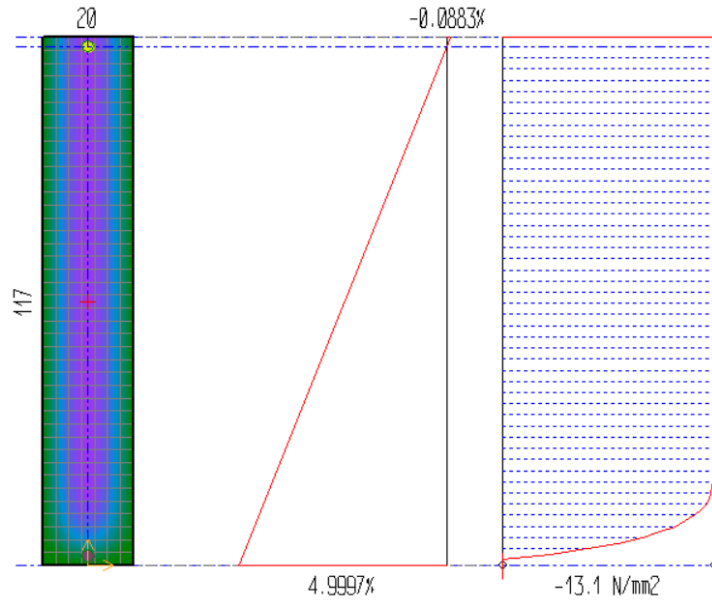


Figura 8.8.2.5 Tensione Max Traverso Campata II, $t=120'$

La variazione del momento resistente è stata riportata nel grafico sottostante:

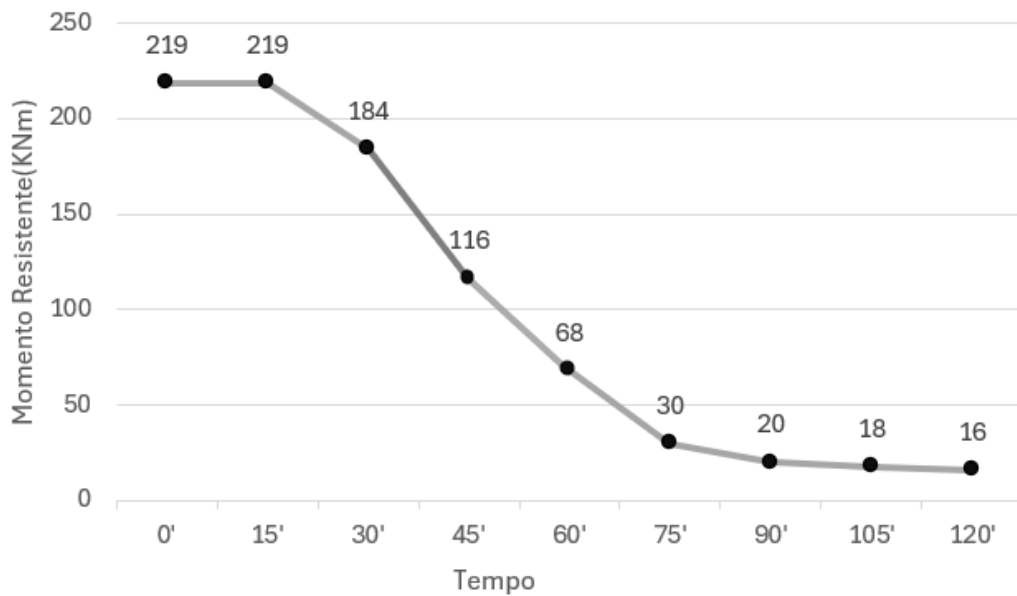


Figura 8.8.2.6 Andamento Momento resistente Traverso Campata II

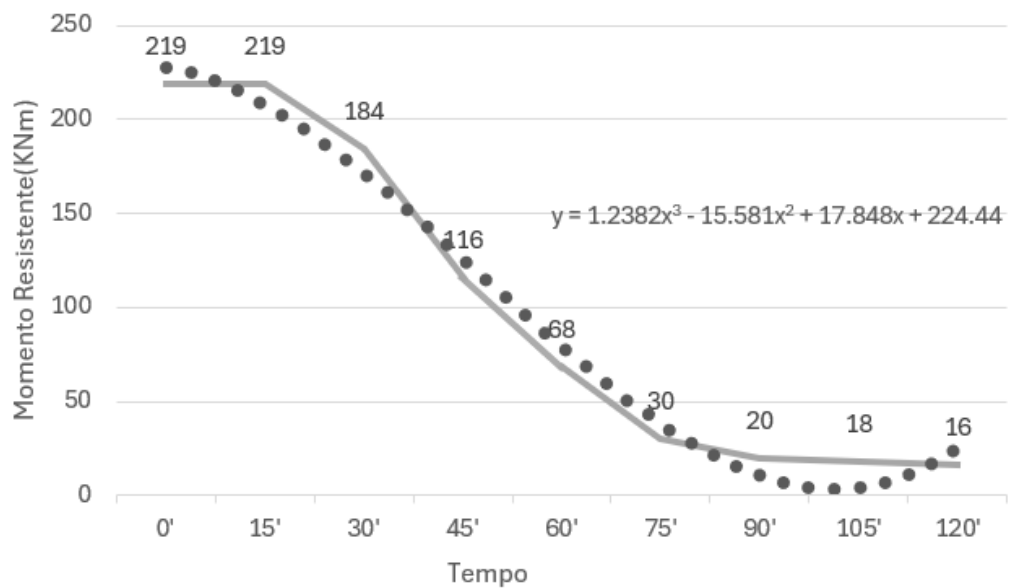


Figura 8.8.2.7 Linea di tendenza Momento resistente Traverso Campata II

Attraverso l'individuazione della linea di tendenza dei dati ottenuti è stato possibile individuare l'espressione che descrive il decadimento del momento resistente nel tempo:

$$M_{zu} = 1.2382t^3 - 15.581t^2 + 17.848t + 224.44$$

Dai risultati ottenuti si osserva che le prestazioni meccaniche della sezione risentono significativamente del verificarsi dell'evento dopo i primi 30' minuti di esposizione. Dalle mappe termiche si era già evinto come il calore riesce facilmente a diffondersi anche nelle parti più interne della sezione che infatti raggiungono temperature elevate già solo dopo i 45' dall'inizio dell'evento. Inoltre, a differenza del caso precedente, avendo qui analizzato una sezione di spessore sottile, si nota un ripido e significativo abbattimento delle sue prestazioni meccaniche.

8.8.3 Soletta Campata II

- $t=0'$, $M_{zu} = 20,82 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (0')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=208206. / 0. = ***$; $M_{yu}=0.$; $N_u=0.$ (VERIFICATO)
 N applicato in 0 ; 9 (baricentro)



Figura 8.8.3.1 Tensione Max Soletta Campata II, $t=0'$

- $t=15'$, $M_{zu} = 20,81 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (15')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=208164. / 0. = ***$; $M_{yu}=0.$; $N_u=0.$ (VERIFICATO)
 N applicato in 0 ; 9 (baricentro)



Figura 8.8.3.2 Tensione Max Soletta Campata II, $t=15'$

- $t=30'$, $M_{zu} = 16,60 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (30')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=166049. / 0. = ***$; $M_{yu}=0.$; $N_u=0.$ (VERIFICATO)
 N applicato in 0 ; 9 (baricentro)



Figura 8.8.3.3 Tensione Max Soletta Campata II, $t=30'$

- $t = 45'$, $M_{zu} = 12,65 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (45')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd} = 126552. / 0. = ***$; $M_{yu} = 0.$; $N_u = 0.$ (VERIFICATO)
 N applicato in 0 ; 9 (baricentro)



Figura 8.8.3.4 Tensione Max Soletta Campata II, $t = 45'$

- $t = 60'$, $M_{zu} = 9,56 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (60')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd} = 95629. / 0. = ***$; $M_{yu} = 0.$; $N_u = 0.$ (VERIFICATO)
 N applicato in 0 ; 9 (baricentro)



Figura 8.8.3.5 Tensione Max Soletta Campata II, $t = 60'$

- $t = 75'$, $M_{zu} = 7,08 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (75')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd} = 70883. / 0. = ***$; $M_{yu} = 0.$; $N_u = 0.$ (VERIFICATO)
 N applicato in 0 ; 9 (baricentro)



Figura 8.8.3.6 Tensione Max Soletta Campata II, $t = 75'$

- $t=90'$, $M_{zu} = 5,11 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (90')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=51197. / \emptyset. = ***$; $M_{yu}=\emptyset.$; $N_u=\emptyset.$ (VERIFICATO)
 N applicato in $\emptyset ; 9$ (baricentro)



Figura 8.8.3.7 Tensione Max Soletta Campata II, $t=90'$

- $t=105'$, $M_{zu} = 3,82 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (105')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=38265. / \emptyset. = ***$; $M_{yu}=\emptyset.$; $N_u=\emptyset.$ (VERIFICATO)
 N applicato in $\emptyset ; 9$ (baricentro)



Figura 8.8.3.8 Tensione Max Soletta Campata II, $t=105'$

- $t=120'$, $M_{zu} = 3,72 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (120')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=37167. / \emptyset. = ***$; $M_{yu}=\emptyset.$; $N_u=\emptyset.$ (VERIFICATO)
 N applicato in $\emptyset ; 9$ (baricentro)



Figura 8.8.3.9 Tensione Max Soletta Campata II, $t=120'$

L'abbattimento del Momento resistente della sezione è stato riassunto nel seguente grafico:

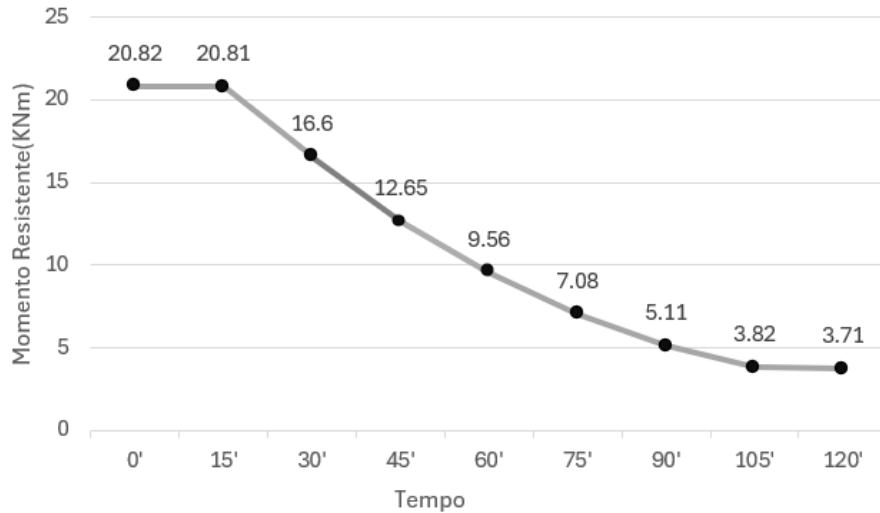


Figura 8.8.3.10 Andamento Momento resistente Soletta Campata II

Non si osservano variazioni significative per i primi 15 minuti di esposizione dall'innesco dell'incendio. Comportamento analogo per il range di tempo che va dai 105' ai 120'.

Si è individuata la seguente funzione esponenziale che approssima la diminuzione del momento resistente:

$$M_{zu} = 31.701 \cdot e^{-0.249/t}$$

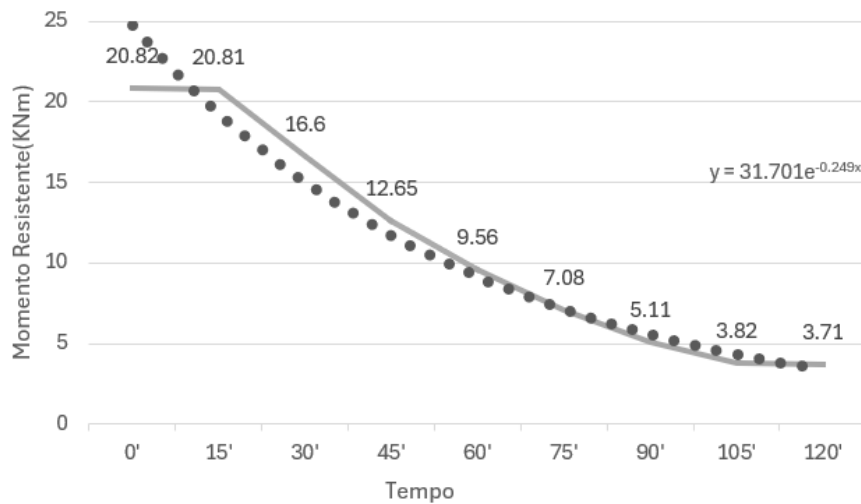


Figura 8.8.3.11 Linea di Tendenza Momento resistente Soletta Campata II

A partire dall'intervallo di tempo che intercorre tra i 15 e 30 minuti dall'innesco dell'incendio si registrano variazioni importanti. Questo è compatibile con la tipologia di sezione analizzata, essendo appunto di spessore sottile.

8.8.4 Trave Campata I-III

- $t=0'$, $M_{zu} = 1140 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (0')

Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=1140/5487$. / $\theta_c = ***$; $M_{yu}=0$; $N_u=0$. (VERIFICATO)

N applicato in θ_c ; 65.79 (baricentro)

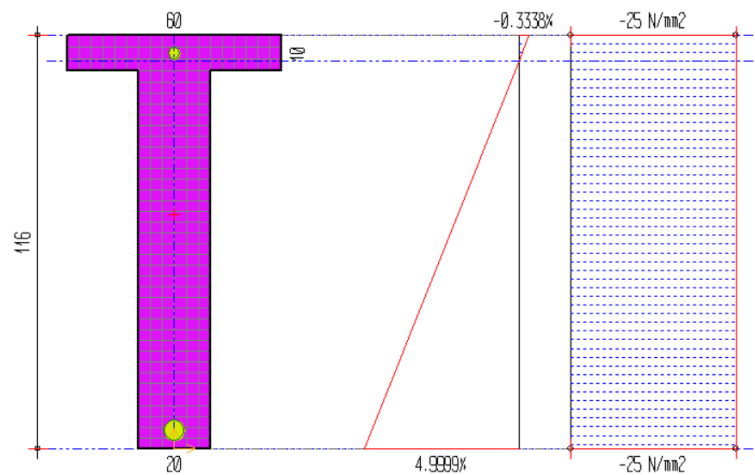


Figura 8.8.4.1 Tensione Max Trave CAO, $t=0'$

- $t=15'$, $M_{zu} = 1140 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (15')

Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=1140/2130$. / $\theta_c = ***$; $M_{yu}=0$; $N_u=0$. (VERIFICATO)

N applicato in θ_c ; 65.79 (baricentro)

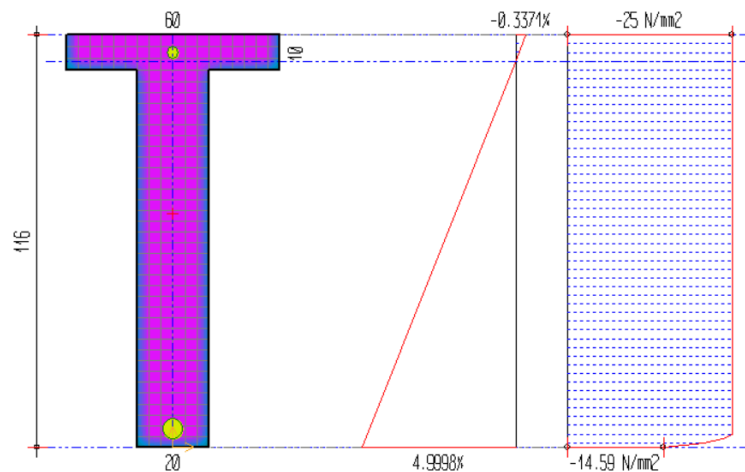


Figura 8.8.4.2 Tensione Max Trave CAO, $t=15'$

- $t=30'$, $M_{zu} = 1139 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (30')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=11395187. / 0. = ***; M_{yu}=0.; N_u=0. \text{ (VERIFICATO)}$
 N applicato in 0 ; 65.79 (baricentro)

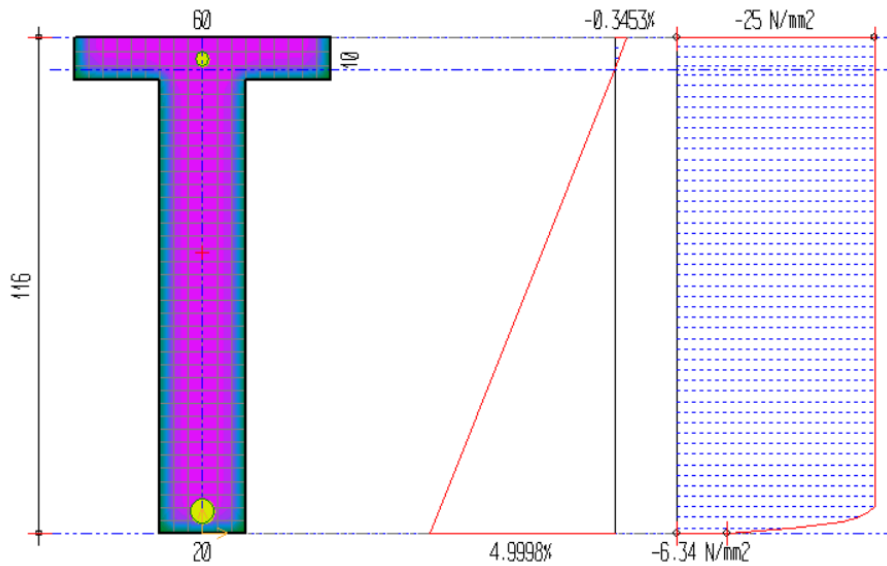


Figura 8.8.4.3 Tensione Max Trave CAO, $t=30'$

- $t=45'$, $M_{zu} = 1136 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (45')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=11362915. / 0. = ***; M_{yu}=0.; N_u=0. \text{ (VERIFICATO)}$
 N applicato in 0 ; 65.79 (baricentro)

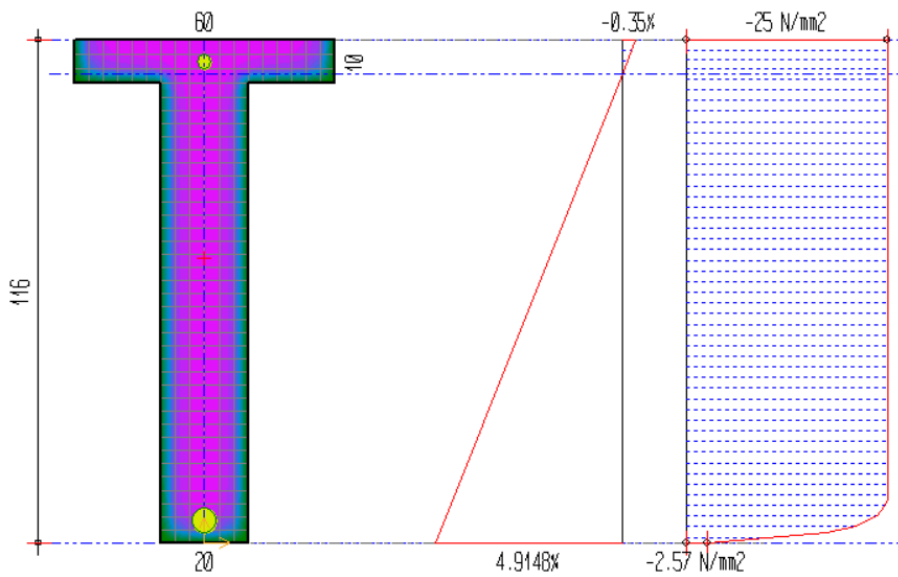


Figura 8.8.4.4 Tensione Max Trave CAO, t=45'

- t= 60', $M_{zu} = 1129 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (60')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=11299591. / 0. = ***; M_{yu}=0.; N_u=0. \text{ (VERIFICATO)}$
 N applicato in 0 ; 65.79 (baricentro)

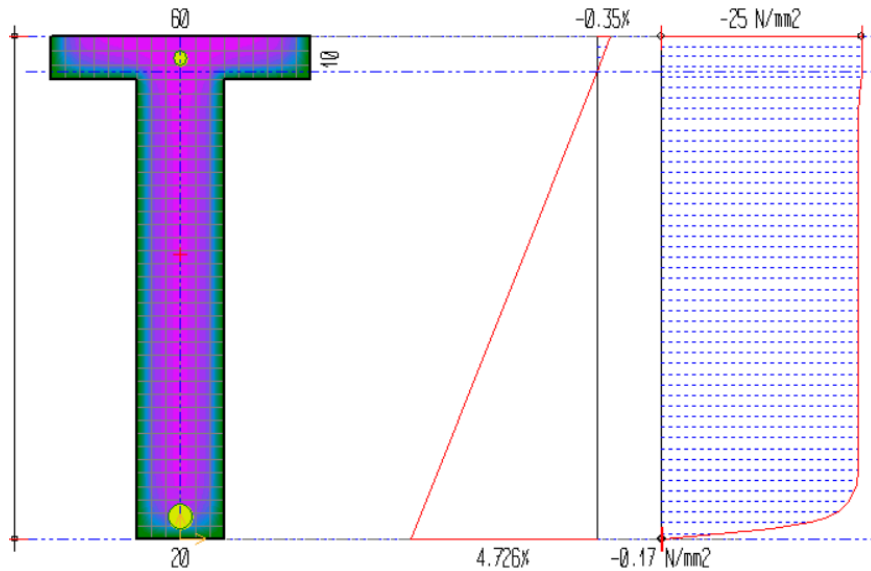


Figura 8.8.4.5 Tensione Max Trave CAO, t=60'

- t= 75', $M_{zu} = 911 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (75')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=9119567. / 0. = ***; M_{yu}=0.; N_u=0. \text{ (VERIFICATO)}$
 N applicato in 0 ; 65.79 (baricentro)

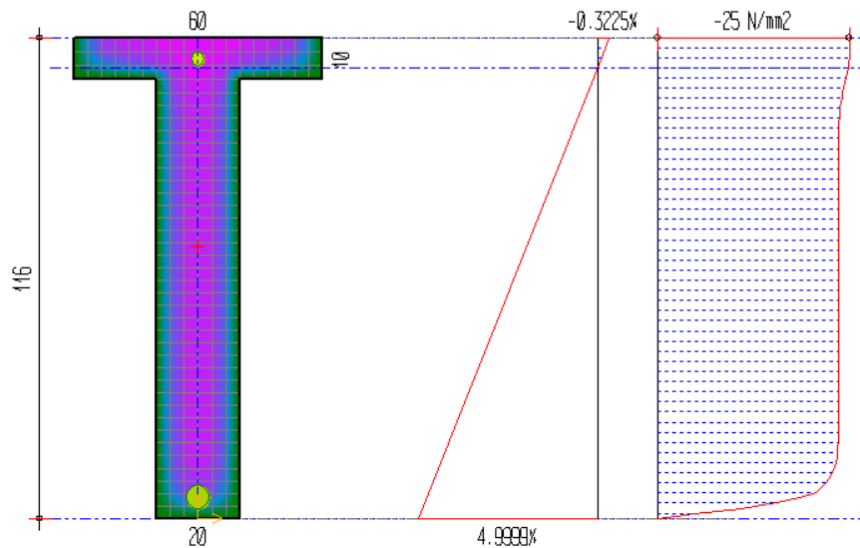


Figura 8.8.4.6 Tensione Max Trave CAO, t=75'

- $t=90'$, $M_{zu} = 707 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (90')
Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=7078308. / 0. = ***$; $M_{yu}=0.$; $N_u=0.$ (VERIFICATO)
N applicato in 0 ; 65.79 (baricentro)

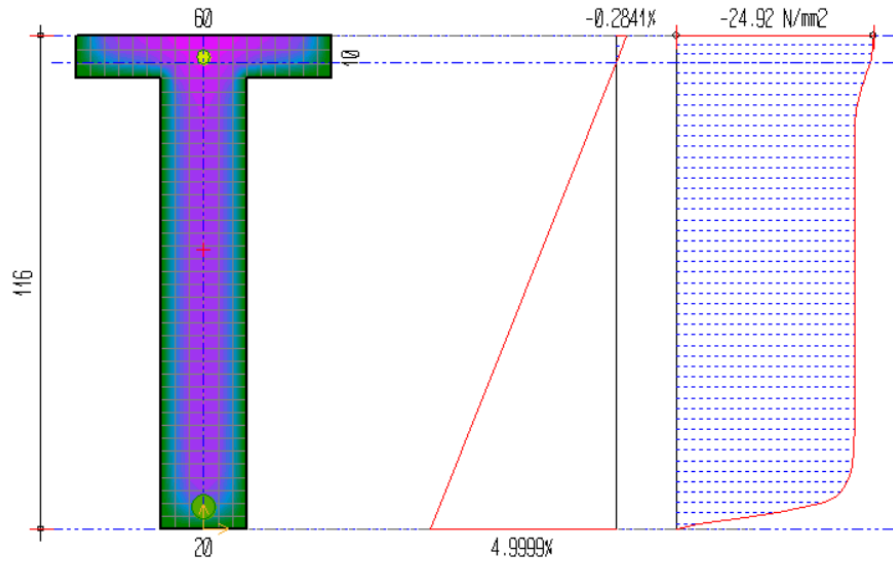


Figura 8.8.4.7 Tensione Max Trave CAO, $t=90'$

- $t=105'$, $M_{zu} = 529 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (105')
Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=5295715. / 0. = ***$; $M_{yu}=0.$; $N_u=0.$ (VERIFICATO)
N applicato in 0 ; 65.79 (baricentro)

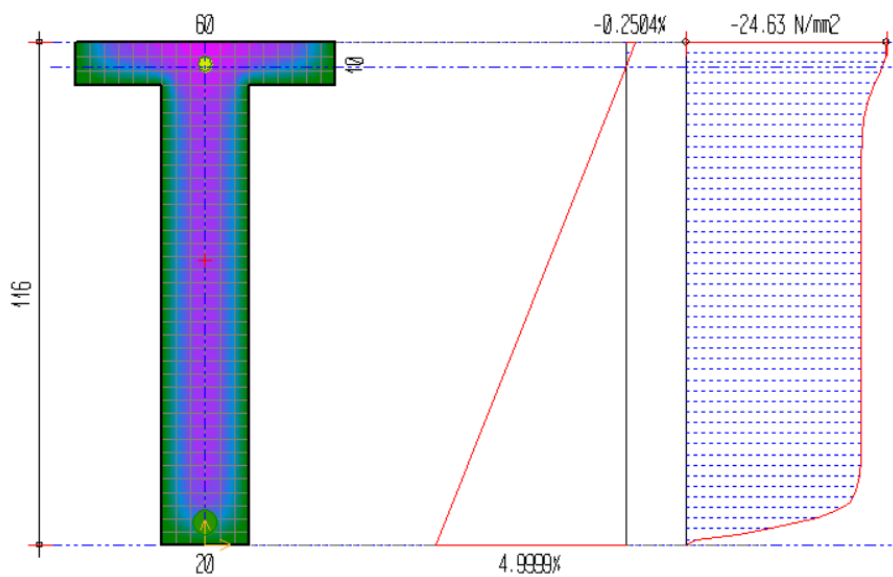


Figura 8.8.4.8 Tensione Max Trave CAO, $t=105'$

- $t = 120'$, $M_{zu} = 372 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (120')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd} = 3720489. / 0. = ***$; $M_{yu} = 0.$; $N_u = 0.$ (VERIFICATO)
 N applicato in 0 ; 65.79 (baricentro)

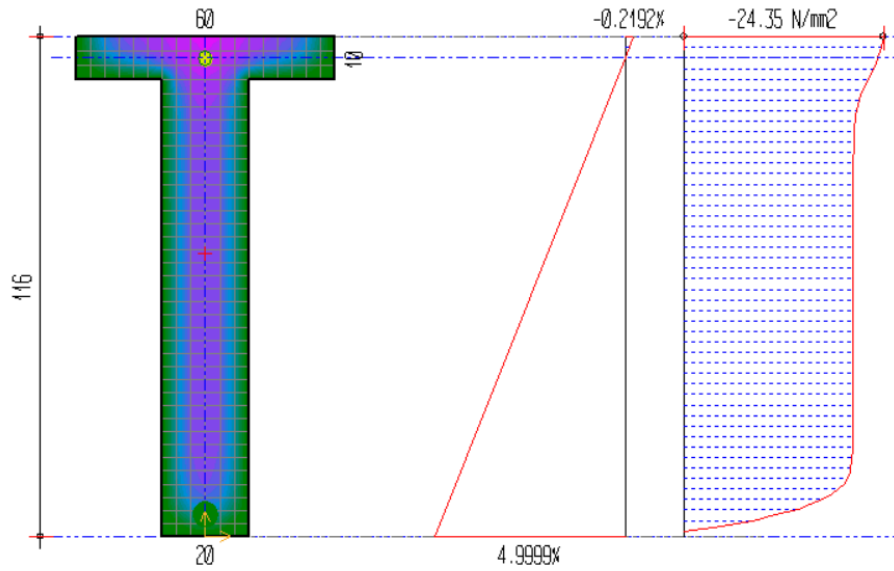


Figura 8.8.4.9 Tensione Max Trave CAO, $t = 120'$

L'abbattimento del Momento resistente della sezione è stato riassunto nel seguente grafico:

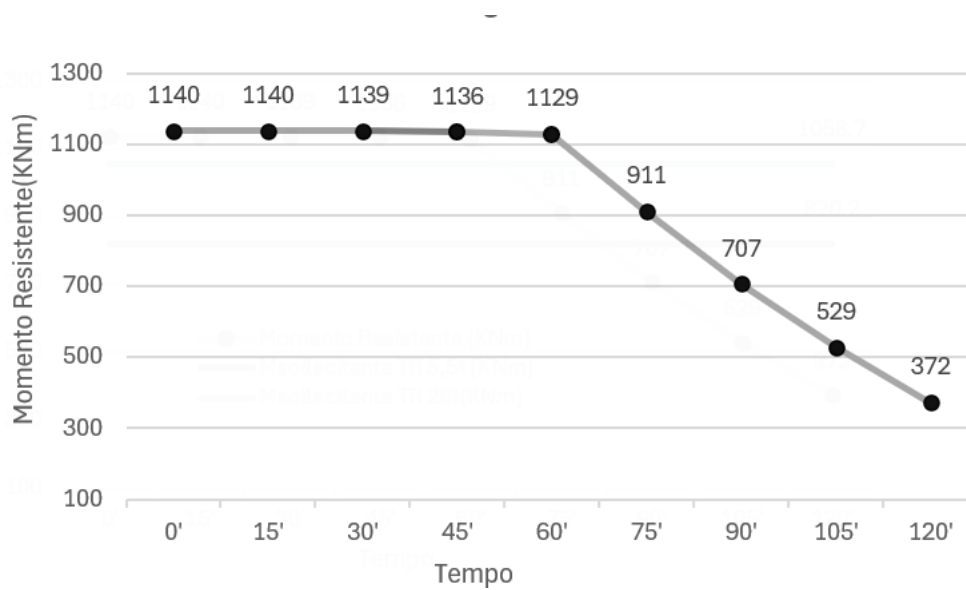


Figura 8.8.4.10 Andamento Momento resistente Trave Campata II

La sezione risulta essere piuttosto resiliente al fenomeno, infatti dal grafico si può dedurre come il momento resistente non subisce variazioni significative per i primi 60' minuti di esposizione alle fiamme.

Le variazioni rapide e significative invece si manifestano nella finestra temporale successiva. Dunque, per il frame time che si estende dai 60' minuti ai 120' si è individuata la legge che descrive il fenomeno:

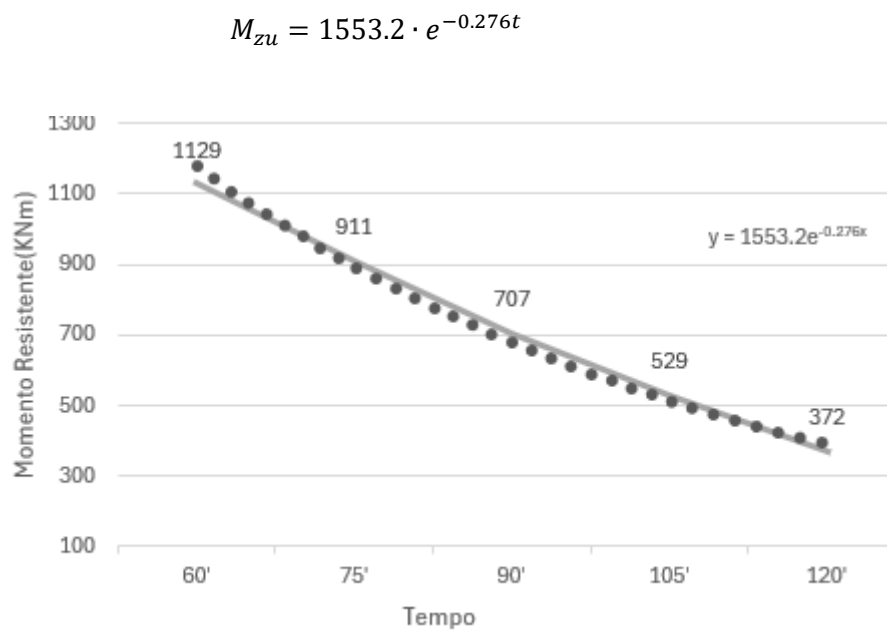


Figura 8.8.4.11 Linea di tendenza Momento resistente Trave Campata II

8.8.5 Traversi Campata I-III

- $t=0'$, $M_{zu} = 139 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (0')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=1397880. / 0. = \text{***}$; $M_{yu}=0.$; $N_u=0.$ (VERIFICATO)
 N applicato in 0 ; 20 (baricentro)

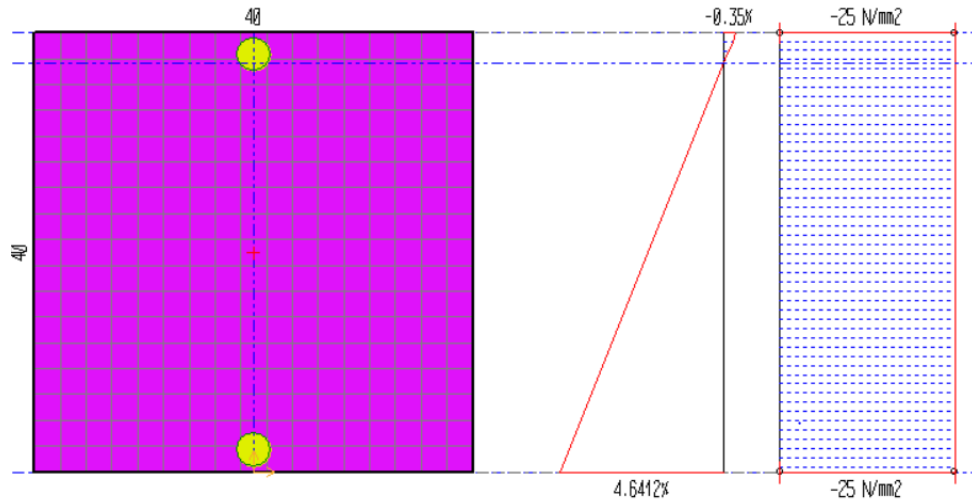


Figura 8.8.5.1 Tensione Max Traversi Campata I-III, $t=0'$

- $t=15'$, $M_{zu} = 139 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (15')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=1396125. / 0. = \text{***}$; $M_{yu}=0.$; $N_u=0.$ (VERIFICATO)
 N applicato in 0 ; 20 (baricentro)

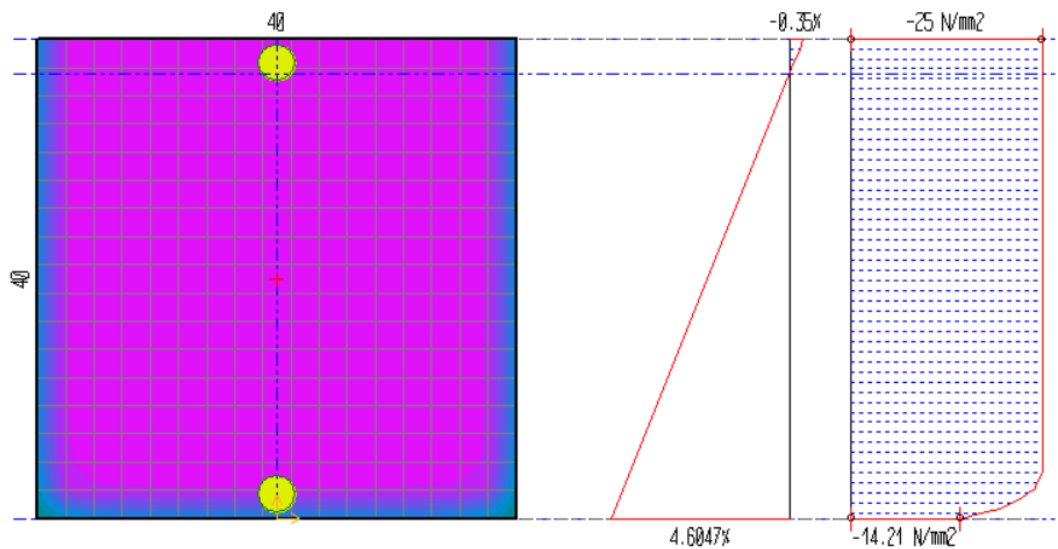


Figura 8.8.5.2 Tensione Max Traversi Campata I-III, $t=15'$

- $t=30'$, $M_{zu} = 126 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (30')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=1269302. / 0. = ***$; $M_{yu}=0.$; $N_u=0.$ (VERIFICATO)
 N applicato in 0 ; 20 (baricentro)

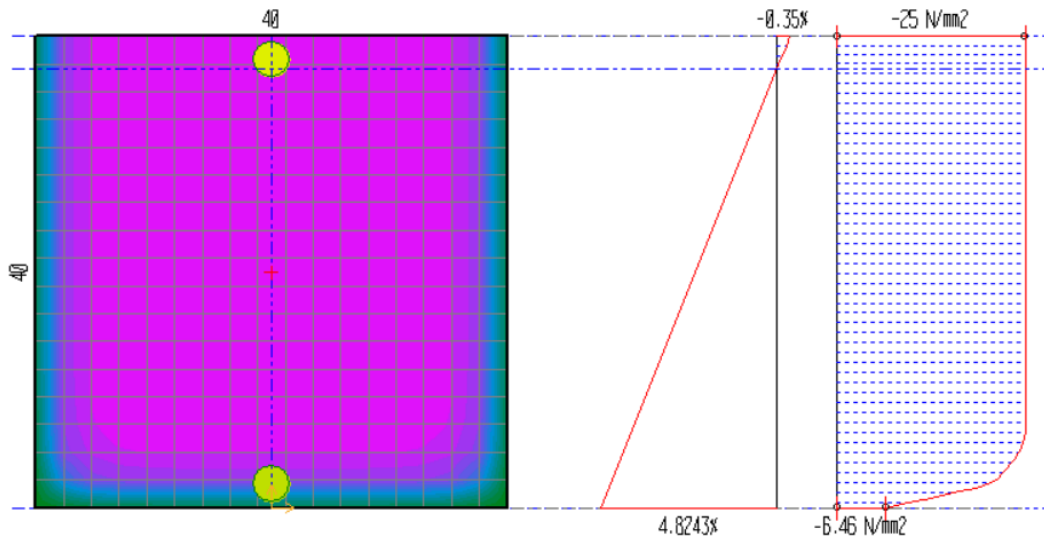


Figura 8.8.5.3 Tensione Max Traversi Campata I-III, $t=30'$

- $t=45'$, $M_{zu} = 90 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (45')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=900811. / 0. = ***$; $M_{yu}=0.$; $N_u=0.$ (VERIFICATO)
 N applicato in 0 ; 20 (baricentro)

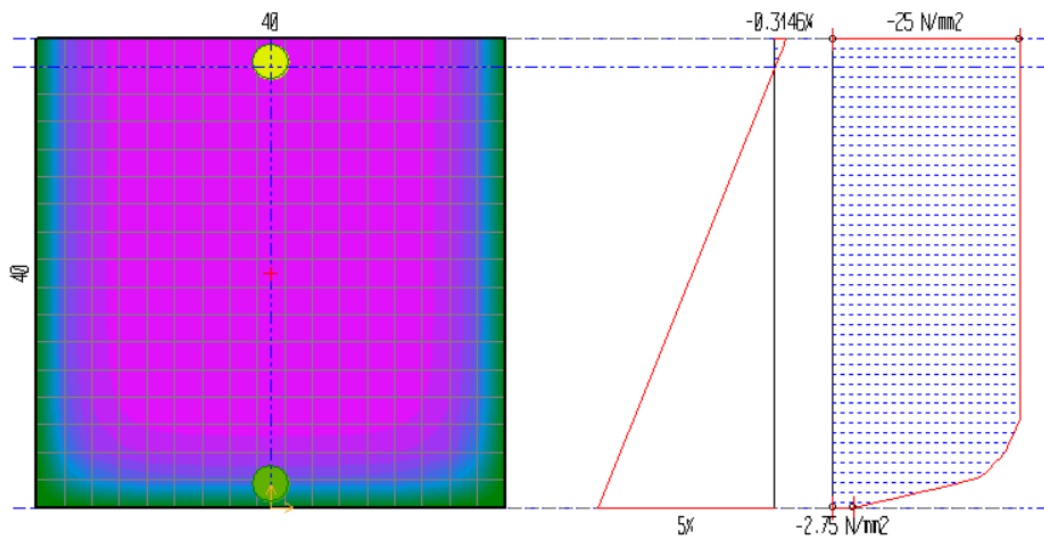


Figura 8.8.5.4 Tensione Max Traversi Campata I-III, $t=45'$

- $t=60'$, $M_{zu} = 64 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (60')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=649682.$ / $\emptyset.$ = ***; $M_{yu}=0.$; $N_u=0.$ (VERIFICATO)
 N applicato in \emptyset ; 20 (baricentro)

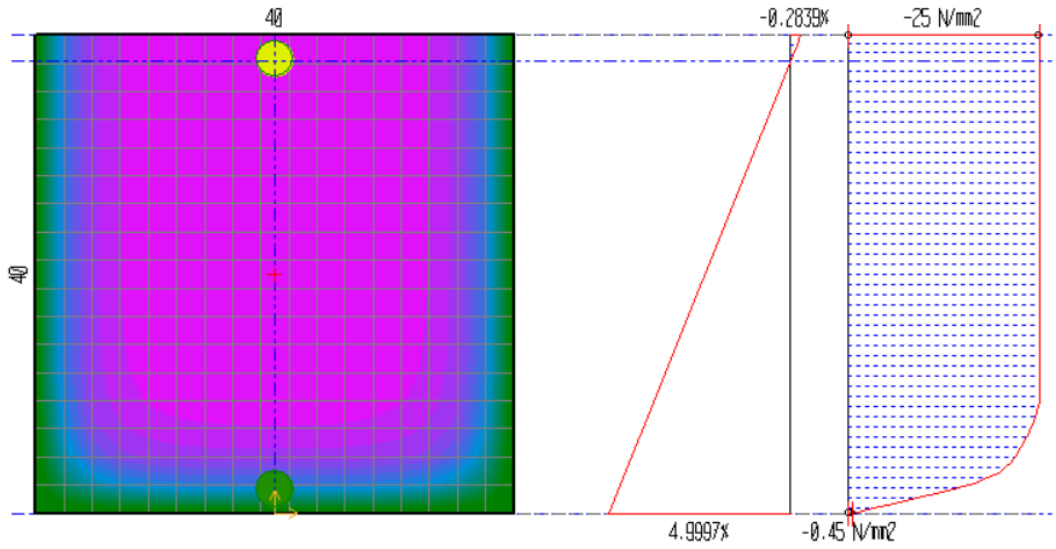


Figura 8.8.5.5 Tensione Max Traversi Campata I-III, $t=60'$

- $t=75'$, $M_{zu} = 44 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (75')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=445834.$ / $\emptyset.$ = ***; $M_{yu}=0.$; $N_u=0.$ (VERIFICATO)
 N applicato in \emptyset ; 20 (baricentro)

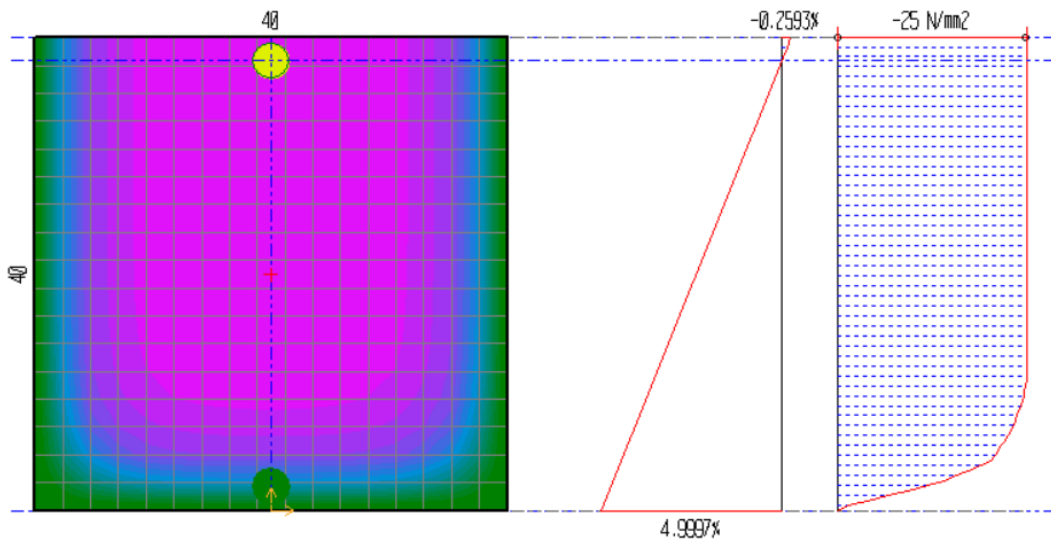


Figura 8.8.5.6 Tensione Max Traversi Campata I-III, $t=75'$

- $t=90'$, $M_{zu} = 28 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (90')
Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=282764. / 0. = ***$; $M_y=0.$; $N_u=0.$ (VERIFICATO)
N applicato in 0 ; 20 (baricentro)

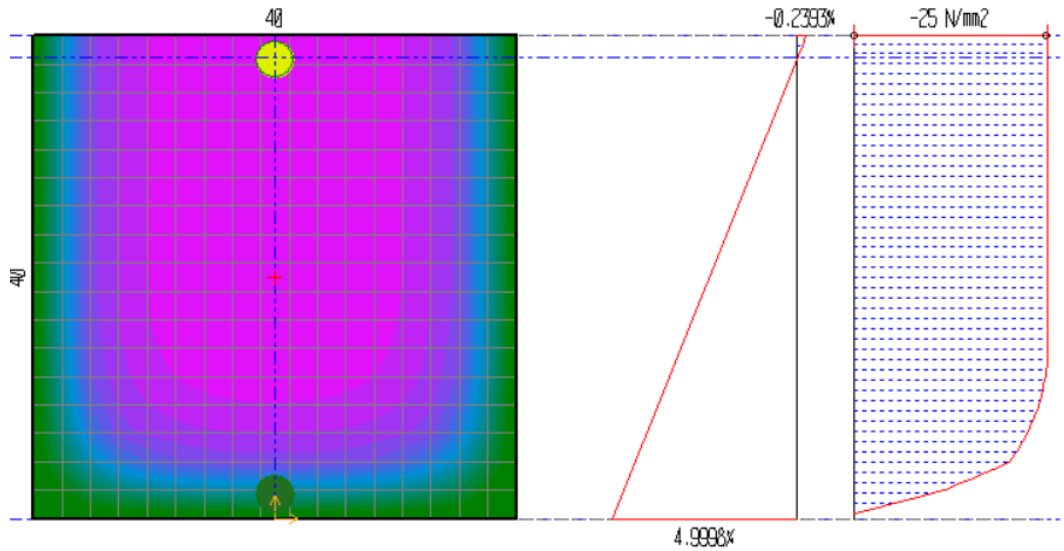


Figura 8.8.5.7 Tensione Max Traversi Campata I-III, $t=90'$

- $t=105'$, $M_{zu} = 15 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (105')
Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=151420. / 0. = ***$; $M_y=0.$; $N_u=0.$ (VERIFICATO)
N applicato in 0 ; 20 (baricentro)

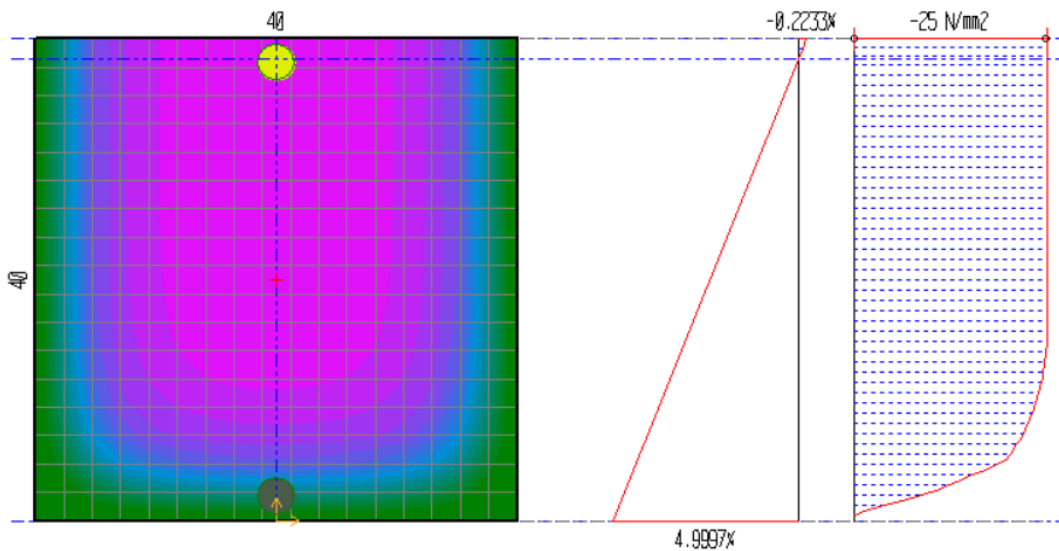


Figura 8.8.5.8 Tensione Max Traversi Campata I-III, $t=105'$

- $t = 120'$, $M_{zu} = 14 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (120')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd} = 141443.$ / $\emptyset.$ = ***; $M_{yu} = 0.$; $N_u = 0.$ (VERIFICATO)
 N applicato in \emptyset ; 20 (baricentro)

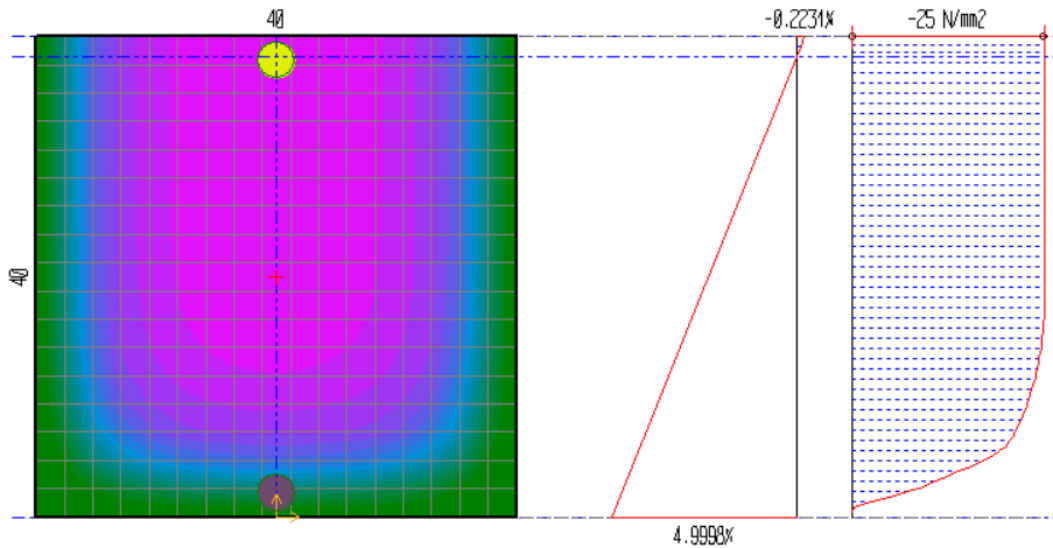


Figura 8.8.5.9 Tensione Max Traversi Campata I-III, $t = 120'$

L'abbattimento del Momento resistente della sezione è stato riassunto nel seguente grafico:

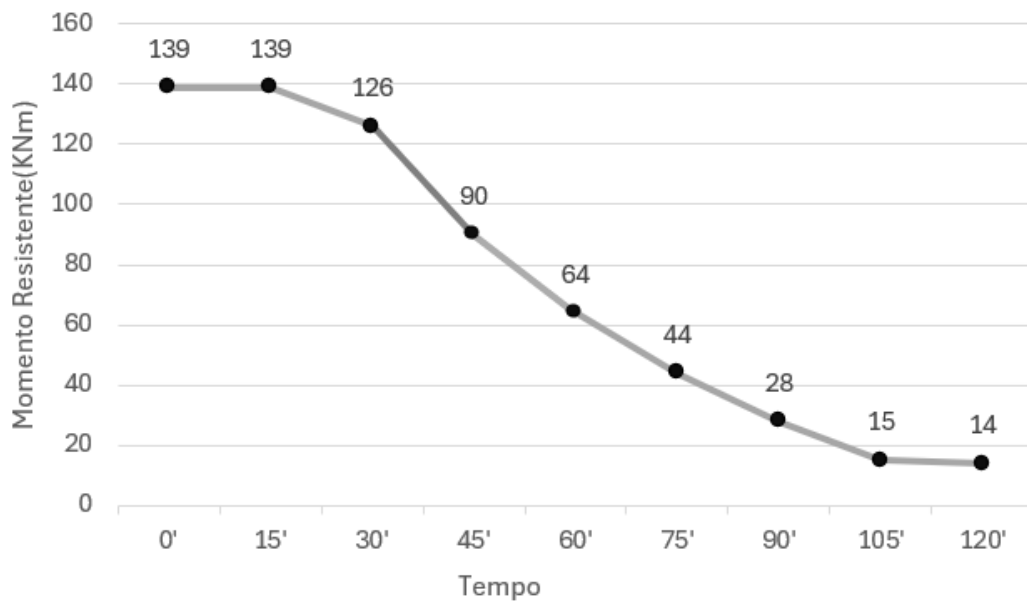


Figura 8.8.5.10 Andamento del Moneto Resistente Traversi Campata I-III

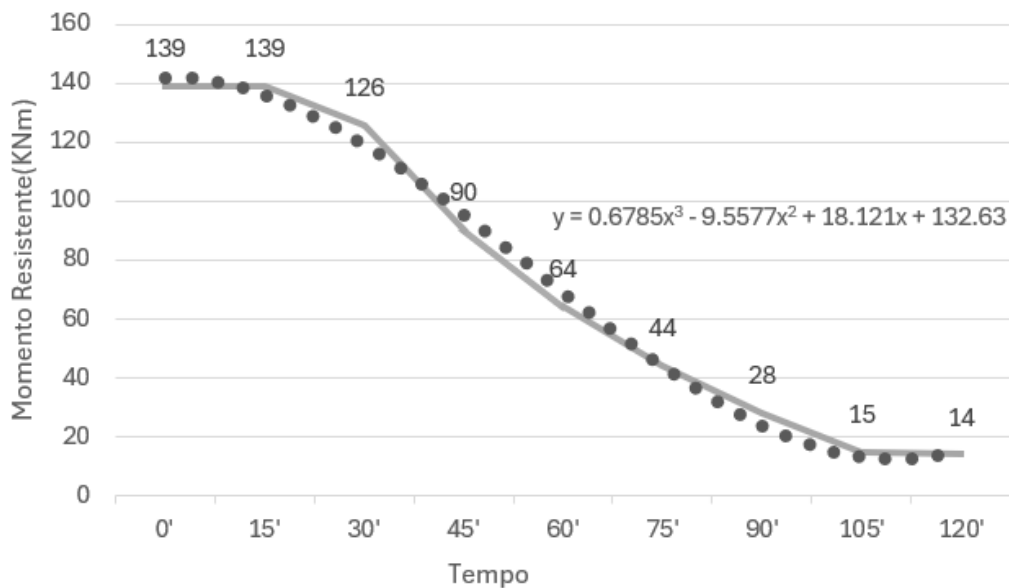


Figura 8.8.5.11 Linea di tendenza Momento resistente Traversi Campata I-III

Attraverso l'individuazione della linea di tendenza dei dati ottenuti è stato possibile individuare l'espressione che descrive il decadimento del momento resistente nel tempo:

$$M_{zu} = 0.6785t^3 - 9.5577t^2 + 18.121t + 132.63$$

Dai risultati ottenuti si osserva che le prestazioni meccaniche della sezione risentono significativamente del verificarsi dell'evento dopo i primi 30' minuti di esposizione.

Il vero e proprio decadimento del momento resistente si registra nella finestra temporale che intercorre tra i 30' minuti e 115' minuti dello sviluppo delle fiamme.

Nonostante la differenza delle sezioni geometriche si osserva un'analogia con i traveri di Campata II, infatti in entrambi i casi la funzione che approssima il fenomeno è una polinomiale di terzo grado.

8.8.6 Trave pulvino

- $t=0'$, $M_{zu} = 728 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (0')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/I_{zd}=7289489. / 0. = ***$; $M_{yu}=0.$; $N_u=0.$ (VERIFICATO)
 N applicato in 0 ; 40 (baricentro)

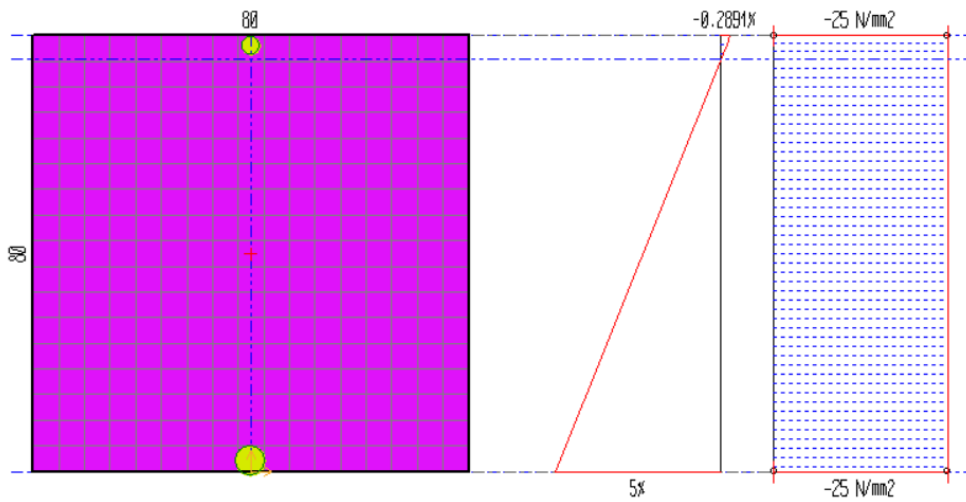


Figura 8.8.6.1 Tensione Max Trave Pulvino, $t=0'$

- $t=15'$, $M_{zu} = 728 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (15')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/I_{zd}=7288574. / 0. = ***$; $M_{yu}=0.$; $N_u=0.$ (VERIFICATO)
 N applicato in 0 ; 40 (baricentro)

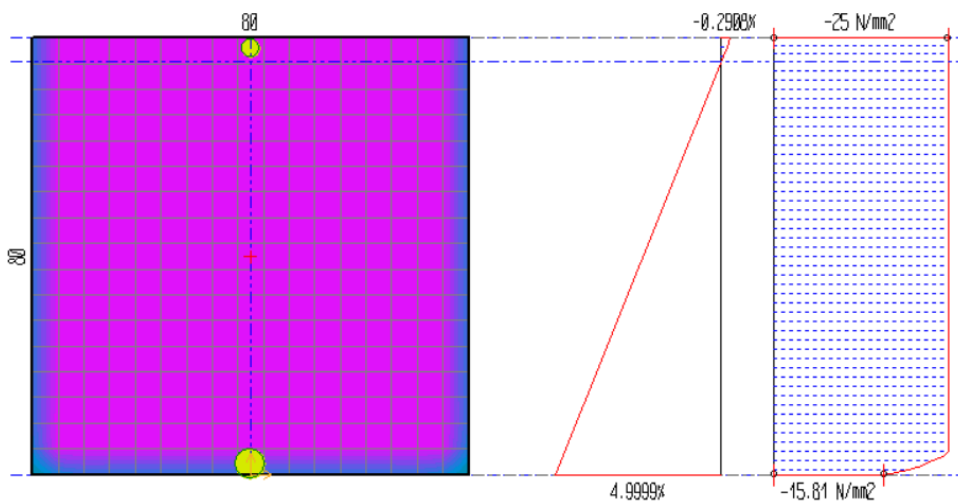


Figura 8.8.6.2 Tensione Max Trave Pulvino, $t=15'$

- $t = 30'$, $M_{zu} = 487 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (30')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=4876953.$ / $\theta.$ = ***; $M_{yu}=0.$; $N_u=0.$ (VERIFICATO)
 N applicato in \emptyset ; $4\emptyset$ (baricentro)

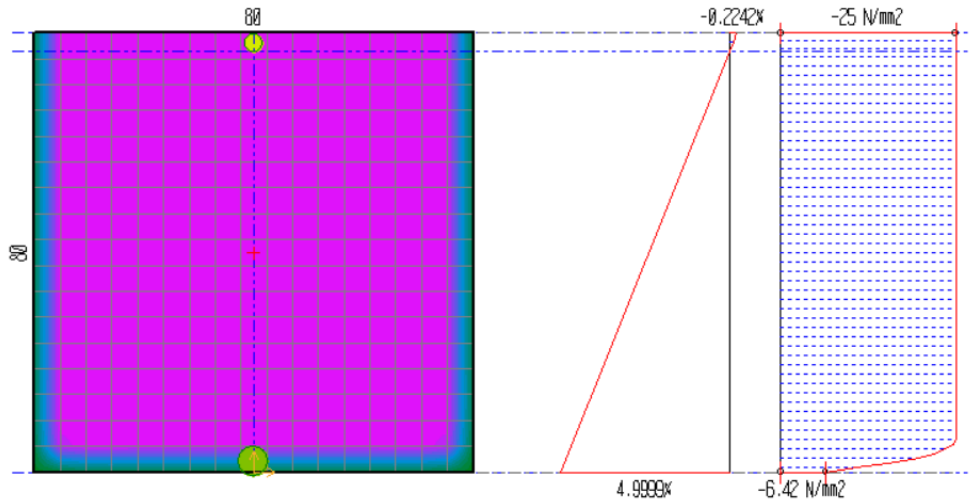


Figura 8.8.6.3 Tensione Max Trave Pulvino, $t=30'$

- $t = 45'$, $M_{zu} = 317 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (45')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=317337\emptyset.$ / $\theta.$ = ***; $M_{yu}=0.$; $N_u=0.$ (VERIFICATO)
 N applicato in \emptyset ; $4\emptyset$ (baricentro)

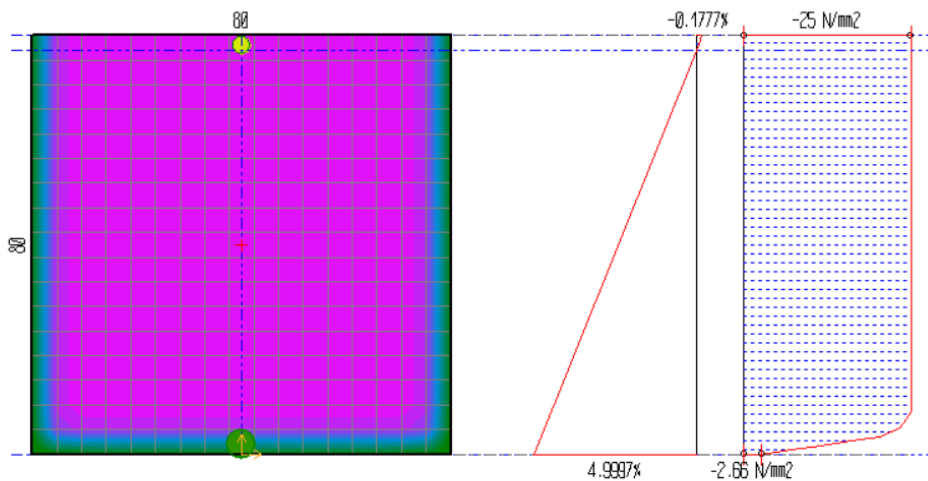


Figura 8.8.6.4 Tensione Max Trave Pulvino, $t=45'$

- $t = 60'$, $M_{zu} = 212 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (60')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd} = 212/4671$. / θ . = ***; $M_{yu} = 0$.; $N_u = 0$. (VERIFICATO)
 N applicato in \emptyset ; 4 \emptyset (baricentro)

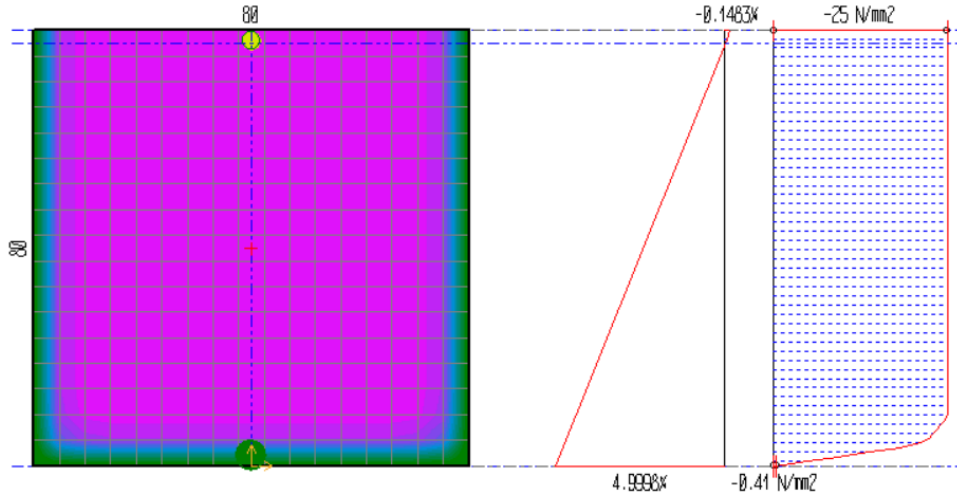


Figura 8.8.6.5 Tensione Max Trave Pulvino, $t = 60'$

- $t = 75'$, $M_{zu} = 122 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (75')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd} = 122/1229$. / θ . = ***; $M_{yu} = 0$.; $N_u = 0$. (VERIFICATO)
 N applicato in \emptyset ; 4 \emptyset (baricentro)

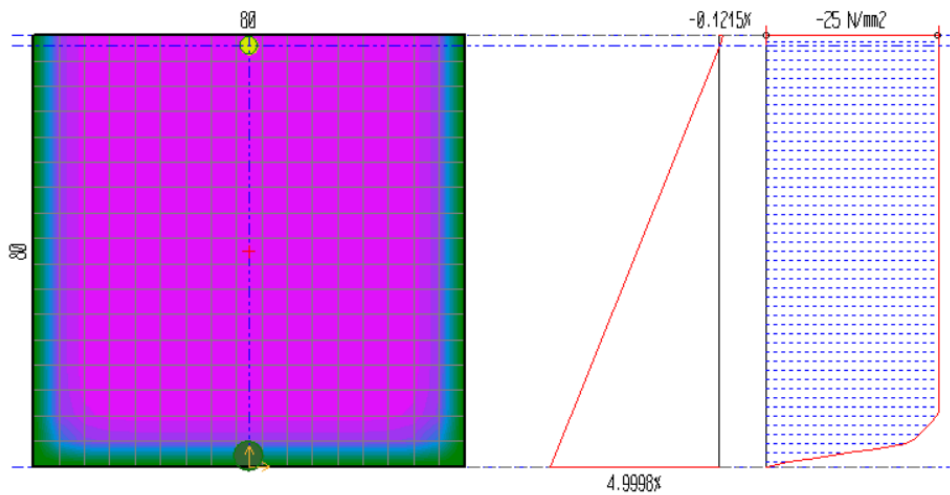


Figura 8.8.6.6 Tensione Max Trave Pulvino, $t = 75'$

- $t=90'$, $M_{zu} = 72 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (90°)
Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=723339. / \emptyset. = ***$; $M_{yu}=0.$; $N_u=0.$ (VERIFICATO)
N applicato in \emptyset ; 40 (baricentro)

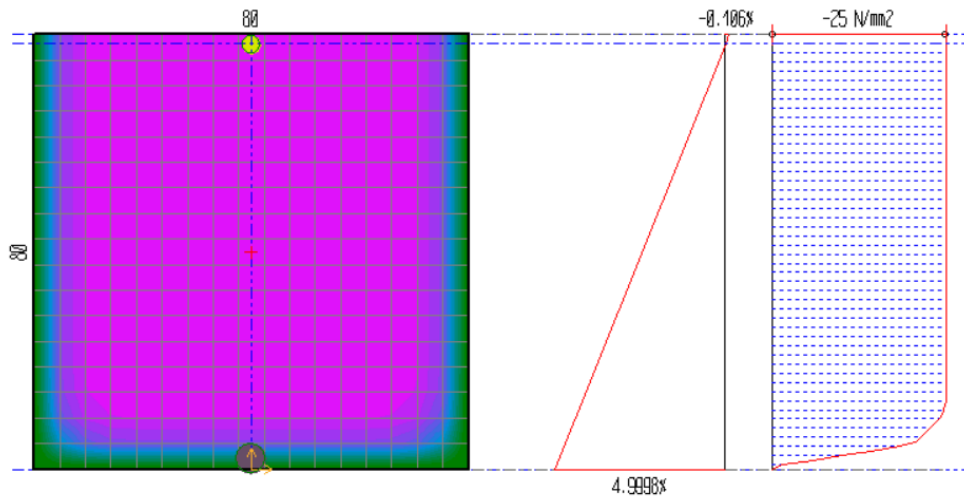


Figura 8.8.6.7 Tensione Max Trave Pulvino, $t=90'$

- $t=105'$, $M_{zu} = 67 \text{ KNm}$

Tipo : a caldo (105°)
Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd}=674285. / \emptyset. = ***$; $M_{yu}=0.$; $N_u=0.$ (VERIFICATO)
N applicato in \emptyset ; 40 (baricentro)

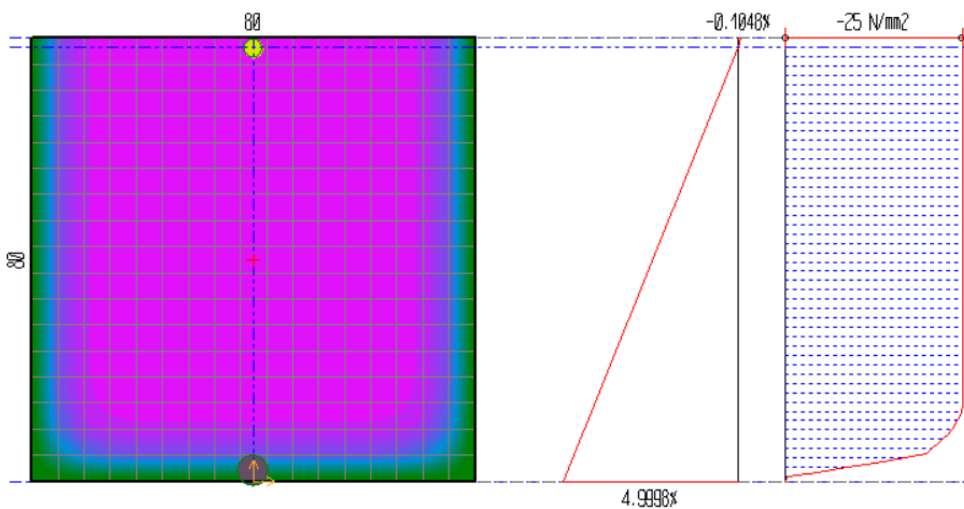


Figura 8.8.6.8 Tensione Max Trave Pulvino, $t=105'$

- $t = 120'$, $M_{zu} = 63 \text{KNm}$

Tipo : a caldo (120')
 Sollec. agenti : $M_{zu}/M_{zd} = 632153.$ / $\sigma_c = ***$; $M_{yu} = 0.$; $N_u = 0.$ (VERIFICATO)
 N applicato in \emptyset ; $4\emptyset$ (baricentro)

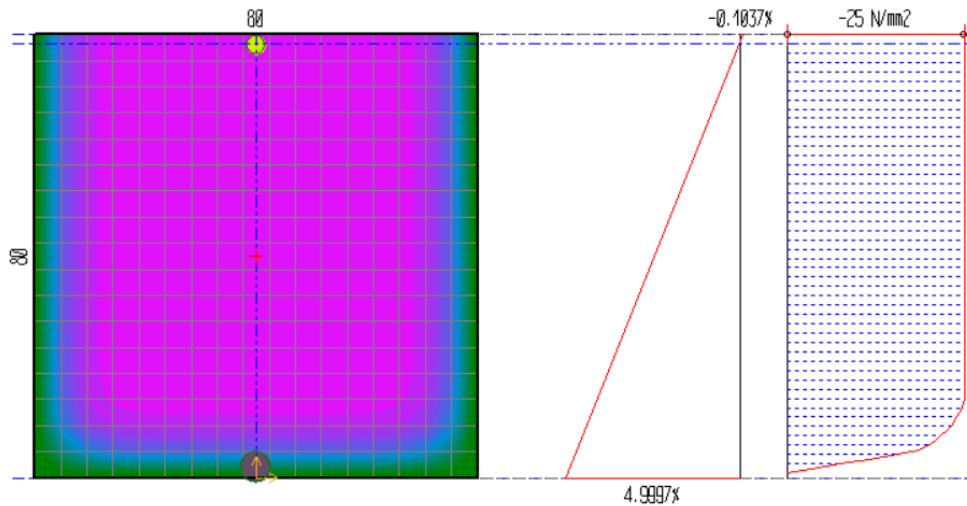


Figura 8.8.6.9 Tensione Max Trave Pulvino $t=120'$

L'abbattimento del Momento resistente della sezione è stato riassunto nel seguente grafico:

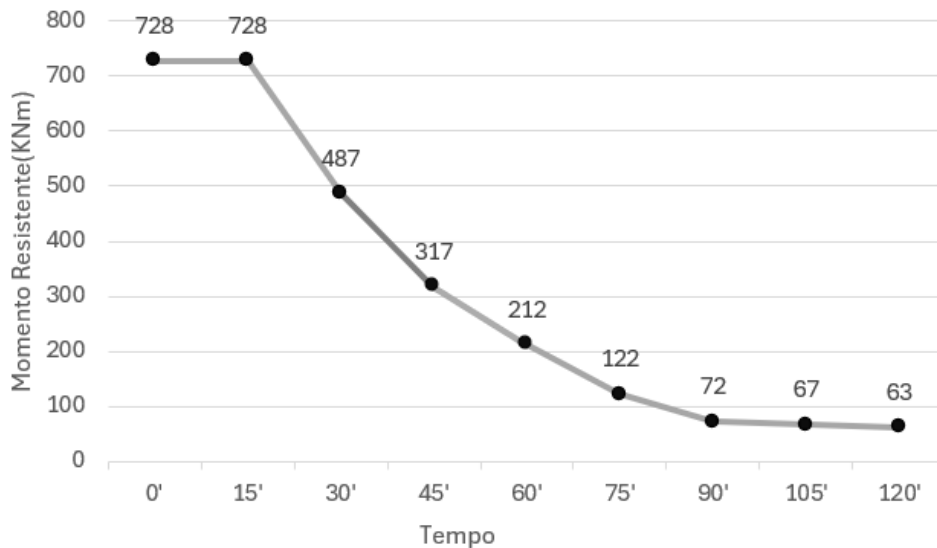


Figura 8.8.6.10 Andamento Momento resistente Trave Pulvino

Non si osservano variazioni significative per i primi 15 minuti di esposizione dall'innesco dell'incendio.

Si è individuate la seguente funzione esponenziale che approssima la diminuzione del momento resistente:

$$M_{zu} = 1253.8 \cdot e^{-0.362t}$$

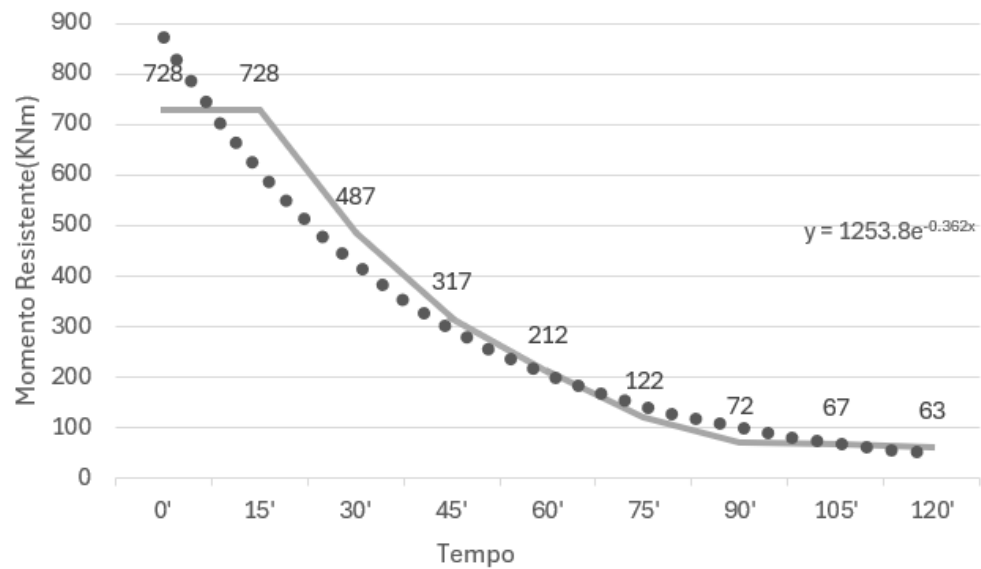


Figura 8.8.6.11 Linea di tendenza Momento resistente Trave Pulvino

Trascurando i primi 15' minuti di osservazione del fenomeno si può osservare come il fenomeno viene ben approssimato dalla funzione esponenziale. Sicuramente le variazioni significative che si registrano sono quelle vedute nella sezione investita dalle fiamme nell'arco temporale che va dai 15' minuti ai 105'.

8.9 Confronto dei risultati

Nei Capitoli precedenti si è riportato e osservato come l'effetto dell'aumento della temperatura, causato dalla presenza di un incendio, inficia le prestazioni meccaniche delle sezioni costituenti la struttura oggetto del caso studio.

In particolare, si è analizzato l'andamento del momento resistente delle sezioni al variare del tempo, supponendo che l'evento dell'incendio si protraesse per una durata di 120' minuti.

In tutti le sezioni si è naturalmente registrato un decadimento del momento resistente, ma attraverso l'individuazione della funzione che permette di interpretare matematicamente il fenomeno si osserva come le prestazioni meccaniche diminuiscono in maniera differente al variare della tipologia di sezione.

Per Completezza si è deciso di valutare come i risultati ottenuti dall'analisi al fuoco possano impattare sui risultati ottenuti nel Capitolo VII nel quale sono state svolte le verifiche di sicurezza del cavalcavia.

L'obiettivo è quello di individuare come il decadimento delle prestazioni meccaniche osservato al capitolo VIII può influenzare la risposta meccanica della struttura al variare del tempo in termini di soddisfacimento di requisiti richiesti dalle verifiche. Sono stati analizzati solo i dati ritenuti significati, infatti qualora la sezione risultasse già non soddisfare la verifica di sicurezza considerando i carichi previsti da Normativa, si è direttamente effettuato il confronto considerando le verifiche di transitabilità, con i carichi previsti dal Codice della Strada.

Nei Paragrafi successivi si effettuerà, per ogni sezione analizzata, l'interpretazione dei risultati dell'analisi al fuoco e il confronto dei dati con i valori ottenuti dalle verifiche.

8.9.1 Trave Campata II

Per la trave di Campata II, ricordando che è una trave in cemento armato precompresso a cavi post tesi, si è osservata una buona resistenza della sezione al diffondersi delle fiamme per i primi 30' minuti dell'evento. La funzione che meglio approssima la variazione del momento resistente all'avanzare della durata dell'incendio è un polinomio di II grado. Come già mostrato nel Capitolo precedente.

Per ciò che concerne il confronto invece si è deciso di osservare le azioni sollecitanti flettenti ricavati dalle analisi di *transitabilità di tipo 2* con un carico da 7,5t, poiché risultava l'unica ad essere soddisfatta, e di confrontarle con i valori del momento resistente ottenuto durante l'analisi termica.

Tempo	Momento Resistente(KNm)	Momento sollecitante(KNm)
		TR_7.5T
0'	4984	4555.5
15'	4983	
30'	4982	
45'	4906	
60'	4815	
75'	4686	
90'	4534	
105'	4314	
120'	4098	

Tabella 8.9.1.1 Confronto Dati Trave CAP

In Conclusione, si può quindi affermare che l'abbattimento delle prestazioni meccaniche osservato si può sistemare circa pari al 15%, valore che è in gran parte da attribuire alla presenza nella sezione in anima sottile, nel quale il calore riesce a penetrare più facilmente.

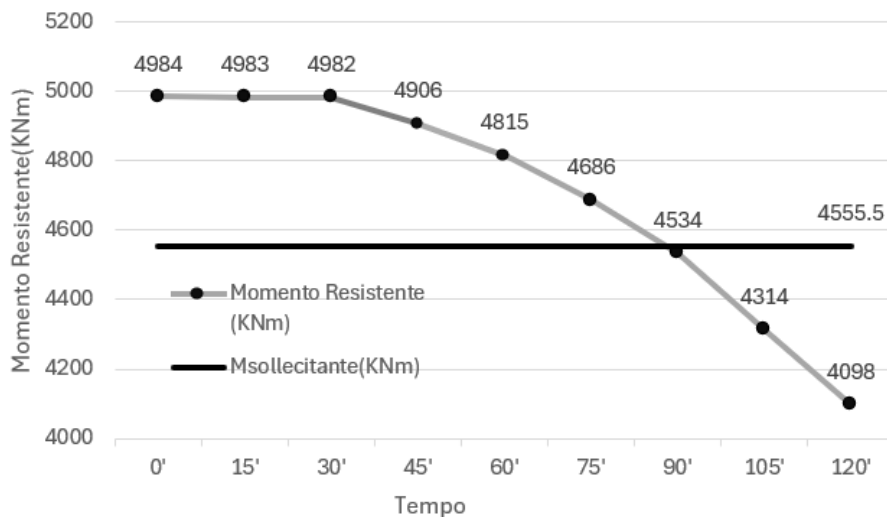


Figura 8.9.1.1 Confronto Dati Trave CAP

Inoltre, la verifica di transitabilità risulta essere soddisfatta qualora l'evento dell'incendio dovesse protrarsi per una durata minore o uguale a 75' come si evince dalla tabella.

8.9.2 Traversi Campata II

Dai risultati ottenuti dall'analisi al fuoco si osserva come il momento resistente inizia a subire variazioni significative dopo 30' minuti dall'innesco delle incendio, e l'abbattimento del momento resistente può essere descritto mediante un polinomio di terzo grado.

Al fine di effettuare il confronto coi risultati ottenuti dalle verifiche di sicurezza si sono considerate le azione sollecitante derivanti dalle combinazioni di carico agli SLU più gravose, come riportato nella tabella sottostante.

Tempo	Momento Resistente(KNm)	Momento sollecitante(KNm)
		SLU10
0'	219	200
15'	219	
30'	184	
45'	116	
60'	68	
75'	30	
90'	20	
105'	18	
120'	16	

Tabella 8.9.2.1 Confronto Dati Traversi Campata 2

L'effetto dell'aumento della temperatura causa una diminuzione del momento resistente che supera il 90% inoltre qualora il fenomeno dovesse protrarsi per un tempo superiore a 15' la verifica di sicurezza non sarebbe soddisfatta.

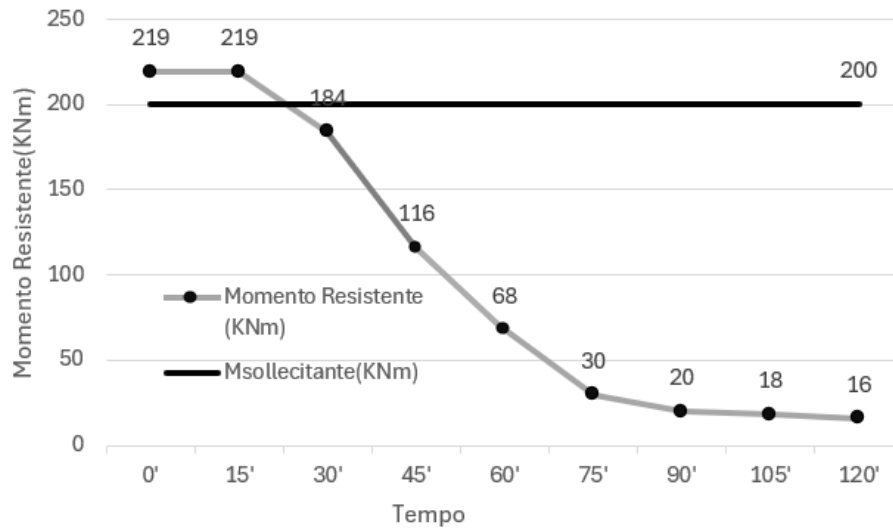


Figura 8.9.2.1 Confronto Dati Traversi Campata 2

8.9.3 Soletta Campata II

Osservando la risposta al fenomeno dell'incendio della sezione e tenendo conto che essa è una sezione sottile, si nota come il calore riesce facilmente a diffondersi all'interno della sezione; questo si traduce in un forte impatto sulle sue prestazioni meccaniche che già dopo i primi 30' minuti registrano variazioni significative.

Nella tabella sottostante invece si riporta il confronto con le azioni sollecitanti.

Tempo	Momento Resistente(KNm)	Momento sollecitante(KNm)
		SLU10
0'	20.82	11.5
15'	20.81	
30'	16.6	
45'	12.65	
60'	9.56	
75'	7.08	
90'	5.11	
105'	3.82	
120'	3.72	

Tabella 8.9.3.1 Confronto Dati Traversi Campata 2

Complessivamente si registra una diminuzione del momento resistente della sezione di circa l'80%, in virtù di quanto già detto, e si osserva anche che, qualora l'esposizione alle fiamme si prolungasse per un arco temporale superiore ai 45' la verifica di sicurezza non sarebbe più soddisfatta.

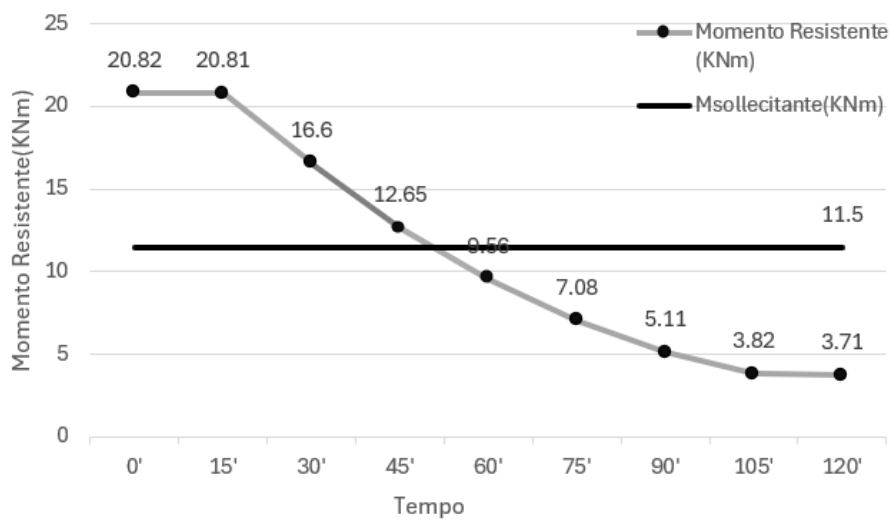


Figura 8.9.3.1 Confronto Dati Traversi Campata 2

8.9.4 Trave Campata I-III

Per quanto riguarda invece la trave di Campata I-III di tutte le sezioni analizzate risulta essere quella che presenta una maggiore resilienza. La sezione, infatti, non risente significativamente dell'aumento della temperatura per i primi 60' minuti. Successivamente il rapido decadimento del momento resistente è stato descritto con una funzione di tipo esponenziale.

Per il confronto si sono tenute in considerazione le azioni sollecitanti generati dai cariche rispettivamente di 26t e 7,5t previsti dal codice della strada.

Tempo	Momento Resistente(KNm)	Momento sollecitante(KNm)	
		TR_7.5T	TR_26T
0'	1140	820.2	1058.7
15'	1140		
30'	1139		
45'	1136		
60'	1129		
75'	911		
90'	707		
105'	529		
120'	372		

Tabella 8.9.4.1 Confronto Dati Trave Campata I-III

Si può dunque dedurre che alla fine dell'evento la diminuzione del momento resistente è pari a circa il 70%. Essa a differenza della trave di Campata II questa presenta una buona resistente iniziale per un tempo prolungato, ma una variazione di prestazione in termini percentuali decisamente più elevata.

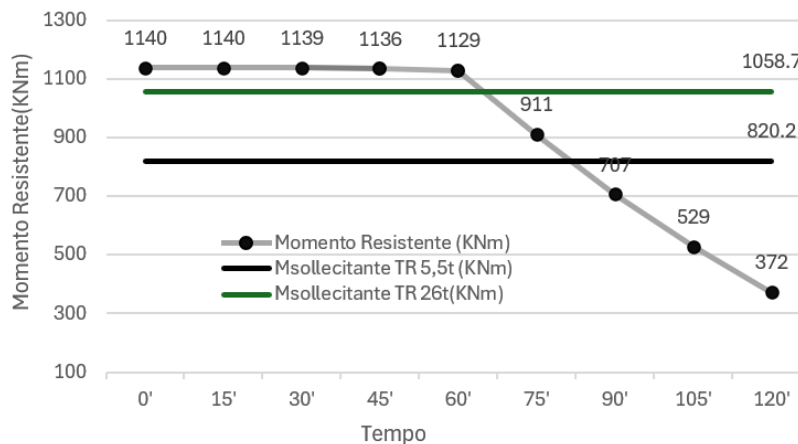


Figura 8.9.4.1 Confronto Dati Trave Campata I-III

La verifica di transitabilità ai mezzi intermedi continua ad essere soddisfatta per i primi 60 minuti dall'innesco dell'incendio, mentre quella di transitabilità ai mezzi leggeri per fino ai 75'.

8.9.5 Traversi Campata I-III

Nonostante le caratteristiche geometriche della sezione sia differente, la risposta al fuoco dei traversi di Campata I-III presenta delle analogie con con i traversi di Campata II.

Si osserva infatti come il momento resistente subisca le prime variazioni dopo 30' minuti dall'innesco delle incendio, e l'abbattimento del momento resistente può essere descritto mediante un polinomio di terzo grado.

Nella tabella sottostante si è riportato il confronto con le azioni sollecitanti

Tempo	Momento Resistente(KNm)	Momento sollecitante(KNm)
		SLU26
0'	139	43.1
15'	139	
30'	126	
45'	90	
60'	64	
75'	44	
90'	28	
105'	15	
120'	14	

Tabella 8.9.5.1 Confronto Dati Trave Campata I-III

Dunque, alla luce dei risultati ottenuti, si può concludere che per l'esposizione al fuoco si registra un decadimento del momento resistente pari a circa il 90%.

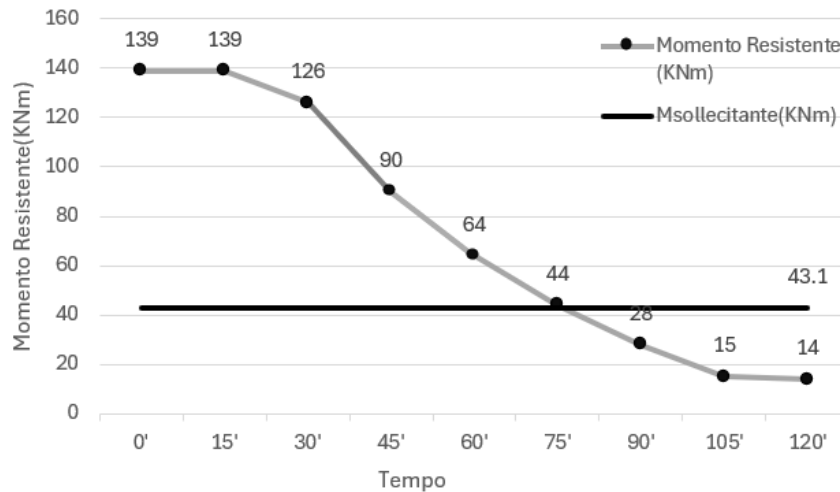


Figura 8.9.5.1 Confronto Dati Trave Campata I-III

Inoltre, tenendo in conto la durata del fenomeno, si evince dai dati riportati in tabella come trascorsi 75' minuti dall'esordio del fenomeno la verifica di sicurezza non sarà più soddisfatto.

8.9.6 Trave Pulvino

Valutando il comportamento della trave pulvino si osserva letteralmente una diminuzione di tipo esponenziale del momento resistente.

Considerando il valori del momento flettente ottenuti per i carichi previsti da normativa, nella combinazione di carico più gravosa, si è effettuato il confronto con i dati riportanti nella tabella sottostante.

Tempo	Momento Resistente(KNm)	Momento sollecitante(KNm)
		SLU10
0'	728	432.8
15'	728	
30'	487	
45'	317	
60'	212	
75'	122	
90'	72	
105'	67	
120'	63	

Tabella 8.9.6.1 Confronto Dati Trave Pulvino

Alla luce dei risultati ottenuti si può affermare che: l'incendio risulta essere inefficace nei primi 15 minuti di esposizione dal punto di vista del momento resistente, successivamente però si registra una diminuzione di oltre il 90%.

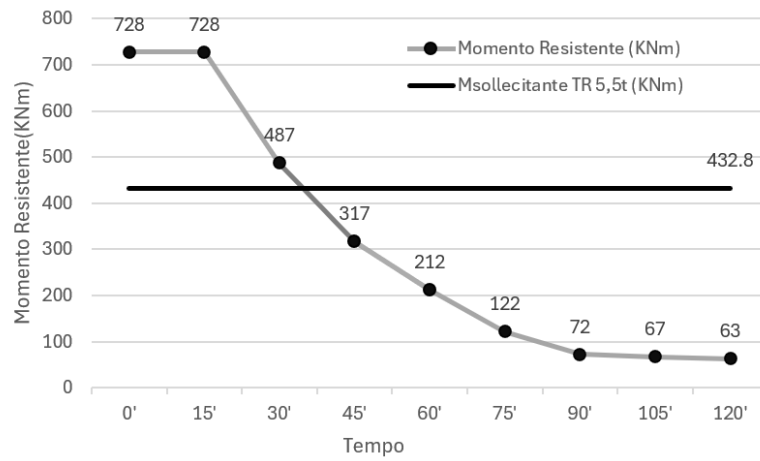


Figura 8.9.6.1 Confronto Dati Trave Campata I-III

Inoltre, dopo 30' minuti dallo sviluppo delle fiamme la sezione non risulterà atta a soddisfare la verifica di sicurezza.

Conclusioni

Nel presente elaborato si sono riportati i risultati ottenuti dalle analisi svolte sulla struttura oggetto del caso del caso studio, le cui caratteristiche sono stata dettagliatamente descritte al Capitolo IV. In particolare, grazie alle indagini svolte sull'opera. È stato possibile effettuare un confronto e rilevare eventuali difformità tra i dati forniti dai documenti di progetto e i dati rilevati in opera.

Partendo dalle caratteristiche strutturali dell'opera si è in primis effettuata un'analisi statica, grazie alla modellazione agli elementi finiti realizzata con il software Midas Civil.

Dunque, si è proceduto con l' esecuzione delle verifiche di sicurezza, come previsto da normativa, utilizzando cautelativamente un livello di conoscenza dell'opera LC1, dettato dal numero limitato di indagini che sono state eseguite sull'opera.

A valle delle verifiche svolte l'opera non ha soddisfatto i requisiti di *adeguatezza*, ed ha invece soddisfatto solo le verifiche di transitabilità ai mezzi leggeri con un carico previsto dal codice della strada di 7,5t.

I dati ottenuti dalle verifiche di sicurezza, riportate al capitolo VII del presente elaborato, sono poi state fondamentali per poter effettuare un'analisi al fuoco esaustiva svolta appunto nel Capitolo VII.

Attraverso l'utilizzo del software Dolmen IS FUOCO è stato possibile valutare il comportamento delle sezioni che costituiscono l'opera in caso di esposizione al fuoco.

In particolare, si è valutato il decadimento delle prestazioni meccaniche della struttura al trascorrere del tempo dall'innesco dell'incendio e quindi inevitabilmente all'aumentare della temperatura.

Come ci si aspettava gli elementi che hanno mostrato una maggiore fragilità all'avanzare delle fiamme sono gli elementi in spessore sottile, nel quale appunto il calore riesce facilmente a penetrare e quindi a determinare un rapido degrado del materiale.

Dal confronto con i risultati ottenuti dalle verifiche di sicurezza e di transitabilità si è osservato come il fenomeno dell'incendio può del tutto stravolgere e compromettere il soddisfacimento dei requisiti richiesti dalle verifiche.

Questa naturalmente accade in misura diversa in funzione dell'elemento analizzato e della durata dell'evento.

Si giunge dunque alla consapevolezza che un fenomeno come l'incendio, ad oggi non può più essere visto un fenomeno ingestibili, il cui verificarsi ha una probabilità così bassa da poter farlo passare in secondo piano, ma piuttosto va trattato e annoverato al fine di poterne ridurre il rischio e mitigarne gli effetti.

Bibliografia

[1] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"*, Decreto 17 gennaio 2018.

[2] C. S. d. L. P. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Circolare esplicativa*, 21 gennaio 2019.

[3] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Istruzione per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"* di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018, Circolare 21 gennaio 2019.

[3] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti.*, 2020.

[4] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti.*, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2022.

[5] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Allegato C: Schede difettologiche*, Linee guida per la classificazione e

gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti., 2020.

[6] Autostrade per l'Italia S.p.a “*Opere d'arte maggiori. Catalogo difetti*” Aprile 2022

[7] “*Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980*” Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università di Napoli “Federico II”.

[8] C. Mazzotti, C. Gentilini, dispense del corso di “*Diagnostica e Sperimentazione delle Strutture M*”, Università di Bologna, 2023.

[9] C. Tuzza, CSPFea in “*Modellazione, analisi e calcolo di un impalcato acciaio - cls composto*” 2° Edizione, Dicembre 2021.

[10] C. Tuzza, CSPFea in “*Modellazione, analisi e calcolo di un impalcato PSC composto*” 2° Edizione, Novembre 2021.

[11] C. Tuzza, CSPFea in “*Modellazione sottostruttura ponte, analisi sismica spettrale e verifiche*” 1° Edizione, Settembre 2021.

[12] *Manuale Utente* CDC DOLMEN IS FUOCO.

[13] D.M. 9 marzo 2007 (2007). *Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo nazionale dei vigili del fuoco*. Gazzetta Ufficiale 29 marzo 2007, n. 74, S.O.

[14] D.M. 3 agosto 2015. *Approvazione di norme tecniche di prevenzione incendi*, ai sensi dell'articolo 15 del decreto legislativo 8 marzo 2006, n. 139.

[15] UNI EN 1991-1-2: 2004. *Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco*.

[16] UNI EN 1992-1-2: 2005 (2005). *Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio*.

[17] Andrew H. Buchanan, curatori Pietro G. Gambarova e Roberto Felicetti (2009). *Progetto delle strutture resistenti al fuoco*. Ulrico Hoepli Editore. Milano.

[18] Gabriel A. Houry (2000). *Effect of Fire on Concrete and Concrete Structures*. Progress in Structural Engineering Materials, 2.

[19] Normativa Europea EN 13381-3. *Metodo di valutazione per stabilire il contributo alla resistenza al fuoco degli elementi strutturali: protezione applicata su elementi in calcestruzzo*.

[20] D.M. 12 aprile 2019 (2019). Modifiche al decreto 3 agosto 2015, recante *l'approvazione di norme tecniche di prevenzione incendi*, ai sensi dell'articolo 15 del decreto legislativo 8 marzo 2006, n. 139.

[21] D.P.R. n.151 (2011). *Regolamento recante semplificazione della disciplina dei procedimenti relativi alla prevenzione incendi*, a norma dell'articolo 49 comma 4- quater, decreto-legge 31 maggio 2010, n. 78, convertito con modificazioni, dalla legge 30 luglio 2010, n. 122.

[22] D.P.R. n.151 (2011). Regolamento recante semplificazione della disciplina dei procedimenti relativi alla prevenzione incendi, a norma dell'articolo 49 comma 4- quater, decreto-legge 31 maggio 2010, n. 78, convertito con modificazioni, dalla legge 30 luglio 2010, n. 122.

[23] D.M. 16 febbraio 2007 (2007). *Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione.*