

**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA**

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA INDUSTRIALE  
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA DELLA SICUREZZA  
CIVILE E INDUSTRIALE



**Tesi di Laurea Magistrale in  
Ingegneria della sicurezza civile e industriale**

## **Problematiche sulla resistenza al fuoco delle strutture in acciaio**

*Relatore: Prof. Ing. Carmelo Maiorana*

*Correlatore: Ing. Giuseppe Cardillo*

*Laureando: FELICE D'ITRI  
1154261*

ANNO ACCADEMICO 2018/2019



# Indice

<b>INTRODUZIONE</b> .....	1
<b>CAPITOLO 1: LA SICUREZZA ANTINCENDIO</b> .....	3
1.1 Generalità .....	3
1.2 L'incendio e le sue fasi .....	6
1.3 Evoluzione dei concetti normativi .....	9
1.3.1 Approcci per la valutazione della sicurezza antincendio .....	11
1.4 La resistenza al fuoco .....	16
1.4.1 Valutazione della resistenza al fuoco: DM 09/03/2007 e DM 03/08/2015.....	19
<b>CAPITOLO 2: LA PROGETTAZIONE STRUTTURALE</b> .....	23
2.1 Approccio progettuale .....	23
2.2 Le azioni sulle costruzioni .....	26
2.3 L'azione sismica e i metodi di analisi .....	29
2.3.1 Comportamento dissipativo e non dissipativo di sistemi strutturali .....	31
2.4 Le azioni eccezionali: l'incendio .....	35
2.5 Modellazione, analisi e verifiche strutturali .....	38
<b>CAPITOLO 3: LE STRUTTURE IN ACCIAIO</b> .....	41
3.1 I sistemi costruttivi in acciaio .....	41
3.2 Proprietà meccaniche dell'acciaio .....	45
3.3 Le componenti del sistema intelaiato .....	49
3.3.1 Gli impalcati di piano: soletta mista in C.A. ....	56
3.3.2 Il dimensionamento delle membrature .....	59
3.3.3 La progettazione delle connessioni .....	63
3.3.4 Le fondazioni .....	81
3.4 La risposta del materiale alle alte temperature .....	85
3.5 Il progetto delle strutture in acciaio esposte al fuoco .....	90
3.5.1 Analisi termica .....	93
3.5.2 Analisi meccanica .....	96
3.5.3 Il comportamento a caldo delle connessioni .....	102

<b>CAPITOLO 4: ANALISI DI UN CASO STUDIO</b> .....	107
4.1 Descrizione del caso studio .....	107
4.2 Le fasi progettuali .....	110
4.2.1 Analisi delle azioni e dimensionamenti strutturali .....	110
4.2.2 I collegamenti resistenti a taglio .....	122
4.2.3 I collegamenti resistenti a flessione.....	127
4.2.4 Fondazioni su plinti in C.A. ....	142
4.2.5 Modellazione strutturale con solutore.....	145
4.3 La risposta strutturale in condizioni di incendio.....	151
4.3.1 Analisi meccanica delle membrature a caldo .....	154
4.3.2 Modifica del comportamento delle connessioni .....	171
4.3.3 La risposta globale dei sistemi strutturali progettati .....	182
<b>CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE</b> .....	191
<b>BIBLIOGRAFIA</b> .....	195
<b>SITOGRAFIA</b> .....	197



# Introduzione

Il moderno concetto di sicurezza, pur non essendo variato nella sua accezione, è stato esteso nel tempo ad innumerevoli ambiti, soprattutto lavorativi, nei quali l'obiettivo principale è rivolto alla salvaguardia dell'incolumità dei soggetti presenti all'interno di un certo ambiente. I fattori di rischio correlati alla sicurezza delle persone sono molteplici e di vario genere, spesso legati al verificarsi di eventi naturali, come nel caso di terremoti, frane e alluvioni, o derivanti da incidenti la cui responsabilità può essere ricondotta all'uomo. Tra questi ultimi si collocano anche gli incendi, che possono dar luogo a conseguenze rilevanti, principalmente in termini di minaccia alla salute degli occupanti, ma anche per quanto concerne le perdite economiche che ne derivano.

Per fronteggiare il problema degli incendi negli ambienti confinati, caratterizzati da una destinazione d'uso rientrante tra quelle prestabilite dal legislatore, è stata istituita la disciplina della prevenzione incendi, regolata da un vasto insieme di norme, finalizzate alla definizione dei criteri di progettazione, realizzazione e gestione dei luoghi interessati dal rischio di incendio. Le strategie di difesa dagli incendi dipendono proprio da tali criteri, che rappresentano le componenti fondamentali di un sistema il cui funzionamento risulta non poco complesso, a causa delle difficoltà che si incontrano nel prevedere dove e quando si svilupperà un incendio, piuttosto che nel controllo dello stesso da parte dei soggetti designati o degli impianti progettati ed installati per assolvere a tale compito. I percorsi perseguibili per raggiungere l'obiettivo della sicurezza antincendio sono quindi distinti, ma paralleli e si collocano, a seconda dei casi, nell'area delle misure atte a minimizzare la probabilità di insorgenza di un incendio, dette misure di prevenzione, o nella categoria delle misure destinate al controllo e contenimento dello stesso, dette misure di protezione. Con il presente studio ci si prefigge lo scopo di approfondire la tematica associata alle strategie antincendio di protezione passiva, con riferimento alla valutazione della resistenza meccanica degli elementi strutturali che costituiscono l'opera utilizzata per l'esercizio delle attività interessate e che sono esposti inevitabilmente alle azioni termiche degli incendi, a causa delle modalità di trasmissione del calore, quali conduzione, convezione ed irraggiamento.

Tra le diverse tipologie costruttive esistenti per le quali sarebbe possibile condurre analisi nei confronti della resistenza al fuoco, la scelta è stata fatta ricadere sulle strutture intelaiate e controventate in acciaio. Nelle costruzioni di questo tipo, i profili metallici utilizzati come elementi strutturali sono caratterizzati da sezioni ottimizzate (IPE, HE, UPN, ...) al fine di ridurre il peso rispetto ad un elemento a sezione piena delle stesse dimensioni, conservando per quanto possibile le caratteristiche di resistenza meccanica dettate dalla geometria dell'elemento. Un secondo punto debole legato a questa tipologia costruttiva è invece rappresentato dai

collegamenti tra le aste, che hanno il compito di trasferire gli sforzi e di assicurare che l'intero sistema strutturale possa rispondere in maniera solidale alle azioni esterne.

L'evoluzione della temperatura nel tempo, descritta da opportune curve di incendio, unitamente al peggioramento della risposta del materiale con il raggiungimento di temperature elevate, aiuta quindi a comprendere perché sezioni di questa tipologia, se non protette, risultano più vulnerabili nei confronti dell'azione termica indotta dall'incendio. A tal proposito, si osserveranno le differenze nella risposta meccanica della struttura ipotizzata come caso studio al variare della strategia di progettazione, che può essere finalizzata, data l'azione sismica di progetto, al mantenimento di un comportamento elastico del sistema strutturale, ovvero al raggiungimento dei requisiti di duttilità richiesti dalle norme vigenti, perseguiti attraverso il manifestarsi di deformazioni permanenti, causate dalla plasticizzazione delle sezioni nei punti designati per la dissipazione dell'energia accumulata.

Si discuterà, inoltre, l'importanza che lo studio del comportamento dei collegamenti assume nella fase di progettazione delle strutture in acciaio, già in condizioni ordinarie, ed in particolare in condizioni di incendio. Qualora venga generato un declassamento non previsto, infatti, la ridistribuzione delle sollecitazioni nella struttura potrebbe comportare serie conseguenze in termini di collassi, anche solo parziali, che coinvolgono inaspettatamente elementi non progettati per subire tali azioni.

Il confronto tra le due tipologie di analisi, elastica e plastica, impiegate per la progettazione, vuole infine evidenziare quali siano gli eventuali vantaggi o svantaggi che le caratterizzano, con riferimento al verificarsi di eventi "eccezionali", come gli incendi. La realizzazione di una struttura progettata in campo elastico risulterà di certo meno economica rispetto a quella di una struttura in cui si ammettono deformazioni plastiche, in quanto in quest'ultimo caso gli elementi saranno caratterizzati da sezioni più piccole. Tuttavia, in previsione di una eventuale esposizione alle alte temperature, un maggiore costo per l'utilizzo di elementi più robusti potrebbe essere giustificato da un maggiore contributo alla resistenza nei confronti delle azioni termiche, misurata in tempo, che richiederebbe sulla struttura caratterizzata da comportamento duttile e quindi da elementi più esili, l'applicazione di sistemi di protezione aggiuntivi, quali lastre in gesso o calciosilicato oppure vernici intumescenti, il cui costo non può essere sottovalutato quando gli elementi da proteggere sono numerosi.

# Capitolo 1

## La sicurezza antincendio

Nel presente capitolo verranno descritti i principi generali su cui si fonda la sicurezza antincendio, ad esempio nei luoghi di lavoro, e quali sono le strategie per perseguirla. Partendo dalla descrizione del fenomeno fisico dell'incendio, si caratterizzeranno in primis le fasi tipiche, in relazione alla sua evoluzione nel tempo, per poi passare alla definizione dei modelli di incendio di progetto ammessi dal legislatore. Con riferimento agli scopi principali del presente lavoro, si definirà il requisito della resistenza al fuoco degli elementi costruttivi e le modalità di valutazione dello stesso, sulla base delle norme attualmente vigenti, considerando anche la coesistenza di norme parallele come il DM 09/03/2007 e il DM 03/08/2018.

### 1.1 Generalità

L'impatto mediatico che hanno avuto molti degli eventi catastrofici avvenuti in passato si protrae ancora fino ai giorni nostri, impedendoci di cancellarli del tutto dalla memoria, insieme alle cause che li hanno generati. Considerando che eventi di questo genere continuano comunque a verificarsi con una certa frequenza, l'attenzione che gli viene dedicata resta sempre a livelli elevati; in ogni caso, si è visto come imparare dal passato sia una buona strategia per affrontare problematiche complesse che hanno già mostrato le loro conseguenze, anche in termini di perdite sociali ed economiche, che purtroppo sono spesso quelle più significative per l'uomo, in quanto maggiormente tangibili. Da un punto di vista ingegneristico, i danni che derivano da un certo episodio, sia esso di carattere naturale o meno, sono in realtà moltissimi e spesso irreversibili, come la perdita di vite umane, i collassi strutturali o i danni di tipo ambientale, e il sistema per impedirli o limitarli, pur essendo riconducibile all'applicazione di norme specifiche a seconda dei casi, non è mai univocamente definito. Per poter costruire un ragionamento concreto è necessario, in primo luogo, stabilire quale sia il pericolo da fronteggiare e quali siano le relative singolarità, sicuramente non trascurabili per gli scopi che si vogliono raggiungere.

Il concetto di pericolo è proprio uno dei punti cardine nel percorso che conduce alla definizione delle possibili soluzioni che, nella pratica, la figura del tecnico è tenuto a calibrare di volta in volta, passando per la definizione del livello di rischio, indicatore a sua volta necessario per stabilire i metodi per la sua riduzione ed il suo controllo nel tempo. Lo strumento utilizzato in tale contesto è la valutazione del rischio, che si pone l'obiettivo di quantificare, con metodi più o meno affinati, l'entità del rischio stesso, inteso come combinazione di fattori atti a descrivere la probabilità che ha un certo evento di realizzarsi e le conseguenze che derivano dalla sua

realizzazione. Sulla base di detti fattori, viene definita successivamente una strategia di intervento, che può riguardare azioni correttive, nel caso di contesti operativi già esistenti, oppure può essere inclusa nel modello progettuale di nuove attività, consentendo il beneficio di avvalersi dei principi della progettazione integrata, utili per massimizzare l'efficacia delle soluzioni scelte. Una più importante distinzione deve essere effettuata invece in relazione alla natura della strategia stessa, che prende il nome di *Prevenzione*, se è mirata a impedire o limitare al minimo il verificarsi dell'evento, oppure *Protezione* se vuole essere diretta al contenimento dei danni che l'evento può provocare. A valle delle considerazioni effettuate, è comprensibile come, per alcune tipologie di eventi, risulti impossibile agire sulla prevenzione, in quanto il loro avvento prescinde da ogni possibile previsione; in tali circostanze, ma non solo, si ricorre dunque ad una corretta individuazione, progettazione e realizzazione delle misure protettive più idonee per limitare i danni provocati dal fenomeno innescatosi.

Quanto detto finora può essere considerato una sintesi, probabilmente estrema e non necessariamente esaustiva, del vasto e complesso mondo della sicurezza, nei confronti del quale la società moderna si mostra sempre più sensibile e meno diffidente, grazie anche alla rivoluzione avvenuta nell'ultimo decennio dal punto di vista legislativo. Tra i tanti settori afferenti a questa tematica, uno dei più interessanti è quello della sicurezza antincendio, che si presenta come disciplina indipendente, regolata da un sistema di norme proprio e, purtroppo, non ancora sufficientemente conosciuta o compresa al punto da poter essere perseguita senza incorrere nelle difficoltà fino ad oggi riscontrate. Il pericolo dell'insorgenza degli incendi è infatti sottovalutato in molti contesti lavorativi, dove la conformazione del luogo di lavoro, la presenza di materiale combustibile in quantità sostenute e la mancata applicazione dei principi organizzativi necessari per prevenire tali eventi possono condurre al concretizzarsi di situazioni di pericolo non previste. Proprio a tal proposito si è pronunciato il legislatore, occupandosi di regolamentare la corretta gestione dei luoghi di lavoro con lo scopo di riuscire a far fronte contemporaneamente a più fattori di rischio, e quindi anche al rischio incendio. Non solo ai luoghi di lavoro è rivolta però la sicurezza antincendio, le cui indicazioni possono essere estese anche agli ambienti domestici; in effetti, è proprio ciò che quotidianamente, anche se in maniera ignara, si fa per evitare di dar luogo a uno dei più violenti fenomeni che, pur derivando da un elemento naturale come il fuoco, ha visto crescere l'entità dei suoi effetti nel tempo, anche a causa della diffusione di innumerevoli prodotti ed elementi di arredo realizzati con materiali facilmente combustibili, presenti praticamente all'interno di ogni abitazione. In questo caso però il concetto di sicurezza è completamente affidato al buonsenso di ciascun cittadino, affinché sia vigile sui propri comportamenti e al più su quelli dei soggetti a lui vicini. Lo stesso tema viene invece affrontato con un approccio decisamente diverso in altri ambiti, come ad esempio quello scolastico, quello sanitario o quello delle attività ricettive, che da un lato possono configurarsi come ambienti di lavoro (ciò può dirsi vero per una parte degli occupanti), dall'altro sarebbero in realtà da ritenersi come ambienti destinati ad ospitare soggetti esterni,

che possono non avere una sufficiente confidenza con il luogo in cui si trovano o che possono trovarsi in condizioni fisiche di non autosufficienza, come nel caso delle strutture sanitarie. Come si evince dalla Figura 1.1, prescindendo dal contesto rispetto al quale vuole essere applicata, la sicurezza antincendio parte sempre dalla fase principale della prevenzione, nella quale si cerca di investire il più possibile, affinché possano essere ricreate quelle condizioni tali per cui il rischio di innesco di un incendio sia limitato: è questo il punto di partenza della rivoluzione culturale che gli esperti del settore stanno conducendo negli ultimi anni. Impostare una buona strategia di prevenzione degli incendi significa migliorare le condizioni di utilizzo di un luogo, indipendentemente dalla sua destinazione d'uso, riprogettando gli spazi, modificando l'ubicazione dei materiali all'interno dell'area di interesse, intervenendo sugli impianti che possono costituire causa di inneschi, ma soprattutto agendo sull'elemento che più di tutti si è mostrato determinante in queste circostanze, ossia il comportamento umano. Non a caso, le recenti norme in materia di sicurezza sul lavoro (D.Lgs 81/08 e s.m.i.) impongono una formazione minima per ogni lavoratore, che permetta loro di conoscere, anche solo in linea generale, quali siano i principi della sicurezza e come comportarsi in determinate situazioni.

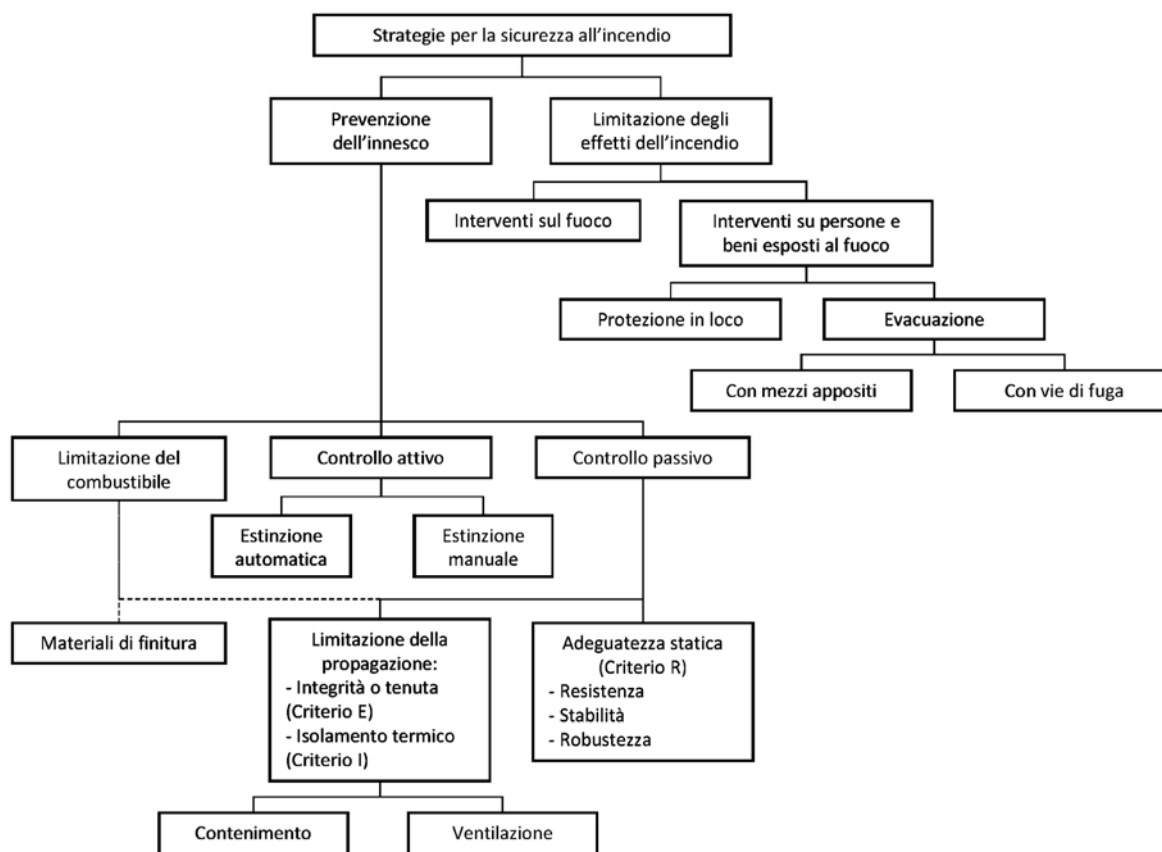


Figura 1.1 – Diagramma di flusso in merito alle strategie da adottare per la sicurezza antincendio

Allo stesso modo, tra le numerose norme afferenti al settore della prevenzione incendi, il Decreto Ministeriale 10 Marzo 1998, che definisce i “*Criteri generali di sicurezza antincendio e per la gestione delle emergenze nei luoghi di lavoro*”, obbliga i datori di lavoro ad individuare e formare adeguatamente delle nuove figure, denominate “addetti” e destinate alla lotta

antincendio e alla gestione dell'emergenza<sup>1</sup>. Inoltre, la formazione specifica da somministrare ai lavoratori designati per ricoprire tale ruolo è definita dalla stessa norma e comprende, oltre alle indicazioni generali in materia di protezione antincendio (procedure da adottare in caso di incendio ed esercitazioni pratiche), anche una sezione dedicata alla prevenzione degli incendi<sup>2</sup>, confermando l'importanza di tale concetto.

Nonostante l'adempimento agli obblighi normativi, la definizione di una strategia di prevenzione non sempre risulta sufficiente per evitare un incendio, in quanto le indicazioni fornite vengono spesso disattese, le cause di innesco non vengono contenute o eliminate, oppure l'organizzazione degli spazi e la disposizione dei materiali, delle macchine o delle attrezzature nell'ambiente operativo risulta eccessivamente difforme rispetto a quanto previsto in fase di progettazione. Nel momento in cui l'incendio ha luogo, contemporaneamente alla conferma del fallimento della prevenzione, si ha il coinvolgimento delle misure di protezione previste, per le quali si effettua una distinzione in funzione della tipologia di intervento prestato. Si parla pertanto di *sistemi di protezione attiva* per descrivere quelle misure che si attivano direttamente per controllare o estinguere un incendio, quali impianti di rilevazione, allarme e spegnimento automatico, mentre si dicono *sistemi di protezione passiva* tutte le misure previste per il contenimento dell'incendio, affinché ne sia impedita la propagazione verso gli ambienti limitrofi, per cui rientrano in tale categoria le conformazioni dei locali, dei percorsi di esodo e delle scale, le compartimentazioni, nonché la stabilità delle strutture coinvolte. Come si vedrà meglio in seguito, tra le misure di protezione passiva rientra anche la resistenza al fuoco degli elementi strutturali, portanti e non, che possono essere costituiti da materiali diversi a seconda della tipologia costruttiva considerata.

## 1.2 L'incendio e le sue fasi

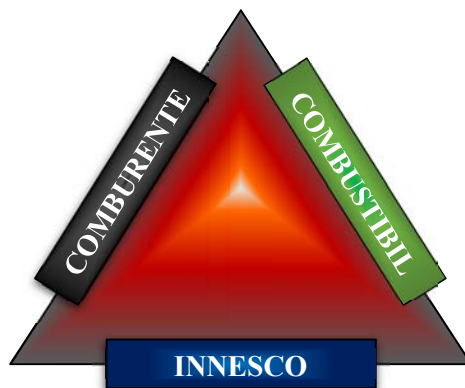
Il processo di combustione è definito come una rapida e incontrollata reazione di ossidazione esotermica, che è possibile schematizzare attraverso il cosiddetto *triangolo del fuoco* rappresentato in Figura 1.2, i cui lati sono costituiti dai tre elementi necessari perché la combustione stessa possa svilupparsi: combustibile, comburente e innesco. Il combustibile è costituito da tutto il materiale che è in grado di partecipare alla reazione chimica con l'ossigeno e quindi di bruciare rilasciando calore, il comburente è l'elemento che alimenta la combustione permettendo l'ossidazione del combustibile, mentre per quanto concerne l'innesco, la sua definizione diviene più complessa, in quanto può variare in funzione della tipologia di combustibile ed in particolare della quantità di energia termica necessaria per poter dare avvio al processo di combustione. In ogni caso, per innesco si intende una sorgente di calore in grado

---

<sup>1</sup> Art. 6 – DM 10 Marzo 1998

<sup>2</sup> Allegato IX – DM 10 Marzo 1998

di accendere una miscela combustibile-comburente in modo da dare inizio ad una reazione a catena di combustione che provoca la propagazione della fiamma<sup>3</sup>.



*Figura 1.2 – Triangolo del fuoco*

L'utilizzo del triangolo del fuoco come schematizzazione concettuale consente di comprendere l'impossibilità di generazione del focolare in assenza di uno dei tre componenti; pertanto ad esso si possono ricondurre le strategie antincendio legate al tema della prevenzione. In tale contesto la prima soluzione solitamente ricercata è finalizzata alla minimizzazione delle probabilità di insorgenza dell'incendio e consiste nel contrastare costantemente la presenza simultanea di almeno due dei tre elementi che possono dar vita all'incendio, ad esempio, concentrando le sorgenti di innesco in un luogo in cui il materiale combustibile è assente o presente solo in minima parte, ovvero posizionando i materiali combustibili, specie se infiammabili, in un luogo privo di sorgenti di innesco di alcun tipo, o in cui il rischio di innesco derivante dalle possibili sorgenti sia stato minimizzato (si pensi alla presenza di impianti fissi, la cui integrità deve essere monitorata nel tempo).

L'innesco rappresenta la prima delle quattro fasi di sviluppo di un incendio all'interno di un ambiente confinato ed è anche nota come *ignizione*. In questa fase, una sorgente ad elevata temperatura si trova in prossimità del materiale combustibile per un periodo di tempo tale per cui viene rilasciato il minimo quantitativo di energia termica, corrispondente al raggiungimento della temperatura di ignizione della materia interessata, e ciò che si osserva è un comportamento diverso del processo di combustione a seconda che il materiale combustibile interessato sia in forma solida o liquida. Nel primo caso, la materia solida riscaldata oltre la temperatura di ignizione è interessata dal fenomeno di pirolisi, durante il quale vengono liberati vapori combustibili che reagiscono con l'ossigeno creando una miscela infiammabile che permette alla fiamma di non esaurirsi e di proseguire verso le porzioni di materia incombuste. Nel caso in cui siano i liquidi ad essere innescati, è necessario che questi vaporizzino per creare una miscela

---

<sup>3</sup> A. La Malfa, S. La Malfa, R. La Malfa (2017) – Ingegneria della sicurezza antincendio. Progettazione con il metodo tradizionale e il codice di prevenzione incendi (9° edizione) – Legislazione tecnica, Roma

gassosa con l'ossigeno che ricada all'interno dei range di infiammabilità (LFL, UFL) propri della sostanza.

Al verificarsi delle condizioni ottimali che potrebbero favorire una combustione, qualora non si riuscisse ad impedire l'innescò e quindi l'accensione del focolare, il problema che ci si trova ad affrontare diventa quello legato alla seconda fase in cui si manifestano la *crescita* e la *propagazione* dell'incendio all'interno dello spazio confinato. Una volta innescato, il combustibile inizia a bruciare, coinvolgendo il resto del materiale presente nella zona adiacente, con un processo di crescita che dipende da molteplici fattori, quali la natura dei prodotti interessati dall'incendio, le caratteristiche geometriche e di ventilazione del compartimento (a partire dal raggiungimento delle condizioni di incendio generalizzato), il posizionamento e la disposizione del materiale combustibile nell'ambiente considerato. Il fenomeno, di fondamentale importanza nel campo della prevenzione incendi, è legato principalmente alla dispersione dei prodotti derivanti dalla combustione, le cui alte temperature alimentano i moti convettivi che guidano l'incendio in questa fase. La presenza di numerose variabili da considerare, alcune delle quali caratterizzate da un elevato livello di incertezza, derivante dall'impossibilità nel fissare delle condizioni al contorno verosimili e rappresentative della realtà, giustifica l'elevata complessità del tema della propagazione degli incendi, il cui studio richiede inevitabilmente l'assunzione di ipotesi semplificative. La propagazione dell'incendio può comportare problematiche di diverso genere, tra cui conseguenze che investono direttamente gli occupanti, come la riduzione di visibilità che rende l'esodo più difficoltoso o la produzione di gas tossici, oppure quelle che riguardano l'ambiente circostante, come il repentino aumento di potenza termica irradiata e quindi di temperatura, che porta i materiali non ancora innescati a raggiungere la loro temperatura di ignizione necessaria per avviare l'autocombustione e che tende ad intaccare la risposta dei componenti strutturali che costituiscono lo spazio confinato, anche definito come compartimento.

La terza fase è innescata in un preciso istante temporale, corrispondente al *flashover*, che rappresenta il passaggio dalla condizione di crescita allo stato di completo sviluppo dell'incendio. Tale circostanza si verifica quando la propagazione raggiunge un livello tale per cui tutto il materiale combustibile viene coinvolto, ossia quando vengono raggiunte le temperature di ignizione della totalità dei materiali presenti. In seguito al flashover, l'incendio viene governato dal comburente, per cui nell'analisi del suo processo di crescita entrano in gioco i parametri relativi alla disponibilità di ossigeno ed alla ventilazione dei locali. Nel caso in cui la disponibilità di comburente sia infinita, come accade per gli incendi esterni, la fase di completo sviluppo del fenomeno non può avvenire, grazie anche alle difficoltà nel raggiungere le temperature di ignizione, e l'incendio continuerà ad essere governato dalla quantità di combustibile coinvolto. L'episodio del flashover, come si osserva dalla *curva di incendio* riportata in Figura 1.3, segna anche il limite di intervento nel controllo e spegnimento dell'incendio, in quanto a partire da tale istante, si ha un rapido innalzamento della temperatura



nell'ambiente, che impedisce agli operatori del comando dei VVF ed agli impianti di protezione attiva, progettati in realtà per essere attivati nell'intervallo di tempo che precede il flashover, di intervenire efficacemente. Contestualmente, la crescita repentina delle temperature interessa anche gli elementi di compartimentazione che sono chiamati a conservare per un tempo minimo, opportunamente scelto, le caratteristiche fisiche di resistenza meccanica (R), tenuta ai fumi (E) e isolamento dalle alte temperature (I).

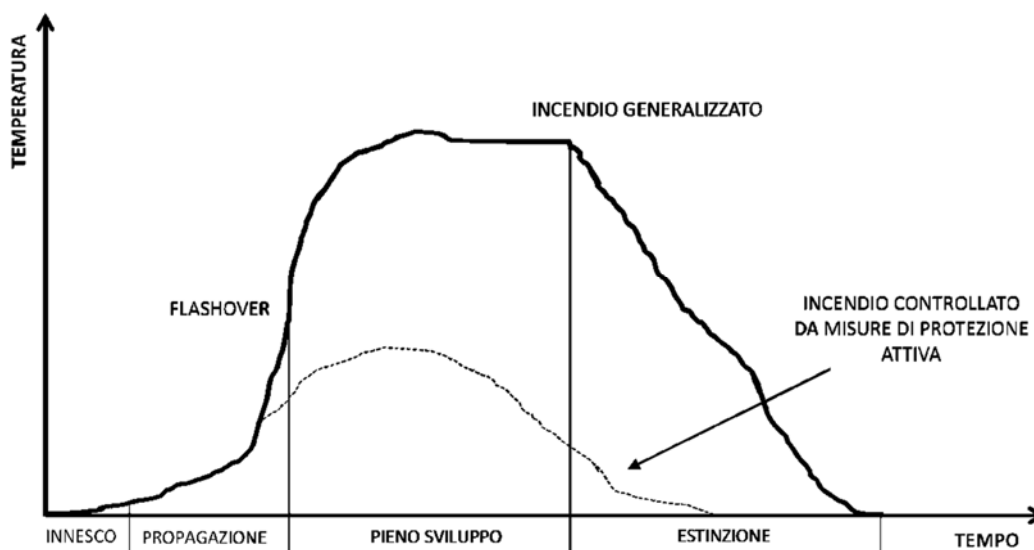


Figura 1.3 – Rappresentazione di una curva teorica di incendio

Successivamente al completo coinvolgimento del materiale combustibile, con il graduale esaurimento dello stesso a causa del processo di combustione, l'incendio rallenta il proprio sviluppo, causando un calo delle temperature, giustificato dalla minore potenza termica emessa nella fase finale di *decadimento* o *estinzione*. Affinché l'incendio possa ritenersi estinto, è necessario che le temperature tornino ad essere inferiori alla minima temperatura di ignizione del combustibile, al fine di evitare eventuali successivi fenomeni di autoinnesco.

### 1.3 Evoluzione dei concetti normativi

Il campo della prevenzione incendi è regolato da un vasto insieme di norme giuridiche e tecniche, con le quali si definiscono, rispettivamente, gli obiettivi da perseguire ai fini della sicurezza antincendio all'interno delle attività fissate dal legislatore e le modalità attraverso cui raggiungere tali obiettivi. Come stabilito dal DPR 151/2011, le attività lavorative si distinguono in "soggette" e "non soggette" ai controlli di prevenzione incendi da parte del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco. Qualora l'implementazione della sicurezza antincendio sia destinata alla prima delle due tipologie, ci si avvale delle regole tecniche generali o specifiche, qualora siano state emanate, per la definizione dei requisiti richiesti, caso per caso, e per la valutazione del livello di sicurezza raggiunto a monte e a valle di eventuali interventi migliorativi. Viceversa, per quanto concerne le attività classificate come "non soggette", l'organizzazione delle strategie

per la lotta antincendio è demandata al Datore di Lavoro, che ha l'obbligo di attuare tutte le misure necessarie per prevenire gli incendi e tutelare l'incolumità dei lavoratori<sup>4</sup>. In tale contesto il Datore di Lavoro è affiancato dal Decreto Ministeriale 10 Marzo 1998, che fornisce i criteri per la valutazione dei rischi di incendio ed individua le misure di prevenzione e protezione antincendio da adottare, al fine di ridurre l'insorgenza di un incendio e di limitarne le conseguenze qualora esso si verifichi<sup>5</sup>.

Le attività soggette ai controlli di prevenzione incendi, definite dal DPR 151/2011, sono in totale 80 e sono suddivise, in funzione del livello di pericolo, in 3 categorie descritte con le lettere A, B e C. Tale diversificazione risulta necessaria, in quanto gli adempimenti normativi relativi alla prevenzione incendi dipendono anche dalla categoria di appartenenza. In generale, per ciascuna attività viene definito un responsabile, in capo al quale spetta la sottoscrizione di un documento, finalizzato a *segnalare* al Corpo Nazionale dei VVF l'esercizio dell'attività in conformità alla normativa antincendio vigente<sup>6</sup>. Non a caso, il documento in questione prende il nome di SCIA (Segnalazione Certificata di Inizio Attività) antincendio. Per le attività di categoria B e C vi è inoltre l'obbligo, qualora vengano apportate modifiche all'interno dell'attività che comportino una variazione peggiorativa del livello di rischio incendio, di presentare al Comando provinciale dei VVF una *istanza di valutazione del progetto*<sup>7</sup>, con la quale un tecnico abilitato all'esercizio della professione si rivolge al Corpo Nazionale, richiedendo un parere in merito alla propria proposta progettuale, finalizzata a minimizzare l'impatto sulla sicurezza antincendio delle modifiche apportate all'interno del contesto in cui si svolgono le attività individuate. A quest'ultima istanza deve essere allegata la documentazione tecnica relativa alla proposta, che viene successivamente sottoposta ad un'analisi critica dal personale addetto, allo scopo di individuarne eventuali carenze. In tale contesto, sebbene non nella totalità dei casi, si colloca anche la figura del professionista antincendio, definito dal DM 07/08/2012 come il "*professionista iscritto in albo professionale, che opera nell'ambito delle proprie competenze ed iscritto negli appositi elenchi del Ministero dell'Interno di cui all'articolo 16 del decreto legislativo 8 marzo 2006, n. 139*", il quale è tenuto a preparare e sottoscrivere la documentazione tecnica allegata alla SCIA, qualora in tale fase si faccia utilizzo dell'approccio ingegneristico alla sicurezza antincendio.

La scelta della norma da applicare dipende dunque dal tipo di attività e, di conseguenza, dalle caratteristiche di pericolosità delle stesse dal punto di vista della prevenzione incendi. Quando una stessa regola tecnica è pensata per poter essere applicata a diversi contesti e quindi a più di un'attività tra quelle definite dal legislatore, la stessa prende il nome di RTO (Regola Tecnica Orizzontale). Viceversa, nel caso in cui il Ministero dell'Interno abbia emanato una norma

---

<sup>4</sup> Art. 26 – D.Lgs 81/08

<sup>5</sup> Art. 1 – DM 10 Marzo 1998

<sup>6</sup> Mod. PIN 2 – 2018 SCIA – Segnalazione Certificata di Inizio Attività ai fini della sicurezza antincendio (art. 4 del D.P.R. 01/08/2011 n. 151)

<sup>7</sup> Mod. PIN 1 – 2018 Valutazione Progetto – Istanza di valutazione del progetto

specifica per l'attività oggetto di indagine, la definizione dei criteri per la valutazione della sicurezza antincendio deve essere effettuata nel rispetto di tale norma, che appartiene all'insieme delle RTV (Regole Tecniche Verticali). Tra le due tipologie di regole tecniche non vi è intersezione alcuna dal punto di vista pratico, in quanto la scelta viene effettuata sulla base del criterio di esclusione, secondo cui qualora non siano state rese disponibili regole tecniche verticali per l'attività di riferimento, si utilizzano quelle orizzontali. Fanno eccezione in tal senso le RTV aggiornate negli ultimi anni, che vengono associate alla nuova regola tecnica (orizzontale) di prevenzione incendi, DM 03/08/2015 – Codice di prevenzione incendi, e che si intendono complementari ad essa. Le RTV aggiornate risultano ad oggi ancora in numero limitato, ma si prevede che possano esserne emanate altre in tempi relativamente brevi, allo scopo di rendere il quadro normativo vigente quanto più completo ed efficace possibile.

### *1.3.1 Approcci per la valutazione della sicurezza antincendio*

Il sistema normativo tecnico che regola la prevenzione incendi si presenta ramificato in due percorsi, uno meno recente, uno più recente, entrambi attualmente in vigore e pertanto simultaneamente validi. La scelta di non abrogare il sistema di norme più vecchio è legata alle possibili difficoltà derivanti dall'applicazione del nuovo sistema, che presenta un carattere prettamente prestazionale e che si discosta dal tradizionale approccio prescrittivo, il cui obiettivo è invece quello di realizzare il livello minimo di sicurezza antincendio attraverso l'applicazione di misure specificatamente prescrittive, facendo ricorso a strumenti di calcolo molto semplici. Il vantaggio di conservare un metodo simile si riscontra nella sua estrema semplicità di applicazione, oltre che nella possibilità di poter essere applicato in maniera omogenea anche in contesti molto diversi tra loro. Tuttavia, si è visto negli anni come l'approccio deterministico sia in realtà eccessivamente conservativo, in quanto non consente di intervenire sui requisiti minimi che devono essere raggiunti, fissati a priori dalla norma, ovvero di fissare misure compensative o alternative per raggiungere il livello di sicurezza richiesto. Il professionista è tenuto dunque a redigere la soluzione progettuale senza discostarsi dalla norma, applicando puntualmente tutte le indicazioni fornite dalla stessa. Una seconda criticità caratteristica di tale approccio consiste nell'obbligo di ricorrere allo strumento della deroga, gestito dalle Direzioni Regionali dei Vigili del Fuoco, così come specificato nel DM 07/08/2012, ogniqualvolta non possano essere rispettati uno o più punti della norma prescrittiva. Al contrario, il metodo ingegneristico o prestazionale non segue un elenco di norme rigide che richiedono di essere applicate integralmente, ma consente di ricercare la soluzione ottimale al problema della sicurezza antincendio nel modo che il professionista ritiene più consona. Data la natura del metodo, l'obiettivo è quello di calibrare le scelte progettuali, che si convertono inevitabilmente in un costo economico, in funzione del reale livello di pericolo

connesso all'attività ricercato attraverso un percorso che nasce dalla valutazione del rischio di incendio.

L'approccio prestazionale, così come definito dal DM 07/08/2012, consiste nella "applicazione di principi ingegneristici, di regole e di giudizi esperti basati sulla valutazione scientifica del fenomeno della combustione, degli effetti dell'incendio e del comportamento umano, finalizzati alla tutela della vita umana, alla protezione dei beni e dell'ambiente, alla quantificazione dei rischi di incendio e dei relativi effetti ed alla valutazione analitica delle misure di protezione ottimali, necessarie a limitare, entro livelli prestabiliti, le conseguenze dell'incendio"<sup>8</sup>. Uno dei vantaggi derivanti dall'utilizzo di tale metodo è rappresentato dalla maggiore flessibilità in fase di applicazione rispetto ai precedenti codici prescrittivi, al costo di un più elevato onere progettuale legato all'esigenza di dover studiare di volta in volta le strategie da adottare. Una più accurata progettazione, seppur meno economica rispetto ad un lavoro basato sull'applicazione delle regole rigide tipiche del metodo prescrittivo, richiedendo al professionista anche maggiori competenze in materia, consente inoltre di limitare e mirare gli interventi migliorativi da effettuare, il che si traduce in un risparmio economico per la committenza.

<b>LIVELLI DI PRESTAZIONE</b>	
<b>Livello I</b>	Nessun requisito specifico di resistenza al fuoco dove le conseguenze della perdita dei requisiti stessi siano accettabili o dove il rischio di incendio sia trascurabile.
<b>Livello II</b>	Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco per un periodo sufficiente all'evacuazione degli occupanti in luogo sicuro all'esterno della costruzione.
<b>Livello III</b>	Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco per un periodo congruo con la gestione dell'emergenza.
<b>Livello IV</b>	Requisiti di resistenza al fuoco tali da garantire, dopo la fine dell'incendio, un limitato danneggiamento della costruzione.
<b>Livello V</b>	Requisiti di resistenza al fuoco tali da garantire, dopo la fine dell'incendio, il mantenimento della totale funzionalità della costruzione stessa.

*Tabella 1.1 – Descrizione dei livelli di prestazione*

Nel sistema normativo vigente, l'approccio ingegneristico compare per la prima volta grazie all'emanazione del Decreto Ministeriale 9 Marzo 2007, i cui obiettivi sono rivolti alla determinazione delle prestazioni minime di resistenza al fuoco delle costruzioni. Già nel 2007, la norma ha voluto promuovere l'utilizzo di detto approccio, evidenziando la possibilità di utilizzarlo in quei contesti maggiormente complessi in cui l'applicazione del codice prescrittivo risulta impedita, come nel caso di una grande quantità di edifici esistenti, specie se di interesse artistico o storico. Propedeutica alla determinazione del livello di prestazione minimo richiesto dalla norma, per quanto concerne la resistenza al fuoco, è la fase di definizione degli obiettivi di sicurezza da perseguire, che dipendono essenzialmente dal livello di rischio incendio

<sup>8</sup> Art. 1 d) – DM 07 Agosto 2012

misurato all'interno dell'attività, la cui severità si traduce a seconda dei casi in richieste di prestazioni più o meno gravose. Tracciati gli obiettivi, è dunque possibile definire, attraverso i criteri stabiliti dal Decreto, quale sia il livello di prestazione che si ritiene necessario raggiungere.

Dalla Tabella 1.1 si osservano le nette differenze che contraddistinguono il primo livello, considerato fuori dal campo di applicazione della norma, rispetto ai livelli II e III, che a loro volta si discostano molto dalle prestazioni elevate richieste per i livelli IV e V. Infatti, come stabilito dal Decreto, questi ultimi risultano di applicazione volontaria, qualora vengano espressamente richiesti dalla committenza, in quanto conducono inevitabilmente alla scelta di soluzioni progettuali più rigide e complesse, che possono comportare la necessità di effettuare interventi sull'intera costruzione, in linea con quanto stabilito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, non poco onerosi dal punto di vista economico.

Il livello II è l'unico ad essere caratterizzato da un preciso criterio di scelta, essendo indicato come idoneo per costruzioni fino a due piani fuori terra ed un piano interrato, fissati ulteriori requisiti per la costruzione. Le prestazioni richieste consistono nella conservazione della proprietà di resistenza al fuoco dell'opera per un intervallo di tempo di 30 o 60 minuti, a seconda della conformazione del fabbricato. Solo a partire dal livello III, applicabile quando non è possibile far ricadere il caso di riferimento all'interno del livello II e quando non sono state richieste le prestazioni elevate ai sensi dei livelli IV e V, la norma permette di considerare il livello di rischio incendio associato all'attività oggetto di studio, attraverso il calcolo del carico di incendio, definito come *“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 [...] espresso in MJ”*, sulla base della definizione fornita dal legislatore già nei primi anni '80<sup>9</sup>. Maggiori informazioni sui quantitativi di combustibile presenti all'interno dello spazio confinato sono rivelate attraverso il parametro *specifico* riferendo il carico di incendio all'unità di superficie lorda e calcolato come segue.

$$q_f = \frac{\sum_{i=1}^n g_i H_i m_i \psi_i}{A} \quad [MJ/m^2]$$

dove:

- $g_i$  è la massa dell' $i$ -esimo materiale combustibile;
- $H_i$  è il potere calorifico inferiore dell' $i$ -esimo materiale combustibile;
- $m_i$  è il fattore di partecipazione alla combustione dell' $i$ -esimo materiale combustibile;
- $\psi_i$  è il fattore di limitazione della partecipazione alla combustione dell' $i$ -esimo materiale combustibile, funzione del grado di protezione dal fuoco del materiale stesso
- $A$  è la superficie in pianta lorda del compartimento.

---

<sup>9</sup> P.to 1.3 – Allegato A – DM 30 novembre 1983; Art. 1 – Allegato al DM 09 marzo 2007

La sola presenza di materiali che possono partecipare all'incendio non basta tuttavia per definire la pericolosità di un compartimento, in quanto non si tiene conto di alcuni importanti fattori, quali le dimensioni dell'ambiente, la probabilità di insorgenza degli incendi legata prevalentemente alla presenza di inneschi e le eventuali misure protettive disponibili per limitare le conseguenze dell'incendio. Per tale ragione, il parametro attraverso cui viene stimato il rischio incendio è il *carico di incendio specifico di progetto*  $q_{f,d}$ , che è rappresentato dal carico di incendio specifico  $q_f$ , opportunamente aggiustato con i fattori correttivi  $\delta^{10}$ .

$$q_{f,d} = \delta_{q1} * \delta_{q2} * \delta_n * q_f \quad [MJ/m^2]$$

I fattori correttivi, peggiorativi o migliorativi, utilizzati nella relazione precedente assumono il significato descritto di seguito:

- $\delta_{q1}$  è il fattore che tiene conto del rischio di incendio in relazione alla dimensione del compartimento;
- $\delta_{q2}$  è il fattore che tiene conto del rischio di incendio in relazione al tipo di attività svolta nel compartimento;
- $\delta_n$  è il fattore ottenuto dalla produttoria dei singoli  $\delta_{ni}$ , rappresentativi delle differenti misure protettive ed organizzative a disposizione, quali sistemi automatici di rilevazione, segnalazione e allarme incendio (IRAI), sistemi automatici di spegnimento dell'incendio, sistemi automatici di evacuazione fumo e calore (SEFC), rete idrica antincendio, squadra fissa per la lotta antincendio, percorsi protetti e condizioni di accessibilità da parte dei VVF.

Una vera e propria rivoluzione in materia si è poi avuta con l'entrata in vigore del DM 03 Agosto 2015, meglio noto come "*Norme tecniche di prevenzione incendi, ai sensi dell'Art. 15 del D.Lgs 139/2006*", che rappresenta lo strumento attraverso cui è possibile perseguire gli obiettivi della sicurezza antincendio interamente su base prestazionale. In primo luogo, il Codice ha infatti esteso il concetto di "livello di prestazione", introdotto dal DM del 2007 per la sola resistenza al fuoco delle opere, a tutte le strategie antincendio trattate, permettendo di stabilire per ciascuna di esse quale siano i requisiti richiesti all'opera. I fattori determinanti in tal senso sono rappresentati dai profili di rischio  $R_{vita}$ ,  $R_{beni}$  e  $R_{ambiente}^{11}$  derivanti rispettivamente dalla tipologia di occupanti presenti all'interno di ogni compartimento, dalle caratteristiche di privilegio artistico storico, nonché dall'eventuale carattere strategico dell'opera interessata, e dal grado di tutela dell'ambiente associato al verificarsi di un incendio. Tra i tre, l'indicatore maggiormente significativo è il profilo di rischio  $R_{vita}$ , la cui definizione si effettua tenendo conto congiuntamente delle caratteristiche degli occupanti e della velocità caratteristica di crescita dell'incendio fino al raggiungimento di una potenza termica pari a 1000 kW. La scelta degli obiettivi da raggiungere è inoltre guidata da opportuni "criteri di attribuzione dei livelli di

<sup>10</sup> Art. 2 – Allegato al DM 09 marzo 2007

<sup>11</sup> G.3 – Sezione G – Allegato 1 – DM 03 agosto 2015

prestazione”, variabili in funzione della strategia antincendio considerata. Per quanto concerne le soluzioni progettuali ammesse, il *Codice* ammette il rispetto di soluzioni conformi, alternative e in deroga. Le prime sono simili a quelle previste nei più datati approcci prescrittivi, per le quali la semplice applicazione si converte nella garanzia del raggiungimento del requisito minimo di sicurezza. Le soluzioni alternative rappresentano invece la vera novità introdotta da tale strumento normativo, in quanto ammettono la ricerca di soluzioni diverse la cui conformità è subordinata alla verifica del raggiungimento del livello minimo di performance da parte del professionista, che può avvalersi dei metodi dell’ingegneria della sicurezza antincendio (Fire Safety Engineering), nonché dei risultati delle prove sperimentali di laboratorio o può passare attraverso l’implementazione di opportune misure per la gestione della sicurezza antincendio (SGSA). Per la prima volta infatti, le misure di tipo gestionale sono state considerate alla stregua delle altre misure di prevenzione e protezione, pertanto incluse tra le dieci strategie di sicurezza antincendio da attuare nell’ambito della progettazione. Il ricorso alle soluzioni in deroga viene infine riservato nelle condizioni estreme in cui non sia stato possibile conseguire i requisiti minimi attraverso i metodi dettati dalle soluzioni conformi e alternative. L’utilizzo di tale approccio comporta un maggiore onere professionale da parte del progettista, che è inoltre tenuto a valutare il rischio aggiuntivo derivante dalla mancata applicazione delle norme da derogare e a definire le misure compensative da attuare. Lo strumento della deroga è assoggettato al parere del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco, secondo quanto enunciato dal DM 07/08/2012.

La norma si compone di un breve testo dispositivo ed un allegato tecnico, il Codice di Prevenzione Incendi, suddiviso in quattro sezioni, due delle quali rappresentano la nuova regola tecnica orizzontale. Le restanti due sezioni contengono rispettivamente le nuove regole tecniche verticali complementari alla parte generale (RTO) e i metodi ingegneristici prestazionali, applicabili nel caso di utilizzo di approcci ulteriormente sofisticati. Il decreto del 2015 costituisce dunque un percorso alternativo rispetto alle vecchie norme orizzontali di prevenzione incendi, tra cui il DM 30/11/1983 (“Termini, definizioni e simboli grafici”), il DM 15/03/2005 (“Reazione al fuoco”), il DM 16/02/2007 (“Classificazione di resistenza al fuoco”), il DM 09/03/2007 (“Prestazioni di resistenza al fuoco”) già ampiamente trattato in precedenza e il DM 20/12/2012 (“Impianti di protezione attiva”)<sup>12</sup>. In caso di utilizzo dei metodi dell’ingegneria della sicurezza antincendio, la sua applicazione è inoltre ammessa solo nel caso in cui vengano fatte valere entrambe le seguenti ipotesi fondamentali:

- considerando un singolo scenario, l’innesco dell’incendio può avvenire in un solo punto all’interno del compartimento;
- il rischio di incendio non può essere mai ridotto a zero, ma al più minimizzato e condotto al di sotto del margine di accettabilità attraverso le strategie previste dalla norma.

---

<sup>12</sup> Ing. Mauro Malizia – Ingegneria della sicurezza antincendio – v. 4.4

Una volta definiti i profili di rischio, risultano automaticamente noti i requisiti prestazionali minimi da richiedere all'opera per ciascuna delle seguenti strategie antincendio:

- S.1 – Reazione al fuoco
- S.2 – Resistenza al fuoco
- S.3 – Compartimentazione
- S.4 – Esodo
- S.5 – Gestione della sicurezza antincendio
- S.6 – Controllo dell'incendio
- S.7 – Rivelazione ed allarme
- S.8 – Controllo fumi e calore
- S.9 – Operatività antincendio
- S.10 – Sicurezza degli impianti tecnologici e di servizio

È possibile osservare come tale approccio consenta di effettuare una progettazione completa senza la necessità di fare riferimento ad altre norme parallele; ne deriva che la regola tecnica garantisce che venga raggiunto il livello di sicurezza richiesto solo nel caso in cui la sua applicazione sia integrale: la progettazione di alcune strategie di sicurezza antincendio secondo il Codice e di alcune sulla base di altre regole tecniche non assicura infatti il conseguimento dei livelli di prestazione attesi.

## 1.4 La resistenza al fuoco

Una delle più importanti misure di protezione passiva in tema di sicurezza antincendio è rappresentata dalla resistenza al fuoco degli elementi costruttivi, la cui valutazione risulta necessaria al fine di evitare possibili conseguenze negative derivanti da eventuali danneggiamenti o collassi che interessano l'intero edificio o porzioni di esso. La finalità della resistenza al fuoco è quella di garantire la capacità portante delle strutture in condizioni di incendio nonché la capacità di compartimentazione, per un tempo minimo necessario al raggiungimento degli obiettivi di sicurezza di prevenzione incendi<sup>13</sup>. Con questo parametro quindi non si vuole intendere la sola resistenza meccanica degli elementi strutturali, ma anche l'attitudine di ciascun elemento a conservare le caratteristiche di resistenza in termini di tenuta e isolamento. La proprietà di resistenza al fuoco è codificata attraverso una simbologia composta da una o più lettere indicative del parametro descritto, seguite da un numero, che esprime il tempo minimo in cui sono garantite le performance attese espresso in minuti; una parte della simbologia utilizzata è esplicitata in Tabella 1.2<sup>14</sup>.

---

<sup>13</sup> INAIL (2018) – Il codice di prevenzione incendi. La progettazione antincendio. Applicazioni pratiche nell'ambito del dm 03/08/2015 e s.m.i.

<sup>14</sup> S.2.11 – Sezione S – Allegato 1 – DM 03 agosto 2015



La valutazione della resistenza al fuoco degli elementi costruttivi, ai sensi del DM 16/02/2007, deve essere eseguita attraverso l'utilizzo di uno tra i metodi basati su prove, calcoli e confronti con tabelle. Il ricorso alle prove di laboratorio non è sempre di facile attuazione, in quanto la riproduzione delle condizioni di esposizione, nonché degli stessi modelli da sottoporre ai test potrebbe risultare di particolare complessità, oltre che poco conveniente dal punto di vista economico. Il confronto con le tabelle, definite dallo stesso decreto e dalla Lettera Circolare del 15 febbraio 2008, permette invece di effettuare in maniera speditiva la caratterizzazione prestazionale degli elementi sulla base delle proprietà geometriche e costitutive degli stessi.

Simbolo	Prestazione	Descrizione
<b>R</b>	Capacità portante	Capacità di un elemento strutturale di portare i carichi presenti in condizioni di incendio normalizzato, per un certo periodo di tempo
<b>E</b>	Tenuta	Capacità di un elemento costruttivo o strutturale di impedire il passaggio di fumi e gas caldi per un certo periodo di tempo, in condizioni di incendio normalizzate
<b>I</b>	Isolamento	Capacità di un elemento costruttivo o strutturale di impedire il passaggio calore di un incendio normalizzato per un certo periodo di tempo [...]
<b>W</b>	Irraggiamento	Capacità di un elemento costruttivo o strutturale di limitare, per un certo periodo di tempo, l'irraggiamento termico da parte della superficie non esposta in condizioni di incendio normalizzate
<b>M</b>	Azione meccanica	Capacità di un elemento costruttivo o strutturale di resistere all'impatto da parte di altri elementi senza perdere i requisiti di resistenza al fuoco
<b>S</b>	Tenuta di fumo	Capacità di un elemento di chiusura di limitare o ridurre il passaggio di gas o fumi freddi in condizioni di prova normalizzate. Il requisito si specializza in: - Sa: se la tenuta al passaggio dei gas o fumi è garantita a temperatura ambiente; - Sm (o S200): se la tenuta al passaggio dei gas o fumi è garantita sia a temperatura ambiente che a 200°C

*Tabella 1.2 – Simbologia adottata per l'identificazione dei parametri utilizzati nell'ambito della resistenza al fuoco di un elemento costruttivo*

La terza opzione consiste nella valutazione della resistenza al fuoco attraverso l'esecuzione di calcoli analitici che forniscano risultati di dettaglio in merito al comportamento degli elementi costruttivi. I criteri di calcolo adottati in tale circostanza fanno riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti, come nel caso delle verifiche riferite alle condizioni di esercizio ordinarie. Tuttavia, le azioni del fuoco nei confronti delle quali valutare i livelli prestazionali degli elementi vengono determinate mediante l'utilizzo di relazioni descrittive del legame temperatura – tempo, la cui forma è subordinata alla tipologia di approccio utilizzato. La norma definisce a tal proposito gli scenari di incendio ed i relativi incendi convenzionali di progetto, ipotizzati sulla base di una preventiva valutazione del rischio incendio<sup>15</sup>. L'evoluzione della temperatura nel tempo è definita attraverso adeguate *curve di incendio nominali o naturali*. Le prime sono caratterizzate da un andamento monotono crescente e possono essere riferite ad un incendio convenzionale standard, agli incendi di quantità rilevanti di idrocarburi o ad incendi

<sup>15</sup> Art.4 – Allegato al DM 09 marzo 2007

che, pur essendosi sviluppati all'interno del compartimento coinvolgono elementi costruttivi situati all'esterno dello stesso. Le curve nominali definite dalla norma e proiettate in Figura 1.4-a) sono ottenute attraverso le seguenti relazioni:

- Curva standard:  $\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1)$
- Curva idrocarburi:  $\theta_g = 1080(1 - 0,325 e^{-0,167t} - 0,675 e^{-2,5t}) + 20$
- Curva incendi esterni:  $\theta_g = 660(1 - 0,687 e^{-0,32t} - 0,313 e^{-3,8t}) + 20$

Al contrario, le curve naturali possono essere valutate attraverso simulazioni di incendio effettuate in maniera semplificata, utilizzando delle curve parametriche, o avanzata, valutando analiticamente le variazioni delle condizioni termiche causate dai flussi di gas e fumi prodotti dalla combustione, e presentano un andamento che rispecchia l'effettivo andamento delle temperature al verificarsi dell'incendio ipotizzato. Pertanto, la costruzione di una curva naturale sufficientemente realistica deve derivare da una buona modellazione dell'incendio ipotizzato all'interno del compartimento considerato, tenendo conto di tutti i parametri che ne influenzano l'evoluzione nel tempo. Dato l'elevato livello di dettaglio di una curva di questo tipo, in essa è possibile quindi identificare ciascuna delle fasi dell'incendio, inclusa la fase finale di decadimento, non presente nelle curve nominali.

Le possibilità di impiego delle varie tipologie di modello di fuoco devono essere in qualche modo connesse con il grado di complessità dell'analisi strutturale a caldo che si vuole adottare. Un esempio di curva naturale *parametrica*, ottenuta con la metodologia suggerita dalla norma EN 1991-1-2, per la quale si ipotizzano cinque diverse coppie *r-H* (distanza-altezza del punto rispetto all'origine del focolare), è riportato in Figura 1.4-b)<sup>16</sup>.

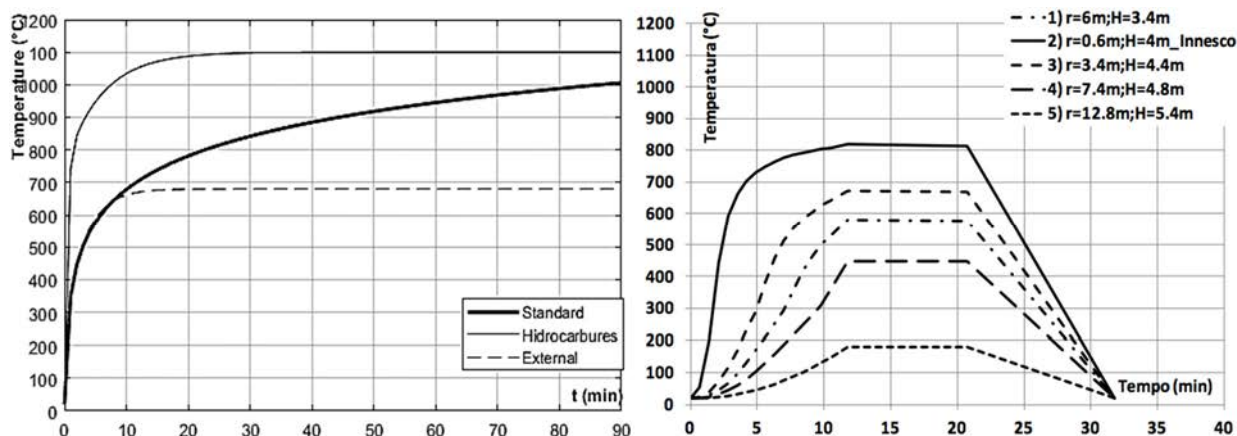


Figure 1.4 - a) Curve nominali di incendio; b) Esempi di curve parametriche per diversi valori di distanza e altezza del punto considerato rispetto al focolare

<sup>16</sup> [www.antincendio-italia.it](http://www.antincendio-italia.it) - Modelli di incendio semplificati ed avanzati per la valutazione della sicurezza strutturale antincendio di edifici industriali in acciaio

#### 1.4.1 Valutazione della resistenza al fuoco: DM 09/03/2007 e DM 03/08/2015

I percorsi per la valutazione delle caratteristiche di resistenza al fuoco delle strutture si presentano ancora una volta distinti in funzione del tipo di approccio scelto, ma anche in base alla tipologia di attività considerata. Qualora lo studio debba essere calato su un'attività dotata di regola tecnica specifica (RTV), i livelli prestazionali richiesti sono dettati dalla stessa norma; viceversa, per tutte quelle attività non dotate di regola tecnica verticale, si ricorrerà ai principi di valutazione della resistenza al fuoco dettati dal DM 09/03/2007. Il decreto fornisce le indicazioni necessarie per la definizione delle azioni dell'incendio nei confronti delle quali eseguire la valutazione delle prestazioni delle opere, attraverso gli incendi convenzionali di progetto riferiti ai principali scenari di incendio che si possono verificare all'interno del compartimento. Tale percorso consiste nella determinazione delle temperature alle quali sono esposte le strutture oggetto di indagine ed è attuabile attraverso l'utilizzo delle *curve di incendio* precedentemente descritte. Nel momento in cui la valutazione delle azioni venga effettuata con riferimento alle *curve nominali di incendio*, data la natura delle stesse, l'approccio è da intendersi maggiormente conservativo; in tal caso, l'esposizione degli elementi costruttivi a temperature sempre più elevate dovrà essere considerata per un tempo minimo pari alla *classe di resistenza* prevista. Viceversa, l'utilizzo delle *curve di incendio naturali* è tipico di un approccio di tipo prestazionale, che presenta una più coerente aderenza delle soluzioni individuate rispetto al livello di rischio associato all'attività e che è basato sui principi dell'ingegneria della sicurezza antincendio. A differenza delle prime, le curve naturali devono essere applicate per tutta la durata dell'incendio, fino al ripristino delle temperature iniziali all'interno dell'ambiente e la determinazione delle curve associate agli scenari di incendio considerati dovrà riferirsi separatamente ad ogni singolo compartimento. Il primo metodo si contraddistingue quindi per il ricorso alle dieci classi di resistenza al fuoco, che sono definite a priori dal DM 16/02/2007 e che vanno da un minimo di 15 a un massimo di 360 minuti, mentre nel caso di calcolo con metodo ingegneristico si tiene conto del livello di resistenza effettivo corrispondente all'istante in cui si prevede un collasso o comunque il verificarsi di condizioni tali per cui lo stato di sicurezza venga compromesso.

Di affiancamento al DM 09/03/2007 è stato anche il successivo DM 09/05/2007, rivolto alla definizione delle “*Direttive per l’attuazione dell’approccio ingegneristico alla sicurezza antincendio*”, il quale incentiva maggiormente l’applicazione di tale metodo e stabilisce quale sia il processo di valutazione da adottare, che si presenta suddiviso per fasi. In una prima fase si procede con le ipotesi sugli scenari di incendio e con la valutazione del rischio, poi si passa alla fase di calcolo analitico per la stima quantitativa degli effetti prodotti dall’incendio<sup>17</sup>. Nonostante la proposta alternativa al metodo prescrittivo, in caso di utilizzo delle curve naturali di incendio il DM 09/03/2007 esplicita la necessità di verificare le caratteristiche di resistenza

---

<sup>17</sup> P.to 1 – Allegato I – DM 9 maggio 2007

degli elementi strutturali anche nei confronti dell'azione termica, stimata attraverso la curva nominale standard per un tempo minimo valutato in relazione al valore del carico di incendio specifico di progetto. Tale richiesta è chiaramente sintomatica di un'incertezza di fondo legata all'utilizzo del nuovo metodo ingegneristico proposto; pertanto, pur mostrando un carattere innovativo, la norma si è comunque ripiegata sul vecchio approccio, impedendo di poter essere applicata per la ricerca di soluzioni equilibrate rispetto ai livelli di rischio individuati.

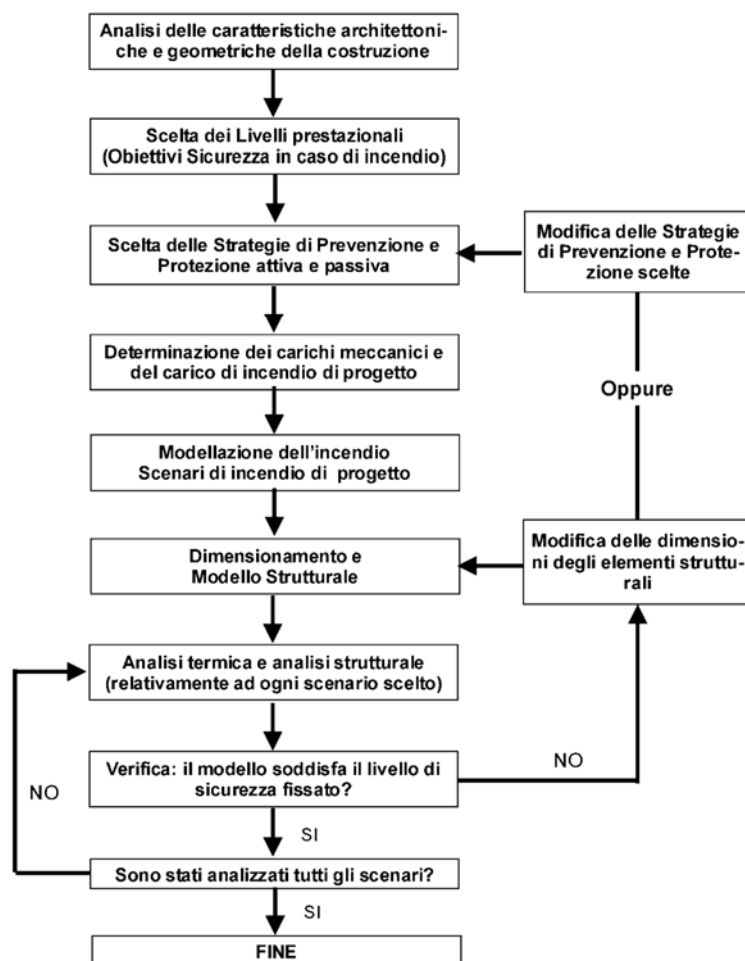


Figura 1.5 – Layout generale dell'analisi della sicurezza in caso di incendio di una costruzione

In virtù della coesistenza tra le due norme che regolano la materia della prevenzione incendi in Italia, attualmente la caratteristica di resistenza al fuoco può essere valutata anche in conformità al nuovo codice di prevenzione incendi, già introdotto in precedenza. Per le attività cosiddette “non normate”, il procedimento per la valutazione della sicurezza si discosta in parte dalla vecchia regola tecnica orizzontale, mentre rispecchia sotto altri aspetti quanto previsto dal legislatore nel 2007. Il Codice infatti permette al progettista di scegliere l'approccio da utilizzare per il conseguimento degli obiettivi di sicurezza minimi, fissati in seguito alla valutazione del rischio incendio, fornendo i criteri per l'attribuzione dei profili di rischio e dei livelli di prestazione, nonché l'elenco delle principali soluzioni attuabili. Ciò si traduce quindi in una progettazione integrale, basata sulla contestuale attuazione di tutte le strategie

antincendio previste, al fine di ricondurre il livello di rischio al di sotto della soglia di accettabilità stabilita mediante la progettazione delle soluzioni tecniche ritenute più idonee, che possono essere identificate tra quelle *conformi*, oppure studiate nel dettaglio attraverso l'utilizzo degli opportuni metodi ingegneristici indicati dal Decreto. Una valida schematizzazione dell'intero processo di progettazione della sicurezza antincendio è fornita dalla Figura 1.5.



# Capitolo 2

## La progettazione strutturale

La valutazione della resistenza al fuoco delle strutture deve necessariamente passare per una fase preliminare di progettazione ordinaria, in cui si verifica che l'opera sia correttamente dimensionata, in primo luogo rispetto alle azioni descritte nel presente capitolo, costituite dai carichi gravitazionali, dalle azioni antropiche e dalle azioni naturali. L'inclusione di un'azione eccezionale nella fase di analisi strutturale rappresenta, rispetto alla procedura ordinaria, il passaggio ulteriore che conduce ad una progettazione completa, che contempli anche le conseguenze derivanti dagli incendi, la cui probabilità di verificarsi deve essere contestualizzata in relazione alla determinazione dei requisiti da richiedere alla costruzione.

### 2.1 Approccio progettuale

L'intero patrimonio di opere esistenti realizzate dall'uomo è caratterizzato dalla presenza di uno o più materiali da costruzione, in passato scelti principalmente in funzione dell'economicità e della disponibilità, per evitare i problemi derivanti dal trasporto degli stessi. Al giorno d'oggi, grazie alla conoscenza ed ai continui studi nel settore, lo sviluppo di tecniche costruttive più o meno moderne ha concesso la possibilità di sfruttare al meglio le prestazioni dei materiali, permettendo di realizzare opere anche molto complesse che non sarebbe mai stato possibile costruire fino alla fine del IX secolo. La scelta del materiale da utilizzare per la realizzazione di un'opera si ripercuote sull'intera fase di progettazione, che deve essere comunque effettuata nel rispetto dei codici normativi vigenti. In Italia, la norma di riferimento è il recente Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018, che ha aggiornato la precedente versione delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) del 2008. Il decreto è stato emanato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, che ha recepito l'insieme di norme europee armonizzate, meglio note come Eurocodici. Esso definisce quali sono le strategie di progettazione per le strutture in elevazione edili e civili e per le relative opere di fondazione, sia in termini di stima delle azioni agenti, sia per la valutazione delle resistenze dei materiali che determinano la risposta complessiva del sistema studiato. Il procedimento di progettazione ordinaria segue generalmente un iter relativamente semplice, che ha inizio con la scelta della tipologia costruttiva, dipendente dalla destinazione d'uso della costruzione, e prosegue attraverso il dimensionamento delle sezioni degli elementi portanti, tenendo conto delle azioni che l'opera è chiamata a sopportare nel corso della sua vita utile. In seguito, avvalendosi di validi strumenti di calcolo, si rende necessario effettuare un'analisi strutturale per valutare le sollecitazioni e le deformazioni cui il sistema è soggetto, per poi poterle confrontare con i valori massimi indicativi dei livelli di resistenza e

deformabilità massima della struttura, a loro volta determinati con riferimento alle prescrizioni normative vigenti. Qualora tale confronto conduca ad un risultato positivo, le verifiche si intendono soddisfatte e il procedimento progettuale volge al termine, mentre nel caso in cui vengano superati i limiti stabiliti dal legislatore occorre agire nuovamente sul dimensionamento, modificando la geometria degli elementi o scegliendo un materiale dalle prestazioni più elevate, prima di condurre in via definitiva nuove verifiche che tengano conto delle modifiche apportate al modello. Il processo iterativo, come si osserva dalla Figura 2.1, si conclude nel momento in cui le verifiche locali e globali forniscono un esito positivo.

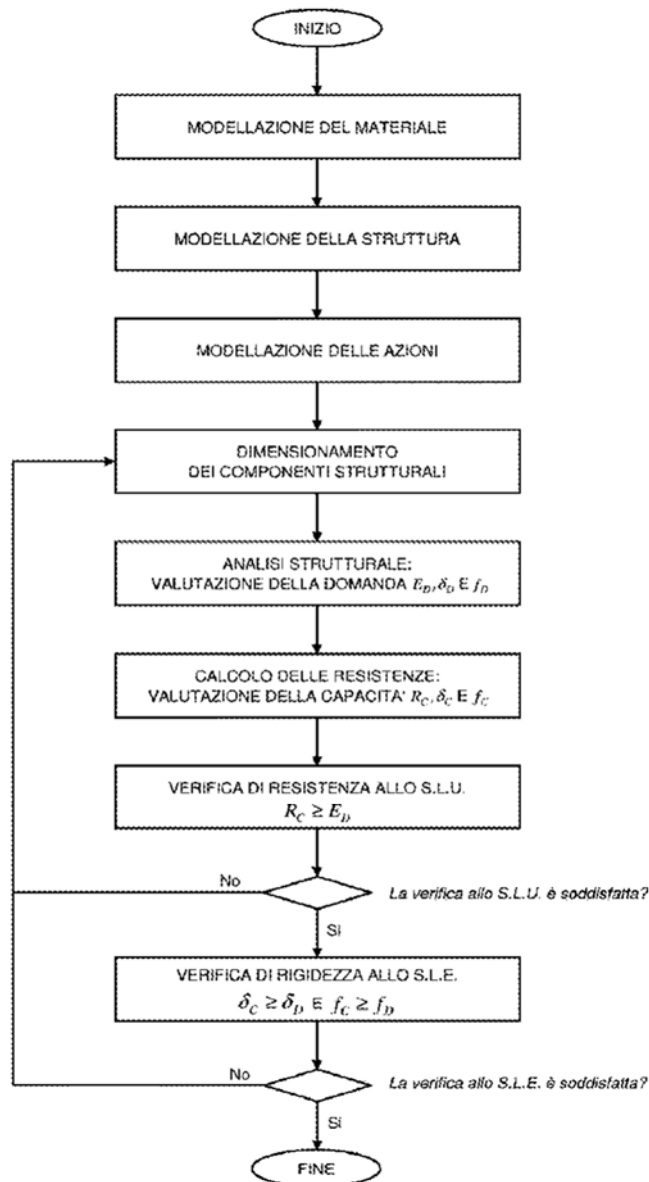


Figura 2.1 – Diagramma di flusso per la progettazione di una struttura

L’approccio normativo relativo alle fasi di progettazione ha subito notevoli variazioni nel corso del tempo, passando da metodi più conservativi, basati sull’utilizzo dei cosiddetti coefficienti di ignoranza, assunti molto elevati a causa della scarsa conoscenza delle caratteristiche fisiche



e meccaniche dei materiali e all'utilizzo di tecniche costruttive semplici, a metodi più recenti fondati sul calcolo probabilistico per la stima dei livelli di sicurezza di un'opera, previa definizione di opportuni criteri di accettabilità degli stessi. Già nel 2008, le Norme Tecniche per le Costruzioni hanno reso il Metodo Semi-probabilistico agli Stati Limite un riferimento obbligatorio per la progettazione, eliminando la possibilità di riferirsi ai metodi deterministici di livello 0 largamente usati nel passato, come quello delle tensioni ammissibili. Il metodo semi-probabilistico rientra nella categoria dei metodi probabilistici di livello I, i quali non prevedono il calcolo analitico delle probabilità di superamento o non superamento delle condizioni limite fissate, ma permettono di tenere conto delle incertezze aleatorie che caratterizzano il modello di calcolo, la natura dei materiali, le modalità di posa in opera degli stessi, nonché la definizione delle azioni di calcolo gravanti sulla struttura, utilizzando coefficienti di sicurezza opportunamente calibrati. La relazione che meglio descrive tale metodo è riportata nel capitolo 2 delle NTC relativo alla definizione dei livelli di sicurezza e delle prestazioni attese e presenta la forma:

$$R_d \geq S_d$$

in cui i termini con il pedice "d" prendono il nome, rispettivamente, di resistenze e sollecitazioni di progetto. I valori di progetto sono ottenuti applicando i coefficienti parziali di sicurezza indicati con  $\gamma_R$  e  $\gamma_S$  ai valori caratteristici  $R_k$  e  $S_k$ , definiti come quei valori per i quali si ha una probabilità di minorazione o maggiorazione, a seconda dei casi, pari al 5% o al 95%. I coefficienti di sicurezza vanno quindi contestualmente ad amplificare le azioni agenti sulla struttura di riferimento e a ridurre le resistenze dei materiali utilizzati, assunte pari ai valori di progetto sopra definiti. La norma stabilisce inoltre i requisiti che le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere, riferendosi a degli Stati Limite, ossia dei livelli di danneggiamento determinati dal raggiungimento di specifiche condizioni (es. perdita di funzionalità, danni materiali più o meno severi, ecc.). Gli stati limite si dicono ultimi, quando sono rappresentativi di uno stato critico per la struttura, che può subire deformazioni eccessive, legate a cinematismi irreversibili o al raggiungimento della massima capacità portante dei singoli elementi, fino a giungere alla perdita dell'equilibrio globale. Al contrario, con stati limite di esercizio rappresentano condizioni meno gravose, reversibili o irreversibili, che possono portare alla riduzione della durabilità dei materiali, senza intaccarne la risposta meccanica, come avviene nel caso di danneggiamenti locali, deformazioni o spostamenti tali da poter limitare l'ordinario utilizzo della costruzione o comprometterne il fattore estetico. Per tenere conto della coesistenza delle diverse azioni esterne che gravano simultaneamente sulla struttura, la norma elenca inoltre delle combinazioni di carico, strutturate in maniera tale da massimizzare gli effetti dei carichi applicati, in funzione dello stato limite considerato per l'esecuzione dell'intera progettazione o di verifiche specifiche. I termini relativi alle azioni vengono quindi amplificati attraverso i coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_S$  introdotti in precedenza ed eventualmente ridotti

da opportuni fattori di combinazione  $\psi_{ij}$ , rappresentativi della probabilità che determinate azioni possano essere considerate come contemporanee. Questi ultimi coefficienti sono forniti dalle stesse NTC e variano in funzione della destinazione d'uso o delle caratteristiche del sito di interesse, se riferite alle azioni del vento e della neve.

La scelta della tipologia costruttiva deriva dunque dalla ricerca di un punto di incontro tra l'aspetto economico, funzionale, estetico, ma anche prestazionale dell'opera. Generalmente, nell'ambito di una progettazione ordinaria, le azioni esterne nei confronti delle quali valutare la risposta strutturale sono rappresentate dai pesi propri degli elementi costruttivi, dai carichi portati permanenti e variabili e dall'azione sismica valutata in funzione del sito in cui sorge l'opera. In tale contesto, le norme tecniche si confermano ancora come un valido riferimento, definendo i pesi dei materiali utilizzati e i carichi accidentali validi per la maggior parte delle costruzioni ordinarie e fornendo gli strumenti necessari per la determinazione analitica delle azioni derivanti dal vento, dalla neve e dagli scuotimenti sismici. In particolare, quest'ultimo aspetto occupa una posizione elevata in termini di importanza nel contesto nazionale, in quanto rappresenta un fattore di rischio non trascurabile, motivato dall'entità della pericolosità sismica della quasi totalità del territorio italiano. A tal proposito, l'evolversi dell'approccio normativo che ha regolato la progettazione negli ultimi decenni è dovuto proprio all'aspetto della risposta sismica delle strutture, dimostratasi palesemente carente sulla base delle evidenze mostrate dal patrimonio esistente e degli studi del settore, che hanno permesso di definire le principali criticità riscontrate e le strategie di miglioramento attuabili già durante la fase preliminare di progettazione.

## 2.2 Le azioni sulle costruzioni

La modellazione delle azioni passa per la valutazione analitica dei carichi verticali e orizzontali che una struttura è chiamata a sopportare nel corso della sua esistenza. Le azioni da applicare al sistema strutturale oggetto di progettazione possono avere un carattere deterministico, quando la stima dei valori attesi è esatta e fondata su un calcolo rigoroso che tiene conto delle quantità e dei pesi specifici dei materiali presenti, come nel caso dei carichi permanenti e non permanenti, oppure una natura probabilistica, quando sono caratterizzati da una variabilità che è funzione della tipologia di carico considerato, come nel caso dei carichi variabili, eccezionali e sismici.

Una prima classificazione delle azioni può essere effettuata in relazione alla risposta strutturale e quindi alla loro capacità di provocare o meno delle accelerazioni significative nel sistema studiato; si identificano così le azioni statiche, pseudo-statiche e dinamiche. Una seconda classificazione tiene conto della variazione dell'intensità delle azioni nel tempo, in termini di persistenza a lungo termine (permanententi, non permanententi) o breve termine (variabili), oppure il cui verificarsi è da considerarsi come una eccezionalità (eccezionali), o ancora rappresentativi

degli scuotimenti tellurici (sismici)<sup>18</sup>. Infine, in funzione degli elementi che contribuiscono alla determinazione dei carichi assunti come presenti nel medio-lungo termine, si distinguono i carichi di tipo strutturale e non strutturale. Nel dettaglio, alla categoria dei permanenti strutturali ( $G_1$ ) appartengono quei carichi gravitazionali derivanti dal peso proprio degli elementi portanti della costruzione, che si considerano irrimovibili per l'intera vita dell'opera. Tra i permanenti non strutturali ( $G_2$ ) rientrano invece i carichi legati alla presenza di elementi secondari, quali massetti, intonaci, tramezzi e pavimentazioni, solitamente sempre presenti, ma per i quali esiste la possibilità che vengano rimossi nel passaggio tra le diverse fasi di vita del fabbricato, nell'ipotesi realistica che questo subisca modifiche rilevanti ai fini della stabilità strutturale. Infine, i carichi variabili ( $Q_k$ ) possono essere presenti o non presenti a seconda dei casi, in relazione all'utilizzo previsto per la costruzione, al suo posizionamento nel contesto territoriale, nonché all'esposizione nei confronti dei fenomeni meteorologici naturali quali ad esempio neve e vento, che comportano inevitabilmente delle azioni aggiuntive rispetto a quelle in condizioni "di riposo". Per quanto concerne quest'ultima tipologia, le NTC riportano nel capitolo 3 i valori dei sovraccarichi da considerare nel dimensionamento e nella verifica dei sistemi strutturali in funzione delle diverse categorie d'uso, distinguendo gli ambienti residenziali, gli uffici, gli ambienti suscettibili di affollamento, quelli ad uso commerciale, per immagazzinamento o ad uso industriale, nonché le aree destinate a rimesse e le coperture. La titolo di esempio, per la categoria E ipotizzata per il caso studio trattato nel seguito, la Tabella 2.1<sup>19</sup> mostra i valori di carico caratteristici minimi associati a edifici industriali, dove con  $q_k$  si intendono i carichi verticali uniformemente distribuiti, con  $Q_k$  i carichi verticali concentrati e con  $H_k$  i carichi orizzontali lineari.

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale e uso industriale			
	Cat.E1 Aree per l'accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	$\geq 6,00$	7,00	1,00
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		

**Tabella 2.1** – Sovraccarichi accidentali legati alla destinazione d'uso per la categoria E

Per le azioni verticali derivanti dalla presenza di neve sulle coperture, la stessa norma permette di assumere un carico di superficie che è funzione del peso della neve al suolo, stimato in relazione al sito considerato, sulla base della zonizzazione effettuata a monte dal legislatore, della geometria della copertura, dalle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge il fabbricato, che ne determinano l'esposizione, e dalla eventuale riduzione del carico neve

<sup>18</sup> §2.5.1. "Classificazione delle azioni" – Allegato al DM 17 gennaio 2018

<sup>19</sup> §3.1.4. "Sovraccarichi" – Allegato al DM 17 gennaio 2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni

causata dallo scioglimento derivante dalla presenza di un flusso termico importante diretto verso l'esterno della costruzione.

Una ulteriore fonte di sollecitazione per le opere civili è rappresentata dalla pressione del vento lungo le superfici esposte. L'azione del vento, pur essendo in realtà caratterizzata da una natura dinamica, ai fini delle analisi strutturali può essere trattata come azione pseudo-statica, date le basse accelerazioni provocate sul sistema. Per alcune tipologie costruttive, il vento può costituire l'azione più importante, in termini di intensità, nei confronti della quale effettuare il dimensionamento degli elementi strutturali. È il caso delle opere caratterizzate da un grande ingombro e da una massa sismica moderatamente contenuta, come la maggior parte delle strutture in acciaio, nelle quali, al contrario di quanto avviene in quelle realizzate in calcestruzzo, si ha una elevata deformabilità, tale da provocare spostamenti eccessivi e sollecitazioni più elevate nella struttura portante. Come per il caso del carico da neve, anche la spinta orizzontale causata dalla presenza di vento viene valutata in funzione del sito considerato, con riferimento alla procedura fornita dalle norme tecniche. I fattori determinanti in tale contesto sono la velocità e la pressione cinetica di riferimento del vento, il coefficiente di esposizione, descrittivo delle caratteristiche del sito e variabile anche in funzione dell'altezza rispetto al suolo, e i coefficienti dinamico e aerodinamico, che tengono conto degli effetti amplificativi o riduttivi derivanti dalla tipologia e dalla geometria della costruzione considerata e che vengono valutati con metodologie specifiche, quando ritenuti significativi.

Ai fini delle verifiche da condurre con riferimento agli stati limite di interesse per la progettazione, le azioni finora trattate vengono dunque opportunamente combinate tra loro<sup>20</sup>. Si riportano, a tal proposito, le combinazioni di carico fornite dalla normativa, corrette dai coefficienti  $\gamma_i$  e  $\psi_{ij}$  di interesse per il caso specifico, riportati nelle Tabelle 2.2 e 2.3<sup>21</sup>.

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli Stati Limite Ultimi:

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

- Combinazione caratteristica (o rara), impiegata per gli Stati Limite di Esercizio irreversibili:

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

- Combinazione frequente, impiegata per gli Stati Limite di Esercizio reversibili

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

- Combinazione quasi permanente, impiegata per la valutazione degli effetti a lungo termine in relazione agli Stati Limite di Esercizio:

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

dove:

<sup>20</sup> § 2.5.3. "Combinazione delle azioni" – Allegato al DM 17 gennaio 2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni

<sup>21</sup> §2.5. "Azioni sulle costruzioni" e §2.6. "Azioni nelle verifiche agli stati limite" – Allegato al DM 17 gennaio 2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni

- $G_1$  rappresenta i pesi permanenti strutturali;
- $G_2$  rappresenta i pesi permanenti non strutturali;
- $Q_{ki}$  rappresenta l'i-esimo carico variabile o accidentale;
- $P$  è il parametro relativo alla precompressione, se presente;
- $\gamma_i$  è il coefficiente parziale di sicurezza;
- $\Psi_{ij}$  è il fattore di combinazione.

Coefficienti parziali di sicurezza		Coefficiente $\gamma_f$	A1 (STR)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	1
	Sfavorevoli		1,3
Carichi permanenti non strutturali $G_2$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8
	Sfavorevoli		1,5
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0
	Sfavorevoli		1,5

*Tabella 2.2 – Definizione dei coefficienti parziali di sicurezza da NTC*

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria E - Aree per immagazzinamento uso commerciale e uso industriale. Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

*Tabella 2.3 – Definizione dei coefficienti di combinazione da NTC*

## 2.3 L'azione sismica e i metodi di analisi

Mentre alcuni carichi verticali sono di facile determinazione, data la natura deterministica di quelli permanenti e la definizione a priori da parte del legislatore di quelli descrittivi delle condizioni di utilizzo dell'opera, altri richiedono un processo di calcolo più o meno elaborato a causa della loro variabilità nel contesto territoriale; è il caso dei carichi da neve e da vento, valutati principalmente in funzione della posizione geografica, dell'altitudine e dell'esposizione del sito e dei fattori geometrici della costruzione oggetto di analisi. Ancora più complesso risulta il calcolo dell'azione sismica di progetto nei confronti della quale dimensionare la struttura, in quanto in tale circostanza diventa necessario ricercare quei parametri che massimizzano l'effetto del terremoto atteso nel sito considerato, con lo scopo di effettuare la progettazione con riferimento ad una stima quanto più realistica possibile in termini di accelerazioni massime attese. La risposta dei sistemi strutturali all'azione sismica è descritta dagli spettri di risposta, che mettono in relazione le accelerazioni orizzontali con i periodi di oscillazione del sistema e che includono al loro interno molte informazioni, sia relative al moto

sismico, come l'accelerazione di picco, comunemente nota come PGA (*Peak Ground Acceleration*), sia rappresentative delle caratteristiche del sistema, come lo smorzamento, considerato generalmente pari al 5% per la maggior parte delle opere di ingegneria civile.

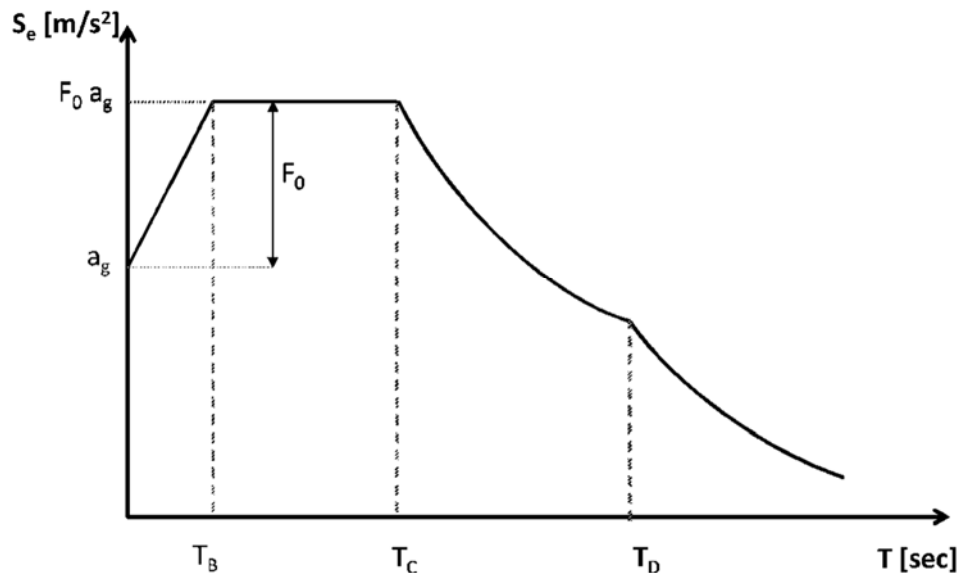


Figura 2.2: Esempio spettro e indicazione  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c$

La valutazione dell'azione sismica costituisce una fase molto delicata per il professionista, in quanto rappresenta uno dei punti principali nei confronti dei quali lo stesso è chiamato a calibrare le soluzioni progettuali per soddisfare le richieste della committenza. Il legislatore ha reso tale stima meno ostica per il progettista, concedendo la possibilità di avvalersi di validi riferimenti di carattere tecnico come la mappa di pericolosità sismica<sup>22</sup>, realizzata a valle di specifici studi di pericolosità sismica effettuati sull'intero territorio nazionale. La mappa è costituita da un reticolo caratterizzato da circa diecimila punti, per ciascuno dei quali sono note le coordinate, l'identificativo e i valori assunti dai seguenti tre parametri, la cui conoscenza è indispensabile per la costruzione degli spettri di risposta, come indicato in Figura 2.2:

- $a_g$ : accelerazione orizzontale massima attesa (PGA);
- $F_0$ : fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$ : periodo di oscillazione corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I suddetti parametri, pur essendo noti per un numero limitato di punti, possono essere ricavati mediante interpolazione lineare per qualsiasi coppia di coordinate geografiche, partendo dai dati relativi ai quattro punti del reticolo che circoscrivono la zona di interesse. In questo modo è quindi possibile definire la pericolosità sismica del sito scelto per l'ubicazione dell'opera da realizzare. La definizione dell'accelerazione di picco al suolo (PGA), necessaria per stabilire il punto dal quale partire per la costruzione degli spettri, deve riferirsi ad una frequenza annuale di superamento che sia ritenuta accettabile. Considerando una probabilità di superamento del

<sup>22</sup> <http://esse1-gis.mi.ingv.it/> - Mappe interattive di pericolosità sismica – Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia

10% in un periodo di riferimento fissato pari a 50 anni, in genere, per la quasi totalità delle opere in elevazione, tale frequenza è valutata in relazione allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). La frequenza annuale di superamento per tale stato limite è pari allo 0,21 % e corrisponde ad un tempo di ritorno dell'azione sismica di 475 anni.

Nell'ambito del processo di progettazione, un primo passaggio consiste dunque nella definizione dell'esatta posizione del fabbricato e nella costruzione dello spettro di risposta. In seguito, valutati i periodi di oscillazione della struttura, si effettua la lettura delle accelerazioni spettrali sullo spettro di progetto, definito al §2.1.1, le quali, applicate alle masse partecipanti permettono di valutare le forze sismiche orizzontali agenti al piede della costruzione. La massa complessiva della costruzione viene valutata secondo la relazione fornita dalle norme tecniche, i cui termini sono i medesimi già descritti in precedenza.

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Note le masse e la variazione spettrale delle accelerazioni con i periodi, l'evoluzione del processo in questione dipende dalla tipologia di analisi sismica effettuata. L'analisi strutturale rappresenta infatti il cuore della progettazione, per cui la sua corretta scelta e successiva impostazione risulta di fondamentale importanza affinché i risultati possano essere rappresentativi del reale comportamento del sistema analizzato. La domanda sismica da considerare può essere rappresentata, a seconda della tipologia di analisi, attraverso sistemi di forze statiche equivalenti, spettri di risposta o storie di carico temporali (*Time History*). Il legislatore ammette quattro diverse analisi che si differenziano per il grado di semplificazione del problema, nonché di accuratezza dei dati forniti a valle del calcolo. Le suddette analisi si articolano in lineari e non lineari, statiche e dinamiche e la scelta della tipologia da utilizzare deve essere calibrata in funzione delle caratteristiche della struttura e del modello adottato per la schematizzazione del comportamento strutturale<sup>23</sup>.

### 2.3.1 *Comportamento dissipativo e non dissipativo di sistemi strutturali*

Le azioni sismiche di progetto che costituiscono la domanda si definiscono a partire dagli spettri di risposta, funzione della sola pericolosità sismica di base del sito interessato. La costruzione degli spettri di progetto precedentemente introdotti è però subordinata anche alla conoscenza di ulteriori informazioni relative alle caratteristiche stratigrafiche e topografiche del sito considerato, sintetizzate rispettivamente dagli omonimi coefficienti di amplificazione, ricavabili in maniera semplificata secondo il procedimento fornito dalla norma o attraverso analisi di dettaglio, eseguite in seguito allo svolgimento di specifiche prove in sito di carattere geotecnico per la valutazione della risposta sismica locale. La domanda sismica va inoltre

---

<sup>23</sup> §7.3. Metodi di analisi e criteri di verifica – Allegato al DM 17 gennaio 2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni

valutata in funzione del comportamento previsto per il sistema strutturale progettato, che in sostanza può essere di due tipologie:

- comportamento strutturale non dissipativo: nella valutazione della domanda si assume che tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico. In tal caso la domanda sismica non tiene conto delle non linearità di materiale ed è calcolata attraverso un modello elastico;
- comportamento strutturale dissipativo: nella valutazione della domanda si ammette che un numero elevato di membrature e/o collegamenti evolvono in campo plastico, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico. In tal caso, la domanda sismica tiene conto della tipologia strutturale considerata e della capacità dissipativa associata alle plasticizzazioni legate alle non linearità di materiale<sup>24</sup>.

Nel caso la struttura abbia comportamento strutturale dissipativo, si distinguono due livelli di capacità dissipativa o Classi di Duttività (CD) ai fini della valutazione della domanda sismica e della progettazione di elementi strutturali e dettagli costruttivi:

- Classe di Duttività alta (CD “A”);
- Classe di Duttività media (CD “B”).

Dal punto di vista globale, la progettazione di una struttura dotata di una certa capacità in duttilità deve essere effettuata con riferimento al criterio di gerarchia delle resistenze (*capacity design*), che consiste nel gestire il comportamento strutturale in modo che permetta di dissipare una parte dell’energia trasmessa dal sisma, in relazione all’entità delle deformazioni imposte sulla struttura. La dissipazione di energia avviene attraverso i cicli di isteresi, rappresentabili con l’evoluzione nel tempo del legame Momento-Curvatura ( $M-\chi$ ) delle sezioni degli elementi strutturali, che mostrano le plasticizzazioni progressive degli stessi, quando sono sottoposti ad un certo evento sismico.

I principi della gerarchia delle resistenze impongono che sia favorita la formazione di meccanismi duttili in posizioni favorevoli della struttura, al fine di ottenere un fenomeno di plasticizzazione controllato e fornire quindi una tutela nei confronti di rotture di tipo fragile, quindi improvvise, e di meccanismi indesiderati. Per raggiungere tale obiettivo, si individuano nella struttura degli specifici elementi, denominati *cerniere plastiche*, che devono essere progettati in modo da sviluppare un comportamento duttile quando sollecitati oltre un certo limite. Si tratta, di fatto, di elementi sacrificali, il cui meccanismo duttile anticipa i meccanismi fragili o indesiderati su elementi più importanti per la stabilità strutturale, che di contro dovranno essere progettati per essere caratterizzati da una maggiore resistenza. Ne consegue che nella progettazione di strutture con comportamento dissipativo, per qualsiasi classe di duttilità, si avranno elementi più fragili, caratterizzati da una maggiore resistenza, in quanto non è consentito che gli stessi abbandonino il limite elastico, e da elementi duttili meno

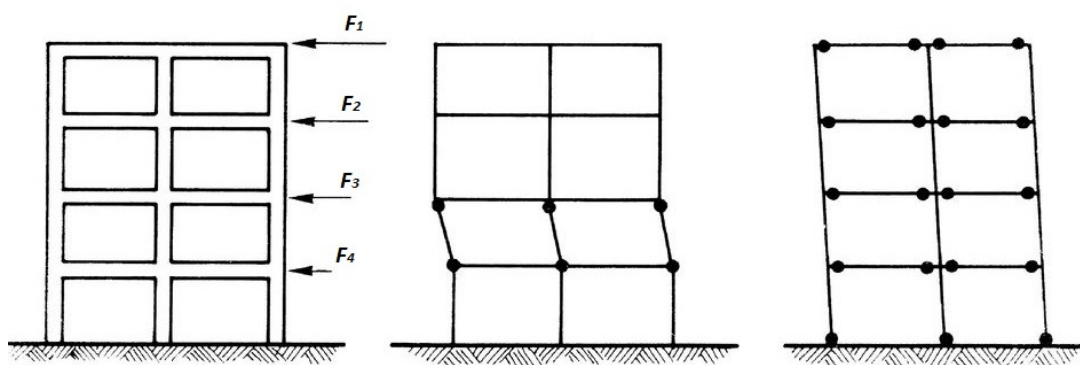
---

<sup>24</sup> § 7.2.2. Criteri generali di progettazione dei sistemi strutturali – Allegato al DM 17 gennaio 2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni



resistenti, la cui plasticizzazione è da considerarsi come un episodio positivo, a vantaggio dell'intero sistema strutturale.

In relazione a quanto finora esposto, il legislatore ha codificato le regole da adottare nell'ambito della progettazione sismica, stabilendo che "al fine di conseguire un comportamento duttile, i telai devono essere progettati in modo che le zone dissipative si formino nelle travi piuttosto che nelle colonne". Allo stesso modo, viene definito anche in che modo valutare la sovraresistenza di un elemento rispetto ad un altro ad esso collegato, vale a dire moltiplicando la resistenza nominale di calcolo delle zone dissipative per un opportuno coefficiente di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$ , variabile in funzione della classe di duttilità scelta per la progettazione.



*Figura 2.3 – Il comportamento degli elementi nelle strutture intelaiate: a) Distribuzione delle azioni orizzontali; b) Deformazione della struttura con generazione di un piano soffice dovuto alla plasticizzazione dei pilastri; c) Deformazione della struttura con plasticizzazioni concentrate sulle travi, nel rispetto della gerarchia delle resistenze*

Per le strutture intelaiate, le NTC decretano inoltre al §7.5.4. quali siano le regole di progetto degli elementi che compongono lo schema strutturale portante della costruzione: Nel dettaglio, per il caso delle travi, nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle zone dissipative deve essere verificato che:

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

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15$$

$$\frac{V_{Ed,G} + V_{Ed,M}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5$$

dove:

- $M_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$  e  $V_{Ed}$  sono i valori della domanda a flessione, sforzo normale e taglio;
- $M_{pl,Rd}$ ,  $N_{pl,Rd}$  e  $V_{pl,Rd}$  sono i valori della capacità a flessione, sforzo normale e taglio;
- $V_{Ed,G}$  è la domanda a taglio dovuta alle azioni non sismiche;
- $V_{Ed,M}$  è la domanda a taglio dovuta all'applicazione di momenti plastici equivalenti  $M_{pl,Rd}$  nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle zone dissipative.

Relativamente alle colonne, la loro capacità deve essere confrontata con la combinazione più sfavorevole della domanda a flessione e sforzo normale, che viene valutata come segue:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{cv} \Omega N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{cv} \Omega M_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{cv} \Omega V_{Ed,E}$$

in cui:

- $M_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$  e  $V_{Ed}$  sono i valori della domanda a flessione, sforzo normale e taglio;
- $N_{Ed,G}$ ,  $M_{Ed,G}$  e  $V_{Ed,G}$  sono i valori della domanda a sforzo normale, flessione e taglio dovuta alle azioni non sismiche incluse nella combinazione delle azioni per la condizione sismica di progetto;
- $N_{Ed,E}$ ,  $M_{Ed,E}$  e  $V_{Ed,E}$  sono i valori della domanda a sforzo normale, flessione e taglio dovuta alle azioni sismiche di progetto;
- $\gamma_{cv}$  è il fattore di sovrarresistenza relativo al materiale;
- $\Omega$  è il minimo valore tra gli  $\Omega_i$  valutati per tutte le travi in cui si attende la formazione di zone dissipative

$$\Omega_i = \frac{(M_{pl,Rd,i} - M_{Ed,G,i})}{M_{Ed,E,i}}$$

essendo:

- $M_{Ed,E,i}$ , la domanda a flessione dovuta alle azioni sismiche di progetto;
- $M_{Ed,G,i}$ , la domanda a flessione dovuta alle azioni non sismiche incluse nella combinazione delle azioni per la condizione sismica di progetto;
- $M_{pl,Rd,i}$ , il valore della capacità a flessione dell'i-esima trave.

Il rapporto tra domanda e capacità taglianti deve rispettare la limitazione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5$$

mentre, per verificare che il meccanismo globale dissipativo si sviluppi, occorre verificare che per ciascuna connessione trave-colonna sia rispettata la seguente condizione:

$$\sum M_{c,pl,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,pl,Rd}$$

nella quale con  $M_{c,pl,Rd}$  e  $M_{b,pl,Rd}$  si indicano, rispettivamente, le capacità a flessione della colonna, valutata per livelli di domanda a sforzo assiale in condizioni sismiche, e la capacità a flessione delle travi che convergono nel nodo da verificare, mentre con  $\gamma_{Rd}$  si indica il fattore di sovrarresistenza. Nei collegamenti trave-colonna è inoltre necessario assicurarsi che la capacità flessionale  $M_{j,Rd}$  sia sufficientemente alta da rispettare la relazione:

$$M_{j,Rd} \geq 1,1 \gamma_{cv} M_{b,pl,Rd}$$

Un ulteriore controllo che assicuri il manifestarsi del meccanismo dissipativo nelle zone desiderate è finalizzato a garantire la resistenza dei pannelli d'anima delle connessioni nei

confronti dei fenomeni di plasticizzazione locale e instabilità, che possono ritenersi scongiurati quando:

$$\frac{V_{vp,Ed}}{\min(V_{vp,Rd}, V_{vb,Rd})} < 1$$

in cui  $V_{vp,Ed}$ ,  $V_{vp,Rd}$  e  $V_{vb,Rd}$  rappresentano la domanda a taglio e le capacità a taglio per plasticizzazione e per instabilità del pannello. In ultimo, relativamente ai collegamenti colonna-fondazione, deve essere verificato che la capacità a flessione degli stessi  $M_{c,Rd}$  sia superiore rispetto al momento plastico del pilastro  $M_{c,pl,Rd}$ , valutata per la più gravosa domanda a sforzo normale  $N_{Ed}$  e opportunamente maggiorata.

$$M_{c,Rd} \geq 1,1 \gamma_{cv} M_{c,pl,Rd}(N_{Ed})$$

Ferma restando la necessità rispettare i criteri stabiliti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, la capacità dissipativa legata al verificarsi dei danneggiamenti progressivi, che si manifestano sull'opera sotto forma di plasticizzazioni o cinematismi in generale, può essere valutata in maniera rigorosa, effettuando analisi non lineari che prevedano l'adozione di adeguate leggi costitutive, oppure in maniera semplificata, attraverso l'utilizzo del fattore di comportamento  $q$  che dipende della tipologia strutturale, che tiene conto implicitamente della formazione di cerniere plastiche nella struttura. Ne consegue che la sicurezza strutturale di sistemi con comportamento dissipativo può essere valutata anche attraverso analisi lineari, per le quali la domanda sismica è calcolata sulla base dello spettro inelastico di progetto, ottenuto riducendo lo spettro elastico del fattore di comportamento  $q$ . Elementi progettati per restare in campo elastico sono soggetti ad una domanda più elevata, quindi sono necessariamente caratterizzati da sezioni più resistenti rispetto a quelli progettati per subire plasticizzazioni e quindi dissipare energia. Ne consegue che la realizzazione di strutture non dissipative è più onerosa dal punto di vista economico, date le dimensioni dei profili utilizzati; d'altro canto, queste ultime riescono a resistere ad azioni più elevate, al contrario di quelle dissipative, che danneggiandosi perdono gradualmente la loro capacità in termini di duttilità e resistenza.

## 2.4 Le azioni eccezionali: l'incendio

Nella maggior parte dei casi concreti, le azioni finora analizzate risultano sufficienti per la valutazione del comportamento strutturale di strutture nuove o esistenti, quando i requisiti ad esse richiesti sono legati al raggiungimento degli stati limite precedentemente descritti. Viceversa, qualora una costruzione debba essere destinata ad ospitare attività che presentano ulteriori fonti di rischio che possano compromettere la stabilità strutturale, il processo di progettazione dovrà essere integrato per tener conto delle azioni *eccezionali* definite dalla norma. Tra queste, rientrano anche le conseguenze derivanti dall'esposizione degli elementi costruttivi al calore generato dagli incendi, definite dagli eurocodici come *accidental design*

*situations*. Condizioni di questo tipo sono associate al raggiungimento di uno stato limite ultimo, che può essere rappresentativo di un collasso derivante da una perdita di stabilità di una parte o dell'intera costruzione, da rotture locali dovute a deformazioni elevate, dalla formazione di cinematismi o dalla rottura di interi elementi strutturali<sup>25</sup>. Le Norme Tecniche per le Costruzioni definiscono la sicurezza antincendio come la “capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d'incendio, per un periodo richiesto”<sup>26</sup>, facendo ovviamente riferimento alla sola sicurezza in ambito strutturale, già richiamata dalle regole tecniche di prevenzione incendi e meglio nota come resistenza al fuoco degli elementi costruttivi. In circostanze simili, i carichi da considerare sono dettati dalla “combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi associati ad azioni eccezionali”<sup>27</sup>, che presenta la seguente forma:

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

dove i termini  $G_1, G_2, Q_{ki}, P, \psi_{2j}$  rappresentano le grandezze già enunciate in precedenza, mentre con il termine  $A_d$  si indica l'azione eccezionale di progetto. In tale contesto, gli eurocodici propongono una semplificazione che, nell'ambito della ricerca delle azioni di progetto, permette di valutare rapidamente le azioni agenti sulle costruzioni in condizioni eccezionali, applicando un coefficiente riduttivo  $\eta$  alla combinazione valutata per lo Stato Limite Ultimo. Le seguenti relazioni descrivono le modalità di utilizzo del coefficiente  $\eta$  e le modalità per la sua valutazione analitica o grafica (Figura 2.4).

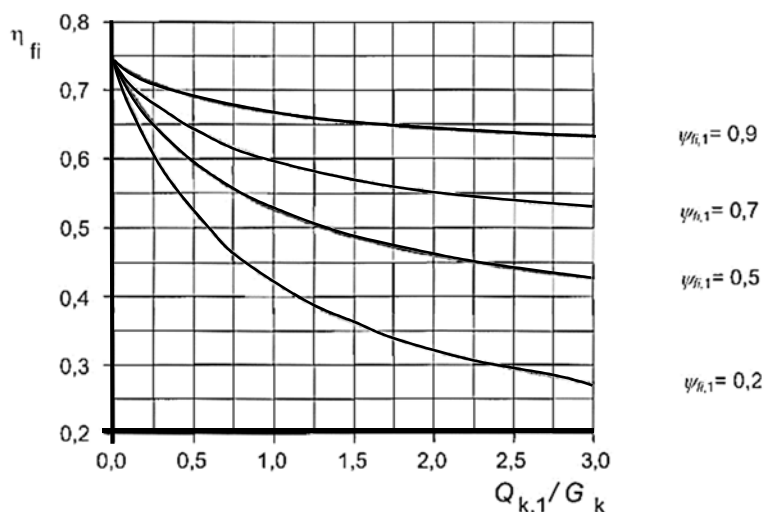


Figura 2.4 – Variazione del fattore di riduzione con il rapporto  $Q_{k,1}/G_k$

<sup>25</sup> Nigro, Posturino, Cefarelli, Princi (2009) – Progettazione di strutture in acciaio e composte acciaio-calcestruzzo in caso di incendio secondo gli eurocodici e le Norme Tecniche per le costruzioni – Hoepli, Milano

<sup>26</sup> § 2.1. Principi fondamentali – Allegato al DM 17 gennaio 2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni

<sup>27</sup> § 2.5.3. “Combinazione delle azioni” – Allegato al DM 17 gennaio 2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni

$$S_{d,fi} = \eta_{fi} S_d,$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Qj} \psi_{0,j} Q_{kj}}$$

L'inserimento del termine  $A_d$  nella relazione fornita dalla norma permette di considerare l'azione termica indiretta, con la quale si indicano quelle azioni aggiuntive che possono nascere a causa delle dilatazioni termiche indotte dall'incendio e delle interazioni tra gli elementi della struttura. Mentre nella progettazione eseguita a temperatura ordinaria la capacità portante di un elemento può essere compromessa solo a causa di un incremento delle azioni gravanti su di esso, in caso di incendio bisogna anche tenere presente che le dilatazioni termiche contrastate possono indurre stati tensionali non previsti negli elementi strutturali e che la resistenza dei materiali si riduce con le elevate temperature. Inoltre, i coefficienti di sicurezza impiegati sono bassi, data la natura eccezionale degli incendi, comportando azioni di progetto agenti inferiori rispetto a quelle considerate nella combinazione fondamentale agli stati limite ultimi. In un simile contesto entra in gioco l'abilità del progettista, che è chiamato a predisporre un'organizzazione del sistema strutturale, tale da essere in grado di ripartire le azioni agli elementi attigui, qualora un elemento o una porzione di struttura subisca un danneggiamento. A tal riguardo, un valido esempio è rappresentato dai sistemi strutturali continui, che beneficiano del vantaggio di avere, in quanto iperstatici, delle riserve plastiche aggiuntive rispetto ai sistemi isostatici e che sono in genere caratterizzati da una resistenza al fuoco più elevata. L'iperstaticità assicura infatti che con la formazione di una cerniera plastica la struttura venga declassata e si trasformi in un'isostatica, per cui non degenera in un meccanismo labile che preclude il collasso, ma si riconduce a una struttura meno vincolata, ancora capace di sostenere le azioni agenti su di essa.

Le azioni indirette legate al verificarsi degli incendi racchiudono dei fenomeni di rilevante importanza che il legislatore obbliga a considerare, ad eccezione di quei casi in cui sia accertato che la presenza di tali azioni possa essere ritenuta trascurabile o a favore di sicurezza. In particolare, la presenza di tali azioni non risulta fondamentale per gli elementi adiacenti a quello oggetto di verifica, quando i requisiti di sicurezza in caso di incendio si riferiscono ad elementi in condizioni di incendio normalizzato<sup>28</sup>. Viceversa, qualora l'approccio utilizzato sia quello di tipo prestazionale definito nel capitolo 1, appare evidente che le azioni in questione debbano essere prese in considerazione per consentire di valutare nel dettaglio il comportamento strutturale in termini di deformazioni e spostamenti nel tempo. In ogni caso, per una corretta stima delle azioni rappresentate dal termine *accidentale* presente nella combinazione di carico omonima il legislatore raccomanda che siano inclusi almeno i gradienti termici all'interno delle sezioni trasversali che danno luogo a tensioni di coazione, la differente espansione termica di elementi staticamente indeterminati, come nel caso di solette continue, le espansioni termiche

---

<sup>28</sup> Art. 5 – DM 09 marzo 2007

contrastate degli elementi sottoposti a verifica, quelle degli elementi adiacenti e quelle di elementi che sollecitano altri elementi posti al di fuori del compartimento antincendio<sup>29</sup>.

## 2.5 Modellazione, analisi e verifiche strutturali

Al fine di poter rappresentare, descrivere e gestire la costruzione oggetto di progettazione per mezzo di opportuni strumenti di calcolo, si rende necessaria la costruzione di uno schema semplificato nel quale ridurre l'intera struttura e l'insieme dei carichi su di essa agenti. Tale schema prende il nome di modello strutturale e la sua costruzione passa inevitabilmente attraverso un processo che richiede:

- La scelta del materiale utilizzato e della tipologia costruttiva;
- La scelta del tipo di analisi da effettuare;
- La scelta del modello computazionale.

Il modello adottato potrà avere una conformazione tridimensionale, quando sarà caratterizzato da un certo grado di complessità o irregolarità, mentre potrà essere ricondotto ad una conformazione bidimensionale, qualora in una fase finale sia assunta come valida l'estensione dei risultati ottenuti per lo schema semplificato all'intero modello spaziale. In ogni caso, esso è costituito dall'unione di singoli elementi, per i quali sono definite le caratteristiche geometriche, nonché quelle meccaniche relative ai materiali utilizzati per la sua realizzazione. Definito il modello strutturale, si definiscono i carichi statici verticali e orizzontali, con le modalità finora enunciate, prima di proseguire verso il calcolo delle sollecitazioni indotte nelle singole componenti del modello. La progettazione e la successiva verifica di ogni telaio in acciaio vengono usualmente effettuate in due momenti distinti:

- fase d'analisi globale;
- fase di verifica locale.

Con l'analisi globale, il processo di calcolo deve condurre alla definizione del comportamento complessivo del sistema analizzato, al fine di verificare che siano rispettati i limiti forniti dal legislatore, ad esempio in termini di deformazione, e ricercare le sollecitazioni agenti su ciascun elemento strutturale per poter effettuare le successive verifiche locali. L'analisi globale della struttura può essere condotta con diversi approcci, la cui scelta è demandata al progettista, sulla base dei livelli di prestazione richiesti per l'opera della committenza. I metodi proposti dalle NTC sono tre e sono definiti come segue:

- Metodo elastico (*E*): gli effetti delle azioni sono valutati assumendo ipotesi semplificative sulla linearità del legame costitutivo del materiale;

---

<sup>29</sup> § 4.2 "Simultaneity of actions" – EN 1991-1-2 – Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire

- Metodo plastico (*P*): gli effetti delle azioni sono valutati trascurando il contributo elastico delle deformazioni e considerando soltanto le deformazioni plastiche concentrate nelle sezioni di formazione delle cerniere plastiche;
- Metodo elasto-plastico (*EP*): gli effetti delle azioni sono valutano introducendo nel modello il legame momento-curvatura delle sezioni ottenuto considerando un legame costitutivo tensione-deformazione di tipo bilineare o più complesso, a seconda del materiale utilizzato.

Nel contesto globale, l'analisi meccanica può essere effettuata con gradi di raffinatezza e complessità che si differenziano a seconda dell'importanza e della tipologia del sistema portante in esame. Qualora si ritenga soddisfatta l'ipotesi di piccoli spostamenti e deformazioni infinitesime per il sistema analizzato, i metodi (*E*), (*P*) o (*EP*) vengono implementati in un'analisi limitata al primo ordine, che determina le azioni interne sulla struttura con riferimento alla sua configurazione indeformata. Vi sono tuttavia dei casi in cui si possono verificare delle circostanze per le quali l'ipotesi di piccoli spostamenti non può più essere ritenuta verosimile, oppure si ritiene interessante accrescere il grado di dettaglio dei risultati ottenuti, pertanto, in fase di modellazione ed analisi strutturale, si rende necessario considerare delle non linearità di tipo meccanico o geometrico. Le prime racchiudono le informazioni proprie del legame costitutivo del materiale, mentre le non linearità geometriche tengono in conto gli effetti del secondo ordine, intesi come azioni interne aggiuntive rispetto a quelle provocate dalle azioni permanenti e/o variabili imposte sul sistema strutturale, la cui comparsa è però dovuta alle eccessive deformazioni, mostrate generalmente dalla struttura in campo plastico.

Assicurata la verifica globale della struttura, il passaggio successivo richiede la valutazione della sicurezza a livello locale, per ciascuna delle singole componenti dell'intero sistema studiato, che si riconduce al confronto tra le sollecitazioni valutate per lo Stato Limite Ultimo e le resistenze meccaniche di progetto, con riferimento alla disuguaglianza (2.2) descritta in precedenza. Le verifiche sugli elementi strutturali interessano le caratteristiche di sollecitazione, semplici o composte, ritenute maggiormente influenti in relazione alla componente considerata e devono essere eseguite in accordo con quanto stabilito dalle norme tecniche di riferimento quali NTC ed eurocodici.





# Capitolo 3

## Le strutture in acciaio

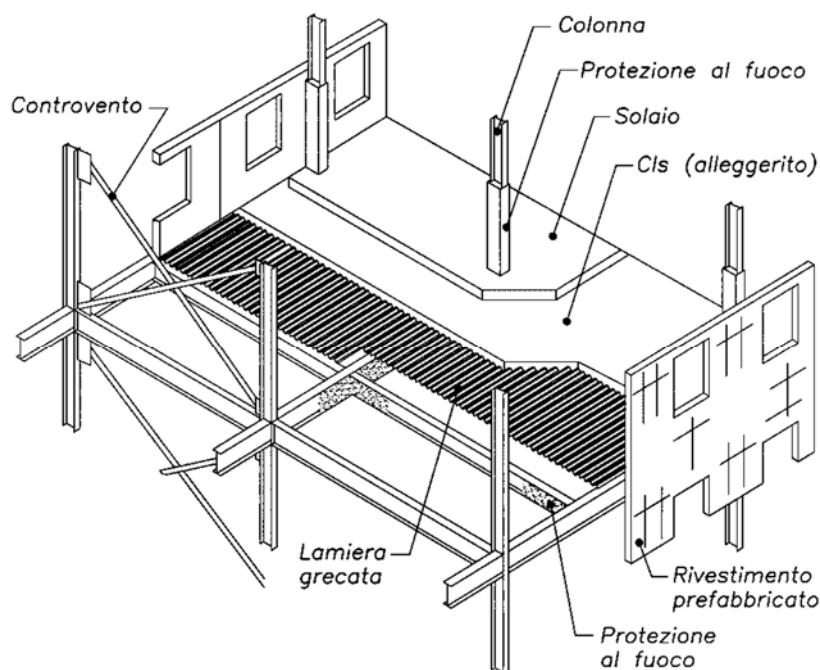
Il presente capitolo si presenta abbastanza elaborato, in quanto racchiude l'insieme delle informazioni relative alla progettazione di una struttura in acciaio come quella analizzata nel caso studio presentato nel Capitolo 4. In prima istanza, vengono descritte le principali caratteristiche delle strutture intelaiate in acciaio e dei fattori che ne determinano il comportamento globale. Partendo dalla caratterizzazione meccanica del materiale, si passerà per la descrizione e la classificazione dei singoli elementi di cui si compone l'intero sistema costruttivo, con riferimento ai concetti di resistenza e duttilità introdotti nel precedente capitolo. In particolare, si affronterà il tema della progettazione dei collegamenti e della loro corretta classificazione, che risulta fondamentale per comprendere come le sollecitazioni siano effettivamente distribuite nella struttura. Si vedrà inoltre come l'acciaio sia influenzato dalle alte temperature indotte dagli incendi in termini di resistenza e deformabilità ed in che modo l'approccio alla progettazione in condizioni di incendio si diversifichi rispetto a quello relativo alle condizioni ordinarie. Infine, dopo aver presentato brevemente le proprietà termiche e meccaniche del materiale nel campo delle temperature di interesse, si descriverà in che modo le membrature e le connessioni vedono modificare le proprie caratteristiche di resistenza, quando esposte all'azione di un incendio.

### 3.1 I sistemi costruttivi in acciaio

La convenienza nella scelta dell'acciaio tra i vari materiali impiegabili nel campo dell'ingegneria civile si rivede nelle numerose qualità che lo caratterizzano positivamente, come la durabilità, la versatilità, la prefabbricabilità, la sostenibilità, nonché l'economicità e la rapidità di posa in opera. L'elevata densità del materiale, unitamente al suo legame costitutivo, che mostra valori di resistenza meccanica molto alti nel campo elastico e una elevata duttilità in campo plastico, hanno determinato la possibilità di modificare le sezioni piene degli elementi utilizzati, ottimizzandole per ottenere una riduzione del peso complessivo dell'elemento, conservando in buona parte le resistenze dettate dalla geometria della sezione. Il progresso tecnologico ha consentito inoltre un costante miglioramento delle prestazioni dell'acciaio strutturale, grazie alla sottoposizione dei profili a trattamenti termici convenzionali, isoteromici o termochimici finalizzati al contrasto dei fenomeni di usura e di degrado naturale che inevitabilmente interessano i manufatti nel corso della loro vita. Date le numerose peculiarità tipiche del materiale, negli anni si è osservato un crescente sviluppo delle tipologie costruttive

degli edifici intelaiati e controventati in acciaio, grazie alle quali è stato possibile realizzare principalmente edifici adibiti a uso industriale, strutture particolarmente sviluppate in altezza come torri e grattacieli e opere di ingegneria civile più complesse quali ponti sospesi o strallati. Molto diffuse sono anche le tipologie costruttive miste, che possono presentarsi in varie forme, a seconda del sistema strutturale considerato. Tra quelle più utilizzate è possibile trovare strutture in calcestruzzo armato prefabbricato o gettato in opera, sovrastate da coperture in acciaio piane o inclinate, decisamente meno pesanti dei solai in laterocemento, oppure scheletri costituiti da profili metallici con impalcati realizzati da soletta collaborante in calcestruzzo e tamponamenti realizzati in muratura o con lastre piene in c.a. prefabbricato. Possono inoltre essere considerate miste le strutture realizzate con profili in acciaio semplici o composti, inglobati all'interno di involucri di calcestruzzo oppure ancorati ad altri elementi portanti attraverso idonei dispositivi di collegamento.

Nelle costruzioni in acciaio la struttura ha tipicamente una configurazione ad ossatura portante spaziale, come si osserva dalla Figura 3.1 in cui sono indicati i principali elementi costruttivi che completano l'opera. Tuttavia, per i sistemi intelaiati regolari in pianta ed in elevazione è conveniente, se possibile, individuare modelli di calcolo piani sui quali basare il dimensionamento strutturale. Di conseguenza la progettazione, nell'ipotesi generalmente soddisfatta di solai infinitamente rigidi nel loro piano, risulta spesso conservativa, oltre che semplificata.



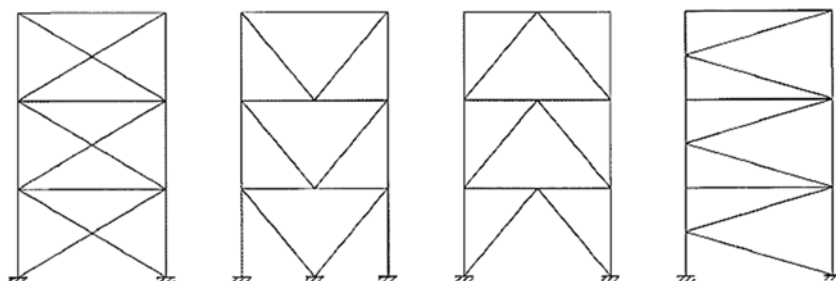
**Figura 3.1** – Composizione tipo di un edificio in acciaio (BERNUZZI)

Appare quindi di fondamentale importanza affrontare in modo corretto il dimensionamento dei sistemi intelaiati piani garantendo però sempre la piena rispondenza tra modello di calcolo e

struttura reale. I sistemi intelaiati in acciaio possono essere classificati con riferimento a diversi criteri, ognuno dei quali associato a precise finalità. Ponendo l'attenzione su quelli maggiormente utilizzati e considerati anche in ambito normativo internazionale, è possibile individuare come elementi discriminanti per la classificazione dei telai:

- la tipologia strutturale;
- la risposta nei confronti della stabilità trasversale;
- il grado di continuità dei nodi trave-colonna.

Sulla base della tipologia strutturale, la presenza o di uno specifico sistema di controventamento in grado di trasferire alla base dell'edificio tutte le azioni orizzontali dovute al vento o al sisma, o associate alle imperfezioni strutturali, determina la distinzione tra telai controventati e non controventati (Figura 3.2). Il sistema di controvento può essere realizzato con elementi in cemento armato oppure mediante specifici sistemi in acciaio e rappresenta lo strumento in grado di ridurre almeno dell'80% gli spostamenti trasversali della struttura. In assenza di detto sistema, l'azione di contrasto alle forze laterali dovrà essere affidata agli elementi già presenti nello schema portante dell'opera, che devono essere dimensionati per il trasferimento in fondazione delle azioni orizzontali. “Nel caso in cui il telaio sia efficacemente controventato, la progettazione risulta semplificata in quanto è possibile operare il dimensionamento del sistema privo di controvento per tutti i soli carichi verticali e del controvento per tutte le azioni verticali e orizzontali che gravano su esso”<sup>30</sup>.



*Figura 3.2 – Esempi di telai controventati*

Per quanto concerne la stabilità trasversale, la distinzione tra telai a nodi fissi e telai a nodi spostabili è legata alla stabilità trasversale del sistema strutturale, ossia all'entità degli effetti del secondo ordine sulla risposta strutturale in termini di spostamenti trasversali. In particolare, la struttura viene considerata a nodi fissi se gli spostamenti trasversali sono tanto piccoli da potere risultare ininfluenti sui valori delle azioni interne, come nel caso in cui le colonne hanno grande inerzia flessionale o le forze trasversali sono molto ridotte. Viceversa, una struttura si considera a nodi mobili qualora gli spostamenti trasversali siano influenti sulle azioni interne, come nel caso di contestuale assenza di controventi e presenza di colonne molto snelle o azioni orizzontali molto grandi.

<sup>30</sup> C. Bernuzzi (2018) – Progetto e verifica delle strutture in acciaio secondo le NTC 2018 e l'eurocodice 3 – Hoepli, Milano

La continuità flessionale affidata ai giunti trave-colonna influisce chiaramente sul comportamento dell'intero sistema strutturale. In dettaglio, sulla base della risposta del giunto in termini di relazione tra il momento nel giunto e la rotazione relativa tra trave e colonna, si possono individuare diverse tipologie di telai: pendolari, a nodi rigidi e semi-continui. Nel caso di telaio pendolare, ogni giunto è schematizzabile come una cerniera e pertanto sono ammesse rotazioni relative tra trave e colonna senza trasmissione dell'azione flettente. La trasmissione delle sollecitazioni al livello delle fondazioni deve essere demandata al sistema di controvento. In un telaio a nodi rigidi, invece, ogni giunto non consente alcuna rotazione relativa tra la trave e la colonna, pertanto si ha la trasmissione dell'azione flettente tra questi due elementi. In questo caso si parla anche di giunti a completo ripristino di resistenza. In ultimo, a rappresentare una condizione intermedia tra i due casi appena descritti vi è il telaio semi-continuo, costituito da giunti semi-rigidi che consentono una rotazione relativa tra trave e colonna e al contempo trasmettono l'azione flettente.

Relativamente alla progettazione delle strutture in acciaio, i principali riferimenti normativi sono costituiti dal più volte citato Decreto 17/01/2018 (NTC), dalla norma CNR-UNI 10011/88 e dalla serie di eurocodici EN 1993, nella quale si ritrovano le specifiche sezioni di interesse anche per il caso studio analizzato nell'ambito del presente lavoro, come quelle relative alla progettazione dei collegamenti bullonati o alla progettazione strutturale nei confronti della resistenza al fuoco. In linea con quanto riportato nel §2.4, relativamente alle principali metodologie per l'analisi strutturale, le norme tecniche per le costruzioni richiedono il rispetto per le strutture in acciaio dei limiti di deformabilità per gli elementi strutturali che costituiscono gli impalcati (Tabella 3.1) e per gli spostamenti orizzontali (Tabella 3.2), in termini di spostamento trasversale totale  $\Delta$  e di interpiano  $\delta$ , adimensionalizzati rispetto alle altezze cui si riferiscono. I limiti imposti dalla norma devono essere controllati con riferimento allo stato limite di esercizio e, in caso di specifiche esigenze tecniche o funzionali, possono essere opportunamente ridotti.

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\delta_{max}/l$	$\delta_2/l$
Coperture in generale	1/200	1/250
Coperture praticabili	1/250	1/300
Solai in generale	1/250	1/300
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	1/250	1/350
Solai che supportano colonne	1/400	1/500
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	1/250	-

**Tabella 3.1** – Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato nelle costruzioni ordinarie

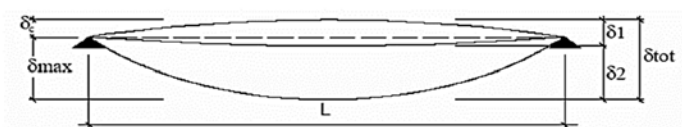


Figura 3.3 – Definizione degli spostamenti verticali per gli stati limite di esercizio

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\delta/h$	$\Delta/H$
Edifici industriali monopiano senza carroponte	1/150	-
Altri edifici monopiano	1/300	-
Edifici multipiano	1/300	1/500

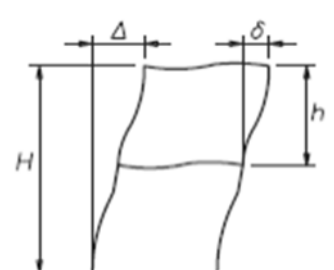


Tabella 3.2 - Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali

### 3.2 Proprietà meccaniche dell'acciaio

L'acciaio strutturale si presenta come un materiale molto resistente, al quale sono affidate sollecitazioni molto importanti nel campo dell'ingegneria civile e non solo. Trattandosi di un materiale isotropo, il suo comportamento è il medesimo nei confronti degli sforzi di trazione come in quelli di compressione. Tuttavia, quando un elemento in acciaio caratterizzato da una certa snellezza viene compresso, la sua risposta non è più analoga a quella mostrata nella condizione in cui esso viene teso, a causa dei fenomeni di instabilità che si generano sull'elemento (Figura 3.4<sup>31</sup>).

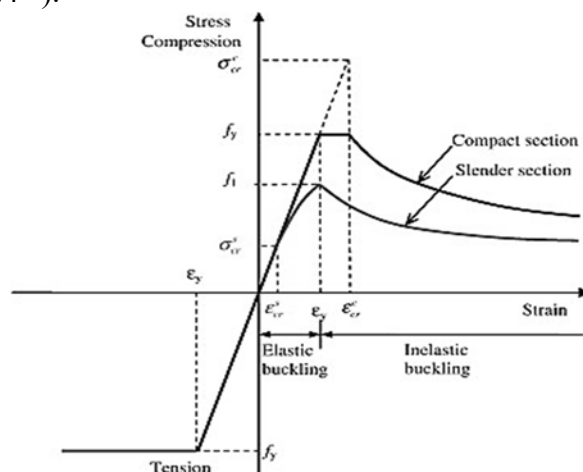


Figura 3.4 – Comportamento dell'acciaio Diagramma tensione-deformazione acciaio

L'instabilità che interessa i profili in acciaio può essere distinta in:

- instabilità globale, se interessa l'elemento in tutta la sua lunghezza;
- instabilità locale, se interessa le parti compresse della sezione trasversale dell'elemento.

<sup>31</sup> Huu-Tai, Brian Uy, Mahbub Khan (2015) – A modified stress-strain model accounting for the local buckling of thin-walled stub columns under axial compression

Le due tipologie di instabilità possono essere tra loro indipendenti oppure manifestarsi in maniera combinata. Tra i compiti del progettista rientra quello di evitare che vi siano interazioni tra esse, in modo da scongiurare una risposta dell'elemento o del sistema strutturale di difficile previsione.

Gli acciai strutturali si differenziano quindi principalmente in funzione della classe di resistenza meccanica, identificata dal valore caratteristico associato allo snervamento del materiale. In Tabella 3.3 si elencano alcune classi di resistenza di laminati a caldo, con profili a sezione aperta piani e lunghi, per i quali gli spessori "t" non superano i 40 mm. Per la modellazione del comportamento dell'acciaio, è possibile adottare uno dei due diagrammi di progetto proposti dal legislatore, caratterizzati da un andamento bilineare finito con incrudimento, rappresentato in Figura 3.5 a), o elastico-perfettamente plastico indefinito come quello descritto dalla Figura 3.5 b). Nel primo caso il modello considera anche la fase incrudente dell'acciaio, che ha luogo a partire dal superamento della condizione di snervamento; l'incrudimento è descritto dall'omonimo coefficiente  $k$ , ottenuto dal rapporto tra la tensione di rottura e quella di snervamento del materiale.

TIPO	Resistenza [MPa]	
	$f_{yk}$	$f_{tk}$
S 235	235	360
S 275	275	430
S 355	355	510
S 450	440	550

Tabella 3.3 – Esempi di acciai strutturali

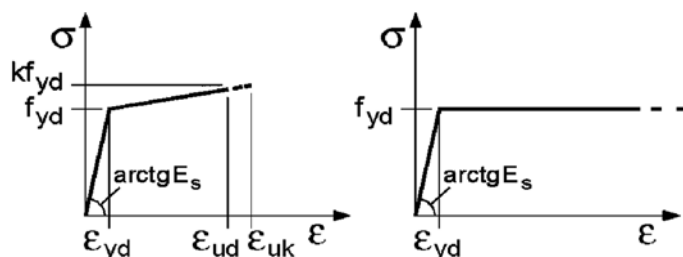


Figura 3.5 – Legami costitutivi bilineari di progetto da NTC 2018:  
 a) Elastico, con incrudimento; b) Elastico-perfettamente plastico

Relativamente alla valutazione delle resistenze di progetto, i coefficienti di sicurezza stabiliti dal legislatore con riferimento all'acciaio strutturale sono definiti in tabella 3.4.

Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità	
Resistenza delle sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese indebolite dai fori	$\gamma_{M2} = 1,25$

Tabella 3.4 – Valori dei coefficienti di sicurezza per l'acciaio previsti dalle NTC

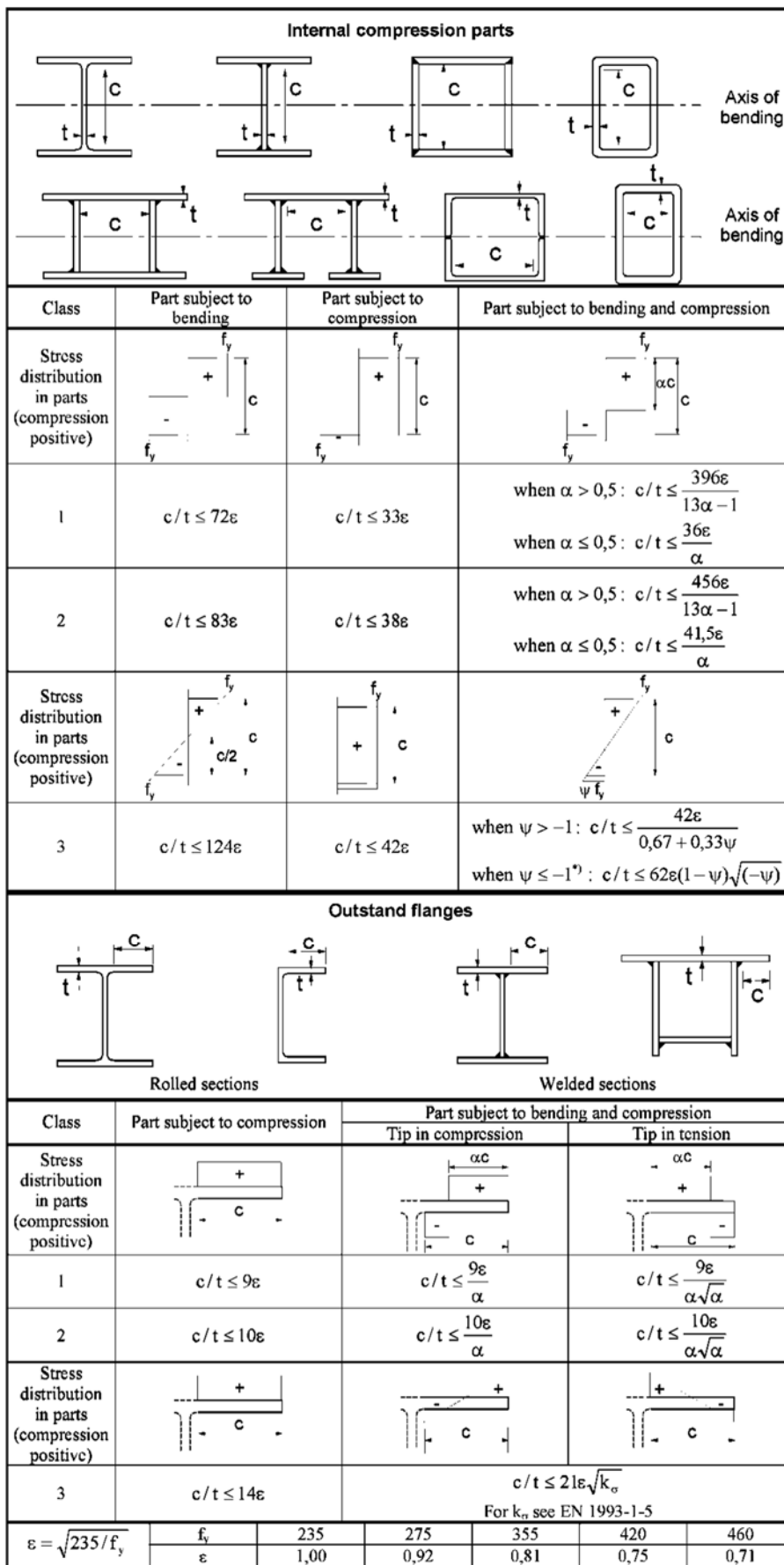


Figure 3.6 – Metodi per la classificazione dell'anima e delle ali dei profili in acciaio

Oltre alla resistenza, una delle più importanti proprietà che si riconosce all'acciaio strutturale è la duttilità, ossia la capacità del materiale di deformarsi in campo plastico. L'indicatore di tale proprietà è dato dal rapporto tra le deformazioni  $\varepsilon_u$  e  $\varepsilon_y$ , che rappresentano, rispettivamente, le deformazioni ultime e di snervamento indicate nei diagrammi tensione-deformazione. La duttilità è una caratteristica che può essere descritta non solo al livello del materiale, ma anche al livello della sezione dell'elemento strutturale considerato, considerando il comportamento della stessa in termini di momento-curvatura. Per tale ragione, al § 4.2.3. le NTC forniscono le modalità per la classificazione semplificata delle sezioni in acciaio, in cui si tiene conto della snellezza dei piatti che costituiscono l'anima o le ali di ciascun profilo (Figura 3.6), nei quali si possono manifestare fenomeni di instabilità locale che impediscono il pieno sviluppo delle capacità prestazionali della sezione in campo plastico.

La classificazione è dettata quindi dal rapporto di snellezza tra la lunghezza e lo spessore delle flange o dell'anima, rispettivamente, che deve essere confrontato con il parametro  $\varepsilon$ , valutato attraverso la seguente relazione, in funzione della classe di acciaio utilizzata.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$$

Dal confronto effettuato è quindi possibile distinguere le seguenti classi di sezione, per le quali si osserva in Figura 3.7 la variazione della caratteristica di duttilità in termini di momento-curvatura (M- $\chi$ ):

- Classe 1: sezioni trasversali in grado di sviluppare completamente una cerniera plastica ed aventi la capacità rotazionale richiesta per l'analisi plastica (sezioni plastiche o duttili);
- Classe 2: sezioni trasversali in grado di sviluppare completamente il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata (sezioni compatte);
- Classe 3: sezioni trasversali nelle quali le tensioni calcolate nelle fibre esterne compresse possono raggiungere la resistenza allo snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico (sezioni semi-compatte);
- Classe 4: sezioni trasversali per le quali è necessario mettere esplicitamente in conto gli effetti dell'instabilità locale nel determinare il loro momento resistente, inferiore al momento al limite elastico, o la loro resistenza a compressione, inferiore alla forza che provoca la completa plasticizzazione della sezione (sezioni snelle).

Dal tipo di sezione trasversale di ogni elemento monodimensionale impiegato nella realizzazione di una struttura intelaiata in acciaio e dalle dimensioni delle sue componenti quali ali, anime e irrigidimenti, dipende poi anche la scelta dei metodi di analisi da utilizzare per la



risoluzione dei sistemi intelaiati in acciaio, che non viene fatta ricadere dunque solo sulla tipologia strutturale e sulla sensibilità del telaio agli effetti del secondo ordine<sup>32</sup>.

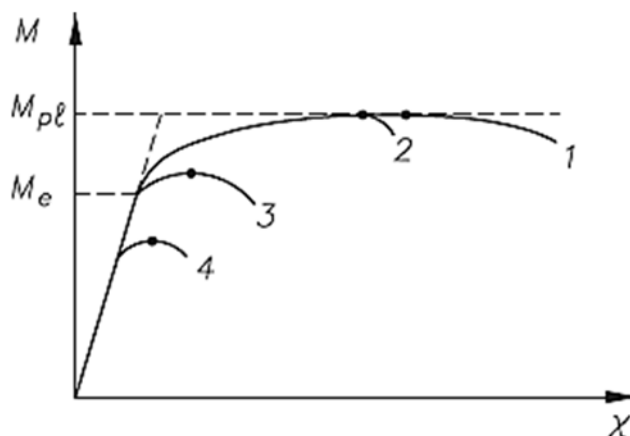


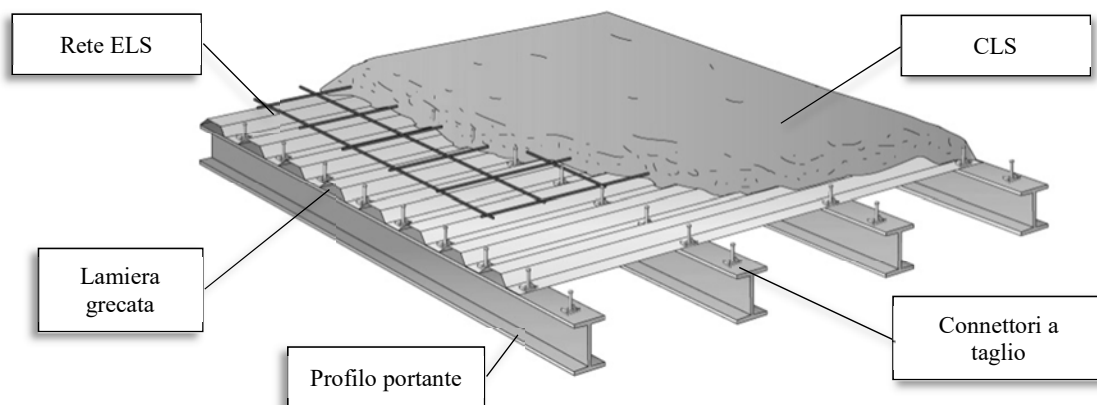
Figura 3.7 – Relazione momento-curvatura per le differenti classi di sezione

### 3.3 Le componenti del sistema intelaiato

La velocità di realizzazione delle strutture in acciaio e la possibilità di demolizione delle stesse mediante disassemblaggio progressivo costituiscono due dei più grandi punti di forza che spingono a prediligere tali sistemi costruttivi rispetto ad altri. Negli edifici di questo tipo si identificano alcuni elementi fondamentali che contribuiscono alla stabilità strutturale ed al trasferimento a cascata dei carichi verso il piede della costruzione e che formano lo scheletro portante. La distribuzione e la conseguente ripartizione sugli elementi portanti dei carichi verticali legati all'utilizzo della costruzione per gli scopi che hanno condotto alla sua nascita, nonché di quelli legati alla presenza di neve in copertura, è resa possibile grazie alla presenza degli impalcati, che fungono da piano di calpestio per ciascun livello dell'opera. Una tra le più diffuse tipologie di impalcato, utilizzata nelle strutture in acciaio è costituita dalle solette in C.A. gettate in opera, per la cui realizzazione si utilizzano come casseri a perdere dei profili in lamiera grecata, che in alcuni casi, se opportunamente dimensionati, anche in termini di dettagli costruttivi, possono fungere da armatura longitudinale per l'elemento in CLS. In quest'ultima eventualità, è necessario utilizzare profili ad aderenza migliorata i quali, in seguito alla maturazione del conglomerato, dovranno assicurare la sussistenza dei requisiti minimi di aderenza acciaio-CLS previsti dalla norma. Un ulteriore contributo per la solidarietà strutturale di un impalcato costituito con tale sistema è fornito dalla presenza di eventuali *connettori*, ossia di elementi inseriti per impedire gli scorrimenti trasversali della lamiera rispetto alle travi che ne sopportano il peso. In presenza di impalcato rigido, il compito dei connettori è inoltre quello di assicurare il corretto trasferimento dell'azione orizzontale tagliente tra gli elementi, in modo

<sup>32</sup> C. Bernuzzi (2018) – Progetto e verifica delle strutture in acciaio secondo le NTC 2018 e l'eurocodice 3 – Hoepli, Milano

che questa possa essere a sua volta trasferita alla base dell'edificio per mezzo di telai sismo resistenti o grazie al contributo fornito dal sistema di controvento. A titolo di esempio, in Figura 3.8<sup>33</sup> è riportato un elemento tipo di soletta gettata in opera su lamiera grecata ancorata con connettori e rinforzata mediante rete elettrosaldata.



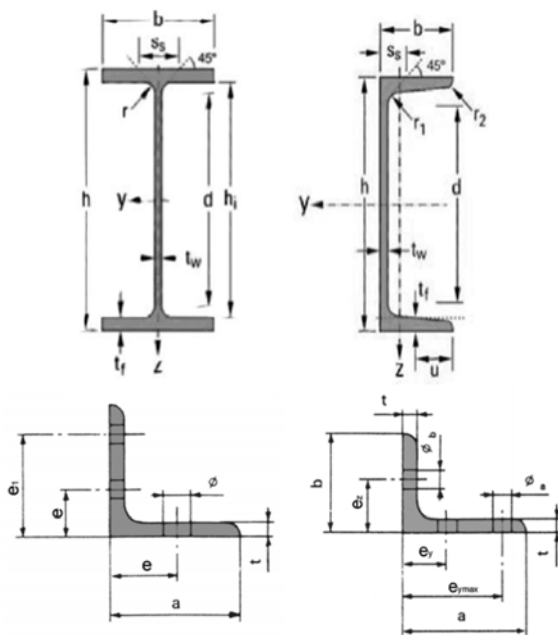
*Figura 3.8 – Esempio di impalcato realizzato con soletta in C.A.*

L'ossatura portante del sistema intelaiato è ottenuta mediante l'unione in cantiere dei singoli elementi, detti profili, preventivamente realizzati in fabbrica attraverso processi di formatura a caldo (come la laminazione) oppure a freddo. Il processo di realizzazione degli elementi è oggetto di continuo controllo e monitoraggio da parte del produttore, che è tenuto a rispettare tolleranze geometriche e meccaniche o prestazionali molto contenute, data l'influenza che queste hanno sulla variabilità dei parametri di resistenza del profilo. Le basse tolleranze ammissibili e la prefabbricazione degli elementi metallici giustificano l'utilizzo di coefficienti di sicurezza molto bassi rispetto a quelli utilizzati per le verifiche di elementi realizzati in opera, come accade, ad esempio, nelle strutture in CA. In tale contesto, a garanzia del rispetto dei suddetti limiti in fase di produzione, esistono anche strumenti di istituzione relativamente recente, costituiti dalle norme volontarie della serie ISO 9000, emanate dall'organizzazione internazionale per la normazione ISO, la cui attuazione da parte del produttore garantisce la qualità del prodotto fornito, nonché la conformità dello stesso agli standard di riferimento.

Le tipologie di profili utilizzabili per la realizzazione di strutture metalliche sono, ad oggi, moltissime e variabili in funzione del ruolo che sono chiamati a ricoprire. Grazie alla standardizzazione della produzione, sono disponibili specifici proutuari, indubbiamente molto utili per il progettista, descrittivi delle caratteristiche geometriche e meccaniche per ogni tipologia e dimensione dei profili disponibili. Tra la molteplicità di profili esistenti, si distinguono i profili semplici e quelli composti o accoppiati, caratterizzati dall'unione longitudinale di più profili semplici, con lo scopo di realizzare elementi più resistenti nei confronti delle sollecitazioni imposte su di essi. A titolo di esempio si riportano in Figura 3.9

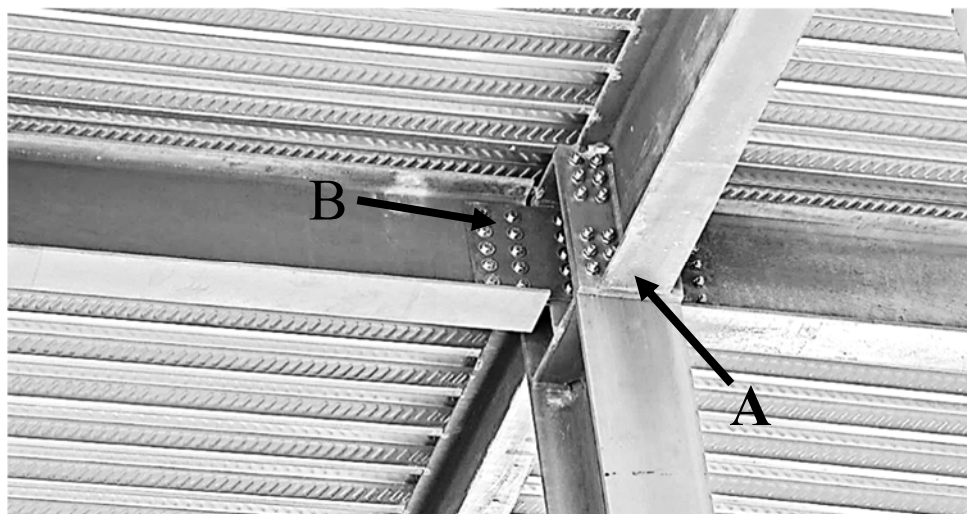
<sup>33</sup> [www.italpannelli.it/prodotti](http://www.italpannelli.it/prodotti)

le sezioni di alcuni profili semplici, come le tipologie IPE, HEA, HEB, UPN, C, T, L, che possono avere lati uguali o disuguali (profili a L) e spigoli vivi o arrotondati (profili a L, T, C).



**Figura 3.9** – Esempi di profili semplici (Sagomario dei profili – Promozione acciaio)

La costruzione del sistema intelaiato avviene quindi con la posa in opera dei profili destinati a sostenere le azioni agenti sulla costruzione, che consiste nell'assemblaggio degli stessi secondo gli schemi di progetto, resi idonei per la fase esecutiva. Gli elementi di unione tra i singoli elementi strutturali sono meglio noti come collegamenti o connessioni e il loro comportamento gioca un ruolo fondamentale nella valutazione delle prestazioni statiche dell'intero edificio.



**Figura 3.10** – Esempio di connessione con flangia di estremità a filo in spessore di trave (A) o con piastra di prolungamento (B)

Come mostrato dalla Figura 3.10<sup>34</sup>, le modalità di realizzazione dei nodi nelle strutture in acciaio possono essere diverse, a seconda del sistema utilizzato per l'unione dei singoli

<sup>34</sup> A. Formisano – Le unioni elementari e i collegamenti – Modulo II: Teoria delle strutture in acciaio

elementi, che può avvenire mediante saldatura, bullonatura o chiodatura, nonché in funzione delle azioni interne che si intendono trasferire. In corrispondenza dei nodi, situati alle estremità degli elementi strutturali, si definiscono dunque le condizioni di vincolo per gli stessi stabilite in fase di progetto, pertanto si intuisce come la loro corretta realizzazione incida anche sulla risposta meccanica dell'intero sistema intelaiato. Per eseguire una valutazione sufficientemente accurata del comportamento globale e della capacità resistente delle strutture, risulta dunque indispensabile una corretta modellazione del comportamento dei collegamenti presenti nel sistema; di rilevante importanza in tale contesto sono i collegamenti tra elementi orizzontali e verticali, ovvero i *nodii trave-colonna*. Le deformazioni locali che si sviluppano all'interno di tali collegamenti possono infatti avere una certa influenza sulla distribuzione delle azioni interne e sulla stabilità delle membrature, nonché sugli spostamenti della struttura sotto l'effetto dei carichi gravitazionali ed orizzontali.

Le caratteristiche strutturali dei collegamenti devono essere tali da realizzare le ipotesi assunte nell'analisi globale della struttura e nella progettazione dei singoli elementi; bisogna cioè assicurarsi che il giunto venga modellato con il comportamento effettivo che avrà nella struttura reale. Qualora ad un collegamento venga attribuito un comportamento differente rispetto a quello reale, si rende necessario intervenire adottando due possibili strategie, modificando i dettagli costruttivi del nodo, quando possibile, o agendo sulla modellazione, attraverso una nuova analisi globale che tenga conto dell'effettivo comportamento del collegamento. Un valido aiuto per la corretta modellazione dei collegamenti può essere fornito dalla loro classificazione in funzione della rigidità, resistenza e capacità rotazionale.

Classificazione del collegamento	
<b>RESISTENZA</b>	A completo ripristino di resistenza
	A parziale ripristino di resistenza
	A cerniera
<b>RIGIDEZZA</b>	Rigidi
	Semi-rigidi
	A cerniera
<b>DUTTILITÀ</b>	Continui
	Semi-continui
	Semplici

Tabella 3.5 – Possibili classificazioni per i collegamenti

<b>RESISTENZA</b>	<b>A completo ripristino di resistenza</b>	<b>A parziale ripristino di resistenza</b>	<b>Cerniera</b>
<b>Rigidi</b>	Continui	Semi- continui	*
<b>Semi-Rigidi</b>	Semi-continui	Semi- continui	*
<b>Cerniera</b>	*	*	Semplici

Tabella 3.6 – Classificazione dei collegamenti in funzione della duttilità

Lo scopo della classificazione è quello di verificare se l'ipotesi semplificativa di comportamento a cerniera o incastro per un collegamento generico sia o meno giustificata ai fini dell'analisi globale. In caso di risposta affermativa, si procede nella valutazione del comportamento strutturale globale utilizzando il grado di vincolo già definito in partenza; viceversa, sarà possibile fare riferimento al modello di telaio semi-continuo, di recente incluso nei più aggiornati codici normativi e caratterizzato da collegamenti semi-rigidi, oppure rigidi, ma a parziale ripristino di resistenza, in modo da consentire una progettazione basata su ipotesi maggiormente rispondenti all'effettivo comportamento della struttura. Nelle tabelle 3.5 e 3.6 si riportano le possibili classificazioni per i collegamenti, estratti dalla norma "UNI EN 1993-1-8:2005 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti". Per quanto concerne la classificazione in funzione della capacità portante flessionale del nodo, indicata con  $M_{j,Rd}$ , dalla Figura 3.11 è possibile osservare in che modo, in relazione al rapporto con il momento plastico resistente dell'elemento trave giuntato  $M_{pl,Rd}$ , le connessioni si classifichino come *a completo ripristino di resistenza*, quando si ha:

$$M_{j,Rd} \geq M_{pl,Rd}$$

mentre si tratta di connessioni *a parziale ripristino di resistenza* nel caso in cui:

$$0,25 M_{pl,Rd} \leq M_{j,Rd} \leq M_{pl,Rd}$$

Nelle restanti condizioni, ossia quando il rapporto tra i momenti resistenti di giunto e trave scende al di sotto di 1/4, il nodo è classificato come *cerniera*, in quanto non idoneo per trasmettere le sollecitazioni flettenti tra gli elementi connessi.

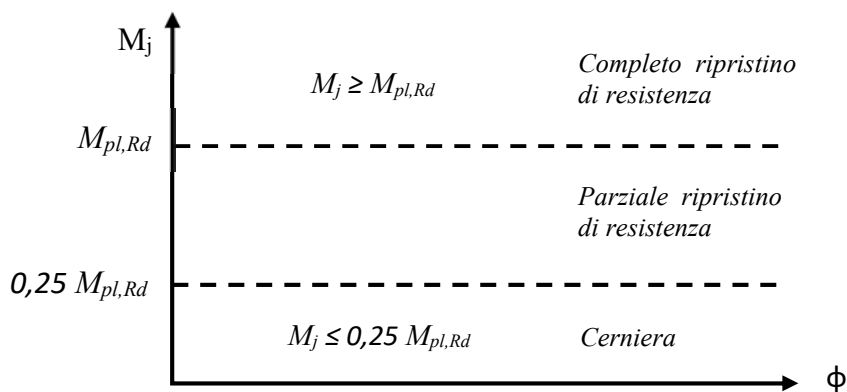


Figura 3.11 – Classificazione dei collegamenti in funzione della resistenza

Da un punto di vista pratico, la scelta della tipologia strutturale in funzione del grado di continuità associato ai giunti trave-colonna viene fatta considerando non solo le caratteristiche del nodo, ma anche quelle del contesto strutturale nel quale i giunti sono inseriti, ed in particolare della trave che vincolano. Il criterio riportato dall'Eurocodice 3, nella parte relativa alla progettazione dei collegamenti (UNI EN 1993-1-8:2005), prevede la classificazione del giunto in funzione della rigidezza rotazionale e della capacità portante flessionale della trave collegata.

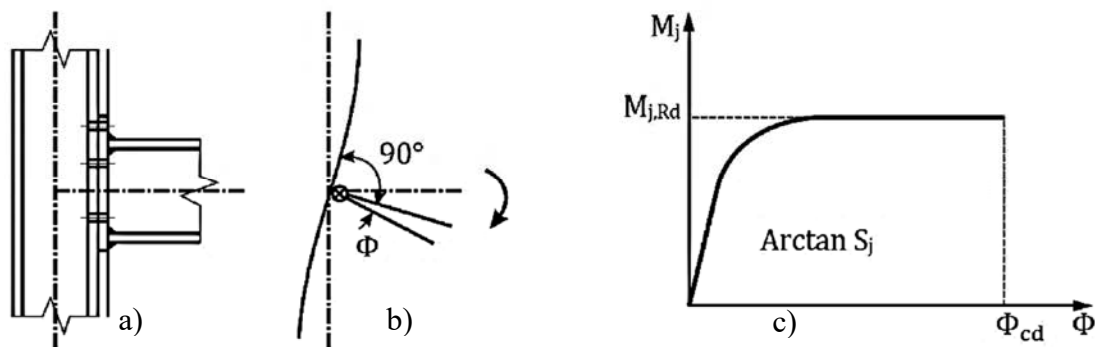


Figura 3.12 – a) Esempio di nodo flangiato bullonato; b) Schematizzazione del nodo per la modellazione; c) Legame momento-rotazione di un nodo (EN 1993-1-8)

La relazione momento-rotazione di un collegamento non è lineare, ma ha un andamento qualitativo come quello della Figura 3.12 c), grazie al quale si osserva che la rigidità iniziale  $S_{j,ini}$  del collegamento rappresenta la pendenza della retta tangente al tratto iniziale della curva, mentre l'incremento di momento flettente comporta una graduale riduzione della rigidità iniziale. Il valore di rigidità da attribuire ad un collegamento non è univoco, ma dipende in sostanza dalla tipologia di analisi svolta per la valutazione della risposta globale della struttura. Le tipologie di analisi ammesse dall'Eurocodice 3 sono le seguenti:

- Analisi elastica globale;
- Analisi rigido-plastica globale;
- Analisi elasto-plastica globale.

L'analisi elastica globale si basa sull'ipotesi che il comportamento carico-deformazione del materiale sia lineare per qualsiasi livello di sollecitazione. In questo caso, il collegamento deve essere classificato in base alla rigidità rotazionale e deve avere sufficiente resistenza da riuscire a trasmettere le forze e i momenti agenti nel nodo. La rigidità elastica di riferimento per questa tipologia di analisi è la *rigidità costante nominale* ( $S_j^*$ ), ridotta rispetto al valore iniziale  $S_{j,ini}$ , affinché si possano considerare implicitamente nel calcolo le piccole deformazioni plastiche che si manifestano per valori di momento flettente di esercizio prossimi al momento resistente del collegamento. Qualora il collegamento venga valutato come semi-rigido, la rigidità rotazionale  $S_j$  da utilizzare nell'analisi globale deve essere quella corrispondente al momento sollecitante  $M_{j,Ed}$ . Con riferimento alla Figura 3.13, la classificazione dei collegamenti in caso di utilizzo dell'analisi elastica globale è determinata in funzione della zona in cui ricade il legame momento-rotazione della connessione<sup>35</sup>:

- Zona 1: collegamenti rigidi. La rigidità rotazionale iniziale del giunto soddisfa la seguente relazione:

$$S_{j,ini} \geq k_b E I_b / L_b$$

<sup>35</sup> § 5.2.2. – EN 1993-1-8:2005 – Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints

in cui:

- $E$  è il modulo di elasticità normale,
  - $I_b$  è il momento di inerzia,
  - $L_b$  è la luce della trave collegata,
  - $k_b$  assume valore 8 per telai dotati di un sistema di controvento tale da ridurre gli spostamenti orizzontali dell'80% e 25 per telai non controventati;
- Zona 2: semi-rigidi. Le condizioni di rigidezza sono intermedie tra quelle che identificano le zone 1 e 3;
- Zona 3: nominalmente incernierati. La rigidezza rotazionale iniziale del giunto soddisfa la relazione, i cui termini sono già stati definiti:

$$S_{j,ini} \leq 0,5 E I_b / L_b$$

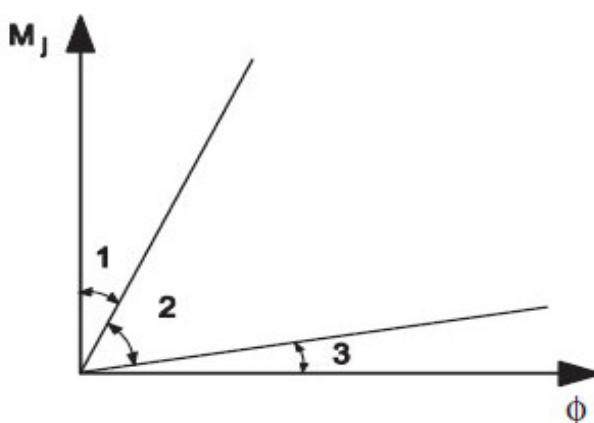


Figura 3.13 – Zone per la classificazione dei collegamenti in funzione della rigidezza

Adottando l'analisi rigido-plastica, è possibile trascurare le deformazioni elastiche degli elementi oggetto di unione, in quanto si assume di avere unicamente deformazioni plastiche, concentrate in corrispondenza delle cerniere plastiche. In una condizione di questo tipo i collegamenti devono quindi essere classificati in base alla loro resistenza. Quando invece si utilizza l'analisi elasto-plastica globale, le rotazioni delle connessioni tornano ad essere significative ai fini del calcolo, pertanto queste devono essere classificate sia in base alla loro resistenza che alla loro rigidezza rotazionale e il comportamento effettivo del nodo in termini di rapporto momento-rotazione deve essere utilizzato per valutare le distribuzioni delle azioni interne nella struttura. Il comportamento delle connessioni per le tipologie di analisi diverse da quella elastica globale deve essere valutato con riferimento al digramma riportato in Figura 3.14, descrittivo del legame momento-rotazione fino al raggiungimento della massima capacità rotazionale.

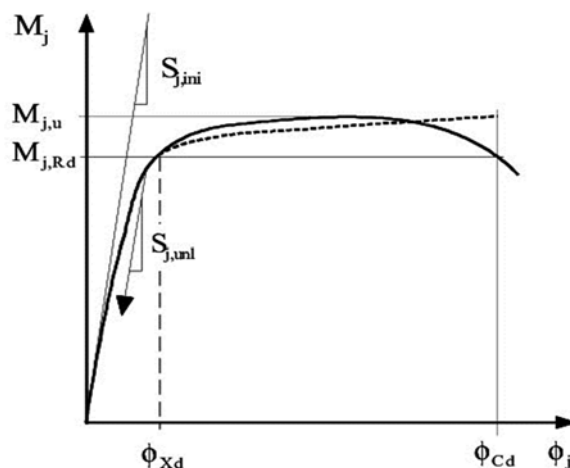


Figura 3.14 - Diagramma Momento-Rotazione

### 3.3.1 Gli impalcati di piano: soletta mista in C.A

Tra i principali compiti degli elementi a piastra, come le solette che costituiscono gli impalcati di un edificio in acciaio, vi è quello di trasferire agli elementi portanti secondari e principali le azioni verticali, che racchiudono i carichi permanenti e accidentali, nonché le azioni orizzontali provocate dagli scuotimenti sismici, che devono essere ripartite in egual modo tra tutti i pilastri, qualora si sia optato per l'utilizzo di impalcati cosiddetti *rigidi*. Di conseguenza, l'utilizzo di simili elementi non può prescindere da una progettazione che contempli contestualmente l'aspetto delle verifiche di resistenza e deformabilità e quello relativo ai dettagli costruttivi.

Per la realizzazione degli impalcati, la semplicità di posa in opera ed il costo contenuto dei sistemi misti in acciaio-calcestruzzo, come le solette realizzate su lamiera grecata esemplificate in Figura 3.8, ha permesso la diffusione di questa tipologia di elemento costruttivo, che presenta anche ottime caratteristiche in termini di resistenza e durabilità e che si presta ad essere preferito rispetto agli ormai superati sistemi in laterocemento. A tal proposito, un ulteriore vantaggio è rappresentato dalla possibilità di utilizzare delle lamiere grecate, opportunamente puntellate, come cassero a perdere per il getto di CLS ed eventualmente anche finalizzate a fornire un contributo resistente nella sezione dell'elemento strutturale.

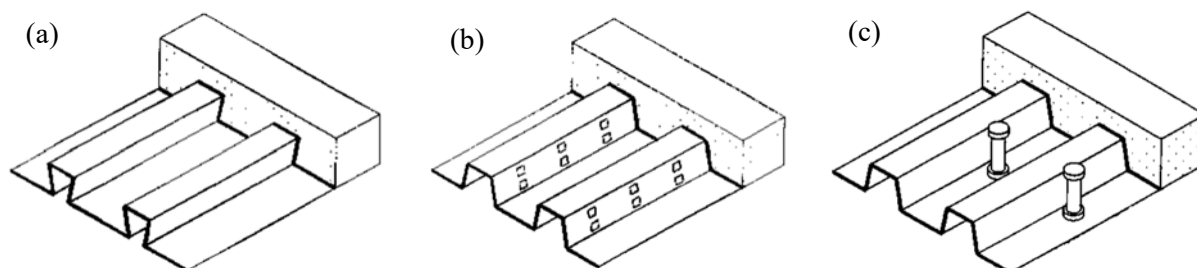


Figura 3.15 – Tipologie di lamiere grecate collaboranti per attrito (a), per ingranamento meccanico (b) e tramite connettori di estremità (c)

In molti casi, infatti, qualora si utilizzino lamiere caratterizzate da una conformazione tale da favorire lo sviluppo dei meccanismi di aderenza, la loro presenza può essere equiparata a quella



di armatura longitudinale posta nella zona tesa della sezione; la lamiera può quindi sostituire parzialmente o completamente le barre in acciaio solitamente predisposte all'interno dei classici elementi strutturali in C.A. Tuttavia, affinché ciò sia reso possibile, occorre assicurarsi che la sezione composta da acciaio e calcestruzzo abbia un comportamento d'insieme e che l'aderenza sia in qualche modo garantita da sistemi che dipendono dalla tipologia di lamiera, come mostrato in Figura 3.15<sup>36</sup>.

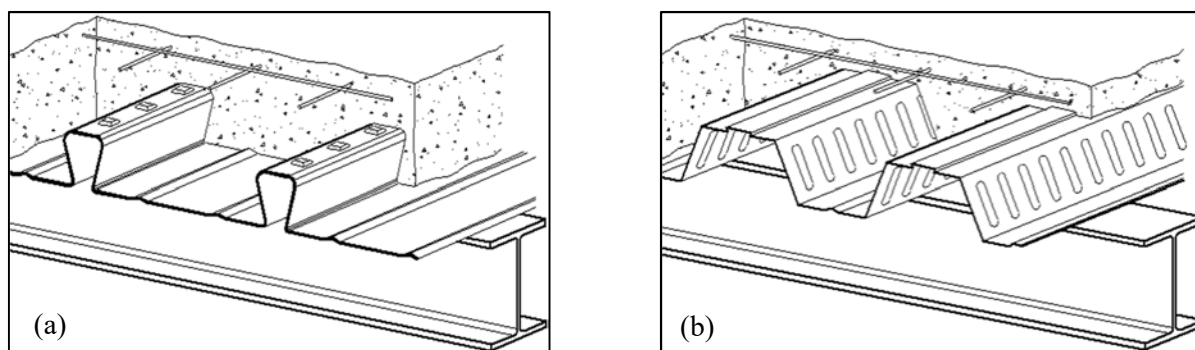


Figura 3.16 – Esempi di solette su lamiera grecata collaborante a sezione rientrante (a) e trapezoidale (b)

Proprio in riferimento ai fenomeni di *grip* (o aderenza), per le lamiere grecate utilizzabili nella realizzazione di solette miste è possibile effettuare una classificazione, distinguendo le lamiere lisce sagomate, il cui contributo resistente nella sezione trasversale è unicamente funzione dell'attrito, le lamiere sagomate con dentellature o zigrinature (Figura 3.16<sup>37</sup>), che lavorano per ingranamento meccanico grazie alle forze che si sviluppano tra il calcestruzzo e le ripetute sporgenze disposte longitudinalmente all'elemento, e le lamiere dotate di connettori di estremità, il cui compito è quello di fornire un ostacolo fisico nei confronti dello scorrimento relativo tra i due diversi materiali. Assicurato il meccanismo di aderenza, il dimensionamento della soletta richiede chiaramente la valutazione dei carichi verticali che sarà chiamata a sopportare e la definizione dello schema statico dell'elemento, che può essere considerato come una trave continua su più appoggi, oppure come una trave semplicemente appoggiata di una sola campata. Lo schema che solitamente si preferisce adottare risulta quello a trave continua (Figura 3.17), in quanto, grazie alle condizioni di semi-incastro sugli appoggi intermedi, possono essere ridotte le sollecitazioni e quindi le deformazioni massime in campata.

Il calcolo delle sollecitazioni, riferite allo stato limite ultimo, porterà a un valore del momento flettente massimo compreso tra quello relativo alla trave semplicemente appoggiata (SA) e quello relativo alla trave doppiamente incastrata (DI):

$$M_{Sd,Max,SA} = q \frac{L^2}{8}$$

$$M_{Sd,Max,DI} = q \frac{L^2}{12}$$

<sup>36</sup> N. Vigotti (2010) – Analisi sperimentale di solette composte in acciaio e calcestruzzo e considerazioni teoriche sui meccanismi di aderenza – Politecnico di Milano

<sup>37</sup> [https://www.steelconstruction.info/Composite\\_construction](https://www.steelconstruction.info/Composite_construction)

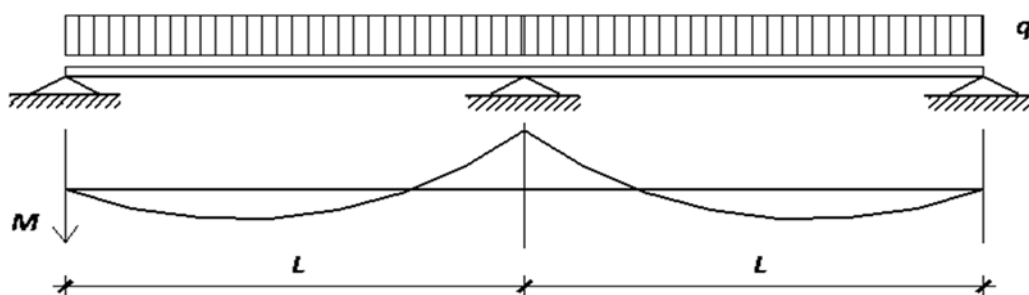


Figura 3.17 – Schema statico a trave continua

Data la geometria della sezione composta (Figura 3.18), la sua resistenza meccanica nei confronti delle sollecitazioni flettenti potrà essere invece attribuita in maniera approssimata

$$M_{Rd} = 0,9 d A_s f_{yd}$$

dove:

- $d$  è l'altezza utile della sezione, valutata dall'estremità compressa e fino al baricentro dell'armatura tesa;
- $A_s$  è l'area di armatura longitudinale, che può essere costituita dalle lamiere, come visto in precedenza;
- $f_{yd}$  è la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio utilizzato come armatura longitudinale.

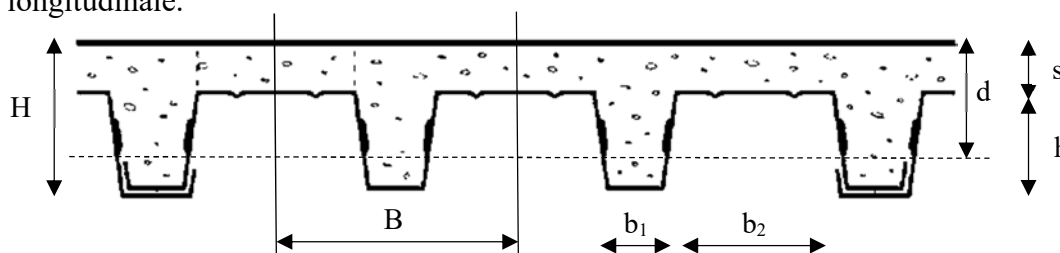


Figura 3.18 – Sezione trasversale di una soletta mista in acciaio-calcestruzzo

Relativamente alla valutazione delle sollecitazioni taglianti, dovrà invece farsi riferimento alla relazione fornita dalle NTC per gli elementi in CLS non dotati di specifica armatura a taglio, di seguito riportata:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 k \frac{(100 \rho_1 f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \sigma_{cp} \right] b_w d ; (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d \right\}$$

con:

$$k = 1 + \left( \frac{200}{d} \right)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

- $d$  è l'altezza utile della sezione, espressa in mm;
- $\rho_l$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa;
- $\sigma_{cp}$  è la tensione media di compressione, nel caso di presenza di sforzo normale;
- $b_w$  è la larghezza minima della sezione, pari a  $b_1$  nella Figura 3.18.

Relativamente alle verifiche agli stati limite di esercizio, sarà necessario verificare che la deformabilità dell'elemento sia contenuta entro i limiti descritti nel § 3.1, in termini di rapporto tra l'abbassamento  $\delta$  e la luce  $L$  dell'elemento, intesa come lunghezza di ciascuna campata.

$$\frac{\delta}{L} \leq \left(\frac{\delta}{L}\right)_{max}$$

### 3.3.2 Il dimensionamento delle membrature

La scelta dei profili destinati a ricoprire il ruolo di elemento strutturale rappresenta una delle prime fasi della progettazione, successiva solo alla definizione delle azioni agenti sulla costruzione e del modello utilizzato per la schematizzazione del sistema reale. Nota la lunghezza, le condizioni di carico e di vincolo delle singole aste che compongono il modello, è quindi possibile procedere con la valutazione analitica delle caratteristiche di sollecitazione e di deformazione relative alle singole aste ed in particolare con il calcolo delle deformazioni subite dall'intera struttura o da una sottostruttura ritenuta significativa. Nel dimensionamento occorre quindi selezionare profili allo stesso tempo sufficientemente resistenti e poco deformabili, in relazione al tipo di carico che sono chiamati a sopportare; in tale contesto le combinazioni di carico descritte nel capitolo 2 costituiscono il riferimento per la valutazione complessiva dei carichi da considerare, in relazione allo stato limite indagato. Per le singole componenti del sistema intelaiato si distinguono quindi le verifiche di resistenza, che devono essere effettuate nei confronti dei carichi valutati per lo Stato Limite Ultimo, attraverso la combinazione *fondamentale* delle azioni, e le verifiche di deformabilità, eseguite in relazione agli Stati Limite di Esercizio, utilizzando la combinazione *caratteristica* o *rara*.

Mentre il controllo delle deformazioni risulta di semplice intuizione e attuazione, in quanto è limitato a spostamenti lungo una direzione nello spazio per ciascun elemento, come nel caso degli spostamenti verticali per le travi inflesse e orizzontali per i pilastri soggetti alle forze sismiche, le verifiche di resistenza richiedono la valutazione sia delle azioni interne generate dai carichi in funzione dello schema statico considerato, sia le resistenze meccaniche dell'elemento, derivanti dalle sue proprietà geometriche e costitutive. Il confronto tra le due grandezze di progetto deve avvenire nel rispetto della seguente relazione, già descritta nel capitolo 2, in cui il termine  $S_d$  può rappresentare una qualsiasi caratteristica di sollecitazione, semplice o composta, mentre con  $R_d$  si indica la resistenza della membratura nei confronti della stessa azione.

$$\frac{S_d}{R_d} \leq 1,0$$

Le caratteristiche di resistenza delle membrature devono essere valutate secondo quanto enunciato al § 4.2.4.1 delle Norme tecniche per le Costruzioni, in cui si forniscono le modalità di valutazione delle resistenze di progetto da confrontare con le sollecitazioni interne che agiscono separatamente o contemporaneamente in un elemento in acciaio. Indicando con  $f_{yk}$  la resistenza caratteristica dell'acciaio e con  $\gamma_{Mi}$  i coefficienti di sicurezza già elencati in precedenza, per un elemento soggetto a trazione o la forza di progetto della sezione lorda  $A$  è valutata attraverso la relazione di seguito riportata, che fornisce anche il valore della resistenza plastica dell'elemento.

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Per il caso di compressione, la resistenza di progetto di sezioni di classe 1, 2 o 3 avrà lo stesso valore di quella a trazione, con l'avvertenza di dover tener conto, quando necessario, dei fenomeni di instabilità. Per le sezioni di classe 4 l'area lorda dovrà essere sostituita con il valore dell'area effettiva  $A_{eff}$ .

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

La resistenza di progetto di elementi semplicemente inflessi caratterizzati da sezioni di classe 1 e 2, al netto dei possibili fenomeni di instabilità flessio-torsionali, che comporterebbero la riduzione del momento resistente per mezzo del coefficiente di instabilità  $\chi_{LT}$ , è funzione del modulo di resistenza plastico della sezione e vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

mentre per sezioni di classe 3 e 4 il modulo di resistenza  $W$  da considerare corrisponde, rispettivamente, al valore elastico  $W_{el}$  ed effettivo  $W_{eff}$  per la sezione indebolita. La resistenza tagliante di una sezione in acciaio in cui  $A_v$  rappresenta la sezione resistente a taglio, in assenza di azioni torcenti si valuta come segue. In fase di verifica, occorre tenere conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, qualora il taglio di progetto non sia superiore alla metà della resistenza di progetto a taglio dell'elemento.

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

Nel caso di elementi presso-inflessi o tenso-inflessi in un solo piano, la norma fornisce le relazioni per la valutazione delle resistenze di elementi con sezione a  $I$  o ad  $H$  doppiamente simmetriche, a seconda che il piano di riferimento sia quello delle ali ( $y$ ):

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{(1-n)}{(1-0,5a)} \leq M_{pl,y,Rd}$$

o quello dell'anima ( $z$ ):

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad \text{per } n \leq a$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad \text{per } n > a$$

e posto:

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad a = \frac{(A-2bt_f)}{A} \leq 0,5$$

dove:

- $A$  è l'area lorda della sezione;
- $b$  è la larghezza delle ali del profilo;
- $t_f$  è lo spessore delle ali del profilo.

Allo stesso modo, anche per il caso di presso- o tenso-flessione biassiale (o deviata) la norma fornisce le seguenti relazioni di calcolo delle resistenze con riferimento a sezioni a  $I$  o ad  $H$  doppiamente simmetriche:

$$\left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^2 + \left( \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^{5n} \leq 1$$

con  $n \geq 0,2$ . Nel caso in cui  $n$  sia inferiore a 0,2 e per sezioni generiche si controlla cautelativamente che:

$$\left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right) + \left( \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right) \leq 1$$

I fenomeni di instabilità globale o locale che interessano le sezioni degli elementi compressi, inflessi e presso-inflessi in acciaio costituiscono una seria minaccia nei confronti della sicurezza strutturale a causa del prematuro collasso dell'elemento, che non riesce ad esplicitare la sua massima resistenza a compressione all'interno dell'intera sezione o in una parte di essa. Le instabilità causate da sollecitazioni molto alte cui sono solitamente soggetti i profili in acciaio sono quelle definite come globali, mentre le instabilità locali possono verificarsi con maggiore frequenza in prossimità delle unioni tra gli elementi strutturali, dove si prevede la formazione delle plasticizzazioni nel caso in cui l'entità delle azioni lo richiedano, con lo scopo di dissipare l'energia trasmessa dagli scuotimenti sismici o di ridistribuire le sollecitazioni negli elementi attigui. La verifica di stabilità (*buckling*) di un'asta può essere effettuata con il metodo proposto dalle NTC, valutando l'entità di un coefficiente riduttivo  $\chi$  della resistenza a compressione dell'elemento, che tiene conto dei parametri di snellezza della sezione interessata e dei fattori di imperfezione della stessa. I fattori di imperfezione possono essere determinati in funzione della curva di instabilità di appartenenza tra quelle mostrate in nelle seguenti figure 3.19 a) e b)

e nella Tabella 3.7, dove con  $\bar{\lambda}$  si indica la snellezza normalizzata calcolata considerando la sua dipendenza dal carico elastico critico euleriano  $N_{cr}$ . La corretta determinazione di tali fattori sarà descritta meglio nel paragrafo per la valutazione delle resistenze in condizioni di incendio, in quanto in simili circostanze i fenomeni legati all'instabilità si ritengono di interesse ancora maggiore, in quanto direttamente connessi anche al degrado del materiale, oltre che alla geometria delle sezioni.

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_{yk}}{N_{cr}}}$$

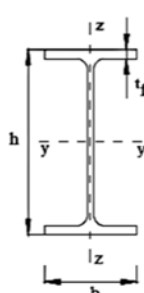
Sezione trasversale		Limiti	Inflessione intorno all'asse	Curva di instabilità	
				S235 S275 S355 S420	S460
Sezioni laminate		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a <sub>0</sub>
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d c

Figura 3.19 – a) Curve di instabilità per la tipologia di sezione a I o ad H

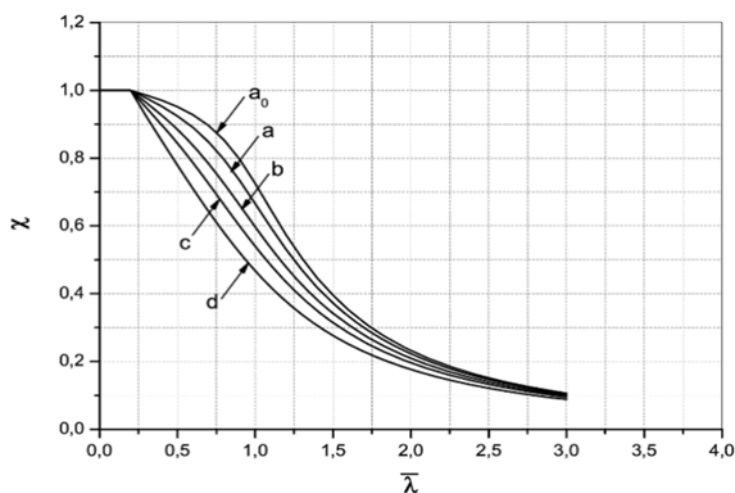


Figura 3.19 – b) Rappresentazione delle curve di instabilità

Curva di instabilità	Fattore di imperfezione $\alpha$
a <sub>0</sub>	0,13
a	0,21
b	0,34
c	0,49
d	0,76

Tabella 3.7. – Fattori di imperfezione

Un metodo alternativo a quello proposto dalle NTC, ma altrettanto valido, è riportato nel documento CNR 11001-88, che permette di condurre una verifica in termini tensionali, in cui le tensioni di esercizio  $\sigma_{Ed}$  vengono incrementate di un coefficiente  $\omega$ , valutato attraverso medesime le curve di instabilità utilizzate nel primo metodo.

Analogamente, la resistenza nei confronti dell'instabilità flessionale può essere valutata mediante la seguente relazione, considerando valori plastici del modulo di resistenza per sezioni di classe 1 e 2 e valori elastici ed efficaci, rispettivamente, per sezioni di classe 3 e 4.

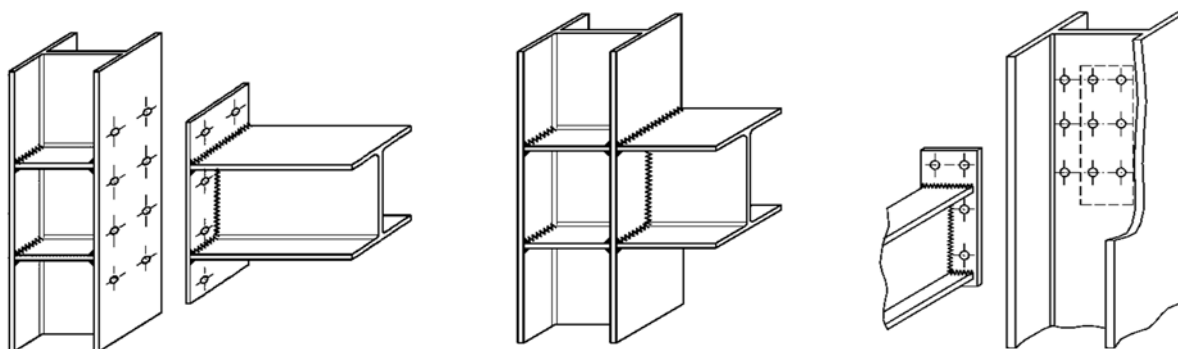
$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_y f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

In questo caso, il fattore riduttivo  $\chi_{LT}$  è determinato in funzione della snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}$ , delle curve di stabilità dei profili e del momento critico elastico di instabilità flessio-torsionale  $M_{cr}$ .

### 3.3.3 La progettazione delle connessioni

La riproduzione delle condizioni di vincolo delle aste che formano i telai in acciaio appare come un processo molto delicato, che determina la risposta dell'intero sistema strutturale. Nell'ambito della progettazione è necessario quindi scegliere correttamente la tipologia di connessione che si vuole realizzare per creare l'unione fisica tra due elementi, a seconda delle caratteristiche di resistenza, rigidezza e duttilità richieste. Al fine di poter effettuare il dimensionamento di ciascuna connessione, occorre in primo luogo definire quali siano le aste da unire e, di conseguenza, quale sia il tipo di collegamento necessario. Nelle strutture in acciaio si ritrovano generalmente:

- Nodi trave-trave;
- Nodi trave-colonna;
- Nodi colonna-colonna;
- Nodi colonna-fondazione;
- Collegamenti di controventi;
- Collegamenti di aste delle reticolari.



*Figura 3.20 – Esempi di collegamenti trave-pilastro con comportamento rigido*

In seconda battuta, prendendo come riferimento il modello strutturale definito in partenza, si ricercano le condizioni al contorno da rispettare per ciascun elemento e si definiscono le tipologie di connessioni da realizzare in funzione delle azioni interne che devono essere

trasmesse da un elemento all'altro. In seguito, sulla base delle specifiche esigenze tecniche di progettazione e/o di esecuzione, si effettua la scelta sulle modalità di realizzazione delle connessioni (ne costituiscono validi esempi quelle proposte in Figura 3.20 e in Figura 3.21), che possono essere generate attraverso un sistema di saldature o per mezzo di bullonature o chiodature, con l'ausilio di piastre aggiuntive opportunamente progettate. In previsione della trattazione del caso studio proposto nel capitolo 4, nel seguito si focalizzerà l'attenzione sulla progettazione dei collegamenti bullonati tra travi e colonne, che rappresentano la totalità di quelli utilizzati nel modello analizzato.

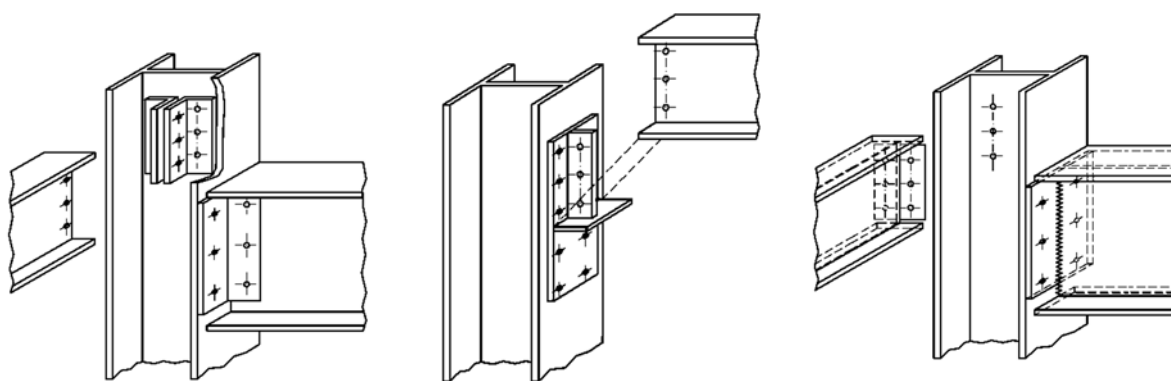


Figura 3.21 – Esempi di collegamenti trave-pilastro con comportamento a cerniera

La saldatura è un processo di giunzione che permette assicurare la continuità tra elementi metallici mediante fusione del materiale di base e di apporto, attraverso procedimenti autogeni, o solo del materiale di apporto, nel caso di utilizzo di procedimenti eterogeni. Come prodotto delle saldature si hanno i *cordoni*, caratterizzati dal materiale fuso solidificato, che rappresentano le componenti alle quali è attribuito il compito di trasferire le azioni tra gli elementi giuntati. In funzione delle sollecitazioni che sono chiamati a sopportare, i cordoni possono essere realizzati frontalmente all'elemento, nella direzione longitudinale o trasversale, oppure lateralmente ad esso. Rispetto a quelle bullonate o chiodate, le connessioni saldate sono da considerarsi monolitiche, in quanto realizzano una soluzione di continuità del materiale e, al contempo, permettono di creare nodi più rigidi e semplici, vincolando la libertà del progettista in modo sicuramente meno pesante. A fronte di tali vantaggi devono però essere sempre adottate particolari precauzioni progettuali, costruttive e soprattutto di controllo dell'unione<sup>38</sup>. A tal proposito, le principali criticità di tale sistema si rivedono nella possibile formazione di difetti locali sull'unione saldata, che sono legati alle conseguenze dei fenomeni metallurgici che si verificano in fase di lavorazione e che possono comportare possibili riduzioni di resistenza e/o duttilità, e nelle difficoltà di realizzazione in cantiere, confermata dalla necessità di impiego di manodopera qualificata, maggiormente onerosa anche dal punto di vista economico. Allo scopo di realizzare correttamente le saldature, riducendo le possibili imperfezioni di carattere geometrico e soprattutto meccanico, le procedure per la loro

<sup>38</sup> C. Bernuzzi (2018) – Progetto e verifica delle strutture in acciaio secondo le NTC 2018 e l'eurocodice 3 – Hoepli, Milano



esecuzione sono dettate dalla serie di norme UNI EN 1011 – “*Raccomandazioni per la saldatura dei materiali metallici*”, mentre per le verifiche di resistenza dei cordoni, si può invece fare riferimento ai criteri stabiliti dall’eurocodice 3.

Le unioni bullonate hanno degnamente sostituito nel tempo le vecchie tecniche di giunzione degli elementi in acciaio realizzate attraverso chiodatura o rivettatura. La natura di tale sistema si presenta estremamente speditiva in termini di rapidità di esecuzione in officina e di assemblaggio in cantiere, pertanto, effettuando un rapido confronto con quanto affermato per le saldature, è possibile intuire come questo metodo risulti più economico del precedente. Tra gli altri vantaggi derivanti dall’impiego dei collegamenti bullonati si ha la possibilità di smontaggio delle strutture, nessun requisito richiesto per assemblaggio, nessuna condizione sulla qualità dell’ambiente in fase di montaggio, la facilità di manutenzione e ispezione del collegamento, nonché la possibilità di sottoporre gli elementi a cicli di verniciatura e trattamenti finali specifici prima dell’assemblaggio, senza che questi subiscano alterazioni delle caratteristiche in cantiere. Le componenti fondamentali di tale tipologia di unione sono i *bulloni*, composti dall’elemento *vite*, dal *dado* e dalle *rondelle* o *rosette*. In funzione delle sollecitazioni agenti nel collegamento, ciascun bullone partecipante alla definizione della resistenza complessiva dello stesso può essere chiamato ad offrire la sua resistenza nei confronti di forze perpendicolari oppure parallele all’asse del gambo, oppure da una combinazione delle due, quando è soggetto ad azioni di taglio-trazione.

Distanze e interassi	Minimo	Massimo		
		Strutture negli acciai previsti dalle EN 10025 (meno che dalla EN 10025-5)		Strutture in acciaio conforme alla EN 10025-5
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (EN 10025-5)
Distanza di bordo $e_1$	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$		il maggiore tra $8t$ e $125 \text{ mm}$
Distanza di bordo $e_2$	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$		il maggiore tra $8t$ e $125 \text{ mm}$
Distanza $e_3$ in fori asolati	$1,5d_0$			
Distanza $e_4$ in fori asolati	$1,5d_0$			
Interasse $p_1$	$2,2d_0$	il minimo tra $14t$ e $200 \text{ mm}$	il minimo tra $14t$ e $200 \text{ mm}$	il minimo tra $14t_{\min}$ e $175 \text{ mm}$

Tabella 3.8 – Distanze e interassi tra i fori

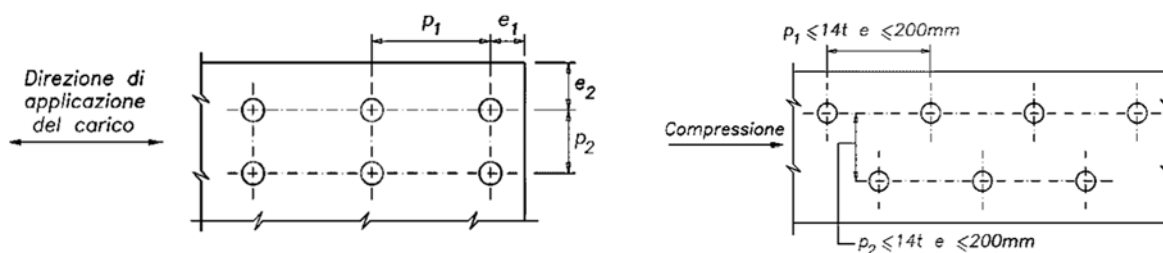


Figura 3.22 – Distanze e interassi per il posizionamento dei fori in accordo con l’Eurocodice 3

La progettazione dei collegamenti bullonati è un processo molto complesso, per il quale deve necessariamente essere adottata una modellazione semplificata per la valutazione del loro comportamento. Tra le ipotesi semplificative di base si ha l'assunzione che le pressioni siano uniformi sui fori e sul gambo dei bulloni e che le deformazioni della lamiera sotto carico, l'inflessione dei bulloni e le concentrazioni di tensioni nei bordi dei fori siano trascurabili. In primo luogo, è necessario definire il posizionamento dei fori per l'inserimento dei bulloni, che deve essere tale da prevenire fenomeni di corrosione e instabilità locali, ed in tale contesto la norma EN 1993-1-8 fornisce le distanze minime dall'estremità, dal bordo e dell'interasse dei bulloni, riportate in Tabella 3.8 e in Figura 3.22.

Il progetto di un collegamento bullonato deve essere effettuato con riferimento alla sua classificazione, per la quale si tiene conto delle caratteristiche di sollecitazione che è chiamato a sopportare. Si distinguono a tal riguardo le seguenti categorie per i collegamenti sollecitati a taglio:

- *Categoria A*: collegamenti a taglio;
- *Categoria B*: collegamenti ad attrito resistenti allo stato limite di servizio (precaricati);
- *Categoria C*: collegamenti ad attrito resistenti allo stato limite ultimo (precaricati);

e per i collegamenti sollecitati a trazione:

- *Categoria D*: collegamenti con bulloni non precaricati;
- *Categoria E*: collegamenti con bulloni precaricati.

Le connessioni a taglio sono solitamente destinate al trasferimento delle azioni verticali tra due elementi orizzontali, è il caso del collegamento trave-trave, o tra aste disposte ortogonalmente, come nel caso trave-pilastro. In ogni caso, il comportamento di un simile elemento dal punto di vista statico è assimilabile ad una cerniera, poiché, non offrendo una resistenza nei confronti delle sollecitazioni flettenti, esso permette le rotazioni relative tra le aste giuntate.

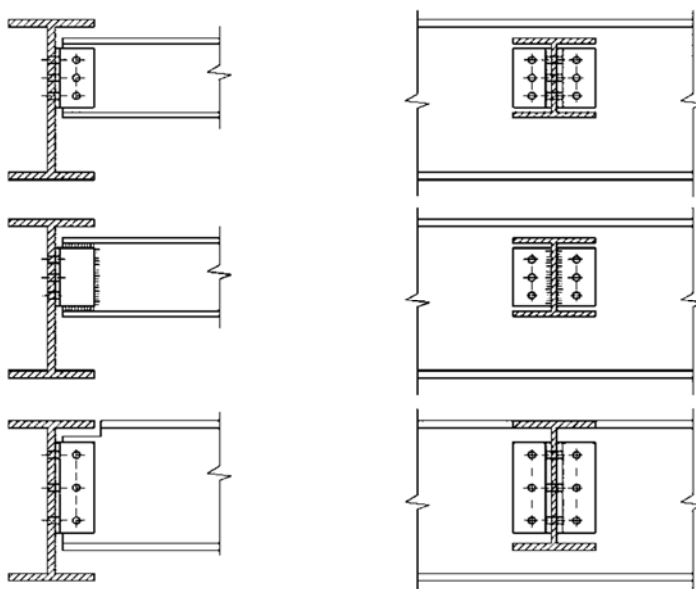


Figura 3.23 – Esempi di connessioni trave-trave bullonate con squadrette d'anima

Pur essendo il principio di trasferimento degli sforzi taglianti di semplice intuizione, in quanto l'azione si ripartisce tra i vari bulloni, lungo i piani di taglio corrispondenti all'interfaccia tra due diversi elementi, i meccanismi che in realtà contribuiscono alla resistenza del collegamento sono molteplici e coinvolgono tutte le componenti in gioco, sia sull'elemento portante, sia sull'elemento portato. In Tabella 3.9 sono riassunti tutti i possibili meccanismi di collasso e le relative resistenze di progetto per una connessione a taglio realizzata mediante squadrette d'anima, come quelle in Figura 3.23, la cui resistenza è dettata dal più basso valore dei singoli meccanismi<sup>39</sup>.

Oltre che nei confronti delle caratteristiche di sollecitazione di taglio e flessione agenti a livello locale nella connessione, le verifiche devono essere condotte anche nei confronti di due ulteriori fenomeni, quali il rifollamento e il *block-tearing*. Nel dettaglio, con rifollamento si indica la concentrazione delle tensioni di contatto lungo la superficie di contorno del foro sulla quale grava l'azione spingente del gambo del bullone, che porta all'ovalizzazione del foro e all'eventuale rottura per taglio (Figura 3.24), mentre per *block-tearing*, si intende il fenomeno di rottura nel quale una porzione di un oggetto (una membratura, o una piastra) viene strappata via dal resto interessando, in generale, sforzi normali e sforzi di taglio sulle superfici coinvolte (Figura 3.25).

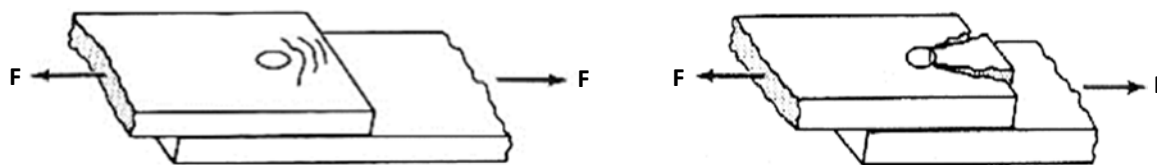


Figura 3.24 – Esempio di rottura per rifollamento di un collegamento bullonato

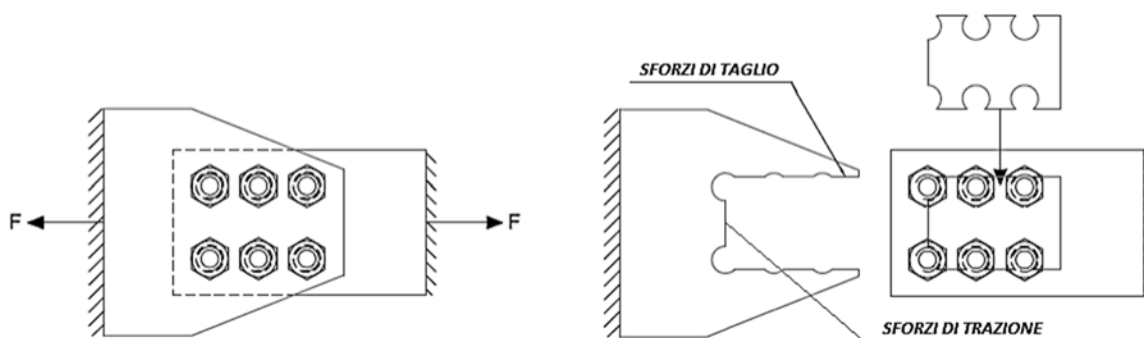


Figura 3.25 – Esempio di rottura per *block-tearing* di un collegamento bullonato

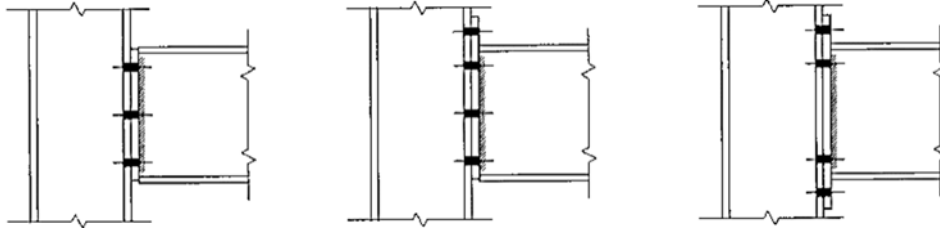
<sup>39</sup> L. Springhetti – I collegamenti nelle strutture in acciaio – Progetto e verifica secondo la norma UNI EN 1993-1-8 – Hoepli, Milano

Modalità di collasso			
1	Lato elemento portato	Taglio dei bulloni	$V_{Rd,1}$
2		Rifollamento delle squadrette	$V_{Rd,2}$
3		Taglio della sezione lorda delle squadrette	$V_{Rd,3}$
4		Taglio della sezione netta delle squadrette	$V_{Rd,4}$
5		Block-tearing delle squadrette	$V_{Rd,5}$
6		Flessione e taglio delle squadrette	$V_{Rd,6}$
7		Rifollamento trave portata	$V_{Rd,7}$
8		Taglio della sezione lorda dell'anima della trave portata	$V_{Rd,8}$
9		Taglio della sezione netta dell'anima della trave portata	$V_{Rd,9}$
10		Block-tearing dell'anima della trave portata	$V_{Rd,10}$
11		Flessione e taglio della trave portata	$V_{Rd,11}$
12	Lato elemento portante	Taglio dei bulloni	$V_{Rd,12}$
13		Rifollamento delle squadrette	$V_{Rd,13}$
14		Taglio della sezione lorda delle squadrette	$V_{Rd,14}$
15		Taglio della sezione netta delle squadrette	$V_{Rd,15}$
16		Block-tearing delle squadrette	$V_{Rd,16}$
17		Flessione e taglio delle squadrette	$V_{Rd,17}$
18		Rifollamento dell'elemento portante	$V_{Rd,18}$
<b>Resistenza a taglio del collegamento</b>			$V_{Rd} = \min \{ V_{Rd,i} \}$

*Tabella 3.9 – Modalità di collasso di un collegamento a taglio con squadrette d'anima*

Per la valutazione della resistenza del collegamento è necessario dunque avere a disposizione i dati geometrici e meccanici relativi a ciascuna componente del giunto da realizzare, preventivamente dimensionato. In sede di verifica, è necessario controllare inoltre che la minima resistenza del collegamento non corrisponda a quella fornita dalle modalità 1 e 12 relative ai bulloni, poiché essi sono caratterizzati da un legame costitutivo fragile, che porterebbe la connessione ad una rottura dello stesso tipo, prima che possano manifestarsi meccanismi duttili per merito delle deformazioni plastiche sulle restanti componenti.

Nel caso di collegamenti destinati al trasferimento di sollecitazioni flettenti tra due elementi strutturali, in genere tra trave e colonna, il processo di progettazione diviene più complesso, in quanto l'elemento di unione da realizzare deve essere tale da impedire le rotazioni relative che possono generarsi sotto determinate condizioni di carico. La modellazione di questa tipologia di nodo prevede la definizione di un sistema di molle estensionali, le cui caratteristiche sono associate alla schematizzazione del pannello d'anima dell'elemento portante, e rotazionali, rappresentative invece del comportamento degli elementi portati.



**Figura 3.26** – Esempi di connessioni bullonate con flangia di estremità a filo in spessore di trave o estesa

Nel complesso, un collegamento trave-colonna può essere studiato e classificato passando per l'analisi delle sue molteplici componenti, che possono essere soggette a una o più caratteristiche di sollecitazione. Con riferimento ad un giunto bullonato flangiato, si riportano nella seguente Tabella 3.10 le descrizioni delle componenti che influenzano il comportamento nodale in termini di deformabilità (dalla 1 alla 6) e di resistenza (dalla 1 alla 8)<sup>40</sup>.

Componenti base di un nodo		
1	Pannello d'anima della colonna soggetto a taglio	$wp = \textit{shear web panel}$
2	Anima della colonna soggetta a compressione trasversale	$c,wc = \textit{compression web column}$
3	Anima della colonna soggetta a trazione trasversale	$t,wc = \textit{tension web column}$
4	Ala della colonna soggetta a flessione	$t,fc = \textit{flange column in bending}$
5	Piatto di estremità soggetto a flessione	$t,ep = \textit{end plate in bending}$
6	Bulloni soggetti a trazione	$t,b = \textit{tension bolt}$
7	Anima e ala della trave soggette a compressione	$c,fb = \textit{compression flange beam}$
8	Anima della trave soggetta a trazione	$t,wb = \textit{tension web beam}$

**Tabella 3.10** – Componenti base di un nodo bullonato flangiato

Le componenti appena definite garantiscono la resistenza complessiva del collegamento nei confronti sia delle azioni flettenti che di quelle taglianti. In particolare, la resistenza al taglio di una connessione flangiata bullonata trave-colonna è legata al rifollamento della flangia di estremità della trave e dell'ala (o dell'anima, se la trave è collegata direttamente alla stessa) del pilastro e alla resistenza tagliante dei bulloni. Al contrario, la resistenza flessionale è direttamente associata alle resistenze delle componenti soggette a flessione e trazione, quali anima e flangia della colonna e flangia di estremità della trave (*end plate*), valutate in corrispondenza delle singole righe di bulloni, previa verifica della resistenza delle restanti componenti soggette a compressione e taglio, come l'anima della colonna e l'anima della trave. Lo scopo della valutazione dei contributi di resistenza offerti da ciascuna riga di bulloni è quello di verificare che in corrispondenza degli stessi non si inneschino meccanismi di collasso locali agenti al livello delle singole componenti, che provocherebbero una repentina perdita di capacità flessionale da parte del nodo.

<sup>40</sup> L. Springhetti – I collegamenti nelle strutture in acciaio – Progetto e verifica secondo la norma UNI EN 1993-1-8 – Hoepli, Milano

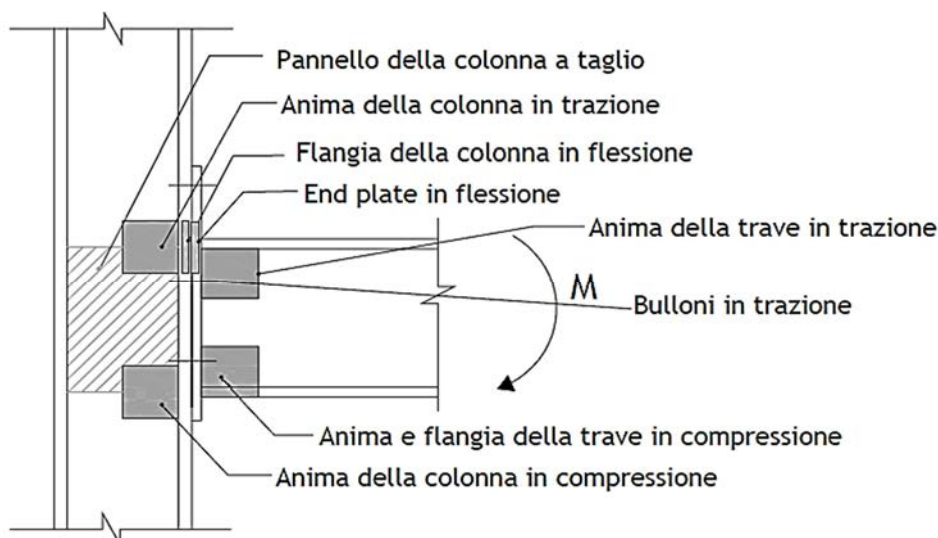


Figura 3.27 – Schematizzazione di un nodo bullonato flangiato secondo il metodo delle componenti

Il contributo delle componenti in flessione e trazione ( $t_{wc}$ ,  $t_{fc}$ ,  $t_{ep}$ ,  $t_{wb}$ ), graficamente individuabili all'interno della connessione mostrata in Figura 3.27<sup>41</sup>, deve essere calcolato considerando sia il comportamento delle righe di bulloni isolate, sia il comportamento di gruppo, valutando analiticamente le resistenze per ciascuna combinazione possibile. Il calcolo della resistenza di dette componenti passa per la schematizzazione delle stesse attraverso elementi a T di opportuna lunghezza, caratterizzati dall'ala e dall'anima dell'elemento strutturale considerato, come nel caso della Figura 3.28. Tuttavia, la flessione dell'ala dell'elemento a T è un fenomeno di natura tridimensionale e, in quanto tale, estremamente complesso da caratterizzare e modellare.

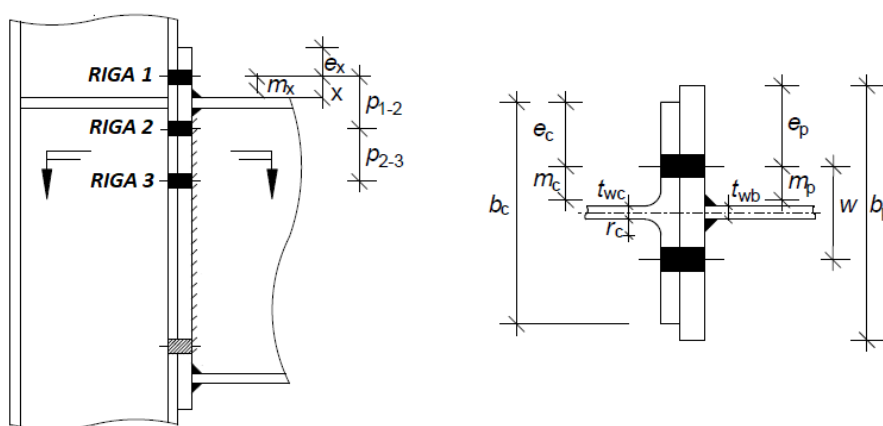


Figura 3.28 – Schematizzazione delle componenti del collegamento con l'elemento a T

Al fine di semplificare la procedura di calcolo delle resistenze, senza dover necessariamente ricorrere a modelli eccessivamente avanzati, l'Eurocodice 3 introduce il concetto dell'elemento a T equivalente (*Equivalent T-stub*) avente una lunghezza efficace  $l_{eff}$ , valutata in relazione alla posizione dei bulloni rispetto alle flange che compongono l'elemento. Il concetto di equivalenza

<sup>41</sup> R. da Silva Hortencio, G.A. Santos Falcon (2017) – Optimal design of beam-column connection of plane stress frames using the component method

è relativo al comportamento reale tridimensionale della flangia e quello monodimensionale di una trave di rigidezza opportuna. Pertanto, la lunghezza totale efficace  $\Sigma l_{eff}$  di un elemento a T equivalente che racchiude un gruppo di righe di bulloni deve essere tale che la resistenza a trazione della sua flangia sia equivalente a quella del componente di base del nodo che essa appresenta. Le lunghezze efficaci sono valutate di volta in volta, a seconda che l'elemento reale rappresentato dall'elemento a T equivalente sia l'ala della colonna, l'ala della trave o la flangia saldata in testa alla trave (Figura 3.29), oppure in funzione della riga di bulloni considerata, o ancora sulla base del tipo di rottura ipotizzata, come si evince anche dalla Tabella 3.11, estratta dalla norma EN 1993-1-8 e riferita alle modalità di rottura per le righe di bulloni descritte in Figura 3.30<sup>42</sup>.

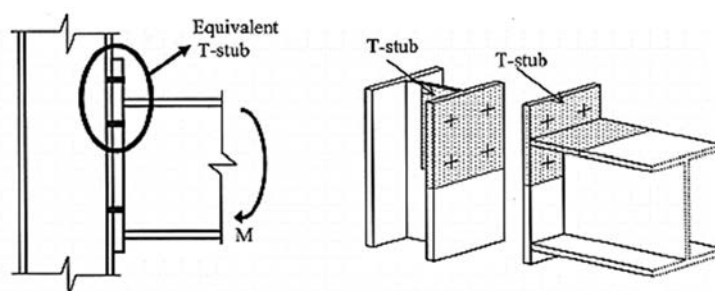


Figura 3.29 – Elementi a T equivalente per ala della colonna e flangia di estremità

Circular patterns $l_{eff,cp}$		Non-circular patterns $l_{eff,nc}$	
Individual screw row			
Inside		Inside	
At the edge		At the edge	
Group of screw rows			
Inside		Inside	
At the edge		At the edge	

Figura 3.30 – Modelli di collasso per le righe di bulloni

<sup>42</sup> Nemeteschek Frilo GmbH (2012) – Equivalent T-stubs (Component Method) as per DIN EN 1993-1-8

Nell'ambito della semplificazione effettuata sulla rappresentazione delle componenti che costituiscono il collegamento è di fondamentale importanza che la modalità di collasso dell'ala dell'elemento a T sia congruente con quella che può manifestarsi nel componente reale. In Figura 3.31<sup>43</sup> si mostrano le possibili modalità di collasso dell'ala dell'elemento a T sollecitata da una forza  $F_T$ , che sono determinate dallo snervamento dell'ala, dalla rottura dei bulloni ovvero da un fenomeno che combina entrambe le modalità di collasso.

Location of the screw row	Individual rows		Group	
	Circular $l_{eff,cp}$	Non circular $l_{eff,nc}$	Circular $l_{eff,cp}$	Non circular $l_{eff,nc}$
Inner screw row next to a stiffener	$2 \cdot \pi \cdot m$	$\alpha \cdot m$	$\pi \cdot m + p$	$0,5 \cdot p + \alpha \cdot m - (2 \cdot m + 0,625 \cdot e)$
Other inner screw row	$2 \cdot \pi \cdot m$	$4 \cdot m + 1,25 \cdot e$	$2 \cdot p$	$p$
Other outer screw row	$\min \begin{bmatrix} 2 \cdot \pi \cdot m \\ \pi \cdot m + 2 \cdot e_1 \end{bmatrix}$	$\min \begin{bmatrix} 4 \cdot m + 1,25 \cdot e \\ 2 \cdot m + 0,625 \cdot e + e_1 \end{bmatrix}$	$\min \begin{bmatrix} \pi \cdot m + p \\ 2 \cdot e_1 + p \end{bmatrix}$	$\min \begin{bmatrix} 2 \cdot m + 0,625 \cdot e + 0,5 \cdot p \\ e_1 + 0,5 \cdot p \end{bmatrix}$
Outer screw row next to a stiffener	$\min \begin{bmatrix} 2 \cdot \pi \cdot m \\ \pi \cdot m + 2 \cdot e_1 \end{bmatrix}$	$e_1 + \alpha \cdot m - (2 \cdot m + 0,625 \cdot e)$	-	-
Mode 1	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ but $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\Sigma l_{eff,1} = \Sigma l_{eff,nc}$ but $\Sigma l_{eff,1} \leq \Sigma l_{eff,cp}$	
Mode 2	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\Sigma l_{eff,2} = \Sigma l_{eff,nc}$	

Tabella 3.11 – Lunghezze efficaci per modello di rottura circolare e non circolare, per ciascuna riga o gruppo di bulloni

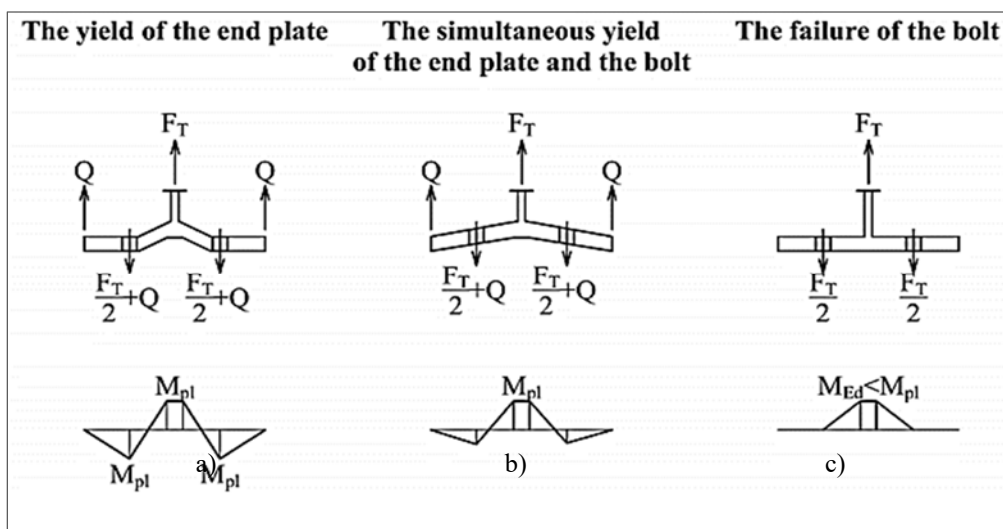


Figura 3.31 – Modalità di collasso di un elemento a T equivalente. a) Snervamento della flangia di estremità; b) Simultaneo snervamento della flangia di estremità e rottura dei bulloni; c) Rottura dei bulloni

Il procedimento per la valutazione delle resistenze delle  $n_f$  righe di bulloni  $F_{tr,Rd}$  deve quindi comprendere i tre meccanismi di collasso appena descritti. In primo luogo, è necessario definire le dimensioni  $m_i$  e  $n_i$  dell'elemento a T che identificano la posizione dei fori e che vanno quindi determinate, allo stesso modo della lunghezza efficace dell'elemento a T equivalente, per ogni riga di bulloni nei confronti della quale si valuta la resistenza complessiva. Successivamente, è

<sup>43</sup> I. Kristóf, Z. Novák, D. Hegyi (2017) – A Simplified Method for the Design of Steel Beam-to-column Connections



possibile calcolare, per ciascuna delle componenti in trazione e in flessione considerate (Tabella 3.10), le forze resistenti  $F_{T,1,Rd}$ ,  $F_{T,2,Rd}$ ,  $F_{T,3,Rd}$ , associate ai rispettivi meccanismi di collasso descritti in Figura 3.31 attraverso le seguenti relazioni:

$$F_{T,1,Rd,r} = \frac{4 M_{pl,1,Rd,r,b}}{m_{x,i}}$$

$$F_{T,2,Rd,r} = \frac{2 M_{pl,2,Rd,r,b} + n_{i,c} \sum F_{t,Rd}}{m_{x,i} + n_{i,c}}$$

$$F_{T,3,Rd,r} = \sum F_{t,Rd}$$

con:

$$M_{pl,i,Rd,r,b} = \frac{0,25 l_{eff,i,c} t_i^2 f_{y,c}}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{u,b} A_s}{\gamma_{M2}}$$

dove:

- $l_{eff}$  è la lunghezza efficace dell'elemento a T equivalente;
- $m_{x,i}$  e  $n_{i,c}$  sono le distanze che indicano il posizionamento del foro nell'elemento a T equivalente;
- $t_i$  è lo spessore dell'elemento considerato;
- $k_2$  è un coefficiente che dipende dalla tipologia di bullone utilizzato;
- $A_s$  è l'area della sezione resistente del bullone;
- $\gamma_{M0}$  e  $\gamma_{M2}$  sono coefficienti di sicurezza per l'acciaio strutturale definiti dalla normativa.

Note le resistenze di ciascun componente  $r$ , per ciascuna riga di bulloni si determina la resistenza complessiva, dettata dal valore minore tra le resistenze delle singole componenti coinvolte.

$$F_{Tr,Rd,r} = \min(F_{T,1,Rd,r}; F_{T,2,Rd,r}; F_{T,3,Rd,r})$$

A questo punto, la resistenza flessionale di un nodo si può determinare attraverso la seguente relazione, fornita dalla norma EN 1993-1-8, che considera il contributo resistente delle  $n_f$  righe di bulloni presenti nel collegamento:

$$M_{j,Rd} = \sum_{r=1}^{n_f} F_{tr,Rd} * h_r = F_{T1,Rd} * h_1 + F_{T2,Rd} * h_2 + \dots + F_{Tn_b,Rd} * h_{n_b}$$

in cui:

- $F_{tr,Rd}$  è la resistenza a trazione effettiva della riga di bulloni  $r$ -esima, determinata in sequenza, partendo dalla riga più lontana dal centro di compressione ed escludendo il contributo fornito dalle restanti righe. La resistenza di progetto della riga  $r$ -esima è determinata in funzione della più debole delle sue componenti;

- $h_r$  è la distanza tra la riga di bulloni r-esima e il centro di compressione, che si assume allineato con l'asse dell'ala compressa della membratura portata;
- $r$  è l'indice di riga;
- $n_f$  è il numero di righe di bulloni in trazione.

Affinché la resistenza flessionale del collegamento sia governata dai meccanismi di rottura finora osservati, è infine necessario verificare che l'anima della trave soggetta a compressione trasversale e l'anima della colonna soggetta a compressione e taglio offrano una sufficiente resistenza nei confronti delle azioni su di esse gravanti. In particolare, dovrà essere soddisfatto il criterio di verifica che pone in relazione la forza agente  $F_{c,Ed}$ , calcolata come somma delle forze resistenti relative alla zona di trazione precedentemente valutate, con le resistenze  $F_{c,w,Rd}$  fornite da ciascuna componente compressa.

$$F_{c,Ed} = \sum F_{tr,Rd}$$

$$F_{c,Ed} \leq F_{c,Rd}$$

Nel dettaglio, la resistenza dell'anima della colonna in compressione trasversale vale:

$$F_{c,wc,Rd} = \min \left( \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}; \frac{\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} \right)$$

dove:

- $\omega$  è il fattore di riduzione che contempla i possibili effetti di interazione a taglio nel pannello d'anima della colonna;
- $k_{wc}$  è il fattore di riduzione dovuto alla presenza degli sforzi di compressione verticale nella colonna;
- $\rho$  è il fattore di riduzione che tiene conto dei fenomeni di instabilità della piastra ed è funzione dei parametri di snellezza del piatto;
- $b_{eff,c,wc}$  è la larghezza efficace della biella compressa;
- $t_{wc}$  è lo spessore dell'anima della colonna;
- $f_{y,wc}$  è la tensione di snervamento della colonna;
- $\gamma_{M0}$  e  $\gamma_{M1}$  sono coefficienti di sicurezza per l'acciaio strutturale.

Relativamente alla resistenza a taglio dell'anima della colonna invece si ha:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

in cui:

- $A_{vc}$  è l'area di taglio della sezione della colonna.

Infine, la resistenza a compressione trasversale dell'anima della trave, valutata solo in presenza di un irrigidimento al di sotto della stessa, in caso di flange di estremità particolarmente estese oltre l'ala inferiore della trave, viene confrontata con l'azione agente trasferita dal rinforzo stesso, in funzione della sua inclinazione rispetto all'orizzontale ed agli sforzi di compressione

legati alla presenza di momento flettente nella connessione. La resistenza  $F_{b,wb,Rd}$  è valutata attraverso la seguente relazione:

$$F_{c,wb,Rd} = \min \left( \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{y,wb}}{\gamma_{M0}}; \frac{\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{y,wb}}{\gamma_{M1}} \right)$$

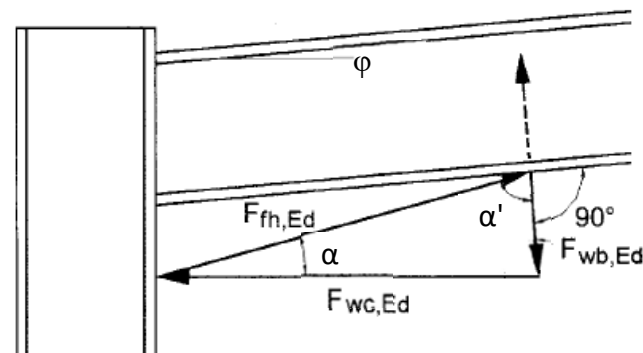


Figura 3.32 – Sistema di forze per il trasferimento della compressione trasversale sulla trave

Conclusa la fase relativa al calcolo delle resistenze è possibile valutare, adottando il medesimo metodo delle componenti, la deformabilità di un collegamento, passando per il calcolo della rigidezza rotazionale, dettata dalla flessibilità delle componenti e necessaria ai fini della classificazione del nodo stesso. A tal fine, per l'i-esima componente del sistema di unione si definiscono, oltre alla forza resistente  $F_{i,Rd}$ , la rigidezza elastica indicata con  $k_i$  e la capacità rotazionale  $\delta_{i,Cd}$ . In tale contesto, una corretta modellazione del problema può essere rappresentata dalla conversione del sistema su cui si fonda il metodo delle componenti in un sistema caratterizzato da elementi disposti tra loro in serie e/o in parallelo.

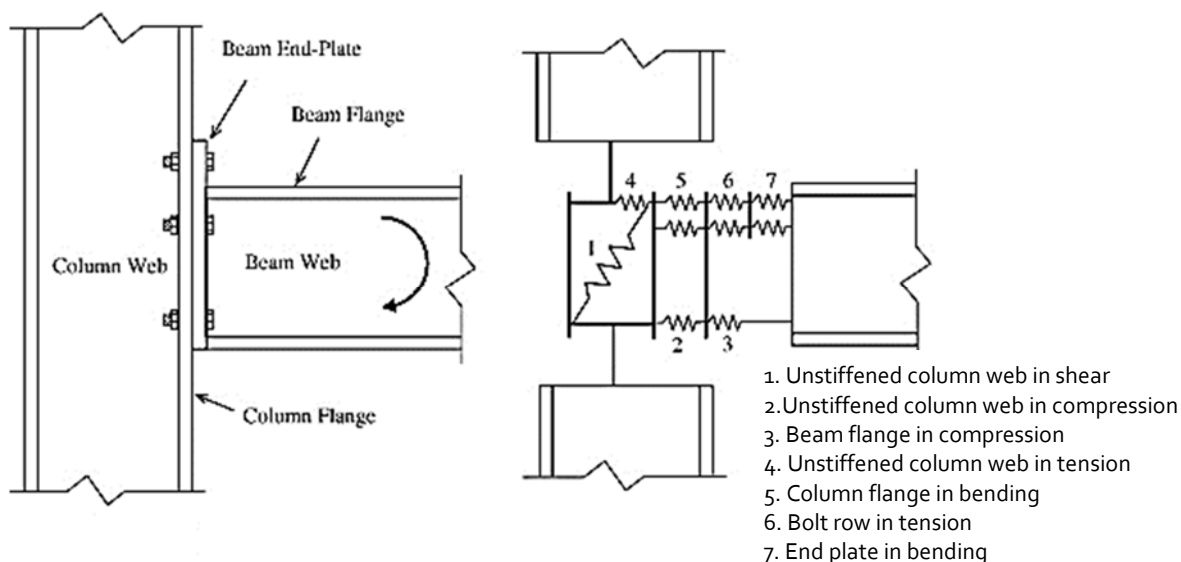


Figura 3.33 – Nodo bullonato e flangiato e relativo modello meccanico in base al metodo delle componenti

Con riferimento alla configurazione del nodo di Figura 3.33<sup>44</sup>, per elementi disposti in serie si avrà che la resistenza sarà dettata dalla minore delle resistenze dei singoli elementi, la rigidezza

<sup>44</sup> <http://www.fotoimage.org/beam-to-column-bolted-connection>

corrisponderà a un valore intermedio tra quelli di partenza e la capacità di rotazione sarà fornita dalla somma delle capacità offerte dalle singole componenti considerate. Al contrario, per elementi disposti in parallelo, la resistenza complessiva e la rigidezza del collegamento saranno date dalla somma dei valori parziali, associati agli elementi che contribuiscono al funzionamento del sistema, mentre la capacità di rotazione totale sarà pari alla minima tra quelle concesse dalle singole componenti.

A valle di tali premesse, il metodo delle componenti permette di valutare la rigidezza iniziale del collegamento, che è calcolata sommando le deformazioni elastiche delle singole componenti. Come visto nel §3.3 in sede di classificazione delle connessioni, la rigidezza di un nodo detta il legame tra il momento in esso agente  $M_j$  e la sua rotazione  $\varphi_j$ . Definita con  $\delta_i$  la deformazione associata alla componente  $i$ -esima e fissato pari a  $z$  il braccio di leva ( $h_r$  nella relazione di calcolo del momento resistente  $M_{j,Rd}$ ), la rotazione  $\varphi_j$  può essere valutata, con riferimento al funzionamento di un sistema composto da elementi in serie, attraverso la relazione:

$$\varphi_j = \frac{\sum_i \delta_i}{z}$$

in cui la deformazione  $\delta_i$  è legata alla forza e alla rigidezza relative all' $i$ -esima componente considerata ed al modulo elastico  $E$  del materiale, ed è definita come:

$$\delta_j = \frac{F_i}{E k_i}$$

La rigidezza iniziale del collegamento sarà quindi ottenuta grazie alla seguente relazione, a partire dalla quale valgono tutte le considerazioni espresse in precedenza in merito alla classificazione:

$$S_{j,ini} = \frac{M_j}{\varphi_j} = \frac{F_i z}{\frac{\sum_i \delta_i}{z}} = \frac{F_i z^2}{\frac{F_i}{E} \sum \frac{1}{k_i}} = \frac{E z^2}{\sum \frac{1}{k_i}}$$

In alcune circostanze, con lo scopo di semplificare le procedure di classificazione e modellazione dei collegamenti, l'Eurocodice 3 permette di assumere due diversi valori per la rigidezza, come si evince dalla Figura 3.34<sup>45</sup>, pari rispettivamente alla rigidezza iniziale del collegamento rotazionale  $S_{j,ini}$ , per momenti di esercizio nel nodo inferiori ai 2/3 del momento resistente  $M_{j,Rd}$ , e alla stessa ridotta del coefficiente correttivo  $\eta$ , funzione del tipo di nodo, per qualsiasi valore di momento sollecitante. I valori da adottare nella valutazione della rigidezza rotazionale di una connessione in acciaio partendo dal suo valore iniziale sono riportati nelle Tabelle 3.12 a) e b).

---

<sup>45</sup> L. Springhetti – I collegamenti nelle strutture in acciaio – Progetto e verifica secondo la norma UNI EN 1993-1-8 – Hoepli, Milano

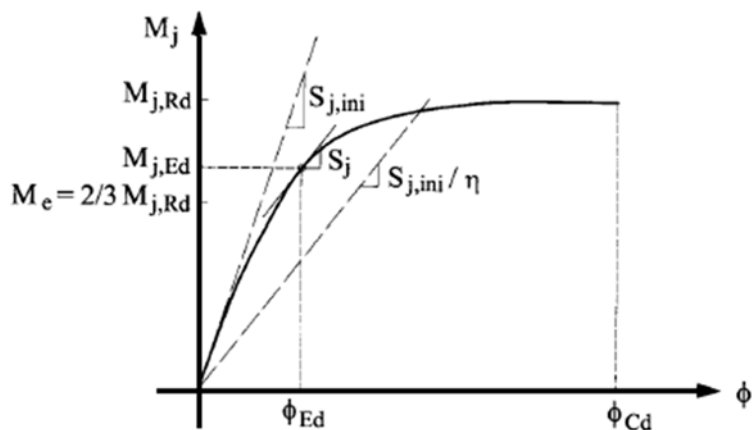


Figura 3.34 – Relazione momento-rotazione e approssimazioni lineari

Rigidità nominale $S^*_j$	
$M_{j,Ed} \leq 2/3 M_{j,Rd}$	$S_{j,ini}$
$M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd}$	$S_{j,ini} / \eta$

Tabella 3.12 - a) Rigidità nominali

Tipologia di connessione	$\eta$ per nodo Trave-Colonna
Flangia di estremità bullonata	2
Angolari bullonati	2

Tabella 3.12 - b) Coefficienti correttivi della rigidità

Dal punto di vista pratico, analogamente alla resistenza flessionale, la rigidità di un collegamento flangiato bullonato trave-colonna può essere valutata sulla base di quanto esposto all'interno dell'Appendice J all'Eurocodice 3. In particolare, rientrano nel campo di applicazione di tale strumento normativo i collegamenti realizzati tra elementi strutturali con sezione ad  $I$  oppure ad  $H$ , bullonati con flange di estremità o saldati, dotati o meno di irrigidimenti e/o contropiastre all'interno delle ali dei profili. La rigidità rotazionale può quindi essere determinata in modo approssimato mediante la seguente relazione:

$$S_j = \frac{E h_1^2 t_{wc}}{\sum \frac{\mu}{k_i} \left[ \frac{F_i}{F_{i,Rd}} \right]^2}$$

dove:

- $S_j$  è la rigidità secante relativa al momento  $M$  nel collegamento ( $M \leq M_{Rd}$ );
- $M_{Rd}$  è il momento resistente di progetto del collegamento;
- $h_1$  è la distanza della prima riga di bulloni sotto l'ala tesa della trave dal centro di resistenza della zona di compressione (braccio di leva);
- $\mu_i$  è un coefficiente correttivo;
- $k_i$  è il coefficiente di rigidità per il componente  $i$ ;
- $F_i$  è la forza nel componente  $i$  del collegamento dovuta al momento  $M$ ;
- $F_{i,Rd}$  è la resistenza di progetto del componente  $i$  del collegamento.

Nel caso di collegamenti non irrigiditi, la norma definisce i coefficienti di rigidità  $k_i$  per ciascuna delle sei componenti elencate in Tabella 3.10:

- Anima della colonna, zona di taglio	$k_1 = 0,24$
- Anima della colonna, zona di trazione	$k_2 = 0,8$
- Anima della colonna, zona di compressione	$k_3 = 0,8$
- Ala della colonna, zona di trazione	$k_4 = \frac{t_{fc}^3}{4 m^2 t_{wc}}$
- Bulloni, zona di trazione	$k_5 = \frac{2 A_s}{l_b t_{wc}}$
- Flangia di estremità, zona di trazione	$k_6 = \frac{t_e^3}{12 \lambda_2 m^2 t_{wc}} \geq \frac{t_e^3}{4 m^2 t_{wc}}$

dove:

- $t_{fc}$  è lo spessore dell'ala della colonna;
- $t_e$  è lo spessore della flangia di estremità;
- $t_{wc}$  è lo spessore dell'anima della colonna;
- $m$  è la distanza del foro rispetto all'anima della trave o del pilastro, al netto dei raggi di curvatura;
- $A_s$  è l'area resistente del bullone;
- $L_b$  è la lunghezza utile del bullone;
- $\lambda_2$  è un fattore di snellezza, definito in funzione della posizione dei fori.

Nel caso in cui sia presente un irrigidimento nella zona di trazione della colonna, il coefficiente di rigidezza  $k_4$  diventa:

$$k_4 = \frac{t_{fc}^3}{12 \lambda_2 m^2 t_{wc}} \geq \frac{t_{fc}^3}{4 m^2 t_{wc}}$$

mentre per qualsiasi altro componente irrigidito, il coefficiente di rigidezza deve essere preso uguale ad infinito. Tale assunzione è chiaramente giustificata dal fatto che le componenti la cui rigidezza venga incrementata attraverso sistemi di irrigidimento specifici, come nel caso della Figura 3.35 in cui sono presenti flange aggiuntive per il pannello d'anima della colonna, possono essere considerati come corpi che subiscono spostamenti e rotazioni rigide, dipendenti unicamente dal comportamento delle restanti componenti.

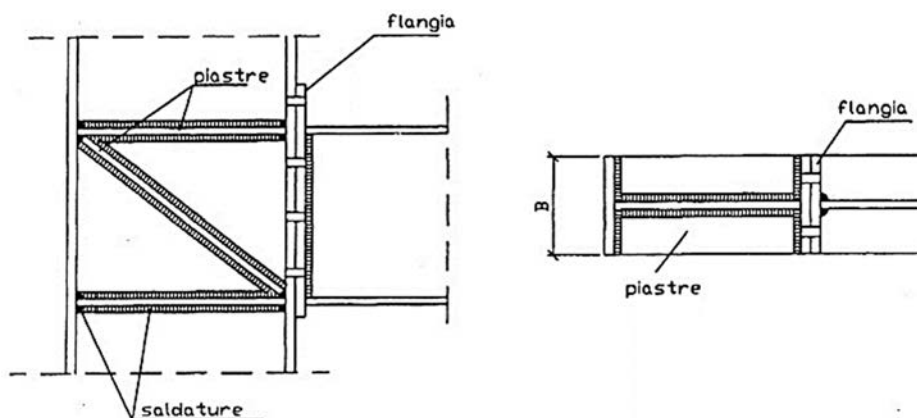
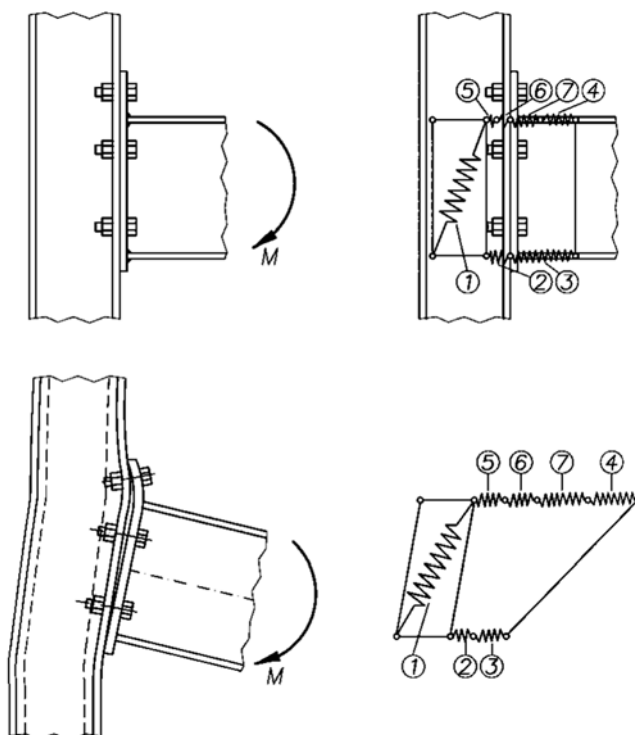


Figura 3.35 – Esempio di applicazione di irrigidimenti sul pannello d'anima della colonna

La classificazione delle connessioni in funzione della rigidità rotazionale, eseguita sulla base dei criteri esposti in precedenza, permette quindi di definire il tipo di vincolo che queste si prestano a fornire nei confronti delle travi da esse collegate. Ne consegue che la fase di progettazione non può mai essere limitata unicamente al raggiungimento dei requisiti minimi di resistenza, ma deve necessariamente essere estesa alla determinazione delle caratteristiche di rigidità e quindi di deformabilità del collegamento. Da queste possono infatti derivare variazioni di domanda sugli elementi strutturali, dovute alla distribuzione delle sollecitazioni negli stessi, che è funzione del comportamento dei nodi, il cui campo di variabilità è molto ampio. Una impropria attribuzione delle condizioni di vincolo all'elemento di unione, che a loro volta costituiscono le condizioni al contorno per l'elemento strutturale collegato, può rivelarsi dunque un grave errore di progettazione, in quanto alcuni cinematismi potrebbero non essere tenuti in considerazione, in virtù della presenza di un elemento inutilmente chiamato a conservare condizioni di congruenza che in realtà non è in grado di mantenere (Figura 3.36<sup>46</sup>). Quando la progettazione strutturale si basa sull'analisi elastica globale, infatti, la maggiore difficoltà che si incontra per i telai semi-rigidi è rappresentata dal fatto che, per una assegnata condizione di carico, le azioni interne che le membrature ed i collegamenti devono sopportare dipendono dalla rigidità rotazionale dei collegamenti stessi.

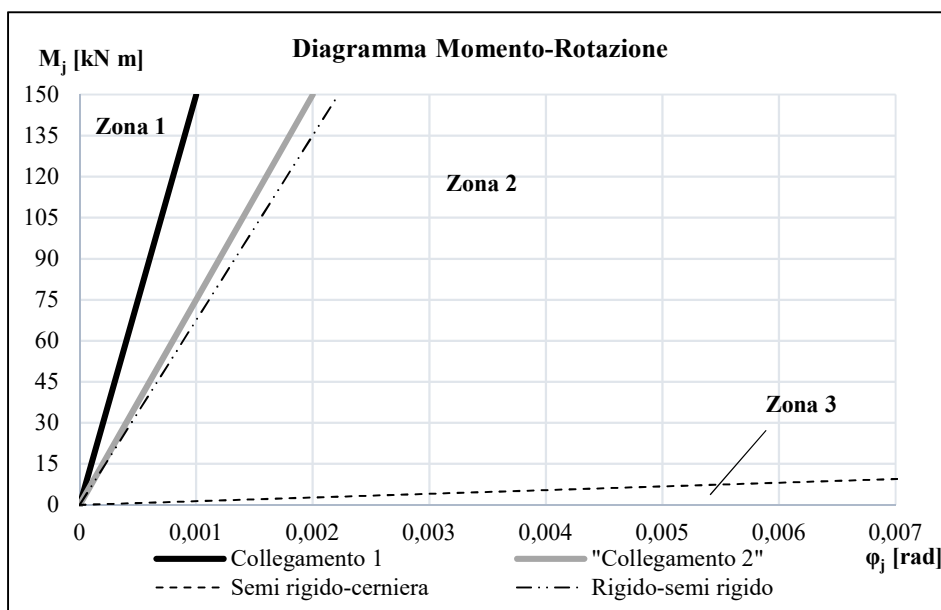


*Figura 3.36 – Modellazione di giunti semi-rigidi mediante l'approccio per componenti*

Alla luce di quanto esposto, diventa meno complesso capire le ragioni per cui una connessione rappresenti un elemento molto importante per le membrature collegate. In tale contesto, un

<sup>46</sup> L. Springhetti – I collegamenti nelle strutture in acciaio – Progetto e verifica secondo la norma UNI EN 1993-1-8 – Hoepli, Milano

ulteriore aspetto di rilievo consiste nel rapportare le caratteristiche di rigidezza della connessione con quelle dell'elemento collegato, con lo scopo di definire le reali proprietà della connessione trave-colonna. Questo passaggio potrebbe essere in alcuni casi giudicato come superfluo, in quanto le sollecitazioni nei confronti delle quali le membrature, e quindi le unioni, sono chiamate ad offrire una capacità minima richiedono intrinsecamente l'utilizzo di travi con una certa resistenza e connessioni sufficientemente robuste, che farebbero apparire il processo di progettazione automaticamente equilibrato. Tuttavia, nel caso in cui ciò non accadesse, si ricadrebbe nella medesima condizione di errata classificazione del giunto, che può essere considerata, come la mancata classificazione, alla stregua di un considerevole errore di progettazione. Anche in questo caso, infatti, è possibile che la convinzione di aver progettato collegamenti classificabili come rigidi porti a conseguenze inaspettate più o meno gravi, anche in relazione al rispetto dei criteri di progettazione delle strutture dissipative, fondati sui principi della gerarchia delle resistenze esplicitati nel capitolo 2. Con riferimento alle zone per la classificazione dei giunti in funzione della rigidezza, nelle seguenti figure si mostra, a titolo di esempio, come detta classificazione possa subire variazioni se studiata in termini assoluti, piuttosto che relativi alle caratteristiche della trave. In Figura 3.37 a) è riportato il diagramma  $M-\varphi$  di un collegamento in termini assoluti, dove con  $M_j$  si indicano i valori del momento per i quali sono valutate le rotazioni  $\varphi_i$ , che permettono di definire la rigidezza  $S_j$ , che a sua volta caratterizza l'inclinazione delle rette. Diversamente, in Figura 3.37 b) si osserva il comportamento reale delle stesse connessioni, dettato però dalle caratteristiche delle membrature giuntate. L'inclinazione delle rette in questo caso non è rappresentata dalla rigidezza del collegamento, ma è definita dal coefficiente  $k$ , ottenuto dal rapporto tra le due diverse rigidezze del nodo e della trave, come si evince dalla seguente relazione:



**Figura 3.37 - a)** Diagramma Momento-Rotazione di una connessione in termini assoluti, senza considerare la rigidezza degli elementi collegati



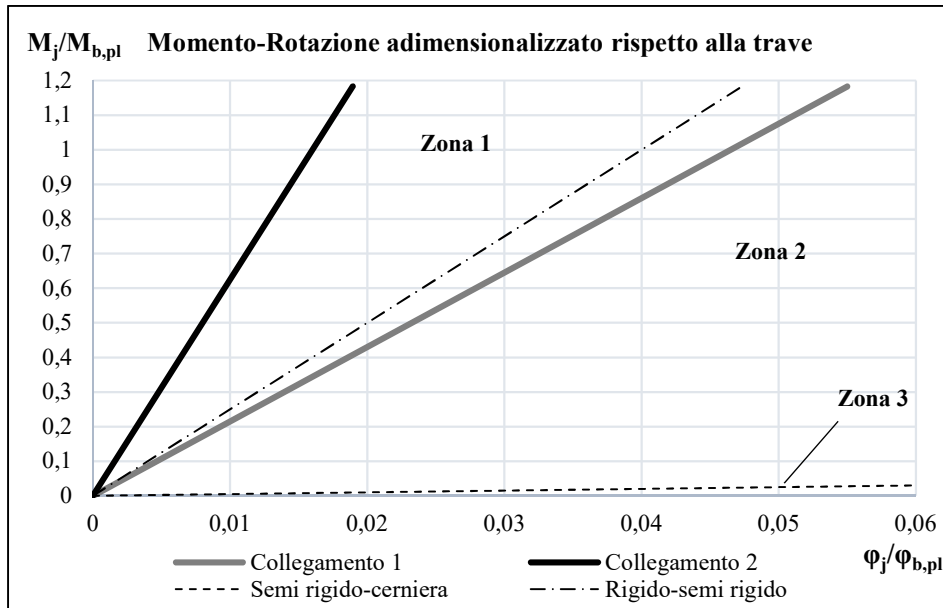


Figura 3.37 - b) Diagramma Momento-Rotazione di una connessione in termini relativi, considerando la rigidezza degli elementi

$$k = \frac{S_j}{S_b} = \frac{S_j}{\frac{EI}{L_b}} = \frac{S_j L_b}{EI}$$

in cui:

- $S_j$  è la rigidezza del collegamento, valutata con i criteri precedentemente descritti;
- $EI$  è la rigidezza flessionale della trave collegata, funzione del materiale e della geometria del profilo utilizzato;
- $L_b$  è la luce della trave.

### 3.3.4 Le fondazioni

I sistemi di fondazione hanno il compito di trasferire le azioni trasmesse dalla struttura in elevazione al terreno sottostante, allo scopo di garantire la persistenza della condizione di equilibrio nell'arco della vita utile della costruzione. Le fondazioni, realizzate in cemento armato, possono generalmente essere classificate in superficiali e profonde e la scelta della tipologia da adottare dipende, in sostanza, dalla capacità resistente del terreno su cui dovrà essere realizzata l'opera in elevazione. Quando i terreni sono caratterizzati da una buona qualità in termini di resistenza, un sistema di fondazioni superficiali potrebbe essere sufficiente per vincolare la struttura al suolo, mentre in caso di terreni di scarsa qualità potrebbe rivelarsi opportuno realizzare un sistema di pali, destinati a trasferire i carichi in profondità. Tra i sistemi fondazionali superficiali principali si distinguono le platee, le travi rovesce e i plinti, che pur essendo realizzati in maniera indipendente alla base di ciascun pilastro, devono necessariamente essere uniti tra loro da idonee travi di collegamento. In previsione della

trattazione del caso studio, nel quale è stato scelto un impianto di fondazione realizzato con plinti, si riportano di seguito le principali peculiarità relative al funzionamento degli stessi, in termini di schema statico adottato, modellazione e dimensionamento.

Come in ogni processo di progettazione, in primo luogo devono essere determinati i carichi che l'elemento dovrà sopportare una volta posto in opera, sia in condizioni statiche, sia in condizioni sismiche, avendo definito l'azione sismica di progetto in base al modello strutturale scelto (dissipativo o non dissipativo). In realtà, avendo già modellato il sistema strutturale, è possibile leggere direttamente i valori delle sollecitazioni alla base dei pilastri, che andranno a costituire l'azione esterna da applicare all'elemento da progettare. In seguito, si determina l'area di base minima, necessaria per sopportare i carichi verticali, generati dalla massima coazione tra sforzo normale e momento, in relazione alla massima resistenza a compressione del terreno, che non può chiaramente essere superata. Si rende opportuno, in questa fase, tenere conto dell'eccentricità del carico verticale legata alla presenza di momento flettente, allo scopo di evitare parzializzazioni della sezione di base del plinto, che comporterebbe l'incremento delle compressioni esercitate dalla fondazione sul terreno sottostante. Essendo  $M_{Sd}$  e  $N_{Sd}$  le sollecitazioni flettenti e assiali di compressione agenti alla base del pilastro, l'eccentricità del carico verticale è data da:

$$e = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}}$$

Essendo noto che, data la larghezza  $B$  della base del plinto, il nocciolo centrale di inerzia si identifica attraverso la suddivisione della sezione, con:

$$u = \frac{B}{6}$$

e stabilendo che la forza eccentrica debba ricadere all'interno del terzo medio della sezione, si ha:

$$u \geq 2e$$

da cui si può facilmente ricavare la dimensione minima della sezione dell'elemento, invertendo la precedente relazione.

In seguito, si impone che la tensione di compressione esercitata sul suolo sia inferiore a quella massima sopportata dal terreno, verificando che

$$\sigma_{amm} \leq \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} x_c = \frac{N}{A} + \frac{6 M_y}{B_1 B_2^2}$$

Definita la geometria, la fase di dimensionamento richiede la valutazione delle quantità minime di armatura da introdurre nella sezione in CLS, tali da assicurare una sufficiente resistenza flessionale dell'elemento, in ogni caso non inferiore rispetto al valore dell'azione flettente esterna. Nelle strutture di questo tipo, i plinti possono essere progettati adottando uno schema

a mensola, come rappresentato in Figura 3.38, in cui il momento sollecitante massimo  $M_{Sd,plinto}$  si ha nella zona centrale e si valuta con:

$$M_{Sd,plinto} = \frac{qL^2}{2} = \sigma B_1 \frac{L^2}{2}$$

essendo:

- $q$  il carico lineare uniformemente distribuito sull'elemento mensola;
- $\sigma$  la pressione esercitata da plinto sul terreno;
- $B_1, B_2$  le dimensioni della base del plinto di fondazione.

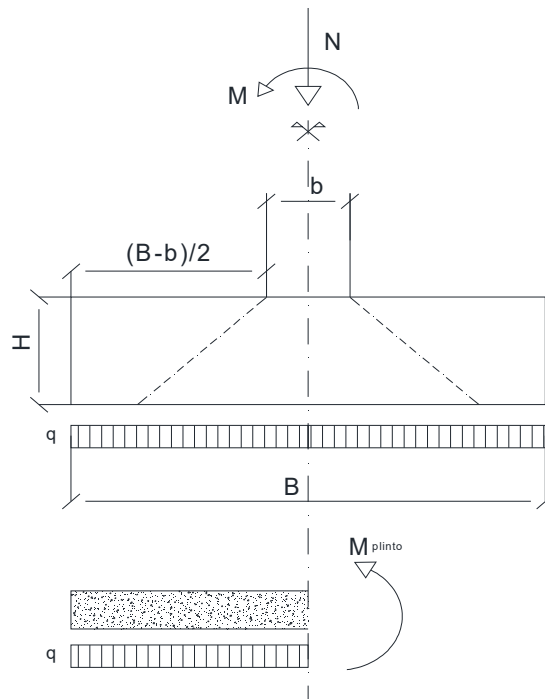


Figura 3.38 – Schema per la modellazione di un plinto di fondazione

I quantitativi minimi di armatura longitudinale  $A_{s,min}$  sono invece dati da:

$$A_{s,min} \leq \frac{M_{Sd}}{0,9 d f_{yd}}$$

dove:

- $d$  è l'altezza utile della sezione trasversale, ottenuta sottraendo il copriferro all'altezza totale del plinto
- $f_{yd}$  è la resistenza di progetto a snervamento delle barre di armatura.

Con l'inserimento di un'area di armatura effettiva  $A_{s,eff}$  superiore rispetto alla minima, è implicitamente verificato che:

$$M_{Rd} = 0,9 d A_{s,eff} f_{yd} \geq M_{Sd,plinto}$$

Considerando i carichi verticali elevati che i plinti di fondazione sono chiamati a sopportare, in tale contesto si rende necessario effettuare anche la verifica nei confronti del meccanismo del

punzonamento, rappresentato in Figura 3.39. In tale fase è possibile rettificare l'altezza del plinto definita in prima istanza, intervenendo anche sul peso proprio dell'elemento e sul momento resistente sviluppato dallo stesso, in relazione al braccio della coppia interna garantito dalla sezione. In particolare, la verifica risulta soddisfatta se lo sforzo normale agente alla base del pilastro non è maggiore della resistenza del plinto nei confronti del taglio-punzonamento, valutata attraverso la relazione fornita dalle NTC per gli elementi in CLS non dotati di specifica armatura a taglio.

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 k \frac{(100 \rho_l f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \sigma_{cp} \right] b_w d ; (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d \right\}$$

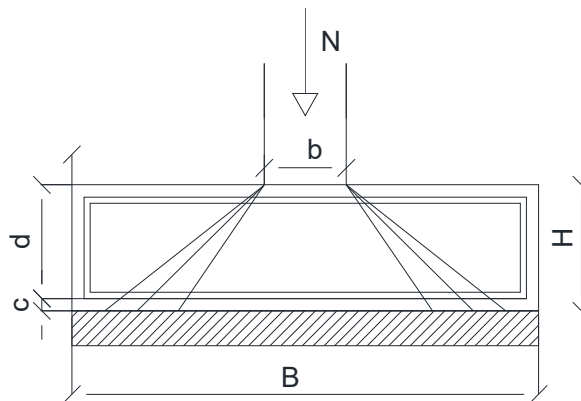
con:

$$k = 1 + \left( \frac{200}{d} \right)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

- $d$  è l'altezza utile della sezione, espressa in mm;
- $\rho_l$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa;
- $\sigma_{cp}$  è la tensione media di compressione, dovuta allo sforzo normale;
- $b_w$  è la larghezza minima della sezione.

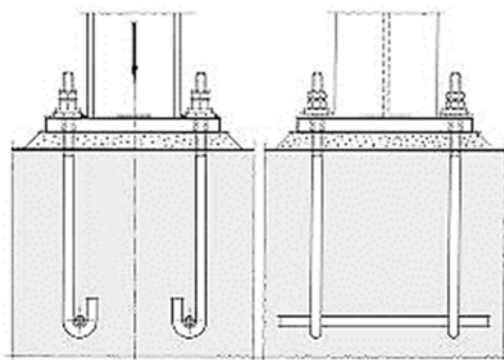


**Figura 3.39** – Meccanismo di punzonamento per un plinto in C.A.

In relazione alla presenza dell'azione sismica, ulteriori verifiche specifiche vengono condotte in merito ai fenomeni dello scorrimento laterale, che avviene in corrispondenza del piano di posa delle fondazioni, e del ribaltamento legato alla presenza di momenti elevati non opportunamente contrastati dai contributi stabilizzanti. Si tratta, di fatto, di verifiche di equilibrio traslazionale, come nel primo caso, per il quale la resistenza allo scorrimento è direttamente determinata in funzione dell'attrito che si sviluppa all'interfaccia terreno-fondazione. Nel secondo caso, invece, la verifica si riferisce all'equilibrio rotazionale, che

assicura la stabilità, derivante dai carichi verticali agenti, includendo il peso proprio dell'elemento di fondazione, al ribaltamento indotto dalle sollecitazioni flettenti provocate dal sisma e trasmesse dalla struttura in elevazione. Infine, qualora sia presente un idoneo sistema di fondazioni profonde su pali, le verifiche nei confronti dei precedenti meccanismi devono tener conto del contributo resistente dello stesso.

Il collegamento tra elemento di fondazione e struttura in elevazione deve essere tale da assicurare il completo trasferimento delle sollecitazioni senza subire alcuna plasticizzazione, in quanto un simile fenomeno, se non adeguatamente controllato, potrebbe condurre il sistema strutturale alla labilità. Per tale ragione, nella pratica si utilizzano collegamenti flangiati alla base del pilastro (Figura 3.40), opportunamente rinforzati attraverso piastre saldate in officina, finalizzate ad evitare lo sviluppo di meccanismi flessionali sull'elemento. Il collegamento deve essere quindi progettato e realizzato per essere rigidamente connesso con il pilastro in elevazione. Il contributo dei bulloni è invece chiamato a garantire una adeguata forza di trazione resistente, il cui braccio di leva che determina la resistenza flessionale del collegamento è dato dalla distanza tra la riga di bulloni ed il centro delle compressioni, allineato con la flangia del pilastro, oppure incrementato grazie alla presenza degli irrigidimenti.



*Figura 3.40 – Esempio di collegamento di fondazione per pilastri in acciaio*

### 3.3 La risposta del materiale alle alte temperature

A differenza di quanto accade ad esempio nell'ambito dell'ingegneria meccanica, in cui le tolleranze sulle grandezze fisiche di interesse devono essere molto contenute, data anche l'estensione limitata dei sistemi studiati, nell'ingegneria civile vengono trattati componenti le cui dimensioni sono dell'ordine di grandezza del metro, che permettono di ragionare su tolleranze maggiormente permissive. Nell'approccio progettuale ordinario la risposta dei materiali considerati è riferita a temperature prossime a quella ambientale, che è la stessa per cui vengono generalmente caratterizzati meccanicamente i materiali mediante specifiche prove di laboratorio, nonché quella alla quale la costruzione sarà esposta nel corso della sua vita, a meno di variazioni più o meno significative legate alla stagionalità. Data la limitata rilevanza del fenomeno dell'escursione termica e le tolleranze concesse dagli elementi costruttivi, in

genere non viene data importanza alla dipendenza dalla temperatura delle caratteristiche fisiche del materiale, mentre al più possono essere tenute in considerazione le dilatazioni termiche, comunque contenute, di elementi semplici o di sistemi strutturali più o meno complessi. Quando il campo delle temperature viene allargato per valutare il comportamento della costruzione in presenza di un incendio, diventa invece necessario studiare le eventuali variazioni delle proprietà termiche del materiale che possono modificare la risposta del materiale rispetto alle condizioni ordinarie a freddo. Contestualmente, come si vedrà nel seguito, nell'ambito delle analisi termiche si andranno a stimare le temperature degli elementi da sottoporre a valutazione della resistenza, valutando l'entità dei flussi di calore che impattano sulle superfici colpite e fissando un tempo di esposizione all'incendio ipotizzato. In questo modo, note le temperature di interesse, sarà possibile ricercare l'esatto valore per ciascuna delle proprietà termiche del materiale.

Sulla base dei risultati forniti da test sperimentali, si evince inoltre che un elemento in acciaio è più sensibile nei confronti della temperatura, se la sua produzione è stata effettuata mediante processi di lavorazione a freddo (*cold worked*), mentre risente meno delle problematiche derivanti dal riscaldamento qualora sia stato realizzato con processi di formatura a caldo, come la laminazione (*hot rolled*). Gli acciai lavorati a caldo, infatti, se riscaldati e poi raffreddati recuperano in gran parte le loro caratteristiche meccaniche iniziali. A titolo di esempio, il recupero in termini percentuali dell'acciaio usuale autotemprante al carbonio si attesta intorno al 60%, per l'acciaio inossidabile si raggiunge quasi il 90%, mentre per gli acciai a freddo e quelli ad alta resistenza, come quelli da precompressione, il recupero non supera il 30%.

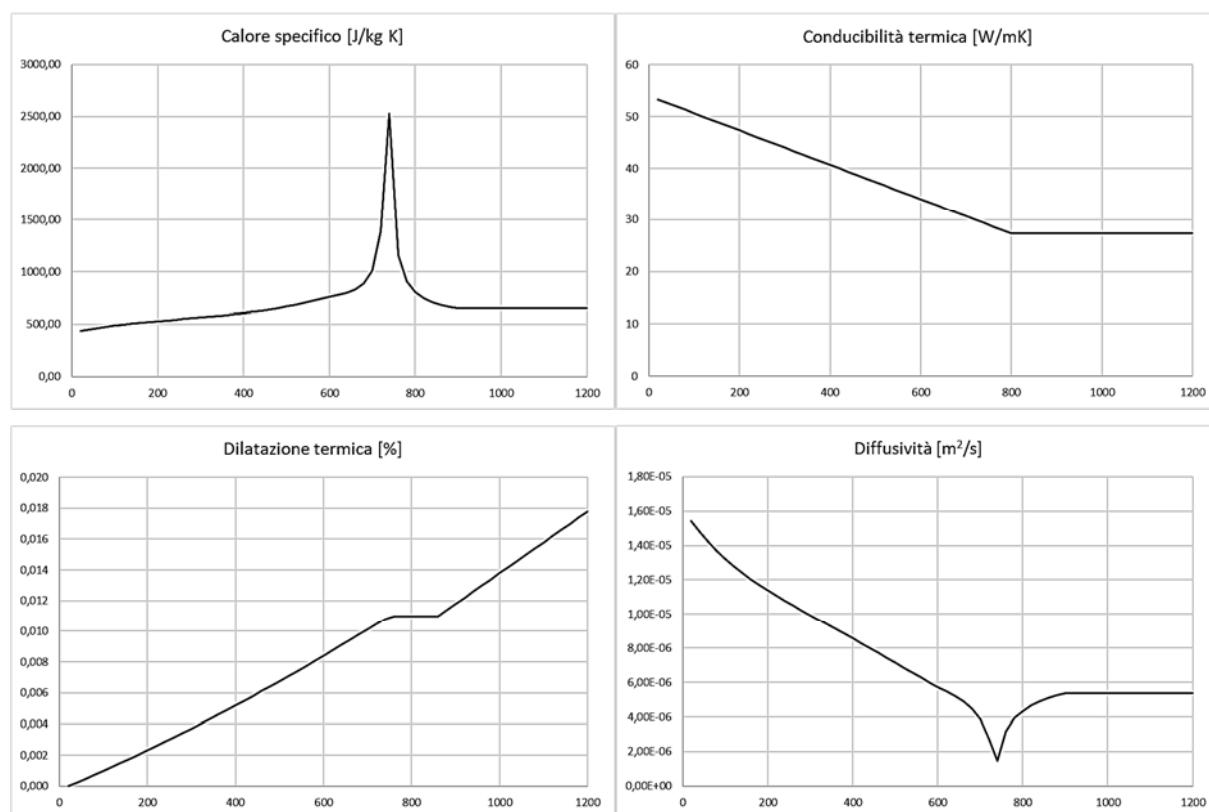
Proprietà	Descrizione	Unità di misura	Varia con la temperatura
DENSITÀ	Massa per unità di volume	[kg/m <sup>3</sup> ]	No
CALORE SPECIFICO (a 20°C)	Quantità di calore da somministrare ad una massa unitaria per poterne innalzare la temperatura di 1 grado Kelvin (o Celsius)	[kJ (kg K) <sup>-1</sup> ]	Sì
DILATAZIONE TERMICA	Allungamento relativo di un elemento esposto ad un carico termico	[%]	Sì
CONDUCIBILITÀ TERMICA	Quantità di calore trasmessa per conduzione	[W (m K) <sup>-1</sup> ]	Sì
DIFFUSIVITÀ	Rapporto tra la conducibilità termica e il prodotto tra densità e calore specifico	[mm <sup>2</sup> s <sup>-1</sup> ]	Sì
EMISSIVITÀ (in presenza di incendio)	Frazione di energia irraggiata dal corpo rispetto all'energia irraggiata da un corpo nero alla stessa temperatura	[%]	Sì

Tabella 3.12 – Quadro sulle proprietà dell'acciaio

Tuttavia, il progresso tecnologico ha consentito di ottenere materiali ad elevate prestazioni anche dal punto di vista della risposta a caldo, come gli acciai “speciali”, che sono però troppo costosi per poter essere utilizzati nella maggior parte delle opere di ingegneria civile; pertanto,

al fine di soddisfare le richieste della committenza, sia tecniche che economiche, si rende dunque necessario saper gestire una struttura realizzata con materiali comuni in condizioni di incendio.

Le proprietà termiche dell'acciaio sono funzioni sostanzialmente regolari della temperatura, fatta eccezione per il calore specifico, che presenta un picco a 768 °C (punto di Curie) a causa di una trasformazione dei suoi parametri chimico-fisici. Come è possibile osservare dalla Tabella 3.12, alcune proprietà variano sensibilmente con l'incremento di temperatura, mentre altre mostrano variazioni importanti, in relazione all'ampiezza dell'intervallo di temperature considerato. A conferma di ciò, si riportano nelle Figure 3.41 a), b), c), d) i grafici relativi all'andamento delle proprietà dell'acciaio nel campo di temperatura prossimo a quello relativo all'esposizione degli elementi strutturali in caso di incendio.



**Figure 3.41** – Variazione delle proprietà termiche dell'acciaio con la temperatura:  
**a)** Calore specifico; **b)** Conducibilità termica; **c)** Dilatazione termica; **d)** Diffusività

Oltre alle proprietà termiche, le alte temperature e l'incendio possono alterare anche le caratteristiche geometriche delle sezioni (principalmente nel caso di elementi in legno o CLS, a causa del degrado del materiale), modificare il comportamento meccanico dei materiali e variare il funzionamento dei vincoli. In particolare, nelle strutture in acciaio si osserva generalmente:

- il decadimento della resistenza meccanica allo snervamento con la temperatura;
- l'aumento della deformabilità per forte diminuzione del modulo elastico con la temperatura;

- un aumento del rischio di instabilità locale (pannelli d'anima soggetti a taglio) e globale (flesso-torsione per carico di punta nelle colonne, flessione con svergolamento per le travi) derivante dai due precedenti fenomeni;
- una sovrassollecitazione delle connessioni per effetto di forze aggiuntive, come nel caso delle forze assiali trasmesse dagli elementi inflessi in regime di grandi deformazioni.

Steel temperature $\theta_a$	Reduction factors at temperature $\theta_a$ relative to the value of $f_y$ or $E_a$ at 20 °C	
	Reduction factors (relative to $E_a$ ) for the slope of the linear elastic range $k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$	Reduction factors (relative to $f_y$ ) for effective strength $k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$
20 °C	1,0000	1,000
100 °C	1,0000	1,000
200 °C	0,9000	1,000
300 °C	0,8000	1,000
400 °C	0,7000	1,000
500 °C	0,6000	0,780
600 °C	0,3100	0,470
700 °C	0,1300	0,230
800 °C	0,0900	0,110
900 °C	0,0675	0,060
1000 °C	0,0450	0,040
1100 °C	0,0225	0,020
1200 °C	0,0000	0,000

Tabella 3.13 – Valori dei fattori di riduzione relativi al modulo elastico e alla tensione di snervamento

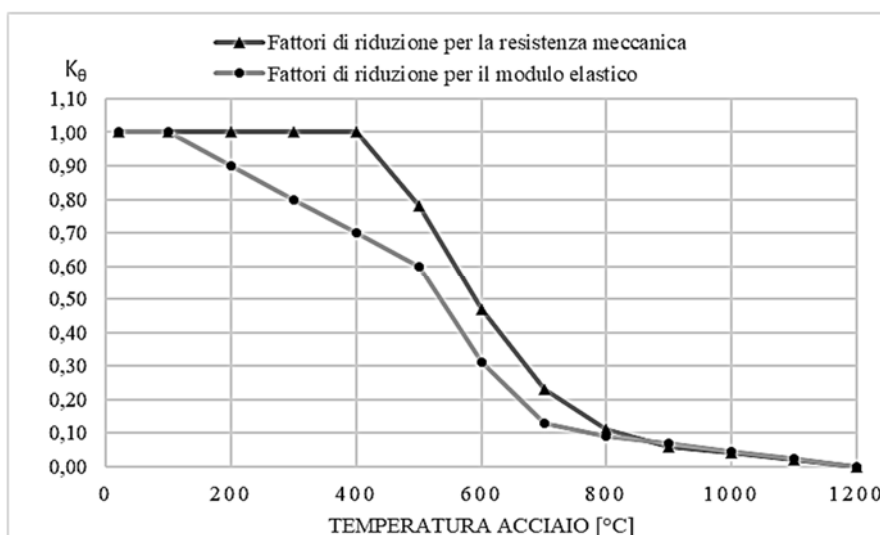


Figura 3.42 - Decadimento del modulo elastico e della resistenza caratteristica allo snervamento

Rimandando la trattazione del comportamento delle connessioni nel capitolo specifico, la rappresentazione del decadimento del modulo elastico e della resistenza allo snervamento delle membrature di acciaio è fornita dalla Figura 3.42, nella quale sono proiettati i dati della Tabella



3.13<sup>47</sup>, estrapolati dall'Eurocodice 3, che mostrano i valori dei fattori di riduzione relativi ad entrambe le caratteristiche di interesse. Anche nei riguardi delle connessioni si osserva per di più un simile fenomeno, che interessa in particolare le resistenze di progetto dei bulloni e delle saldature, il cui deterioramento rispetto alle temperature è fornito dalla Tabella 3.14 e dalla Figura 3.43<sup>48</sup>, che descrivono l'andamento dei coefficienti  $k_{b,\theta}$ . Come indicato dalla stessa norma, per temperature intermedie tra quelle indicate, è possibile ricavare i valori di  $k_\theta$  mediante interpolazione lineare.

Temperature $\theta_a$	Strength reduction factors for Bolts and Welds	
	Reduction factors for bolts, $k_{b,\theta}$ (Tension and shear)	Reduction factors for welds $k_{w,\theta}$
20 °C	1,000	1,000
100 °C	0,968	1,000
150 °C	0,952	1,000
200 °C	0,935	1,000
300 °C	0,903	1,000
400 °C	0,775	0,876
500 °C	0,550	0,627
600 °C	0,220	0,378
700 °C	0,100	0,130
800 °C	0,067	0,074
900 °C	0,033	0,018
1000 °C	0,000	0,000

Tabella 3.14 – Valori dei fattori di riduzione relativi alla resistenza dei bulloni e delle saldature

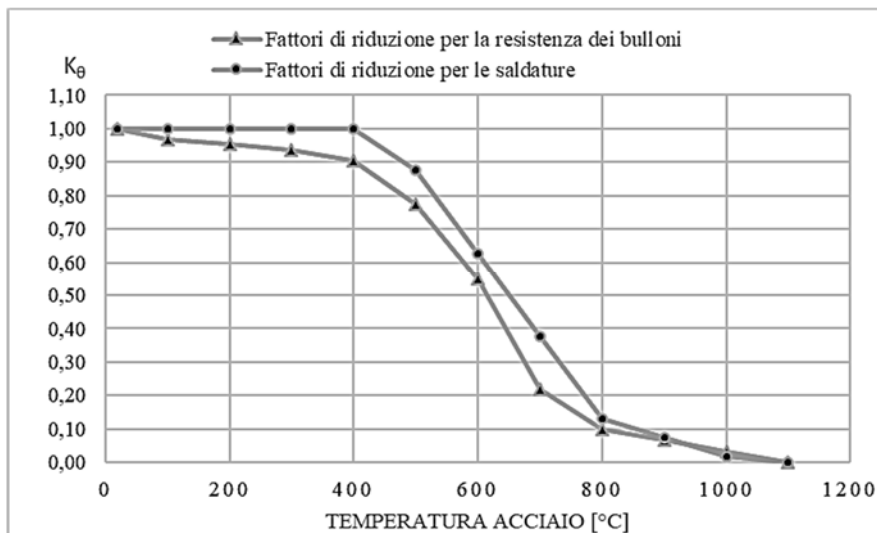


Figura 3.43 - Decadimento della resistenza dei bulloni e delle saldature

<sup>47</sup> § 3.2.1 – EN 1993-1-2:2005 – Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design

<sup>48</sup> § Annex D – EN 1993-1-2:2005 – Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design

### 3.4 Il progetto delle strutture in acciaio esposte al fuoco

Il processo di progettazione delle costruzioni in caso di incendio è finalizzato alla determinazione della resistenza al fuoco, intesa come requisito “R” dalle specifiche regole tecniche per le costruzioni e di prevenzione incendi. I metodi utilizzabili per giungere all’obiettivo finale, come suggerito dalle specifiche norme che regolano questo aspetto della progettazione, sono diversi e differenziati in funzione del grado di dettaglio delle analisi effettuate. Analizzando l’insieme degli strumenti normativi più importanti a livello europeo, quali gli eurocodici, è possibile notare come i metodi proposti siano calibrati in funzione del materiale; a seconda dei casi sono inoltre proposti metodi anche molteplici, alternativi o complementari tra loro. Proprio in funzione di quanto esplicitato dall’Eurocodice 3, relativo alle strutture in acciaio, la progettazione nei confronti degli incendi è rivolta a garantire la resistenza e la stabilità della costruzione nei confronti dello Stato Limite Ultimo, mentre non viene generalmente ritenuto necessario il controllo sulla deformabilità a caldo, se non nei casi specifici in cui le eccessive deformazioni dei singoli elementi costruttivi o della struttura<sup>49</sup>:

- possono provocare la perdita di efficacia da parte dei sistemi di protezione adottati;
- possono causare il danneggiamento di elementi di compartimentazione, come muri o solai, e compromettere l’efficacia della stessa.

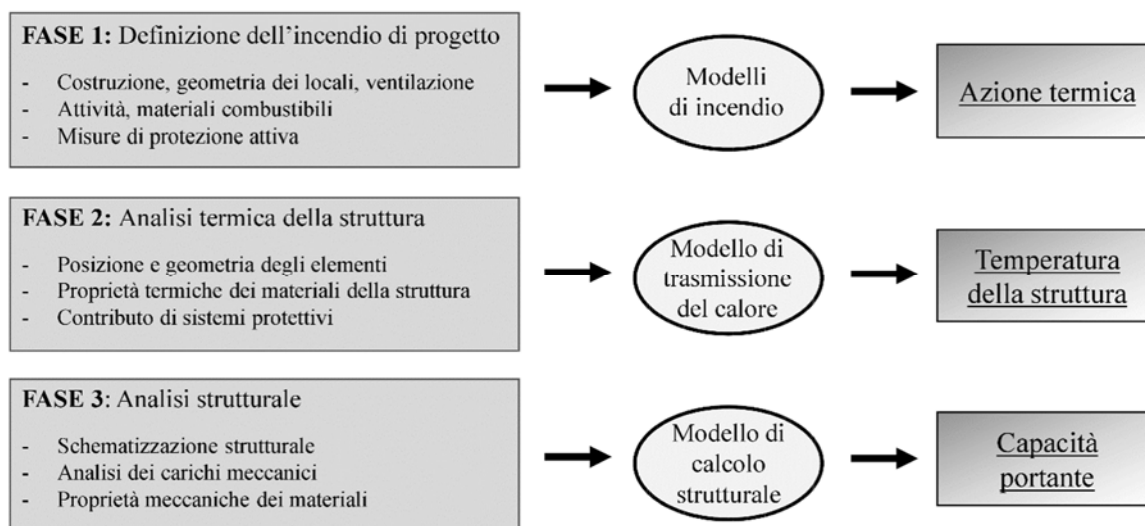
Le verifiche di resistenza al fuoco per una intera struttura o per un suo componente possono essere effettuate anche in funzione della grandezza fisica chiamata a rappresentare il requisito ricercato. In particolare, una verifica può essere condotta nel dominio del tempo, della resistenza o della temperatura. Nel primo caso, l’obiettivo consiste nel definire il tempo di collasso della struttura, assumendo un’evoluzione delle temperature ottenuta attraverso il modello di incendio scelto per le analisi, e confrontarlo con il tempo di resistenza al fuoco richiesto. Una verifica nel dominio delle resistenze consiste invece in una estensione al caso delle classiche verifiche a freddo ( $R_d \geq S_d$ ), in cui però si tiene conto del decadimento della capacità portante e della possibile variazione delle sollecitazioni a causa degli effetti indiretti provocati dal riscaldamento degli elementi. Qualora si effettuino verifiche nel dominio della temperatura, il processo richiede la definizione di una *temperatura critica*, ossia quella per la quale si attende il collasso dell’elemento strutturale, nell’ipotesi di temperature ritenute sufficientemente uniformi nell’elemento analizzato.

Indipendentemente dalla metodologia adottata per il conseguimento del risultato ricercato, è necessario che il percorso scelto contempli i diversi aspetti del problema riportati in Figura 3.40, quali la definizione dell’azione termica, l’individuazione del regime di temperatura degli elementi coinvolti e la valutazione delle condizioni di resistenza e stabilità sia a livello locale, sia a livello globale, seguendo l’evoluzione del fenomeno considerato. Nell’ambito della prima fase, come introdotto nel §1.4, è possibile fare riferimento a due differenti tipologie di azione

---

<sup>49</sup> § 2.1.1(2) – EN 1993-1-2:2005 – Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design

termica rappresentative dell'incendio di progetto, ossia una di carattere prescrittivo, basata sull'utilizzo delle curve nominali, meno rigorose e maggiormente conservative, e una seconda di carattere prestazionale, che richiede la costruzione di curve di incendio parametriche maggiormente dettagliate, più o meno complesse in funzione del livello di dettaglio scelto per la loro definizione. Nel primo caso, l'evoluzione delle temperature parte dal flashover dell'incendio reale, in quanto la propagazione del focolare di partenza, rendendo l'incendio generalizzato, coinvolge gli elementi strutturali esposti. Nel caso di utilizzo di curve parametriche, eventualmente riferite a scenari di incendio di tipo localizzato, la rappresentazione può essere effettuata in maniera semplificata, attraverso l'utilizzo delle formulazioni proposte dall'Eurocodice 1, oppure in maniera rigorosa, attraverso la modellazione del fenomeno fisico sulla base dei metodi della Fire Safety Engineering.



*Figura 3.44 – Schema generale per la verifica strutturale in condizioni di incendio*

La seconda fase richiede invece lo studio dei meccanismi di trasmissione del calore, con lo scopo di valutare le temperature raggiunte all'interno di un elemento strutturale di interesse, data la sua esposizione nei confronti dell'incendio definito in precedenza. In tale contesto risultano di rilevante importanza, oltre alla geometria degli elementi coinvolti, le proprietà del materiale o dei materiali di cui essi sono costituiti, per le quali devono essere considerate anche le possibili variazioni in funzione della temperatura (si veda §3.4). Anche la valutazione del campo termico per gli elementi costruttivi può essere effettuata attraverso strumenti relativamente semplici, come le mappature proposte dagli eurocodici, oppure molto più complessi, come la modellazione agli elementi finiti per l'implementazione dettagliata dei fenomeni di convezione e irraggiamento che provocano l'incremento di temperatura nell'elemento. È opportuno considerare, tuttavia, che questa operazione potrebbe fornire dei risultati poco significativi, in particolare se effettuata per elementi caratterizzati da spessori molto contenuti, come nel caso dei profili in acciaio, poiché in tali circostanze l'ipotesi di

temperatura uniforme all'interno dell'intera sezione, se questa non è dotata di opportuni sistemi di protezione, può essere ritenuta adeguatamente valida.

In seguito al completamento delle prime due fasi, è possibile affrontare il passaggio dell'analisi strutturale in condizioni di incendio, che può consistere nell'applicazione di metodologie semplici, ma conservative e molto limitate, oppure complesse, ma caratterizzate da un più alto livello di dettaglio. In particolare, le regole tecniche di prevenzione incendi forniscono criteri tabellari per la classificazione della resistenza al fuoco degli elementi costruttivi più utilizzati, principalmente validi per elementi realizzati in calcestruzzo o muratura, basati unicamente sulle caratteristiche geometriche delle sezioni. In via alternativa, qualora il parametro di resistenza valutato attraverso le tabelle non risulti sufficientemente soddisfacente, diviene necessario effettuare valutazioni analitiche di dettaglio che permettano di definire il livello di sicurezza strutturale in caso di incendio, il cui relativo processo di valutazione può essere brevemente riassunto dalla Figura 3.45.

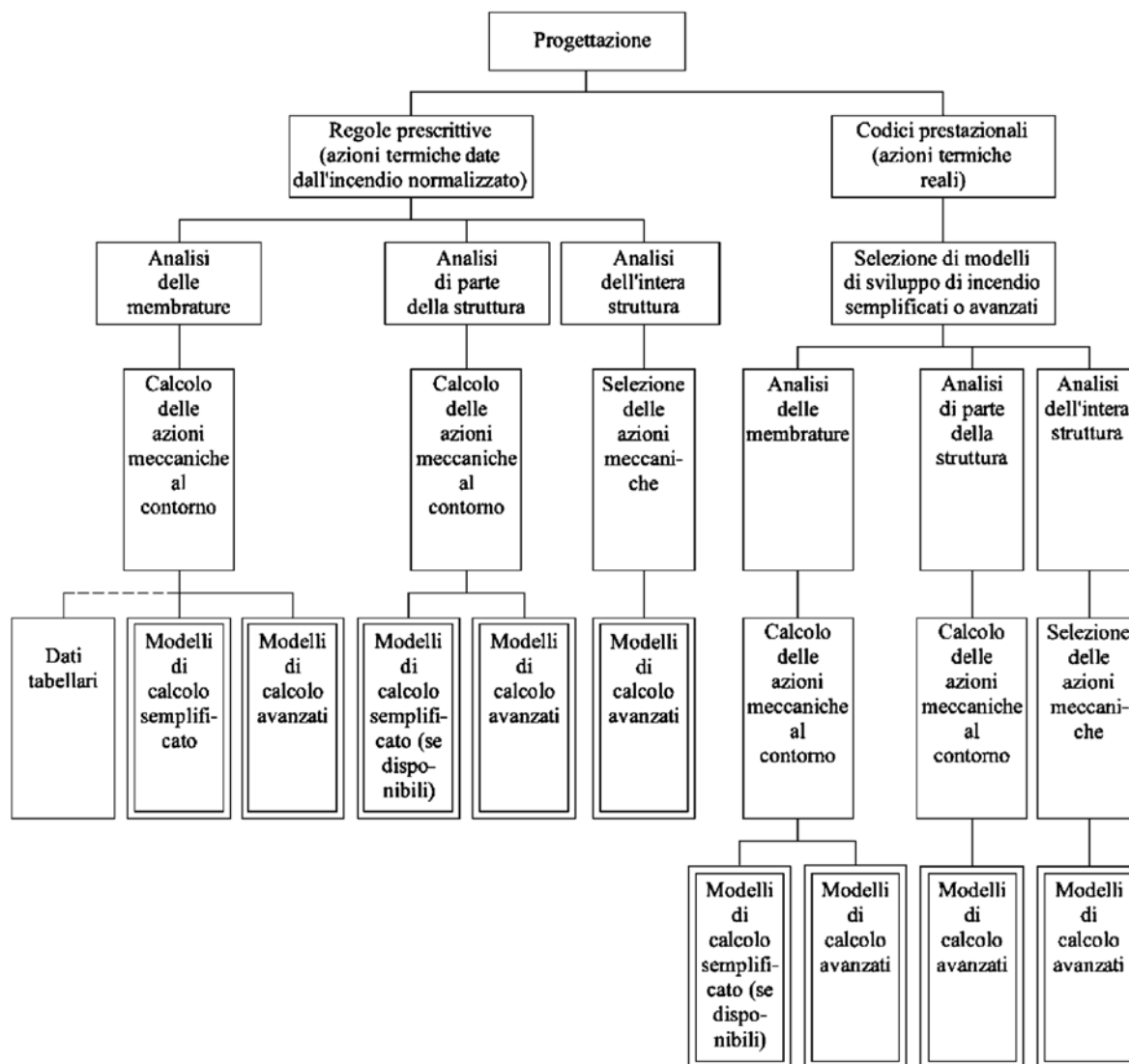


Figura 3.45 – Possibili percorsi per la progettazione strutturale al fuoco

Le verifiche di resistenza da effettuare in questa fase richiedono inevitabilmente il calcolo delle sollecitazioni sulla struttura in condizioni eccezionali, cioè legate alla presenza dell'incendio, al fine di poterle confrontare con le resistenze meccaniche di progetto nelle medesime condizioni. A tal riguardo, è interessante notare che, in relazione a quanto stabilito dal legislatore, queste ultime non corrispondono a quelle "a freddo", in quanto si riducono i coefficienti di sicurezza  $\gamma_{Rd,fi}$  da applicare proprio sulle resistenze, al fine di considerare l'eccezionalità del fenomeno dell'incendio, che si traduce in basse probabilità di accadimento. Per quanto concerne le strutture in acciaio, particolare attenzione dovrà essere prestata anche nei confronti della caratteristica di duttilità, in quanto si rende necessaria una nuova classificazione delle sezioni, che è funzione di parametri opportunamente modificati.

Essendo il presente lavoro finalizzato alla ricerca delle principali problematiche strutturali derivanti dall'esposizione al fuoco dei sistemi costruttivi in acciaio, nei successivi paragrafi si procederà con la descrizione delle analisi termiche e meccaniche, assumendo di utilizzare modelli di incendio semplificati, descritti da curve nominali. L'utilizzo di curve dal carattere conservativo può considerarsi compensato dall'implementazione di modelli di calcolo avanzati per l'elaborazione della risposta strutturale nei confronti delle azioni termiche indotte da incendio e, in qualche modo, giustificato dal diffuso utilizzo che si fa delle stesse nell'ambito della pratica professionale, data la non convenienza economica derivante dall'utilizzo di metodi ingegneristici, nella maggior parte dei casi, anche in relazione al maggiore grado di dettaglio del risultato ottenuto.

### *3.4.1 Analisi termica*

L'esposizione di un materiale alle alte temperature provoca una risposta che dipende dalle caratteristiche chimico-fisiche dello stesso e che è anche definita come "risposta termica". Da essa derivano le variazioni deformative di diverso tipo, che possono consistere ad esempio in dilatazioni termiche o deformazioni flessionali, dovute sostanzialmente al decadimento delle proprietà meccaniche del materiale con il graduale aumento della temperatura. Con analisi termica si intende quindi lo studio volto alla determinazione delle temperature raggiunte dagli elementi presenti all'interno di un compartimento, in funzione della temperatura dei gas e dei fumi prodotti dalla combustione, partendo dall'input termico, dal quale si ricaverà l'insieme delle informazioni che andranno a costituire l'azione definita nelle NTC come "eccezionale".

Note le caratteristiche termiche del materiale, potrebbe altresì rivelarsi interessante effettuare le analisi del problema transitorio e realizzare delle mappe termiche che mostrino l'andamento delle temperature nel tempo all'interno della sezione di un dato elemento costruttivo. Tuttavia, per l'acciaio questo passaggio può essere evitato, in relazione all'elevata conducibilità termica del materiale ed agli spessori ridotti al punto tale da poter considerare le temperature uguali a quelle dell'ambiente, oltre che costanti all'interno della sezione. Fanno eccezione quelle sezioni

che, in quanto parzialmente nascoste o circondate da appostiti materiali, i quali hanno lo scopo di contrastare il passaggio di calore per ritardare il riscaldamento, risultano maggiormente protette. La protezione è infatti proprio una strategia, adottata soprattutto nelle costruzioni in acciaio, per rallentare il flusso termico e permettere all'elemento di resistere per un tempo più lungo.

In altre circostanze, invece, l'ipotesi di presenza di gradienti termici all'interno delle sezioni in acciaio potrebbe essere presa in considerazione, se giustificata dalla presenza di solette piene in CLS, che generalmente ritardano il riscaldamento dell'ala superiore del profilo. In tale contesto, un gradiente termico minimo potrebbe già mostrare i suoi effetti deformativi aggiuntivi in termini di curvatura sugli elementi iperstatici che presentano vincoli nei confronti delle rotazioni. Ciononostante, occorre ricordare che nel caso di impalcati realizzati con lamiera grecata sagomata, nel contatto tra soletta e trave sono chiaramente presenti numerose discontinuità, per cui l'ipotesi di gradiente termico significativo è difatti poco verosimile.

Avendo definito in precedenza il modello di incendio adottato come input termico, quindi conoscendo l'evoluzione delle temperature nel tempo, è possibile unire le due fasi, in modo da definire la diretta dipendenza dal tempo della risposta del materiale, nell'ipotesi che questo venga completamente interessato dall'incendio. In questa ottica si deve però considerare anche il fattore legato all'esposizione dell'elemento, e quindi del materiale, a sua volta legata alla trasmissione del calore, che può avvenire, in sostanza, attraverso tre meccanismi:

- conduzione: è il meccanismo che si instaura tra due corpi con diversa temperatura posti a contatto. La differenza di temperatura genera un trasferimento di energia interna sotto forma di calore dall'elemento più caldo a quello più freddo;
- convezione: è il meccanismo di trasferimento di energia dovuto alla conduzione e al trasporto di materia. Un fluido si sposta attraverso i moti convettivi naturali o forzati e, entrando in contatto con un corpo a minore energia termica, ne producono un aumento di temperatura, come nel caso precedente;
- irraggiamento: è un fenomeno di trasferimento di energia non legato al contatto tra corpi, ma alla mutua esposizione tra gli stessi. Ogni corpo si comporta contestualmente come una sorgente di onde elettromagnetiche, la cui emissione rappresenta per il corpo stesso una dissipazione di energia interna, e come ricevitore, per le onde emesse da altre sorgenti, che comporta un incremento di energia interna e quindi un innalzamento della temperatura.

Nel campo dell'ingegneria della sicurezza antincendio, i meccanismi di interesse sono solo due, in quanto i contributi forniti dalla conduzione non sono di interesse per l'analisi termica strutturale, mentre i contributi più significativi sono forniti dalle elevate temperature dei fumi, spostati attraverso i moti convettivi, e dall'irraggiamento prodotto dalle fiamme. Il passaggio dalla temperatura ambientale in caso di incendio a quella della struttura richiede quindi la valutazione del flusso termico trasmesso alla superficie dell'elemento considerato. Il flusso di

calore netto  $\bar{h}_{net}$  trasmesso per unità di superficie è dato dunque dalla somma dei singoli contributi:

$$\bar{h}_{net} = \bar{h}_{net,c} + \bar{h}_{net,r}$$

dove  $h_{net,c}$  e  $h_{net,r}$  rappresentano, rispettivamente, le componenti convettiva e radiante del flusso. Il contributo dovuto alla convezione si determina, a sua volta con la seguente relazione:

$$\bar{h}_{net,c} = \alpha_c (\theta_g - \theta_m)$$

in cui:

- $\alpha_c$  è il coefficiente di scambio di calore per convezione, dipendente dal modello di incendio scelto come input e dall'esposizione diretta all'incendio;
- $\theta_g$  è la temperatura dei gas dell'ambiente, la cui evoluzione segue ancora una volta il modello di incendio utilizzato;
- $\theta_m$  è la temperatura superficiale dell'elemento considerato.

Il contributo radiante è invece valutabile attraverso la relazione:

$$\bar{h}_{net,r} = \Phi \varepsilon_r \sigma [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4]$$

nella quale:

- $\Phi$  è il fattore di configurazione, che stima la frazione di energia radiativa emessa da una data superficie radiante che raggiunge una data superficie ricevente;
- $\varepsilon_r$  è l'emissività risultante;
- $\sigma$  è la costante di Stefan Boltzmann, pari a  $5,67 \times 10^{-8}$  [W/m<sup>2</sup>K<sup>4</sup>];
- $\theta_r$  è la temperatura radiante dell'ambiente, che può essere presa uguale a quella dei gas;
- $\theta_g$  è la temperatura superficiale dell'elemento considerato.

A partire dal flusso netto complessivo, sulla base di un bilancio di energia in cui i termini in generazione e in uscita possono essere trascurati, si suppone che l'ingresso di energia sia pari all'accumulo della stessa nel sistema considerato. Ne deriva che il flusso di calore  $\bar{h}_{net}$  passante attraverso un'area, in un intervallo di tempo definito, può direttamente essere collegato all'incremento di temperatura in un volume di materiale per il quale sono definite le sue proprietà. La relazione che descrive tale bilancio è la seguente:

$$\bar{h}_{net} A_{m,i} \Delta t = \rho_a c_a V_i \Delta\theta_{a,t}$$

essendo definite le seguenti grandezze:

- $\Delta\theta_{a,t}$  è l'incremento di temperatura dell'acciaio nell'intervallo di tempo  $\Delta t$  [sec];
- $A_{m,i}$  è l'area della superficie laterale per unità di lunghezza, esposta all'incendio [m<sup>2</sup>/m];
- $V_i$  è il volume della sezione trasversale del materiale, per unità di lunghezza [m<sup>3</sup>/m];
- $c_a$  è il calore specifico del materiale [J/kg K];
- $\rho_a$  è la densità del materiale [kg/m<sup>3</sup>];
- $\Delta t$  è l'intervallo di tempo riferito al flusso di calore entrante nell'elemento.

Di conseguenza, l'incremento di temperatura vale:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{1}{c_a \rho_a} \frac{A_{m,i}}{V_i} \bar{h}_{net} \Delta t$$

nella quale il rapporto  $A_{m,i}/V_i$  è anche noto come fattore di sezione e dove in alcuni casi è possibile trovare anche il coefficiente riduttivo  $k_{sh}$ , che tiene conto dell'effetto ombra derivante dalla presenza di elementi che si oppongono al flusso di calore (*shadow effect*).

Quanto esplicitato finora può chiaramente essere applicato agli elementi strutturali in acciaio, per i quali, nel paragrafo successivo, si vedrà come la loro resistenza viene ridotta in relazione alle temperature raggiunte. Sulla base degli stessi principi, è possibile valutare in maniera sufficientemente approssimata anche le temperature delle connessioni bullonate, come quelle trattate nel §3.3.3, utilizzando le formulazioni fornite dall'Eurocodice 3. Nei giunti bullonati è infatti interessante conoscere le temperature raggiunte da ciascuna riga di bulloni, in quanto di è visto come da ciascuna di esse dipenda il comportamento complessivo della connessione. L'appendice D della norma EN 1993-1-2 stabilisce che la temperatura di un giunto in una struttura in acciaio può essere determinata in maniera più o meno complessa, usando, ad esempio, il fattore di sezione locale degli elementi che costituiscono il collegamento stesso, oppure valutando la temperatura "esatta", al variare della quota rispetto alla flangia inferiore della trave, direttamente colpita dall'incendio. Nel dettaglio, quando l'altezza della trave non è maggiore di 400 mm, la temperatura si determina attraverso la seguente relazione:

$$\theta_h = 0,88 \theta_b \left[ 1 - 0,3 \left( \frac{h}{D} \right) \right]$$

dove:

- $\theta_h$  è la temperatura all'altezza  $h$  della trave;
- $\theta_b$  è la temperatura della trave in un punto non in prossimità del giunto;
- $h$  è l'altezza del componente, considerata rispetto alla flangia inferiore della trave [mm];
- $D$  è l'altezza complessiva della trave [mm].

### 3.4.2 Analisi meccanica

Con l'analisi meccanica si raggiunge il cuore del processo di progettazione delle strutture nei confronti degli incendi, dovendo, in questa fase, passare alla valutazione vera e propria della resistenza al fuoco dell'intero sistema strutturale. Definito il campo delle temperature alle quali sono esposti i singoli elementi (impalcati, membrature, collegamenti) è quindi possibile studiare il loro comportamento nel tempo, data la loro esposizione all'incendio di progetto. Per effettuare le analisi a caldo, si seguono in sostanza i medesimi criteri adottati per la progettazione in condizioni ordinarie, rispetto alla quale si evidenziano però alcune differenze:

- i carichi statici agenti sono ridotti, in quanto valutati con la combinazione eccezionale;



- i coefficienti parziali di sicurezza sono minori, in quanto si tiene conto delle basse probabilità di accadimento dell'evento eccezionale;
- l'espansione termica può indurre sollecitazioni aggiuntive in strutture iperstatiche;
- i meccanismi di collasso possono essere diversi rispetto a quelli a freddo;
- non si effettuano verifiche di deformazione sugli elementi, in quanto la valutazione della resistenza fa riferimento ad uno Stato Limite Ultimo.

Per la valutazione della resistenza al fuoco, come definito anche dagli eurocodici, ripresi poi dalle norme nazionali in materia di prevenzione incendi (DM 09/03/2007, DM 09/05/2007) e dalle NTC (DM 17/01/2018), possono essere seguiti tre diversi livelli analisi strutturale, che si differenziano sulla base del livello di dettaglio richiesto:

- Livello 0. L'analisi si effettua per singoli elementi e non si tiene conto delle azioni indirette generate in caso di incendio;
- Livello 1. L'analisi può riguardare l'intera struttura o una parte di essa, tenendo conto delle azioni indirette che nascono in condizioni di incendio, ma non considerando le non linearità al livello del materiale e della geometria degli elementi;
- Livello 2. L'analisi può riguardare l'intera struttura o una parte di essa, tenendo conto delle azioni indirette che nascono in condizioni di incendio e considerando anche le non linearità derivanti dalla formazione di cerniere plastiche sugli elementi.

Quando l'analisi riguarda una sottostruttura, nel caso in cui si adotti uno tra i livelli 1 e 2, devono essere individuate le condizioni al contorno che meglio ne caratterizzano il comportamento all'interno dell'intero sistema strutturale. In ogni caso, quando la struttura non viene analizzata interamente in un solo passaggio, la sua resistenza corrisponde alla più piccola resistenza dei suoi componenti, siano essi singoli elementi o sottostrutture. La resistenza al fuoco di una struttura è infatti soddisfatta, se viene dimostrata la resistenza dei suoi elementi e se questa non risulta ridotta dalle connessioni presenti<sup>50</sup>. Per ogni tipo di analisi, occorre inoltre considerare il modo di rottura dovuto all'incendio, le azioni indirette, gli effetti di secondo ordine legati alle espansioni termiche che provocano grandi spostamenti, la variazione delle caratteristiche meccaniche di resistenza ed elasticità del materiale<sup>51</sup>.

Sulla base di quanto riportato negli eurocodici, qualsiasi sia il percorso di progettazione scelto, la valutazione della resistenza al fuoco della struttura può essere perseguita attraverso metodi semplificati, se disponibili, oppure maggiormente complessi. In particolare, per eseguire le specifiche verifiche sono disponibili i seguenti approcci, contestualizzati nel diagramma di flusso riportato in Figura 3.46:

- *Tabulated data* – Metodo tabellare. Definita la tipologia di elemento costruttivo e il materiale utilizzato, si effettuano confronti con le tabelle proposte dal legislatore (DM

---

<sup>50</sup> Documento interpretativo n. 2 della Direttiva Europea 89/106/CEE

<sup>51</sup> Nigro, Posturino, Cefarelli, Princi (2009) – Progettazione di strutture in acciaio e composte acciaio-calcestruzzo in caso di incendio secondo gli eurocodici e le Norme Tecniche per le costruzioni – Hoepli, Milano

16/02/2007 e Lettera Circolare 15/02/2008), che definiscono le classi di resistenza al fuoco;

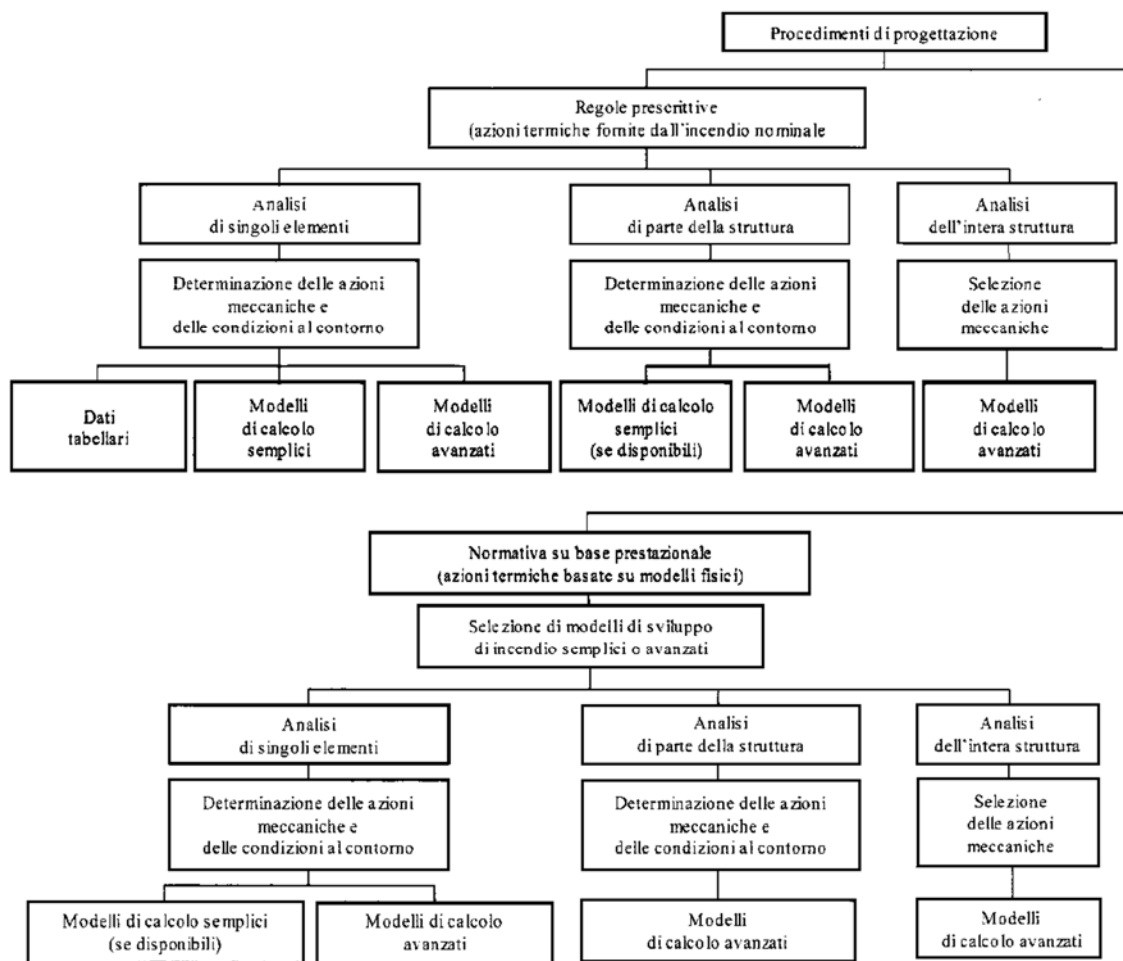


Figura 3.46 – Procedimenti alternativi di progettazione nei confronti della resistenza al fuoco (EN 1991-1-2)

- *Simple calculation models* – Modelli di calcolo semplificato. Note le caratteristiche del materiale nel campo delle temperature raggiunte durante l'incendio, si procede con le verifiche, basate sulle equazioni di equilibrio, di singoli elementi o di sottostrutture semplici. Il basso onere di calcolo è giustificato dalle ipotesi conservative su cui si fonda tale approccio, per il quale gli eurocodici rappresentano ancora una volta lo strumento normativo di riferimento;
- *Advanced calculation models* – Modelli di calcolo avanzato. Offrono una trattazione completa del problema, ma necessitano di strumenti di calcolo adeguati sia al calcolo strutturale ordinario, sia in condizioni di incendio. Un approccio di questo tipo tende a fornire risultati realistici, se le ipotesi di partenza sono sufficientemente valide da rappresentare le effettive condizioni reali della struttura, così come quelle dell'incendio; i modelli di incendio vengono pertanto definiti attraverso un approccio prestazionale, che generalmente affianca i modelli di calcolo avanzato. Il procedimento deve quindi

includere due differenti modelli per la valutazione della risposta termica e meccanica degli elementi e della struttura.

Per la verifica di resistenza al fuoco, uno dei modelli di calcolo semplificati maggiormente utilizzati si basa sull'utilizzo del metodo plastico, già esposto nel §3.3.2 per le verifiche di elementi in acciaio soggetti a condizioni ordinarie, applicabile qualora i profili siano in grado di sviluppare adeguate deformazioni in campo plastico senza manifestare fenomeni di instabilità. Tale caratteristica è sintetizzata all'interno della classe di duttilità dell'elemento, funzione, a sua volta, dei rapporti di snellezza dell'anima e delle flange dei profili e della classe di resistenza dell'acciaio utilizzato. In condizioni di incendio, tuttavia, l'instabilità viene aggravata dal decadimento delle proprietà meccaniche del materiale, per cui si possono avere delle ripercussioni anche sulla classe del profilo in acciaio, che deve essere valutata secondo i medesimi criteri esposti in precedenza e sintetizzati nella Figura 3.6, con l'unica differenza che il parametro determinante  $\varepsilon$  deve essere ridotto da un opportuno coefficiente, fissato a 0,85.

$$\varepsilon_{fi} = 0,85 \frac{\sqrt{235}}{f_y}$$

Il processo di analisi meccanica a caldo attraverso il metodo plastico è finalizzato alla verifica della seguente condizione, relativa ad un'analisi nel dominio delle resistenze:

$$R_{fi,d,t} \geq S_{fi,d,t}$$

in cui il termine  $S_{fi,d,t}$  rappresenta la sollecitazione di progetto nel tempo in condizioni di incendio, che può rimanere costante, oppure essere modificata a causa della ridistribuzione delle azioni interne dovuta alla presenza di azioni indirette, mentre con  $R_{fi,d,t}$  si indica la resistenza nel tempo della membratura, tenendo conto della variazione delle proprietà del materiale con la temperatura. Le caratteristiche di resistenza a caldo delle membrature devono essere valutate secondo quanto enunciato dall'Eurocodice 3, con l'ipotesi già giustificata di gradiente di temperatura nullo nella sezione dell'elemento in acciaio. Indicando con  $N_{Rd}$  la resistenza a trazione dell'elemento in condizioni ordinarie, con  $k_{y,\theta}$  il fattore di riduzione della tensione di snervamento alla temperatura  $\theta$  raggiunta dall'elemento al tempo  $t$ , e con  $\gamma_{M,0}$  e  $\gamma_{M,fi}$ , rispettivamente, i coefficienti parziali di sicurezza a freddo e a caldo (*fire*) agenti a livello del materiale, per un elemento teso la resistenza di progetto in caso di incendio vale:

$$N_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} N_{Rd} \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}}$$

Per il caso di compressione, la resistenza di progetto di sezioni di classe 1, 2 o 3 dovrà essere determinata tenendo conto dei fenomeni di instabilità, valutati analogamente al caso a freddo, con la differenza di far dipendere la snellezza dal decadimento delle proprietà meccaniche dell'acciaio, come è possibile osservare di seguito. La resistenza all'instabilità di un elemento

soggetto a compressione in condizioni di incendio è data dalla seguente relazione, in cui i termini  $k_{y,\theta}$  e  $\gamma_{M,fi}$  sono già stati definiti:

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi}(\bar{\lambda}_\theta) A k_{y,\theta} \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,fi}}$$

dove:

- $\chi_{fi}(\lambda_\theta)$  è il coefficiente riduttivo della resistenza plastica di progetto che tiene conto dell'instabilità racchiusa nella snellezza  $\bar{\lambda}_\theta$ , variabile con la temperatura;
- $A$  è l'area della sezione;
- $f_{yk}$  è la resistenza caratteristica allo snervamento del materiale.

Il coefficiente  $\chi_{fi}(\lambda_\theta)$  viene valutato secondo l'espressione:

$$\chi_{fi}(\bar{\lambda}_\theta) = \frac{1}{\Phi_\theta + \sqrt{\Phi_\theta^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}}$$

nella quale il fattore  $\Phi_\theta$  è dato da:

$$\Phi_\theta = 0,5 (1 + \alpha \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2)$$

con:

$$\alpha = 0,65 \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$$

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{\frac{A f_{yk}}{N_{cr}}} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}$$

nelle quali, tra le grandezze non ancora incontrate compaiono:

- $N_{cr}$ , che è lo sforzo normale critico euleriano per l'elemento, dato da:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_y}{L_0^2} = \frac{\pi^2 E A}{\bar{\lambda}^2}$$

- $k_{E,\theta}$ , che rappresenta il coefficiente di riduzione dell'elasticità del materiale con la temperatura.

Inoltre, analogamente al caso della trazione, è possibile ricercare la resistenza a taglio e a flessione di una membratura in condizioni di incendio, intervenendo direttamente sulle resistenze a freddo  $V_{Rd}$  e  $M_{Rd}$ , considerando, nel caso del taglio, la riduzione della resistenza fornita da  $k_{y,\theta,web}$ , che è riferito alla temperatura media dell'anima della sezione.

$$V_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta,web} V_{Rd} \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}}$$

La resistenza di progetto in caso di incendio di elementi semplicemente inflessi caratterizzati da sezioni di classe 1 e 2 vale quindi:

$$M_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta} M_{Rd} \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}}$$

Per il caso della flessione si ritiene necessario considerare peraltro le verifiche di svergolamento laterale ( $LT = Lateral Torsion$ ), che è generalmente accentuato con l'esposizione del materiale alle elevate temperature. Il momento resistente a flessione, valutato nei confronti dell'instabilità flessio-torsionale, è pari al momento resistente  $M_{fi,t,Rd}$  appena valutato, opportunamente ridotto dal coefficiente  $\chi_{LT}$ , il cui valore è dato da:

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\Phi_{LT,\theta,com} + \sqrt{\Phi_{LT,\theta,com}^2 - \bar{\lambda}_{LT,\theta,com}^2}}$$

in cui:

$$\Phi_{LT,\theta,com} = 0,5 \left( 1 + \alpha \bar{\lambda}_{LT,\theta,com} + \bar{\lambda}_{LT,\theta,com}^2 \right)$$

con:

$$\alpha = 0,65 \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$$

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_{yk}}{M_{cr}}} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}$$

nelle quali

- $W_{pl,y}$  è il modulo di resistenza flessionale, utilizzabile per sezioni di classe 1 e 2;
- $M_{cr}$  è il momento elastico critico, determinato come segue:

$$M_{cr} = \psi \frac{\pi}{L_{cr}} \sqrt{EI_z GI_z} \sqrt{1 + \left( \frac{\pi}{L_{cr}} \right)^2 \frac{EI_w}{GI_t}}$$

dove:

- $\psi$  è un fattore che tiene conto della distribuzione del momento flettente lungo l'elemento;
- $L_{cr}$  è la lunghezza libera di inflessione laterale, misurata tra due ritegni torsionali successivi;
- $EI_z$  è la rigidezza flessionale laterale del profilo;
- $GI_z$  è la rigidezza torsionale del profilo;
- $EI_w$  è la rigidezza torsionale secondaria del profilo.

Nel caso di elementi soggetti a sforzi combinati di compressione e flessione secondo entrambe le direzioni principali, la norma fornisce le relazioni per la valutazione della resistenza a pressoflessione deviata in condizioni di incendio di elementi con sezione a  $I$  o ad  $H$  doppiamente simmetriche:

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_y k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_z k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1$$

dove:

- $N_{fi,Ed}$ ,  $M_{y,fi,Ed}$ ,  $M_{z,fi,Ed}$  costituiscono, rispettivamente, lo sforzo normale e i momenti flettenti agenti di progetto, prodotti dall'applicazione dei carichi valutati con la combinazione eccezionale;
- $W_y$ ,  $W_z$  sono i moduli di resistenza a flessione del profilo nelle due direzioni;
- $\chi_{min,fi}$  rappresenta il valore minimo tra  $\chi_{y,fi}$  e  $\chi_{z,fi}$  valutati per le verifiche di instabilità a compressione;
- $k_y$  e  $k_z$  sono due ulteriori fattori che possono indurre un incremento nei momenti sollecitanti, in relazione alla riduzione di resistenza del profilo a causa della presenza di sforzo normale. Si determinano nel seguente modo:

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 3$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 3$$

▪ con

$$\mu_y = (1,2 \beta_{M,y} - 3) \bar{\lambda}_{y,\theta} + 0,44 \beta_{M,y} - 0,29 \leq 0,8$$

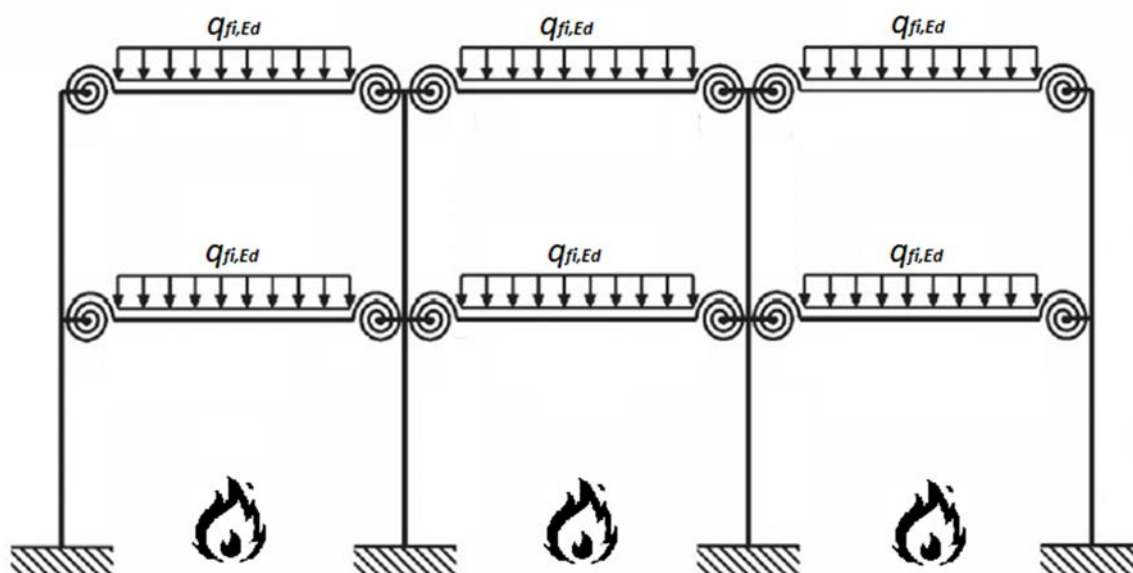
$$\mu_z = (2 \beta_{M,z} - 5) \bar{\lambda}_{z,\theta} + 0,44 \beta_{M,z} - 0,29 \leq 0,8$$

### 3.4.3 Il comportamento a caldo delle connessioni

Per poter comprendere quale sia la risposta dei collegamenti delle strutture in acciaio in seguito alla loro esposizione alle temperature indotte dall'incendio di progetto, occorre fare riferimento a quanto detto in merito alle modalità per la loro classificazione nei confronti di resistenza, rigidità e duttilità. Attraverso le fasi di analisi si osserva, infatti, che le variazioni delle caratteristiche di resistenza e deformabilità dei collegamenti potrebbero comportare un declassamento degli stessi sotto vari aspetti. Tale fenomeno dovrebbe subito attrarre l'attenzione del progettista, che non può non considerare la modifica nel comportamento dei giunti rispetto alla loro prima classificazione e che dunque è tenuto a valutare nuovamente la risposta globale del sistema, in relazione all'effettiva risposta della struttura. Generalmente, sulla base di quanto definito nella parte fuoco dell'Eurocodice 3, in condizioni di incendio i collegamenti bullonati e saldati si considerano verificati, se sono soddisfatte le seguenti condizioni (metodo tradizionale):

- l'impedenza termica dell'eventuale sistema protettivo del collegamento non è inferiore a quella del sistema protettivo applicato sugli elementi che convergono nel nodo;
- il coefficiente di utilizzazione del giunto, inteso come rapporto tra azione interna agente e azione resistente, non è maggiore del massimo fattore di utilizzazione degli elementi collegati;
- la resistenza del collegamento è stata valutata in conformità con quanto stabilito dalla EN 1993-1-8.

La ragione per cui il legislatore ammette che siano evitate ulteriori verifiche in alcuni casi è di fatto giustificata dalla conformazione di un collegamento che, in ogni caso, includendo elementi aggiuntivi quali piastre, contropiastre o irrigidimenti eventuali, consente di rallentare automaticamente, rispetto alle membrature direttamente esposte, il riscaldamento delle componenti del collegamento che contribuiscono alla resistenza complessiva. Tuttavia, quando una delle precedenti condizioni non sia rispettata, oppure solo in via alternativa, è possibile comunque valutare analiticamente le caratteristiche del nodo, in relazione al progredire delle temperature alle varie quote considerate, partendo dall'estremità inferiore esposta all'incendio. Trattandosi di una composizione di più elementi in acciaio, come parti dei comuni profili, piastre o bulloni, il comportamento di un collegamento dipende, come nel caso delle membrature, dal decadimento delle proprietà meccaniche del materiale che caratterizza ciascun componente. Di conseguenza, anche in queste circostanze la fase di analisi termica permette di determinare le temperature raggiunte e di associare le stesse ad un preciso livello di degrado delle proprietà elastiche e di resistenza della connessione.



**Figura 3.47** – Schematizzazione del comportamento dei collegamenti nel contesto globale, in presenza di incendio

La norma EN 1993-1-2 fornisce quindi un metodo (metodo Appendice D) per la valutazione analitica della resistenza in caso di incendio dei collegamenti, basato sulla correzione delle resistenze calcolate in condizioni ordinarie. Nel caso di bulloni soggetti a taglio, la resistenza in caso di incendio dei bulloni viene determinata come segue:

$$F_{v,t,Rd} = F_{v,Rd} k_{b,\theta} \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}}$$

dove:

- $F_{v,Rd}$  è la forza resistente di progetto a taglio dei bulloni;
- $k_{b,\theta}$  è il coefficiente riduttivo della resistenza dei bulloni, in funzione della temperatura;
- $\gamma_{M,2}$  e  $\gamma_{M,fi}$  sono, rispettivamente, i coefficienti parziali di sicurezza per i bulloni e per le condizioni di incendio.

Allo stesso modo, la resistenza nei confronti del meccanismo di rifollamento e la resistenza a trazione di un bullone o di una riga di bulloni a caldo sono valutate attraverso le seguenti relazioni:

$$F_{b,t,Rd} = F_{b,Rd} k_{b,\theta} \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}}$$

$$F_{ten,t,Rd} = F_{t,Rd} k_{b,\theta} \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M,fi}}$$

nelle quali

- $F_{b,Rd}$  è la resistenza al rifollamento in condizioni ordinarie;
- $F_{ten,t,Rd}$  è la resistenza a trazione dei bulloni in condizioni ordinarie.

Oltre alla resistenza, un'altra caratteristica che subisce l'influenza delle alte temperature generate dall'incendio è la rigidezza della connessione, il cui ruolo è fondamentale per la definizione delle condizioni di vincolo delle travi, come visto anche per il caso a freddo. Facendo capo al medesimo criterio per la valutazione della rigidezza rotazionale  $S_j$  suggerito dalla norma, si nota come nella relazione generale compaiano diversi termini che risentono dell'influenza dell'azione eccezionale.

$$S_j = \frac{E h_1^2 t_{wc}}{\sum \frac{\mu}{k_i} \left[ \frac{F_i}{F_{i,Rd}} \right]^2}$$

In particolare, a subire variazioni sono il modulo di elasticità  $E$  del materiale, che deve essere corretto dai coefficienti riduttivi riportati in Tabella 3.13, ed il rapporto  $F_i/F_{i,Rd}$  rappresentativo del fattore di utilizzo dell' $i$ -esima componente. Il rapporto tra le forze viene modificato sia a causa della riduzione delle forze agenti, derivanti da carichi applicati secondo la combinazione eccezionale, pertanto meno gravosi rispetto a quelli allo SLU o nelle combinazioni sismiche, sia a causa della diminuzione di resistenza da parte della componente  $i$ -esima, dovuta al decadimento della tensione di snervamento, analogamente a quanto osservato per le



membrature. Essendo caratterizzati dalla geometria, i restanti termini presenti nella suddetta relazione rimangono costanti, permettendo di affidare il mutamento della risposta della connessione unicamente ai parametri che includono le proprietà meccaniche del materiale.

In tale contesto, è opportuno osservare che, utilizzando l'espressione proposta dall'Eurocodice 3, il modulo elastico del materiale non può essere riferito alla componente considerata, ma deve essere preso uguale per l'insieme delle componenti. Per ovviare a tale problematica, potrebbe risultare corretto considerare, seppure in maniera approssimata, un campo di temperature compreso tra quello relativo alle righe di bulloni più lontana e più vicina, rispetto alla flangia inferiore della membratura, che rappresenta la parte del collegamento direttamente investita dal flusso termico.



# Capitolo 4

## Analisi di un caso studio

Si è visto finora quale sia l'approccio ottimale per la valutazione delle caratteristiche di resistenza al fuoco dei vari sistemi strutturali, con un focus specifico rispetto alle costruzioni in acciaio. Nell'ambito del presente lavoro, si è proceduto con la duplice progettazione di un edificio industriale in acciaio, implementando di fatto l'intero processo descritto nei precedenti capitoli, con l'obiettivo di mostrare le principali differenze, in particolare nei riguardi del comportamento al fuoco, tra i possibili approcci ammessi dal legislatore in termini di progettazione elastica e duttile. Osservando i risultati presentati per mezzo di tabelle e rappresentazioni grafiche, ottenute a valle dell'intero processo di elaborazione personale, sarà possibile dare conferma ai vari aspetti esposti nell'ambito della trattazione teorica delle singole problematiche, come il decadimento delle caratteristiche di resistenza e/o rigidità degli elementi che compongono lo schema strutturale, la variazione del campo delle azioni interne e la modifica della risposta globale del sistema in seguito all'esposizione dello stesso ad un incendio.

### 4.1 Descrizione del caso studio

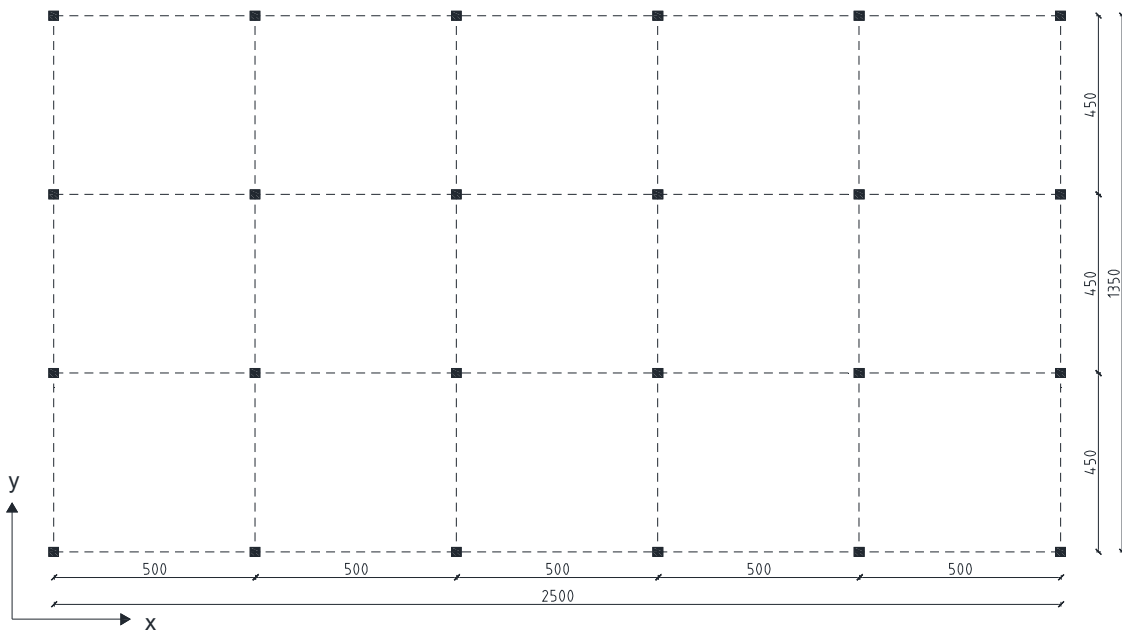
Il processo di progettazione descritto nel presente capitolo ha visto come oggetto un fabbricato industriale situato nel Comune di Pordenone (PN). Tale località è stata selezionata in relazione alle proprie caratteristiche sismiche, che risultano particolarmente accentuate rispetto al contesto nazionale, come si evince dalla mappa di pericolosità sismica generata dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. Non essendo stato definito un punto specifico nell'estensione territoriale, i dati sismici del sito sono riferiti alla casa comunale del luogo, mentre i dati di sito relativi alla topografia ed alla stratigrafia sono stati ipotizzati a priori.

Il fabbricato presenta uno scheletro portante in acciaio, i cui impalcati sono realizzati con un solaio in calcestruzzo gettato in opera su fogli in lamiera grecata, la cui sezione costituisce parte integrante dell'elemento soletta e funge, pertanto, da armatura longitudinale. I fogli di lamiera sono caratterizzati da una superficie sagomata con rialzi e zigrinature, i primi destinati ad ottimizzare il comportamento strutturale dell'elemento, riducendone anche il peso rispetto ad una sezione piena, mentre le seconde adibite al miglioramento dell'aderenza tra l'acciaio ed il conglomerato cementizio sovrastante. La tipologia strutturale in esame risulta di diffusa applicazione e i principali utilizzi ricadono nel campo commerciale o industriale, coerentemente con l'ipotesi effettuata.

Con riferimento allo stesso sito ed alla stessa struttura in termini di geometria e destinazione d'uso, sono stati adottati due diversi approcci progettuali, che si differenziano per la risposta nei confronti delle azioni agenti, che è funzione delle caratteristiche enunciate nel §2.3.1. In particolare, il primo metodo riguarda la progettazione di un sistema strutturale con comportamento elastico, che deve essere dimensionato per offrire sufficienti contributi di resistenza nei confronti delle azioni sismiche, le quali risultano molto elevate in relazione all'adozione di un fattore di struttura  $q$  prossimo all'unità (con le NTC 2018 il valore minimo per  $q$  è di 1,5) per la definizione dello spettro di progetto. Il secondo approccio è invece rivolto alla progettazione di una struttura ad alta capacità dissipativa (CD "A"), nella quale sono attesi meccanismi di plasticizzazione concentrati nelle travi in prossimità degli appoggi, nel rispetto dei criteri della gerarchia delle resistenze. In simili circostanze, trattandosi di una struttura intelaiata in acciaio, la norma suggerisce di adottare un fattore di struttura pari a:

$$q_0 = 5 \frac{\alpha_1}{\alpha_u}$$

dove con  $\alpha_1$  e  $\alpha_u$  si indica, rispettivamente, il moltiplicatore dell'azione sismica che provoca la formazione della prima e dell'ultima cerniera plastica che induce la struttura al collasso. Per edifici a telaio a più piani e più campate, il rapporto  $\alpha_1/\alpha_u$  è fissato dal legislatore pari a 1,3. A tal riguardo, in sede di proiezione degli spettri di risposta sarà possibile notare le differenze tra le accelerazioni di progetto riferite ai due casi studiati.



*Figura 4.1 – Pianta dei fili fissi della costruzione*

Il fabbricato si sviluppa su due livelli ed è rappresentato da un modello spaziale caratterizzato da 5 campate in direzione X e 3 campate in direzione Y, i cui interassi sono deducibili dalla Figura 4.1. Gli elementi utilizzati per la costruzione del sistema strutturale sono comuni profili in acciaio appartenenti alle classi IPE, nel caso delle travi, e HEB, nel caso dei pilastri.

All'interno del telaio spaziale sono disposti, lungo la direzione Y, sei telai bidimensionali, nei quali i pilastri sono orientati secondo l'asse di maggiore resistenza, collegati tra loro attraverso elementi isostatici, quali travi semplicemente incernierate, la cui resistenza nei confronti dell'azione sismica in X è assicurata dalla presenza di controventi concentrici disposti nelle campate 2 e 4, chiaramente visibili in Figura 4.2. I controventi sono realizzati con profili scatolari, le cui dimensioni sono determinate in relazione all'azione sismica di progetto, valutata in relazione al modello di calcolo utilizzato per la progettazione (elastico o duttile). Internamente alle singole campate, parallelamente ai telai, sono inoltre presenti due ulteriori travi secondarie, destinate a supportare gli impalcati e a trasferirne il peso sulle travi principali, orientate lungo l'asse X. Ne consegue che tutte le travi disposte in direzione Y saranno interessate da un carico distribuito, direttamente trasmesso dall'impalcato sovrastante, mentre quelle disposte lungo la direzione X saranno interessate da carichi concentrati ad  $1/3$  della loro luce, il cui valore è dato dalle reazioni vincolari delle isostatiche che trasmettono ad esse i pesi della soletta e quelli aggiuntivi, permanenti o variabili.

Dal punto di vista antincendio si premette che ciascuna delle strutture progettate è stata suddivisa in due compartimenti di piano, separati dall'elemento orizzontale in calcestruzzo. Tale ipotesi è necessaria ai fini della definizione del modello di incendio applicato alla struttura nella relativa fase di analisi.

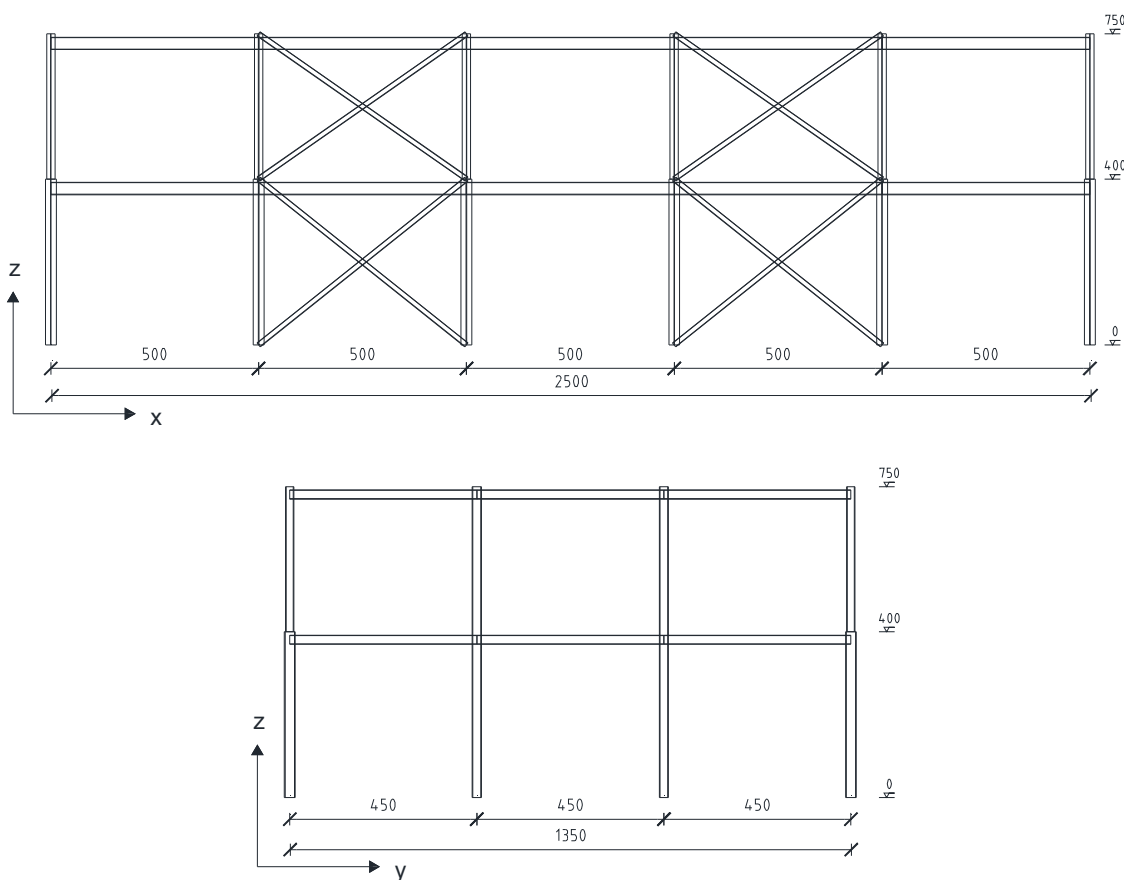


Figura 4.2 – Prospetti laterali della costruzione

## 4.2 Le fasi progettuali

Nei sotto-paragrafi che seguono, si riassume l'intero processo di progettazione delle strutture descritte. Dopo aver definito quali siano le azioni cui sono soggette le due tipologie di strutture, attraverso le rispettive tabelle saranno mostrati tutti i parametri di interesse per le fasi di analisi effettuate ed i valori di calcolo ottenuti dalle stesse. Il percorso logico seguito è parallelo a quello del capitolo 3, per cui si passerà attraverso i dimensionamenti degli elementi strutturali e la loro classificazione, per poi giungere alla progettazione ed alla classificazione dei collegamenti tra gli stessi, secondo i criteri già discussi in precedenza.

### 4.2.1 Analisi delle azioni e dimensionamenti strutturali

Essendo nota l'ubicazione della costruzione e avendo definito il comportamento assunto per la stessa, è possibile definire gli spettri di progetto, necessari per la valutazione dell'azione sismica cui la struttura è sottoposta nel caso di comportamento elastico e duttile, rispettivamente. In Figura 4.3 si riporta lo spettro di risposta elastico in accelerazione, relativo all'azione sismica attesa nel sito, con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), applicata nelle due direzioni orizzontali mutuamente ortogonali. Seguono gli spettri di risposta di progetto elastici delle componenti X e Y (Figura 4.4 a) e b)) e gli spettri di risposta di progetto anelastici delle componenti X e Y (Figura 4.5 a) e b)).

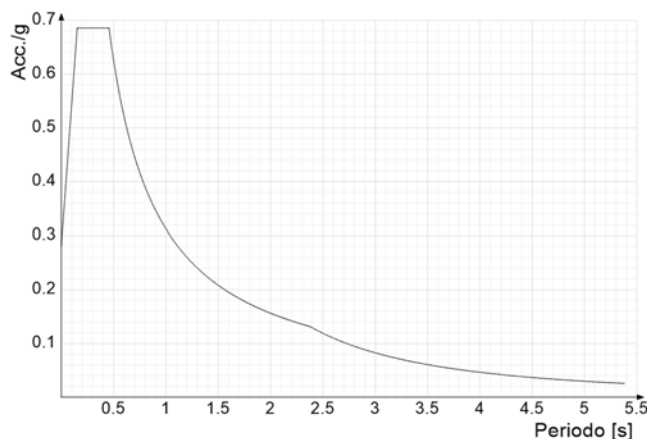


Figura 4.3 - Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (SLV) per il sito considerato

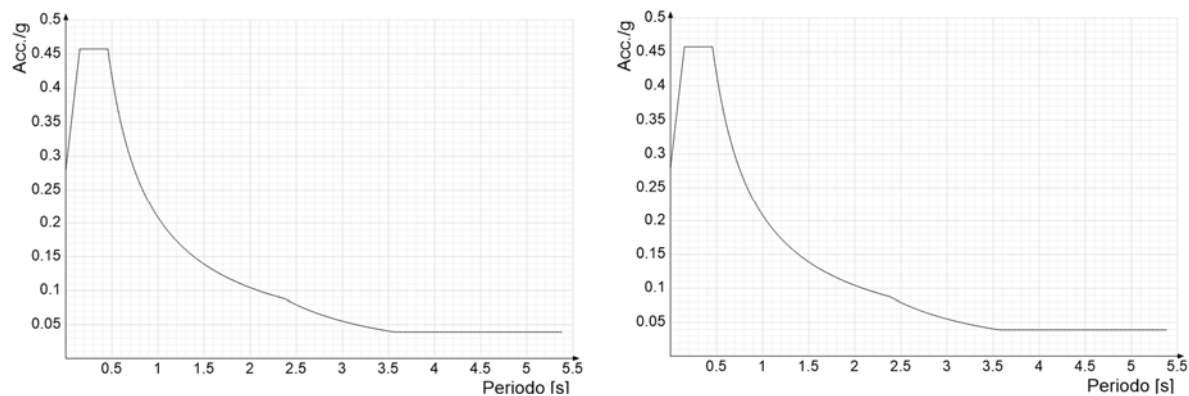
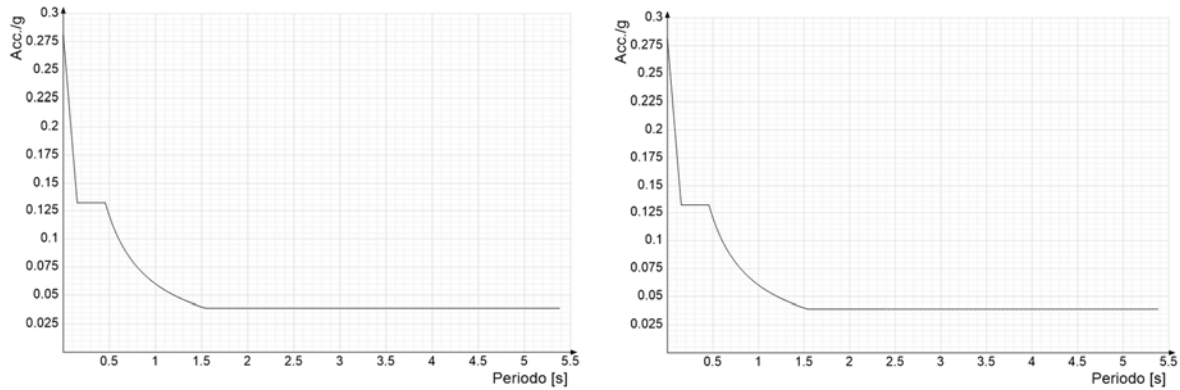
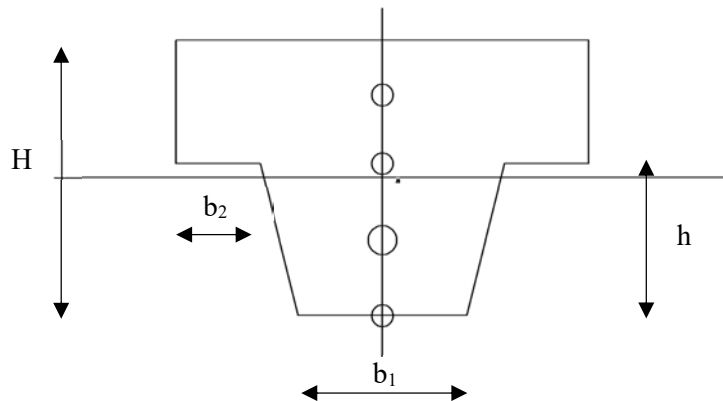


Figura 4.4 – Spettri di risposta elastica: a) Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X (SLV); b) Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y (SLV)



**Figura 4.5** – Spettri di risposta anelastica: **a)** Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X (SLV); **b)** Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y (SLV)

Successivamente, si è proceduto alla definizione delle azioni gravanti sulla struttura, con lo scopo di effettuare un primo dimensionamento degli elementi strutturali, nel rispetto dei limiti di deformabilità riferiti agli Stati Limite di Esercizio (SLE). In primo luogo, è stata fissata la sezione della soletta mista in acciaio-calcestruzzo che andrà a costituire gli impalcati ad entrambi i piani della costruzione. Nel dettaglio, attraverso una prima stima basata su dati tabellari forniti dai costruttori di lamiera grecate, è stata definita la massima luce di appoggio dell'elemento soletta caratterizzato da una specifica lamiera, in relazione ai carichi sovrastanti, a loro volta valutati secondo quanto riportato nel capitolo 3 delle NTC. È risultata necessaria una soletta di altezza massima pari a 10 cm, caratterizzata da una sezione trasversale come quella riportata in Figura 4.6, il cui peso per unità di superficie  $G_{kl}$  è pari a circa 200 kg. Per la valutazione della resistenza a flessione e taglio della soletta, è stato possibile eguagliare le sezioni metalliche della lamiera grecata, utilizzata come armatura longitudinale, ad un'area equivalente di armatura, il cui baricentro è allineato, rispettivamente, con i baricentri delle ali superiori della lamiera, di larghezza  $b_2$ , con quelli delle pareti di altezza  $h$  e con quello della base  $b_1$ .



**Figura 4.6.** – Sezione trasversale di un elemento della soletta mista in acciaio-CLS

A completamento degli impalcati, si prevede l'applicazione di una idonea pavimentazione, al primo livello, e l'installazione di un pacchetto tecnologico di copertura al secondo livello, che costituiscono dei carichi permanenti, ma non di carattere strutturale. In tabella 4.1 si riassumono

i carichi verticali calcolati per ciascun piano e combinati con le combinazioni di carico proposte dal legislatore. Sono inoltre valutate le masse sismiche degli impalcati, riferite all'unità di superficie, utilizzate poi per la determinazione dell'azione sismica di progetto, che è funzione delle accelerazioni spettrali corrispondenti ai periodi di oscillazione della struttura nelle due direzioni. Il carico neve applicato in copertura, considerato come secondo carico accidentale  $Q_{k2}$ , è stato valutato in conformità al § 3.4 delle NTC 2018.

Analisi dei carichi					
Piano 1			Piano 2		
$G_{k1}$	192	[daN/m <sup>2</sup> ]	$G_{k1}$	192	[daN/m <sup>2</sup> ]
$G_{k2}$	50	[daN/m <sup>2</sup> ]	$G_{k2}$	120	[daN/m <sup>2</sup> ]
$Q_{k1}$	600	[daN/m <sup>2</sup> ]	$Q_{k1}$	400	[daN/m <sup>2</sup> ]
			$Q_{k2,neve}$	120	[daN/m <sup>2</sup> ]
Fascia di carico					
$f_c$	1,6	[m]	$f_c$	1,6	[m]
Combinazioni di carico					
SLU	19,59	[kN/m]	SLU	17,91	[kN/m]
SLE <sup>Rara</sup>	13,47	[kN/m]	SLE <sup>Rara</sup>	12,35	[kN/m]
Eccezionale	11,55	[kN/m]	Eccezionale	10,11	[kN/m]
$W_{Sismica}$	7,22	[kN/m <sup>2</sup> ]	$W_{Sismica}$	6,32	[kN/m <sup>2</sup> ]

Tabella 4.1. – Analisi dei carichi

Determinati i carichi agenti, è stato effettuato il dimensionamento delle travi di piano isostatiche, non incluse nei telai e dunque soggette alle sole azioni verticali. Le limitazioni da rispettare in questa fase, già espone nel capitolo 3, sono riferite alla massima inflessione degli elementi, che deve essere contenuta al di sotto dei valori stabiliti nel §4.2.4.2 delle NTC. La Tabella 4.2 riassume la fase del dimensionamento per le travi, per le quali si utilizzano i valori di carico relativi alla combinazione caratteristica (o rara).

Dimensionamento Travi					
Travi isostatiche, direzione X			Travi isostatiche, direzione Y		
CARICO DISTRIBUITO			FORZE CONCENTRATE		
L	4500	[mm]	L	5000	[mm]
E	210000	[N/mm <sup>2</sup> ]	E	210000	[N/mm <sup>2</sup> ]
$Q_z$ , piano 1	13,47	[kN/m]	F	55,584	[kN]
$Q_z$ , piano 2	12,35	[kN/m]	$J_{min}$	5871,7	[cm <sup>4</sup> ]
$J_{min}$	12,1	[cm <sup>4</sup> ]			
Profilo scelto		IPE 200	Profilo scelto		IPE 300
$J_y$	1943	[cm <sup>4</sup> ]	$J_y$	8356	[cm <sup>4</sup> ]
$\delta_{max}$	16,2	[mm]	$\delta_{max}$	14,1	[mm]
$\delta_{max} < L/250$		SI	$\delta_{max} < L/250$		SI
$\delta_2$	12,56	[mm]	$\delta_2$	16,02	[mm]
$\delta_2 < L/300$		SI	$\delta_2 < L/300$		SI

Tabella 4.2. – Dimensionamento delle travi sulla base dei limiti di deformabilità

Avendo scelto la sezione della soletta in C.A su lamiera grecata mediante l'utilizzo di dati tabellari che mettono in relazione il carico massimo sopportato dall'elemento con le luci massime dello stesso, si ritengono automaticamente rispettati i limiti di deformabilità per



l'impalcato. Tuttavia, grazie alla schematizzazione effettuata in precedenza, è stata svolta attraverso il software V.C.A.SLU (P. Gelfi) una verifica di resistenza nei confronti dello Stato Limite Ultimo. In Figura 4.7 si riportano proprietà dei materiali utilizzati e il processo di verifica a flessione del singolo elemento longitudinale che costituisce la soletta, le cui basi minore e maggiore hanno una larghezza pari, rispettivamente a 15 cm e 6,15 cm, mentre l'altezza totale è di 10 cm (4,5 + 5,5). In Tabella 4.3 si mostra il confronto tra la resistenza valutata per la sezione inflessa e la flessione di esercizio derivante dall'applicazione dei carichi pocianti definiti su una fascia di carico di 0,15 m. Un simile elemento permette, nel contesto globale, di considerare gli impalcati di piano come rigidi, per cui idonei alla ripartizione uniforme delle azioni orizzontali lungo tutte le pilastrate coinvolte.

Figura 4.7 – Calcolo della resistenza flessionale della sezione mista in acciaio-CLS

Verifica soletta					
PIANO 1			PIANO 2		
$q^{SLU}$	19,59	[kN/m <sup>2</sup> ]	$q^{SLU}$	17,91	[kN/m <sup>2</sup> ]
$f_c$	0,15	[m]	$f_c$	0,15	[m]
$q^{SLU}$	2,94	[kN/m]	$q^{SLU}$	2,69	[kN/m]
L	1,65	[m]	L	1,65	[m]
$M_{ed}$	1,00	[kN*m]	$M_{ed}$	0,91	[kN*m]
$M_{Pl,Rd}$	3,64	[kN*m]	$M_{Pl,Rd}$	3,64	[kN*m]
$M_{Sd} < M_{Pl,Rd}$		SI	$M_{Sd} < M_{Pl,Rd}$		SI

Tabella 4.3 – Verifica di resistenza della sezione mista in acciaio-CLS

Oltre che dalle masse degli impalcati, le masse di piano complessive sono date anche dagli elementi strutturali presenti, il cui peso è in realtà relativamente contenuto, e dai pannelli di tamponamento laterali utilizzati per realizzare le pareti dell'edificio. A tale scopo, sono stati

utilizzati pannelli in CLS prefabbricato con spessore di 24 cm, incernierati a terra ed in cima al fabbricato, per evitare ad ogni costo di creare elementi iperstatici che possano impedire gli spostamenti che la struttura può subire in condizioni di esercizio. La massa dei pannelli può essere dunque ripartita per una fascia di carico pari a metà altezza del fabbricato e può essere rappresentata da un carico lineare applicato lungo le travi perimetrali posizionate in cima al secondo livello, che costituisce massa, ma non carico verticale. Successivamente, avendo a disposizione le masse di piano e quindi quella complessiva della costruzione, è possibile determinare l'azione sismica di progetto per le due strutture oggetto di analisi. Questa operazione è stata condotta direttamente grazie all'utilizzo del software Sismicad, che ha restituito i valori di sollecitazione per tutte le componenti del sistema intelaiato, utilizzate per procedere con la fase di dimensionamento degli elementi strutturali sia per la costruzione elastica che per quella duttile. A partire da questo punto, saranno progressivamente riportati i dati relativi alla progettazione delle due tipologie di strutture, allo scopo di facilitare l'operazione di confronto tra i due approcci, le cui differenze potranno essere osservate in ciascuna fase di analisi.

Sollecitazioni SLU - (EL)			
Travi	Piano	M <sub>Sd, max</sub>	V <sub>Sd, max</sub>
Isostatiche direzione Y	1	52,8	46,9
	2	48,4	43
Isostatiche direzione X	1	158,3	95,2
	2	145,3	87,4

**Tabella 4.4 - a)** Sollecitazioni relative alle travi isostatiche, valutate allo SLU, per la struttura non dissipativa

Sollecitazioni SLU - (DIS)			
Travi	Piano	M <sub>Sd, max</sub>	V <sub>Sd, max</sub>
Isostatiche direzione Y	1	52,3	45,9
	2	47,9	42,8
Isostatiche direzione X	1	157,1	94,4
	2	144	86,6

**Tabella 4.4 - b)** Sollecitazioni relative alle travi isostatiche, valutate allo SLU, per la struttura dissipativa

Sollecitazioni SLV - (EL)				
Elementi	Piano	N <sub>Sd</sub>	M <sub>Sd, max</sub>	V <sub>Sd, max</sub>
Travi iperstatiche	1	-	113,5	59,7
	2	-	69,8	44,7
Pilastrini	1	231,8	82,7	45,2
	2	113,5	93,2	46,9
Pilastrini controventati	1	536	107,5	38,2
	2	178	58,8	30,6
Controventi	1	442,9	(compressione)	
	1	805,1	(trazione max)	
	2	328,8	(compressione)	
	2	678,6	(trazione max)	

**Tabella 4.5 - a)** Sollecitazioni relative agli elementi iperstatici e ai controventi, valutate allo SLV, per la struttura non dissipativa

Sollecitazioni SLV - (DIS)				
Elementi	Piano	N <sub>Sd</sub>	M <sub>Sd, max</sub>	V <sub>Sd, max</sub>
Travi iperstatiche	1	-	33,1	24,2
	2	-	27,3	21,9
Pilastrini	1	208,8	35,7	14,1
	2	105,6	26,9	13,5
Pilastrini controventati	1	286,4	33,9	12,8
	2	104	25,3	12,2
Controventi	1	139,1	(compressione)	
	1	233,5	(trazione max)	
	2	101,7	(compressione)	
	2	186,4	(trazione max)	

**Tabella 4.5 - b)** Sollecitazioni relative agli elementi iperstatici e ai controventi, valutate allo SLV, per la struttura dissipativa

Le massime sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali dei telai elastico (EL) e dissipativo (DIS), sono elencate nei seguenti prospetti. Chiaramente si nota che per gli elementi isostatici, le sollecitazioni sono identiche, mentre per le travi e le colonne che costituiscono i telai in direzione X si hanno importanti variazioni, motivate dalla riduzione dell'azione sismica di progetto grazie allo sviluppo delle plasticizzazioni progressive che permettono la dissipazione di energia. Di immediata impostazione è quindi il dimensionamento dettagliato dei singoli

elementi, in funzione delle resistenze di progetto richieste, che risulta identico per quanto concerne le isostatiche (Tabelle 4.6 a) e b) ), in quanto si è visto che sono interessate dalle medesime sollecitazioni, valutate allo SLU.

Dimensionamento travi isostatiche in direzione X – (EL), (DIS)					
Tipo	IPE 200		Classe profilo		1
b	10,00	[cm]	$f_{yk}$	275	[MPa]
h	20,00	[cm]	$\gamma_{M0}$	1,05	-
$t_w$	0,56	[cm]	E	210000	[MPa]
$t_f$	0,85	[cm]	RESISTENZA		
r	1,20	[cm]	$V_{C,Rd}$	211,63	[kN]
A	28,48	[cm <sup>2</sup> ]	$V_{Sd} < 0,5 V_{C,Rd}$		SI
$A_v$	14,00	[cm <sup>2</sup> ]	$M_{pl,Rd}$	57,78	[kN*m]
$J_y$	1943,00	[cm <sup>4</sup> ]	$M_{Sd} < M_{pl,Rd}$		SI
$W_{el,y}$	194,30	[cm <sup>3</sup> ]			
$W_{pl,y}$	220,60	[cm <sup>3</sup> ]			
$i_y$	8,26	[cm]			

Tabella 4.6 a) - Dimensionamento delle travi isostatiche in direzione X per entrambe le tipologie di struttura (EL) e (DIS)

Dimensionamento travi isostatiche in direzione Y – (EL), (DIS)					
Tipo	IPE 300		Classe profilo		1
b	15,00	[cm]	$f_{yk}$	275	[MPa]
h	30,00	[cm]	$\gamma_{M0}$	1,05	-
$t_w$	0,71	[cm]	E	210000	[MPa]
$t_f$	1,07	[cm]	RESISTENZA		
r	1,50	[cm]	$V_{C,Rd}$	388,30	[kN]
A	53,81	[cm <sup>2</sup> ]	$V_{Sd} < 0,5 V_{C,Rd}$		SI
$A_v$	25,68	[cm <sup>2</sup> ]	$M_{pl,Rd}$	164,58	[kN*m]
$J_y$	8356,00	[cm <sup>4</sup> ]	$M_{Sd} < M_{pl,Rd}$		SI
$W_{el,y}$	557,10	[cm <sup>3</sup> ]			
$W_{pl,y}$	628,40	[cm <sup>3</sup> ]			
$i_y$	12,46	[cm]			

Tabella 4.6 b) - Dimensionamento delle travi isostatiche in direzione Y per entrambe le tipologie di struttura (EL) e (DIS)

Viceversa, gli elementi dei telai, sono soggetti a sollecitazioni molto diverse, per cui le caratteristiche di resistenza richieste alla membratura risultano altrettanto differenti. Le seguenti tabelle si riferiscono alle travi adottate per entrambi i livelli delle strutture, in quanto in questa fase sono stati presi di riferimento i valori massimi di sollecitazione per elemento.

Dimensionamento travi iperstatiche in X – (EL)					
Tipo	IPE 270		Classe profilo		1
b	13,50	[cm]	$f_{yk}$	275	[MPa]
h	27	[cm]	$\gamma_{M0}$	1,05	-
$t_w$	0,66	[cm]	E	210000	[MPa]
$t_f$	1,02	[cm]	RESISTENZA		
r	1,50	[cm]	$V_{C,Rd}$	334,83	[kN]
A	45,95	[cm <sup>2</sup> ]	$V_{Sd} < 0,5 V_{C,Rd}$		SI
$A_v$	22,14	[cm <sup>2</sup> ]	$M_{el,Rd}$	126,76	[kN*m]
$J_y$	5790	[cm <sup>4</sup> ]	$M_{Sd} < M_{el,Rd}$		SI
$W_{el,y}$	428,9	[cm <sup>3</sup> ]			
$W_{pl,y}$	484,	[cm <sup>3</sup> ]			
$i_y$	11,23	[cm]			

Tabella 4.7 - a) Dimensionamento delle travi che costituiscono i telai nella struttura non dissipativa

Dimensionamento travi iperstatiche in Y – (DIS)					
Tipo	IPE 220		Classe profilo		1
b	11	[cm]	$f_{yk}$	275	[MPa]
h	22	[cm]	$\gamma_{M0}$	1,05	-
$t_w$	0,59	[cm]	E	210000	[MPa]
$t_f$	0,92	[cm]	RESISTENZA		
r	1,20	[cm]	$V_{C,Rd}$	240,13	[kN]
A	33,37	[cm <sup>2</sup> ]	$V_{Sd} < 0,5 V_{C,Rd}$		SI
$A_v$	15,88	[cm <sup>2</sup> ]	$M_{pl,Rd}$	74,75	[kN*m]
$J_y$	2772	[cm <sup>4</sup> ]	$M_{Sd} < M_{pl,Rd}$		SI
$W_{el,y}$	252	[cm <sup>3</sup> ]			
$W_{pl,y}$	285,40	[cm <sup>3</sup> ]			
$i_y$	9,11	[cm]			

Tabella 4.7 - b) Dimensionamento delle travi che costituiscono i telai nella struttura dissipativa

Relativamente alla scelta dei profili da utilizzare come pilastri, è interessante osservare come criteri del tutto differenti abbiano, di fatto, condotto alla stessa soluzione. Gli aspetti di cui si deve tener conto in questo caso riguardano infatti sia la resistenza a pressoflessione, includendo i possibili fenomeni di instabilità trattati nel dettaglio nel capitolo 3, sia le limitazioni in merito alla deformabilità della struttura in elevazione, nel rispetto dei criteri riportati al §4.2.4.2 delle NTC 2018. Nel caso in oggetto sono stati scelti pilastri con sezione HEB 220, in quanto offrono una sufficiente resistenza nei confronti delle più elevate sollecitazioni subite dalla struttura elastica, ma non per questo appaiono sovradimensionati per la struttura dissipativa. Infatti, nel caso plastico la sezione minima del profilo da utilizzare è legata proprio alla deformabilità in termini di spostamento orizzontale interpiano e complessivo.

Dimensionamento Pilastri SLV – (EL)								
Tipo	HEB 220		PROGETTO			DEFORMABILITÀ		
b	22	[cm]	$N_{pl, Rd}$	2384	[kN]	$L_1$	400	[cm]
h	22	[cm]	n	0,22	-	$L_2$	350	[cm]
$t_w$	0,95	[cm]	a	0,23	-	$\delta_1$	5,65	[mm]
$t_f$	1,60	[cm]	$M_{pl, Rd}$	216,6	[kN*m]	$\delta_2$	3,57	[mm]
r	1,80	[cm]	$M_{pl, N, Rd}$	189,4	[kN*m]	$(\delta/h)_{Max}$	0,33%	-
A	91,04	[cm <sup>2</sup> ]	$M_{sd} < M_{el, N, Rd}$		SI	$(\Delta/H)_{Max}$	0,2%	-
$A_v$	27,92	[cm <sup>2</sup> ]	STABILITÀ			$\delta_1/h_1$	0,14%	-
$J_y$	8091	[cm <sup>4</sup> ]	$L_0$	400	[cm]	$\delta_2/h_2$	0,10%	-
$W_{el, y}$	735,5	[cm <sup>3</sup> ]	$N_{Cr}$	10481	[kN]	$\Delta/H$	0,12%	-
$W_{pl, y}$	827	[cm <sup>3</sup> ]	$\lambda''$	0,49	-	VERIFICATO	SI	
$i_y$	9,43	[cm]	curva "b"	A	0,34			
$f_{yk}$	275	[MPa]	$\phi$	0,67	-			
$\gamma_{M0}$	1,05	-	$\chi$	0,889	-			
E	210000	[MPa]	$N_{b, Rd}$	2120	[kN]			
Classe profilo	1		$N_{sd} < N_{b, Rd}$		SI			

Tabella 4.8 - Dimensionamento delle colonne della struttura non dissipativa

Nel caso di struttura con comportamento duttile (DIS), devono essere necessariamente seguiti i criteri di progettazione sismica dettati dal legislatore nel capitolo 7 delle NTC 2018, sia in termini di determinazione dell'azione orizzontale, come visto in precedenza, sia in termini di verifica della risposta globale dei sistemi strutturali, legata in sostanza al comportamento di ciascun elemento. A tal proposito, è stato valutato il rispetto delle condizioni relative alla gerarchia delle resistenze, allo scopo di dimensionare correttamente gli elementi strutturali sismo resistenti, affinché possano sviluppare i meccanismi plastici previsti, quindi in maniera controllata. In un primo momento, le condizioni di gerarchia sono risultate soddisfatte, in quanto l'utilizzo di pilastri HEB 220 e di travi IPE 220 ha permesso di rispettare il rapporto di sovrarresistenza minimo stabilito dalla norma. Tuttavia, effettuando le verifiche sismiche attraverso l'utilizzo del software Sismicad, si è osservato che, per alcune combinazioni di carico relative allo SLV, nei nodi perimetrali situati sul lato lungo della costruzione, alla quota del primo livello, i momenti sollecitanti tra i due livelli risultano discordi, determinando, di fatto,

la necessità di considerare il momento resistente del pilastro del piano superiore alla stregua dei momenti resistenti delle travi convergenti nel nodo.

Dimensionamento Pilastri SLV – (DIS)								
Tipo	HEB 220		PROGETTO PIANO 1			STABILITÀ		
b	22	[cm]	$N_{pl,Rd}$	2384	[kN]	$L_0$	400	[cm]
h	22	[cm]	n	0,12	-	$N_{Cr}$	10481	[kN]
$t_w$	0,95	[cm]	a	0,23	-	$\lambda''$	0,49	-
$t_f$	1,60	[cm]	$M_{pl,Rd}$	<del>216,6</del>	[kN*m]	curva "b"	$\alpha$	0,34
r	1,80	[cm]	$M_{pl,N,Rd}$	<b>214,9</b>	[kN*m]	$\phi$	0,67	-
A	91,04	[cm <sup>2</sup> ]	$M_{sd} < M_{pl,N,Rd}$		<b>SI</b>	$\chi$	0,889	-
$A_V$	27,92	[cm <sup>2</sup> ]	PROGETTO PIANO 2			$N_{b,Rd}$	<b>2120</b>	[kN]
$J_y$	8091	[cm <sup>4</sup> ]	$N_{pl,Rd}$	2384	[kN]	$N_{sd} < N_{b,Rd}$	<b>SI</b>	
$W_{el,y}$	735,5	[cm <sup>3</sup> ]	n	0,04	-	DEFORMABILITÀ		
$W_{pl,y}$	827	[cm <sup>3</sup> ]	a	0,23	-	$L_1$	400	[cm]
$i_y$	9,43	[cm]	$M_{pl,Rd}$	<b>216,60</b>	[kN*m]	$L_2$	350	[cm]
$f_{yk}$	275	[MPa]	$M_{pl,N,Rd}$	<del>233,5</del>	[kN*m]	$\delta_1$	4,80	[mm]
$\gamma_{M0}$	1,05	-	$M_{sd} < M_{pl,N,Rd}$		<b>SI</b>	$\delta_2$	3,11	[mm]
E	210000	[MPa]				$(\delta/h)_{MAX}$	0,33%	-
Classe profilo	1					$(\Delta/H)_{MAX}$	0,20%	-
						$\delta_1/h_1$	0,12%	-
						$\delta_2/h_2$	0,09%	-
						$\Delta/H$	0,11%	-
						VERIFICATO	<b>SI</b>	-

Tabella 4.9 - Dimensionamento delle colonne della struttura non dissipativa

Effettuando l'equilibrio al nodo è subito chiaro come, in una condizione di questo tipo, i profili dei pilastri dei due livello debbano essere necessariamente diversi; pertanto, nel rispetto di quanto definito al §7.5.4.2 delle NTC 2018, le pilastrate di estremità dei telai orientati lungo l'asse X sono caratterizzate da profili HEB 260, nel primo tronco, e da profili HEB 200 nel secondo tronco che termina in copertura.

GERARCHIA DELLE RESISTENZE (DIS)					
Travi convergenti - PIANO 1 – IPE 220					
$M_{ed,G1}$	35,9	[kN*m]	$M_{ed,G2}$	35	[kN*m]
$M_{ed,E1}$	25,1	[kN*m]	$M_{ed,E2}$	24,1	[kN*m]
$M_{pl,Rd}$	74,75	[kN*m]	$M_{pl,Rd}$	74,75	[kN*m]
$\Omega_i$	1,38	-	$\Omega_i$	1,45	-
Valori parziali di domanda su colonne - PIANO 1					
$N_{ed,G}$	548,4	[kN]	$N_{ed,E}$	286,4	[kN]
$V_{ed,G}$	4	[kN]	$V_{ed,E}$	14,1	[kN]
$M_{ed,G}$	10,8	[kN*m]	$M_{ed,E}$	30,7	[kN*m]
Travi convergenti - PIANO 2 – IPE 220					
$M_{ed,G1}$	33,5	[kN*m]	$M_{ed,G2}$	32,2	[kN*m]
$M_{ed,E1}$	22,4	[kN*m]	$M_{ed,E2}$	21	[kN*m]
$M_{pl,Rd}$	74,75	[kN*m]	$M_{pl,Rd}$	74,75	[kN*m]
$\Omega_i$	1,56	-	$\Omega_i$	1,67	-
Valori parziali di domanda su colonne - PIANO 2					
$N_{ed,G}$	262,6	[kN]	$N_{ed,E}$	105,4	[kN]
$V_{ed,G}$	14	[kN]	$V_{ed,E}$	10,1	[kN]
$M_{ed,G}$	27,1	[kN*m]	$M_{ed,E}$	22,8	[kN*m]

Tabella 4.10 a) – Valori di domanda e capacità per la gerarchia delle resistenze, riferita alle pilastrate esterne dei telai in Y

VERIFICHE PIANO 1 – HEB 260							
Domanda			Capacità			Verifica	
$\Omega$	1,38	-	$N_{b,Rd}$	2859	[kN]	$N_{Ed} < N_{pl,Rd}$	SI
$N_{Ed}$	1093,00	[kN]	$V_{Rd}$	568	[kN]	$V_{Ed} < 0,5 V_{pl,Rd}$	SI
$V_{Ed}$	30,81	[kN]	$M_{c,pl,Rd}$	336	[kN*m]	$M_{Ed} < M_{pl,Rd}$	SI
$M_{Ed}$	69,18	[kN*m]	$\Sigma M_{b,pl,Rd}$	243	[kN*m]	$\Sigma M_{c,pl,Rd} \geq \gamma_{Rd} \Sigma M_{b,pl,Rd}$	SI
VERIFICHE PIANO 2 – HEB 200							
Domanda			Capacità			Verifica	
$\Omega$	1,56	-	$N_{b,Rd}$	1885	[kN]	$N_{Ed} < N_{pl,Rd}$	SI
$N_{Ed}$	489,06	[kN]	$V_{Rd}$	375	[kN]	$V_{Ed} < 0,5 V_{pl,Rd}$	SI
$V_{Ed}$	35,70	[kN]	$M_{c,pl,Rd}$	168	[kN*m]	$M_{Ed} < M_{pl,Rd}$	SI
$M_{Ed}$	76,09	[kN*m]	$\Sigma M_{b,pl,Rd}$	74,7	[kN*m]	$\Sigma M_{c,pl,Rd} \geq \gamma_{Rd} \Sigma M_{b,pl,Rd}$	SI

Tabella 4.10 - b) Verifica della gerarchia delle resistenze, riferita alle pilastrate esterne dei telai in Y

GERARCHIA DELLE RESISTENZE (DIS)					
Travi convergenti - PIANO 1 – IPE 220					
$M_{ed,G1}$	35,9	[kN*m]	$M_{ed,G2}$	35	[kN*m]
$M_{ed,E1}$	25,1	[kN*m]	$M_{ed,E2}$	24,1	[kN*m]
$M_{pl,Rd}$	74,75	[kN*m]	$M_{pl,Rd}$	74,75	[kN*m]
$\Omega_i$	1,38	-	$\Omega_i$	1,45	-
Valori parziali di domanda su colonne - PIANO 1					
$N_{ed,G}$	548,4	[kN]	$N_{ed,E}$	286,4	[kN]
$V_{ed,G}$	4	[kN]	$V_{ed,E}$	14,1	[kN]
$M_{ed,G}$	10,8	[kN*m]	$M_{ed,E}$	30,7	[kN*m]
Travi convergenti - PIANO 2 – IPE 220					
$M_{ed,G1}$	33,5	[kN*m]	$M_{ed,G2}$	32,2	[kN*m]
$M_{ed,E1}$	22,4	[kN*m]	$M_{ed,E2}$	21	[kN*m]
$M_{pl,Rd}$	74,75	[kN*m]	$M_{pl,Rd}$	74,75	[kN*m]
$\Omega_i$	1,56	-	$\Omega_i$	1,67	-
Valori parziali di domanda su colonne - PIANO 2					
$N_{ed,G}$	262,6	[kN]	$N_{ed,E}$	105,4	[kN]
$V_{ed,G}$	14	[kN]	$V_{ed,E}$	10,1	[kN]
$M_{ed,G}$	27,1	[kN*m]	$M_{ed,E}$	22,8	[kN*m]

Tabella 4.11 a) – Valori di domanda e capacità per la gerarchia delle resistenze, riferita alle pilastrate centrali dei telai in Y

VERIFICHE PIANO 1 – HEB 220							
Domanda			Capacità			Verifica	
$\Omega$	1,38	-	$N_{b,Rd}$	2120	[kN]	$N_{Ed} < N_{pl,Rd}$	SI
$N_{Ed}$	1093,00	[kN]	$V_{Rd}$	568	[kN]	$V_{Ed} < 0,5 V_{pl,Rd}$	SI
$V_{Ed}$	30,81	[kN]	$M_{c,pl,Rd}$	215	[kN*m]	$M_{Ed} < M_{pl,Rd}$	SI
$M_{Ed}$	69,18	[kN*m]	$\Sigma M_{b,pl,Rd}$	149,5	[kN*m]	$\Sigma M_{c,pl,Rd} \geq \gamma_{Rd} \Sigma M_{b,pl,Rd}$	SI
VERIFICHE PIANO 2 – HEB 220							
Domanda			Capacità			Verifica	
$\Omega$	1,56	-	$N_{b,Rd}$	2120	[kN]	$N_{Ed} < N_{pl,Rd}$	SI
$N_{Ed}$	489,06	[kN]	$V_{Rd}$	422	[kN]	$V_{Ed} < 0,5 V_{pl,Rd}$	SI
$V_{Ed}$	35,70	[kN]	$M_{c,pl,Rd}$	217	[kN*m]	$M_{Ed} < M_{pl,Rd}$	SI
$M_{Ed}$	76,09	[kN*m]	$\Sigma M_{b,pl,Rd}$	149,5	[kN*m]	$\Sigma M_{c,pl,Rd} \geq \gamma_{Rd} \Sigma M_{b,pl,Rd}$	SI

Tabella 4.11 b) - Verifica della gerarchia delle resistenze, riferita alle pilastrate centrali dei telai in Y

Infine, sono state dimensionate le membrature oblique destinate ad assorbire l'azione orizzontale lungo la direzione X, nella quale la resistenza offerta dai pilastri è quella relativa all'asse debole della sezione e dove, inoltre, i telai non hanno carattere di iperstaticità. Le sezioni minime dei controventi applicati nelle campate 2 e 4, ad entrambi i livelli, sono state

determinate con riferimento alle resistenze a trazione e a compressione offerte dalle stesse, che sono state confrontate con le sollecitazioni sismiche agenti allo SLV. Le sollecitazioni di trazione riportate nelle Tabelle 4.5 a) e b) prevedono che tutta la forza sismica sia assorbita dagli elementi tesi, trascurando il contributo resistente di quelli compressi. Viceversa, le sollecitazioni di compressione sono state valutate considerando il comportamento effettivo della struttura, quindi il contributo resistente degli elementi tesi, con lo scopo di verificare i profili schiacciati nei riguardi dei fenomeni di instabilità, senza ricadere in sovradimensionamenti inopportuni.

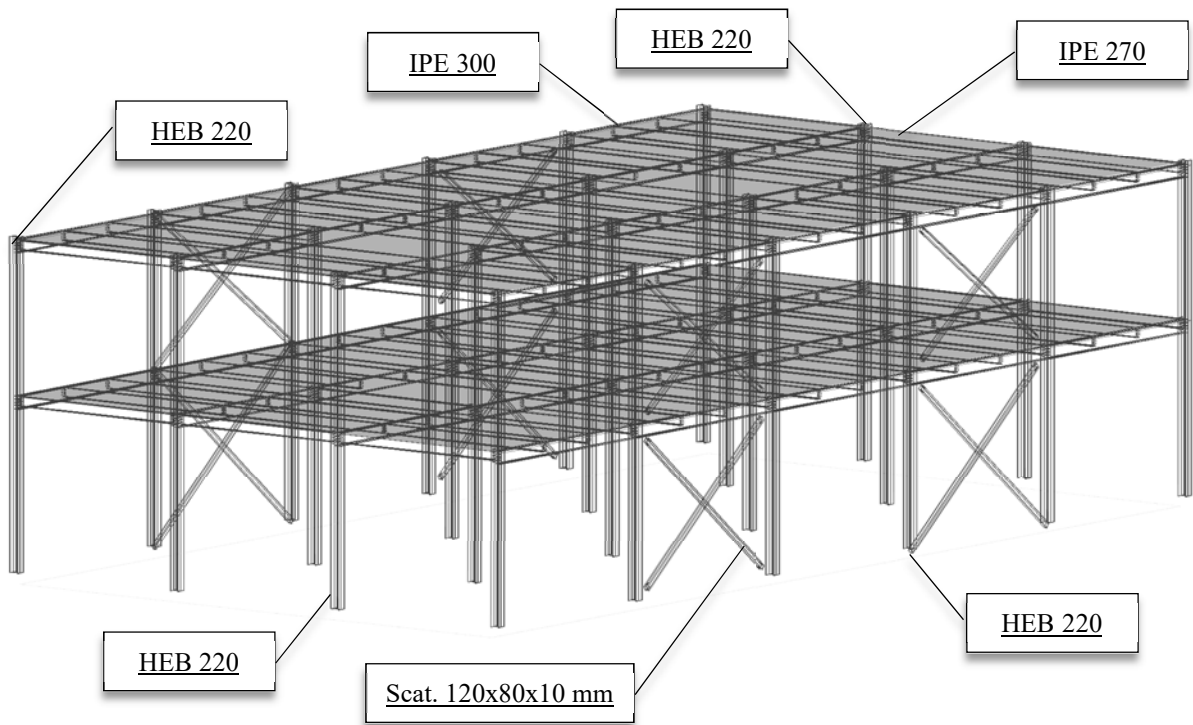
Dimensionamento Controventi SLV – (EL)					
Tipo	Profilo cavo rettangolare		PROGETTO		
b	8,00	[cm]	Resistenza a trazione		
h	12,00	[cm]	$N_{pl, Rd}$	<b>893</b>	[kN]
t	1,00	[cm]	$N_{sd} < N_{pl, Rd}$	<b>SI</b>	
A	34,11	[cm <sup>2</sup> ]	Stabilità a compressione		
J <sub>y</sub>	607	[cm <sup>4</sup> ]	L <sub>0</sub>	320	[cm]
f <sub>yk</sub>	275	[MPa]	N <sub>Cr</sub>	1227	[kN]
γ <sub>M0</sub>	1,05	-	λ''	0,87	-
E	210000	[MPa]	curva "c"	α	0,49
Classe profilo	1	φ	1,05	-	
		χ	0,616	-	
		$N_{b, Rd}$	<b>550</b>	[kN]	
		$N_{sd} < N_{b, Rd}$	<b>SI</b>		

Tabella 4.12 - a) Dimensionamento dei controventi utilizzati nella struttura non dissipativa

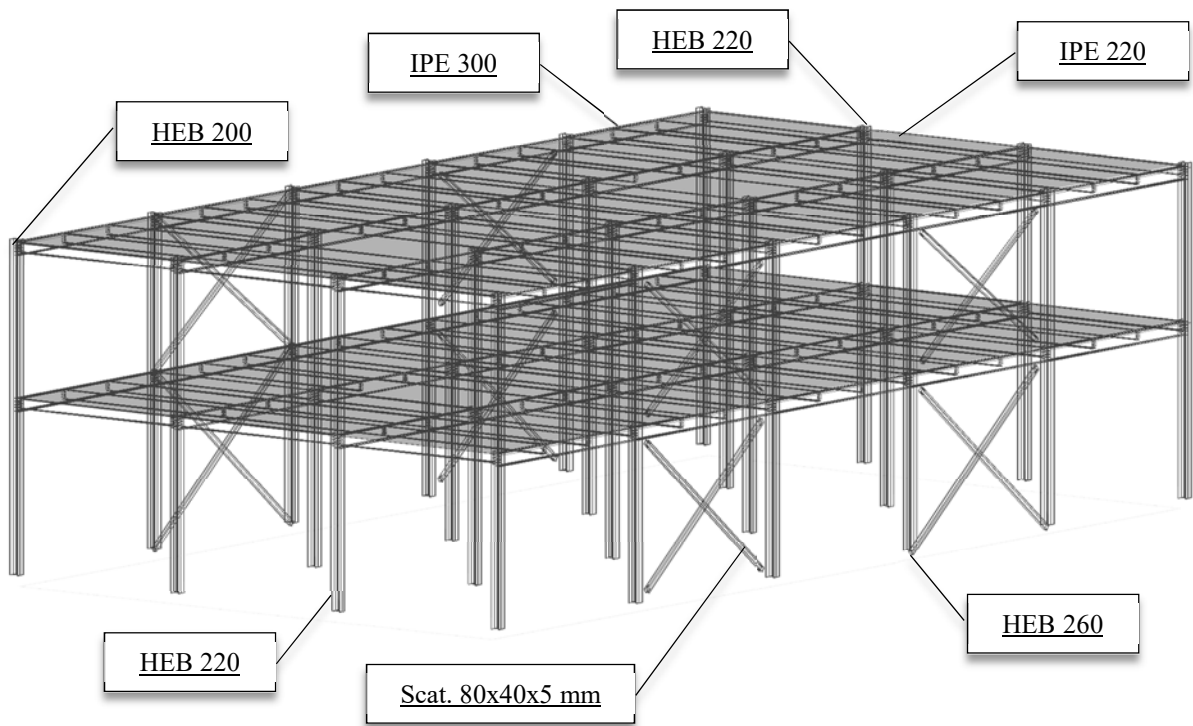
Dimensionamento Controventi SLV – (DIS)					
Tipo	Profilo cavo rettangolare		PROGETTO		
b	4,00	[cm]	Resistenza a trazione		
h	8,00	[cm]	$N_{pl, Rd}$	<b>278</b>	[kN]
t	0,50	[cm]	$N_{sd} < N_{pl, Rd}$	<b>SI</b>	
A	10,61	[cm <sup>2</sup> ]	Stabilità a compressione		
J <sub>y</sub>	217	[cm <sup>4</sup> ]	L <sub>0</sub>	320	[cm]
f <sub>yk</sub>	275	[MPa]	N <sub>Cr</sub>	439	[kN]
γ <sub>M0</sub>	1,05	-	λ''	0,82	-
E	210000	[MPa]	curva "c"	α	0,49
Classe profilo	1	φ	0,98	-	
		χ	0,652	-	
		$N_{b, Rd}$	<b>181</b>	[kN]	
		$N_{sd} < N_{b, Rd}$	<b>SI</b>		

Tabella 4.12 - b) Dimensionamento dei controventi utilizzati nella struttura dissipativa

Al fine di non incorrere in risposte flessionali differenziate lungo gli impalcati di piano, dovuti alla variazione delle travi che supportano il loro peso, in entrambi i modelli di calcolo (EL, DIS) sono state adottate travi caratterizzate dalla stessa sezione, anche se interessate da uno schema statico diverso. In tal senso, nel caso di struttura elastica si è optato per l'utilizzo di travi IPE 270 ad entrambi i livelli, mentre nella struttura dissipativa la soletta mista in C.A è ubicata su elementi IPE 220. In ogni caso, le travi isostatiche disposte lungo la direzione Y sono invece realizzate con profili IPE 300. I profili selezionati per ricoprire i ruoli strutturali descritti, contestualmente all'esecuzione delle verifiche di resistenza riassunte dalle precedenti tabelle, sono stati classificati secondo le metodologie descritte al §3.2. La definizione della classe di duttilità di appartenenza è stata effettuata sia in condizioni ordinarie, sia in condizioni di incendio, in quanto si è visto come i fenomeni di instabilità locale sull'elemento possano essere incrementati con l'aumento delle temperature all'interno della sezione. Si riassumono di seguito i criteri di classificazione (Tabella 4.13) e le classificazioni ottenute per i tutti i profili utilizzati nell'ambito di entrambi gli approcci progettuali posti in essere (Tabelle 4.14, 4.15 e 4.16), osservando che per il caso specifico si è partiti da profili in classe 1 e che non vi sono stati declassamenti provocati dalla presenza di incendio.



*Figura 4.8 – Telaio spaziale della struttura non dissipativa (EL), con indicazioni in merito agli elementi strutturali utilizzati*



*Figura 4.9 – Telaio spaziale della struttura dissipativa (DIS), con indicazioni in merito agli elementi strutturali utilizzati*



Classificazione delle sezioni					
Anima del profilo (parte interna)			Ali del profilo (piattabande)		
Classe	Flessione	Compressione	Classe	Compressione	Pressoflessione
1	$c/t \leq 72 \epsilon$	$c/t \leq 33 \epsilon$	1	$c/t \leq 9 \epsilon$	$c/t \leq 9 \epsilon/\alpha$
2	$c/t \leq 83 \epsilon$	$c/t \leq 38 \epsilon$	2	$c/t \leq 10 \epsilon$	$c/t \leq 10 \epsilon/\alpha$
3	$c/t \leq 124 \epsilon$	$c/t \leq 42 \epsilon$	3	$c/t \leq 14 \epsilon$	$c/t \leq 21 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$
Tipologia di acciaio			Classificazione a freddo		
			$\epsilon$	0,92	[-]
Classe di resistenza		S 275	Classificazione a caldo		
$f_{yk}$	275	[MPa]	$\epsilon_{(\theta)}$	0,79	[-]

Tabella 4.13 - Criteri per la classificazione delle sezioni

TRAVE		IPE 270	TRAVE		IPE 220	TRAVE		IPE 300
b	135	[mm]	b	110	[mm]	b	160	[mm]
h	270	[mm]	h	220	[mm]	h	330	[mm]
$t_w$	6,6	[mm]	$t_w$	5,9	[mm]	$t_w$	7,5	[mm]
$t_f$	10,2	[mm]	$t_f$	9,2	[mm]	$t_f$	11,5	[mm]
r	15,0	[mm]	r	12,0	[mm]	r	18,0	[mm]
$(c/t)_{ANIMA}$	33,3	[-]	$(c/t)_{ANIMA}$	30,1	[-]	$(c/t)_{ANIMA}$	36,1	[-]
$(c/t)_{ALA}$	5,1	[-]	$(c/t)_{ALA}$	4,7	[-]	$(c/t)_{ALA}$	5,4	[-]
<b>A freddo</b>		<u>CLASSE 1</u>	<b>A freddo</b>		<u>CLASSE 1</u>	<b>A freddo</b>		<u>CLASSE 1</u>
Anima	$c/t \leq 72 \epsilon$	SI	Anima	$c/t \leq 72 \epsilon$	SI	Anima	$c/t \leq 72 \epsilon$	SI
Ala	$c/t \leq 9 \epsilon$	SI	Ala	$c/t \leq 9 \epsilon$	SI	Ala	$c/t \leq 9 \epsilon$	SI
<b>A caldo</b>		<u>CLASSE 1</u>	<b>A caldo</b>		<u>CLASSE 1</u>	<b>A caldo</b>		<u>CLASSE 1</u>
Anima	$c/t \leq 72 \epsilon_{(\theta)}$	SI	Anima	$c/t \leq 72 \epsilon_{(\theta)}$	SI	Anima	$c/t \leq 72 \epsilon_{(\theta)}$	SI
Ala	$c/t \leq 9 \epsilon_{(\theta)}$	SI	Ala	$c/t \leq 9 \epsilon_{(\theta)}$	SI	Ala	$c/t \leq 9 \epsilon_{(\theta)}$	SI

Tabella 4.14 - Classificazione dei profili utilizzati come travi

PILASTRO		HEB 220	PILASTRO		HEB 260	PILASTRO		HEB 200
b	220	[mm]	b	260	[mm]	b	200	[mm]
h	220	[mm]	h	260	[mm]	h	200	[mm]
$t_w$	9,5	[mm]	$t_w$	10,0	[mm]	$t_w$	9,0	[mm]
$t_f$	16,0	[mm]	$t_f$	17,5	[mm]	$t_f$	15,0	[mm]
r	18,0	[mm]	r	24,0	[mm]	r	18,0	[mm]
$(c/t)_{ANIMA}$	16,0	[-]	$(c/t)_{ANIMA}$	17,7	[-]	$(c/t)_{ANIMA}$	14,9	[-]
$(c/t)_{ALA}$	5,8	[-]	$(c/t)_{ALA}$	6,1	[-]	$(c/t)_{ALA}$	5,5	[-]
<b>A freddo</b>		<u>CLASSE 1</u>	<b>A freddo</b>		<u>CLASSE 1</u>	<b>A freddo</b>		<u>CLASSE 1</u>
Anima	$c/t \leq 33 \epsilon$	SI	Anima	$c/t \leq 33 \epsilon$	SI	Anima	$c/t \leq 33 \epsilon$	SI
Ala	$c/t \leq 9 \epsilon$	SI	Ala	$c/t \leq 9 \epsilon$	SI	Ala	$c/t \leq 9 \epsilon$	SI
<b>A caldo</b>		<u>CLASSE 1</u>	<b>A caldo</b>		<u>CLASSE 1</u>	<b>A caldo</b>		<u>CLASSE 1</u>
Anima	$c/t \leq 33 \epsilon_{(\theta)}$	SI	Anima	$c/t \leq 33 \epsilon_{(\theta)}$	SI	Anima	$c/t \leq 33 \epsilon_{(\theta)}$	SI
Ala	$c/t \leq 9 \epsilon_{(\theta)}$	SI	Ala	$c/t \leq 9 \epsilon_{(\theta)}$	SI	Ala	$c/t \leq 9 \epsilon_{(\theta)}$	SI

Tabella 4.15 - Classificazione dei profili utilizzati come pilastri

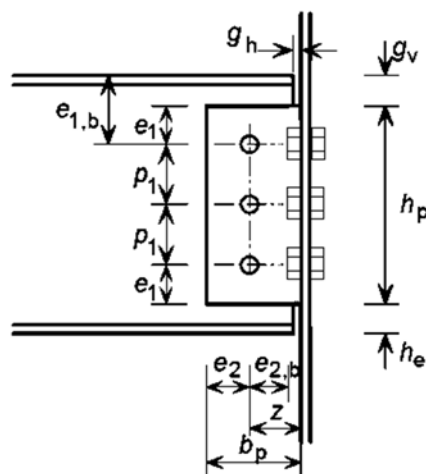
CONTROVENTO – (EL)		80X120X10	CONTROVENTO – (DIS)		40X80X5
b	80	[mm]	b	40	[mm]
h	120	[mm]	h	80	[mm]
t	10	[mm]	$t_w$	10	[mm]
$(c/t)_{ANIMA}$	10	[-]	$(c/t)_{ANIMA}$	6	[-]
<b>A freddo</b>		<u>CLASSE 1</u>	<b>A freddo</b>		<u>CLASSE 1</u>
$c/t \leq 33 \epsilon$		SI	$c/t \leq 33 \epsilon$		SI
<b>A caldo</b>		<u>CLASSE 1</u>	<b>A caldo</b>		<u>CLASSE 1</u>
$c/t \leq 33 \epsilon_{(\theta)}$		SI	$c/t \leq 33 \epsilon_{(\theta)}$		SI

Tabella 4.16 - Classificazione dei profili utilizzati come controventi

#### 4.2.2 Collegamenti resistenti a taglio

Definito l'insieme degli elementi che andranno a comporre la struttura intelaiata, si è proceduto dunque alla progettazione delle connessioni tra i vari elementi, realizzate mediante bullonatura. In particolare, per ciascun modello strutturale da indagare sono state progettate due tipologie di connessioni a taglio applicate agli elementi isostatici presenti, una prima per l'unione trave-trave e una seconda per l'unione trave-colonna. Per collegamenti di questo tipo si utilizzano squadrette a L imbullonate sulle anime dei profili, le cui caratteristiche geometriche variano in funzione degli elementi interessati, costituite con acciaio strutturale S 275, come quello utilizzato per le membrature. Per le connessioni di questo tipo, al fine di non indebolire troppo la sezione trasversale delle colonne mediante i fori per l'ubicazione dei bulloni, è possibile pensare di introdurre delle piastre saldate tra le ali del profilo, simili a quelle utilizzate per la realizzazione degli irrigidimenti nelle connessioni progettate per resistere a momento flettente. In tale caso, saranno le piastre ad ospitare i bulloni che assicureranno l'unione tra gli elementi colonna e trave.

Per quanto concerne i bulloni utilizzati, essi hanno invece un diametro di 16 mm e appartengono alla classe di resistenza 8.8, che indica una resistenza allo snervamento pari a 640 MPa ed una resistenza a rottura pari a 800 MPa. Nelle Tabelle 4.17, 4.19 e 4.21 si elencano le caratteristiche geometriche e meccaniche necessarie per le verifiche di resistenza a taglio dei collegamenti in oggetto, con riferimento alla simbologia descritta dalla Figura 4.10. Considerando i possibili meccanismi di collasso descritti nel §3.3, sia dal lato dell'elemento portato (S1) e dal lato dell'elemento portante (S2), la resistenza del collegamento è data dalla minore delle singole resistenze, come è possibile osservare dalle Tabelle 4.18, 4.20 e 4.22, riferite, rispettivamente, ai giunti tra le travi IPE 270 e le IPE 300 della struttura elastica (EL), quelli tra le travi IPE 220 e le IPE 300 della struttura dissipativa (DIS) e quelli tra le IPE 300 e le colonne con sezione di tipo HEB, utilizzati in entrambe le tipologie di struttura.



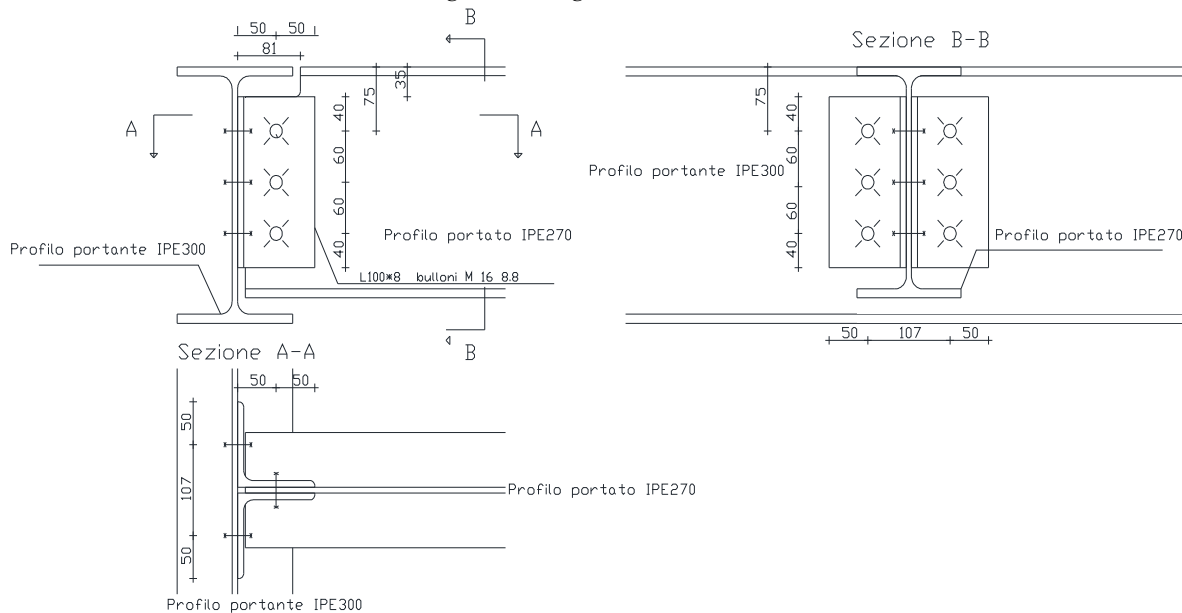
**Figura 4.10** – Caratterizzazione geometrica dei collegamenti a taglio realizzati con squadrette d'anima

COLLEGAMENTO A TAGLIO TRAVE – TRAVE – (EL)												
Bulloni su IPE 270			8.8 - M16		Bulloni su IPE 300			8.8 - M16		Squadrette		100x100x8
$d_{sb}$	16	[mm]	$d_{ss}$	16	[mm]	$h_{c,max}$	219,60	[mm]				
$d_{0,sb}$	18	[mm]	$d_{0,ss}$	18	[mm]	$h_c$	180,00	[mm]				
$n_b$	3	-	$n_s$	3	-	$t_c$	8,0	[mm]				
$n_{1b}$	3	-	$n_{1s}$	3	-	$B_c$	100	[mm]				
$n_{2b}$	1	-	$n_{2s}$	1	-	$f_{u,c}$	430	[MPa]				
$A_{sb}$	201	[mm <sup>2</sup> ]	$A_{ss}$	201	[mm <sup>2</sup> ]	$f_{y,c}$	275	[MPa]				
$A_{s,sb}$	157	[mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,ss}$	157	[mm <sup>2</sup> ]							
$e_{1b}$	40	[mm]	$e_{1s}$	40	[mm]							
$p_{1b}$	60	[mm]	$p_{1s}$	60	[mm]							
$e_{2b}$	30	[mm]	$e_{2s}$	30	[mm]							
$e_{2bc}$	50	[mm]	$e_{2sc}$	50	[mm]							
$e_{2bb}$	40	[mm]	$z_s$	73,30	[mm]							
$g_h$	10	[mm]	$f_{yb}$	640	[MPa]							
$g_v$	40	[mm]	$f_{ub}$	800	[MPa]							
$h_e$	40	[mm]										
$z_b$	50	[mm]										
$f_{yb}$	640	[MPa]										
$f_{ub}$	800	[MPa]										

**Tabella 4.17** – Caratteristiche geometriche e meccaniche delle componenti del collegamento a taglio tra la trave IPE 270 e la trave IPE 300

RESISTENZA DEL COLLEGAMENTO IPE 270-IPE 300										
S1	$V_{Rd,1}$	289	[kN]	S2	$V_{Rd,12}$	371	[kN]	VERIFICA		
	$V_{Rd,2}$	252	[kN]		$V_{Rd,13}$	245	[kN]	$V_{Sd}$	46,9	[kN]
	$V_{Rd,3}$	343	[kN]		$V_{Rd,14}$	343	[kN]	$V_{Rd}$	100	[kN]
	$V_{Rd,4}$	400	[kN]		$V_{Rd,15}$	400	[kN]	$V_{Sd} \leq V_{Rd}$		SI
	$V_{Rd,5}$	288	[kN]		$V_{Rd,16}$	288	[kN]	ROTTURE FRAGILI		
	$V_{Rd,6}$	$\infty$	[kN]		$V_{Rd,17}$	309	[kN]	Bulloni elemento portato		NO
	$V_{Rd,7}$	126	[kN]		$V_{Rd,18}$	470	[kN]	Bulloni elemento portante		NO
	$V_{Rd,8}$	433	[kN]		RESISTENZA AL TAGLIO DEL COLLEGAMENTO					
	$V_{Rd,9}$	593	[kN]							
	$V_{Rd,10}$	150	[kN]	$V_{Rd}$	100	[kN]				
	$V_{Rd,11}$	100	[kN]							

**Tabella 4.18** – Resistenza a taglio del collegamento tra la trave IPE 270 e la trave IPE 300



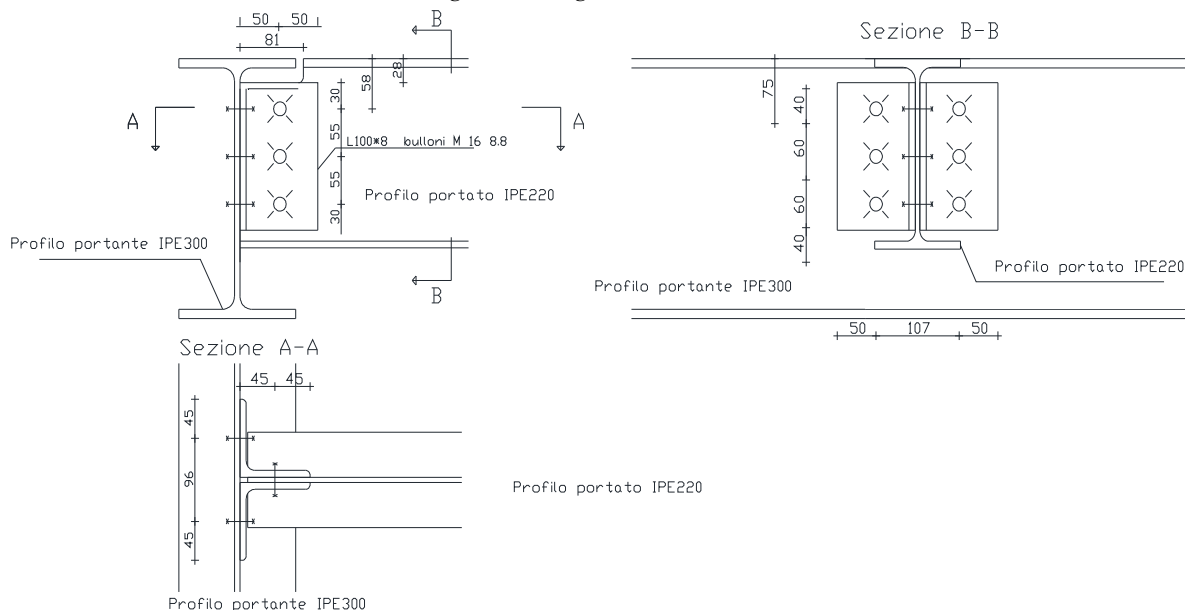
**Figura 4.11** – Collegamento trave-trave a taglio nella struttura non dissipativa (EL)

COLLEGAMENTO A TAGLIO TRAVE – TRAVE – (DIS)									
Bulloni su IPE 220			8.8 - M16		Bulloni su IPE 300			8.8 - M16	
$d_{sb}$	16	[mm]	$d_{ss}$	16	[mm]	$h_{c,max}$	177,60	[mm]	
$d_{0,sb}$	18	[mm]	$d_{0,ss}$	18	[mm]	$h_c$	170,00	[mm]	
$n_b$	3	-	$n_s$	3	-	$t_c$	8,0	[mm]	
$n_{1b}$	3	-	$n_{1s}$	3	-	$B_c$	100	[mm]	
$n_{2b}$	1	-	$n_{2s}$	1	-	$f_{u,c}$	430	[MPa]	
$A_{sb}$	201	[mm <sup>2</sup> ]	$A_{ss}$	201	[mm <sup>2</sup> ]	$f_{y,c}$	275	[MPa]	
$A_{s,sb}$	157	[mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,ss}$	157	[mm <sup>2</sup> ]				
$e_{1b}$	30	[mm]	$e_{1s}$	30	[mm]				
$p_{1b}$	55	[mm]	$p_{1s}$	55	[mm]				
$e_{2b}$	30	[mm]	$e_{2s}$	30	[mm]				
$e_{2bc}$	50	[mm]	$e_{2sc}$	50	[mm]				
$e_{2bb}$	40	[mm]	$z_s$	52,95	[mm]				
$g_h$	10	[mm]	$f_{yb}$	640	[MPa]				
$g_v$	40	[mm]	$f_{ub}$	800	[MPa]				
$h_e$	40	[mm]							
$z_b$	50	[mm]							
$f_{yb}$	640	[MPa]							
$f_{ub}$	800	[MPa]							

**Tabella 4.19** – Caratteristiche geometriche e meccaniche delle componenti del collegamento a taglio tra la trave IPE 220 e la trave IPE 300

RESISTENZA DEL COLLEGAMENTO IPE 220-IPE 300										
S1	$V_{Rd,1}$	274	[kN]	S2	$V_{Rd,12}$	371	[kN]	VERIFICA		
	$V_{Rd,2}$	217	[kN]		$V_{Rd,13}$	183	[kN]	$V_{Sd}$	45,9	[kN]
	$V_{Rd,3}$	324	[kN]		$V_{Rd,14}$	324	[kN]	$V_{Rd}$	82	[kN]
	$V_{Rd,4}$	369	[kN]		$V_{Rd,15}$	369	[kN]	$V_{Sd} \leq V_{Rd}$		SI
	$V_{Rd,5}$	288	[kN]		$V_{Rd,16}$	288	[kN]	ROTTURE FRAGILI		
	$V_{Rd,6}$	$\infty$	[kN]		$V_{Rd,17}$	381	[kN]	Bulloni elemento portato	NO	
	$V_{Rd,7}$	95	[kN]		$V_{Rd,18}$	419	[kN]	Bulloni elemento portante	NO	
	$V_{Rd,8}$	314	[kN]		RESISTENZA AL TAGLIO DEL COLLEGAMENTO					
	$V_{Rd,9}$	429	[kN]	$V_{Rd}$	82	[kN]				
	$V_{Rd,10}$	116	[kN]							
	$V_{Rd,11}$	82	[kN]							

**Tabella 4.20** – Resistenza a taglio del collegamento tra la trave IPE 220 e la trave IPE 300



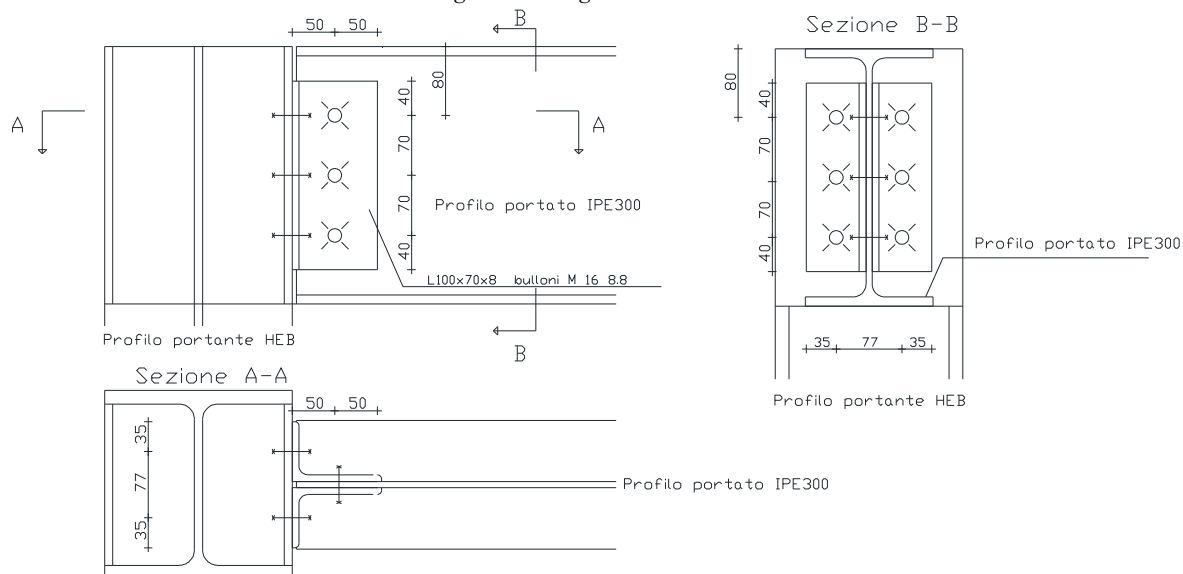
**Figura 4.11** – Collegamento trave-trave a taglio nella struttura dissipativa (DIS)

COLLEGAMENTO A TAGLIO TRAVE – COLONNA – (EL, DIS)								
Bulloni su IPE 300		8.8 - M16	Bulloni su HEB		8.8 - M16	Squadrette		100x70x8
$d_{sb}$	16	[mm]	$d_{ss}$	16	[mm]	$h_{c,max}$	248,60	[mm]
$d_{0,sb}$	18	[mm]	$d_{0,ss}$	18	[mm]	$h_c$	240,00	[mm]
$n_b$	3	-	$n_s$	3	-	$t_c$	8,0	[mm]
$n_{1b}$	3	-	$n_{1s}$	3	-	$B_{cb}$	100	[mm]
$n_{2b}$	1	-	$n_{2s}$	1	-	$B_{cs}$	60	[mm]
$A_{sb}$	201	[mm <sup>2</sup> ]	$A_{ss}$	201	[mm <sup>2</sup> ]	$f_{u,c}$	430	[MPa]
$A_{s,sb}$	157	[mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,ss}$	157	[mm <sup>2</sup> ]			
$e_{1b}$	40	[mm]	$e_{1s}$	40	[mm]			
$p_{1b}$	70	[mm]	$p_{1s}$	70	[mm]			
$e_{2b}$	40	[mm]	$e_{2s}$	30	[mm]			
$e_{2bc}$	60	[mm]	$e_{2sc}$	30	[mm]			
$e_{2bb}$	50	[mm]	$z_s$	33,55	[mm]			
$g_h$	10	[mm]	$f_{yb}$	640	[MPa]			
$g_v$	30	[mm]	$f_{ub}$	800	[MPa]			
$h_e$	30	[mm]						
$z_b$	60	[mm]						
$f_{yb}$	640	[MPa]						
$f_{ub}$	800	[MPa]						

**Tabella 4.21** – Caratteristiche geometriche e meccaniche delle componenti del collegamento a taglio tra la trave IPE 300 e la colonna HEB

RESISTENZA DEL COLLEGAMENTO IPE 300-HEB 220 (HEB 200, HEB 260)										
S1	$V_{Rd,1}$	284	[kN]	S2	$V_{Rd,12}$	371	[kN]	VERIFICA		
	$V_{Rd,2}$	300	[kN]		$V_{Rd,13}$	245	[kN]	$V_{Sd}$	95,2	[kN]
	$V_{Rd,3}$	457	[kN]		$V_{Rd,14}$	457	[kN]	$V_{Rd}$	131	[kN]
	$V_{Rd,4}$	591	[kN]		$V_{Rd,15}$	591	[kN]	$V_{Sd} \leq V_{Rd}$		SI
	$V_{Rd,5}$	460	[kN]		$V_{Rd,16}$	433	[kN]	ROTTURE FRAGILI		
	$V_{Rd,6}$	$\infty$	[kN]		$V_{Rd,17}$	$\infty$	[kN]	Bulloni elemento portato		NO
	$V_{Rd,7}$	151	[kN]		$V_{Rd,18}$	730	[kN]	Bulloni elemento portante		NO
	$V_{Rd,8}$	513	[kN]		RESISTENZA AL TAGLIO DEL COLLEGAMENTO					
	$V_{Rd,9}$	702	[kN]							
	$V_{Rd,10}$	195	[kN]	$V_{Rd}$	131	[kN]				
	$V_{Rd,11}$	131	[kN]							

**Tabella 4.22** – Resistenza a taglio del collegamento tra la trave IPE 300 e la colonna HEB



**Figura 4.13** – Collegamento trave-colonna a taglio nelle strutture non dissipativa (EL) e dissipativa (DIS)

Ulteriori collegamenti a taglio sono stati adottati per l'unione dei controventi alle estremità dei pilastri, in corrispondenza delle quali sono saldate delle opportune piastre che permettono l'ancoraggio delle aste oblique mediante bullonatura. Il sistema di connessione utilizzato è descritto dalle Figure 4.14 e 4.15, relative al caso elastico (EL) ed al caso duttile (DIS), rispettivamente, nelle quali si nota che anche i profili utilizzati come controventi sono dotati di una piastra di estremità saldata in officina preventivamente progettata. Le sollecitazioni che tali collegamenti sono chiamati a sopportare sono azioni assiali riferite alle membrature, ma che di fatto sono analoghe a sforzi di taglio al livello del collegamento, la cui resistenza è stata quindi valutata nei confronti dei meccanismi che possono svilupparsi in tale contesto. Nelle seguenti tabelle sono riassunte le verifiche di resistenza effettate a riguardo, per entrambe le sezioni utilizzate come controventi nelle due tipologie strutturali progettate.

Caratteristiche dei controventi scatolari della struttura elastica								
Sezione		120x80x10	Bulloni scatolare		8.8 – M24	Geometria		
b	12,00	[cm]	d <sub>sb</sub>	24	[mm]	e <sub>1</sub>	50	[mm]
h	8,00	[cm]	d <sub>0,sb</sub>	26	[mm]	p <sub>1</sub>	80	[mm]
t <sub>w,b1</sub>	1,00	[cm]	n <sub>b</sub>	8	-	e <sub>2</sub>	100	[mm]
A	34,11	[cm <sup>2</sup> ]	n <sub>1b</sub>	4	-	p <sub>2</sub>	80	[mm]
Flangia			n <sub>2b</sub>	2	-	f <sub>yb</sub>	640	[MPa]
t <sub>w</sub>	2,4	[cm]	A <sub>sb</sub>	452	[mm <sup>2</sup> ]	f <sub>ub</sub>	800	[MPa]
			A <sub>s,sb</sub>	353	[mm <sup>2</sup> ]	l <sub>p,b</sub>	76800	[mm <sup>4</sup> ]

Resistenza al taglio del collegamento			
MODALITÀ DI COLLASSO			
S1	V <sub>Rd,1</sub>	1084	[kN]
	V <sub>Rd,7</sub>	910	[kN]
V <sub>Rd</sub>	909,9		[kN]
ROTTURE FRAGILI			
Bulloni lato elemento portato			NO
VERIFICA			
V <sub>Sd</sub>	805,1	[kN]	
V <sub>Rd</sub>	910	[kN]	
<b>V<sub>Sd</sub> ≤ V<sub>Rd</sub></b>		<b>SI</b>	

Tabella 4.23 – Resistenza a taglio del collegamento colonna-controvento nella struttura non dissipativa (EL)

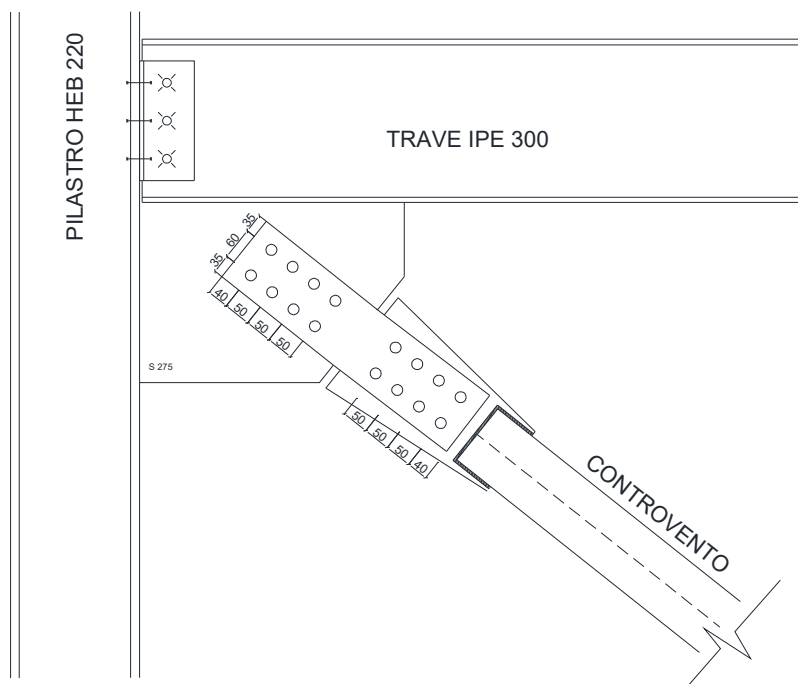


Figura 4.14 – Collegamento colonna-controvento nella struttura non dissipativa (EL)

Caratteristiche dei controventi scatolari della struttura dissipativa									Resistenza al taglio del collegamento						
Sezione		120x80x10	Bulloni scatolare		8.8 – M20	Geometria			MODALITÀ DI COLLASSO						
b	8,00	[cm]	d <sub>sb</sub>	20	[mm]	e <sub>1</sub>	50	[mm]	S1	V <sub>Rd,1</sub>	376	[kN]	V <sub>Rd</sub>	336,6	[kN]
h	4,00	[cm]	d <sub>0,sb</sub>	22	[mm]	p <sub>1</sub>	80	[mm]		V <sub>Rd,7</sub>	336,7	[kN]			
t <sub>w,b1</sub>	0,50	[cm]	n <sub>b</sub>	4	-	e <sub>2</sub>	100	[mm]	ROTTURE FRAGILI						
A	10,61	[cm <sup>2</sup> ]	n <sub>1b</sub>	2	-	p <sub>2</sub>	80	[mm]	Bulloni lato elemento portato		NO				
Flangia			n <sub>2b</sub>	2	-	f <sub>yb</sub>	640	[MPa]	VERIFICA						
t <sub>w</sub>	1,0	[cm]	A <sub>sb</sub>	314	[mm <sup>2</sup> ]	f <sub>ub</sub>	800	[MPa]	V <sub>Sd</sub>	233,5	[kN]				
			A <sub>S,sb</sub>	245	[mm <sup>2</sup> ]	l <sub>p,b</sub>	12800	[mm <sup>4</sup> ]	V <sub>Rd</sub>	336,7	[kN]				
									V <sub>Sd</sub> ≤ V <sub>Rd</sub>		SI				

Tabella 4.24 – Resistenza a taglio del collegamento colonna-controvento nella struttura dissipativa (DIS)

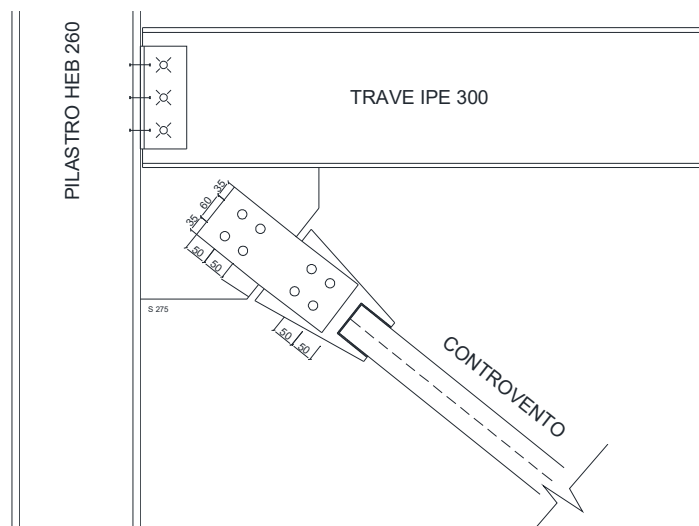


Figura 4.15 – Collegamento colonna-controvento nella struttura dissipativa (DIS)

### 4.2.3 Collegamenti resistenti a flessione

I collegamenti progettati nei confronti delle sollecitazioni flessionali assicurano un comportamento d'insieme tra gli elementi inclusi nei telai disposti lungo il lato corto dell'edificio (asse Y), permettendo agli stessi di offrire una sufficiente resistenza all'azione orizzontale indotta dal sisma. Il comportamento di tali connessioni si presume elastico in ogni situazione, sia nel caso della struttura interamente progettata per mantenere le sue condizioni di elasticità anche in caso in cui si verifichi un sisma non superiore di quello di progetto, sia nel caso di struttura duttile, destinata a subire plasticizzazioni locali per favorire la dissipazione dell'energia indotta dal terremoto. In quest'ultimo caso, la localizzazione delle cerniere plastiche è prevista proprio in prossimità dei collegamenti, ma al livello delle membrature, dove i momenti sollecitanti corrispondenti alle relative combinazioni di carico risultano più elevati. Per realizzare questa tipologia di connessione sono state utilizzate delle flange di estremità, sporgenti rispetto alle travi, saldate in testa alle stesse e connesse alle colonne mediante

bullonatura, dotate inoltre di rinforzi costituiti da una piastra di spessore paragonabile a quello delle ali e delle anime dei profili, saldata nella zona inferiore della membratura portata. Ulteriori rinforzi sono stati previsti in corrispondenza dell'anima della colonna interessata, in quanto dalle verifiche eseguite è risultato necessario introdurre irrigidimenti atti ad evitare fenomeni di plasticizzazione locali, che in tali punti devono essere evitati in qualsiasi circostanza. La fase di progettazione ha condotto infine alla classificazione dei collegamenti in funzione delle proprietà di resistenza e rigidezza, già discusse in precedenza, con lo scopo di determinarne la duttilità complessiva, sia con riferimento alle condizioni ordinarie, sia in condizioni di incendio, per le quali si rimanda tuttavia ai paragrafi successivi.

Le resistenze minime da garantire per ogni collegamento da inserire nelle diverse tipologie di struttura devono riferirsi alle caratteristiche di sollecitazione agenti sulle travi iperstatiche inserite nei telai, riassunte nelle tabelle 4.5 a) e b). Relativamente alle resistenze flessionali, il valore totale è stato determinato partendo dai contributi resistenti delle singole componenti del collegamento, valutati in corrispondenza di ciascuna riga di bulloni disposti nella zona di trazione del collegamento. In particolare, come esposto nel precedente capitolo, le componenti interessate sono le seguenti, che di fatto costituiscono gli elementi a T attraverso cui viene studiato il comportamento del collegamento:

- Flangia (o ala) della colonna in flessione;
- Anima della colonna in flessione;
- Flangia (o ala) della trave in flessione;
- Anima della trave in trazione.

Garantito il raggiungimento della minima capacità a flessione richiesta al collegamento, sono state effettuate le ulteriori verifiche nei confronti delle azioni che coinvolgono le restanti componenti del collegamento:

- Anima della colonna in trazione, compressione trasversale e taglio;
- Anima della trave in compressione trasversale.

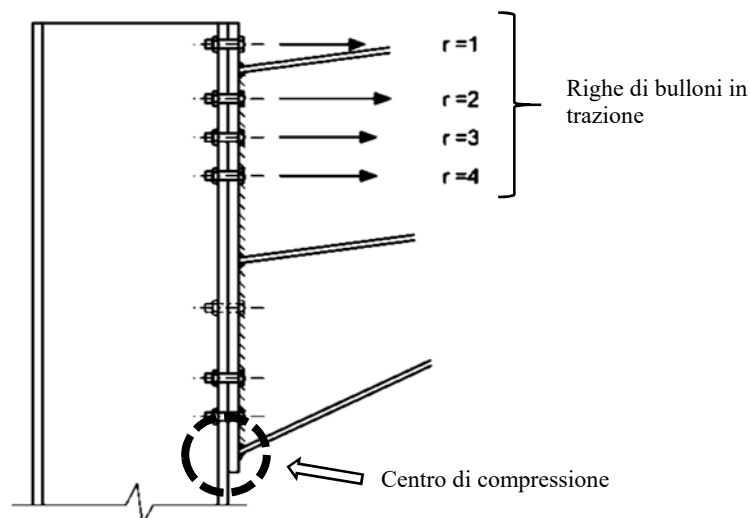


Figura 4.16 – Schema progettuale di un collegamento a momento



Partendo dalla struttura non dissipativa, caratterizzata da membrature inflesse del tipo IPE 270, si riportano in Tabella 4.25 le principali informazioni necessarie per ripercorrere il processo di calcolo che ha condotto alla progettazione dei collegamenti flangiati e bullonati. In secondo luogo, dopo aver mostrato il processo adottato nel caso dissipativo, si procederà con la classificazione dei collegamenti progettati, con lo scopo di confrontare i risultati ottenuti nei due diversi casi applicativi.

COLLEGAMENTO A FLESSIONE TRAVE IPE 270 - PILASTRO HEB 220											
Elem portato		IPE 270	Elem portante		HEB 220	Bulloni tesi su HEB 220		10.9 – M20	Flangia TRAVE		
b	13,50	[cm]	b	22,00	[cm]	d <sub>ss</sub>	20	[mm]	Riga esterna alla flangia		
h	27,00	[cm]	h	22,00	[cm]	d <sub>0,ss</sub>	22	[mm]	m <sub>x,p</sub>	24,34	[mm]
t <sub>w,b</sub>	0,66	[cm]	t <sub>w,c</sub>	0,95	[cm]	n <sub>s</sub>	4	-	e <sub>x,p,min</sub>	50	[mm]
t <sub>f,b</sub>	1,02	[cm]	t <sub>f,c</sub>	1,60	[cm]	n <sub>1s</sub>	4	-	n <sub>x,p</sub>	30,43	[mm]
r	1,50	[cm]	r	1,80	[cm]	n <sub>2s</sub>	1	-	Prima riga interna		
A	45,95	[cm <sup>2</sup> ]	A	91,04	[cm <sup>2</sup> ]	A <sub>ss</sub>	314	[mm <sup>2</sup> ]	m <sub>p2</sub>	24,34	[mm]
Av	22,14	[cm <sup>2</sup> ]	Av	27,92	[cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s,ss</sub>	245	[mm <sup>2</sup> ]	Righe interne		
J <sub>y</sub>	5790	[cm <sup>4</sup> ]	J <sub>y</sub>	8091	[cm <sup>4</sup> ]	f <sub>yb</sub>	640	[MPa]	m <sub>p1</sub>	41,04	[mm]
W <sub>el,y</sub>	428,90	[cm <sup>3</sup> ]	W <sub>el,y</sub>	735,5	[cm <sup>3</sup> ]	f <sub>ub</sub>	800	[MPa]	e <sub>p1,min</sub>	50	[mm]
W <sub>pl,y</sub>	484,00	[cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl,y</sub>	827	[cm <sup>3</sup> ]	p	80	[mm]	n <sub>p,ep</sub>	50,00	[mm]
i <sub>y</sub>	11,23	[cm]	i <sub>y</sub>	9,43	[cm]	t <sub>h</sub>	15	[mm]	Ultima riga interna		
Materiale		S 275	Flangia saldata		S 275	t <sub>n</sub>	15	[mm]	m <sub>p3</sub>	163,01	[mm]
f <sub>tk</sub>	430	[MPa]	b	180	[mm]	t <sub>wh</sub>	4	[mm]	Flangia COLONNA		
f <sub>yk</sub>	275	[MPa]	h	470	[mm]	w	100	[mm]	m <sub>c1</sub>	30,85	[mm]
E	2E+05	[MPa]	t <sub>b</sub>	14	[mm]	Distanza bulloni			e <sub>min</sub>	50	[mm]
γ <sub>M0</sub>	1,05	-	t <sub>max</sub>	14	[mm]	e <sub>1,min</sub>	33	[mm]	n <sub>p,c</sub>	38,56	[mm]
γ <sub>M1</sub>	1,05	-	a <sub>b</sub>	6,00	[mm]	e <sub>1,max</sub>	150	[mm]			
γ <sub>M2</sub>	1,25	-	d1	80	[mm]	p <sub>1,min</sub>	48,4	[mm]			
			e1	50	[mm]	p <sub>1,max</sub>	92,4	[mm]			

Tabella 4.25 – Caratteristiche geometriche del collegamento resistente a flessione nella struttura non dissipativa (EL)

Resistenza potenziale della RIGA 1			F <sub>t,Rd</sub> (RIGA1)	172,86	[kN]
LATO COLONNA			LATO TRAVE		
l <sub>eff,1,c</sub>	90	[mm]	l <sub>eff,1,b</sub>	100	[mm]
FLANGIA COLONNA A FLESSIONE			FLANGIA TRAVE A FLESSIONE		
L <sub>b</sub>	53	[mm]	L <sub>b</sub>	53	[mm]
L <sub>b</sub> *	171,72	[mm]	L <sub>b</sub> *	113,34	[mm]
L <sub>b</sub>	<	L <sub>b</sub> *	L <sub>b</sub>	<	L <sub>b</sub> *
M <sub>pl,1,Rd</sub>	1,51	[kN m]	M <sub>pl,1,Rd</sub>	1,28	[kN m]
<b>F<sub>T,1,Rd,fc</sub></b>	<b>195,60</b>	<b>[kN]</b>	<b>F<sub>T,1,Rd,fc</sub></b>	<b>210,87</b>	<b>[kN]</b>
F <sub>t,Rd</sub>	141,12	[kN]	F <sub>t,Rd</sub>	141,12	[kN]
M <sub>pl,2,Rd</sub>	1,51	[kN m]	M <sub>pl,2,Rd</sub>	1,28	[kN m]
<b>F<sub>T,2,Rd,fc</sub></b>	<b>200,27</b>	<b>[kN]</b>	<b>F<sub>T,2,Rd,fc</sub></b>	<b>203,66</b>	<b>[kN]</b>
<b>F<sub>T,3,Rd,fc</sub></b>	<b>282,24</b>	<b>[kN]</b>	<b>F<sub>T,3,Rd,fc</sub></b>	<b>282,24</b>	<b>[kN]</b>
F <sub>T,Rd,fc</sub>	195,60	[kN]	F <sub>T,Rd,fc</sub>	203,66	[kN]
ANIMA COLONNA A FLESSIONE			ANIMA TRAVE A TRAZIONE		
A <sub>vc</sub>	27,92	[kN]	F <sub>t,wc,Rd</sub>	172,9	[kN]
ω <sub>1,r1,c</sub>	0,85	-			
F <sub>t,wc,Rd</sub>	189,4	[kN]			

Tabella 4.26 a) – Resistenza potenziale della 1° riga

Resistenza potenziale della RIGA 2			F <sub>t,Rd</sub> (RIGA2)	171,07	[kN]
LATO COLONNA			LATO TRAVE		
l <sub>eff,2,c</sub>	80	[mm]	l <sub>eff,2,b</sub>	100	[mm]
FLANGIA COLONNA A FLESSIONE			FLANGIA TRAVE A FLESSIONE		
L <sub>b</sub>	53	[mm]	L <sub>b</sub>	53	[mm]
L <sub>b</sub> *	193,18	[mm]	L <sub>b</sub> *	75,93	[mm]
L <sub>b</sub>	<	L <sub>b</sub> *	L <sub>b</sub>	<	L <sub>b</sub> *
M <sub>pl,1,Rd</sub>	1,34	[kN m]	M <sub>pl,1,Rd</sub>	1,28	[kN m]
<b>F<sub>T,1,Rd,fc</sub></b>	<b>173,87</b>	<b>[kN]</b>	<b>F<sub>T,1,Rd,fc</sub></b>	<b>210,87</b>	<b>[kN]</b>
F <sub>t,Rd</sub>	141,12	[kN]	F <sub>t,Rd</sub>	141,12	[kN]
M <sub>pl,2,Rd</sub>	1,34	[kN m]	M <sub>pl,2,Rd</sub>	1,28	[kN m]
<b>F<sub>T,2,Rd,fc</sub></b>	<b>195,44</b>	<b>[kN]</b>	<b>F<sub>T,2,Rd,fc</sub></b>	<b>224,35</b>	<b>[kN]</b>
<b>F<sub>T,3,Rd,fc</sub></b>	<b>282,24</b>	<b>[kN]</b>	<b>F<sub>T,3,Rd,fc</sub></b>	<b>282,24</b>	<b>[kN]</b>
F <sub>T,Rd,fc</sub>	173,87	[kN]	F <sub>T,Rd,fc</sub>	210,87	[kN]
ANIMA COLONNA A FLESSIONE			ANIMA TRAVE A TRAZIONE		
A <sub>vc</sub>	27,92	[kN]	F <sub>t,wc,Rd</sub>	172,9	[kN]
ω <sub>1,r1,c</sub>	0,86	-			
F <sub>t,wc,Rd</sub>	171,1	[kN]			

Tabella 4.26 b) – Resistenza potenziale della 2° riga

Resistenza potenziale della RIGA 3			$F_{t,Rd}$ (RIGA3) <b>100,06</b> [kN]		
LATO COLONNA			LATO TRAVE		
$l_{eff,1,c}$	80	[mm]	$l_{eff,1,b}$	80	[mm]
FLANGIA COLONNA A FLESSIONE			FLANGIA TRAVE A FLESSIONE		
$L_b$	53	[mm]	$L_b$	53	[mm]
$L_b^*$	193,18	[mm]	$L_b^*$	655,89	[mm]
$L_b$	<	$L_b^*$	$L_b$	<	$L_b^*$
$M_{pl,1,Rd}$	1,34	[kN m]	$M_{pl,1,Rd}$	1,03	[kN m]
$F_{T,1,Rd,fc}$	<b>173,87</b>	<b>[kN]</b>	$F_{T,1,Rd,fc}$	<b>100,06</b>	<b>[kN]</b>
$F_{t,Rd}$	141,12	[kN]	$F_{t,Rd}$	141,12	[kN]
$M_{pl,2,Rd}$	1,34	[kN m]	$M_{pl,2,Rd}$	1,03	[kN m]
$F_{T,2,Rd,fc}$	<b>195,44</b>	<b>[kN]</b>	$F_{T,2,Rd,fc}$	<b>177,56</b>	<b>[kN]</b>
$F_{T,3,Rd,fc}$	<b>282,24</b>	<b>[kN]</b>	$F_{T,3,Rd,fc}$	<b>282,24</b>	<b>[kN]</b>
$F_{T,Rd,fc}$	173,87	[kN]	$F_{T,Rd,fc}$	100,06	[kN]
ANIMA COLONNA A FLESSIONE			ANIMA TRAVE A TRAZIONE		
$A_{vc}$	27,92	[kN]	$F_{t,wc,Rd}$	138,3	[kN]
$\omega_{1,r1,c}$	0,96	-			
$F_{t,wc,Rd}$	190,1	[kN]			

Tabella 4.26 c) – Resistenza potenziale della 3° riga

Resistenza potenziale della RIGA 4			$F_{t,Rd}$ (RIGA4) <b>25,19</b> [kN]		
LATO COLONNA			LATO TRAVE		
$l_{eff,2,c}$	80	[mm]	$l_{eff,2,b}$	80	[mm]
FLANGIA COLONNA A FLESSIONE			FLANGIA TRAVE A FLESSIONE		
$L_b$	53	[mm]	$L_b$	53	[mm]
$L_b^*$	193,18	[mm]	$L_b^*$	655,89	[mm]
$L_b$	<	$L_b^*$	$L_b$	<	$L_b^*$
$M_{pl,1,Rd}$	1,34	[kN m]	$M_{pl,1,Rd}$	1,03	[kN m]
$F_{T,1,Rd,fc}$	<b>173,87</b>	<b>[kN]</b>	$F_{T,1,Rd,fc}$	<b>25,19</b>	<b>[kN]</b>
$F_{t,Rd}$	141,12	[kN]	$F_{t,Rd}$	141,12	[kN]
$M_{pl,2,Rd}$	1,34	[kN m]	$M_{pl,2,Rd}$	1,03	[kN m]
$F_{T,2,Rd,fc}$	<b>195,44</b>	<b>[kN]</b>	$F_{T,2,Rd,fc}$	<b>75,89</b>	<b>[kN]</b>
$F_{T,3,Rd,fc}$	<b>282,24</b>	<b>[kN]</b>	$F_{T,3,Rd,fc}$	<b>282,24</b>	<b>[kN]</b>
$F_{T,Rd,fc}$	173,87	[kN]	$F_{T,Rd,fc}$	25,19	[kN]
ANIMA COLONNA A FLESSIONE			ANIMA TRAVE A TRAZIONE		
$A_{vc}$	27,92	[kN]	$F_{t,wc,Rd}$	138,3	[kN]
$\omega_{1,r1,c}$	0,96	-			
$F_{t,wc,Rd}$	190,1	[kN]			

Tabella 4.26 d) – Resistenza potenziale della 4° riga

Nelle Tabelle 4.26 a), b), c), e d) sono invece riportati i valori di calcolo ottenuti con riferimento a ciascuna riga di bulloni in trazione considerata, per un numero totale di 4 righe nel caso elastico; la resistenza di ciascuna riga è data dalla minima resistenza delle sue componenti. Lo step successivo richiede dunque il calcolo del momento resistente del collegamento  $M_{j,Rd}$ , ottenuto dalla somma dei rapporti tra le forze resistenti e i rispettivi bracci di leva rispetto al lembo compresso della connessione, situato in corrispondenza della flangia di rinforzo applicata al di sotto della trave (Figura 4.16).

RESISTENZE A TRAZIONE PER LE RIGHE DI BULLONI					
Forze			Braccio		
$F_{t,Rd}$ (RIGA1)	172,86	[kN]	$z_1$	390	[mm]
$F_{t,Rd}$ (RIGA2)	171,07	[kN]	$z_2$	310	[mm]
$F_{t,Rd}$ (RIGA3)	100,06	[kN]	$z_3$	230	[mm]
$F_{t,Rd}$ (RIGA4)	25,19	[kN]	$z_4$	150	[mm]
$\Sigma F_{t,Rd}$ (RIGA)	<b>469,17</b>	<b>[kN]</b>			

Tabella 4.27 – Riepilogo delle resistenze a trazione delle righe di bulloni per la struttura non dissipativa (EL)

L'anima della colonna è stata verificata garantendo la condizione di equilibrio nel caso in cui le forze resistenti delle singole righe di bulloni tesi siano esplicitate nella loro interezza. La componente deve quindi fornire una resistenza a trazione, compressione trasversale e taglio non inferiori al valore della sommatoria delle forze resistenti delle righe di bulloni considerate. Nel caso in oggetto, per la compressione trasversale la verifica non è risultata soddisfatta, per cui è stato dimensionato l'irrigidimento da applicare all'anima del pilastro (Tabelle 4.28, 4.29, 4.30).

Anima colonna - COMPRESSIONE TRASVERSALE						Irrigidimento anima colonna					
Sollecitazioni nodo			Materiale			$\epsilon$	0,924	-	Instabilità		
z	265	[mm]	$f_{y,wc}$	275	[MPa]	$t_{sc}$	20	[mm]	$\lambda_1$	86,81	-
$\beta_1$	1		E	210	[GPa]	$b_c$	220	[mm]	$L_0$	114	[mm]
$V_{wp,Ed-DX}$	406	[kN]	$\gamma_{M0}$	1,05	-	$L_{wc}$	283	[mm]	$\lambda$	2,25	
$\beta_2$	1		$\gamma_{M1}$	1,05	-	$b_{sc}$	105	[mm]	$\lambda_{hat}$	0,03	-
$V_{wp,Ed-SX}$	406	[kN]	$\lambda_{p\_hat}$	0,64	-	Sezione cruciforme			$\phi$	0,46	-
$\omega_1$	0,77	-	$\rho$	1	-	$A_s$	6903	[mm <sup>2</sup> ]	$\chi$	1,09	-
Geometria			$A_{vc}$	2792	[mm <sup>2</sup> ]	$l_1$	1817	[cm <sup>4</sup> ]		1,00	-
$t_{fb}$	10,20	[mm]	$N_{Ed}$	536	[kN]	$l_2$	1777	[cm <sup>4</sup> ]	Resistenza a compressione		
$a_b$	6,00	[mm]	$M_{Ed}$	107,5	[kN*m]	$l_{min}$	1777	[cm <sup>4</sup> ]	$F_{c,wc,Rd,1}$	1808	[kN]
$t_{fc}$	16	[mm]	$\sigma_{Ed}$	205	[MPa]	$i_{min}$	51	[mm]	$F_{c,wc,Rd,2}$	904	[kN]
s	18	[mm]	$\sigma_{Ed}/f_{y,wc}$	0,75	-				$\Sigma F_{t,Rd(RIGA)}$	469	[kN]
$S_p$	14	[mm]	$k_{wc}$	0,95	-				<b>VERIFICA</b>		<b>SI</b>
$b_{eff,c,wc}$	211	[mm]	Resistenza a compressione								
$d_{wc}$	152	[mm]	$F_{c,wc,Rd}$	388	[kN]						
$t_{wc}$	9,50	[mm]	$\Sigma F_{t,Rd(RIGA)}$	469	[kN]						
			<b>VERIFICA</b>		<b>NO</b>						
			Necessario irrigidimento								

Tabella 4.28 – Resistenza a compressione trasversale della colonna nella struttura non dissipativa (EL)

Anima colonna - TAGLIO					
Snellezza			Rinforzi		
$d_c$	15,2	[cm]	$t_s$	10	[mm]
$f_{y,c}$	275	[MPa]	$t_{wc}$	9,50	[mm]
$\epsilon$	0,92	-	$b_c$	190	[mm]
$d_c/t_w < 69\epsilon$	<b>SI</b>		$A_{vc,mod}$	4597	[mm <sup>2</sup> ]
$A_{vc}$	2792	[mm <sup>2</sup> ]	Resistenza a taglio		
$\gamma_{M0}$	1,05	-	$V_{wp,Rd}$	626	[kN]
Resistenza a taglio			$\Sigma F_{t,Rd(RIGA)}$	469	[kN]
$V_{wp,Rd}$	380	[kN]	<b>VERIFICA</b>		
$\Sigma F_{t,Rd(RIGA)}$	469	[kN]	<b>NO</b>		
<b>VERIFICA</b>					
<b>NO</b>					
Necessario irrigidimento					

Tabella 4.29 – Resistenza a taglio dell'anima della colonna nella struttura non dissipativa (EL)

Anima trave - COMPRESSIONE		
$\theta$	25	deg
	0,44	rad
$F_{c,Ed}$	1808	[kN]
$F_{wb,Ed}$	843	[kN]
$l_{eff,c,wb}$	152	[mm]
$\omega_{1,b}$	0,89	-
$F_{c,wb,Rd}$	243	[kN]
$\Sigma F_{t,Rd(RIGA)}$	903,35	[kN]
<b>VERIFICA</b>		<b>NO</b>
Necessario irrigidimento		
Verifiche omesse con irrigidimenti		

Tabella 4.30 – Resistenza a compressione dell'anima della trave nella struttura non dissipativa (EL)

Infine, in Tabella 4.31 si riporta la valutazione della resistenza a taglio della connessione progettata, in relazione ai possibili fenomeni di rifollamento e alla resistenza offerta dai singoli bulloni. Seguono la Tabella 4.32, in cui si dimostra il rispetto delle condizioni di verifica sia nei confronti della flessione che del taglio della connessione e la Figura 4.17, che rappresenta la connessione appena descritta.

Resistenza a taglio del collegamento					
Resistenza singolo bullone					
$\alpha_v$	0,6	-	$F_{v,i,Rd}$	94,08	[kN]
Rifollamento flangia colonna			Rifollamento flangia estremità		
$\alpha_d$	0,96	-	$\alpha_d$	0,96	-
$\alpha_b$	0,96	-	$\alpha_b$	0,96	-
$k_1$	2,50	-	$k_1$	2,50	-
$F_{b,i,fc,Rd}$	264,78	[kN]	$F_{b,i,ep,Rd}$	231,68	[kN]
Resistenza del collegamento					
$n_s$	2	-			
$V_{Rd}$	188,16	[kN]			

Tabella 4.31 – Resistenza a taglio del collegamento nella struttura non dissipativa (EL)

Verifica di resistenza del collegamento					
MOMENTO			TAGLIO		
$M_{j,Ed}$	113,50	[kN*m]	$V_{j,Ed}$	59,70	[kN]
$M_{j,Rd}$	147,24	[kN*m]	$V_{j,Rd}$	188,16	[kN]
$M_{j,Rd} > M_{j,Ed}$			$V_{j,Rd} > V_{j,Ed}$		
<b>VERIFICA</b>		<b>SI</b>	<b>VERIFICA</b>		<b>SI</b>

Tabella 4.32 – Verifiche di resistenza nella struttura non dissipativa (EL)

Il collegamento così progettato risulta essere classificato come “a completo ripristino di resistenza, in quanto la sua resistenza flessionale supera il momento plastico resistente della trave ad esso collegata, come si evince dalla Figura 4.17.

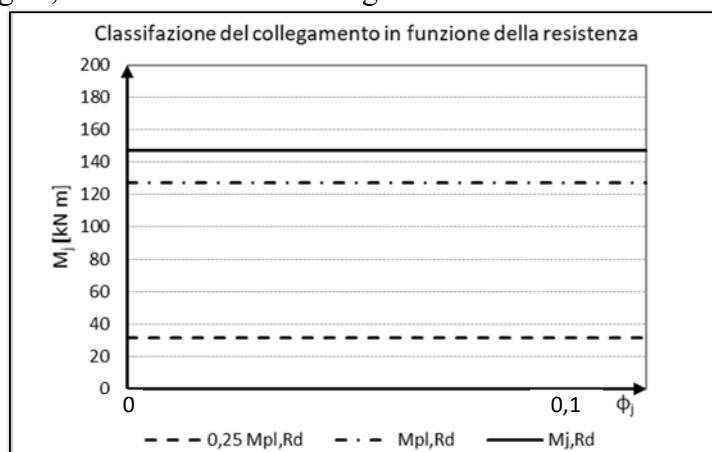


Figura 4.17 – Classificazione del collegamento IPE 270 – HEB 220 della struttura non dissipativa (EL)

Per la connessione rappresentata in Figura 4.18 è stata inoltre valutata la rigidezza in termini assoluti e relativi, tenendo cioè conto delle caratteristiche geometriche delle travi collegate, che possono influire sul comportamento del giunto e quindi sulle condizioni di vincolo esercitate dallo stesso. Avendo visto in precedenza come la rigidezza sia strettamente legata al rapporto di utilizzo delle righe considerate, per la presente fase si specifica che la valutazione in oggetto è riferita al caso in cui la costruzione è soggetta alle azioni sismiche di progetto, le quali sono quelle di maggiore interesse per la valutazione della risposta strutturale. La Figura 4.19 permette a questo punto di effettuare la classificazione del collegamento anche in funzione della sua rigidezza rotazionale.

Parametri per il calcolo della rigidezza del collegamento nella struttura elastica								
Elemento	Sollecitazione	$\mu_i$	$\lambda$	$k_i$	$z_i$	$F_i$	$F_{i,Rd}$	$\mu_i/k_i$
Anima della colonna (rinforzata)	TAGLIO	-	-	inf	-	-	-	0,0
	TRAZIONE	-	-	inf	-	-	-	0,0
	COMPRESSIONE	-	-	inf	-	-	-	0,0
Ala della colonna	FLESSIONE	1	0,27	0,22	375	302,7	184,7	4,5
Flangia	FLESSIONE	1	0,27	0,15	375	302,7	207,3	6,7
Bulloni (Riga 1)	TRAZIONE	1	-	1,72	415	273,5	282,2	0,6
Bulloni (Riga 2)	TRAZIONE	1	-	1,72	335	220,8	282,2	0,6
Bulloni (Riga 3)	TRAZIONE	1	-	1,72	255	168,1	282,2	0,6
Bulloni (Riga 4)	TRAZIONE	1	-	1,72	175	115,3	282,2	0,6

Tabella 4.33 a) – Parametri da cui dipende la rigidezza flessionale del collegamento flangiato, relativi al caso elastico (EL)

In Tabella 4.33 a) si descrivono invece le grandezze che contribuiscono alla valutazione della caratteristica di rigidezza, associate a ciascuna componente del collegamento studiato, mentre

la Tabella 4.34 b) fornisce i risultati del calcolo eseguito, permettendo di definire anche i valori limite per le condizioni di vincolo fornite dal giunto, necessari per la successiva fase di classificazione dello stesso.

Valutazione della rigidità del collegamento									
Geometria e materiali			Condizioni limite				Rigidità assoluta		
E	210	[GPa]	in termini assoluti				$\phi_j$	0,015	[-]
$h_1$	375	[mm]	Condizioni limite	$S_j$	$\phi_j$	$M_j$	$\bar{M}_j$	150	[kN m]
$t_{w,c}$	9,5	[mm]	Semi rigido-cerniera	1351	0,111	150	$S_j$	10247	[kN m]
$L_b$	450	[cm]	Rigido-semi rigido	67550	0,002	150	Rigidità relativa		
$I_b$	5790	[cm <sup>4</sup> ]	In termini relativi, considerando le travi portate				$\bar{\phi}_j$	0,3120	[-]
			Condizioni limite	k	$\bar{\phi}$	$M_j/M_{b,pl}$	$\bar{M}_j$	1,2	[kN m]
			Semi rigido-cerniera	0,5	2,37	1,2	k	3,8	[kN m]
			Rigido-semi rigido	25	0,05	1,2			

Tabella 4.33 b) – Valutazione della rigidità rotazionale dei collegamenti nella struttura non dissipativa (EL)

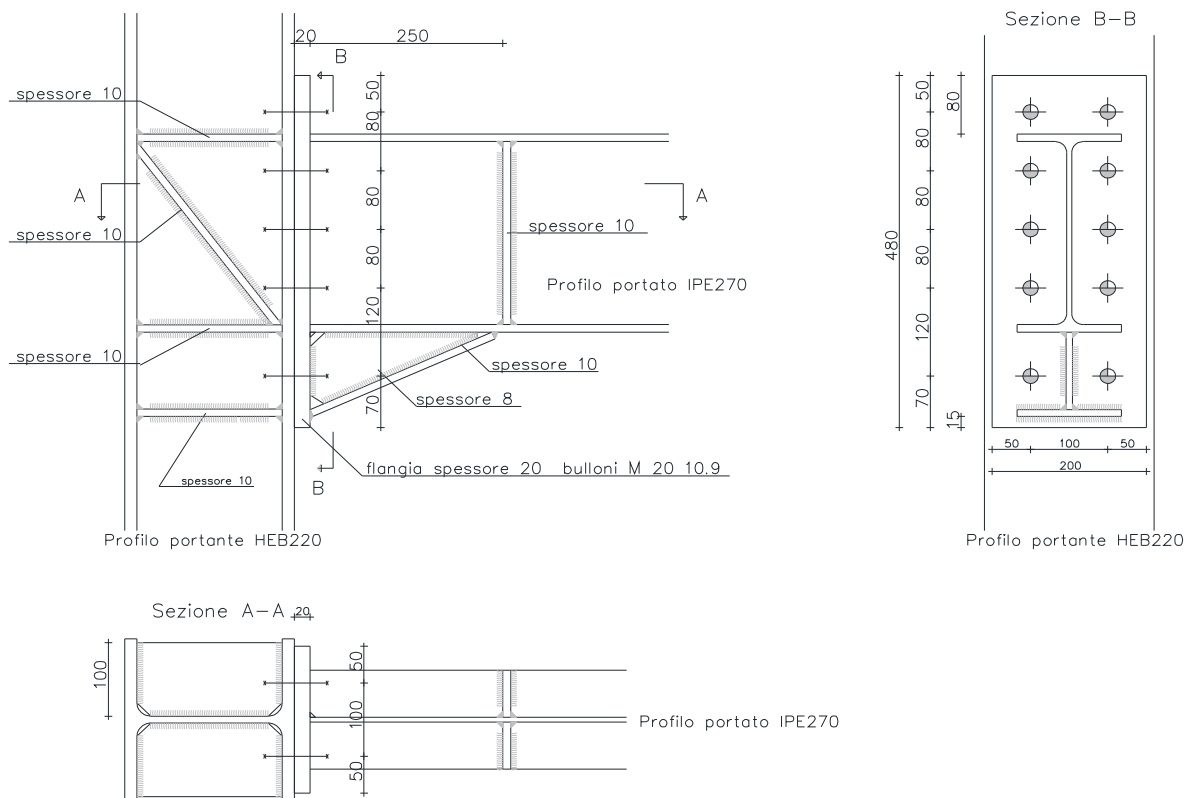


Figura 4.18 – Collegamento trave-colonna a momento nella struttura non dissipativa (EL)

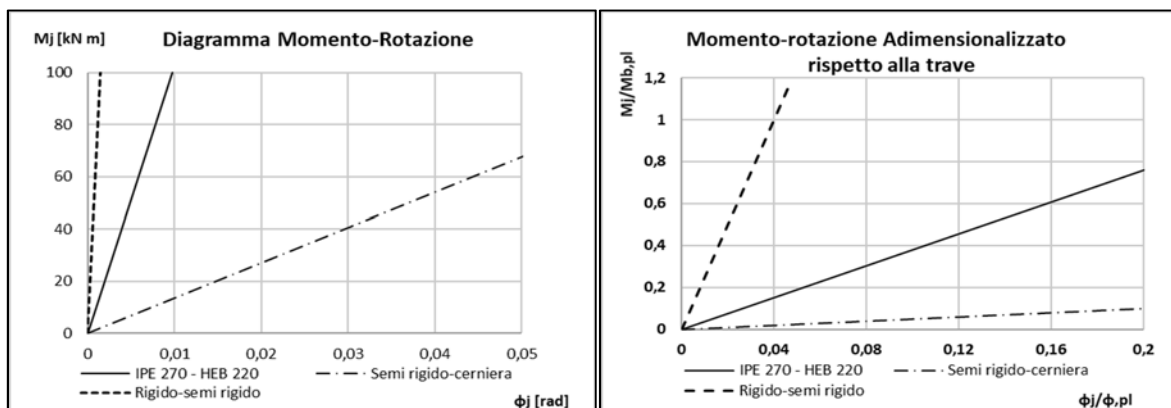


Figure 4.19 a) e b) – Diagrammi Momento-Rotazione del collegamento trave-colonna nella struttura non dissipativa (EL)

Le fasi progettuali relative alla struttura duttile hanno richiesto la valutazione delle medesime caratteristiche di resistenza e rigidezza riportate per il caso elastico. I telai bidimensionali sono caratterizzati, in questo caso, da travi del tipo IPE 220 e pilastri di diversa sezione, al fine di rispettare i criteri dettati dalla gerarchia delle resistenze racchiusi nelle condizioni imposte dalle norme tecniche per le costruzioni ed applicate in sede di dimensionamento strutturale. Mentre per la realizzazione delle pilastrate interne sono stati utilizzati gli stessi profili HEB 220 già adottati nel caso precedente, le pilastrate esterne sono caratterizzate da profili HEB 260 al piano terra e profili HEB 200 al piano superiore. In via semplificata, nella progettazione dei collegamenti trave-pilastro si è fatto riferimento unicamente ai pilastri centrali con sezione HEB 220 mm, rimandando la progettazione di dettaglio ad eventuali sviluppi futuri del presente lavoro. Analogamente al caso precedente, nelle seguenti tabelle si riportano i vari passaggi che hanno condotto alla valutazione delle caratteristiche di resistenza e rigidezza dei collegamenti adottati.

COLLEGAMENTO A FLESSIONE TRAVE IPE 220 - PILASTRO HEB 220											
Elem portato		IPE 220	Elem portante		HEB 220	Bulloni tesi su HEB 220		10.9 – M24	Flangia TRAVE		
b	11,00	[cm]	b	22,00	[cm]	d <sub>ss</sub>	24	[mm]	Riga esterna alla flangia		
h	22,00	[cm]	h	22,00	[cm]	d <sub>0,ss</sub>	26	[mm]	m <sub>x,p</sub>	24,34	[mm]
t <sub>w,b</sub>	0,59	[cm]	t <sub>w,c</sub>	0,95	[cm]	n <sub>s</sub>	5	-	e <sub>x,p,min</sub>	50	[mm]
t <sub>f,b</sub>	0,92	[cm]	t <sub>f,c</sub>	1,60	[cm]	n <sub>1s</sub>	5	-	n <sub>x,p</sub>	30,43	[mm]
r	1,20	[cm]	r	1,80	[cm]	n <sub>2s</sub>	1	-	Prima riga interna		
A	33,37	[cm <sup>2</sup> ]	A	91,04	[cm <sup>2</sup> ]	A <sub>ss</sub>	452	[mm <sup>2</sup> ]	m <sub>p2</sub>	24,34	[mm]
Av	15,881	[cm <sup>2</sup> ]	Av	27,92	[cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s,ss</sub>	353	[mm <sup>2</sup> ]	Righe interne		
J <sub>y</sub>	2772	[cm <sup>4</sup> ]	J <sub>y</sub>	8091	[cm <sup>4</sup> ]	f <sub>yb</sub>	640	[MPa]	m <sub>p1</sub>	41,39	[mm]
W <sub>el,y</sub>	252,00	[cm <sup>3</sup> ]	W <sub>el,y</sub>	735,5	[cm <sup>3</sup> ]	f <sub>ub</sub>	800	[MPa]	e <sub>p1,min</sub>	50	[mm]
W <sub>pl,y</sub>	285,40	[cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl,y</sub>	827	[cm <sup>3</sup> ]	p	60	[mm]	n <sub>p,ep</sub>	50,00	[mm]
i <sub>y</sub>	9,11	[cm]	i <sub>y</sub>	9,43	[cm]	t <sub>h</sub>	15	[mm]	Ultima riga interna		
Materiale		S 275	Flangia saldata		S 275	t <sub>n</sub>	15	[mm]	15	194	[mm]
f <sub>tk</sub>	430	[MPa]	b	180	[mm]	t <sub>wh</sub>	4	[mm]	Flangia COLONNA		
f <sub>yk</sub>	275	[MPa]	h	420	[mm]	w	100	[mm]	m <sub>c1</sub>	30,85	[mm]
E	210	[GPa]	t <sub>b</sub>	16	[mm]	Distanza bulloni		e <sub>min</sub>	50	[mm]	
γ <sub>M0</sub>	1,05	-	t <sub>max</sub>	16	[mm]	e <sub>1,min</sub>	39	[mm]	n <sub>p,c</sub>	38,56	[mm]
γ <sub>M1</sub>	1,05	-	a <sub>b</sub>	6,00	[mm]	e <sub>1,max</sub>	150	[mm]			
γ <sub>M2</sub>	1,25	-	d1	80	[mm]	p <sub>1,min</sub>	57,2	[mm]			
			e1	50	[mm]	p <sub>1,max</sub>	82,6	[mm]			

**Tabella 4.34** – Caratteristiche geometriche del collegamento resistente a flessione nella struttura dissipativa (DIS)

Nelle Tabelle 4.36 (dalla a) alla e) ) sono riportati i valori di calcolo ottenuti per ciascuna resistenza, riferita alla rispettiva riga di bulloni in trazione considerata, che è data dalla minima resistenza delle sue componenti. In questo caso, le righe di bulloni tesi considerate sono 5, alle quali si aggiungono altre 2 righe, destinate unicamente ad offrire il contributo di resistenza a taglio, poste nella parte inferiore del collegamento, tra la flangia inferiore della trave e l'irrigidimento diagonale in corrispondenza del quale è situato il centro delle compressioni.

Resistenza potenziale della RIGA 1			$F_{t,Rd}$ (RIGA1) 154,52 [kN]		
LATO COLONNA			LATO TRAVE		
$l_{eff,1,c}$	90	[mm]	$l_{eff,1,b}$	100	[mm]
FLANGIA COLONNA A FLESSIONE			FLANGIA TRAVE A FLESSIONE		
$L_b$	55	[mm]	$L_b$	55	[mm]
$L_b^*$	247,41	[mm]	$L_b^*$	109,40	[mm]
$L_b$	<	$L_b^*$	$L_b$	<	$L_b^*$
$M_{pl,1,Rd}$	1,51	[kN m]	$M_{pl,1,Rd}$	1,68	[kN m]
$F_{T,1,Rd,fc}$	<b>195,60</b>	<b>[kN]</b>	$F_{T,1,Rd,fc}$	<b>275,43</b>	<b>[kN]</b>
$F_{t,Rd}$	203,33	[kN]	$F_{t,Rd}$	203,33	[kN]
$M_{pl,2,Rd}$	1,51	[kN m]	$M_{pl,2,Rd}$	1,68	[kN m]
$F_{T,2,Rd,fc}$	<b>269,39</b>	<b>[kN]</b>	$F_{T,2,Rd,fc}$	<b>287,13</b>	<b>[kN]</b>
$F_{T,3,Rd,fc}$	<b>406,66</b>	<b>[kN]</b>	$F_{T,3,Rd,fc}$	<b>406,66</b>	<b>[kN]</b>
$F_{T,Rd,fc}$	195,60	[kN]	$F_{T,Rd,fc}$	275,43	[kN]
ANIMA COLONNA A FLESSIONE			ANIMA TRAVE A TRAZIONE		
$A_{vc}$	27,92	[kN]	$F_{t,wc,Rd}$	154,5	[kN]
$\omega_{1,r,1,c}$	0,85	-			
$F_{t,wc,Rd}$	189,4	[kN]			

Tabella 4.35 a) – Resistenza potenziale della 1° riga

Resistenza potenziale della RIGA 2			$F_{t,Rd}$ (RIGA2) 154,52 [kN]		
LATO COLONNA			LATO TRAVE		
$l_{eff,2,c}$	80	[mm]	$l_{eff,2,b}$	100	[mm]
FLANGIA COLONNA A FLESSIONE			FLANGIA TRAVE A FLESSIONE		
$L_b$	55	[mm]	$L_b$	55	[mm]
$L_b^*$	278,34	[mm]	$L_b^*$	109,40	[mm]
$L_b$	<	$L_b^*$	$L_b$	<	$L_b^*$
$M_{pl,1,Rd}$	1,34	[kN m]	$M_{pl,1,Rd}$	1,68	[kN m]
$F_{T,1,Rd,fc}$	<b>173,87</b>	<b>[kN]</b>	$F_{T,1,Rd,fc}$	<b>275,43</b>	<b>[kN]</b>
$F_{t,Rd}$	203,33	[kN]	$F_{t,Rd}$	203,33	[kN]
$M_{pl,2,Rd}$	1,34	[kN m]	$M_{pl,2,Rd}$	1,68	[kN m]
$F_{T,2,Rd,fc}$	<b>264,56</b>	<b>[kN]</b>	$F_{T,2,Rd,fc}$	<b>318,59</b>	<b>[kN]</b>
$F_{T,3,Rd,fc}$	<b>406,66</b>	<b>[kN]</b>	$F_{T,3,Rd,fc}$	<b>406,66</b>	<b>[kN]</b>
$F_{T,Rd,fc}$	173,87	[kN]	$F_{T,Rd,fc}$	275,43	[kN]
ANIMA COLONNA A FLESSIONE			ANIMA TRAVE A TRAZIONE		
$A_{vc}$	27,92	[kN]	$F_{t,wc,Rd}$	154,5	[kN]
$\omega_{1,r,1,c}$	0,86	-			
$F_{t,wc,Rd}$	171,1	[kN]			

Tabella 4.35 b) – Resistenza potenziale della 2° riga

Resistenza potenziale della RIGA 3			$F_{t,Rd}$ (RIGA3) 123,62 [kN]		
LATO COLONNA			LATO TRAVE		
$l_{eff,1,c}$	80	[mm]	$l_{eff,1,b}$	80	[mm]
FLANGIA COLONNA A FLESSIONE			FLANGIA TRAVE A FLESSIONE		
$L_b$	55	[mm]	$L_b$	55	[mm]
$L_b^*$	278,34	[mm]	$L_b^*$	278,34	[mm]
$L_b$	<	$L_b^*$	$L_b$	<	$L_b^*$
$M_{pl,1,Rd}$	1,34	[kN m]	$M_{pl,1,Rd}$	1,34	[kN m]
$F_{T,1,Rd,fc}$	<b>173,87</b>	<b>[kN]</b>	$F_{T,1,Rd,fc}$	<b>129,58</b>	<b>[kN]</b>
$F_{t,Rd}$	203,33	[kN]	$F_{t,Rd}$	203,33	[kN]
$M_{pl,2,Rd}$	1,34	[kN m]	$M_{pl,2,Rd}$	1,34	[kN m]
$F_{T,2,Rd,fc}$	<b>264,56</b>	<b>[kN]</b>	$F_{T,2,Rd,fc}$	<b>264,56</b>	<b>[kN]</b>
$F_{T,3,Rd,fc}$	<b>406,66</b>	<b>[kN]</b>	$F_{T,3,Rd,fc}$	<b>406,66</b>	<b>[kN]</b>
$F_{T,Rd,fc}$	173,87	[kN]	$F_{T,Rd,fc}$	100,06	[kN]
ANIMA COLONNA A FLESSIONE			ANIMA TRAVE A TRAZIONE		
$A_{vc}$	27,92	[kN]	$F_{t,wc,Rd}$	123,6	[kN]
$\omega_{1,r,1,c}$	0,96	-			
$F_{t,wc,Rd}$	190,1	[kN]			

Tabella 4.36 c) – Resistenza potenziale della 3° riga

Resistenza potenziale della RIGA 4			$F_{t,Rd}$ (RIGA4) 123,62 [kN]		
LATO COLONNA			LATO TRAVE		
$l_{eff,2,c}$	80	[mm]	$l_{eff,2,b}$	80	[mm]
FLANGIA COLONNA A FLESSIONE			FLANGIA TRAVE A FLESSIONE		
$L_b$	55	[mm]	$L_b$	55	[mm]
$L_b^*$	278,34	[mm]	$L_b^*$	672,35	[mm]
$L_b$	<	$L_b^*$	$L_b$	<	$L_b^*$
$M_{pl,1,Rd}$	1,34	[kN m]	$M_{pl,1,Rd}$	1,34	[kN m]
$F_{T,1,Rd,fc}$	<b>173,87</b>	<b>[kN]</b>	$F_{T,1,Rd,fc}$	<b>129,58</b>	<b>[kN]</b>
$F_{t,Rd}$	203,33	[kN]	$F_{t,Rd}$	203,33	[kN]
$M_{pl,2,Rd}$	1,34	[kN m]	$M_{pl,2,Rd}$	1,34	[kN m]
$F_{T,2,Rd,fc}$	<b>264,56</b>	<b>[kN]</b>	$F_{T,2,Rd,fc}$	<b>251,82</b>	<b>[kN]</b>
$F_{T,3,Rd,fc}$	<b>406,66</b>	<b>[kN]</b>	$F_{T,3,Rd,fc}$	<b>406,66</b>	<b>[kN]</b>
$F_{T,Rd,fc}$	173,87	[kN]	$F_{T,Rd,fc}$	129,58	[kN]
ANIMA COLONNA A FLESSIONE			ANIMA TRAVE A TRAZIONE		
$A_{vc}$	27,92	[kN]	$F_{t,wc,Rd}$	123,6	[kN]
$\omega_{1,r,1,c}$	0,96	-			
$F_{t,wc,Rd}$	190,1	[kN]			

Tabella 4.36 d) – Resistenza potenziale della 4° riga

Come si osserva, il momento resistente del collegamento  $M_{j,Rd}$  è quindi ottenuto dalla somma dei rapporti tra le forze resistenti e i rispettivi bracci di leva rispetto al lembo compresso della connessione. (Tabella 4.37). L'anima della colonna è stata verificata garantendo il rispetto dell'equilibrio, essendo valida la stessa ipotesi (massima resistenza per tutte le righe di bulloni) effettuata nel caso elastico. Sono state quindi effettuate le verifiche di resistenza a trazione,

compressione trasversale e taglio nel caso in oggetto, che hanno richiesto, anche in questo caso, l'utilizzo di appositi irrigidimenti da applicare all'anima del pilastro (Tabelle 4.38, 4.39, 4.40).

Resistenza potenziale della RIGA 5			$F_{t,Rd}$ (RIGA5)	27,65	[kN]
LATO COLONNA			LATO TRAVE		
$l_{eff,1,c}$	80	[mm]	$l_{eff,2,b}$	80	[mm]
FLANGIA COLONNA A FLESSIONE			FLANGIA TRAVE A FLESSIONE		
$L_b$	55	[mm]	$L_b$	55	[mm]
$L_b^*$	278,34	[mm]	$L_b^*$	672,35	[mm]
$L_b$	<	$L_b^*$	$L_b$	<	$L_b^*$
$M_{pl,1,Rd}$	1,34	[kN m]	$M_{pl,1,Rd}$	1,34	[kN m]
$F_{T,1,Rd,fc}$	<b>173,87</b>	<b>[kN]</b>	$F_{T,1,Rd,fc}$	<b>20,62</b>	<b>[kN]</b>
$F_{t,Rd}$	203,33	[kN]	$F_{t,Rd}$	203,33	[kN]
$M_{pl,2,Rd}$	1,34	[kN m]	$M_{pl,2,Rd}$	1,34	[kN m]
$F_{T,2,Rd,fc}$	<b>264,56</b>	<b>[kN]</b>	$F_{T,2,Rd,fc}$	<b>94,32</b>	<b>[kN]</b>
$F_{T,3,Rd,fc}$	<b>406,66</b>	<b>[kN]</b>	$F_{T,3,Rd,fc}$	<b>406,66</b>	<b>[kN]</b>
$F_{T,Rd,fc}$	173,87	[kN]	$F_{T,Rd,fc}$	27,65	[kN]
ANIMA COLONNA A FLESSIONE			ANIMA TRAVE A TRAZIONE		
$A_{vc}$	27,92	[kN]	$F_{t,wc,Rd}$	123,6	[kN]
$\omega_{1,r,1,c}$	0,96	-			
$F_{t,wc,Rd}$	190,1	[kN]			

Tabella 4.36 e) – Resistenza potenziale della 5° riga

RESISTENZE A TRAZIONE PER LE RIGHE DI BULLONI						
	Forze			Braccio		
$F_{t,Rd}$ (RIGA1)	154,52	[kN]	$z_1$	365	[mm]	
$F_{t,Rd}$ (RIGA2)	154,52	[kN]	$z_2$	295	[mm]	
$F_{t,Rd}$ (RIGA3)	123,62	[kN]	$z_3$	235	[mm]	
$F_{t,Rd}$ (RIGA4)	123,62	[kN]	$z_4$	175	[mm]	
$F_{t,Rd}$ (RIGA4)	20,62	[kN]	$z_5$	90	[mm]	
$\Sigma F_{t,Rd}$ (RIGA)	<b>576,91</b>	<b>[kN]</b>				

Tabella 4.37 – Riepilogo delle resistenze a trazione delle righe di bulloni per la struttura dissipativa (DIS)

Anima colonna - TAGLIO					
Snellezza			Rinforzi		
$d_c$	15,2	[cm]	$t_s$	10	[mm]
$f_{y,c}$	275	[MPa]	$t_{wc}$	9,50	[mm]
$\epsilon$	0,92	-	$b_c$	190	[mm]
$d_c/t_w < 69\epsilon$	<b>SI</b>		$A_{vc,mod}$	4597	[mm <sup>2</sup> ]
$A_{vc}$	2792	[mm <sup>2</sup> ]	Resistenza a taglio		
$\gamma_{MO}$	1,05	-	$V_{wp,Rd}$	626	[kN]
Resistenza a taglio			$\Sigma F_{t,Rd}$ (RIGA)	576,91	[kN]
$V_{wp,Rd}$	380	[kN]	<b>VERIFICA SI</b>		
$\Sigma F_{t,Rd}$ (RIGA)	576,91	[kN]	<b>VERIFICA NO</b>		
<b>Necessario irrigidimento</b>					

Tabella 4.38 – Resistenza a taglio dell'anima della colonna nella struttura dissipativa (DIS)

Anima trave - COMPRESSIONE		
$\theta$	25	deg
	0,44	rad
$F_{c,Ed}$	1808	[kN]
$F_{wb,Ed}$	843	[kN]
$l_{eff,c,wb}$	152	[mm]
$\omega_{1,b}$	0,89	-
$F_{c,wb,Rd}$	179,03	[kN]
$\Sigma F_{t,Rd}$ (RIGA)	903,35	[kN]
<b>VERIFICA NO</b>		
<b>Necessario irrigidimento</b>		
<b>Verifiche omesse con irrigidimenti</b>		

Tabella 4.39 – Resistenza a compressione dell'anima della trave nella struttura dissipativa (DIS)



Anima colonna - COMPRESSIONE TRASVERSALE					Irrigidimento anima colonna						
Sollecitazioni nodo interno			Materiale			$\epsilon$	0,924	-	Instabilità		
z	215	[mm]	$f_{y,wc}$	275	[MPa]	$t_{sc}$	20	[mm]	$\lambda_1$	86,81	-
$\beta_1$	1		E	210	[GPa]	$b_c$	220	[mm]	$L_0$	114	[mm]
$V_{wp,Ed-DX}$	157,4	[kN]	$\gamma_{M0}$	1,05	-	$L_{wc}$	283	[mm]	$\lambda$	2,25	
$\beta_2$	1		$\gamma_{M1}$	1,05	-	$b_{sc}$	105	[mm]	$\lambda_{hat}$	0,03	-
$V_{wp,Ed-SX}$	157,4	[kN]	$\lambda_{p\_hat}$	0,64	-	Sezione cruciforme			$\phi$	0,46	-
$\omega_1$	0,77	-	$\rho$	1	-	$A_s$	6903	[mm <sup>2</sup> ]	$\chi$	1,09	-
Geometria			$A_{vc}$	2792	[mm <sup>2</sup> ]	$I_1$	1817	[cm <sup>4</sup> ]		1,00	-
$t_{fb}$	9,20	[mm]	$N_{Ed}$	286,4	[kN]	$I_2$	1777	[cm <sup>4</sup> ]	Resistenza a compressione		
a <sub>b</sub>	6,00	[mm]	$M_{Ed}$	33,9	[kN*m]	$I_{min}$	1777	[cm <sup>4</sup> ]	$F_{c,wc,Rd,1}$	1808	[kN]
$t_{fc}$	16	[mm]	$\sigma_{Ed}$	77,55	[MPa]	$I_{min}$	51	[mm]	$F_{c,wc,Rd,2}$	904	[kN]
s	18	[mm]	$\sigma_{Ed}/f_{y,wc}$	0,28	-				$\Sigma F_{t,Rd(RIGA)}$	576,91	[kN]
$s_p$	16	[mm]	$k_{wc}$	1,00	-				<b>VERIFICA</b>		<b>SI</b>
$b_{eff,c,wc}$	212,17	[mm]	Resistenza a compressione								
$d_{wc}$	152	[mm]	$F_{c,wc,Rd}$	407,58	[kN]						
$t_{wc}$	9,50	[mm]	$\Sigma F_{t,Rd(RIGA)}$	576,91	[kN]						
			<b>VERIFICA</b>		<b>NO</b>						
			Necessario irrigidimento								

Tabella 4.40 – Resistenza a compressione trasversale della colonna nella struttura dissipativa (DIS)

È stata altresì valutata la resistenza a taglio della connessione progettata, in relazione ai possibili meccanismi di collasso. Nelle Tabelle 4.41 e 4.42, si riportano, rispettivamente, i valori di calcolo della resistenza tagliante dell'unione e le condizioni di verifica della stessa, la cui geometria è rappresentata in Figura 4.20.

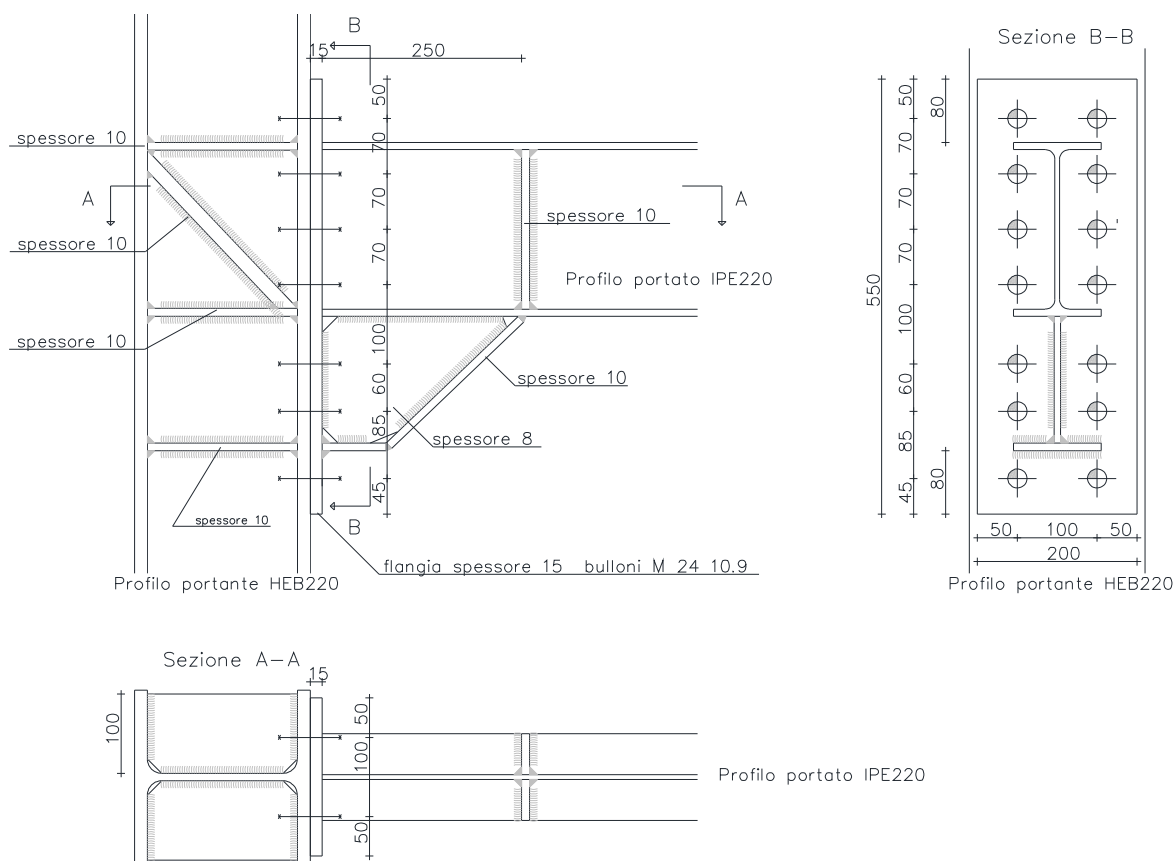
Resistenza a taglio del collegamento					
Resistenza singolo bullone					
$\alpha_v$	0,6	-	$F_{v,i,Rd}$	135,55	[kN]
Rifollamento flangia colonna			Rifollamento flangia estremità		
$\alpha_d$	0,52	-	$\alpha_d$	0,78	-
$\alpha_b$	0,52	-	$\alpha_b$	0,78	-
$k_1$	2,50	-	$k_1$	2,50	-
$F_{b,i,fc,Rd}$	171,47	[kN]	$F_{b,i,ep,Rd}$	256,15	[kN]
Resistenza del collegamento					
$n_s$	2	-			
$V_{Rd}$	271,1	[kN]			

Tabella 4.41 – Resistenza a taglio del collegamento nella struttura dissipativa (DIS)

Verifica di resistenza del collegamento e rispetto della gerarchia delle resistenze					
MOMENTO			TAGLIO		
$M_{j,Ed}$	33,1	[kN*m]	$V_{j,Ed}$	24,20	[kN]
$M_{b,Rd}$	74,75	[kN*m]	$V_{vp,Rd}$	271,104	[kN]
$M_{j,Rd}$	154,53	[kN*m]	$V_{vb,Rd}$	179,03	[kN]
$\gamma_{cv}$	1,25	-	$\min(V_{vp,Rd}, V_{vb,Rd}) > V_{j,Ed}$		
$M_{j,Rd} > M_{j,Ed}$			<b>VERIFICA</b>		<b>SI</b>
<b>VERIFICA</b>		<b>SI</b>			

Tabella 4.42 – Verifiche di resistenza nella struttura dissipativa (DIS)

Sulla base dei dati raccolti a valle delle varie fasi di calcolo, è stato possibile effettuare, anche per il collegamento adottato all'interno della struttura dissipativa, la classificazione in funzione della resistenza flessionale e della rigidezza, quest'ultima in termini relativi e assoluti. Osservando la Figura 4.22 si nota subito come la classificazione in relazione alla rigidezza fornisca un dato decisamente diverso rispetto ai collegamenti realizzati nella struttura elastica. In particolare, avendo a che fare con un modello duttile, le azioni sismiche agenti sono state drasticamente ridotte grazie all'adozione del fattore di struttura descritto al §4.1.1, per cui questo fenomeno influenza, come già chiarito più volte, la rigidezza complessiva dell'elemento. La procedura di calcolo per la valutazione della rigidezza rotazionale del collegamento è riassunta dalla Tabella 4.43, che è seguita dalle figure 4.22 a) e b), nelle quali si visualizza l'andamento del legame momento-rotazione del nodo considerato.



**Figura 4.20** – Collegamento trave-colonna a momento nella struttura dissipativa (DIS)

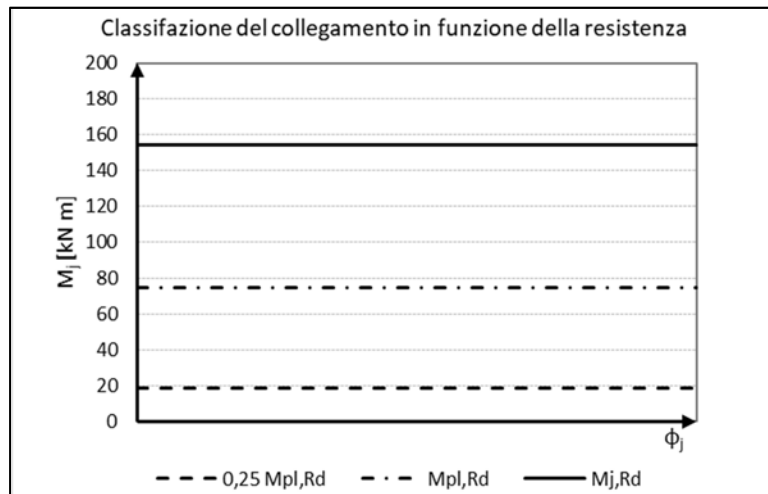


Figura 4.21 – Classificazione del collegamento IPE 270 – HEB 220 della struttura dissipativa (DIS)

Parametri per il calcolo della rigidezza del collegamento nella struttura dissipativa								
Elemento	Sollecitazione	$\mu_i$	$\lambda$	$k_i$	$z_i$	$F_i$	$F_{i,Rd}$	$\mu_i/k_i$
Anima della colonna (rinforzata)	TAGLIO	-	-	inf	-	-	-	0,0
	TRAZIONE	-	-	inf	-	-	-	0,0
	COMPRESSIONE	-	-	inf	-	-	-	0,0
Ala della colonna	TRAZIONE	1	0,27	0,22	330	100,3	184,7	4,5
Flangia	TRAZIONE	1	0,27	0,22	330	100,3	275,4	4,5
Bulloni (Riga 1)	TRAZIONE	1	-	2,32	365	90,7	406,7	0,4
Bulloni (Riga 2)	TRAZIONE	1	-	2,32	295	73,3	406,7	0,4
Bulloni (Riga 3)	TRAZIONE	1	-	2,32	235	58,4	406,7	0,4
Bulloni (Riga 4)	TRAZIONE	1	-	2,32	175	43,5	406,7	0,4
Bulloni (Riga 5)	TRAZIONE	1	-	2,32	90	22,4	406,7	0,4

Tabella 4.43 a) – Parametri da cui dipende la rigidezza flessionale del collegamento flangiato, relativi al caso dissipativo (DIS)

Valutazione della rigidezza del collegamento									
Geometria e materiali			Condizioni limite				Rigidezza assoluta		
E	210	[GPa]	in termini assoluti				$\phi_j$	<b>0,0014</b>	<b>[-]</b>
$h_1$	375	[mm]	Condizioni limite	$S_j$	$\phi_j$	$M_j$	$\bar{M}_j$	<b>150</b>	<b>[kN m]</b>
$t_{w,c}$	9,5	[mm]	Semi rigido-cerniera	646,8	0,232	150	$S_j$	<b>111074</b>	<b>[kN m]</b>
$L_b$	450	[cm]	Rigido-semi rigido	32340	0,005	150	Rigidezza relativa		
$I_b$	5790	[cm <sup>4</sup> ]	In termini relativi, considerando le travi portate				$\bar{\phi}_j$	0,0234	<b>[-]</b>
			Condizioni limite	k	$\bar{\phi}$	$M_j/M_{b,pl}$	$\bar{M}_j$	2,01	<b>[kN m]</b>
			Semi rigido-cerniera	0,5	4,01	2,01	k	85,9	<b>[kN m]</b>
			Rigido-semi rigido	25	0,08	2,01			

Tabella 4.43 b) – Valutazione della rigidezza rotazionale dei collegamenti nella struttura dissipativa (DIS)

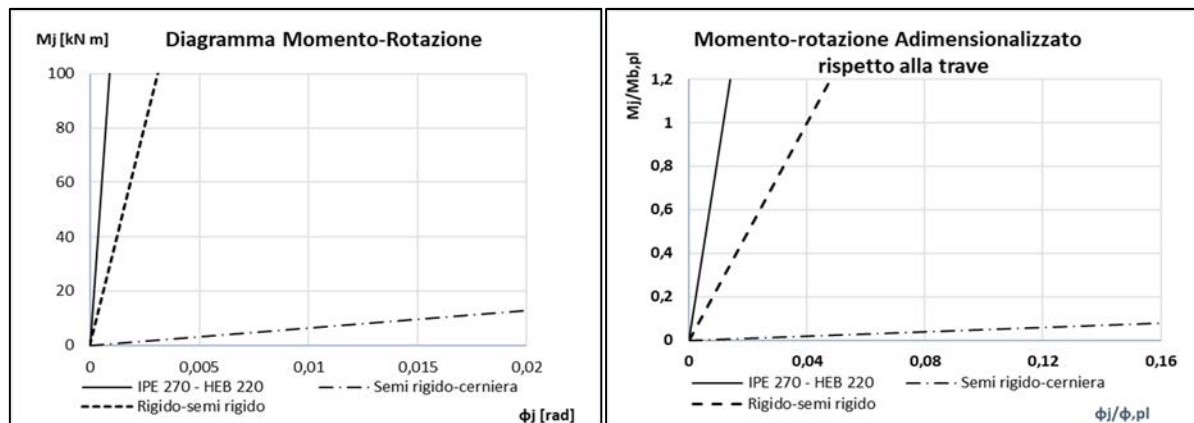


Figura 4.22 a) e b) – Diagrammi Momento-Rotazione del collegamento trave-colonna nella struttura dissipativa (DIS)

Avendo a disposizione i dati necessari, si ritiene doveroso effettuare la classificazione dei collegamenti progettati, in relazione alla loro duttilità, determinata a partire dalle caratteristiche di resistenza e rigidezza valutate con i metodi pocanzi descritti. Le seguenti tabelle, già descritte nel capitolo 3, consentono di stimare rapidamente la classe di duttilità del collegamento e, di conseguenza, dei telai realizzati da elementi uniti attraverso gli stessi. Come si evince dalle Figure 4.19 a) e b), i collegamenti della struttura elastica presentano una rigidezza relativa non elevatissima, per cui in quest’ottica non possono essere considerati come rigidi e, pertanto, continui dal punto di vista della duttilità. Per quanto riguarda i collegamenti della struttura dissipativa, invece, la minore rigidezza flessionale dei profili IPE 220 permette al collegamento di avere una maggiore rigidezza, in forma relativa. Ne consegue che nella struttura dissipativa i giunti realizzati come descritto, assicurano la completa continuità nel comportamento strutturale dei telai.

Collegamento IPE 270 - HEB 220			
RESISTENZA/ RIGIDEZZA	<b>A completo ripristino di resistenza</b>	A parziale ripristino di resistenza	Cerniera
<b>Rigidi</b>	Continui	Semi- continui	*
<b>Semi-Rigidi</b>	Semi-continui	Semi- continui	*
Cerniera	*	*	Semplici

Tabella 4.44 a) – Classificazione del collegamento a momento della struttura non dissipativa (EL)

Collegamento IPE 220 - HEB 220			
RESISTENZA/ RIGIDEZZA	<b>A completo ripristino di resistenza</b>	A parziale ripristino di resistenza	Cerniera
<b>Rigidi</b>	Continui	Semi- continui	*
Semi-Rigidi	Semi-continui	Semi- continui	*
Cerniera	*	*	Semplici

Tabella 4.44 b) – Classificazione del collegamento a momento della struttura dissipativa (DIS)

Le colonne adottate nei modelli strutturali oggetto di progettazione sono state poi ancorate ai plinti di fondazione attraverso opportune piastre di collegamento, flangiate in testa al profilo mediante saldatura in officina. Al fine di evitare deformazioni che possano provocare fenomeni di plasticizzazione dovuti al collegamento pilastro-fondazione, sono state applicati dei piatti di irrigidimento, destinati ad assicurare anche una elevata resistenza flessionale della piastra di

base, garantendo un certo grado di robustezza e resistenza all'insieme delle componenti presenti (ali pilastro, anima pilastro, piastra di base). Avendo proceduto ad irrigidire gli elementi del collegamento flangiato, la resistenza e la rigidezza del giunto pilastro-fondazione sono quindi affidati unicamente alle bullonature presenti. Analogamente ai casi mostrati in precedenza si è quindi proceduto alla verifica della capacità flessionale del collegamento, in relazione alle forze resistenti esplicitate dai bulloni. Le resistenze minime da garantire sono ancora una volta dettate dalle azioni sismiche agenti, applicate secondo le combinazioni allo SLV, e riportate nelle Tabelle 4.5 a) e b). A valle delle premesse effettuate, si riportano di seguito, nelle Tabelle 4.45 e 4.46, i valori di calcolo ottenuti per la valutazione del momento resistente del collegamento di fondazione. Come si osserva dai risultati, le differenze tra le due tipologie strutturali si rivedono, in questo caso, dall'adozione di bulloni di diametro inferiore nel caso elastico, nel quale, pur dovendo contrastare sollecitazioni molto più elevate, nell'ambito del dimensionamento occorre tener conto delle regole di duttilità imposte dalla norma a riguardo.

VERIFICA DI RESISTENZA DEL COLLEGAMENTO					
Bulloni		8.8 – M24	Forze		
$d_{ss}$	24	[mm]	$F_{t,Rd}$ (ESTERNI)	609,98	[kN]
$d_{0,ss}$	26	[mm]	$F_{t,Rd}$ (CENTRALI)	406,66	[kN]
$n$ ESTERNI	3	-	Braccio		
$n$ INTERNI	5	-	$z_1$	270	[mm]
$A_{ss}$	706	[mm <sup>2</sup> ]	$z_2$	90	[mm]
$A_{s,ss}$	561	[mm <sup>2</sup> ]	Verifica a flessione		
$f_{yb}$	640	[MPa]	$M_{j,Ed}$	107,9	[kN*m]
$f_{ub}$	800	[MPa]	$M_{j,Rd}$	201,3	[kN*m]
$F_{t,Rd}$	203	[kN]	$M_{j,Rd} > M_{j,Ed}$		
				<b>VERIFICA</b>	<b>SI</b>

Tabella 4.45 – Valutazione della resistenza a flessione del collegamento colonna-fondazione per la struttura non dissipativa (EL)

Verifica di resistenza del collegamento e rispetto della gerarchia delle resistenze					
Bulloni		8.8 - M30	Verifica a flessione		
$d_{ss}$	30	[mm]	$M_{j,Ed}$	33,9	[kN*m]
$d_{0,ss}$	33	[mm]	$M_{c,pl,Rd}$	216,60	[kN*m]
$n$ ESTERNI	3	-	$M_{j,Rd}$	319,90	[kN*m]
$n$ INTERNI	2	-	$\gamma_{cv}$	1,25	-
$A_{ss}$	706	[mm <sup>2</sup> ]	$M_{j,Rd} > M_{j,Ed}$		
$A_{s,ss}$	561	[mm <sup>2</sup> ]	<b>VERIFICA</b>	<b>SI</b>	
$f_{yb}$	640	[MPa]	$M_{j,Rd} \geq 1,1 \gamma_{cv} M_{c,pl,Rd}$		
$f_{ub}$	800	[MPa]	<b>VERIFICA</b>	<b>SI</b>	
$F_{t,Rd}$	323,136	[kN]			
Forze					
$F_{t,Rd}$ (ESTERNI)	969,41	[kN]			
$F_{t,Rd}$ (CENTRALI)	646,27	[kN]			
Braccio					
$z_1$	270	[mm]			
$z_2$	90	[mm]			

Tabella 4.46 – Valutazione della resistenza a flessione del collegamento colonna-fondazione per la struttura dissipativa (DIS)

Per l'elemento di unione tra colonne e fondazioni, si riporta in Figura 4.20 lo schema grafico descrittivo delle caratteristiche geometriche principali. Avendo affidato l'intera resistenza unicamente ai bulloni, quanto detto non subisce particolari variazioni, anche nel caso delle colonne esterne della struttura dissipativa, costituite da profili HEB 260.

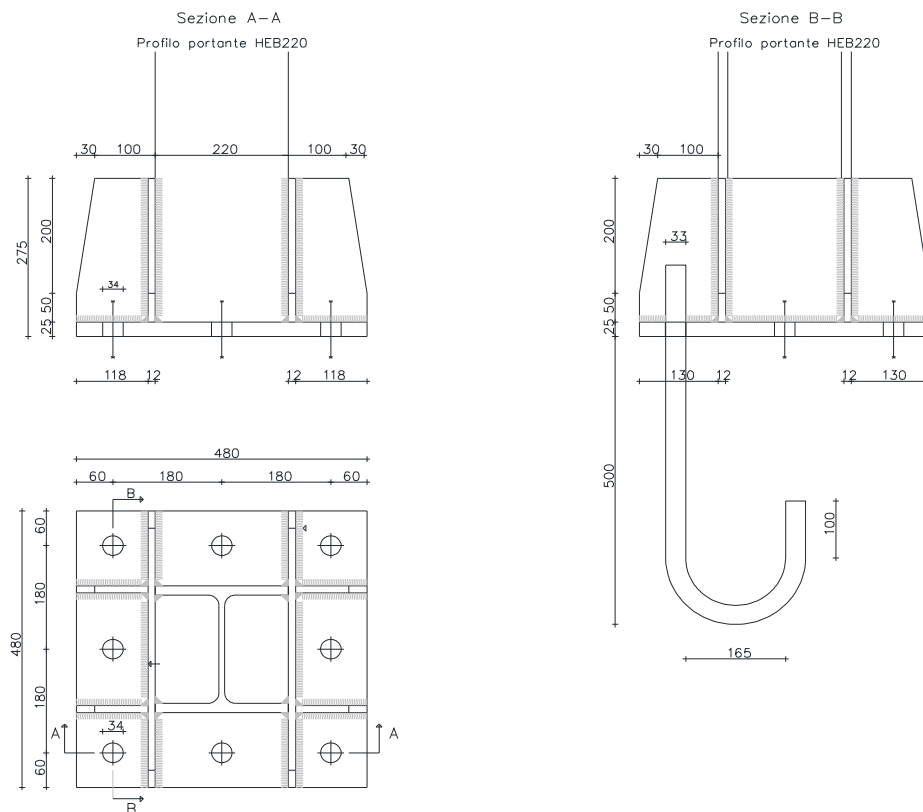


Figura 4.20 – Collegamento colonna fondazione adottato per la struttura non dissipativa (EL) e dissipativa (DIS)

#### 4.2.4 Fondazioni su plinti in C.A.

Le piastre di base applicate alle colonne delle strutture sono state progettate adottando dei tirafondi sagomati, che nella fase esecutiva vengono annegati all'interno del getto in CLS che costituisce l'elemento di fondazione vero e proprio, incaricato di distribuire i carichi verticali sul terreno sottostante. Nell'ambito del presente lavoro sono state adottate fondazioni di tipo superficiali costituite da plinti snelli, progettati secondo i criteri esposti nel §3.3.4. Nel dimensionamento sono state considerate le combinazioni peggiori di momento-sforzo normale indotte dai pilastri, responsabili della maggiore eccentricità alla base. Le dimensioni minime della base dell'elemento sono state determinate riconducendo la forza eccentrica all'interno del nocciolo centrale di inerzia, racchiuso all'interno del terzo medio della sezione rettangolare, al fine di evitare fenomeni di parzializzazione che portano all'incremento delle pressioni massime sul terreno. Una ulteriore verifica è stata condotta al fine di assicurare che le tensioni di compressione agenti alla base del plinto siano inferiori rispetto ad un valore prestabilito, fissato pari a  $3,5 \text{ kg/cm}^2$ , che rappresenta la resistenza massima tipicamente associata a terreni di buona qualità. In tale verifica è stato considerato, rispetto allo sforzo normale trasmesso dal pilastro,

anche il peso dell'elemento di fondazione, che diviene non trascurabile se confrontato con il peso unitario degli elementi strutturali di un telaio in acciaio. In seconda battuta, si è proceduto con la valutazione delle aree minime di armatura da inserire nella zona tesa della sezione e ad effettuate le rispettive verifiche flessionali e nei confronti del fenomeno del punzonamento. Nelle Tabelle 4.47 e 4.48 si riportano i valori ottenuti dal dimensionamento e dalle verifiche sui plinti dei pilastri non controventati, relative ad entrambe le strutture progettate.

Plinti di fondazione struttura elastica					
Dimensionamento plinto			Dimensionamento armature		
N	231,8	[kN]	ARMATURE $\phi$ 16/20"		
M	82,7	[kN*m]	N BARRE	15	[-]
e	0,36	[m]	A <sub>TOT</sub>	3016	[mm <sup>2</sup> ]
B <sub>Min</sub>	2,14	[m]	Verifica a flessione		
B	2,50	[m]	M <sub>Rd</sub>	573,5	[-]
b	0,22	[m]	<b>M<sub>Rd</sub> &gt; M<sub>Ed</sub></b>		
h <sub>Max</sub>	1,14	[m]	<b>VERIFICA</b>		<b>SI</b>
h	0,60	[m]	Verifica a punzonamento		
Peso plinto			k	1,609	[-]
P	93,75	[kN]	$\rho_l$	0,19%	[-]
$\sigma_{Max}$	1,33	[kg/cm <sup>2</sup> ]	f <sub>ck</sub>	20	[MPa]
Flessione mensola			VRd	611,3	[kN]
q	331,29	[kN/m]	<b>N<sub>v,Rd</sub> &gt; N<sub>Ed</sub></b>		
L <sub>1</sub>	1,25	[m]	<b>VERIFICA</b>		<b>SI</b>
M <sub>f</sub>	258,82	[kN*m]			
d	540,00	[mm]			
f <sub>yd</sub>	391,3	[MPa]			
A <sub>s,min</sub>	1361,0	[mm <sup>2</sup> ]			

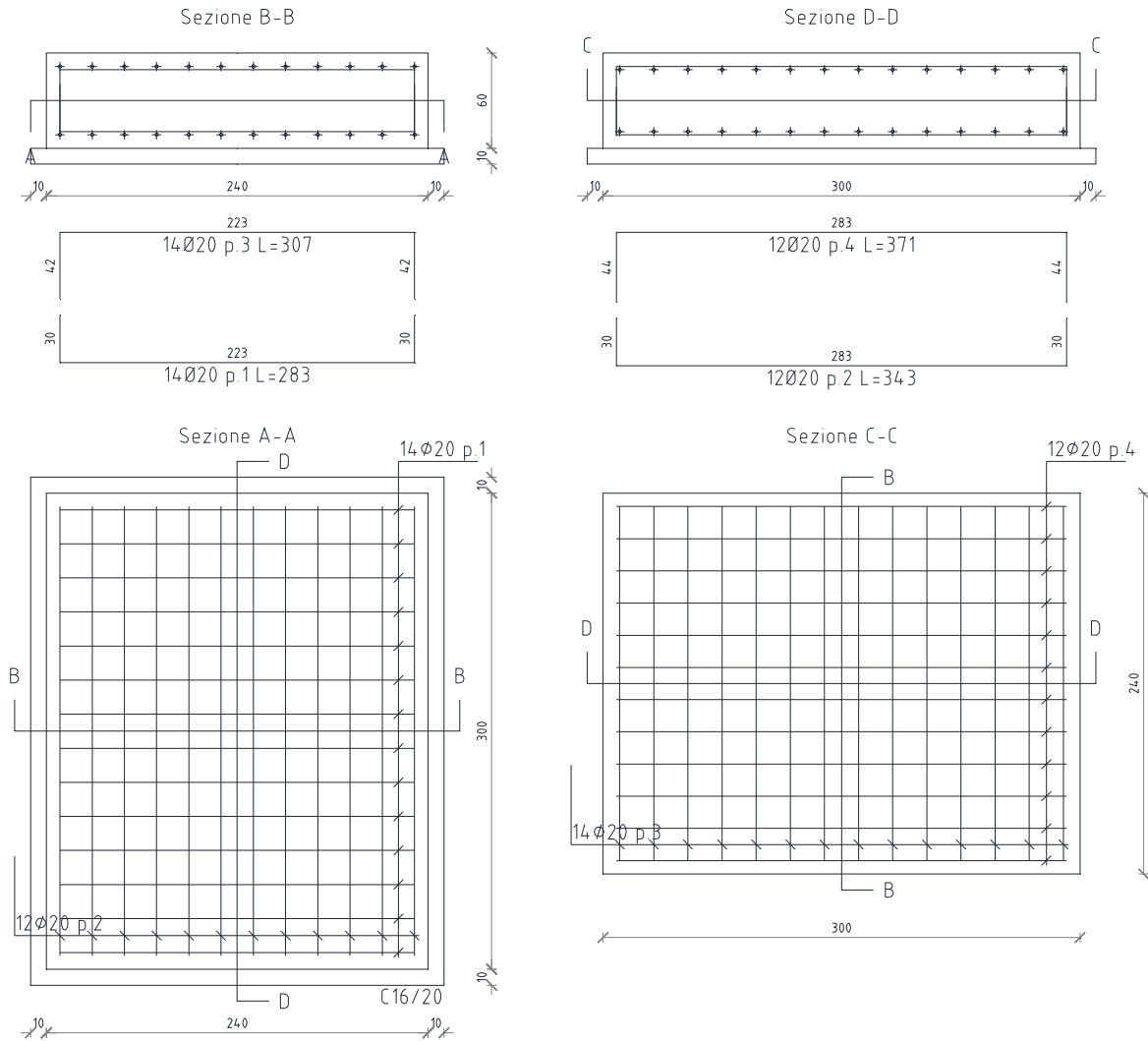
Tabella 4.47 – Progetto e verifica del plinto di fondazione della struttura non dissipativa (EL)

Plinti di fondazione struttura dissipativa					
Dimensionamento plinto			Dimensionamento armature		
N	208,8	[kN]	ARMATURE $\phi$ 16/20"		
M	35,7	[kN*m]	N BARRE	6	[-]
e	0,17	[m]	A <sub>TOT</sub>	1206	[mm <sup>2</sup> ]
B <sub>Min</sub>	1,03	[m]	Verifica a flessione		
B	1,20	[m]	M <sub>Rd</sub>	152,9	[-]
b	0,22	[m]	<b>M<sub>Rd</sub> &gt; M<sub>Ed</sub></b>		
h <sub>Max</sub>	0,49	[m]	<b>VERIFICA</b>		<b>SI</b>
h	0,40	[m]	Verifica a punzonamento		
Peso plinto			k	1,745	[-]
P	14,4	[kN]	$\rho_l$	0,28%	[-]
$\sigma_{Max}$	3,33	[kg/cm <sup>2</sup> ]	f <sub>ck</sub>	20	[MPa]
Flessione mensola			V <sub>Rd</sub>	239,4	[kN]
q	399,42	[kN/m]	<b>N<sub>v,Rd</sub> &gt; N<sub>Ed</sub></b>		
L <sub>1</sub>	0,60	[m]	<b>VERIFICA</b>		<b>SI</b>
M <sub>f</sub>	71,90	[kN*m]			
d	360,00	[mm]			
f <sub>yd</sub>	391,3	[MPa]			
A <sub>s,min</sub>	567,1	[mm <sup>2</sup> ]			

Tabella 4.48 – Progetto e verifica del plinto di fondazione della struttura dissipativa (DIS)

Pur avendo definito le dimensioni minime attraverso il calcolo manuale, nella fase di inserimento dei dati nel software Sismicad, sono state apportate ulteriori modifiche alla

geometria degli elementi di fondazione, allo scopo di incrementare le resistenze degli stessi e rendere soddisfatte anche le verifiche geotecniche relative al ribaltamento ed allo scorrimento laterale in corrispondenza del piano di posa. Le nuove geometrie ottenute e le relative armature sono rappresentate graficamente nelle distinte ripotate nelle Figure 4.21 e 4.22.



**Figura 4.21** – Plinto di fondazione in C.A per la struttura non dissipativa (EL)



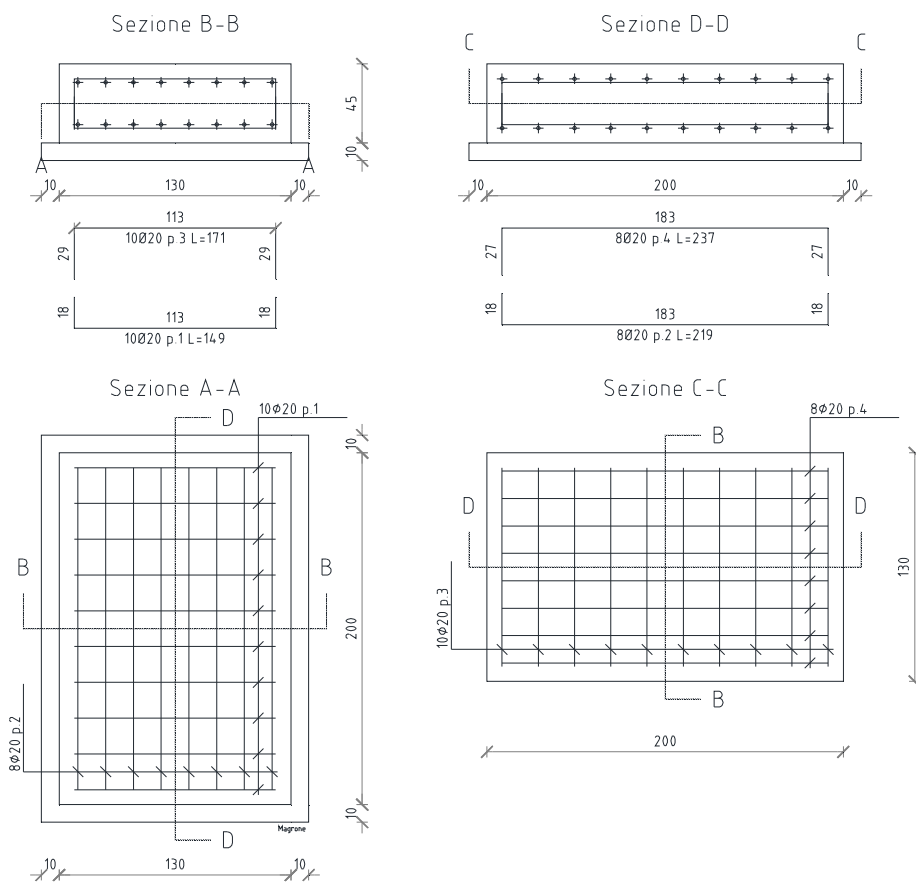


Figura 4.22 – Plinto di fondazione in C.A per la struttura dissipativa (DIS)

#### 4.2.5 Modellazione strutturale con solutore

In parallelo rispetto alle fasi di dimensionamento e verifica manuale finora esposte, relative alle membrature, ai collegamenti a taglio e a flessione ed ai plinti di fondazione, utilizzando il software Sismicad sono stati modellati agli elementi finiti due telai tridimensionali, diversificati in relazione alla strategia di progettazione adottata. Le informazioni sulle sezioni delle membrature, sulla conformazione esatta dei giunti a taglio e a momento e sugli elementi di fondazione ottenute dalla fase precedente sono quindi state utilizzate per la costruzione dei modelli, sottoposti poi a verifica automatizzata, in seguito all'inserimento dei dati per la determinazione delle azioni di progetto gravanti su ciascun modello strutturale.

In primo luogo, è stata definita la geometria del telaio spaziale, che è la stessa per i due casi (EL e DIS), attraverso l'inserimento delle coordinate dei punti corrispondenti alla posizione dei pilastri nel piano XY e dei tronchi che demarcano la posizione degli impalcati, posizionati come detto in precedenza su due livelli; in seguito, sono state definite le azioni verticali, le masse rappresentative dei pannelli di tamponamento prefabbricati in CLS e le eccentricità accidentali di piano nei confronti delle quali valutare la risposta sismica delle strutture. Le azioni verticali sono state inserite attraverso l'utilizzo dello strumento "carichi superficiali", grazie al quale è

stato possibile stabilire la caratteristica di rigidità degli impalcati. Tali passaggi hanno permesso la creazione vera e propria dei modelli e la successiva risoluzione degli stessi per la determinazione della risposta strutturale, attraverso un'analisi dinamica lineare, in termini di azioni interne, deformazioni, spostamenti e carichi trasmessi in fondazione. La norma di riferimento scelta per l'impostazione dell'analisi, nonché per la conduzione delle verifiche di resistenza e deformabilità delle strutture è il più volte citato DM 17/01/2018 (NTC). In sede di definizione delle preferenze di analisi è stato anche possibile scegliere la classe di duttilità prefissata per ciascuna tipologia strutturale, che è stata fissata in “ non dissipativa” nel caso elastico e in “CD-A” nel caso dissipativo.

Nelle seguenti Tabelle 4.47, 4.48, 4.49, 4.50, si riportano le risposte modali e di spettro relative alle due strutture, mentre le Tabelle 4.51 e 4.52 descrivono e le forze che caratterizzano l'equilibrio globale delle stesse.

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot. X	Massa rot. Y	Massa rot. Z	Massa sX	Massa sY
1	0.86347595	0	0.926566346	0	0.999997109	0	0.498386338	0	0.926566346
2	0.38886756	0	0.000000002	0	0	0	0.284011198	0	0.000000002
3	0.33916979	0.92093178	0	0	0	0.999907368	0.144449036	0.92093178	0
4	0.20537069	0	0.064218924	0	0.00002891	0	0.03450117	0	0.064218924
5	0.06221353	0.069855468	0	0	0	0.000092632	0.010956897	0.069855468	0
6	0.00018615	0.008488742	0	0	0	0	0.001331466	0.008488742	0

Tabella 4.47 – Risposta modale (EL)

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot. X	Massa rot. Y	Massa rot. Z	Massa sX	Massa sY
1	1.0467771	0	0.917285027	0	0.999711212	0	0.493085203	0	0.917285027
2	0.3737383	0.927263172	0	0	0	0.999991655	0.145347711	0.927263172	0
3	0.2256962	0	0.073336654	0	0.000288788	0	0.039422009	0	0.073336654
4	0.0868355	0.063359252	0	0	0	0.000008345	0.009931509	0.063359252	0
5	0.0002850	0.00766164	0	0	0	0	0.001199995	0.00766164	0
6	0.0002850	0	0.007662286	0	0	0	0.004118852	0	0.007662286

Tabella 4.48 – Risposta modale (DIS)

Spettro N.b.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	Max X		Max Y		Max Z	
							Valore	Angolo	Valore	Angolo	Valore	Angolo
X SLV	19965.118	0	0	0	1.344E05	1.348E05	19965.118	0	10669.277	90	0	0
Y SLV	0	10669.277	0	7.110E04	0	1.334E05	19965.118	0	10669.277	90	0	0
X SLD	7146.625	0	0	0	4.810E04	4.824E04	7146.625	0	3217.931	90	0	0
Y SLD	0	3217.931	0	2.137E04	0	4.022E04	7146.625	0	3217.931	90	0	0

Tabella 4.49 – Risposta di spettro (EL)

Spettro N.b.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	Max X		Max Y		Max Z	
							Valore	Angolo	Valore	Angolo	Valore	Angolo
X SLV	5751.681	0	0	0	3.847E04	3.882E04	5751.681	0	2505.62	90	0	0
Y SLV	0	2505.62	0	1.664E04	0	3.132E04	5751.681	0	2505.62	90	0	0
X SLD	7110.859	0	0	0	4.774E04	4.800E04	7110.859	0	2626.624	90	0	0
Y SLD	0	2626.624	0	1.734E04	0	3.283E04	7110.859	0	2626.624	90	0	0

Tabella 4.50 – Risposta di spettro (DIS)

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Forze applicate	0	0	-42934.6814	-289809.1	536683.518	0
Reazioni	0	0	42934.6814	289809.1	-536683.518	0
P-Delta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

Tabella 4.51 a) – Bilancio in condizione di carico: Pesi strutturali (EL)

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Forze applicate	0	0	-5737.5	-38728.125	71718.75	0
Reazioni	0	0	5737.5	38728.125	-71718.75	0
P-Delta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

Tabella 4.51 b) – Bilancio in condizione di carico: Permanenti portati (EL)

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Forze applicate	0	0	-33750	-227812.5	421875	0
Reazioni	0	0	33750	227812.5	-421875	0
P-Delta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

Tabella 4.52 c) – Bilancio in condizione di carico: Uso (EL)

Analisi di un caso studio

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Forze applicate	0	0	-4050	-27337.5	50625	0
Reazioni	0	0	4050	27337.5	-50625	0
P-Delta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

*Tabella 4.51 d) – Bilancio in condizione di carico: Neve (EL)*

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Forze applicate	18223.9249	0	0	0	122591.312	-123011.493
Reazioni	-18223.9249	0	0	0	-122591.312	123011.493
P-Delta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

*Tabella 4.51 e) – Bilancio in condizione di carico: Sisma X - SLV (EL)*

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Forze applicate	0	9609.6329	0	-64643.457	0	120120.412
Reazioni	0	-9609.6329	0	64643.457	0	-120120.412
P-Delta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

*Tabella 4.51 f) – Bilancio in condizione di carico: Sisma Y - SLV (EL)*

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Forze applicate	0	0	0	0	0	-12301.149
Reazioni	0	0	0	0	0	12301.149
P-Delta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

*Tabella 4.51 g) – Bilancio in condizione di carico: Eccentricità Y per sisma X - SLV (EL)*

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Forze applicate	0	0	0	0	0	12012.041
Reazioni	0	0	0	0	0	-12012.041
P-Delta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

*Tabella 4.51 h) – Bilancio in condizione di carico: Eccentricità X per sisma Y - SLV (EL)*

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Forze applicate	6522.4742	0	0	0	43876.315	-44026.701
Reazioni	-6522.4742	0	0	0	-43876.315	44026.701
P-Delta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

*Tabella 4.52 i) – Bilancio in condizione di carico: Sisma X – SLD (EL)*

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Forze applicate	0	3397.6525	0	-22855.816	0	42470.656
Reazioni	0	-3397.6525	0	22855.816	0	-42470.656
P-Delta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

*Tabella 4.51 j) – Bilancio in condizione di carico: Sisma Y - SLV (EL)*

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Forze applicate	0	0	0	0	0	-4402.67
Reazioni	0	0	0	0	0	4402.67
P-Delta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

*Tabella 4.51 k) – Bilancio in condizione di carico: Eccentricità Y per sisma X - SLD (EL)*

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Forze applicate	0	0	0	0	0	4247.066
Reazioni	0	0	0	0	0	-4247.066
P-Delta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

*Tabella 4.51 l) – Bilancio in condizione di carico: Eccentricità X per sisma Y - SLD (EL)*

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Forze applicate	0	0	-36998.163	-249737.6	462477.038	0
Reazioni	0	0	36998.163	249737.6	-462477.038	0
P-Delta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

*Tabella 4.52 a) – Bilancio in condizione di carico: Pesi strutturali (DIS)*

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Forze applicate	0	0	-5737.5	-38728.125	71718.75	0
Reazioni	0	0	5737.5	38728.125	-71718.75	0
P-Delta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

*Tabella 4.52 b) – Bilancio in condizione di carico: Permanenti portati (DIS)*

Analisi di un caso studio

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Forze applicate	0	0	-33750	-227812.5	421875	0
Reazioni	0	0	33750	227812.5	-421875	0
P-Delta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

*Tabella 4.52 c) – Bilancio in condizione di carico: Uso (DIS)*

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Forze applicate	0	0	-4050	-27337.5	50625	0
Reazioni	0	0	4050	27337.5	-50625	0
P-Delta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

*Tabella 4.52 d) – Bilancio in condizione di carico: Neve (DIS)*

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Forze applicate	6110.5752	0	0	0	41135.11	-41246.383
Reazioni	-6110.5752	0	0	0	-41135.11	41246.383
P-Delta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

*Tabella 4.52 e) – Bilancio in condizione di carico: Sisma X - SLV (DIS)*

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Forze applicate	0	2657.9267	0	-17892.605	0	33224.084
Reazioni	0	-2657.9267	0	17892.605	0	-33224.084
P-Delta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

*Tabella 4.52 f) – Bilancio in condizione di carico: Sisma Y - SLV (DIS)*

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Forze applicate	0	0	0	0	0	-7638.219
Reazioni	0	0	0	0	0	7638.219
P-Delta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

*Tabella 4.52 g) – Bilancio in condizione di carico: Eccentricità Y per sisma X - SLV (DIS)*

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Forze applicate	0	0	0	0	0	1794.101
Reazioni	0	0	0	0	0	-1794.101
P-Delta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

*Tabella 4.52 h) – Bilancio in condizione di carico: Eccentricità X per sisma Y - SLV (DIS)*

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Forze applicate	7581.6656	0	0	0	51038.183	-51176.243
Reazioni	-7581.6656	0	0	0	-51038.183	51176.243
P-Delta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

*Tabella 4.52 i) – Bilancio in condizione di carico: Sisma X - SLD (DIS)*

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Forze applicate	0	2769.148	0	-18641.324	0	34614.351
Reazioni	0	-2769.148	0	18641.324	0	-34614.351
P-Delta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

*Tabella 4.52 j) – Bilancio in condizione di carico: Sisma Y - SLD (DIS)*

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Forze applicate	0	0	0	0	0	-9477.082
Reazioni	0	0	0	0	0	9477.082
P-Delta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

*Tabella 4.52 k) – Bilancio in condizione di carico: Eccentricità Y per sisma X - SLD (DIS)*

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Forze applicate	0	0	0	0	0	1869.175
Reazioni	0	0	0	0	0	-1869.175
P-Delta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

*Tabella 4.52 l) – Bilancio in condizione di carico: Eccentricità X per sisma Y - SLD (DIS)*

Dai dati globali appena presentati, sono derivati quelli relativi alle singole aste del modello, grazie ai quali è stato possibile valutare i valori di domanda, da confrontare con le resistenze offerte dagli elementi strutturali utilizzati. A tal riguardo, si è proceduto con la verifica delle singole membrature, rispetto ai valori di sollecitazioni su di essi agenti, con lo scopo di validare i calcoli effettuati manualmente, prima di passare all'inserimento delle connessioni tra i vari

elementi strutturali, attraverso la definizione della geometria e delle caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati per le flange, gli irrigidimenti e i bulloni presenti nel collegamento stesso. Anche i giunti progettati sono quindi stati sottoposti alle specifiche verifiche, le quali, avendo fornito un risultato positivo, garantiscono il rispetto dei requisiti normativi descritti nei precedenti capitoli; per la struttura dissipativa si sottolinea l'importanza di tale affermazione, in quanto strettamente connessa ai fondamentali principi della gerarchia delle resistenze. A titolo di esempio, si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni flettenti agenti sui telai bidimensionali orientati nella direzione X (Figure 4.23 a) e b) ), le rappresentazioni relative ai plinti di fondazione modellati con il solutore (Figure 4.24 a) e b) ) e i modelli strutturali completi per i due casi analizzati (Figure 4.25 a) e b) ).

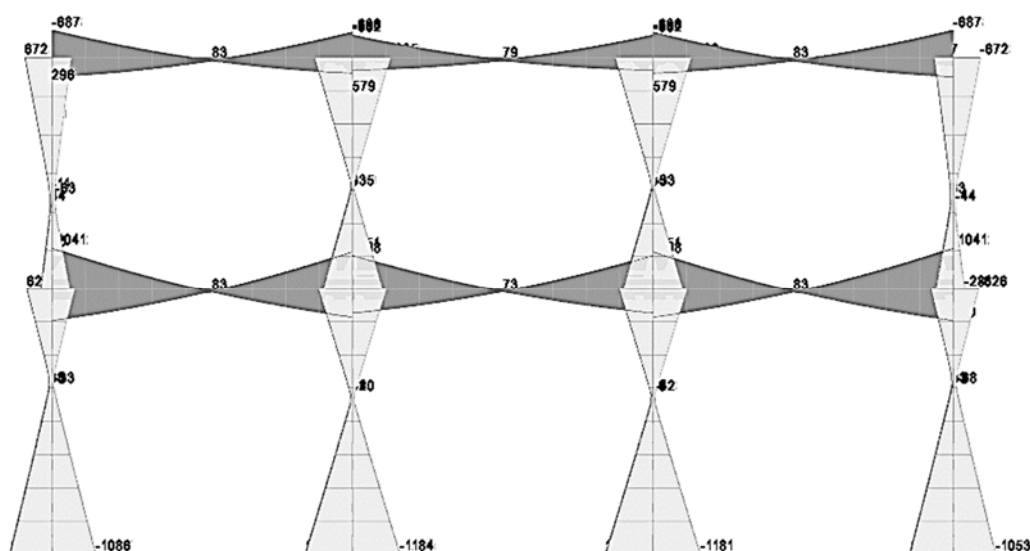


Figura 4.23 a) – Diagramma dei momenti dei telai in direzione X della struttura non dissipativa (EL) ottenuto con Sismicad

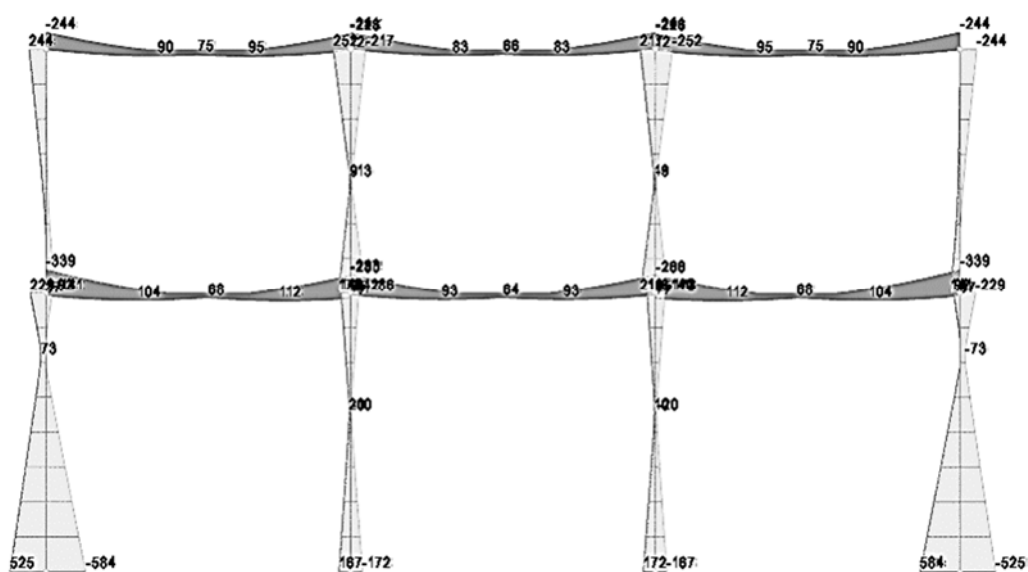
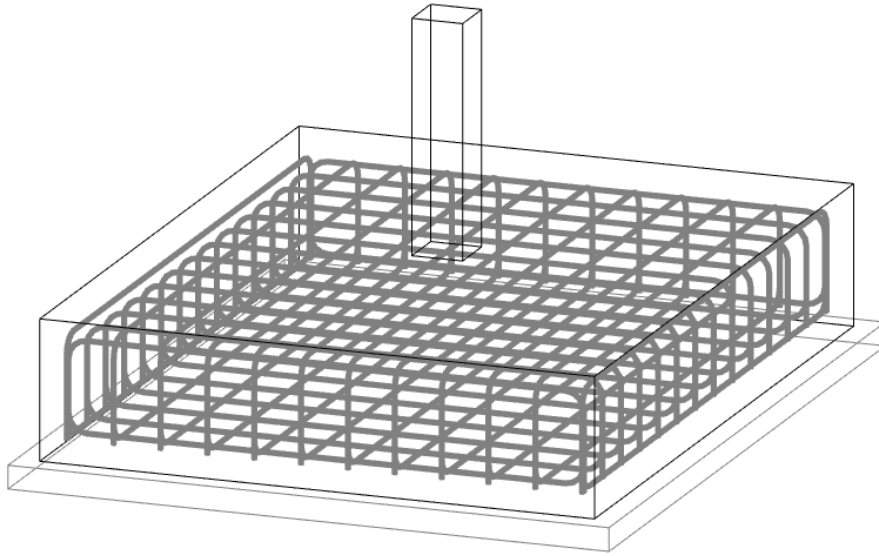
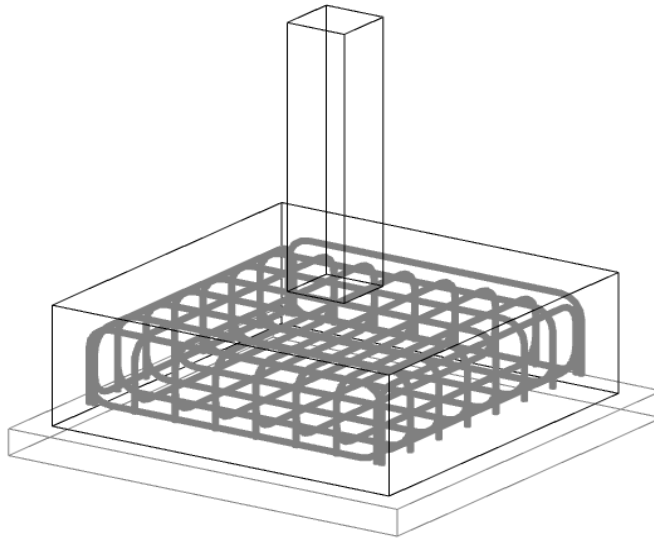


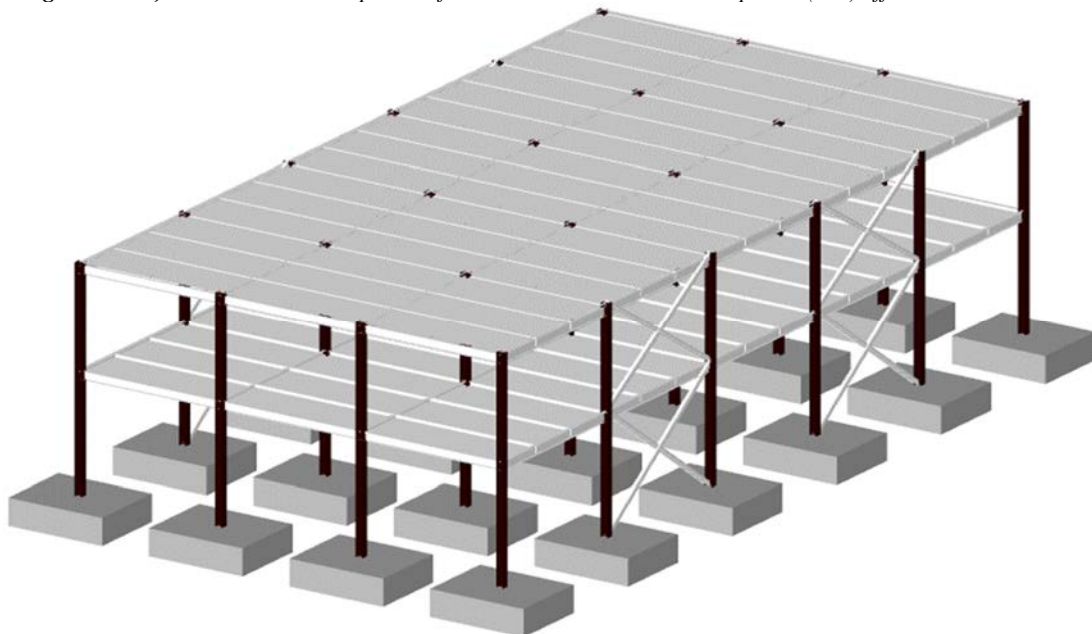
Figura 4.23 b) – Diagramma dei momenti dei telai in direzione X della struttura dissipativa (DIS) ottenuto con Sismicad



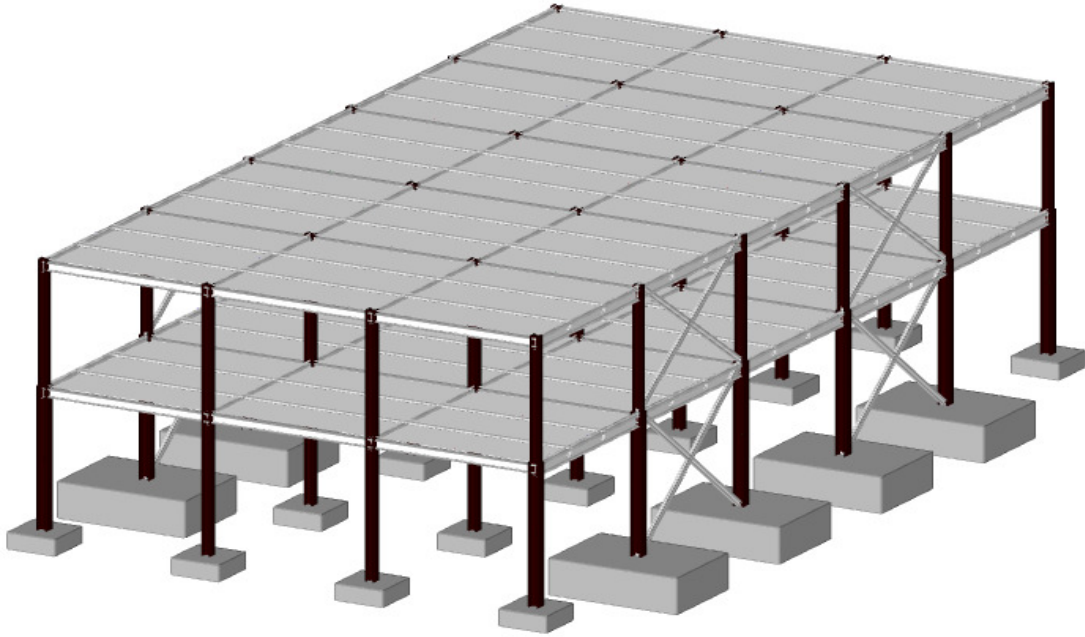
**Figura 4.23 a)** – Modellazione del pinto di fondazione della struttura non dissipativa (EL) effettuata con Sismicad



**Figura 4.24 b)** – Modellazione del pinto di fondazione della struttura dissipativa (DIS) effettuata con Sismicad



**Figura 4.25 a)** – Modello globale della struttura non dissipativa (EL) realizzato con Sismicad



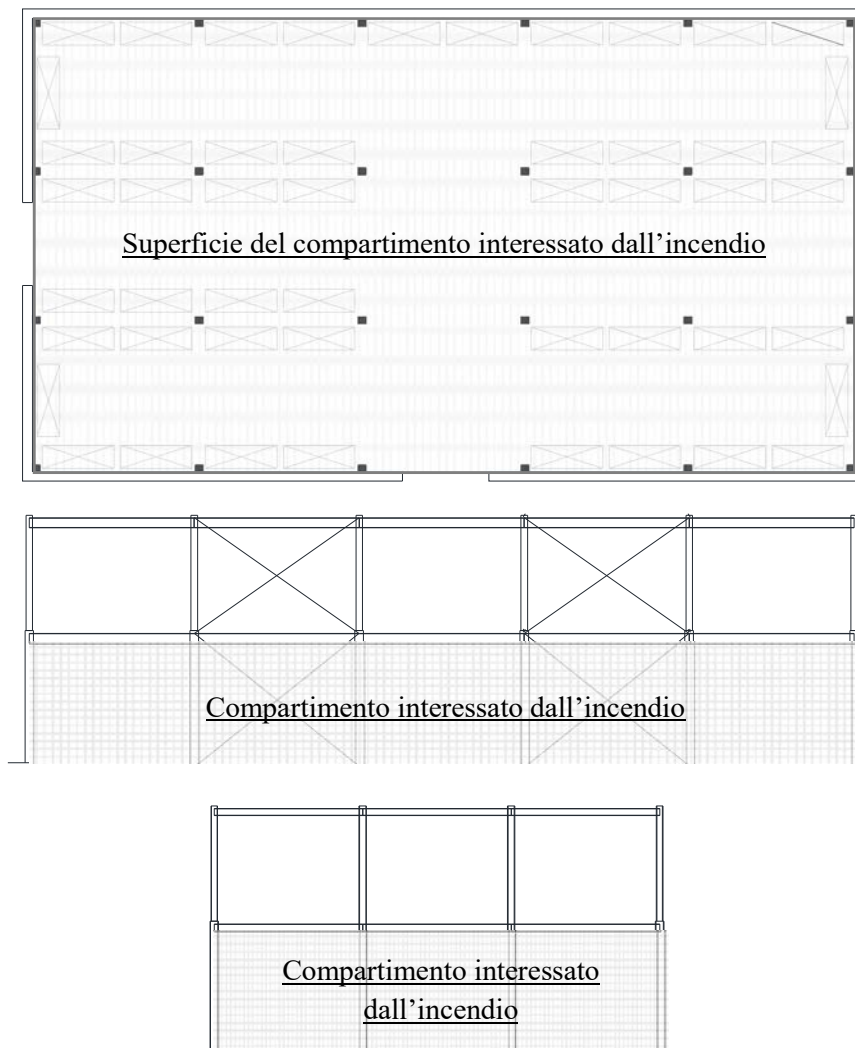
*Figura 4.25 b) – Modello globale della struttura dissipativa (DIS) realizzato con Sismicad*

### 4.3 La risposta strutturale in condizioni di incendio

Nella presente sezione si mostreranno le conseguenze degli incendi sulle strutture precedentemente progettate, stimate sotto gli aspetti ritenuti maggiormente interessanti, quali il decadimento delle resistenze meccaniche delle membrature e delle componenti che costituiscono i collegamenti, con particolare riferimento a quelli resistenti a sollecitazioni di tipo flessionale. Dette tipologie di unione sono infatti caratterizzate da un certo livello di resistenza e rigidità su cui si fa affidamento nella valutazione della risposta globale della struttura soggetta alle azioni esterne. Tuttavia, quando l'azione in questione è un'azione termica, per altro in evoluzione continua, legata alla presenza di un incendio, ignorare la variazione di tali caratteristiche nel tempo equivale a sottovalutare le conseguenze reali provocate dall'evento eccezionale; di conseguenza, ciò porta ad effettuare analisi di dubbia utilità in quanto relative a situazioni non verosimili, che si tramutano, di fatto, in un errore progettuale.

Nell'ambito del presente lavoro sono state analizzate le risposte alle alte temperature dei sistemi strutturali studiati, sia a livello locale, sulle membrature e sulle connessioni, sia a livello globale, grazie all'utilizzo del software di modellazione agli elementi finiti Straus7, che ha permesso la valutazione delle sollecitazioni e delle deformazioni conseguenti all'imposizione dei carichi termici generati dall'incendio, derivanti dalla variazione a livello locale del comportamento dei singoli elementi. Trattandosi di esempi applicativi non riferiti a casi realmente esistenti, il modello di incendio scelto per la determinazione delle azioni termiche da applicare alle strutture è quello rappresentato dalla curva nominale standard, definita anche ISO 834. Il modello di incendio nominale scelto si riferisce ad un evento che ha luogo e che si espande all'interno di

un compartimento, interessando direttamente o indirettamente le componenti strutturali situate all'interno dello stesso. In un simile contesto, le fiamme del focolare e i prodotti della combustione hanno già occupato l'intero volume dello spazio confinato denotato come compartimento, provvedendo ad incrementare le temperature delle superfici colpite, attraverso i meccanismi di trasmissione del calore di convezione e irraggiamento. Rispetto a quanto avviene in realtà, i modelli di questo tipo non permettono di considerare i parametri di dettaglio, descrittivi, ad esempio, delle condizioni di ventilazione degli ambienti, per i quali si fa riferimento a modelli di analisi avanzati, i quali necessitano di una grande quantità di dati in ingresso, affinché possano restituire dei risultati sufficientemente realistici, che giustifichino la modellazione effettuata. L'utilizzo di curve naturali assume infatti un significato concreto solo nel caso in cui l'impostazione del problema sia sufficientemente dettagliata e ciò può avvenire solo in seguito ad uno studio scrupoloso della costruzione oggetto d'indagine; pertanto, in questa sede si vuole concentrare maggiormente l'attenzione sul processo di modifica della risposta strutturale, che tuttavia può essere sempre raffinato, eventualmente introducendo modelli di incendio reali.



**Figura 4.26** – Layout e viste laterali del compartimento in cui si sviluppa l'incendio



Data la natura nominale, e quindi conservativa della stessa, la curva standard parte dunque dall'incendio generalizzato, non considerando il lento riscaldamento iniziale che precede il corrispondente istante, ma che può essere trascurato per quanto concerne gli effetti sulle componenti strutturali, e prosegue con andamento monotono crescente, senza mostrare dunque la fase di decadimento dell'incendio. Pur trattandosi di un modello conservativo, l'utilizzo dell'incendio standard in simili circostanze permette di massimizzare gli effetti sul comportamento dei sistemi costruttivi e, in particolare, di quelli in acciaio studiati.

Per le strutture metalliche non dotate di opportuni sistemi di protezione nei confronti degli incendi (intonaci protettivi, lastre in calciosilicato, ecc.), considerare le temperature raggiunte dalle membrature uguali a quelle dell'ambiente in cui si sviluppa l'incendio non costituisce un errore significativo, in quanto giustificato dall'elevata conducibilità termica del materiale e dagli spessori contenuti delle ali e delle anime dei profili. Allo stesso modo, resta valida l'ipotesi di temperatura uniforme all'interno della sezione, anche in relazione all'esposizione degli elementi su più lati, come nel caso delle travi o dei pilastri situati all'interno di un compartimento. Si suppone, pertanto, che ciascuna membratura da sottoporre a verifica in condizioni di incendio sia soggetta in maniera uniforme, sia longitudinalmente, sia trasversalmente, alle temperature dettate dalla curva temperatura-tempo ISO 834, rappresentata nel capitolo 2. Viceversa, questa ipotesi non è stata imposta sui collegamenti trave-pilastro a momento, per i quali sono state valutate le temperature al livello di ciascuna delle righe di bulloni presenti, stimate attraverso la specifica relazione fornita dall'Eurocodice 3, le quali hanno permesso di considerare la progressiva riduzione della resistenza delle componenti che partecipano al meccanismo di resistenza flessionale. Prima di passare alle fasi di analisi a caldo, sviluppate in primo luogo per le membrature, poi per i giunti, si effettuano alcuni chiarimenti, che possono rivelarsi utili per ricostruire il quadro completo del problema, nel quale si racchiudono in sostanza le modalità di esecuzione delle analisi meccaniche in presenza di variazioni nelle proprietà del materiale:

- La resistenza meccanica e l'elasticità del materiale decrescono con la temperatura;
- La classificazione dei profili utilizzati può subire cambiamenti in caso di esposizione degli stessi alle alte temperature;
- Le elevate temperature producono un incremento dei fenomeni di instabilità, legati al diverso andamento delle riduzioni di resistenza ed elasticità del materiale;
- La resistenza e la rigidezza del collegamento flessionale sono valutate con il metodo delle componenti;
- Il decadimento delle resistenze dei bulloni e dell'acciaio utilizzato per le altre componenti del collegamento segue due leggi diverse;
- Le temperature nel collegamento sono sicuramente minori rispetto a quelle dell'elemento collegato, grazie alla presenza delle stesse membrature, di flange e rinforzi che ritardano il riscaldamento dei bulloni e delle componenti del collegamento.

Al fine di ottenere dei risultati sovrapponibili tra loro, è stato studiato lo stato delle due tipologie strutturali, contestualmente alla loro esposizione all'incendio nominale, osservando le variazioni provocate dallo stesso con intervalli di tempo di 5 minuti, partendo dall'istante corrispondente al flashover, fino ad un massimo di 60 minuti (Figura 4.27), oltre i quali non ha più senso proseguire, in quanto si è già nella condizione di collasso strutturale, come si vedrà nei seguenti paragrafi. Inoltre, si vedrà in che modo le due tipologie strutturali subiscano danneggiamenti tali da non essere più in grado di fronteggiare eventi sismici uguali a quelli di progetto, seppure tale richiesta non venga effettuata direttamente dal legislatore.

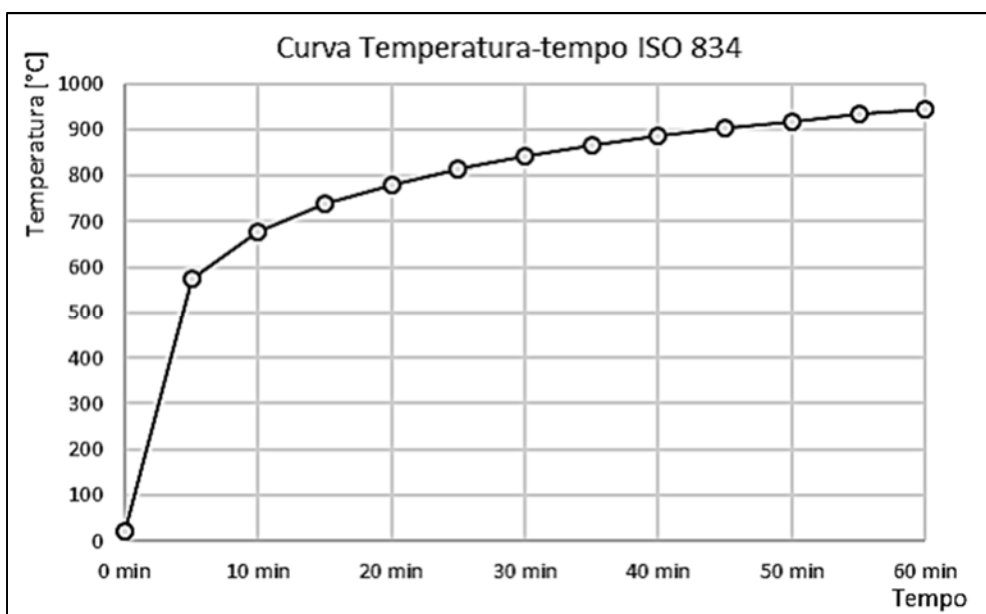


Figura 4.27 – Evoluzione delle temperature negli intervalli di tempo considerati

In particolare, lo studio è fondato sull'ipotesi che un primo evento sismico provochi il rovesciamento di materiale infiammabile all'interno del compartimento, il cui innesco diviene a quel punto molto probabile, data la diffusione dei relativi vapori nell'ambiente. Una nuova ipotesi determina invece che, come spesso in realtà accade, una seconda scossa sopraggiunga a breve distanza temporale, nelle condizioni in cui l'incendio è ancora in atto. In simili circostanze, la struttura è chiamata a sopportare sollecitazioni di gran lunga maggiori rispetto a quelle associate alla combinazione eccezionale delle azioni stabilita dalla norma, soprattutto nel caso di struttura non dissipativa, dove non vi sono meccanismi plastici che abbattano l'entità delle forze orizzontali. Infine, dopo aver trattato il problema dell'incendio, come azione eccezionale singola, si passerà dunque al confronto dei risultati ottenuti con quelli relativi alle azioni interne associate allo scuotimento sismico imposto, che è funzione del sito e della strategia di progettazione applicata.

### 4.3.1 Analisi meccanica delle membrature a caldo

All'interno dei telai studiati, si collocano complessivamente tre tipologie di profili IPE, utilizzati come travi nelle due direzioni, ed altrettante tipologie di pilastri con sezione HEB, la cui differenziazione è stata dettata dai principi della gerarchia delle resistenze adottati nella progettazione. Per ciascuna tipologia di profilo sono state effettuate le verifiche di resistenza al fuoco, in relazione allo sviluppo del fenomeno dell'incendio nel tempo, ad eccezione delle membrature di controvento, per le quali si ipotizza un sistema di protezione al fuoco. Trattandosi di pochi elementi, localizzati peraltro nelle zone perimetrali in cui verranno applicati i pannelli di tamponamento, si ritiene infatti conveniente realizzare degli inscatolamenti sui profili con lastre in calciosilicato, oppure una contro-parete interna che inglobi gli elementi al suo interno, fornendo un sufficiente grado di protezione al fuoco per gli stessi.

Relativamente agli impalcati, dall'analisi termica sezionale effettuata attraverso il software Thermocad, si evince che durante l'incendio la lamiera grecata, situata nel lembo inferiore della sezione trasversale dell'elemento, raggiunge temperature prossime a quelle ambientali, come ipotizzato anche per le membrature che compongono il sistema strutturale. Tuttavia, l'evoluzione delle temperature all'interno della sezione in calcestruzzo si presenta molto più lenta, grazie alla maggiore quantità di massa che il flusso termico è costretto ad attraversare per unità di superficie. Le analisi termiche hanno condotto ai risultati riportati nelle Figure 4.28, che mostrano le temperature raggiunte da ciascun punto della sezione dopo i primi quattro step di carico termico. Ricordando che nella soletta progettata in condizioni ordinarie la lamiera si sostituisce alla classica armatura metallica, sulla base degli stessi risultati, al fine di migliorare la risposta dell'elemento alle condizioni di incendio, si ritiene opportuno prevedere l'utilizzo di armatura longitudinale aggiuntiva all'interno del getto di CLS, il cui contributo nella resistenza flessionale e tagliante della sezione trasversale accresce contestualmente al repentino degrado dell'acciaio che costituisce la lamiera (Figura 4.30). A tal riguardo, in Tabella 4.53 si descrivono i carichi agenti in condizioni di incendio, che provocano le sollecitazioni nei confronti delle quali si esegue la verifica della sezione. Le seguenti figure mostrano invece l'analisi termica effettuata sull'elemento di impalcato per i primi step di carico termico e la riduzione delle resistenze dell'acciaio della lamiera.

<b>Soletta mista in C.A.</b>		
<b>Combinazione Eccezionale</b>		
$q^{ECC}$	11,55	[kN/m <sup>2</sup> ]
$f_c$	0,15	[m]
$q^{ECC}$	1,73	[kN/m]
L	1,65	[m]
$V_{ed}$	1,42	[kN]
$M_{ed}$	0,58	[kN*m]

Tabella 4.53 – Carichi e sollecitazioni per la soletta in C.A. nella combinazione eccezionale

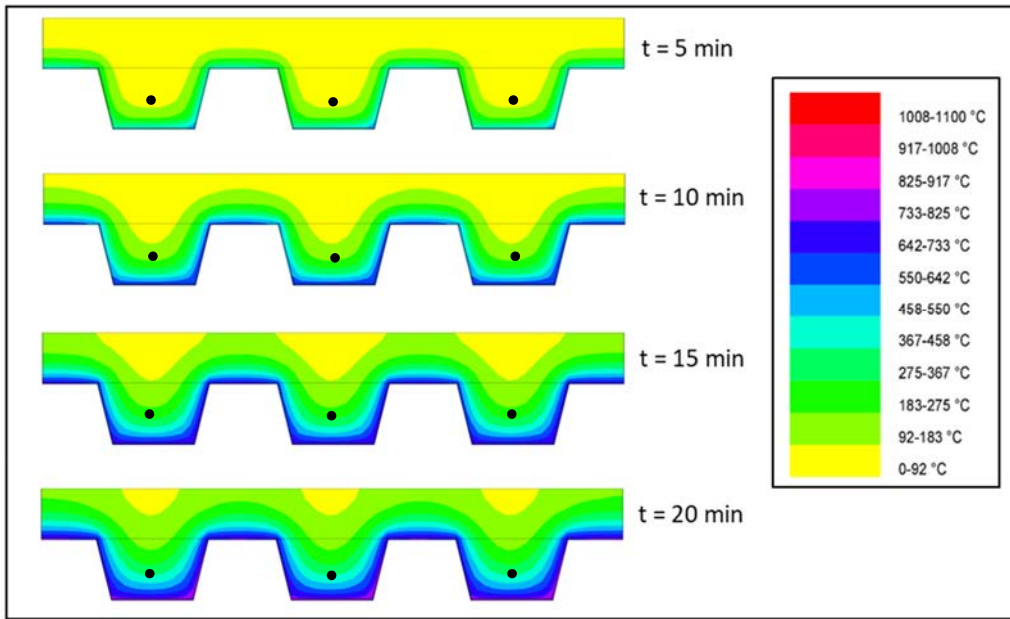


Figura 4.28 – Andamento delle temperature nella soletta mista in C.A

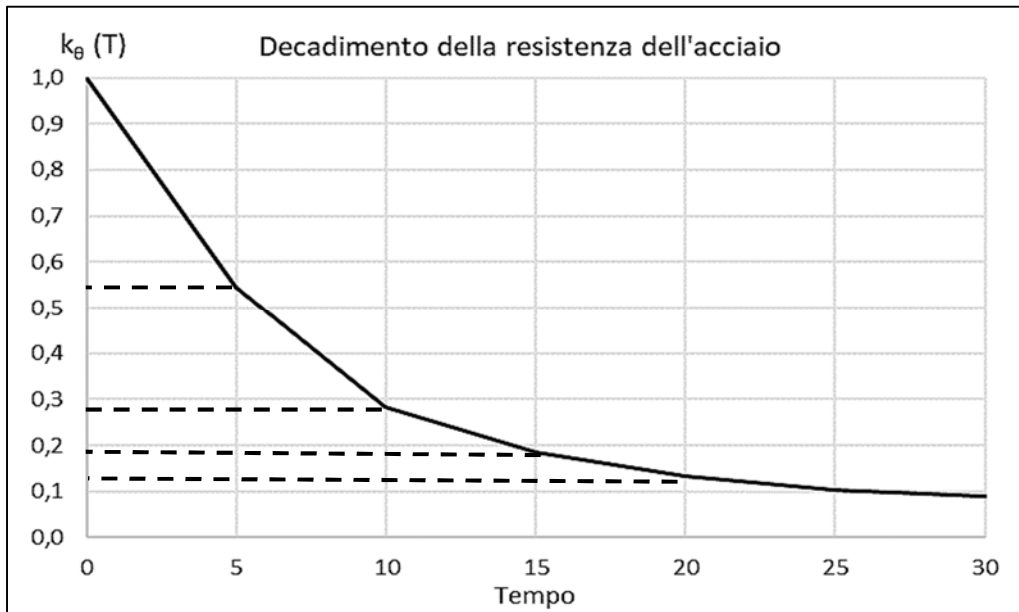


Figura 4.29 – Decadimento della resistenza dell'acciaio strutturale in corrispondenza dei primi step di carico termico

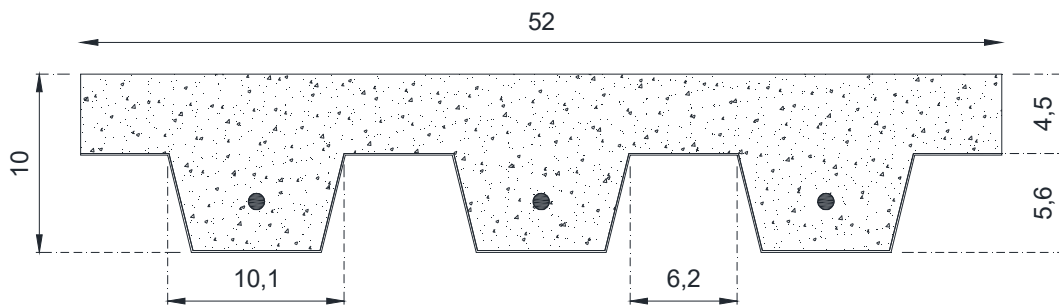


Figura 4.30 – Sezione trasversale della soletta con presenza di armature aggiuntive

In linea con le modalità adottate in precedenza, si procederà con l'illustrazione in parallelo delle verifiche eseguite sugli elementi strutturali della struttura non dissipativa (EL) e della struttura dissipativa (DIS), partendo da un dovuto riepilogo in merito alle sollecitazioni di riferimento per il caso specifico, fornito dalle Tabelle 4.54. Le prime membrature sottoposte a verifica in condizioni di incendio sono state quelle con schema isostatico orientate in direzione Y, quindi parallelamente ai telai iperstatici progettati in precedenza. Le caratteristiche geometriche e di resistenza e stabilità nei confronti dei meccanismi flessionali cui sono soggetti tali elementi sono riassunte nelle Tabelle 4.55 a) e b).

Riepilogo delle sollecitazioni per la struttura elastica				
Sollecitazioni SLU				
Elementi isostatici	$M_{Sd, max}$	$V_{Sd, max}$		
IPE 270	52,8	46,9		
IPE 300	139,2	95,2		
Sollecitazioni SLV				
Elementi iperstatici	$N_{Sd, max}$	$M_{Y,Sd, max}$	$M_{X,Sd, max}$	$V_{Sd, max}$
IPE 270	-	113,5	-	59,7
HEB 220	231,8	82,7	12,1	45,2
HEB 220 - Controventati	536	107,5	12,1	38,2
Sollecitazioni - Combinazione Eccezionale				
Elementi isostatici	$M_{Sd, max}$	$V_{Sd, max}$		
IPE 270	30,15	26,80		
IPE 300	45,99	53,61		
Elementi iperstatici	$N_{Sd, max}$	$M_{Y,Sd, max}$	$M_{X,Sd, max}$	$V_{Sd, max}$
IPE 270	-	18,30	-	22,80
HEB 220	228,5	9,50	-	

**Tabella 4.54 a)** – Sollecitazioni di riferimento per le verifiche al fuoco sulla struttura non dissipativa (EL)

Riepilogo delle sollecitazioni per la struttura dissipativa				
Sollecitazioni SLU				
Elementi isostatici	$M_{Sd, max}$	$V_{Sd, max}$		
IPE 220	52,3	45,9		
IPE 300	132,9	90,5		
Sollecitazioni SLV				
Elementi iperstatici	$N_{Sd, max}$	$M_{Y,Sd, max}$	$M_{X,Sd, max}$	$V_{Sd, max}$
IPE 220	-	33,1	-	24,2
HEB 220	208,8	35,7	2,7	14,1
HEB 260 - Controventati	286,4	33,9	6,8	12,8
Sollecitazioni - Combinazione Eccezionale				
Elementi isostatici	$M_{Sd, max}$	$V_{Sd, max}$		
IPE 220	29,90	26,58		
IPE 300	45,99	53,15		
Elementi iperstatici	$N_{Sd, max}$	$M_{Y,Sd, max}$	$M_{X,Sd, max}$	$V_{Sd, max}$
IPE 220	-	15,1	-	17,2
HEB 200	52,8	12,5	-	5,9
HEB 220	207,1	2,2	-	-
HEB 260	108,3	6,9	-	2,5

**Tabella 4.54 b)** – Sollecitazioni di riferimento per le verifiche al fuoco sulla struttura dissipativa (DIS)

Per le travi di impalcato IPE 270 e IPE 220, rispettivamente, si considera la presenza di ritegni torsionali ogni 100 cm, garantiti dalla presenza dei connettori a taglio utilizzati per assicurare

un idoneo collegamento tra la soletta mista in acciaio-calcestruzzo e i profili metallici chiamati a sopportarne il carico. Come si vedrà in seguito, relativamente alle travi IPE 300 disposte lungo la direzione X, tali ritegni saranno dati dalla presenza delle travi che supportano l'impalcato, posizionate ad un interasse di 1,67 m circa.

Travi isostatiche in Y – (EL)				
b	13,50	[cm]	<b>Tipo</b>	<b>IPE 270</b>
h	27,00	[cm]	RESISTENZA	
t <sub>w</sub>	0,66	[cm]	V <sub>C,Rd</sub>	334,83 [kN]
t <sub>f</sub>	1,02	[cm]	V <sub>Sd</sub> < 0,5 V <sub>C,Rd</sub>	SI
r	1,50	[cm]	M <sub>pl,Rd</sub>	126,76 [kN*m]
A	45,95	[cm <sup>2</sup> ]	M <sub>Sd</sub> < M <sub>pl,Rd</sub>	SI
A <sub>v</sub>	22,14	[cm <sup>2</sup> ]	Stabilità	
J <sub>y</sub>	5790	[cm <sup>4</sup> ]	M <sub>A</sub>	0 [kN m]
W <sub>el,y</sub>	428,90	[cm <sup>3</sup> ]	M <sub>B</sub>	0 [kN m]
W <sub>pl,y</sub>	484,00	[cm <sup>3</sup> ]	ψ	1,75 [-]
i <sub>y</sub>	11,23	[cm]	L <sub>cr</sub>	100 [cm]
J <sub>z</sub>	420	[cm <sup>4</sup> ]	E I <sub>z</sub>	881,79 [kN m <sup>2</sup> ]
J <sub>t</sub>	16	[cm <sup>4</sup> ]	G I <sub>t</sub>	12,875 [kN m <sup>2</sup> ]
J <sub>w</sub>	0,07	[cm <sup>6</sup> ]	E I <sub>z</sub>	0,148 [kN m <sup>2</sup> ]
MATERIALE			M <sub>cr</sub>	618,2 [kN m]
Classe profilo	1		λ <sub>LT</sub>	0,46 [-]
f <sub>yk</sub>	275	[MPa]	α	0,60 -
γ <sub>MO</sub>	1,05	-		
E	210000	[MPa]		
G	80769	[MPa]		

**Tabella 4.55 a)** – Caratteristiche delle travi isostatiche utilizzate negli impalcati della struttura non dissipativa (EL)

Travi isostatiche in Y – (DIS)				
b	11,00	[cm]	<b>Tipo</b>	<b>IPE 220</b>
h	22,00	[cm]	RESISTENZA	
t <sub>w</sub>	0,59	[cm]	V <sub>C,Rd</sub>	240,13 [kN]
t <sub>f</sub>	0,92	[cm]	V <sub>Sd</sub> < 0,5 V <sub>C,Rd</sub>	SI
r	1,20	[cm]	M <sub>pl,Rd</sub>	74,75 [kN*m]
A	33,37	[cm <sup>2</sup> ]	M <sub>Sd</sub> < M <sub>pl,Rd</sub>	SI
A <sub>v</sub>	15,88	[cm <sup>2</sup> ]	Stabilità	
J <sub>y</sub>	2772	[cm <sup>4</sup> ]	M <sub>A</sub>	0 [kN m]
W <sub>el,y</sub>	252,00	[cm <sup>3</sup> ]	M <sub>B</sub>	0 [kN m]
W <sub>pl,y</sub>	285,40	[cm <sup>3</sup> ]	ψ	1,75 [-]
i <sub>y</sub>	9,11	[cm]	L <sub>cr</sub>	100 [cm]
J <sub>z</sub>	205	[cm <sup>4</sup> ]	E I <sub>z</sub>	430,29 [kN m <sup>2</sup> ]
J <sub>t</sub>	9	[cm <sup>4</sup> ]	G I <sub>t</sub>	7,326 [kN m <sup>2</sup> ]
J <sub>w</sub>	0,02	[cm <sup>6</sup> ]	E I <sub>z</sub>	0,048 [kN m <sup>2</sup> ]
MATERIALE			M <sub>cr</sub>	318,4 [kN m]
Classe profilo	1		λ <sub>LT</sub>	0,50 [-]
f <sub>yk</sub>	275	[MPa]	α	0,60 -
γ <sub>MO</sub>	1,05	-		
E	210000	[MPa]		
G	80769	[MPa]		

**Tabella 4.55 b)** – Caratteristiche delle travi isostatiche utilizzate negli impalcati della struttura dissipativa (DIS)

Verifica di resistenza a caldo delle travi IPE 270								Struttura NON DISSIPATIVA	
t	k <sub>E,θ</sub>	k <sub>Y,θ</sub>	λ <sub>LT,θ</sub>	φ <sub>LT,θ</sub>	χ <sub>LT,fi</sub>	M <sub>fi,θ,Rd</sub>	V <sub>fi,θ,Rd</sub>	M <sub>fi,θ,Rd</sub> ≥ M <sub>fi,Ed</sub>	V <sub>fi,θ,Rd</sub> ≥ V <sub>fi,Ed</sub>
[min]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN m]	[kN]		
0	1	1	0,46	0,75	0,75	99,88	351,57	<b>SI</b>	<b>SI</b>
5	0,38	0,54	0,56	0,82	0,70	35,48	133,60	<b>SI</b>	<b>SI</b>
10	0,17	0,28	0,60	0,86	0,68	15,35	59,77	NO	<b>SI</b>
15	0,11	0,18	0,60	0,86	0,68	9,91	38,67	NO	<b>SI</b>
20	0,1	0,13	0,53	0,80	0,71	9,49	35,16	NO	<b>SI</b>
25	0,09	0,10	0,50	0,77	0,73	8,78	31,64	NO	<b>SI</b>
30	0,08	0,08	0,49	0,77	0,74	7,85	28,13	NO	<b>SI</b>
35	0,08	0,07	0,46	0,74	0,75	8,02	28,13	NO	<b>SI</b>
40	0,07	0,06	0,46	0,74	0,75	7,03	24,61	NO	NO
45	0,07	0,06	0,43	0,72	0,77	7,16	24,61	NO	NO
50	0,06	0,05	0,45	0,74	0,76	6,06	21,09	NO	NO
55	0,06	0,05	0,44	0,73	0,76	6,09	21,09	NO	NO
60	0,06	0,05	0,43	0,72	0,77	6,15	21,09	NO	NO

**Tabella 4.56 a)** – Valutazione della resistenza al fuoco delle travi isostatiche IPE 270 della struttura non dissipativa (EL), nei confronti dei carichi agenti nelle combinazioni eccezionale

Nelle Tabelle 4.56 a) e b) si riportano i valori di calcolo ottenuti dalle verifiche di resistenza al fuoco effettuate sugli elementi considerati. Si noti che la stabilità delle aste risulta garantita al tempo zero, mentre già dal primo step, i profili subiscono l'effetto del decadimento indotto dalle

temperature in termini di elasticità e resistenza. In particolare, gli elementi più esili utilizzati nella struttura dissipativa, perdono la loro resistenza flessionale già prima dei 5 minuti, al contrario di quanto avviene nel caso della struttura progettata in campo elastico, che perde giunge al collasso nello step successivo.

Verifica di resistenza a caldo delle travi IPE 220								Struttura DISIPATIVA	
t [min]	$k_{E,\theta}$ [-]	$k_{y,\theta}$ [-]	$\bar{\lambda}_{LT,\theta}$ [-]	$\phi_{LT,\theta}$	$\chi_{LT,fi}$ [-]	$M_{fi,\theta,Rd}$ [kN m]	$V_{fi,\theta,Rd}$ [kN]	$M_{fi,\theta,Rd} \geq M_{fi,Ed}$	$V_{fi,\theta,Rd} \geq V_{fi,Ed}$
0	1,00	1,00	0,50	0,77	0,73	57,54	252,14	<b>SI</b>	<b>SI</b>
5	0,38	0,54	0,59	0,85	0,68	20,29	95,81	NO	<b>SI</b>
10	0,17	0,28	0,64	0,90	0,66	8,75	42,86	NO	<b>SI</b>
15	0,11	0,18	0,64	0,90	0,65	5,65	27,74	NO	<b>SI</b>
20	0,10	0,13	0,57	0,83	0,69	5,44	25,21	NO	NO
25	0,09	0,10	0,53	0,80	0,71	5,05	22,69	NO	NO
30	0,08	0,09	0,52	0,79	0,72	4,51	20,17	NO	NO
35	0,08	0,08	0,49	0,77	0,74	4,62	20,17	NO	NO
40	0,07	0,07	0,49	0,77	0,74	4,05	17,65	NO	NO
45	0,07	0,06	0,46	0,74	0,75	4,14	17,65	NO	NO
50	0,06	0,06	0,48	0,76	0,74	3,49	15,13	NO	NO
55	0,06	0,05	0,47	0,75	0,75	3,52	15,13	NO	NO
60	0,06	0,05	0,46	0,74	0,75	3,55	15,13	NO	NO

**Tabella 4.56 b)** – Valutazione della resistenza al fuoco delle travi isostatiche IPE 220 della struttura dissipativa (DIS), nei confronti dei carichi agenti nella combinazione eccezionale

Allo stesso modo, si è proceduto effettuando le medesime verifiche sulle travi IPE 300, che assumono, in sostanza, lo stesso comportamento delle precedenti, dovuto alla tipologia di schema statico cui si riferiscono. Le Tabelle 4.57 e 4.58 espongono le caratteristiche di interesse per il profilo analizzato, che è il medesimo nelle due strutture progettate e le relative verifiche di resistenza al fuoco.

Travi isostatiche in X				
b	15,00	[cm]	<b>Tipo</b>	<b> IPE 300</b>
h	30,00	[cm]	RESISTENZA	
$t_w$	0,71	[cm]	$V_{C,Rd}$	388,30 [kN]
$t_f$	1,07	[cm]	$V_{Sd} < 0,5 V_{C,Rd}$	SI
r	1,50	[cm]	$M_{pl,Rd}$	164,58 [kN*m]
A	53,81	[cm <sup>2</sup> ]	$M_{Sd} < M_{pl,Rd}$	SI
$A_v$	25,68	[cm <sup>2</sup> ]	Stabilità	
$J_y$	8356	[cm <sup>4</sup> ]	$M_A$	0 [kN m]
$W_{el,y}$	557,10	[cm <sup>3</sup> ]	$M_B$	0 [kN m]
$W_{pl,y}$	628,40	[cm <sup>3</sup> ]	$\psi_f$	1,75 [-]
$i_y$	12,46	[cm]	$L_{cr}$	167 [cm]
$J_z$	604	[cm <sup>4</sup> ]	$E_{Iz}$	1268 [kN m <sup>2</sup> ]
$J_t$	20	[cm <sup>4</sup> ]	$G_{It}$	16,251 [kN m <sup>2</sup> ]
$J_w$	0,13	[cm <sup>6</sup> ]	$E_{Iz}$	0,264 [kN m <sup>2</sup> ]
MATERIALE			$M_{cr}$	1299,1 [kN m]
Classe profilo	1		$\bar{\lambda}_{LT}$	0,36 [-]
$f_{yk}$	275	[MPa]	$\alpha$	0,60 -
$\gamma_{M0}$	1,05	-		
E	210000	[MPa]		
G	80769	[MPa]		

**Tabella 4.57** – Caratteristiche delle travi isostatiche utilizzate negli impalcati delle strutture EL e DIS

Verifica di resistenza a caldo delle travi IPE 300							Struttura NON DISSIPATIVA		Struttura DISSIPATIVA		
t [min]	$k_{E,\theta}$ [-]	$k_{y,\theta}$ [-]	$\bar{\lambda}_{LT,\theta}$ [-]	$\phi_{LT,\theta}$	$\chi_{LT,fi}$ [-]	$M_{fi,\theta,Rd}$ [kN m]	$V_{fi,\theta,Rd}$ [kN]	$M_{fi,\theta,Rd} \geq M_{fi,Ed}$	$V_{fi,\theta,Rd} \geq V_{fi,Ed}$	$M_{fi,\theta,Rd} \geq M_{fi,Ed}$	$V_{fi,\theta,Rd} \geq V_{fi,Ed}$
0 min	1	1	0,36	0,68	0,80	138,76	351,57	<u>SI</u>	<u>SI</u>	<u>SI</u>	<u>SI</u>
5 min	0,38	0,544	0,44	0,73	0,77	50,25	133,60	<u>SI</u>	<u>SI</u>	<u>SI</u>	<u>SI</u>
10 min	0,17	0,282	0,47	0,75	0,75	21,96	59,77	<u>SI</u>	<u>SI</u>	NO	<u>SI</u>
15 min	0,11	0,184	0,47	0,75	0,75	14,19	38,67	NO	<u>SI</u>	NO	NO
20 min	0,1	0,132	0,42	0,71	0,77	13,38	35,16	NO	<u>SI</u>	NO	NO
25 min	0,09	0,103	0,39	0,69	0,79	12,28	31,64	NO	<u>SI</u>	NO	NO
30 min	0,08	0,089	0,38	0,69	0,79	10,96	28,13	NO	<u>SI</u>	NO	NO
35 min	0,08	0,078	0,36	0,67	0,81	11,13	28,13	NO	<u>SI</u>	NO	NO
40 min	0,07	0,068	0,36	0,67	0,81	9,75	24,61	NO	<u>SI</u>	NO	NO
45 min	0,07	0,06	0,34	0,66	0,82	9,88	24,61	NO	<u>SI</u>	NO	NO
50 min	0,06	0,056	0,35	0,67	0,81	8,39	21,09	NO	NO	NO	NO
55 min	0,06	0,054	0,35	0,66	0,81	8,43	21,09	NO	NO	NO	NO
60 min	0,06	0,051	0,34	0,66	0,82	8,48	21,09	NO	NO	NO	NO

Tabella 4.58 – Valutazione della resistenza al fuoco delle travi isostatiche IPE 300 della struttura dissipativa (DIS)

Il procedimento di verifica prosegue con la valutazione della resistenza in caso di incendio degli elementi iperstatici, nei quali si osserveranno anche fenomeni di redistribuzione delle sollecitazioni, in termini di risposta globale dei sistemi strutturali. Tuttavia, in questa fase si procederà con le verifiche, facendo riferimento alle sollecitazioni derivanti dalla combinazione suggerita dal legislatore.

Travi iperstatiche in Y – Struttura elastica					
b	13,50	[cm]	Tipo	IPE 270	
h	27,00	[cm]	RESISTENZA		
$t_w$	0,66	[cm]	$V_{C,Rd}$	334,83	[kN]
$t_f$	1,02	[cm]	$V_{Sd} < 0,5 V_{C,Rd}$	SI	
r	1,50	[cm]	$M_{pl,Rd}$	126,76	[kN*m]
A	45,95	[cm <sup>2</sup> ]	$M_{Sd} < M_{pl,Rd}$	SI	
$A_v$	22,14	[cm <sup>2</sup> ]	Stabilità		
$J_y$	5790	[cm <sup>4</sup> ]	$M_A$	113,5	[kN m]
$W_{el,y}$	428,90	[cm <sup>3</sup> ]	$M_B$	76	[kN m]
$W_{pl,y}$	484,00	[cm <sup>3</sup> ]	$\psi$	1,67	[-]
$i_y$	11,23	[cm]	$L_{cr}$	100	[cm]
$J_z$	420	[cm <sup>4</sup> ]	$E I_z$	881,8	[kN m <sup>2</sup> ]
$J_t$	16	[cm <sup>4</sup> ]	$G I_t$	12,875	[kN m <sup>2</sup> ]
$J_w$	0,07	[cm <sup>6</sup> ]	$E I_z$	0,148	[kN m <sup>2</sup> ]
MATERIALE			$M_{cr}$	1831,6	[kN m]
Classe profilo	1		$\lambda_{LT}$	0,27	[-]
$f_{yk}$	275	[MPa]	$\alpha$	0,60	-
$\gamma_{M0}$	1,05	-			
E	210000	[MPa]			
G	80769	[MPa]			

Tabella 4.59 a) – Caratteristiche delle travi iperstatiche utilizzate negli impalcati della struttura non dissipativa (EL)

Travi iperstatiche in Y – Struttura dissipativa					
b	11,00	[cm]	Tipo	IPE 220	
h	22,00	[cm]	RESISTENZA		
$t_w$	0,59	[cm]	$V_{C,Rd}$	240,13	[kN]
$t_f$	0,92	[cm]	$V_{Sd} < 0,5 V_{C,Rd}$	SI	
r	1,20	[cm]	$M_{pl,Rd}$	74,75	[kN*m]
A	33,37	[cm <sup>2</sup> ]	$M_{Sd} < M_{pl,Rd}$	SI	
$A_v$	15,88	[cm <sup>2</sup> ]	Stabilità		
$J_y$	2772	[cm <sup>4</sup> ]	$M_A$	29,9	[kN m]
$W_{el,y}$	252,00	[cm <sup>3</sup> ]	$M_B$	20,6	[kN m]
$W_{pl,y}$	285,40	[cm <sup>3</sup> ]	$\psi$	1,29	[-]
$i_y$	9,11	[cm]	$L_{cr}$	100	[cm]
$J_z$	205	[cm <sup>4</sup> ]	$E I_z$	430,3	[kN m <sup>2</sup> ]
$J_t$	9	[cm <sup>4</sup> ]	$G I_t$	7,326	[kN m <sup>2</sup> ]
$J_w$	0,02	[cm <sup>6</sup> ]	$E I_z$	0,048	[kN m <sup>2</sup> ]
MATERIALE			$M_{cr}$	235,6	[kN m]
Classe profilo	1		$\lambda_{LT}$	0,58	[-]
$f_{yk}$	275	[MPa]	$\alpha$	0,60	-
$\gamma_{M0}$	1,05	-			
E	210000	[MPa]			
G	80769	[MPa]			

Tabella 4.59 b) – Caratteristiche delle travi iperstatiche utilizzate negli impalcati della struttura dissipativa (DIS)



Verifica di resistenza a caldo delle travi IPE 270								Combinazione ECCEZIONALE		Combinazione SISMICA - SLV	
t [min]	$k_{E,\theta}$ [-]	$k_{y,\theta}$ [-]	$\bar{\lambda}_{LT,\theta}$ [-]	$\phi_{LT,\theta}$	$\chi_{LT,fi}$ [-]	$M_{fi,\theta,Rd}$ [kN m]	$V_{fi,\theta,Rd}$ [kN]	$M_{fi,\theta,Rd} \geq M_{fi,Ed}$	$V_{fi,\theta,Rd} \geq V_{fi,Ed}$	$M_{fi,\theta,Rd} \geq M_{fi,Ed}$	$V_{fi,\theta,Rd} \geq V_{fi,Ed}$
0 min	1,00	1,00	0,27	0,62	0,85	113,50	351,57	<u>SI</u>	<u>SI</u>	<u>SI</u>	<u>SI</u>
5 min	0,38	0,54	0,32	0,65	0,83	41,73	133,60	<u>SI</u>	<u>SI</u>	NO	<u>SI</u>
10 min	0,17	0,28	0,35	0,66	0,81	18,38	59,77	<u>SI</u>	<u>SI</u>	NO	<u>SI</u>
15 min	0,11	0,18	0,35	0,67	0,81	11,88	38,67	NO	<u>SI</u>	NO	NO
20 min	0,10	0,13	0,31	0,64	0,83	11,07	35,16	NO	<u>SI</u>	NO	NO
25 min	0,09	0,10	0,29	0,63	0,84	10,10	31,64	NO	<u>SI</u>	NO	NO
30 min	0,08	0,09	0,28	0,63	0,85	9,00	28,13	NO	<u>SI</u>	NO	NO
35 min	0,08	0,08	0,27	0,62	0,85	9,10	28,13	NO	<u>SI</u>	NO	NO
40 min	0,07	0,07	0,27	0,62	0,85	7,96	24,61	NO	<u>SI</u>	NO	NO
45 min	0,07	0,06	0,25	0,61	0,86	8,04	24,61	NO	<u>SI</u>	NO	NO
50 min	0,06	0,06	0,26	0,61	0,86	6,85	21,09	NO	NO	NO	NO
55 min	0,06	0,05	0,26	0,61	0,86	6,87	21,09	NO	NO	NO	NO
60 min	0,06	0,05	0,25	0,61	0,86	6,90	21,09	NO	NO	NO	NO

**Tabella 4.60 a)** – Valutazione della resistenza al fuoco delle travi iperstatiche IPE 270 della struttura non dissipativa (EL), nei confronti dei carichi agenti nelle combinazioni eccezionale e sismica

Verifica di resistenza a caldo delle travi IPE 220								Combinazione ECCEZIONALE		Combinazione SISMICA - SLV	
t [min]	$k_{E,\theta}$ [-]	$k_{y,\theta}$ [-]	$\bar{\lambda}_{LT,\theta}$ [-]	$\phi_{LT,\theta}$	$\chi_{LT,fi}$ [-]	$M_{fi,\theta,Rd}$ [kN m]	$V_{fi,\theta,Rd}$ [kN]	$M_{fi,\theta,Rd} \geq M_{fi,Ed}$	$V_{fi,\theta,Rd} \geq V_{fi,Ed}$	$M_{fi,\theta,Rd} \geq M_{fi,Ed}$	$V_{fi,\theta,Rd} \geq V_{fi,Ed}$
0 min	1,00	1,00	0,58	0,84	0,69	54,12	252,14	<u>SI</u>	<u>SI</u>	<u>SI</u>	<u>SI</u>
5 min	0,38	0,54	0,69	0,95	0,63	18,73	95,81	<u>SI</u>	<u>SI</u>	NO	<u>SI</u>
10 min	0,17	0,28	0,74	1,00	0,60	8,00	42,86	NO	<u>SI</u>	NO	<u>SI</u>
15 min	0,11	0,18	0,75	1,00	0,60	5,16	27,74	NO	<u>SI</u>	NO	<u>SI</u>
20 min	0,10	0,13	0,66	0,92	0,64	5,05	25,21	NO	<u>SI</u>	NO	<u>SI</u>
25 min	0,09	0,10	0,62	0,88	0,67	4,72	22,69	NO	<u>SI</u>	NO	NO
30 min	0,08	0,09	0,61	0,87	0,67	4,22	20,17	NO	<u>SI</u>	NO	NO
35 min	0,08	0,08	0,57	0,83	0,69	4,35	20,17	NO	<u>SI</u>	NO	NO
40 min	0,07	0,07	0,57	0,83	0,69	3,81	17,65	NO	<u>SI</u>	NO	NO
45 min	0,07	0,06	0,53	0,80	0,71	3,92	17,65	NO	<u>SI</u>	NO	NO
50 min	0,06	0,06	0,56	0,82	0,70	3,30	15,13	NO	NO	NO	NO
55 min	0,06	0,05	0,55	0,81	0,71	3,32	15,13	NO	NO	NO	NO
60 min	0,06	0,05	0,53	0,80	0,71	3,36	15,13	NO	NO	NO	NO

**Tabella 4.60 b)** – Valutazione della resistenza al fuoco delle travi iperstatiche IPE 220 della struttura dissipativa (DIS), nei confronti dei carichi agenti nelle combinazioni eccezionale e sismica

Le verifiche condotte per le travi riguardano dunque la loro capacità nei confronti delle sollecitazioni flettenti e taglianti, indotte dalle combinazioni di carico stabilite dalle Norme Tecniche per le Costruzioni. In particolare, per gli elementi iperstatici sono state valutate le resistenze delle membrature con riferimento agli stati di sollecitazioni prodotti dalle azioni sismiche, allo scopo di misurare la capacità sismica complessiva delle strutture progettate, anche in condizioni di incendio. L'esito delle verifiche ha mostrato una maggiore resistenza al fuoco degli elementi utilizzati nel caso elastico, poiché caratterizzati da sezioni più robuste, ma comunque limitata alle sole azioni eccezionali, in quanto le sollecitazioni sismiche, anche se ridotte grazie alle plasticizzazioni che interessano la struttura dissipativa, risultano comunque molto alte rispetto alle resistenze offerte dalle membrature. In ogni caso, è interessante notare

come, proprio nel caso plastico, i tagli sismici sulle travi siano contenuti, anche dopo un intervallo di tempo molto ampio, riducendo ulteriormente la formazione di meccanismi fragili e favorendo, dunque, quelli duttili.



**Figura 4.31 a)** – Esito delle verifiche effettuate sulle travi della struttura non dissipativa (EL)



**Figura 4.32 b)** – Esito delle verifiche effettuate sulle travi della struttura dissipativa (DIS)

Determinate le resistenze delle membrature orizzontali utilizzate come travi per il sostegno degli impalcati e/o per il contributo di risposta sismica nelle tipologie strutturali studiate, è possibile passare alle verifiche di resistenza dei pilastri, per i quali i risultati verranno esposti in maniera diversa, in quanto la verifica a pressoflessione, anche in condizioni di incendio, è sempre connessa alle sollecitazioni agenti, che variano a seconda della combinazione scelta. Pertanto, si mostreranno dapprima le verifiche relative alle combinazioni di carico eccezionali, che generano stati di sollecitazione meno gravosi, per poi passare alla valutazione del comportamento delle colonne sottoposte all'azione sismica.

Pilastrini della struttura non dissipativa (EL)										
b	22,00	[cm]	Tipo	HEB 220		PROGETTO			MATERIALE	
h	22,00	[cm]	PIANO 1			$N_{pl,Rd}$	2384	[kN]	Classe profilo	1
$t_w$	0,95	[cm]	L	4	[m]	n	0,22	-	$f_{yk}$	275 [MPa]
$t_f$	1,60	[cm]	$\beta$	0,5		a	0,23	-	$\gamma_{M0}$	1,05 -
r	1,80	[cm]	PIANO 2			$M_{pl,Rd}$	216,6	[kN*m]	$\gamma_{M,fi}$	1,00 -
A	91,04	[cm <sup>2</sup> ]	L	3,5	[m]	$M_{pl,N,Rd}$	189,4	[kN*m]	E	210 [GPa]
$A_v$	27,92	[cm <sup>2</sup> ]	$\beta$	0,7		$M_{sd} < M_{el,N,Rd}$	SI			
Parametri statici					Stabilità Y, Z					
$J_y$	8091	[cm <sup>4</sup> ]	$J_z$	2843	[cm <sup>4</sup> ]	$L_0$	200	[cm]	$\alpha$	0,60 -
$W_{el,y}$	735,5	[cm <sup>3</sup> ]	$W_{el,z}$	258,3	[cm <sup>3</sup> ]	$N_{Cr,Y}$	41924	[kN]	$N_{Cr,Z}$	14731 [kN]
$W_{pl,y}$	827,0	[cm <sup>3</sup> ]	$W_{pl,z}$	393,9	[cm <sup>3</sup> ]	$\bar{\lambda}_Y$	0,24	[-]	$\bar{\lambda}_z$	0,41 [-]
$i_y$	9,43	[cm]	$i_z$	5,59	[cm]	$\psi$	1,00	[-]	$\psi$	0,00 [-]
Combinazione			$N_{Sd,max}$	$M_{Y,Sd,max}$	$M_{X,Sd,max}$	$\beta_{M,Y}$ [-]	1,1	[-]	$\beta_{M,Y}$ [-]	1,8 [-]
<b>Eccezionale</b>			228,5	9,5	0					

Tabella 4.61 a) – Caratteristiche geometriche e meccaniche dei pilastrini nella struttura non dissipativa (EL)

Fattori di riduzione della resistenza per instabilità									
t [min]	$k_{E,\theta}$ [-]	$k_{y,\theta}$ [-]	$\bar{\lambda}_{y,\theta}$ [-]	$\phi_{y,\theta}$	$\chi_{y,\theta}$	$\bar{\lambda}_{z,\theta}$ [-]	$\phi_{z,\theta}$	$\chi_{z,\theta}$	$\chi_{min,fi}$
0	1	1	0,24	0,60	0,866	0,41	0,71	0,778	0,778
5	0,38	0,544	0,29	0,63	0,841	0,49	0,77	0,735	0,735
10	0,17	0,282	0,31	0,64	0,829	0,53	0,80	0,715	0,715
15	0,11	0,184	0,32	0,64	0,828	0,53	0,80	0,713	0,713
20	0,1	0,132	0,28	0,62	0,847	0,47	0,75	0,745	0,745
25	0,09	0,103	0,26	0,61	0,857	0,44	0,73	0,763	0,763
30	0,08	0,089	0,26	0,61	0,859	0,43	0,73	0,766	0,766
35	0,08	0,078	0,24	0,60	0,868	0,41	0,71	0,781	0,781
40	0,07	0,068	0,24	0,60	0,868	0,41	0,70	0,781	0,781
45	0,07	0,06	0,23	0,59	0,875	0,38	0,69	0,794	0,794
50	0,06	0,056	0,24	0,60	0,870	0,40	0,70	0,785	0,785
55	0,06	0,054	0,23	0,60	0,872	0,39	0,69	0,789	0,789
60	0,06	0,051	0,23	0,59	0,876	0,38	0,69	0,795	0,795

Tabella 4.61 b) – Valutazione dei fattori di riduzione della resistenza per l'instabilità

Resistenza a pressoflessione deviata con instabilità assiale						
t [min]	$k_{y,\theta}$ [-]	$\mu_y$ [-]	$K_y$ [-]	$\mu_z$ [-]	$K_z$ [-]	VERIFICA
0	1	-0,22	1,02	-0,08	1,01	0,16 <b>SI</b>
5	0,544	-0,30	1,03	-0,19	1,02	0,31 <b>SI</b>
10	0,282	-0,33	1,04	-0,24	1,03	0,61 <b>SI</b>
15	0,184	-0,34	1,04	-0,24	1,03	0,93 <b>SI</b>
20	0,132	-0,28	1,03	-0,16	1,02	1,25 NO
25	0,103	-0,25	1,03	-0,12	1,01	1,58 NO
30	0,089	-0,24	1,03	-0,11	1,01	1,82 NO
35	0,078	-0,21	1,02	-0,07	1,01	2,05 NO
40	0,068	-0,21	1,02	-0,07	1,01	2,35 NO
45	0,06	-0,19	1,02	-0,03	1,00	2,63 NO
50	0,056	-0,20	1,02	-0,06	1,01	2,84 NO
55	0,054	-0,20	1,02	-0,05	1,01	2,93 NO
60	0,051	-0,18	1,02	-0,03	1,00	3,09 NO

Tabella 4.61 c) – Verifica della resistenza a pressoflessione del pilastrino

Pilastri centrali della struttura dissipativa (DIS)											
b	22,00	[cm]	Tipo	HEB 220		PROGETTO			MATERIALE		
h	22,00	[cm]	PIANO 1			$N_{pl, Rd}$	2384	[kN]	Classe profilo		1
$t_w$	0,95	[cm]	L	4	[m]	n	0,12	-	$f_{yk}$	275	[MPa]
$t_f$	1,60	[cm]	$\beta$	0,5		a	0,23	-	$\gamma_{M0}$	1,05	-
r	1,80	[cm]	PIANO 2			$M_{pl, Rd}$	216,6	[kN*m]	$\gamma_{M,fi}$	1,00	-
A	91,04	[cm <sup>2</sup> ]	L	3,5	[m]	$M_{pl,N, Rd}$	214,9	[kN*m]	E	210	[GPa]
$A_v$	27,92	[cm <sup>2</sup> ]	$\beta$	0,7		$M_{sd} < M_{pl,N, Rd}$		SI			
Parametri statici						Stabilità Y, Z					
$J_y$	8091	[cm <sup>4</sup> ]	$J_z$	2843	[cm <sup>4</sup> ]	$L_0$	200	[cm]	$\alpha$	0,60	-
$W_{el,y}$	736	[cm <sup>3</sup> ]	$W_{el,z}$	258,3	[cm <sup>3</sup> ]	$N_{Cr,Y}$	41924	[kN]	$N_{Cr,Z}$	14731	[kN]
$W_{pl,y}$	827	[cm <sup>3</sup> ]	$W_{pl,z}$	393,9	[cm <sup>3</sup> ]	$\bar{\lambda}_Y$	0,24	[-]	$\bar{\lambda}_z$	0,41	[-]
$i_y$	9,43	[cm]	$i_z$	5,59	[cm]	$\psi$	1,00	[-]	$\psi$	0,00	[-]
Combinazione			$N_{sd,max}$	$M_{Y,Sd,max}$	$M_{X,Sd,max}$	$\beta_{M,Y}$ [-]	1,1	[-]	$\beta_{M,Y}$ [-]	1,8	[-]
<b>Eccezionale</b>			207,1	2,2	0						

Tabella 4.62 a) – Caratteristiche geometriche e meccaniche dei pilastri interni nella struttura dissipativa (DIS)

Fattori di riduzione della resistenza per instabilità									
t [min]	$k_{E,\theta}$ [-]	$k_{Y,\theta}$ [-]	$\bar{\lambda}_{Y,\theta}$ [-]	$\phi_{Y,\theta}$	$\chi_{Y,\theta}$	$\bar{\lambda}_{z,\theta}$ [-]	$\phi_{z,\theta}$	$\chi_{z,\theta}$	$\chi_{min,fi}$
0	1	1	0,24	0,60	0,866	0,41	0,71	0,778	0,778
5	0,38	0,544	0,29	0,63	0,841	0,49	0,77	0,735	0,735
10	0,17	0,282	0,31	0,64	0,829	0,53	0,80	0,715	0,715
15	0,11	0,184	0,32	0,64	0,828	0,53	0,80	0,713	0,713
20	0,1	0,132	0,28	0,62	0,847	0,47	0,75	0,745	0,745
25	0,09	0,103	0,26	0,61	0,857	0,44	0,73	0,763	0,763
30	0,08	0,089	0,26	0,61	0,859	0,43	0,73	0,766	0,766
35	0,08	0,078	0,24	0,60	0,868	0,41	0,71	0,781	0,781
40	0,07	0,068	0,24	0,60	0,868	0,41	0,70	0,781	0,781
45	0,07	0,06	0,23	0,59	0,875	0,38	0,69	0,794	0,794
50	0,06	0,056	0,24	0,60	0,870	0,40	0,70	0,785	0,785
55	0,06	0,054	0,23	0,60	0,872	0,39	0,69	0,789	0,789
60	0,06	0,051	0,23	0,59	0,876	0,38	0,69	0,795	0,795

Tabella 4.62 b) – Valutazione dei fattori di riduzione della resistenza per l'instabilità

Resistenza a pressoflessione deviata con instabilità assiale							
t [min]	$k_{Y,\theta}$ [-]	$\mu_Y$ [-]	$K_Y$ [-]	$\mu_z$ [-]	$K_z$ [-]	VERIFICA	
0	1	-0,22	1,02	-0,08	1,01	0,08	<b>SI</b>
5	0,544	-0,30	1,03	-0,19	1,02	0,16	<b>SI</b>
10	0,282	-0,33	1,03	-0,24	1,03	0,31	<b>SI</b>
15	0,184	-0,34	1,03	-0,24	1,03	0,47	<b>SI</b>
20	0,132	-0,28	1,03	-0,16	1,02	0,64	<b>SI</b>
25	0,103	-0,25	1,02	-0,12	1,01	0,81	<b>SI</b>
30	0,089	-0,24	1,02	-0,11	1,01	0,94	<b>SI</b>
35	0,078	-0,21	1,02	-0,07	1,01	1,07	NO
40	0,068	-0,21	1,02	-0,07	1,01	1,22	NO
45	0,06	-0,19	1,02	-0,03	1,00	1,37	NO
50	0,056	-0,20	1,02	-0,06	1,01	1,48	NO
55	0,054	-0,20	1,02	-0,05	1,00	1,53	NO
60	0,051	-0,18	1,02	-0,03	1,00	1,62	NO

Tabella 4.62 c) – Verifica della resistenza a pressoflessione del pilastro

Pilastrini esterni della struttura dissipativa (DIS)													
b	20,00	[cm]	Tipo	HEB 200		PROGETTO			MATERIALE				
h	20,00	[cm]	PIANO 2			N <sub>pl, Rd</sub>	2045	[kN]	Classe profilo	1			
t <sub>w</sub>	0,90	[cm]	L	3,5	[m]	n	0,05	-	f <sub>yk</sub>	275	[MPa]		
t <sub>f</sub>	1,50	[cm]	β	0,7		a	0,23	-	γ <sub>M0</sub>	1,05	-		
r	1,80	[cm]				M <sub>pl, Rd</sub>	168,3	[kN*m]	γ <sub>M,fi</sub>	1,00	-		
A	78,08	[cm <sup>2</sup> ]				M <sub>pl,N,Rd</sub>	180,8	[kN*m]	E	210	[GPa]		
A <sub>v</sub>	24,83	[cm <sup>2</sup> ]				M <sub>sd</sub> < M <sub>pl,N, Rd</sub>		SI					
Parametri statici						Stabilità Y, Z							
J <sub>y</sub>	5696	[cm <sup>4</sup> ]	J <sub>z</sub>	2003	[cm <sup>4</sup> ]	L <sub>0</sub>	245	[cm]	α	0,60	-		
W <sub>el, y</sub>	570	[cm <sup>3</sup> ]	W <sub>el, z</sub>	200,3	[cm <sup>3</sup> ]	N <sub>Cr, Y</sub>	19668	[kN]	N <sub>Cr, Z</sub>	6916	[kN]		
W <sub>pl, y</sub>	643	[cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl, z</sub>	305,8	[cm <sup>3</sup> ]	λ <sub>Y</sub>	0,33	[-]	λ <sub>z</sub>	0,56	[-]		
i <sub>y</sub>	8,54	[cm]	i <sub>z</sub>	5,07	[cm]	ψ	1,00	[-]	ψ	0,00	[-]		
Combinazione			N <sub>Sd, max</sub>	M <sub>Y, Sd, max</sub>	M <sub>X, Sd, max</sub>	β <sub>M, Y</sub> [-]	1,1	[-]	β <sub>M, Y</sub> [-]	1,8	[-]		
<b>Eccezionale</b>			52,8	12,5	0								

Tabella 4.63 a) – Caratteristiche geometriche e meccaniche dei pilastrini esterni, situati al primo piano della struttura dissipativa (DIS)

Fattori di riduzione della resistenza per instabilità									
t [min]	k <sub>E,θ</sub> [-]	k <sub>Y,θ</sub> [-]	λ̄ <sub>Y,θ</sub> [-]	φ <sub>Y,θ</sub>	χ <sub>Y,θ</sub>	λ̄ <sub>Z,θ</sub> [-]	φ <sub>Z,θ</sub>	χ <sub>Z,θ</sub>	χ <sub>min,fi</sub>
0	1	1	0,33	0,65	0,821	0,56	0,82	0,700	0,700
5	0,38	0,544	0,40	0,70	0,787	0,67	0,92	0,641	0,641
10	0,17	0,282	0,43	0,72	0,771	0,72	0,97	0,613	0,613
15	0,11	0,184	0,43	0,72	0,770	0,72	0,98	0,612	0,612
20	0,1	0,132	0,38	0,69	0,795	0,64	0,90	0,655	0,655
25	0,09	0,103	0,35	0,67	0,809	0,60	0,86	0,679	0,679
30	0,08	0,089	0,35	0,67	0,811	0,59	0,85	0,684	0,684
35	0,08	0,078	0,33	0,65	0,823	0,55	0,82	0,704	0,704
40	0,07	0,068	0,33	0,65	0,823	0,55	0,82	0,705	0,705
45	0,07	0,06	0,31	0,64	0,834	0,52	0,79	0,723	0,723
50	0,06	0,056	0,32	0,65	0,827	0,54	0,81	0,711	0,711
55	0,06	0,054	0,31	0,64	0,830	0,53	0,80	0,716	0,716
60	0,06	0,051	0,30	0,64	0,834	0,51	0,79	0,724	0,724

Tabella 4.63 b) – Valutazione dei fattori di riduzione della resistenza per l'instabilità

Resistenza a pressoflessione deviata con instabilità assiale							
t [min]	k <sub>Y,θ</sub> [-]	μ <sub>Y</sub> [-]	K <sub>Y</sub> [-]	μ <sub>Z</sub> [-]	K <sub>Z</sub> [-]	VERIFICA	
0	1	-0,36	1,01	-0,28	1,01	0,11	<b>SI</b>
5	0,544	-0,47	1,01	-0,43	1,02	0,20	<b>SI</b>
10	0,282	-0,52	1,02	-0,50	1,02	0,40	<b>SI</b>
15	0,184	-0,52	1,02	-0,51	1,02	0,61	<b>SI</b>
20	0,132	-0,44	1,01	-0,39	1,01	0,83	<b>SI</b>
25	0,103	-0,40	1,01	-0,33	1,01	1,05	NO
30	0,089	-0,39	1,01	-0,32	1,01	1,21	NO
35	0,078	-0,35	1,01	-0,27	1,01	1,36	NO
40	0,068	-0,35	1,01	-0,27	1,01	1,56	NO
45	0,06	-0,32	1,01	-0,22	1,01	1,76	NO
50	0,056	-0,34	1,01	-0,25	1,01	1,89	NO
55	0,054	-0,33	1,01	-0,24	1,01	1,96	NO
60	0,051	-0,32	1,01	-0,22	1,01	2,07	NO

Tabella 4.63 c) – Verifica della resistenza a pressoflessione del pilastrino

Pilastri esterni della struttura dissipativa (DIS)											
b	26,00	[cm]	Tipo	HEB 260		PROGETTO			MATERIALE		
h	26,00	[cm]	PIANO 1			N <sub>pl, Rd</sub>	3101	[kN]	Classe profilo	1	
t <sub>w</sub>	1,00	[cm]	L	4	[m]	n	0,09	-	f <sub>yk</sub>	275 [MPa]	
t <sub>f</sub>	1,75	[cm]	β	0,5		a	0,23	-	γ <sub>M0</sub>	1,05 -	
r	2,40	[cm]				M <sub>pl, Rd</sub>	336,0	[kN*m]	γ <sub>M,fi</sub>	1,00 -	
A	118	[cm <sup>2</sup> ]				M <sub>pl,N,Rd</sub>	344,9	[kN*m]	E	210	[GPa]
A <sub>v</sub>	37,55	[cm <sup>2</sup> ]				M <sub>Sd</sub> < M <sub>pl,N, Rd</sub>		SI			
Parametri statici					Stabilità Y, Z						
J <sub>y</sub>	14920	[cm <sup>4</sup> ]	J <sub>z</sub>	5135	[cm <sup>4</sup> ]	L <sub>0</sub>	200	[cm]	α	0,60 -	
W <sub>el, y</sub>	1148	[cm <sup>3</sup> ]	W <sub>el, z</sub>	395,0	[cm <sup>3</sup> ]	N <sub>Cr, Y</sub>	77309	[kN]	N <sub>Cr, z</sub>	26607 [kN]	
W <sub>pl, y</sub>	1283	[cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl, z</sub>	602,2	[cm <sup>3</sup> ]	λ <sub>Y</sub>	0,21	[-]	λ <sub>z</sub>	0,35 [-]	
i <sub>y</sub>	11,2	[cm]	i <sub>z</sub>	6,58	[cm]	ψ	1,00	[-]	ψ	0,00 [-]	
Combinazione			N <sub>Sd, max</sub>	M <sub>y, Sd, max</sub>	M <sub>x, Sd, max</sub>	β <sub>M, Y</sub> [-]	1,1	[-]	β <sub>M, Y</sub> [-]	1,8 [-]	
<b>Eccezionale</b>			108,3	6,9	0						

Tabella 4.64 a) – Caratteristiche geometriche e meccaniche dei pilastri esterni, situati al piano terra della struttura dissipativa (DIS)

Fattori di riduzione della resistenza per instabilità									
t [min]	k <sub>E,θ</sub> [-]	k <sub>y,θ</sub> [-]	λ <sub>y,θ</sub> [-]	φ <sub>y,θ</sub>	χ <sub>y,θ</sub>	λ <sub>z,θ</sub> [-]	φ <sub>z,θ</sub>	χ <sub>z,θ</sub>	χ <sub>min,fi</sub>
0	1	1	0,21	0,58	0,886	0,35	0,67	0,811	0,811
5	0,38	0,544	0,25	0,60	0,865	0,42	0,71	0,775	0,775
10	0,17	0,282	0,26	0,61	0,855	0,45	0,74	0,758	0,758
15	0,11	0,184	0,27	0,61	0,855	0,45	0,74	0,757	0,757
20	0,1	0,132	0,24	0,60	0,870	0,40	0,70	0,783	0,783
25	0,09	0,103	0,22	0,59	0,879	0,37	0,68	0,798	0,798
30	0,08	0,089	0,22	0,59	0,881	0,37	0,68	0,801	0,801
35	0,08	0,078	0,20	0,58	0,888	0,35	0,66	0,813	0,813
40	0,07	0,068	0,20	0,58	0,888	0,34	0,66	0,813	0,813
45	0,07	0,06	0,19	0,58	0,894	0,32	0,65	0,824	0,824
50	0,06	0,056	0,20	0,58	0,890	0,34	0,66	0,817	0,817
55	0,06	0,054	0,19	0,58	0,892	0,33	0,65	0,820	0,820
60	0,06	0,051	0,19	0,57	0,895	0,32	0,65	0,825	0,825

Tabella 4.64 b) – Valutazione dei fattori di riduzione della resistenza per l'instabilità

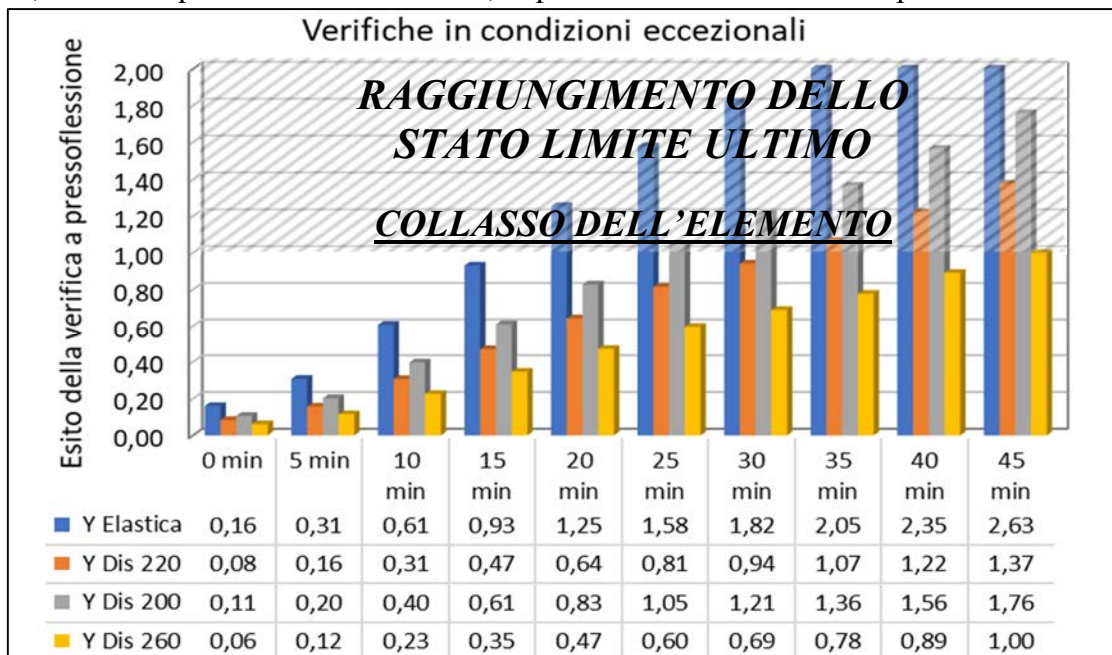
Resistenza a pressoflessione deviata con instabilità assiale							
t [min]	k <sub>y,θ</sub> [-]	μ <sub>v</sub> [-]	K <sub>y</sub> [-]	μ <sub>z</sub> [-]	K <sub>z</sub> [-]	VERIFICA	
0	1	-0,15	1,01	0,01	1,00	0,06	<b>SI</b>
5	0,544	-0,22	1,01	-0,08	1,00	0,12	<b>SI</b>
10	0,282	-0,25	1,01	-0,13	1,01	0,23	<b>SI</b>
15	0,184	-0,25	1,01	-0,13	1,01	0,35	<b>SI</b>
20	0,132	-0,20	1,01	-0,06	1,00	0,47	<b>SI</b>
25	0,103	-0,17	1,01	-0,02	1,00	0,60	<b>SI</b>
30	0,089	-0,17	1,01	-0,01	1,00	0,69	<b>SI</b>
35	0,078	-0,15	1,01	0,02	1,00	0,78	<b>SI</b>
40	0,068	-0,15	1,01	0,02	1,00	0,89	<b>SI</b>
45	0,06	-0,13	1,00	0,05	1,00	1,00	<b>SI</b>
50	0,056	-0,14	1,01	0,03	1,00	1,08	NO
55	0,054	-0,13	1,00	0,04	1,00	1,11	NO
60	0,051	-0,12	1,00	0,05	1,00	1,18	NO

Tabella 4.64 c) – Verifica della resistenza a pressoflessione del pilastro

La verifica a pressoflessione effettuata sui vari elementi verticali ha richiesto il controllo delle resistenze degli stessi, compatibilmente con i possibili fenomeni di instabilità che possono svilupparsi sull'elemento analizzato in presenza di elevate temperature, scaturite in seguito al verificarsi dell'incendio. La relazione utilizzata, già descritta nel capitolo 3 del presente documento, è la seguente:

$$Y = \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_y k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_z k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1$$

nella quale si usa la lettera *Y* per indicare l'intera espressione situata nel termine di sinistra della disuguaglianza su cui si fonda la verifica. Nella Figura 4.30 si rappresentano le condizioni di sicurezza dei profili HEB che costituiscono le colonne nelle due tipologie di strutture progettate (EL, DIS), dalle quali si osserva che entrambe le costruzioni, in condizioni di carico non sismiche, offrono una buona resistenza al fuoco nei confronti dello Stato Limite Ultimo. Si nota, inoltre, che la presenza di colonne più rigide, utilizzate nella struttura dissipativa, permette una riduzione delle azioni interne agenti sulle restanti colonne ed in particolare su quelle centrali realizzate con profili uguali a quelli del caso elastico, aumentando, di fatto, la loro resistenza al fuoco, che viene portata a oltre 30 minuti, rispetto a 15 del caso non dissipativo.



**Figura 4.32** – Esito delle verifiche a pressoflessione sulle colonne, con riferimento ai carichi eccezionali

Le tabelle che seguono sono le medesime già viste in precedenza, per le quali si fa però riferimento alla combinazione sismica delle azioni. Si ritiene pertanto necessario riportare nuovamente tutti i valori di calcolo per il caso specifico, in quanto si osservano numerose variazioni che interessano gli altrettanti parametri dai quali dipendono le caratteristiche di resistenza degli elementi. Al termine della nuova serie di report, si procederà con la presentazione del confronto tra i dati raccolti, allo scopo di evidenziare le principali differenze riscontrate sui due diversi modelli di calcolo, in termini di risposta strutturale.

Pilastrini della struttura non dissipativa (EL)												
b	22,00	[cm]	Tipo	HEB 220		PROGETTO			MATERIALE			
h	22,00	[cm]	PIANO 1			$N_{pl, Rd}$	2384	[kN]	Classe profilo	1		
$t_w$	0,95	[cm]	L	4	[m]	n	0,22	-	$f_{yk}$	275	[MPa]	
$t_f$	1,60	[cm]	$\beta$	0,5		a	0,23	-	$\gamma_{M0}$	1,05	-	
r	1,80	[cm]	PIANO 2			$M_{pl, Rd}$	216,6	[kN*m]	$\gamma_{M,fi}$	1,00	-	
A	91,04	[cm <sup>2</sup> ]	L	3,5	[m]	$M_{pl,N,Rd}$	189,4	[kN*m]	E	210	[GPa]	
$A_v$	27,92	[cm <sup>2</sup> ]	$\beta$	0,7		$M_{sd} < M_{pl,N, Rd}$	SI					
Parametri statici						Stabilità Y, Z						
$J_y$	8091	[cm <sup>4</sup> ]	$J_z$	2843	[cm <sup>4</sup> ]	$L_0$	200	[cm]	$\alpha$	0,60	-	
$W_{el,y}$	735,5	[cm <sup>3</sup> ]	$W_{el,z}$	258,3	[cm <sup>3</sup> ]	$N_{Cr,Y}$	41924	[kN]	$N_{Cr,Z}$	14731	[kN]	
$W_{pl,y}$	827,0	[cm <sup>3</sup> ]	$W_{pl,z}$	393,9	[cm <sup>3</sup> ]	$\bar{\lambda}_Y$	0,24	[-]	$\bar{\lambda}_z$	0,41	[-]	
$i_y$	9,43	[cm]	$i_z$	5,59	[cm]	$\psi$	1,00	[-]	$\psi$	0,00	[-]	
Combinazione			$N_{sd,max}$	$M_{Y,sd,max}$	$M_{X,sd,max}$	$\beta_{M,Y}$ [-]	1,1	[-]	$\beta_{M,Y}$ [-]	1,8	[-]	
Sismici			231,8	82,7	12,1							

Tabella 4.65 a) – Caratteristiche geometriche e meccaniche dei pilastrini della struttura non dissipativa (EL)

Fattori di riduzione della resistenza per instabilità									
t [min]	$k_{E,\theta}$ [-]	$k_{y,\theta}$ [-]	$\bar{\lambda}_{Y,\theta}$ [-]	$\phi_{Y,\theta}$	$\chi_{Y,\theta}$	$\bar{\lambda}_{z,\theta}$ [-]	$\phi_{z,\theta}$	$\chi_{z,\theta}$	$\chi_{min,fi}$
0	1	1	0,24	0,60	0,866	0,41	0,71	0,778	0,778
5	0,38	0,544	0,29	0,63	0,841	0,49	0,77	0,735	0,735
10	0,17	0,282	0,31	0,64	0,829	0,53	0,80	0,715	0,715
15	0,11	0,184	0,32	0,64	0,828	0,53	0,80	0,713	0,713
20	0,1	0,132	0,28	0,62	0,847	0,47	0,75	0,745	0,745
25	0,09	0,103	0,26	0,61	0,857	0,44	0,73	0,763	0,763
30	0,08	0,089	0,26	0,61	0,859	0,43	0,73	0,766	0,766
35	0,08	0,078	0,24	0,60	0,868	0,41	0,71	0,781	0,781
40	0,07	0,068	0,24	0,60	0,868	0,41	0,70	0,781	0,781
45	0,07	0,06	0,23	0,59	0,875	0,38	0,69	0,794	0,794
50	0,06	0,056	0,24	0,60	0,870	0,40	0,70	0,785	0,785
55	0,06	0,054	0,23	0,60	0,872	0,39	0,69	0,789	0,789
60	0,06	0,051	0,23	0,59	0,876	0,38	0,69	0,795	0,795

Tabella 4.65 b) – Valutazione dei fattori di riduzione della resistenza per l'instabilità

Resistenza a pressoflessione deviata con instabilità assiale							
t [min]	$k_{y,\theta}$ [-]	$\mu_y$ [-]	$K_y$ [-]	$\mu_z$ [-]	$K_z$ [-]	VERIFICA	
0	1	-0,22	1,02	-0,08	1,01	0,60	<b>SI</b>
5	0,544	-0,30	1,03	-0,19	1,02	1,13	NO
10	0,282	-0,33	1,04	-0,24	1,03	2,21	NO
15	0,184	-0,34	1,04	-0,24	1,03	3,38	NO
20	0,132	-0,28	1,03	-0,16	1,02	4,64	NO
25	0,103	-0,25	1,03	-0,12	1,01	5,90	NO
30	0,089	-0,24	1,03	-0,11	1,01	6,82	NO
35	0,078	-0,21	1,02	-0,07	1,01	7,73	NO
40	0,068	-0,21	1,02	-0,07	1,01	8,87	NO
45	0,06	-0,19	1,02	-0,03	1,00	9,99	NO
50	0,056	-0,20	1,02	-0,06	1,01	10,75	NO
55	0,054	-0,20	1,02	-0,05	1,01	11,13	NO
60	0,051	-0,18	1,02	-0,03	1,00	11,75	NO

Tabella 4.65 c) – Verifica della resistenza a pressoflessione del pilastro



Pilastrini centrali della struttura dissipativa (DIS)											
b	22,00	[cm]	Tipo	HEB 220		PROGETTO			MATERIALE		
h	22,00	[cm]	PIANO 1			$N_{pl,Rd}$	2384	[kN]	Classe profilo		1
$t_w$	0,95	[cm]	L	4	[m]	n	0,12	-	$f_{yk}$	275	[MPa]
$t_r$	1,60	[cm]	$\beta$	0,5		a	0,23	-	$\gamma_{M0}$	1,05	-
r	1,80	[cm]	PIANO 2			$M_{pl,Rd}$	216,6	[kN*m]	$\gamma_{M,fi}$	1,00	-
A	91,04	[cm <sup>2</sup> ]	L	3,5	[m]	$M_{pl,N,Rd}$	214,9	[kN*m]	E	210	[GPa]
$A_v$	27,92	[cm <sup>2</sup> ]	$\beta$	0,7		$M_{sd} < M_{pl,N,Rd}$	SI				
Parametri statici					Stabilità Y, Z						
$J_y$	8091	[cm <sup>4</sup> ]	$J_z$	2843	[cm <sup>4</sup> ]	$L_0$	200	[cm]	$\alpha$	0,60	-
$W_{el,y}$	736	[cm <sup>3</sup> ]	$W_{el,z}$	258,3	[cm <sup>3</sup> ]	$N_{Cr,Y}$	41924	[kN]	$N_{Cr,Z}$	14731	[kN]
$W_{pl,y}$	827	[cm <sup>3</sup> ]	$W_{pl,z}$	393,9	[cm <sup>3</sup> ]	$\bar{\lambda}_Y$	0,24	[-]	$\bar{\lambda}_z$	0,41	[-]
$i_y$	9,43	[cm]	$i_z$	5,59	[cm]	$\psi$	1,00	[-]	$\psi$	0,00	[-]
Combinazione			$N_{sd,max}$	$M_{Y,sd,max}$	$M_{X,sd,max}$	$\beta_{M,Y}$ [-]	1,1	[-]	$\beta_{M,Y}$ [-]	1,8	[-]
Sismici			208,8	35,7	2,7						

Tabella 4.66 a) – Caratteristiche geometriche e meccaniche dei pilastrini della struttura dissipativa (DIS)

Fattori di riduzione della resistenza per instabilità									
t [min]	$k_{E,\theta}$ [-]	$k_{y,\theta}$ [-]	$\bar{\lambda}_{Y,\theta}$ [-]	$\phi_{Y,\theta}$	$\chi_{Y,\theta}$	$\bar{\lambda}_{z,\theta}$ [-]	$\phi_{z,\theta}$	$\chi_{z,\theta}$	$\chi_{min,fi}$
0	1	1	0,24	0,60	0,866	0,41	0,71	0,778	0,778
5	0,38	0,544	0,29	0,63	0,841	0,49	0,77	0,735	0,735
10	0,17	0,282	0,31	0,64	0,829	0,53	0,80	0,715	0,715
15	0,11	0,184	0,32	0,64	0,828	0,53	0,80	0,713	0,713
20	0,1	0,132	0,28	0,62	0,847	0,47	0,75	0,745	0,745
25	0,09	0,103	0,26	0,61	0,857	0,44	0,73	0,763	0,763
30	0,08	0,089	0,26	0,61	0,859	0,43	0,73	0,766	0,766
35	0,08	0,078	0,24	0,60	0,868	0,41	0,71	0,781	0,781
40	0,07	0,068	0,24	0,60	0,868	0,41	0,70	0,781	0,781
45	0,07	0,06	0,23	0,59	0,875	0,38	0,69	0,794	0,794
50	0,06	0,056	0,24	0,60	0,870	0,40	0,70	0,785	0,785
55	0,06	0,054	0,23	0,60	0,872	0,39	0,69	0,789	0,789
60	0,06	0,051	0,23	0,59	0,876	0,38	0,69	0,795	0,795

Tabella 4.66 b) – Valutazione dei fattori di riduzione della resistenza per l'instabilità

Resistenza a pressoflessione deviata con instabilità assiale							
t [min]	$k_{y,\theta}$ [-]	$\mu_Y$ [-]	$K_Y$ [-]	$\mu_z$ [-]	$K_z$ [-]	VERIFICA	
0	1	-0,22	1,02	-0,08	1,01	0,13	<u>SI</u>
5	0,544	-0,30	1,03	-0,19	1,02	0,25	<u>SI</u>
10	0,282	-0,33	1,03	-0,24	1,03	0,49	<u>SI</u>
15	0,184	-0,34	1,03	-0,24	1,03	0,75	<u>SI</u>
20	0,132	-0,28	1,03	-0,16	1,02	1,02	NO
25	0,103	-0,25	1,02	-0,12	1,01	1,29	NO
30	0,089	-0,24	1,02	-0,11	1,01	1,49	NO
35	0,078	-0,21	1,02	-0,07	1,01	1,68	NO
40	0,068	-0,21	1,02	-0,07	1,01	1,93	NO
45	0,06	-0,19	1,02	-0,03	1,00	2,17	NO
50	0,056	-0,20	1,02	-0,06	1,01	2,34	NO
55	0,054	-0,20	1,02	-0,05	1,00	2,42	NO
60	0,051	-0,18	1,02	-0,03	1,00	2,55	NO

Tabella 4.66 c) – Verifica della resistenza a pressoflessione del pilastrino

Pilastri esterni della struttura dissipativa (DIS)													
b	20,00	[cm]	Tipo	HEB 200		PROGETTO			MATERIALE				
h	20,00	[cm]	PIANO 2			N <sub>pl, Rd</sub>	2045	[kN]	Classe profilo	1			
t <sub>w</sub>	0,90	[cm]	L	3,5	[m]	n	0,05	-	f <sub>yk</sub>	275	[MPa]		
t <sub>f</sub>	1,50	[cm]	β	0,7		a	0,23	-	γ <sub>M0</sub>	1,05	-		
r	1,80	[cm]				M <sub>pl, Rd</sub>	168,3	[kN*m]	γ <sub>M,fi</sub>	1,00	-		
A	78,08	[cm <sup>2</sup> ]				M <sub>pl,N,Rd</sub>	180,8	[kN*m]	E	210	[GPa]		
A <sub>v</sub>	24,83	[cm <sup>2</sup> ]				M <sub>sd</sub> < M <sub>pl,N, Rd</sub>		SI					
Parametri statici						Stabilità Y, Z							
J <sub>y</sub>	5696	[cm <sup>4</sup> ]	J <sub>z</sub>	2003	[cm <sup>4</sup> ]	L <sub>0</sub>	245	[cm]	α	0,60	-		
W <sub>el, y</sub>	570	[cm <sup>3</sup> ]	W <sub>el, z</sub>	200,3	[cm <sup>3</sup> ]	N <sub>Cr, Y</sub>	19668	[kN]	N <sub>Cr, Z</sub>	6916	[kN]		
W <sub>pl, y</sub>	643	[cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl, z</sub>	305,8	[cm <sup>3</sup> ]	λ <sub>Y</sub>	0,33	[-]	λ <sub>z</sub>	0,56	[-]		
i <sub>y</sub>	8,54	[cm]	i <sub>z</sub>	5,07	[cm]	ψ	1,00	[-]	ψ	0,00	[-]		
Combinazione			N <sub>Sd,max</sub>	M <sub>Y,Sd,max</sub>	M <sub>X,Sd,max</sub>	β <sub>M, Y</sub> [-]	1,1	[-]	β <sub>M, Y</sub> [-]	1,8	[-]		
Sismici			104,4	14,28	1,5								

Tabella 4.67 a) – Caratteristiche geometriche e meccaniche dei pilastri esterni, situati al primo piano della struttura dissipativa (DIS)

Fattori di riduzione della resistenza per instabilità									
t [min]	k <sub>E,θ</sub> [-]	k <sub>y,θ</sub> [-]	λ <sub>y,θ</sub> [-]	φ <sub>y,θ</sub>	χ <sub>y,θ</sub>	λ <sub>z,θ</sub> [-]	φ <sub>z,θ</sub>	χ <sub>z,θ</sub>	χ <sub>min,fi</sub>
0	1	1	0,33	0,65	0,821	0,56	0,82	0,700	0,700
5	0,38	0,544	0,40	0,70	0,787	0,67	0,92	0,641	0,641
10	0,17	0,282	0,43	0,72	0,771	0,72	0,97	0,613	0,613
15	0,11	0,184	0,43	0,72	0,770	0,72	0,98	0,612	0,612
20	0,1	0,132	0,38	0,69	0,795	0,64	0,90	0,655	0,655
25	0,09	0,103	0,35	0,67	0,809	0,60	0,86	0,679	0,679
30	0,08	0,089	0,35	0,67	0,811	0,59	0,85	0,684	0,684
35	0,08	0,078	0,33	0,65	0,823	0,55	0,82	0,704	0,704
40	0,07	0,068	0,33	0,65	0,823	0,55	0,82	0,705	0,705
45	0,07	0,06	0,31	0,64	0,834	0,52	0,79	0,723	0,723
50	0,06	0,056	0,32	0,65	0,827	0,54	0,81	0,711	0,711
55	0,06	0,054	0,31	0,64	0,830	0,53	0,80	0,716	0,716
60	0,06	0,051	0,30	0,64	0,834	0,51	0,79	0,724	0,724

Tabella 4.67 b) – Valutazione dei fattori di riduzione della resistenza per l'instabilità

Resistenza a pressoflessione deviata con instabilità assiale							
t [min]	k <sub>y,θ</sub> [-]	μ <sub>y</sub> [-]	K <sub>y</sub> [-]	μ <sub>z</sub> [-]	K <sub>z</sub> [-]	VERIFICA	
0	1	-0,36	1,02	-0,28	1,02	0,17	<b>SI</b>
5	0,544	-0,47	1,03	-0,43	1,03	0,33	<b>SI</b>
10	0,282	-0,52	1,03	-0,50	1,04	0,64	<b>SI</b>
15	0,184	-0,52	1,03	-0,51	1,04	0,99	<b>SI</b>
20	0,132	-0,44	1,03	-0,39	1,03	1,33	NO
25	0,103	-0,40	1,02	-0,33	1,02	1,68	NO
30	0,089	-0,39	1,02	-0,32	1,02	1,93	NO
35	0,078	-0,35	1,02	-0,27	1,02	2,18	NO
40	0,068	-0,35	1,02	-0,27	1,02	2,50	NO
45	0,06	-0,32	1,02	-0,22	1,01	2,80	NO
50	0,056	-0,34	1,02	-0,25	1,02	3,02	NO
55	0,054	-0,33	1,02	-0,24	1,02	3,12	NO
60	0,051	-0,32	1,02	-0,22	1,01	3,29	NO

Tabella 4.67 c) – Verifica della resistenza a pressoflessione del pilastro

Pilastri esterni della struttura dissipativa (DIS)													
b	26,00	[cm]	Tipo	HEB 260		PROGETTO			MATERIALE				
h	26,00	[cm]	PIANO 1			$N_{pl,Rd}$	3101	[kN]	Classe profilo		1		
$t_w$	1,00	[cm]	L	4	[m]	n	0,09	-	$f_{yk}$	275	[MPa]		
$t_f$	1,75	[cm]	$\beta$	0,5		a	0,23	-	$\gamma_{M0}$	1,05	-		
r	2,40	[cm]				$M_{pl,Rd}$	336	[kN*m]	$\gamma_{M,fi}$	1,00	-		
A	118	[cm <sup>2</sup> ]				$M_{pl,N,Rd}$	344,9	[kN*m]	E	210	[GPa]		
$A_v$	37,55	[cm <sup>2</sup> ]				$M_{sd} < M_{pl,N,Rd}$		SI					
Parametri statici						Stabilità Y, Z							
$J_y$	14920	[cm <sup>4</sup> ]	$J_z$	5135	[cm <sup>4</sup> ]	$L_0$	200	[cm]	$\alpha$	0,60	-		
$W_{el,y}$	1148	[cm <sup>3</sup> ]	$W_{el,z}$	395,0	[cm <sup>3</sup> ]	$N_{Cr,Y}$	77309	[kN]	$N_{Cr,Z}$	26607	[kN]		
$W_{pl,y}$	1283	[cm <sup>3</sup> ]	$W_{pl,z}$	602,2	[cm <sup>3</sup> ]	$\bar{\lambda}_Y$	0,21	[-]	$\bar{\lambda}_z$	0,35	[-]		
$i_y$	11,2	[cm]	$i_z$	6,58	[cm]	$\psi$	1,00	[-]	$\psi$	0,00	[-]		
Combinazione			$N_{sd,max}$	$M_{Y,sd,max}$	$M_{X,sd,max}$	$\beta_{M,Y}$ [-]	1,1	[-]	$\beta_{M,Y}$ [-]	1,8	[-]		
Sismici			286,4	33,9	6,8								

Tabella 4.68 a) – Caratteristiche geometriche e meccaniche dei pilastri esterni, situati al primo piano della struttura dissipativa (DIS)

Fattori di riduzione della resistenza per instabilità									
t [min]	$k_{E,\theta}$ [-]	$k_{y,\theta}$ [-]	$\bar{\lambda}_{Y,\theta}$ [-]	$\phi_{Y,\theta}$	$\chi_{Y,\theta}$	$\bar{\lambda}_{z,\theta}$ [-]	$\phi_{z,\theta}$	$\chi_{z,\theta}$	$\chi_{min,fi}$
0	1	1	0,21	0,58	0,886	0,35	0,67	0,811	0,811
5	0,38	0,544	0,25	0,60	0,865	0,42	0,71	0,775	0,775
10	0,17	0,282	0,26	0,61	0,855	0,45	0,74	0,758	0,758
15	0,11	0,184	0,27	0,61	0,855	0,45	0,74	0,757	0,757
20	0,1	0,132	0,24	0,60	0,870	0,40	0,70	0,783	0,783
25	0,09	0,103	0,22	0,59	0,879	0,37	0,68	0,798	0,798
30	0,08	0,089	0,22	0,59	0,881	0,37	0,68	0,801	0,801
35	0,08	0,078	0,20	0,58	0,888	0,35	0,66	0,813	0,813
40	0,07	0,068	0,20	0,58	0,888	0,34	0,66	0,813	0,813
45	0,07	0,06	0,19	0,58	0,894	0,32	0,65	0,824	0,824
50	0,06	0,056	0,20	0,58	0,890	0,34	0,66	0,817	0,817
55	0,06	0,054	0,19	0,58	0,892	0,33	0,65	0,820	0,820
60	0,06	0,051	0,19	0,57	0,895	0,32	0,65	0,825	0,825

Tabella 4.68 b) – Valutazione dei fattori di riduzione della resistenza per l'instabilità

Resistenza a pressoflessione deviata con instabilità assiale							
t [min]	$k_{y,\theta}$ [-]	$\mu_y$ [-]	$K_y$ [-]	$\mu_z$ [-]	$K_z$ [-]	VERIFICA	
0	1	-0,15	1,01	0,01	1,00	0,25	<u>SI</u>
5	0,544	-0,22	1,02	-0,08	1,01	0,47	<u>SI</u>
10	0,282	-0,25	1,03	-0,13	1,01	0,91	<u>SI</u>
15	0,184	-0,25	1,03	-0,13	1,02	1,39	NO
20	0,132	-0,20	1,02	-0,06	1,01	1,91	NO
25	0,103	-0,17	1,02	-0,02	1,00	2,42	NO
30	0,089	-0,17	1,02	-0,01	1,00	2,79	NO
35	0,078	-0,15	1,01	0,02	1,00	3,16	NO
40	0,068	-0,15	1,01	0,02	1,00	3,63	NO
45	0,06	-0,13	1,01	0,05	0,99	4,08	NO
50	0,056	-0,14	1,01	0,03	1,00	4,39	NO
55	0,054	-0,13	1,01	0,04	1,00	4,55	NO
60	0,051	-0,12	1,01	0,05	0,99	4,80	NO

Tabella 4.68 c) – Verifica della resistenza a pressoflessione del pilastro

Analogamente al caso precedente, si riporta in termini grafici l'esito delle verifiche effettuate sulle colonne in acciaio utilizzate nelle due strutture, ma riferendo le stesse alle sollecitazioni relative alla combinazione sismica delle azioni. Trattandosi di sollecitazioni molto elevate, in questa circostanza si osserva che il valore unitario, corrispondente al limite corrispondente al collasso strutturale, avendo effettuato le verifiche di resistenza allo Stato Limite Ultimo, viene raggiunto addirittura prima dello step di carico termico iniziale, corrispondente ad un tempo di 5 minuti. Di contro, a valle dell'analisi effettuata, si osserva come una progettazione duttile, come quella adottata nel caso della struttura dissipativa, realizzata in osservanza dei criteri della gerarchia delle resistenze, permetta alla costruzione di sopportare contestualmente i carichi termici e sismici per un tempo maggiore, che si attesta tra i 10 e i 15 minuti.

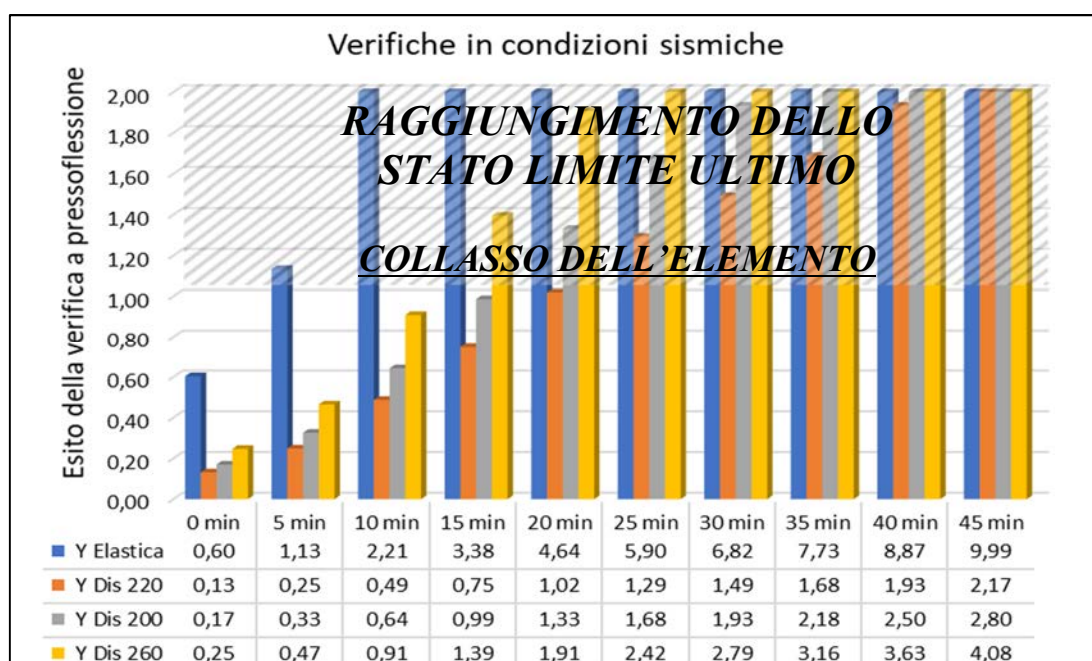


Figura 4.33 – Esito delle verifiche a pressoflessione sulle colonne, con riferimento alle condizioni sismiche

#### 4.3.2 Modifica del comportamento delle connessioni

La progettazione al fuoco delle strutture in acciaio deve necessariamente passare per la valutazione della risposta dei collegamenti esposti alle alte temperature, che potrebbe subire variazioni importanti in termini di resistenza e di rigidezza, le quali si riverserebbero sul comportamento globale della costruzione. Difatti, finora sono state studiate le tempistiche di collasso delle membrature esposte ad un modello di incendio nominale, senza tener conto delle possibili variazioni nel campo delle sollecitazioni provocato dai carichi imposti sulla struttura. Tale omissione è in qualche modo giustificata dall'aver comunque fornito le resistenze delle membrature in termini assoluti, confrontabili in ogni momento con le sollecitazioni calcolabili in seguito alla valutazione delle modifiche al comportamento delle connessioni precedentemente progettate. Lo scopo del presente paragrafo è infatti quello di mostrare in che

modo e, soprattutto, con quali tempistiche una connessione vede calare le proprie caratteristiche meccaniche, subendo un progressivo declassamento in termini di resistenza e di rigidezza, tendendo a regredire anche in relazione alla sua duttilità. In particolare, da questo punto di vista si ritiene interessante analizzare i collegamenti trave-colonna utilizzati per la realizzazione dei telai iperstatici orientati lungo la direzione corta del fabbricato (direzione Y).

Si procederà quindi con l'illustrazione delle fasi analitiche che hanno portato alla classificazione a caldo dei collegamenti di interesse, partendo dall'elemento di unione tra trave e pilastro nella struttura non dissipativa. In primo luogo, è stato valutato il campo delle temperature raggiunte dalle componenti del collegamento, utilizzando il metodo proposto dalla norma EN 1993-1-2, già descritto al §3.4.1 e facendo riferimento alle righe di bulloni disposte alle diverse quote. La temperatura dell'ambiente interessato dall'evento eccezionale, necessaria come riferimento per questa fase, è stata determinata attraverso la curva di incendio standard, già utilizzata per la verifica delle membrature, e ha permesso di ricavare i valori di temperatura descritti in Tabella 4.69.

Caratteristiche termiche per le righe di bulloni della struttura non dissipativa													
Riga di bulloni		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
h [mm]		390	310	230	150	390	310	230	150	390	310	230	150
t [min]	T [°C] (ISO 834)	Temperature				Riduzione della resistenza				Riduzione dell'elasticità			
0 min	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
5 min	576,4	332,7	368,5	404,3	440,1	0,86	0,83	0,81	0,77	0,76	0,74	0,73	0,70
10 min	678,4	391,6	433,7	475,9	518,0	0,78	0,72	0,69	0,60	0,70	0,68	0,66	0,62
15 min	738,6	426,3	472,2	518,0	563,9	0,70	0,64	0,60	0,49	0,66	0,64	0,62	0,55
20 min	781,4	451,0	499,5	548,1	596,6	0,65	0,58	0,53	0,39	0,64	0,61	0,58	0,46
25 min	814,6	470,2	520,8	571,4	622,0	0,60	0,52	0,46	0,31	0,62	0,57	0,52	0,39
30 min	841,8	485,9	538,2	590,4	642,7	0,56	0,47	0,40	0,25	0,60	0,54	0,47	0,34
35 min	864,8	499,1	552,9	606,6	660,3	0,53	0,43	0,35	0,21	0,56	0,50	0,43	0,30
40 min	884,7	510,7	565,6	620,6	675,5	0,48	0,40	0,31	0,20	0,53	0,46	0,39	0,27
45 min	902,3	520,8	576,9	632,9	689,0	0,46	0,37	0,27	0,18	0,50	0,43	0,36	0,25
50 min	918,1	529,9	586,9	644,0	701,0	0,42	0,34	0,24	0,17	0,47	0,40	0,33	0,23
55 min	932,3	538,1	596,0	653,9	711,9	0,40	0,29	0,22	0,16	0,45	0,38	0,30	0,21
60 min	945,3	545,6	604,4	663,1	721,8	0,37	0,26	0,21	0,14	0,43	0,36	0,29	0,20

Tabella 4.69 – Temperature e fattori di riduzione della resistenza e dell'elasticità per i collegamenti della struttura non dissipativa (EL)

Note le proprietà del materiale, in funzione della posizione di interesse, è possibile procedere con la stima delle resistenze flessionali del collegamento, valutate secondo gli step temporali utilizzati per le membrature. Partendo dalle forze resistenti delle singole righe di bulloni, valutate in funzione dei contributi di resistenza offerti dalle componenti che partecipano al meccanismo, sono stati applicati i coefficienti riduttivi della resistenza ricercati mediante interpolazione lineare, a partire da quelli forniti dall'Eurocodice 3. In Tabella 4.70 si osserva il progressivo degrado delle forze  $F_{l,Rd}$  associate a ciascuna riga di bulloni considerata, mentre in Figura 4.34 si effettua direttamente una rapida classificazione in termini di resistenza del collegamento, nel tempo di esposizione all'incendio. Da come si può osservare, relativamente

al caso della combinazione sismica delle azioni, nel collegamento in esame si ha un declassamento in termini di resistenza dopo un tempo di poco inferiore a 10 minuti. Tale condizione induce l'elemento di unione verso un comportamento di semi-continuità strutturale.

Decadimento delle resistenze delle righe di bulloni nella struttura elastica								Momento resistente
1		2		3		4		
$F_{t,Rd}$ [kN]	$z_1$ [m]	$F_{t,Rd}$ [kN]	$z_2$ [m]	$F_{t,Rd}$ [kN]	$z_3$ [m]	$F_{t,Rd}$ [kN]	$z_4$ [m]	$M_{j,Rd}$ [kN]
172,86	0,39	171,07	0,31	100,06	0,23	25,19	0,15	147,2
148,66	0,39	141,99	0,31	81,05	0,23	19,40	0,15	123,5
134,83	0,39	123,17	0,31	69,04	0,23	15,12	0,15	108,9
121,00	0,39	109,48	0,31	60,03	0,23	12,34	0,15	96,8
112,36	0,39	99,22	0,31	53,03	0,23	9,83	0,15	88,2
103,71	0,39	88,96	0,31	46,03	0,23	7,81	0,15	79,8
96,80	0,39	80,40	0,31	40,02	0,23	6,30	0,15	72,8
91,61	0,39	73,56	0,31	35,02	0,23	5,29	0,15	67,4
82,97	0,39	68,43	0,31	31,02	0,23	5,04	0,15	61,5
79,51	0,39	63,30	0,31	27,02	0,23	4,53	0,15	57,5
72,60	0,39	58,16	0,31	24,01	0,23	4,28	0,15	52,5
69,14	0,39	49,61	0,31	22,01	0,23	4,03	0,15	48,0
63,96	0,39	44,48	0,31	21,01	0,23	3,53	0,15	44,1

Tabella 4.70 – Modifiche sulla resistenza flessionale del collegamento della struttura non dissipativa (EL)

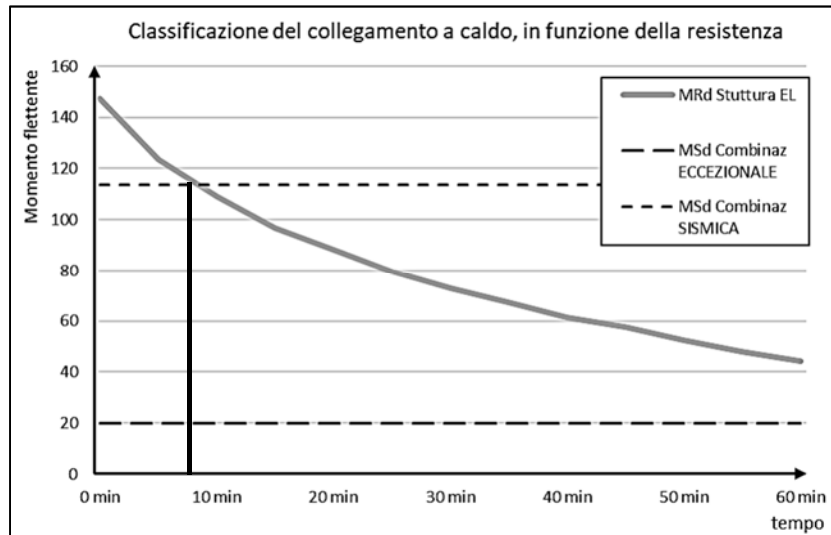


Figura 4.34 – Andamento del momento resistente del collegamento della struttura elastica nel tempo e relativa classificazione

Agendo invece sulla relazione suggerita dall'Eurocodice 3, utilizzata per la valutazione della rigidezza flessionale del collegamento, in questa fase sono state contestualmente ridotte le forze resistenti  $F_{i,Rd}$ , le forze agenti  $F_i$ , in quanto associate ai momenti flettenti agenti, che variano in funzione della combinazione di carico considerata, ed infine si è ridotta l'elasticità del collegamento racchiusa nel modulo elastico  $E$ , il cui decadimento è stato associato alle temperature medie stimate all'interno del giunto.

$$S_j = \frac{E h_1^2 t_{wc}}{\sum_{k_i}^{\mu} \left[ \frac{F_i}{F_{i,Rd}} \right]^2}$$

Nelle seguenti Tabelle 4.71 e 4.72 si riportano i valori di calcolo ottenuti da dette riduzioni e la valutazione della rigidezza del collegamento studiato, con riferimento alle condizioni di carico

eccezionali. Le rappresentazioni grafiche che seguono (Figura 4.35 a) e b) ) mostrano quindi il decadimento progressivo delle rigidzze, in termini sia assoluti che relativi, come fatto per le connessioni a freddo, descrivendo anche il comportamento della connessione studiata riferito alla combinazione di carico sismica, per la quale si omette di riportate il processo di calcolo, in quanto analogo a quello presentato. I momenti di esercizio di riferimento sono i seguenti:

- Combinazione eccezionale:  $M_{Sd} = 20,03 \text{ kN m}$
- Combinazione sismica:  $M_{Sd} = 113,50 \text{ kN m}$

Decadimento della rigidzza del collegamento della struttura elastica														
t [min]	T [°C]	k <sub>E</sub> Medio	PILASTRO		FLANGIA		RIGA 1 BULL		RIGA 2 BULL		RIGA 3 BULL		RIGA 4 BULL	
			μ/k <sub>i</sub>	F <sub>i</sub> /F <sub>i,Rd</sub>	μ/k <sub>i</sub>	F <sub>i</sub> /F <sub>i,Rd</sub>	μ/k <sub>i</sub>	F <sub>i</sub> /F <sub>i,Rd</sub>	μ/k <sub>i</sub>	F <sub>i</sub> /F <sub>i,Rd</sub>	μ/k <sub>i</sub>	F <sub>i</sub> /F <sub>i,Rd</sub>	μ/k <sub>i</sub>	F <sub>i</sub> /F <sub>i,Rd</sub>
0	20,00	1	4,5	0,3	6,7	0,3	0,6	0,2	0,6	0,1	0,6	0,1	0,6	0,1
5	576,41	0,73	4,5	0,3	6,7	0,3	0,6	0,2	0,6	0,2	0,6	0,1	0,6	0,1
10	678,43	0,67	4,5	0,3	6,7	0,3	0,6	0,2	0,6	0,2	0,6	0,2	0,6	0,1
15	738,56	0,63	4,5	0,3	6,7	0,3	0,6	0,2	0,6	0,2	0,6	0,2	0,6	0,1
20	781,35	0,60	4,5	0,4	6,7	0,3	0,6	0,3	0,6	0,2	0,6	0,2	0,6	0,2
25	814,60	0,55	4,5	0,4	6,7	0,4	0,6	0,3	0,6	0,3	0,6	0,2	0,6	0,2
30	841,80	0,50	4,5	0,5	6,7	0,4	0,6	0,3	0,6	0,3	0,6	0,3	0,6	0,3
35	864,80	0,46	4,5	0,5	6,7	0,4	0,6	0,3	0,6	0,3	0,6	0,3	0,6	0,3
40	884,74	0,42	4,5	0,5	6,7	0,5	0,6	0,4	0,6	0,3	0,6	0,3	0,6	0,4
45	902,34	0,39	4,5	0,6	6,7	0,5	0,6	0,4	0,6	0,4	0,6	0,4	0,6	0,4
50	918,08	0,36	4,5	0,6	6,7	0,5	0,6	0,4	0,6	0,4	0,6	0,4	0,6	0,4
55	932,33	0,34	4,5	0,6	6,7	0,6	0,6	0,4	0,6	0,5	0,6	0,5	0,6	0,5
60	945,34	0,32	4,5	0,7	6,7	0,6	0,6	0,5	0,6	0,5	0,6	0,5	0,6	0,5

Tabella 4.71 – Influenza del decadimento della resistenza delle componenti sulla rigidzza del collegamento della struttura non dissipativa (EL)

t [min]	Classificazione assoluta			Classificazione relativa				
	S <sub>j</sub> [kN m]	ϕ <sub>j</sub>	M <sub>j</sub>	k <sub>E-TRAVE</sub>	(k <sub>E,θ</sub> El <sub>b</sub> )/L <sub>b</sub>	k	ϕ̄	M <sub>j</sub> /M <sub>b,pl</sub>
		0,00	0,00				0	0
0	328877	0,000	150	1	2702,0	121,7	0,0097	1,18
5	237072	0,001	150	0,38	1026,8	230,9	0,0051	1,18
10	179522	0,001	150	0,17	459,3	390,8	0,0030	1,18
15	138333	0,001	150	0,11	297,2	465,4	0,0025	1,18
20	109934	0,001	150	0,10	270,2	406,9	0,0029	1,18
25	83388	0,002	150	0,09	243,2	342,9	0,0035	1,18
30	64766	0,002	150	0,08	216,2	299,6	0,0039	1,18
35	50662	0,003	150	0,08	202,7	250,0	0,0047	1,18
40	40891	0,004	150	0,07	189,1	216,2	0,0055	1,18
45	32972	0,005	150	0,07	175,6	187,7	0,0063	1,18
50	26685	0,006	150	0,06	164,8	161,9	0,0073	1,18
55	22201	0,007	150	0,06	156,7	141,7	0,0084	1,18
60	18951	0,008	150	0,06	148,6	127,5	0,0093	1,18
Limiti per la classificazione								
	1351	0,1110	150	Semi rigido-cerniera		0,5	2,37	1,18
	67550	0,0022	150	Rigido-semi rigido		25	0,05	1,18

Tabella 4.72 – Modifiche sulla rigidzza flessionale del collegamento della struttura non dissipativa (EL)

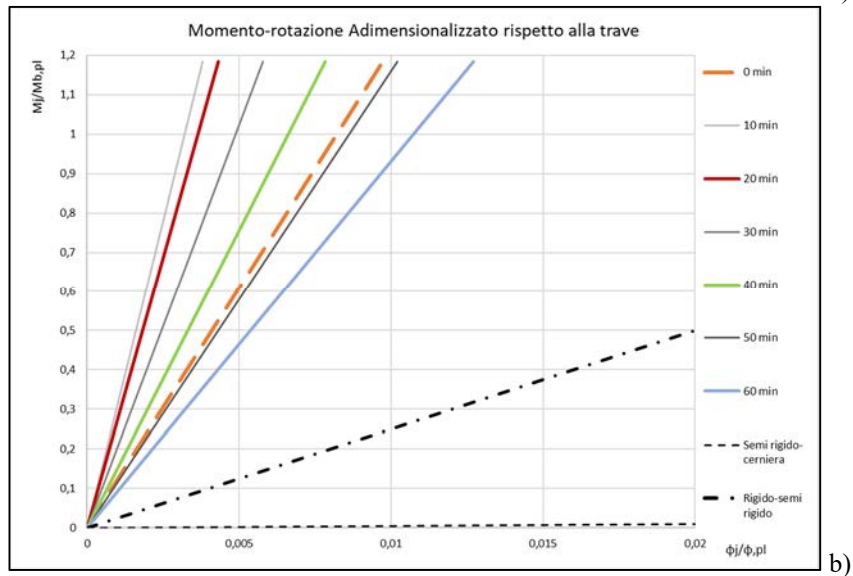
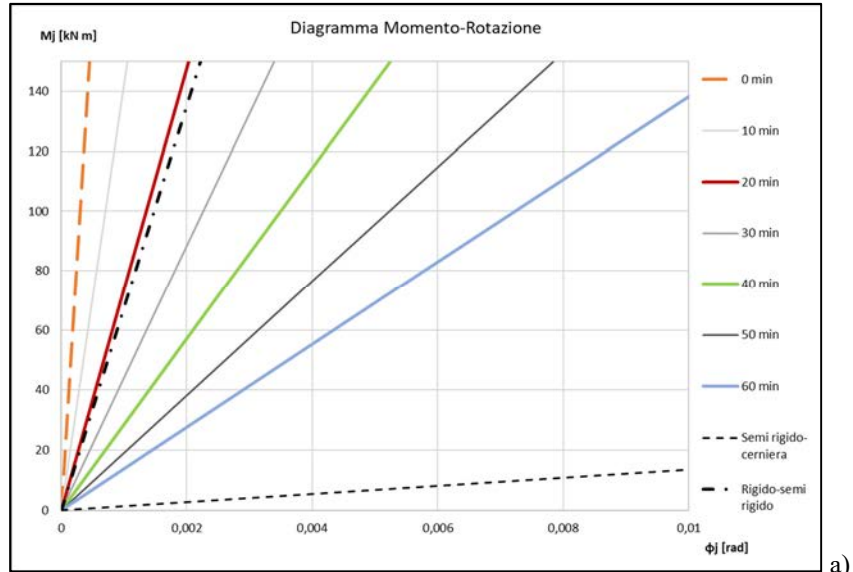
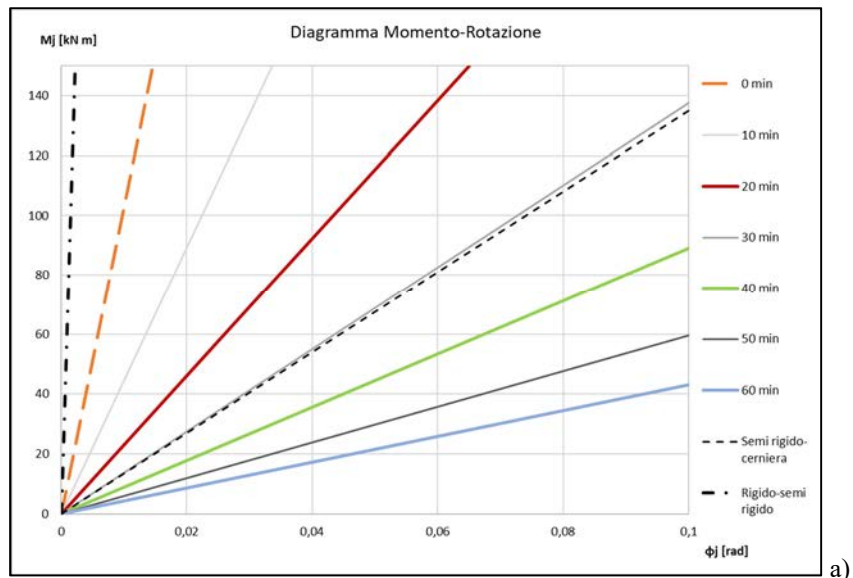


Figura 4.35 - Classificazione del collegamento della struttura non dissipativa (EL) in funzione della rigidità nel tempo, riferito alla combinazione di carico eccezionale: a) In termini assoluti; b) In termini relativi





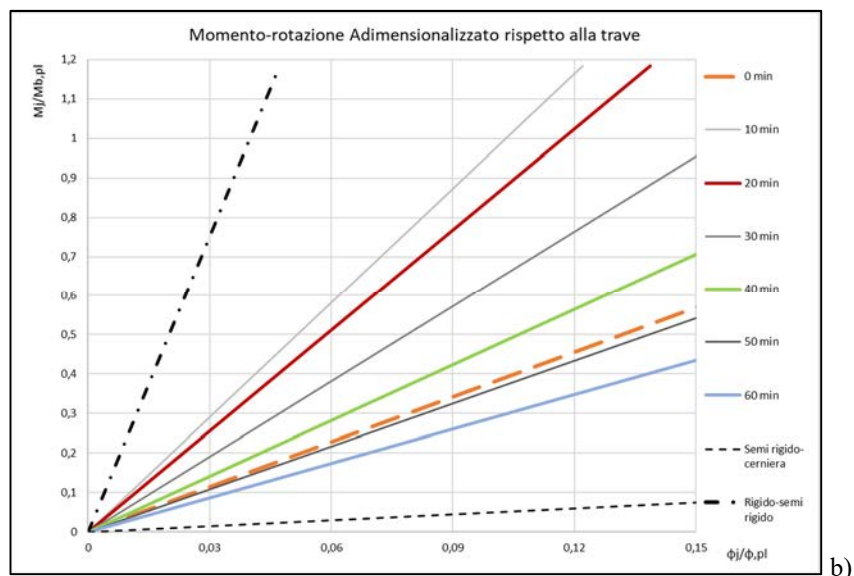


Figura 4.36 - Classificazione del collegamento della struttura non dissipativa (EL) in funzione della rigidità nel tempo, riferito alla combinazione di carico sismica: a) In termini assoluti; b) In termini relativi

Si procede, a questo punto, con la presentazione dei risultati ottenuti per il nodo tra la trave IPE 220 e la colonna HEB 220, utilizzato per la realizzazione dei telai iperstatici della struttura dissipativa, partendo ancora una volta dalle temperature raggiunte alle quote di interesse e dai coefficienti riduttivi della resistenza allo snervamento e dell'elasticità (Tabella 4.73).

Caratteristiche termiche per le righe di bulloni della struttura dissipativa																	
Riga di bulloni		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	
h [mm]		365	295	235	175	90	365	295	235	175	90	365	295	235	175	90	
t [min]	T [°C] (ISO 834)	Temperature					Riduzione della resistenza					Riduzione dell'elasticità					
0	20	20	20	20	20	20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
5	576	344	375	402	429	467	0,85	0,81	0,77	0,69	0,57	0,76	0,73	0,70	0,66	0,61	0,61
10	678	405	442	473	505	550	0,77	0,69	0,60	0,51	0,30	0,70	0,66	0,62	0,56	0,38	0,38
15	739	441	481	515	550	598	0,69	0,60	0,49	0,36	0,19	0,66	0,62	0,55	0,43	0,26	0,26
20	781	466	509	545	581	633	0,63	0,53	0,39	0,25	0,14	0,64	0,58	0,46	0,34	0,20	0,20
25	815	486	530	568	606	660	0,59	0,46	0,31	0,20	0,11	0,62	0,52	0,39	0,28	0,15	0,15
30	842	502	548	587	626	682	0,55	0,40	0,25	0,18	0,10	0,60	0,47	0,34	0,25	0,13	0,13
35	865	516	563	603	644	701	0,51	0,35	0,21	0,16	0,09	0,56	0,43	0,30	0,21	0,12	0,12
40	885	528	576	617	658	717	0,47	0,31	0,20	0,14	0,08	0,53	0,39	0,27	0,19	0,11	0,11
45	902	538	587	629	671	731	0,44	0,27	0,18	0,12	0,08	0,50	0,36	0,25	0,16	0,10	0,10
50	918	548	598	640	683	744	0,40	0,24	0,17	0,11	0,07	0,47	0,33	0,23	0,14	0,10	0,10
55	932	556	607	650	694	755	0,38	0,22	0,16	0,10	0,07	0,45	0,30	0,21	0,13	0,09	0,09
60	945	564	615	659	703	766	0,35	0,21	0,14	0,10	0,07	0,43	0,29	0,20	0,12	0,09	0,09

Tabella 4.73 – Temperature e fattori di riduzione della resistenza e dell'elasticità per i collegamenti della struttura dissipativa (DIS)

La resistenza a flessione del collegamento, nel tempo di esposizione all'incendio, è funzione del contributo delle 5 righe di bulloni in trazione previste nella progettazione, la cui resistenza valutata in condizioni ordinarie viene quindi ridotta attraverso gli opportuni coefficienti.

Decadimento delle resistenze delle righe di bulloni nella struttura dissipativa										Momento resistente
1		2		3		4		5		
$F_{t,Rd}$ [kN]	$z_1$ [m]	$F_{t,Rd}$ [kN]	$z_2$ [m]	$F_{t,Rd}$ [kN]	$z_3$ [m]	$F_{t,Rd}$ [kN]	$z_4$ [m]	$F_{t,Rd}$ [kN]	$z_5$ [m]	$M_{j,Rd}$ [kN]
154,52	0,37	154,52	0,30	123,62	0,24	123,62	0,18	20,62	0,09	154,5
131,35	0,37	125,16	0,30	95,19	0,24	85,30	0,18	11,75	0,09	123,2
118,98	0,37	106,62	0,30	74,17	0,24	63,05	0,18	6,19	0,09	103,9
106,62	0,37	92,71	0,30	60,57	0,24	44,50	0,18	3,92	0,09	88,6
97,35	0,37	81,90	0,30	48,21	0,24	30,90	0,18	2,89	0,09	76,7
91,17	0,37	71,08	0,30	38,32	0,24	24,72	0,18	2,27	0,09	67,8
84,99	0,37	61,81	0,30	30,90	0,24	22,25	0,18	2,06	0,09	60,6
78,81	0,37	54,08	0,30	25,96	0,24	19,78	0,18	1,86	0,09	54,4
72,63	0,37	47,90	0,30	24,72	0,24	17,31	0,18	1,65	0,09	49,6
67,99	0,37	41,72	0,30	22,25	0,24	14,83	0,18	1,65	0,09	45,1
61,81	0,37	37,09	0,30	21,02	0,24	13,60	0,18	1,44	0,09	40,9
58,72	0,37	34,00	0,30	19,78	0,24	12,36	0,18	1,44	0,09	38,4
54,08	0,37	32,45	0,30	17,31	0,24	12,36	0,18	1,44	0,09	35,7

Tabella 4.74 – Modifiche sulla resistenza flessionale del collegamento della struttura dissipativa (DIS)

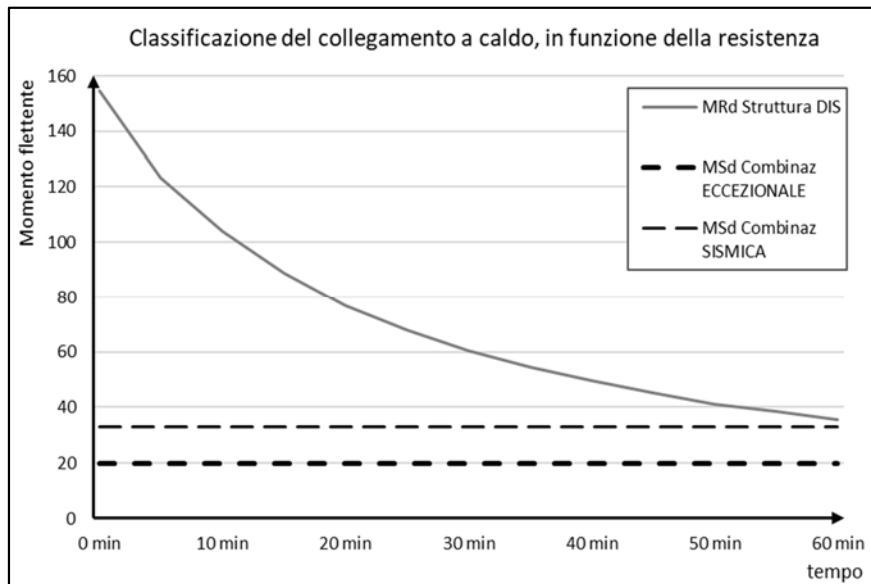


Figura 4.37 – Andamento del momento resistente del collegamento della struttura elastica nel tempo e relativa classificazione

In merito alla classificazione in termini di resistenza dei collegamenti progettati per la struttura dissipativa, si osserva che in questo caso non si assiste a declassamenti, in quanto le sollecitazioni sismiche di progetto risultano di gran lunga inferiori a quelle calcolate per il caso elastico. Tuttavia, il decadimento della resistenza del nodo in questione viaggia in parallelo con quello relativo al collegamento studiato per la struttura non dissipativa.

Anche nel caso della struttura dissipativa si eseguirà un confronto tra le classificazioni dei collegamenti, effettuate stavolta nei confronti della rigidità flessionale. I momenti di esercizio di riferimento, leggibili anche dalla Figura 4.37, sono i seguenti:

- Combinazione eccezionale:  $M_{Sd} = 19,93$  kN m
- Combinazione sismica:  $M_{Sd} = 33,10$  kN m

Decadimento della rigidezza del collegamento della struttura elastica																
t [min]	T [°C]	k <sub>E</sub> Med	PILASTRO		FLANGIA		RIGA 1 BULLONI		RIGA 2 BULLONI		RIGA 3 BULLONI		RIGA 4 BULLONI		RIGA 5 BULLONI	
			μ/k <sub>i</sub>	F <sub>i</sub> /F <sub>i,Rd</sub>	μ/k <sub>i</sub>	F <sub>i</sub> /F <sub>i,Rd</sub>	μ/k <sub>i</sub>	F <sub>i</sub> /F <sub>i,Rd</sub>	μ/k <sub>i</sub>	F <sub>i</sub> /F <sub>i,Rd</sub>	μ/k <sub>i</sub>	F <sub>i</sub> /F <sub>i,Rd</sub>	μ/k <sub>i</sub>	F <sub>i</sub> /F <sub>i,Rd</sub>	μ/k <sub>i</sub>	F <sub>i</sub> /F <sub>i,Rd</sub>
0	20,00	1	4,5	0,5	4,5	0,4	0,4	0,2	0,4	0,2	0,4	0,1	0,4	0,1	0,4	0,1
5	576,41	0,68	4,5	0,5	4,5	0,4	0,4	0,3	0,4	0,2	0,4	0,2	0,4	0,2	0,4	0,1
10	678,43	0,54	4,5	0,6	4,5	0,4	0,4	0,3	0,4	0,3	0,4	0,2	0,4	0,2	0,4	0,2
15	738,56	0,46	4,5	0,7	4,5	0,4	0,4	0,3	0,4	0,3	0,4	0,3	0,4	0,3	0,4	0,3
20	781,35	0,42	4,5	0,7	4,5	0,5	0,4	0,4	0,4	0,3	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
25	814,60	0,38	4,5	0,8	4,5	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,4	0,5	0,4	0,5
30	841,80	0,36	4,5	0,8	4,5	0,6	0,4	0,4	0,4	0,5	0,4	0,6	0,4	0,6	0,4	0,5
35	864,80	0,34	4,5	0,9	4,5	0,6	0,4	0,4	0,4	0,5	0,4	0,7	0,4	0,7	0,4	0,6
40	884,74	0,32	4,5	1,0	4,5	0,7	0,4	0,5	0,4	0,6	0,4	0,7	0,4	0,8	0,4	0,7
45	902,34	0,30	4,5	1,0	4,5	0,7	0,4	0,5	0,4	0,7	0,4	0,8	0,4	0,9	0,4	0,7
50	918,08	0,29	4,5	1,1	4,5	0,7	0,4	0,6	0,4	0,8	0,4	0,8	0,4	1,0	0,4	0,8
55	932,33	0,27	4,5	1,2	4,5	0,8	0,4	0,6	0,4	0,8	0,4	0,9	0,4	1,1	0,4	0,8
60	945,34	0,26	4,5	1,2	4,5	0,8	0,4	0,6	0,4	0,9	0,4	1,0	0,4	1,1	0,4	0,8

Tabella 4.75 – Influenza del decadimento della resistenza delle componenti sulla rigidezza del collegamento della struttura dissipativa (DIS)

t [min]	Classificazione assoluta				Classificazione relativa			
	S <sub>j</sub> [kN m]	φ <sub>j</sub>	M <sub>j</sub>	k <sub>E-TRAVE</sub>	k <sub>E,θ</sub> E I <sub>b</sub> / L <sub>b</sub>	k	φ̄	M <sub>j</sub> /M <sub>b,pl</sub>
0	111074,2	0,0014	150	1	1293,6	85,9	0,0234	2,01
5	74992,5	0,0020	150	0,38	491,6	152,6	0,0132	2,01
10	48964,8	0,0031	150	0,17	219,9	222,7	0,0090	2,01
15	34066,4	0,0044	150	0,11	142,3	239,4	0,0084	2,01
20	25640,1	0,0059	150	0,10	129,4	198,2	0,0101	2,01
25	19343,3	0,0078	150	0,09	116,4	166,1	0,0121	2,01
30	15485,4	0,0097	150	0,08	103,5	149,6	0,0134	2,01
35	12305,1	0,0122	150	0,08	97,0	126,8	0,0158	2,01
40	10116,5	0,0148	150	0,07	90,6	111,7	0,0180	2,01
45	8218,8	0,0183	150	0,07	84,1	97,7	0,0205	2,01
50	6830,7	0,0220	150	0,06	78,9	86,6	0,0232	2,01
55	5767,3	0,0260	150	0,06	75,0	76,9	0,0261	2,01
60	4966,9	0,0302	150	0,06	71,1	69,8	0,0287	2,01
Limiti per la classificazione								
	646,8	0,2319	150	Semi rigido-cerniera		0,5	4,01	2,01
	32340	0,0046	150	Rigido-semi rigido		25	0,08	2,01

Tabella 4.76 – Modifiche sulla rigidezza flessionale del collegamento della struttura dissipativa (DIS)

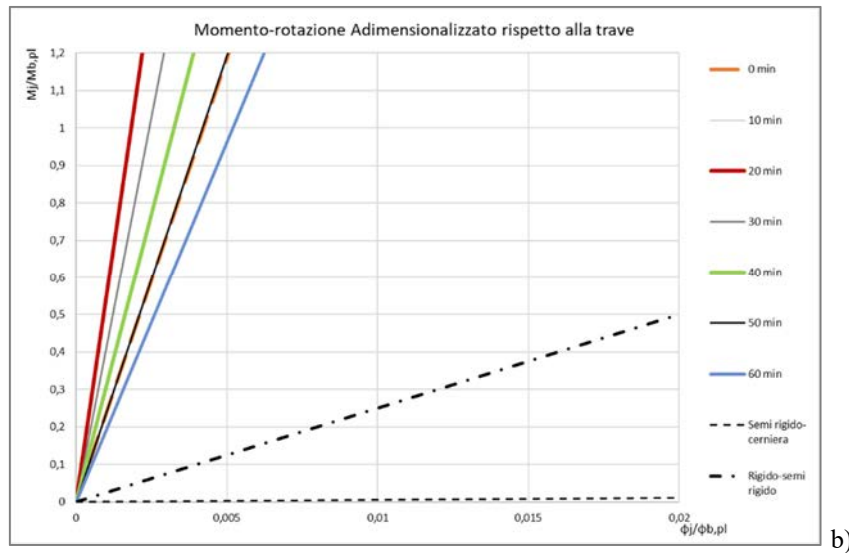
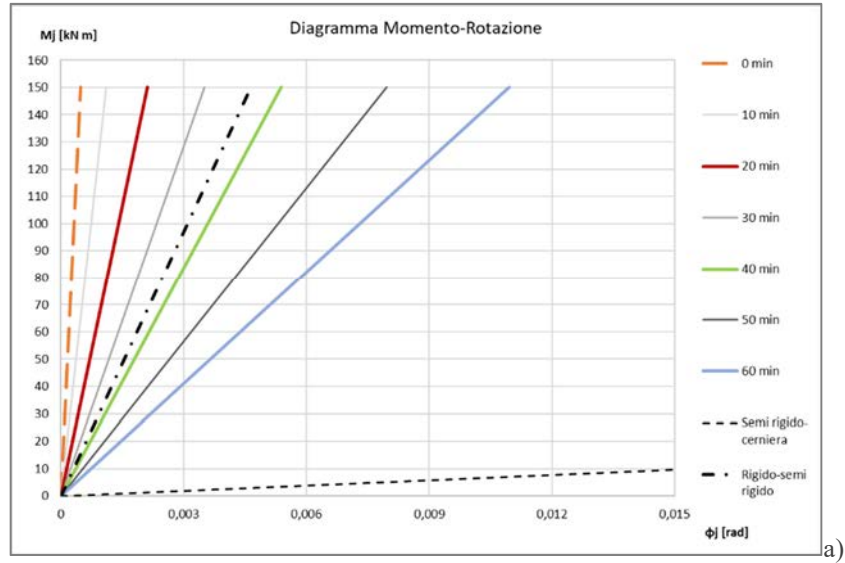
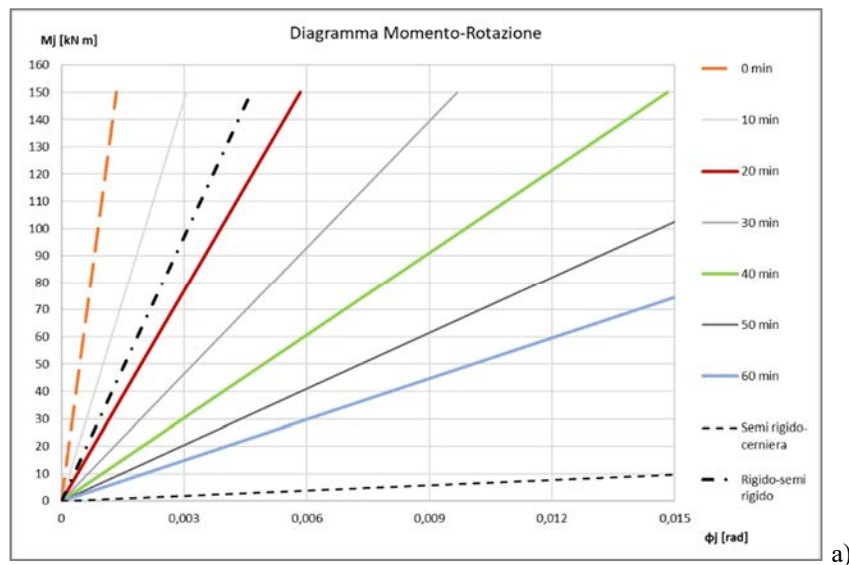
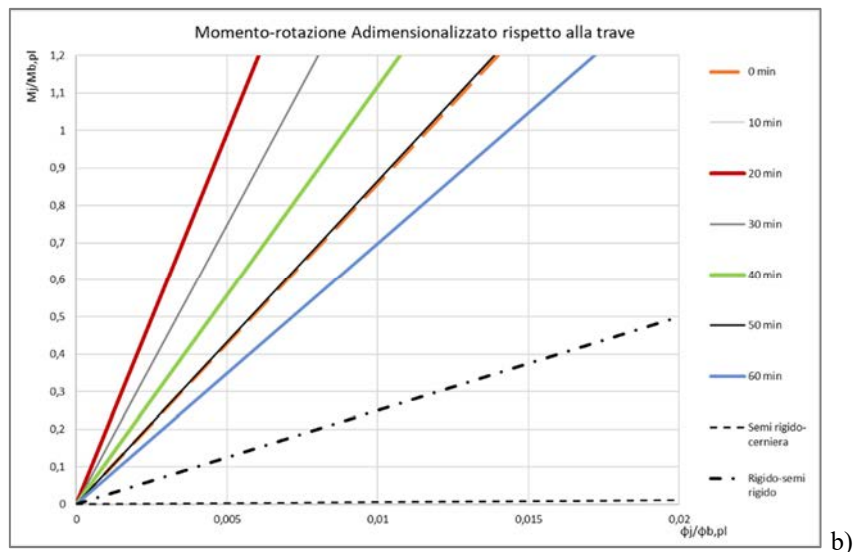


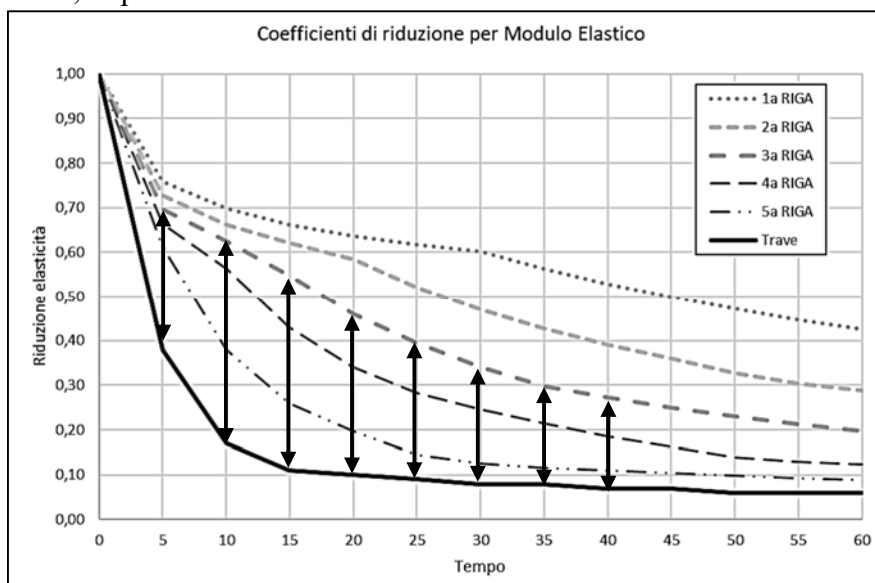
Figura 4.38 - Classificazione del collegamento della struttura dissipativa (DIS) in funzione della rigidità nel tempo, riferito alla combinazione di carico eccezionale: **a)** In termini assoluti; **b)** In termini relativi





**Figura 4.39** - Classificazione del collegamento della struttura dissipativa (DIS) in funzione della rigidità nel tempo, riferito alla combinazione di carico sismica: **a)** In termini assoluti; **b)** In termini relativi

In conclusione, quello a cui si è assistito in questa fase di analisi è un progressivo decadimento della resistenza e della rigidità del collegamento, in linea con quanto ci si aspetterebbe, conoscendo la risposta dell'acciaio alle alte temperature indotte dal verificarsi di un incendio. Coerentemente con quanto esposto nel §3.3.3, vi sono differenze non trascurabili tra la classificazione dei collegamenti in funzione della rigidità, effettuata in termini assoluti, considerando la sola rigidità derivante dalle caratteristiche delle componenti del nodo, o in termini relativi, rapportando la rigidità del nodo a quella della trave portata collegata. Questo aspetto si rivede anche nel contesto di verifica in condizioni di incendio, in quanto per ciascuno dei casi trattati si osserva che le connessioni realizzate subiscono un irrigidimento iniziale, graficamente visibile solo in termini relativi (Figure 4.35 b), 4.36 b), 4.38 b), 4.39 b) ), generato dalla differenza che si osserva nei coefficienti di riduzione del modulo elastico relativi ai bulloni e alle membrature, rispettivamente.



**Figura 4.40** – Andamento dei coefficienti di riduzione del modulo elastico nel tempo

Nei primi minuti in cui la struttura è soggetta all'incendio, infatti, le membrature subiscono un abbattimento della loro elasticità più repentino rispetto al collegamento, in primo luogo in relazione alle proprietà meccaniche dell'acciaio che costituisce i bulloni, ma sicuramente anche grazie alle temperature più basse raggiunte dalle componenti del giunto stesso, giustificate dalla presenza di una maggiore massa di materiale che ritarda i fenomeni di trasmissione del calore. Successivamente, il modulo elastico dei profili si stabilizza, mentre quello dei bulloni continua a decrescere gradualmente, provocando di conseguenza un decremento della rigidità del collegamento, anche in termini relativi. Nella figura 4.40 si mostrano le differenze nei valori tra i moduli elastici della trave e della 3° riga di bulloni, riferiti al caso della struttura dissipativa oggetto di progettazione e verifica.

Collegamento IPE 270 - HEB 220			
COMBINAZIONE ECCEZIONALE			
RESISTENZA/ RIGIDEZZA	<b>A completo ripristino di resistenza</b>	<i>A parziale ripristino di resistenza</i>	<i>Cerniera</i>
<b>Rigidi</b>	Continui	Semi- continui	*
<b>Semi-Rigidi</b>	Semi-continui	Semi- continui	*
Cerniera	*	*	Semplici
COMBINAZIONE SISMICA			
RESISTENZA/ RIGIDEZZA	<b>A completo ripristino di resistenza</b>	<b>A parziale ripristino di resistenza</b>	<i>Cerniera</i>
<i>Rigidi</i>	Continui	Semi- continui	*
<b>Semi-Rigidi</b>	Semi-continui	Semi- continui	*
Cerniera	*	*	Semplici

Tabella 4.77 a) – Classificazione a caldo del collegamento a momento della struttura non dissipativa (EL)

Collegamento IPE 220 - HEB 220			
COMBINAZIONE ECCEZIONALE			
RESISTENZA/ RIGIDEZZA	<b>A completo ripristino di resistenza</b>	<i>A parziale ripristino di resistenza</i>	<i>Cerniera</i>
<b>Rigidi</b>	Continui	Semi- continui	*
Semi-Rigidi	Semi-continui	Semi- continui	*
Cerniera	*	*	Semplici
COMBINAZIONE SISMICA			
RESISTENZA/ RIGIDEZZA	<b>A completo ripristino di resistenza</b>	<i>A parziale ripristino di resistenza</i>	<i>Cerniera</i>
<b>Rigidi</b>	Continui	Semi- continui	*
<i>Semi-Rigidi</i>	Semi-continui	Semi- continui	*
Cerniera	*	*	Semplici

Tabella 4.77 b) – Classificazione a caldo del collegamento a momento della struttura dissipativa (DIS)

A cappello delle fasi di analisi eseguite, stabilito un tempo di riferimento di 30 minuti, si aggiorna il campo in cui è possibile ricadere attraverso la classificazione delle connessioni utilizzate nelle tipologie strutturali studiate. Come si osserva dalle Tabelle 4.77 a) e b), le

principali conseguenze si hanno sulla struttura progettata in campo elastico, in quanto la stessa è interessata da sollecitazioni maggiori, le quali, insieme alla riduzione della capacità flessionale delle travi, provocano un declassamento della connessione in termini di resistenza. Sono evidenti anche le ripercussioni sulla rigidezza, che viene abbattuta notevolmente nel caso in cui la struttura venga interessata da uno scuotimento sismico pari a quello di progetto, che occorra nel breve termine rispetto al danneggiamento subito a causa del verificarsi di un incendio.

Allo stesso modo, si nota che i collegamenti progettati nel rispetto dei criteri di duttilità imposti dalla norma subiscono minori danneggiamenti in seguito all'incendio, mostrando una notevole capacità residua, sia in termini di resistenza, sia in termini di rigidezza. Tale osservazione va però contestualizzata con il livello di plasticizzazione raggiunto dalla struttura in seguito al primo evento sismico, che ha provocato indirettamente l'incendio, in quanto nel caso in cui la il livello di duttilità rimanente sia molto basso, si incorrerebbe dapprima nella completa plasticizzazione e nel conseguente collasso delle membrature.

#### *4.3.3 La risposta globale dei sistemi strutturali progettati*

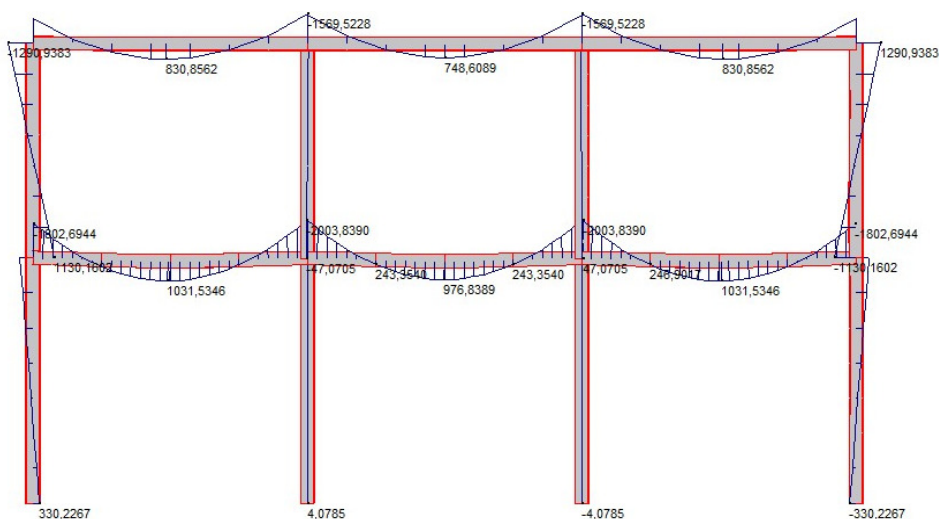
L'incremento delle temperature ambientali nel compartimento interessato dall'incendio provoca dunque gli effetti finora valutati, che si possono brevemente riassumere in ordine di accadimento:

- Decremento di resistenza a flessione/instabilità flessionale delle travi isostatiche;
- Decremento di resistenza a flessione/instabilità flessionale delle travi iperstatiche;
- Decremento di resistenza a pressoflessione (ed instabilità) dei pilastri;
- Decremento delle caratteristiche di resistenza e rigidezza dei collegamenti, che si traducono in una modifica della risposta strutturale.

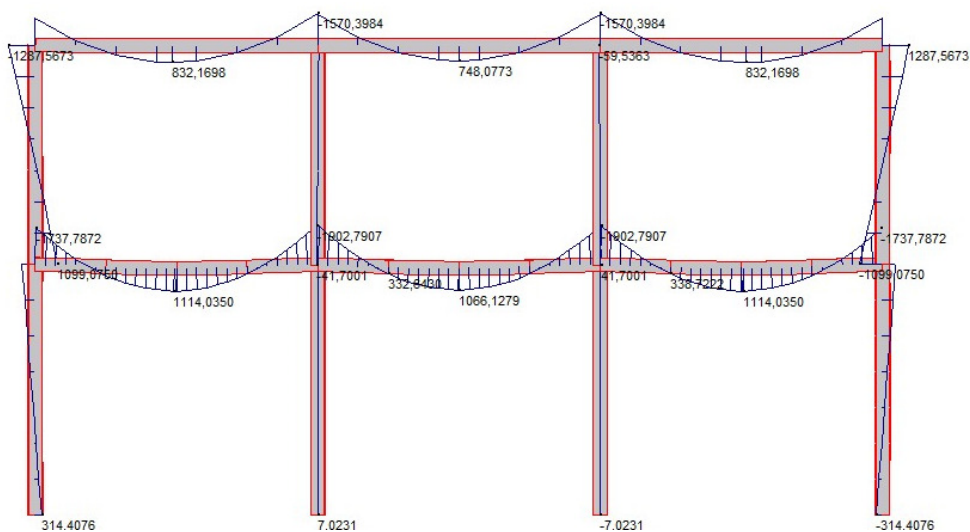
Proprio in relazione a quest'ultimo fenomeno, occorre tenere presente ciò che più volte è stato ribadito nell'ambito del presente studio, in merito al comportamento previsto per le connessioni tra gli elementi in acciaio. Il decadimento delle proprietà di rigidezza e di resistenza provoca, come visto pocanzi, un declassamento del nodo in acciaio, che non è quindi in grado di mostrare una risposta simile a quella ipotizzata in fase di progettazione, come nel caso in cui, ad esempio, si assimili la membratura sostenuta da due collegamenti resistenti a flessione ad un elemento doppiamente incastrato.

A valle della valutazione delle caratteristiche di rigidezza dei collegamenti studiati, attraverso il software Straus7 si è proceduto con la modifica delle condizioni di vincolo delle travi iperstatiche, collocate in corrispondenza dei telai orientati parallelamente al lato corto dell'edificio. Contestualmente, sono stati applicati i carichi termici valutati attraverso il modello di incendio utilizzato, con lo scopo di osservare le variazioni almeno qualitative nel campo delle sollecitazioni e delle deformazioni, derivanti dalla variazione delle proprietà dei materiali,

quindi della risposta meccanica delle membrature e delle connessioni tra le stesse. Dati gli obiettivi da raggiungere, questa fase è stata sviluppata unicamente per il modello strutturale dissipativo e consiste nello svolgimento di analisi non lineari al livello del materiale, per permettere al solutore di modellare in maniera corretta gli elementi che costituiscono il telaio spaziale, in relazione alle temperature alle quali essi sono esposti. Nelle seguenti figure si mostrano i risultati ottenuti dal software, relativamente agli stati di sollecitazione e agli stati tensionali raggiunti dagli elementi. Si noter , in particolare, che le sollecitazioni flettenti, cos  come le deformazioni dei telai bidimensionali, subiranno degli incrementi dapprima sui pilastri, con l'applicazione dei primi step di carico, per poi ridursi negli elementi verticali e trasferirsi verso le travi del secondo impalcato, le quali, essendo parte integrante del telaio, saranno chiamate a fornire il proprio contributo di resistenza, soprattutto in fase di redistribuzione delle azioni interne, come in questo caso.



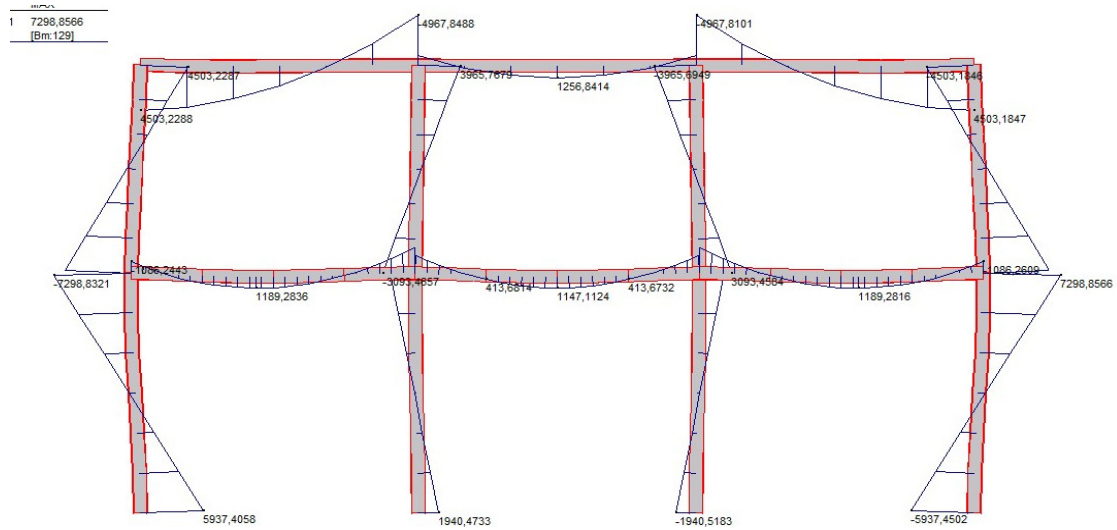
**Figura 4.41 a)** – Diagramma delle sollecitazioni relativo alla combinazione eccezionale, con travi perfettamente incastrate



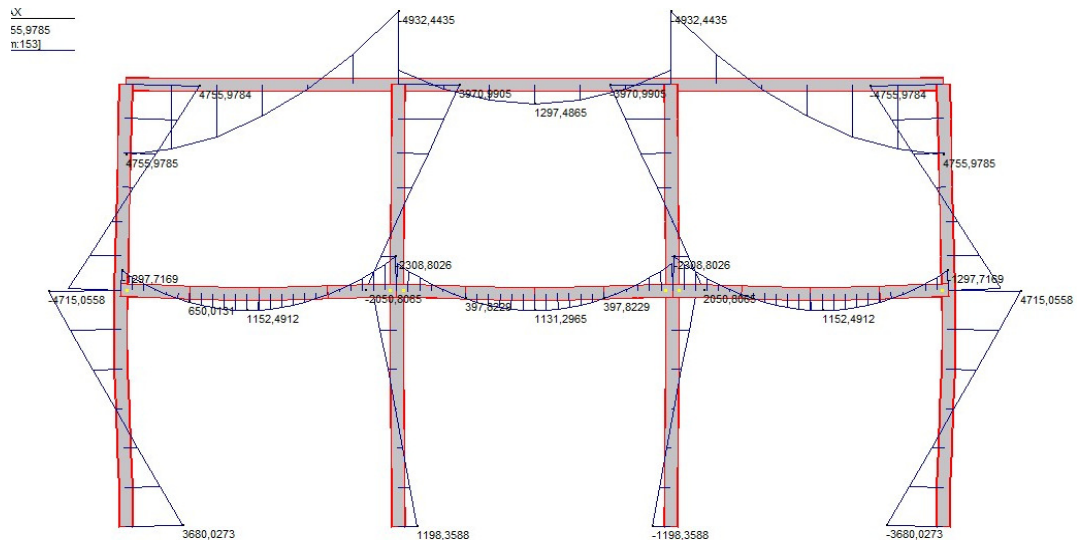
**Figura 4.41 b)** – Diagramma delle sollecitazioni relativo alla combinazione eccezionale, con rigid zze effettive per i collegamenti, al tempo  $t=0$  min



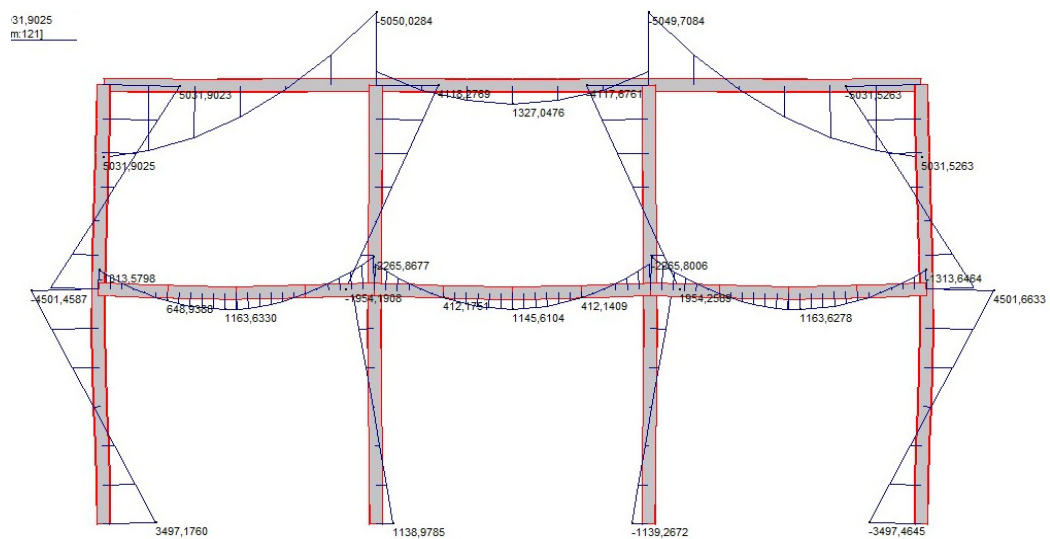
## Analisi di un caso studio



**Figura 4.41 c)** – Diagramma delle sollecitazioni relativo alla combinazione eccezionale, con rigidzze effettive per i collegamenti, al tempo  $t=10$  min

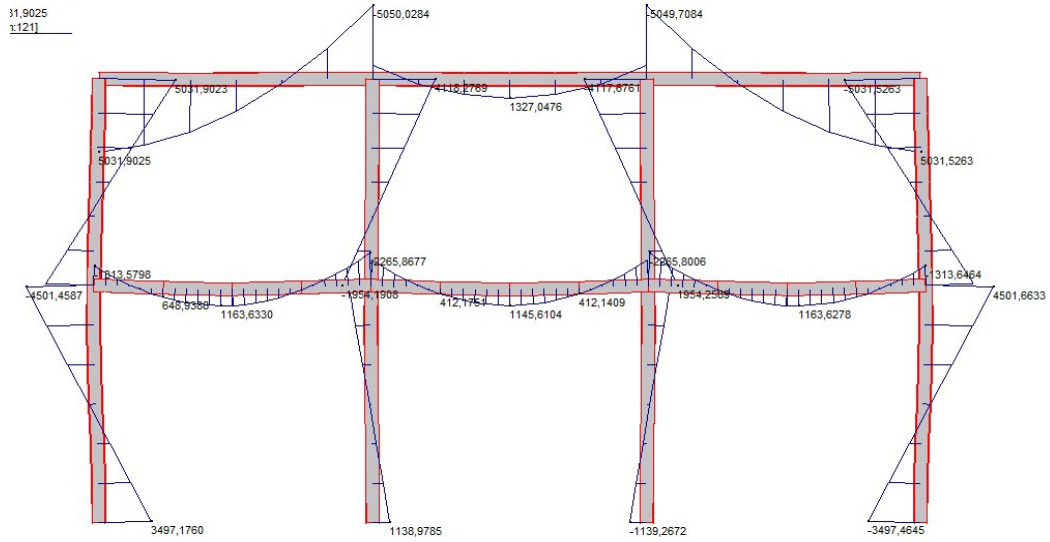


**Figura 4.41 d)** – Diagramma delle sollecitazioni relativo alla combinazione eccezionale, con rigidzze effettive per i collegamenti, al tempo  $t=20$  min

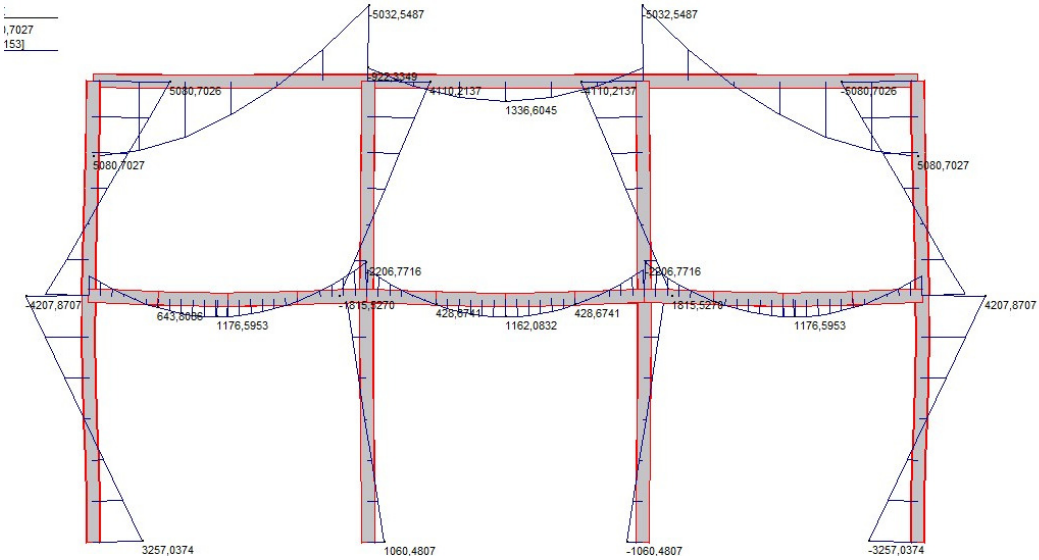


**Figura 4.41 e)** – Diagramma delle sollecitazioni relativo alla combinazione eccezionale, con rigidzze effettive per i collegamenti, al tempo  $t=30$  min

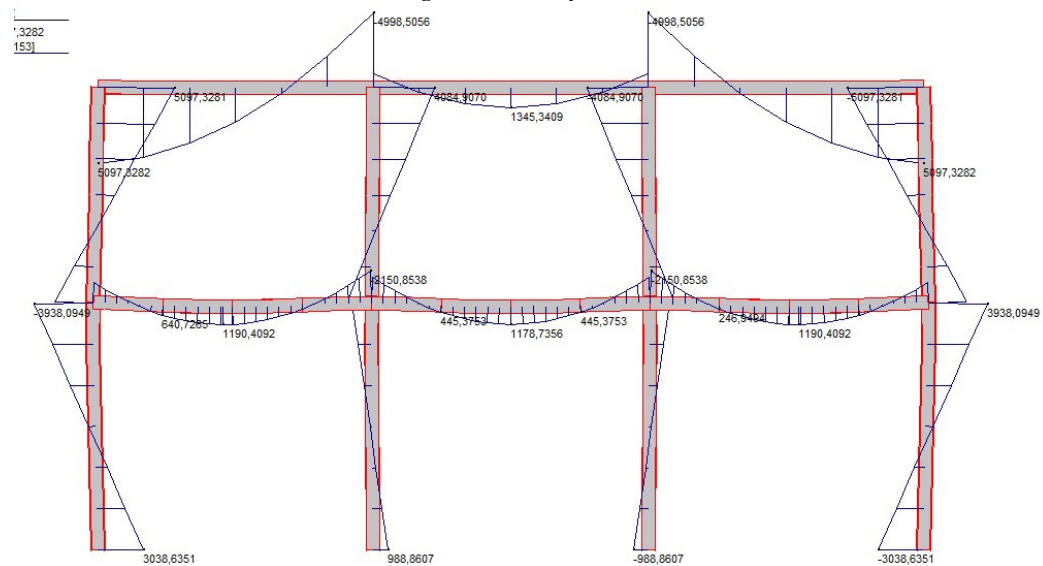
## Analisi di un caso studio



**Figura 4.41 f) – Diagramma delle sollecitazioni relativo alla combinazione eccezionale, con rigidzze effettive per i collegamenti, al tempo  $t=40$  min**

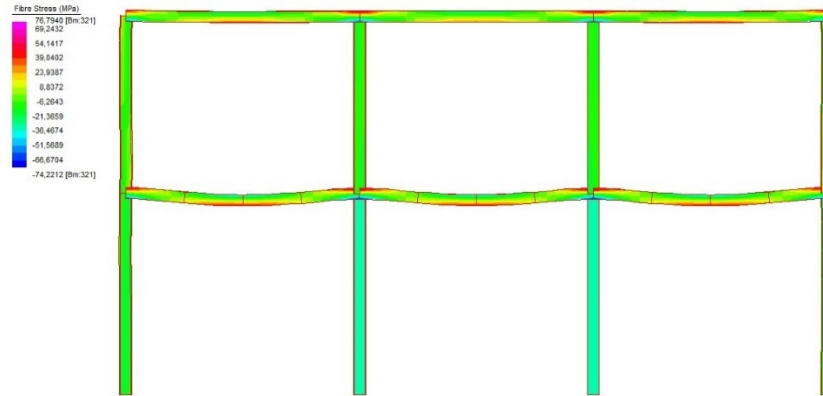


**Figura 4.41 g) – Diagramma delle sollecitazioni relativo alla combinazione eccezionale, con rigidzze effettive per i collegamenti, al tempo  $t=50$  min**

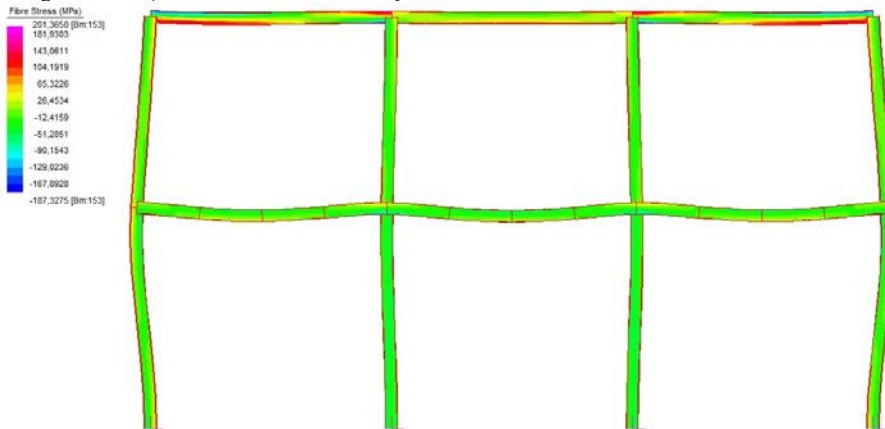


**Figura 4.41 h) – Diagramma delle sollecitazioni relativo alla combinazione eccezionale, con rigidzze effettive per i collegamenti, al tempo  $t=60$  min**

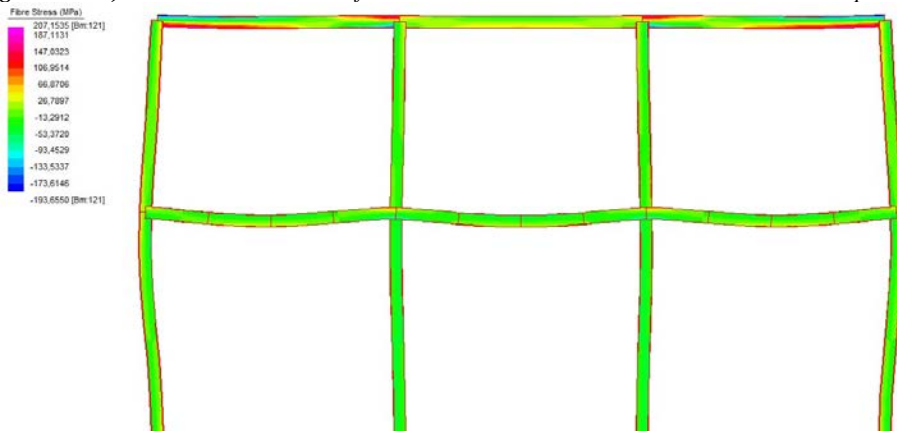
Analisi di un caso studio



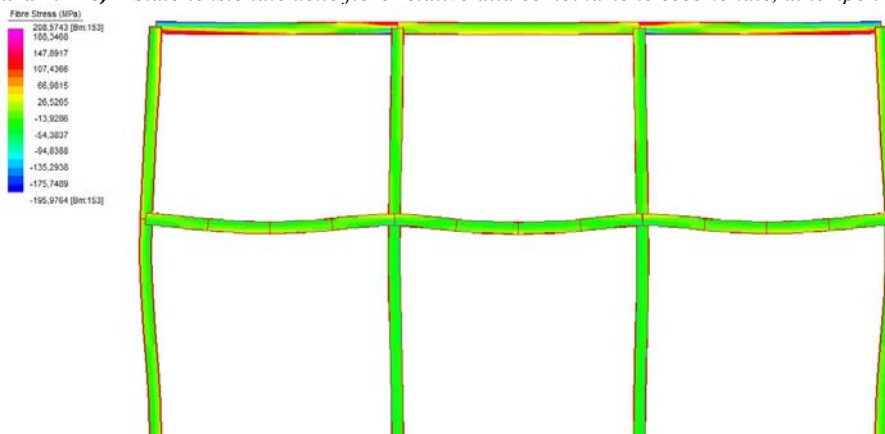
**Figura 4.42 a)** – Stato tensionale delle fibre relativo alla combinazione eccezionale, al tempo  $t=0$  min



**Figura 4.42 b)** – Stato tensionale delle fibre relativo alla combinazione eccezionale, al tempo  $t=20$  min



**Figura 4.42 c)** – Stato tensionale delle fibre relativo alla combinazione eccezionale, al tempo  $t=40$  min



**Figura 4.42 d)** – Stato tensionale delle fibre relativo alla combinazione eccezionale, al tempo  $t=60$  min



Analisi di un caso studio

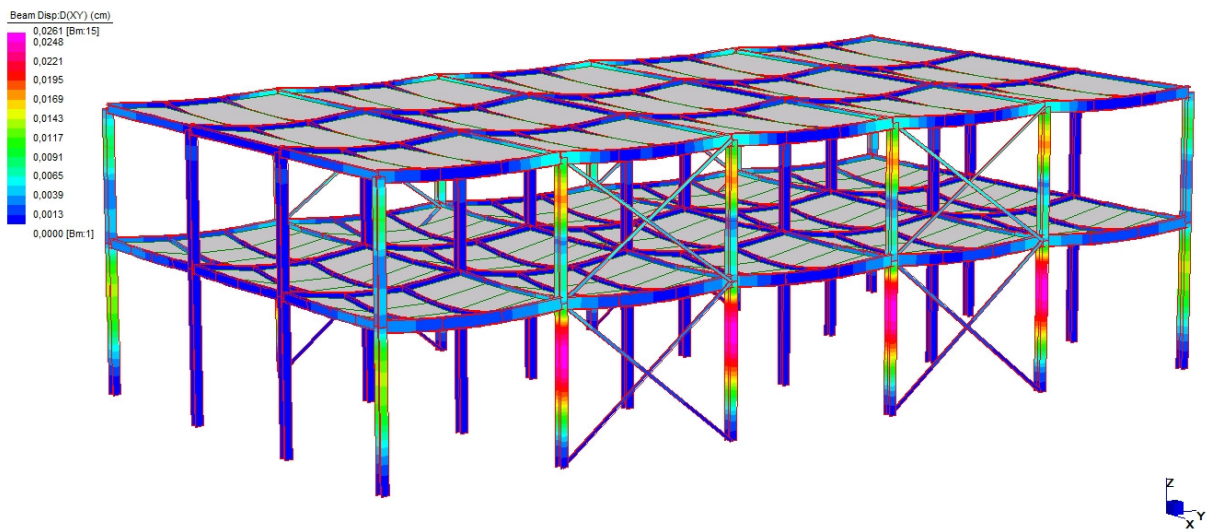


Figura 4.43 a) - Modello deformativo globale della struttura in combinazione eccezionale, al tempo  $t=0$  min

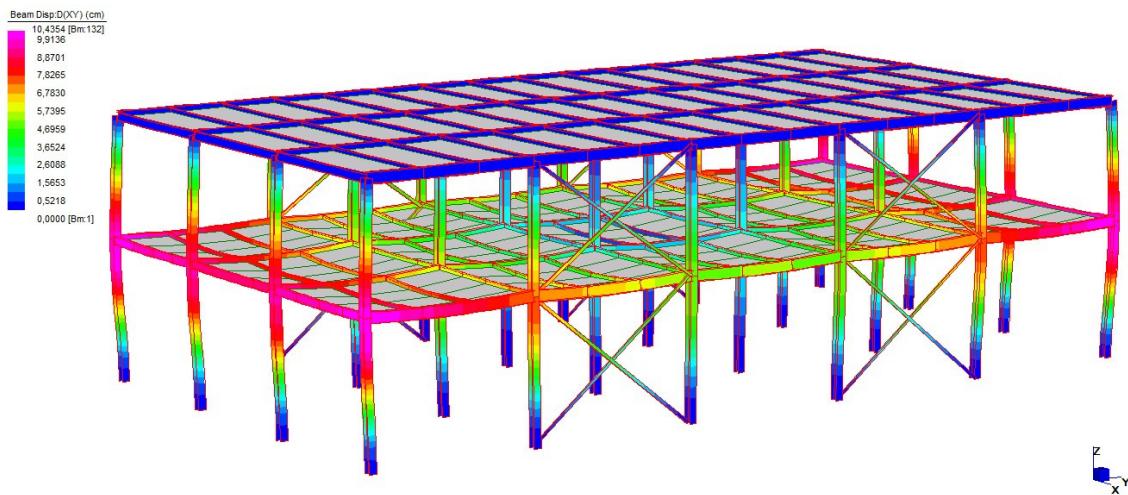


Figura 4.43 b)- Modello deformativo globale della struttura in combinazione eccezionale, al tempo  $t=10$  min

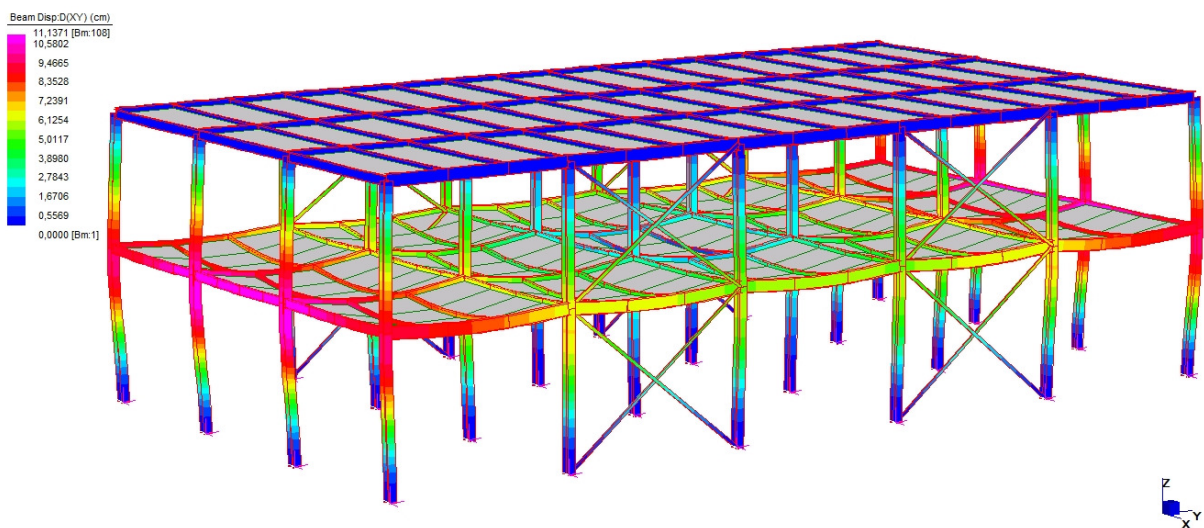
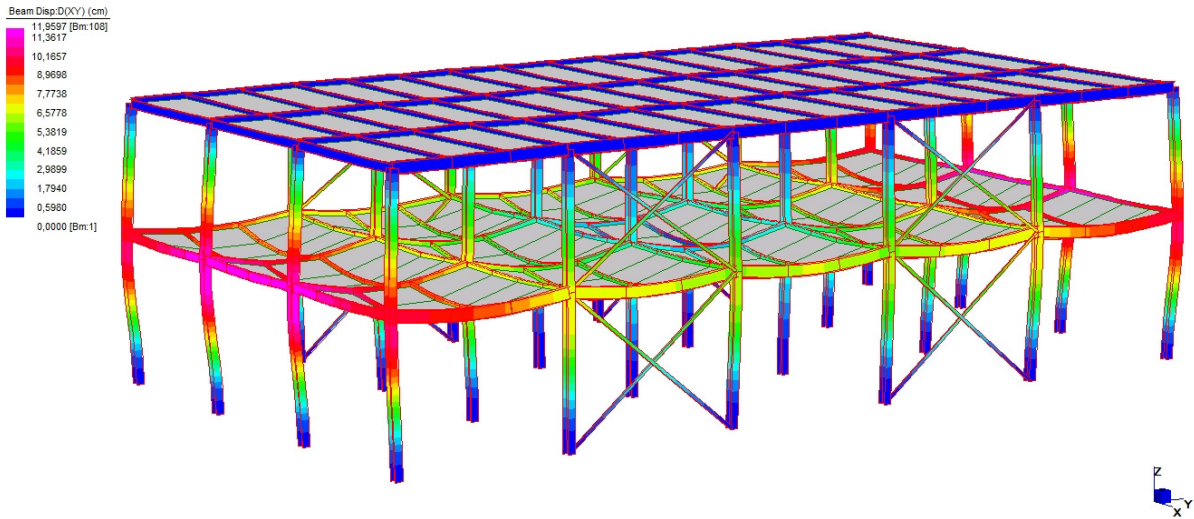
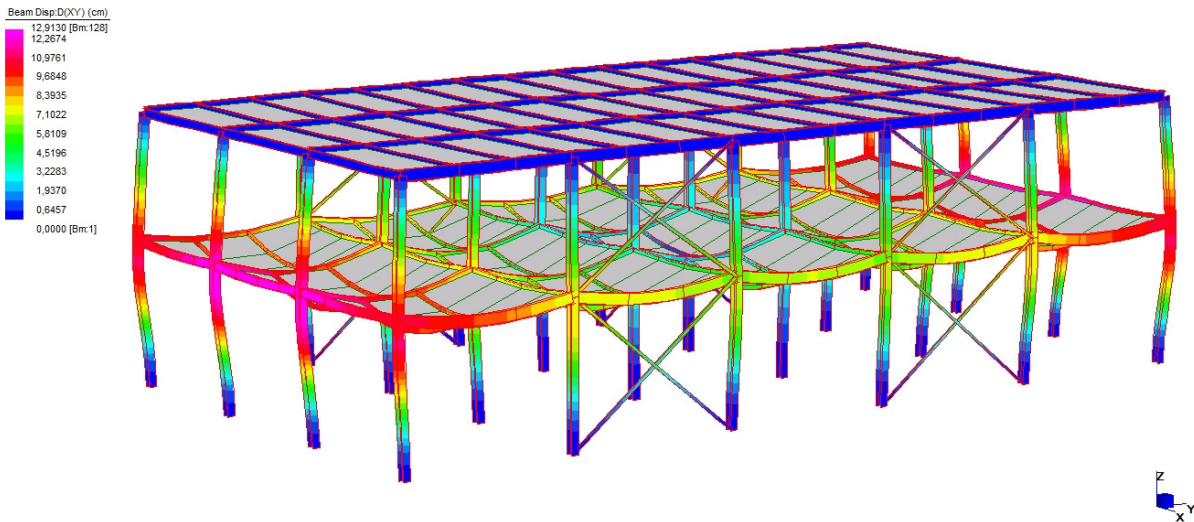


Figura 4.43 c)- Modello deformativo globale della struttura in combinazione eccezionale, al tempo  $t=20$  min

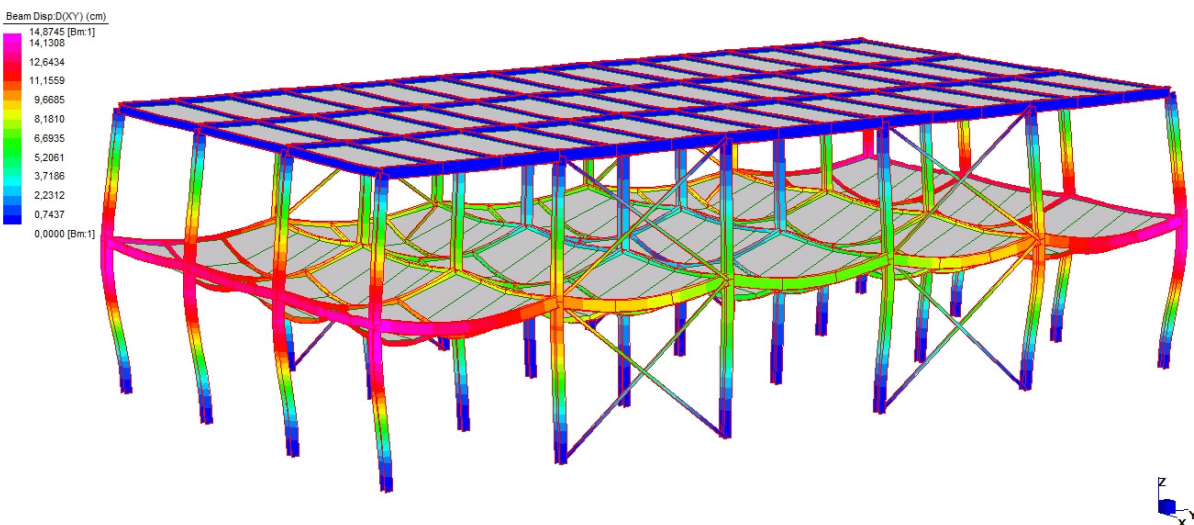
## Analisi di un caso studio



**Figura 4.43 d)-** Modello deformativo globale della struttura in combinazione eccezionale, al tempo  $t=30$  min



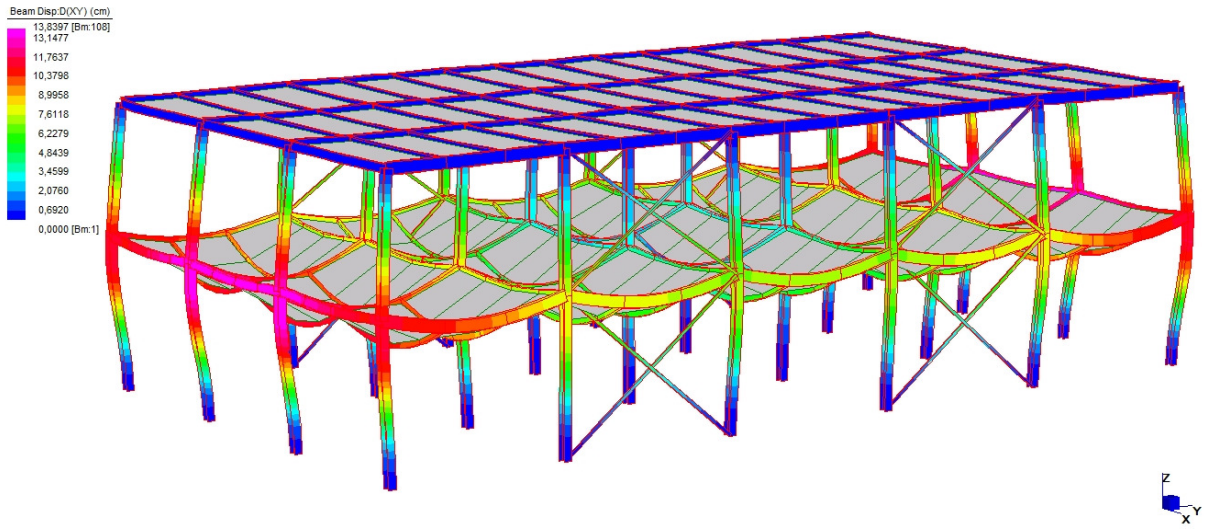
**Figura 4.43 e)-** Modello deformativo globale della struttura in combinazione eccezionale, al tempo  $t=40$  min



**Figura 4.43 f)-** Modello deformativo globale della struttura in combinazione eccezionale, al tempo  $t=50$  min



Analisi di un caso studio



*Figura 4.43 g)- Modello deformativo globale della struttura in combinazione eccezionale, al tempo  $t=60$  min*

# Considerazioni conclusive

Gli studi effettuati nell'ambito del presente lavoro, hanno permesso di determinare il requisito di resistenza al fuoco di due diverse costruzioni a soppalco con struttura portante in acciaio, identiche nella geometria, ma sostanzialmente molto diverse in relazione alla strategia di progettazione adottata. Nel corso delle analisi svolte, sono stati progressivamente mostrati dati, metodi e risultati relativi ad un primo caso, riguardante una struttura progettata per deformarsi elasticamente, quindi in maniera del tutto reversibile, sotto i carichi di progetto e ad un secondo caso, sicuramente più interessante, relativo ad una struttura progettata nel rispetto dei principi della gerarchia delle resistenze, che ad oggi risultano essere il fulcro della progettazione strutturale, in relazione ai vantaggi che essi comportano. In tal senso, tra i due approcci utilizzati le principali differenze progettuali che si possono evidenziare, consistono nella variazione delle sezioni dei profili utilizzati come travi di impalcato e come pilastri, i quali, nel caso di struttura non dissipativa sono chiamati a sopportare azioni di progetto molto elevate. In un primo momento, i dimensionamenti hanno condotto alla scelta del medesimo elemento da utilizzare come colonna, dovendo rispettare anche le limitazioni sugli spostamenti, associate agli Stati Limite di Esercizio. In seguito, le opportune verifiche di resistenza e il rispetto delle condizioni dettate dal Capitolo 7 delle Norme Tecniche per le Costruzioni hanno condotto ad una revisione dei profili adottati nel caso della struttura dissipativa, costringendo alla scelta di profili più robusti al piano terra e più esili al piano superiore. Nel lato lungo degli edifici, la risposta sismica è stata invece affidata a elementi di controvento opportunamente dimensionati per ciascuno dei due casi, i quali però non costituiscono parte integrante della seconda fase del lavoro. In seguito, sono stati progettati gli elementi di unione tra le varie membrature e, per il caso dei collegamenti resistenti a flessione, ne è stato studiato il comportamento in termini di resistenza, rigidezza e duttilità.

Utilizzando uno dei modelli di incendio proposti dal legislatore, i telai metallici preventivamente progettati sono stati sottoposti all'azione termica che ne è derivata, con lo scopo di valutare le risposte strutturali provocate dalla stessa. In particolare, è stata studiata la capacità residua delle strutture che subiscono gli effetti di un incendio, nei confronti dei carichi associati alla condizione di incendio, corrispondenti alle condizioni di esercizio, nonché delle azioni orizzontali indotte dal sisma. Pur non essendo contemplata dal legislatore, la contemporaneità tra gli incendi e gli eventi sismici non è da escludere, in quanto possono crearsi situazioni in cui, come esposto nel presente documento, l'evento sismico può rivelarsi la causa indiretta dell'evento eccezionale, prima di manifestarsi nuovamente sotto forma di scossa secondaria o di assestamento.

Avendo raccolto i dati necessari per la definizione delle azioni di progetto, si è proceduto con l'implementazione delle analisi termiche e delle successive analisi meccaniche, per le quali sono stati adottati modelli di calcolo avanzati, sicuramente maggiormente esaustivi e accurati rispetto ai metodi semplificati o ai metodi tabellari proposti dal legislatore. La risposta dei sistemi strutturali studiati ha confermato le diverse ipotesi esplicitate nel documento, che rispecchiano il reale comportamento al fuoco delle costruzioni di questo tipo; in particolare, dalle fasi di analisi attuate si evince che il tempo massimo di resistenza al fuoco per una simile tipologia di struttura si attesta intorno ai 10-15 minuti, a causa del collasso delle prime membrature di impalcato. Inoltre, in relazione ai risultati ottenuti dalla modellazione, si è visto che le travi iperstatiche garantiscono una maggiore resistenza al fuoco rispetto agli stessi profili, semplicemente incernierati, grazie alle più basse sollecitazioni in campata, alleviate dalla presenza dei vincoli flessionali.

Tra gli aspetti maggiormente interessanti rilevati nel corso dello studio effettuato, vi è la risposta dei collegamenti nei confronti delle azioni termiche. Le leggi di decadimento delle proprietà meccaniche dei diversi materiali che costituiscono le componenti del collegamento, come l'acciaio strutturale dei profili e l'acciaio dei bulloni, fanno in modo da creare un fenomeno di irrigidimento iniziale del collegamento, fino al raggiungimento di un punto di massimo, oltre il quale la struttura tende a rilassarsi. Contestualmente all'irrigidimento iniziale, si ha inoltre una espansione verso l'esterno dei pilastri, i quali sono indotti alla deformazione laterale causata dalle spinte provocate dalle dilatazioni termiche che interessano le travi ad essi collegate. Il fenomeno in questione si traduce in continue variazioni nella distribuzione delle sollecitazioni agenti sugli elementi iperstatici, che non possono essere ignorate in una condizione delicata come quella in cui vertono le strutture in acciaio, che per conformazione sono spesso molto esili e incapaci di offrire una adeguata resistenza al fuoco.

Infine, è dovuto il confronto tra la risposta alla combinazione incendio-sisma della struttura non dissipativa, apparentemente sovradimensionata, e della struttura dissipativa, la cui progettazione risulta di fatto ottimizzata per fornire contributi di resistenza equilibrati in relazione alle dimensioni dei suoi elementi. In particolare, si è visto che ipotizzando tali condizioni di carico (termico e sismico), utilizzare un approccio conservativo elastico potrebbe non risultare sufficiente per raggiungere gli obiettivi imposti, in quanto, a causa dei notevoli valori assunti per le azioni di progetto, il fattore di sfruttamento degli elementi strutturali è molto elevato, al punto da non riuscire a sopportare una seconda tipologia di azione, come può essere quella termica che produce l'indebolimento delle sezioni. Viceversa, il caso dissipativo ha mostrato nel complesso una risposta positiva alla coppia di azioni agenti, a meno del rapido raggiungimento delle condizioni di collasso delle travi di impalcato, caratterizzate da profili poco consistenti, nei quali le temperature aumentano troppo speditamente, provocando una rapida perdita di resistenza meccanica.



A tal riguardo, al fine di migliorare la risposta strutturale globale, potrebbe essere effettuata una duplice scelta, che può riguardare l'utilizzo di materiale aggiuntivo da applicare sulle membrature, atto ad impedire (o rallentare) il riscaldamento delle stesse, oppure l'utilizzo di elementi più robusti, almeno in sostituzione delle travi isostatiche di piano, i cui momenti resistenti garantiscono unicamente il soddisfacimento delle verifiche in condizioni ordinarie di utilizzo.



# Bibliografia

- DM 10 Marzo 1998 – *Criteri generali di sicurezza antincendio e per la gestione dell'emergenza nei luoghi di lavoro*
- A. La Malfa, S. La Malfa, R. La Malfa (2017) – *Ingegneria della sicurezza antincendio. Progettazione con il metodo tradizionale e il codice di prevenzione incendi (9° edizione) – Legislazione tecnica, Roma*
- D. Lgs 81/2008 - *Testo unico sulla salute e sicurezza sul lavoro*
- Mod. PIN 2 – 2018 *SCIA – Segnalazione Certificata di Inizio Attività ai fini della sicurezza antincendio (art. 4 del D.P.R. 01/08/2011 n. 151)*
- Mod. PIN 1 – 2018 *Valutazione Progetto – Istanza di valutazione del progetto*
- DM 07 Agosto 2012 – *Disposizioni relative alle modalità di presentazione delle istanze concernenti i procedimenti di prevenzione incendi e alla documentazione da allegare, ai sensi dell'articolo 2, comma 7, del decreto del Presidente della Repubblica 1° agosto 2011, n. 151*
- DM 30 novembre 1983 – *Termini, definizioni generali e simboli grafici di prevenzione incendi*
- DM 09 marzo 2007 – *Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo nazionale dei vigili del fuoco*
- DM 03 agosto 2015 – *Approvazione di norme tecniche di prevenzione incendi, ai sensi dell'articolo 15 del decreto legislativo 8 marzo 2006, n. 139*
- INAIL (2018) – *Il codice di prevenzione incendi. La progettazione antincendio. Applicazioni pratiche nell'ambito del dm 03/08/2015 e s.m.i.*
- DM 9 maggio 2007: *Direttive per l'attuazione dell'approccio ingegneristico alla sicurezza antincendio*
- Ing. Mauro Malizia – *Ingegneria della sicurezza antincendio – v. 4.4*
- DM 17 gennaio 2018 – *Norme Tecniche per le Costruzioni*
- Nigro, Posturino, Cefarelli, Princi (2009) – *Progettazione di strutture in acciaio e composte acciaio-calcestruzzo in caso di incendio secondo gli eurocodici e le Norme Tecniche per le costruzioni – Hoepli, Milano*
- EN 1991-1-2 – *Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire*
- C. Bernuzzi (2018) – *Progetto e verifica delle strutture in acciaio secondo le NTC 2018 e l'eurocodice 3 – Hoepli, Milano*

- Huu-Tai, Brian Uy, Mahbub Khan (2015) – *A modified stress-strain model accounting for the local buckling of thin-walled stub columns under axial compression*
- A. Formisano – *Le unioni elementari e i collegamenti – Modulo II: Teoria delle strutture in acciaio*
- EN 1993-1-8:2005 – *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints*
- N. Vigotti (2010) – *Analisi sperimentale di solette composte in acciaio e calcestruzzo e considerazioni teoriche sui meccanismi di aderenza – Politecnico di Milano*
- L. Springhetti – *I collegamenti nelle strutture in acciaio – Progetto e verifica secondo la norma UNI EN 1993-1-8 – Hoepli, Milano*
- R. da Silva Hortencio, G.A. Santos Falcon (2017) – *Optimal design of beam-column connection of plane stress frames using the component method*
- Nemeteschek Frilo GmbH (2012) – *Equivalent T-stubs (Component Method) as per DIN EN 1993-1-8*
- I. Kristòf, Z. Novàk, D. Hegyi (2017) – *A Simplified Method for the Design of Steel Beam-to-column Connections*
- EN 1993-1-2 – *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design*
- *Documento interpretativo n. 2 della Direttiva Europea 89/106/CEE*

# Sitografia

- [www.antincendio-italia.it](http://www.antincendio-italia.it) - *Modelli di incendio semplificati ed avanzati per la valutazione della sicurezza strutturale antincendio di edifici industriali in acciaio*
- <http://esse1-gis.mi.ingv.it/> - *Mappe interattive di pericolosità sismica – Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia*
- [www.italpannelli.it/prodotti](http://www.italpannelli.it/prodotti)
- [https://www.steelconstruction.info/Composite\\_construction](https://www.steelconstruction.info/Composite_construction)
- <http://www.fotoimage.org/beam-to-column-bolted-connection>