

POLITECNICO DI TORINO

Dipartimento di Ingegneria Civile

Corso di Laurea di II livello in Ingegneria Civile sez. Strutture

Sessione di Laurea novembre/dicembre 2021



Tesi di Laurea Magistrale

Studio dei giunti nelle strutture metalliche

Analisi e applicazione del metodo CBFEM

RELATORE:

Prof. ing. Francesco Tondolo

CANDIDATO:

Luca Alloppio

Anno accademico 2020/2021

Sommario

0. ABSTRACT	5
1. PANORAMICA GENERALE SULLE CONNESSIONI	6
1.1. LE UNIONI BULLONATE.....	7
1.1.1. Unioni a taglio.....	8
1.1.2. Unioni a trazione	11
1.1.3. Unioni a taglio e trazione	12
1.1.4. Verifiche delle unioni bullonate	12
1.2. LE UNIONI SALDATE.....	16
1.2.1. Unioni a completa penetrazione.....	18
1.2.2. Unioni a cordone d'angolo.....	18
1.2.3. Unioni a trazione	20
1.2.4. Unioni a flessione e taglio.....	20
1.2.5. Unioni a flessione, taglio e torsione.....	21
1.2.6. Verifiche delle unioni saldate	21
2. I PROFILI A SEZIONE APERTA.....	23
2.1. I COLLEGAMENTI TRA PROFILI A SEZIONE APERTA.....	24
2.1.1. Giunti intermedi	25
2.1.2. Giunti d'estremità	29
2.2. ALTRI COLLEGAMENTI.....	36
2.2.1. Nodi a più vie	36
2.2.2. Nodi composti	37
3. I PROFILI A SEZIONE CHIUSA.....	39
3.1. I COLLEGAMENTI TRA PROFILI A SEZIONE CHIUSA.....	40
3.1.1. Giunti intermedi	42
3.1.2. Giunti d'estremità	45
3.2. ESEMPI PRATICI.....	51
3.2.1. Ospedale dell'Angelo di Mestre	51
3.2.2. Ponte ciclopedonale di Bologna.....	53
3.2.3. Aeroporto internazionale di Stoccarda.....	56
4. METODO DELLE COMPONENTI	60
4.1. METODO DELLE COMPONENTI STANDARD	61
4.1.1. Applicazione pratica – Sezioni aperte.....	65
4.1.2. Applicazione pratica – Sezioni chiuse.....	69

4.2.	METODO DELLE COMPONENTI INTEGRATO A MODELLO CBFEM	75
4.2.1.	Applicazione pratica – Sezioni aperte	81
4.2.2.	Applicazione pratica – Sezioni chiuse	84
5.	ESEMPIO STRUTTURALE	86
5.1.	INTRODUZIONE	86
5.2.	GEOMETRIA	87
5.3.	CARICHI AGENTI	88
5.3.1.	Carichi permanenti non strutturali	88
5.3.2.	Carichi permanenti strutturali	88
5.3.3.	Carichi variabili	89
5.3.4.	Carico totale	89
5.4.	PREDIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI	90
5.4.1.	Solaio	90
5.4.2.	Travi secondarie	92
5.4.3.	Travi principali	94
5.4.4.	Colonne	96
5.5.	SCHEMA STATICO DELLA STRUTTURA	99
5.6.	MODELLAZIONE CAD/CAM	102
5.6.1.	Interoperabilità BIM tra modello FEM e modello CAD	102
5.6.2.	Modellazione CAD/BIM	103
5.7.	MODELLAZIONE E VERIFICA DELLE UNIONI	105
5.7.1.	Presentazione dei nodi in esame	105
5.7.2.	Interoperabilità BIM tra modello CAD e modello CBFEM	116
5.7.3.	Verifica CBFEM	120
5.7.4.	Rappresentazioni grafica delle verifiche per le unioni esaminate	136
6.	CONCLUSIONE	149
7.	BIBLIOGRAFIA	150

0. ABSTRACT

I giunti di collegamento tra membrature in acciaio rappresentano un punto focale ed estremamente sensibile in ambito di progettazione e/o verifica delle strutture in carpenteria metallica. Il presente elaborato si concentra in un'analisi approfondita delle caratteristiche di alcuni tipi di giunzione tra elementi, sia con profili a sezioni aperte (i.e. IPE/HE) che con profili a sezioni chiuse (i.e. CHS/RHS), cercando poi di valutare l'efficacia e l'affidabilità dell'uso di software di calcolo per la determinazione delle rigidezze nodali e la verifica dei giunti. Tale pratica è dovuta alla necessità di ottenere risultati coerenti con le procedure numeriche standard, ma con tempi ridotti e output visivi di semplice comprensione. Le caratteristiche di alcuni giunti tipici sono state valutate, in un primo momento, attraverso un approccio teorico del metodo delle componenti, e in seguito mediante un procedimento software improntato su una modellazione agli elementi finiti basata sulle componenti (CBFEM). Successivamente, è stato sviluppato il modello FEM (Modello agli Elementi Finiti) di una struttura metallica, da cui sono stati estrapolati e analizzati alcuni nodi con l'utilizzo di un software CBFEM. I risultati sono stati valutati sia per giunti tra profilati a sezione aperta che tra profilati a sezione chiusa, variando parametricamente dimensioni e forma degli elementi costituenti la struttura. Tale procedimento ha fornito un metodo di analisi immediato ed affidabile, consentendo un risparmio notevole in termini di tempo. Si è, inoltre, riscontrato che se la verifica non dovesse essere rispettata, sarebbe piuttosto semplice modificare la geometria o le caratteristiche fisiche degli elementi di connessione direttamente dal software CBFEM, in modo da valutare per quali condizioni possa essere superata la verifica.

1. PANORAMICA GENERALE SULLE CONNESSIONI

Le strutture in acciaio hanno come prioritarie funzioni la sicurezza, l'efficienza, la performance e l'economicità.

La sicurezza deve essere garantita poiché la struttura deve essere in grado di riparare, accogliere e proteggere chi vi risiede o utilizza, in modo da evitare che siano arrecati danni materiali o personali.

Le strutture devono anche essere adatte a svolgere con una buona performance l'attività per cui sono state progettate e a sopportare nel tempo i carichi di servizio senza riscontrare problemi nella struttura.

Questi sono i concetti tipici dell'analisi strutturale secondo gli stati limite di servizio, atti a verificare, che le deformazioni possano evitare il danneggiamento di strutture secondarie oppure che eccessive vibrazioni rendano non confortevole l'abitabilità.

Allo stesso tempo, per ovvie ragioni di mercato, la struttura deve essere economica e competitiva rispetto alle alternative costituite in altri materiali. L'economicità è un discorso complesso che dipende da molteplici fattori ma è compito dell'progettista cercare, nel miglior modo possibile, di rendere la struttura economica nei limiti imposti dalla sicurezza e dallo scopo di impiego.

Per l'economicità della struttura, come riportato nei paragrafi seguenti, la scelta e l'utilizzo delle giuste giunzioni riveste un ruolo molto importante.

L'obiettivo di questa trattazione, ed in particolare di questo capitolo, è l'esposizione e la comprensione dei vari meccanismi che governano le giunzioni e i tipi di connessione tra le membrature in acciaio strutturale.

Le membrature in carpenteria metallica possono essere unite tra loro mediante l'uso di giunzioni, le quali presentano una vasta gamma di scelta nella tipologia e negli elementi costituenti. In passato le unioni di più elementi in acciaio erano realizzate mediante organi meccanici, nella maggior parte dei casi, da chiodature o rivettature. Tali metodologie sono andate scomparendo a favore di soluzioni ben più efficaci e durevoli. Nel tempo, fino ai giorni nostri, si sono infatti diffuse ed evolute le tecniche di bullonatura, di saldatura e di combinazione delle precedenti. La scelta di utilizzare una soluzione invece che un'altra è una delle fasi più complesse del procedimento di progettazione delle strutture metalliche, non solo per la criticità che costituiscono le stesse unioni ma anche perché è possibile scegliere queste tra una moltitudine di varianti che possono rendere la struttura solida ma più o meno economicamente vantaggiosa.

L'onere economico relativo alla realizzazione di più connessioni può incidere in modo importante sul costo finale dell'opera, soprattutto se si fa riferimento anche alla lavorazione in officina, alla mano d'opera richiesta per l'assemblaggio delle componenti e al numero totale delle connessioni stesse da realizzare.

Con riferimento alle vigenti normative (nazionali ed Eurocodici), c'è da sottolineare che quella nazionale pone solo delle informazioni indicative dai criteri generali di verifica di unioni saldate e bullonate, mentre gli Eurocodici (EC3) risultano più dettagliati e specifici nei suddetti aspetti. Di norma in Italia è uso far riferimento alle norme nazionali per i casi più generali, mentre in tutti gli altri casi non sufficientemente descritti nelle precedenti è necessario rivolgersi agli Eurocodici.

Di seguito sono riportate le generali tecniche di assemblaggio assieme alle principali tipologie di unioni.

1.1. LE UNIONI BULLONATE

La giunzione bullonata ha come componente principale il bullone, ossia un organo meccanico costituito da diverse parti, quali:

- vite con testa, generalmente esagonale, con un gambo completamente o parzialmente filettato;
- dado, generalmente esagonale;
- rosetta, generalmente circolare.

Usualmente si consiglia di costituire il bullone di una doppia rosetta (una sotto la testa e una in corrispondenza del dado) e un controdado/rosetta elastica nel caso possa sopraggiungere il disserraggio del dado.

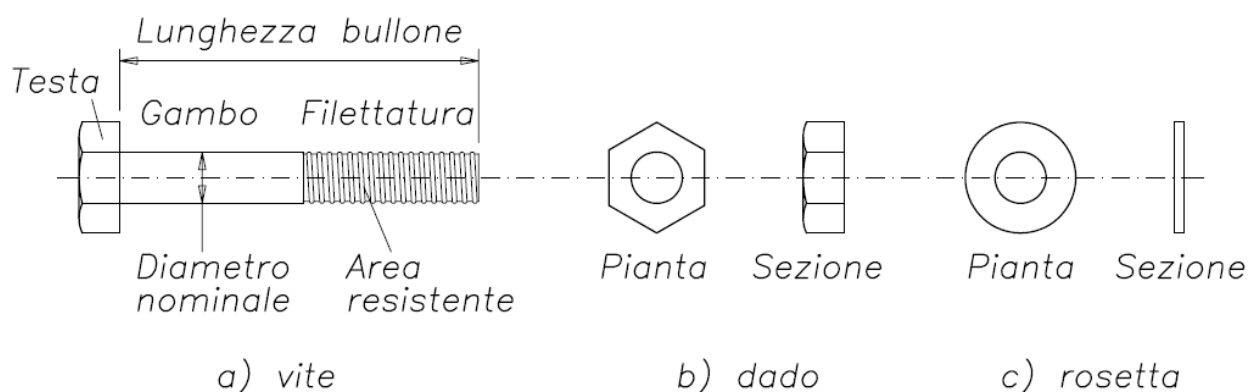


figura 1 – Componenti di base dell'unione bullonata

Diametro [mm]	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Passo [mm]	1.75	2.00	2.00	2.50	2.50	2.50	3.00	3.00	3.50
A [mm ²]	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A _{res} [mm ²]	84.3	115	157	192	245	303	353	459	581
A _{res} /A	0.75	0.75	0.78	0.75	0.78	0.80	0.78	0.80	0.82

Tabella 1 – Proprietà dei bulloni da carpenteria metallica

Classe	A.B	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
F_{yb} [MPa]	10xAxB	240	320	300	400	480	640	900
F_{ub} [MPa]	100xA	400	400	500	500	600	800	1000

Tabella 2 – Suddivisione in classi a seconda delle proprietà meccaniche

con:

- F_{yb} : tensione di snervamento del bullone;
- F_{ub} : tensione a rottura per trazione;
- 4.6 – 6.8: bulloni normali;
- 8.8 – 10.9: bulloni ad alta resistenza.

Tale bullone può essere soggetto a sforzi di trazione o taglio, a seconda della direzione di provenienza delle sollecitazioni, risultando quindi sottoposto a forze che possono essere perpendicolari o parallele al gambo dello stesso.

Conseguentemente le verifiche a cui sarà sottoposta la bullonatura saranno relative al taglio e alla trazione, tenendo però conto che l'unione dovrà essere ridotta a un modello semplificato di comportamento che permetta un approccio più immediato. Tale semplificazione comporta anche l'assunzione di una distribuzione uniformemente distribuita delle pressioni sui fori e sul gambo, una trascurabilità delle deformazioni della lamiera sotto carico, dell'inflessione del gambo e la concentrazione delle tensioni sui bordi dei fori.

1.1.1. Unioni a taglio

Nell'unione a taglio i piatti in gioco risultano sollecitati mediante una forza agente nel piano di contatto degli stessi. In tale direzione i bulloni possono trovarsi a lavorare a taglio o ad attrito, dove nel primo caso il bullone è attivo quando la superficie laterale del gambo risulta a contatto con la superficie del foro mentre nel secondo caso l'attrito è dovuto da un preventivo serraggio facendo premere le lastre tra di loro.

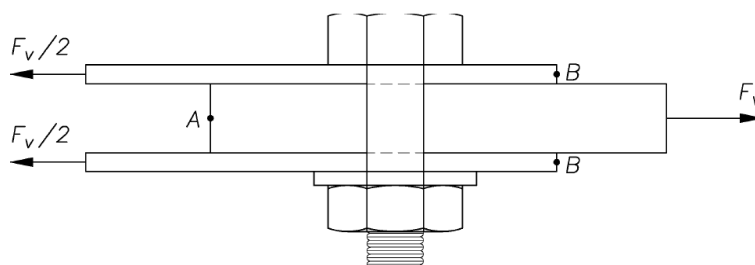


figura 2 – Tipica unione a taglio

Nel caso di comportamento a taglio si pone che la tensione tangenziale viene ripartita in modo uniforme e da ciò ne consegue che lo sforzo tangenziale medio su ogni bullone risulta:

$$\tau = \frac{V}{nA_{res}}$$

in cui:

- V: forza di taglio del bullone;
- n: numero di sezioni resistenti;
- A_{res} : Area resistente filettata del gambo.

Il momento critico sovviene quando avviene il superamento della resistenza a taglio del suo gambo.

Nel caso di comportamento ad attrito, invece, la resistenza a scorrimento è fornita dallo sforzo di pre-sollecitazione fra le superfici in contatto indotto dal serraggio del bullone.

Il comportamento a taglio di una giunzione, inoltre, può dipendere dal fatto che serraggio possa essere presente o meno e dalla coppia torcente applicata all'unione. Considerando un grafico scorrimento relativo carico applicato (*fig.3*) relativo al caso in *fig. 2*.

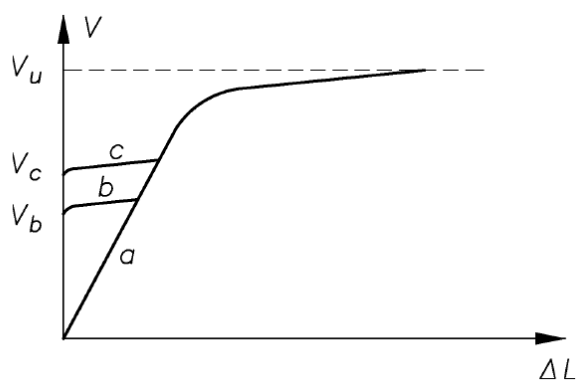


figura 3 – Relazione carico applicato scorrimento al variare del serraggio

Lo scorrimento relativo tra i punti A e B viene calcolato fino che il carico applicato non sia tale da far collassare l'unione.

- curva a: bullone non serrato;
- curva b: bullone serrato con raggiungimento del massimo carico trasmissibile per attrito V_b ;
- curva c: bullone serrato con incremento del grado di serraggio e conseguente aumento del massimo carico trasmissibile per attrito V_c .

Se il bullone non è serrato (curva a) lo scorrimento risulta proporzionale al carico nel tratto iniziale fino a che non viene superato il limite elastico delle piastre o del bullone. Da quel punto in poi si verificano grandi spostamenti relativi anche per piccoli incrementi di carico e l'unione collassa.

Se il bullone è serrato (curva b), nel tratto iniziale la trasmissione del carico tra i piatti avviene per attrito, mentre lo scorrimento relativo risulta nullo. Una volta superato V_b si verifica un improvviso scorrimento per il quale la curva b si unisce alla curva a.

Se il bullone è serrato (curva c) e il grado di serraggio aumenta, il carico massimo trasmissibile per attrito aumenterà di conseguenza, ma la curva c andrà sempre ad unirsi alla curva a, solo per valori più alti dell'azione di taglio.

Di norma, è bene andare a limitare il carico agente sui bulloni a un valore inferiore a quello che i bulloni stessi possono sopportare in campo elastico. Nel caso delle unioni ad attrito si definisce un carico limite di servizio F_v , dipendente dall'attrito tra le lamiere, dal trattamento delle superfici in contatto e dal grado di serraggio, nonché una forza massima trasmissibile F_{lim} dipendente da un coefficiente di sicurezza per lo slittamento γ_f , dal coefficiente di attrito μ e dal numero di piani di contatto n_f .

Tecniche di serraggio possono essere:

- Metodo della coppia;
- Metodo giro del dado;
- Metodo di indicatore di tensione diretta;
- Metodo combinato.

Un bullone sollecitato a taglio può raggiungere lo stato di crisi anche per altre cause che riguardano gli elementi di collegamento come il rifollamento, la rottura per trazione e la rottura per taglio della lamiera.

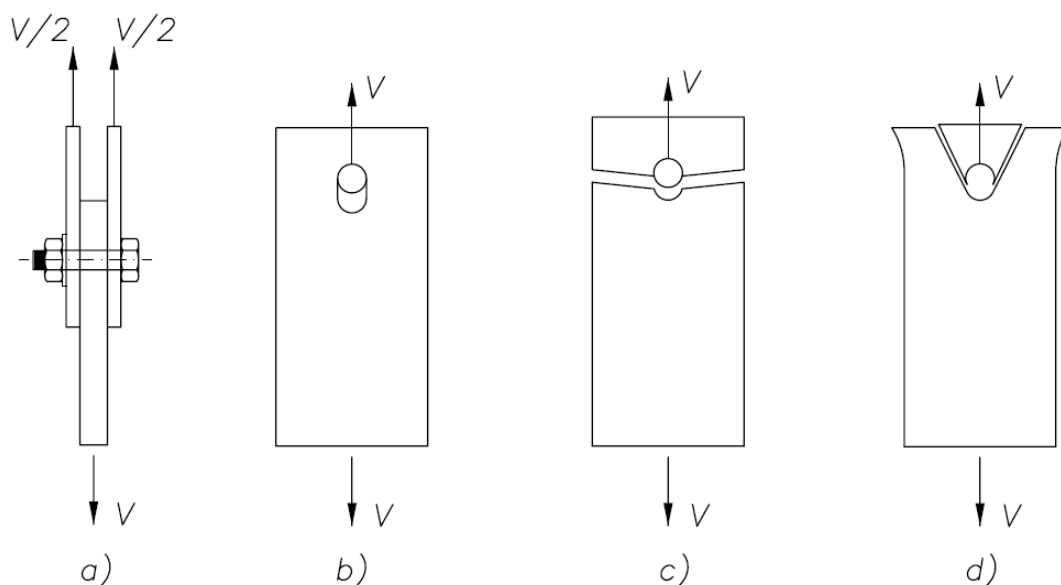


figura 4 – Fenomeni di crisi del bullone (a) e della lamiera (b,c,d)

Uno tra questi meccanismi, a seconda del caso in esame, risulterà essere il più debole e quindi, di conseguenza, l'intera unione assumerà proprio quel meccanismo come quello di rottura.

1.1.2. Unioni a trazione

Nell'unione a trazione le piastre collegate tramite bullonature vengono sollecitate da una forza normale al piano di contatto. Anche in questo caso il bullone può risultare preserrato o non preserrato.

Se l'unione non è preserrata, la forza assiale è completamente trasferita attraverso i bulloni presenti e se il bullone è isolato o unico l'azione agente sull'intera unione sarà coincidente con quella agente sul bullone stesso N_b . In questo caso l'allungamento ΔL si presenta proporzionale al carico applicato fino al punto in cui la fase elastica termina, detto limite elastico. oltrepassato tale punto, anche per piccoli incrementi di carico si manifestano grandi deformazioni fino al punto in cui termina la fase plastica, a cui è associato il carico ultimo N_u .

Se l'unione è preserrata, sarà presente una forza di serraggio N_s , agente sul gambo del bullone, che comporta un allungamento iniziale ΔL_s prima che il carico sia stato applicato ($t=0$). Una volta che viene applicato il carico esterno ($t > 0$), quest'ultimo viene incrementato portando all'aumento conseguente della forza di trazione agente sul gambo del bullone. Fino a quando il carico risulta inferiore al valore della forza di serraggio il suo incremento sarà minimo. Una volta superato tale valore avviene il distacco dei piatti, portando all'assorbimento di tutto il carico da parte del solo bullone.

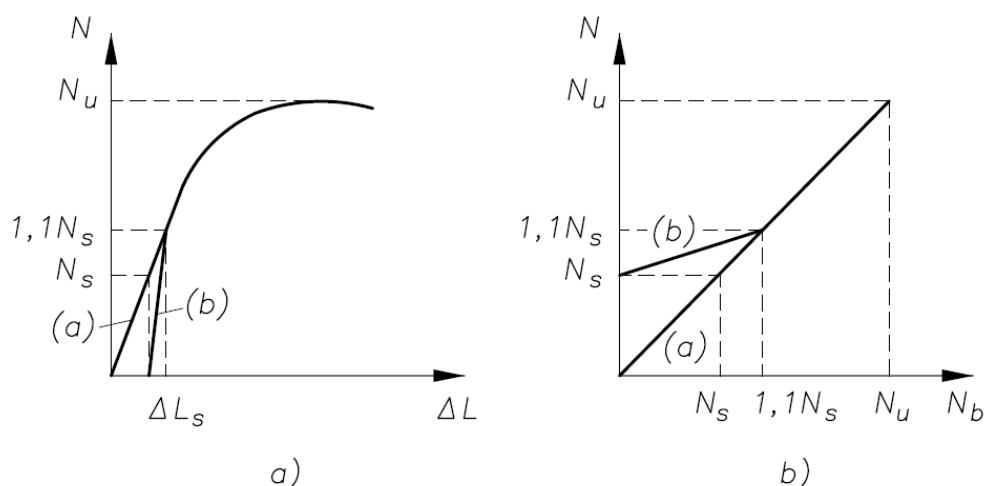


figura 5 – Relazioni tra carico esterno e allungamento del gambo (a) e tra carico esterno e azione assiale agente nel gambo (b).

Se il carico esterno passa per il baricentro delle sezioni dei bulloni esso si ripartisce in parti uguali, considerando le lamiere in contatto infinitamente rigide. Se, invece, sussiste un'eccentricità, viene considerata una flessione la quale contribuisce alla ridistribuzione del carico esterno proporzionalmente alla distanza del punto di applicazione dall'asse neutro.

1.1.3. Unioni a taglio e trazione

Se si è in presenza contemporanea di taglio e trazione, gli sforzi nei bulloni vengono valutati attraverso opportune formule di interazione usate nella verifica dell'unione. In queste vengono considerati gli stati limite di esercizio (SLE) e gli stati limite ultimi (SLU). Nel complesso è possibile riassumere che gli sforzi normali tendono a ridurre la resistenza a taglio.

1.1.4. Verifiche delle unioni bullonate

Le verifiche delle bullonature sono riportate nell'Eurocodice 3, e per ogni mancanza si può far riferimento alle norme UNI EN 1993-1-8.

L'Eurocodice 3 fornisce le verifiche necessarie riguardanti le unioni bullonate a taglio, classificando queste ultime in tre categorie:

- Categoria A: collegamenti a taglio, con bulloni ordinari o bulloni ad alta resistenza dalla classe 4.6 sino alla 10.9 compresa, senza precarico ed in assenza di prescrizioni particolari per le superfici di contatto;
- Categoria B: collegamenti ad attrito resistenti allo stato limite di servizio, con bulloni ad alta resistenza precaricati con coppia di serraggio controllata in conformità alla UNI EN 1090-2 in modo da non avere scorrimento allo stato limite di servizio;
- Categoria C: collegamenti ad attrito resistenti allo stato limite ultimo, con bulloni ad alta resistenza precaricati con coppia di serraggio controllata in conformità alla UNI EN 1090-2 in modo da non aver scorrimento allo stato limite ultimo;

Le unioni bullonate a trazione rientrano, invece, nelle altre categorie presenti nell'Eurocodice 3:

- Categoria D: collegamenti con bulloni non precaricati, con bulloni ordinari o bulloni ad alta resistenza fino alla classe 10.9 compresa;
- Categoria E: collegamenti con bulloni ad alta resistenza precaricati, con bulloni ad alta resistenza precaricati con coppia di serraggio controllata in conformità alla UNI EN 1090-2 in modo da non avere scorrimento allo stato limite ultimo.

La normativa per il dimensionamento delle costruzioni in acciaio riporta, inoltre, alcune prescrizioni che la geometria e la disposizione degli elementi che compongono l'unione devono soddisfare.

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 (EN10025-5)
Distanza di bordo e_1	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$		il maggiore tra $8t$ e 125 mm
Distanza di bordo e_2	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$		il maggiore tra $8t$ e 125 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 mm	il minimo tra $14t$ e 200 mm	il minimo tra $14t_{\min}$ e 175 mm
Interasse $p_{1,0}$		il minimo tra $14t$ e 200 mm		
Interasse $p_{1,i}$		il minimo tra $28t$ e 400 mm		
Interasse $p_{1,2}$	$2,4d_0$	il minimo tra $11t$ e 400 mm	il minimo tra $14t$ e 200 mm	il minimo tra $14t_{\min}$ e 175 mm

Tabella 3 – Distanze e interassi

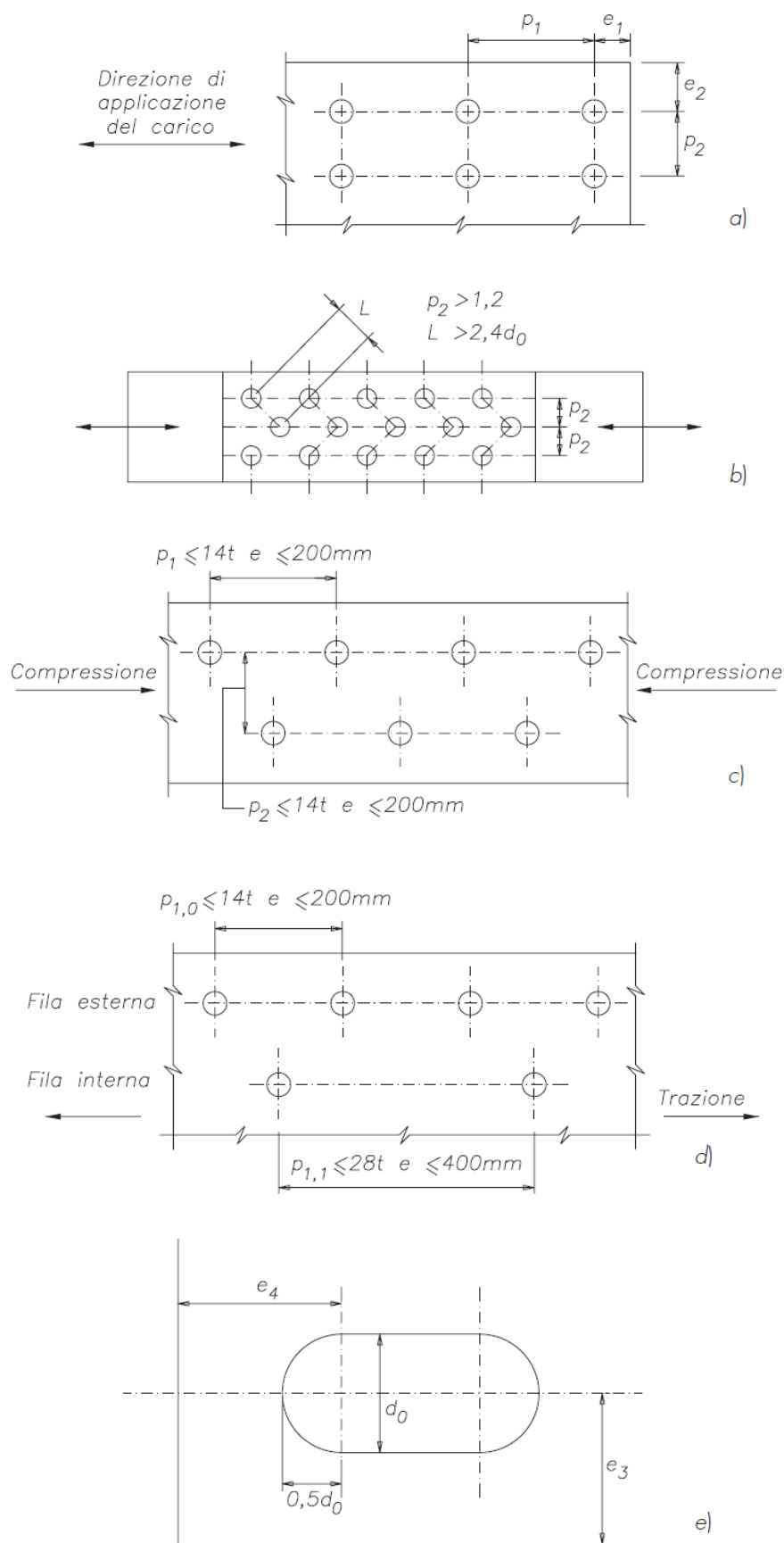


Figura 6 – Limitazioni dimensionali EC3

La verifica dell'unione bullonata viene fatta a seconda della categoria di cui l'unione stessa fa parte. Di seguito sono riportate le varie azioni che intervengono all'interno delle formule di verifica e i criteri di verifica da adottare al variare della categoria:

$F_{v,Ed,ser}$	forza di progetto a taglio per ogni sezione resistente allo stato limite di servizio;
$F_{v,Ed}$	forza di progetto a taglio per ogni sezione resistente allo stato limite ultimo;
$F_{v,Rd}$	resistenza di progetto a taglio di ogni sezione resistente;
$F_{b,Rd}$	resistenza di progetto a rifollamento di ogni sezione resistente;
$F_{s,Rd,ser}$	resistenza di progetto allo scorrimento di ogni sezione resistente allo stato limite di servizio;
$F_{s,Rd}$	resistenza di progetto allo scorrimento di ogni sezione resistente allo stato limite ultimo;
$F_{t,Ed}$	forza di progetto a trazione per ogni bullone allo stato limite ultimo;
$F_{t,Rd}$	resistenza di progetto a trazione di un bullone;
$B_{p,Rd}$	resistenza a punzonamento del piatto

Tabella 4 – Azioni agenti e resistenti nelle verifiche per le unioni bullonate

Sollecitazione a taglio		
Categoria	Criterio	Note
A Unioni a taglio	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Non è richiesto precarico Viti di classi da 4.6 a 10.9
B Unioni ad attrito resistenti Allo stato limite di esercizio	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$	Viti di classi 8.8 o 10.9 Assenza di scorrimento allo stato limite di servizio
C Unioni ad attrito resistenti Allo stato limite ultimo	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Viti di classi 8.8 o 10.9 Assenza di scorrimento allo stato limite ultimo Indebolimento del piatto per la presenza di fori
Carico di trazione		
Categoria	Criterio	Note
D Unioni con viti non precaricate	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Non è richiesto precarico Viti di classi da 4.6 a 10.9
E Unioni con viti precaricate	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Viti di classi 8.8 o 10.9

Tabella 5 – Verifiche delle bullonature

1.2. LE UNIONI SALDATE

L'unione saldata ha come componente principale la saldatura, la quale consiste in un processo di giunzione permanente e continua del materiale, ad alte temperature, applicata a due o più elementi metallici. Questa soluzione permette di rendere la connessione monolitica e di trasmettere completamente le sollecitazioni provenienti dalle membrature metalliche, facendo risultare l'unione saldata più rigida rispetto a quella bullonata. A fronte dei vantaggi sopra elencati va però considerata la presenza di svantaggi che per lo più riguardano la sfera economica e onerosa dell'opera. Infatti, nella fase di costruzione dell'unione va sempre garantita una buona manodopera da parte del personale che tratta l'unione, il quale deve essere altamente qualificato sia nel processo di formazione in carpenteria sia nel processo di assemblaggio in sito. Mettendo in pratica i giusti accorgimenti costruttivi è, quindi, possibile evitare eventuali riduzioni di resistenza o rotture fragili associabili al processo di saldatura stesso, nonché degrado per fatica nel caso di presenza di carichi ciclici.

Nelle unioni saldate è possibile distinguere due fasi che rientrano nel processo, quali il materiale di base e il materiale di apporto, ove presente. A tal riguardo il materiale di base risulta essere lo stesso degli elementi che devono essere uniti, mentre quello di apporto consiste in un materiale introdotto allo stato fuso che si lega a entrambi i lembi delle componenti. Il bagno di fusione è, di conseguenza, la parte di metallo che durante la fusione si trova allo stato liquido, mentre il cordone di saldatura è il risultato del processo in seguito a raffreddamento e solidificazione delle componenti.

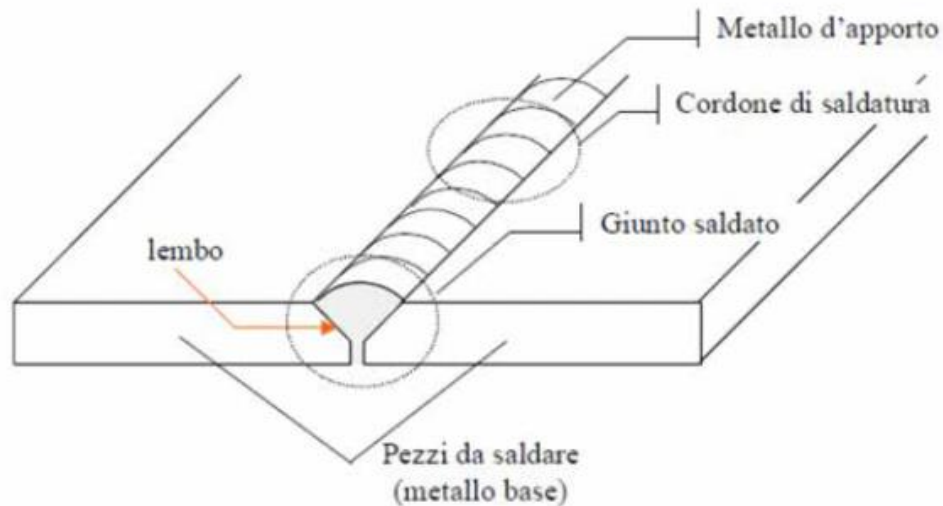


Figura 7 – Componenti di una tipica saldatura

La saldatura è un processo che si classifica a seconda di:

- Procedimento;
- Posizione del cordone rispetto all'operatore;
- Posizione dei pezzi da saldare;
- Tipologia di saldatura.

I procedimenti che vengono usati possono essere di natura autogena o eterogena.

Nel procedimento autogeno il materiale dei pezzi da collegare partecipa per fusione o sincristallizzazione, con il materiale di apporto, alla realizzazione dell'unione. Attualmente sono in uso processi autogeni per fusione, in cui si ha la fusione del materiale di apporto e del materiale di base, che si distinguono a seconda delle tecniche realizzative utilizzate per ottenere la sorgente termica e delle modalità di protezione del bagno fuso. Le più frequenti che possono essere incontrate sono la saldatura ossiacetilenica, ad arco sommerso, ad arco con elettrodi, con protezione di gas con elettrodo fusibile (MIG e MAG), con protezione di gas con elettrodo infusibile (TIG) e ad elettroscoria.

Nel procedimento eterogeno, invece, si ha fusione del solo materiale di apporto a una temperatura di fusione più bassa rispetto a quella del materiale di base.

Il cordone da dover saldare può trovarsi in una posizione, rispetto all'operatore che la esegue, di:

- Sopratesta;
- Verticale;
- Frontale;
- In piano.

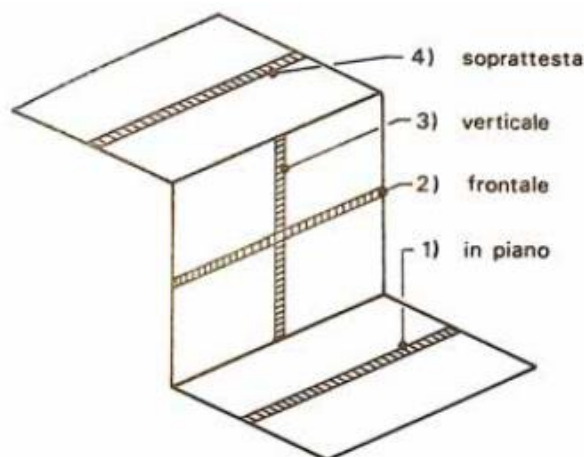


Figura 8 – Posizione del cordone rispetto all'operatore

Gli elementi da dover collegare possono essere disposti in posizioni diverse a seconda delle esigenze costruttive, considerando di conseguenza le tipologie di saldatura da fare. Le posizioni più frequenti sono:

- Giunti testa a testa;
- Giunti d'orlo;
- Giunti d'angolo;
- Giunti a T;
- Giunti a L;
- Giunti con sovrapposizione.

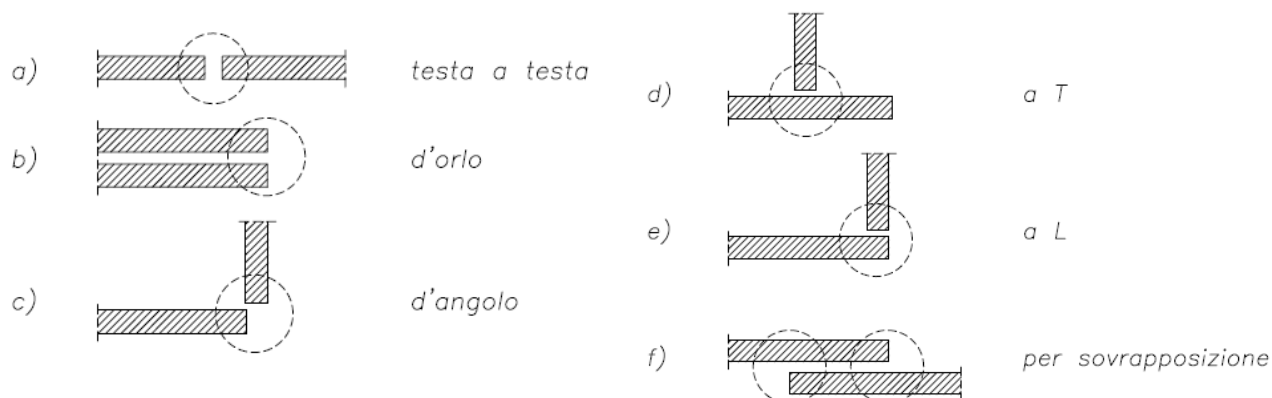


Figura 9 – Posizione reciproca degli elementi

1.2.1. Unioni a completa penetrazione

Qualora i due elementi siano fusi insieme al materiale d'apporto all'interno dello spessore degli stessi (a prescindere dalla posizione reciproca), si parla di unione a completa penetrazione. Essendo una tipologia che coinvolge l'interno dello spessore degli elementi, questi ultimi devono subire un processo di smussamento chiamato *cianfrinatura*. Per poter avere un giunto a completa penetrazione, l'elemento rettilineo dello spessore rimanente dopo la cianfrinatura deve risultare il più piccolo possibile, in modo da permettere una corretta fusione degli elementi. Se tale limite non è rispettato è possibile che i due elementi non vengano saldati completamente, formando un giunto noto come a parziale penetrazione.

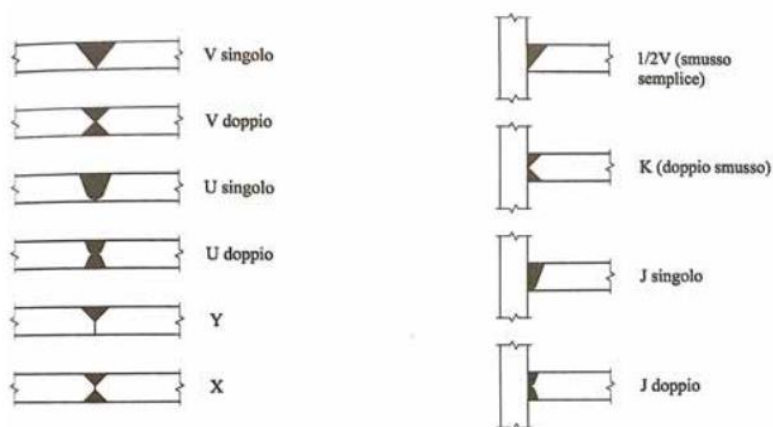


Figura 10 – Tipologie di unione a completa penetrazione

1.2.2. Unioni a cordone d'angolo

Questa tipologia di saldatura prevede l'assenza di penetrazione del materiale di fusione nello spessore degli elementi, ma esso risulta applicato nei lembi esterni. Il cordone reale può assumere una forma irregolare la quale, nei calcoli, viene schematizzata alla forma regolare più

simile; nella maggior parte dei casi si adotta una forma a triangolo isoscele, il quale deve essere il più grande possibile ma al contempo possa essere inscritto completamente all'interno del cordone reale. Si viene a creare, così, una grandezza che sarà fondamentale nelle verifiche, l'*altezza di gola* a , ovvero l'altezza del triangolo isoscele sopracitato ($a > 3\text{mm}$). A loro volta le unioni con cordone d'angolo si differenziano a seconda della posizione in cui viene apportato il cordone stesso. Il cordone può essere, dunque, frontale, laterale o obliquo. Infine la lunghezza efficace da assumere deve essere pari alla lunghezza del cordone a piena sezione, mentre le saldature con una lunghezza efficace inferiore a sei volte l'altezza di gola possono essere trascurate ai fini della trasmissione delle forze.

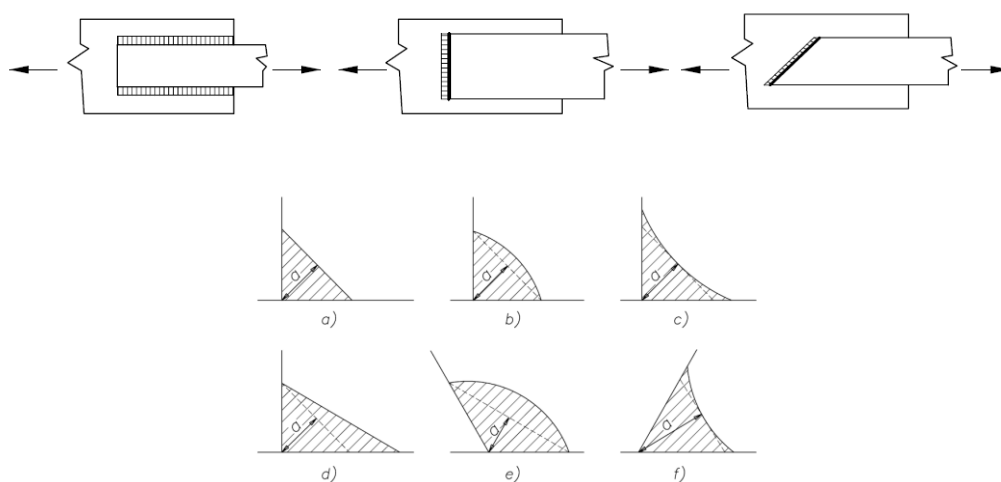


Figura 11 – Geometria del cordone d'angolo assumibile

Le tensioni che entrano in gioco nelle saldature consistono:

- $\sigma_{\perp}$ che rappresenta la tensione che agisce in direzione normale alla sezione di gola;
- $\tau_{\perp}$ che rappresenta la tensione che agisce nella sezione di gola in direzione perpendicolare all'asse del cordone;
- $\tau_{\parallel}$ che rappresenta la tensione che agisce nella sezione di gola in direzione parallela all'asse del cordone;
- $\sigma_{\parallel}$ che rappresenta la tensione che agisce in direzione parallela all'asse del cordone sulla sua sezione trasversale. Questo contributo tensionale viene usualmente trascurato ad eccezione che nelle verifiche a fatica.

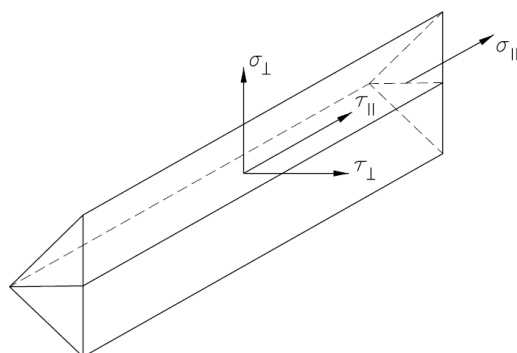


Figura 12 – Stato tensionale nella sezione di gola

Il cordone di saldatura assume, di norma, le dimensioni L , b o h . L'altezza della sezione di gola può essere considerata sia come l'altezza del triangolo isoscele ipotizzato, sia può essere ribaltata sul piano verticale o su quello orizzontale, a seconda della comodità d'uso.

1.2.3. Unioni a trazione

Quando un'unione è sottoposta a una o più forze di trazione agenti sulle piastre, la saldatura o il cordone può essere disposta parallelamente, ortogonalmente o obliquamente alla forza stessa. A seconda della posizione si svilupperanno diverse tensioni:

- Saldatura parallela alla forza: $\tau_{//}$;
- Saldatura ortogonale alla forza: $\sigma_{\perp}$ e $\tau_{\perp}$;
- Saldatura obliqua alla forza: $\tau_{\perp}$ e $\tau_{//}$.

Se l'altezza di gola viene ribaltata in uno dei due assi biortogonali le tensioni che si svilupperanno saranno, chiaramente, diverse nella simbologia ma equivalenti nella forma.

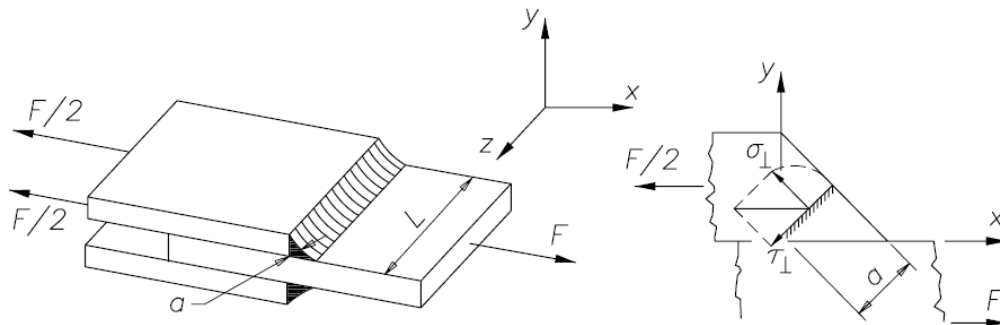


Figura 13 – Tipica unione a trazione

1.2.4. Unioni a flessione e taglio

Questo è il caso in cui la saldatura viene sollecitata sia a momento flettente che a taglio. Essa può presentarsi sia nel caso che si abbiano cordoni frontali longitudinali sia che si abbiano cordoni frontali trasversali. Nel primo caso la sezione resistente è formata da due sezioni rettangolari, ovvero le sezioni di gola del cordone. Nel secondo caso, invece, la sezione resistente consiste in due sezioni orizzontali di altezza di gola a e lunghezza b .

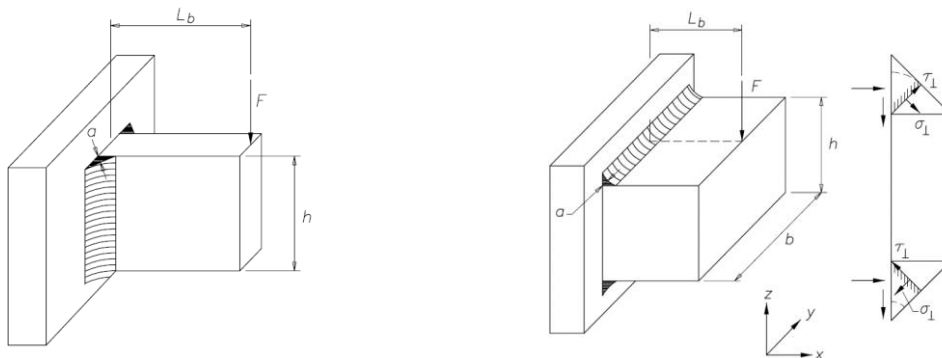


Figura 14 – Tipiche unioni inflesse

In ogni caso le tensioni che ne derivano sono del tipo $\tau_{//}$ e $\sigma_{\perp\max}$ pei cordoni frontali longitudinali e $\tau_{\perp}$ e $\sigma_{\perp\max}$ per quelli trasversali.

1.2.5. Unioni a flessione, taglio e torsione

E' possibile che i cordoni resistenti possano trovarsi complanari alla retta di applicazione del carico; questa configurazione può fornire uno stato di sollecitazione con contemporanea presenza di flessione, taglio e torsione.

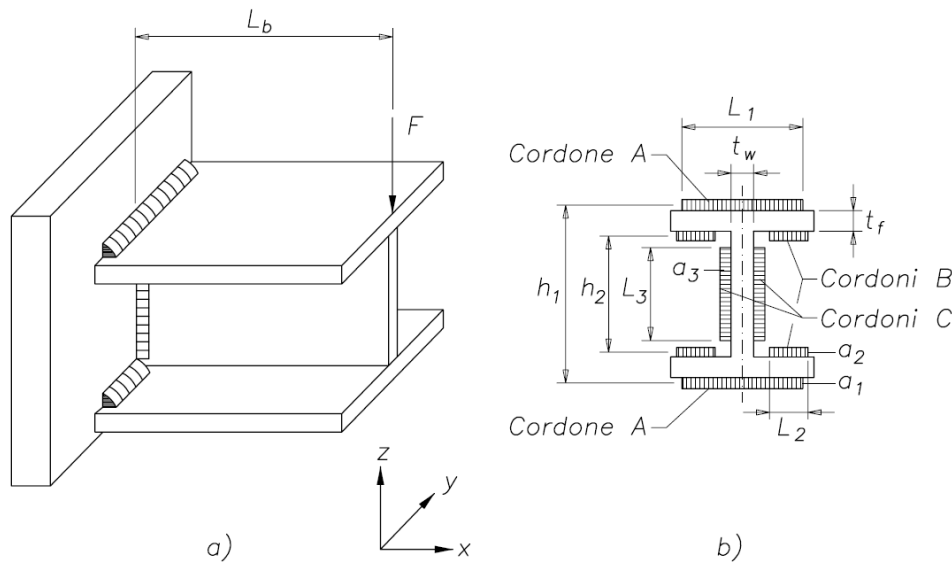


Figura 15 – Combinazione di cordoni (a) e relativa sezione descrittiva (b)

In figura 15 è possibile notare la presenza di cordoni laterali e frontali.

Per ciò che riguarda i cordoni laterali l'azione torcente indotta viene bilanciata da una coppia di forze agente H nei cordoni stessi. A tale azione sarà poi associata la tensione $\tau_{//}$, se la sezione è quella di gola ($\tau_{\perp}$ o $\sigma_{\perp}$, se la sezione è quella ribaltata).

Nel caso di cordoni frontali la stessa azione torcente è bilanciata da una coppia di forze V . Ragionando sempre in termini di $\tau_{//}$, quindi ribaltando l'altezza di gola sul piano orizzontale stavolta, quest'ultima sarà frutto della somma di due contributi: $\tau_{//1}$ associato alla coppia V e $\tau_{//2}$ associato alla forza applicata F . In questo modo si fornisce la massima tensione totale.

1.2.6. Verifiche delle unioni saldate

Nell'Eurocodice 3 sono riportati i criteri per la verifica delle unioni saldate, partendo sempre dal presupposto che lo stato tensionale pluriassiale sopracitato deve essere sempre ricondotto a uno monoassiale ideale equivalente. Nelle verifiche va, inoltre, ridotta la resistenza del materiale per poter tenere conto dell'eventuale presenza di difetti. La resistenza di progetto $F_{w,Rd}$ assume un valore pari a quella propria della parte più debole fra quelle giuntate, sia nel caso di completa penetrazione sia nel caso di presenza di cordone. Se la penetrazione risulta parziale, invece, deve essere determinata come per una saldatura a cordoni d'angolo a forte

penetrazione con altezza di gola pari alla profondità della penetrazione che può essere effettivamente raggiunta.

Un metodo noto per poter ricavare la resistenza di progetto è il *metodo direzionale*, con il quale si ricava lo stato tensionale della sezione di gola non ribaltata facendo uso delle tensioni σ e τ poste all'interno della sezione stessa. Esplicitando le condizioni limite che devono essere soddisfatte, si ha:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

con f_u resistenza nominale a rottura per trazione dell'elemento più debole facente parte del giunto, γ_{M2} coefficiente parziale di sicurezza e β_w coefficiente di correlazione.

Un metodo alternativo, *semplificato*, può essere usato imponendo che la resistenza del cordone di saldatura sia pari a $F_{w,Rd}$ e la resistenza di progetto a taglio sia pari a $f_{vw,d}$:

$$F_{w,Rd} = f_{vwd} \cdot a$$

$$f_{vwd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

con a altezza di gola, f_u resistenza nominale a rottura per trazione dell'elemento che fa parte del giunto, γ_{M2} il coefficiente parziale di sicurezza e β_w coefficiente di correlazione.

Classe di acciaio e normativa di sicurezza			Coefficiente di correzione β_w
EN 10025	EN 10210	EN 10219	
S 235, S 235 W	S 235 H	S 235 H	0,8
S 275, S 275 N/NL, S 275 M/ML	S 275 H, S 275 NH/NLH	S 275 H, S 275 NH/NLH, S 275 MH/MLH	0,85
S 420 N/NL, S 420 M/ML		S 420 MH/MLH	1,0
S 355, S 355 N/NL, S 355 M/ML, S 355 W	S 355 H, S 355 NH/NLH	S 355 H, S 355 NH/NLH, S 355 MH/MLH	0,9
S 460 N/NL, S 460 M/ML, S 460 Q/QL/QL1	S 460 NH/NLH	S 460 NH/NLH, S 460 MH/MLH	1,0

Tabella 6 – Classe di acciaio e relative coefficient di correzione

Infine è necessario distinguere le verifiche sulle saldature testa a testa o a T con completa penetrazione e sulle saldature con cordone d'angolo.

Per quanto concerne le prime la verifica statica da soddisfare è:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \sigma_{//}^2 - \sigma_{\perp} \cdot \sigma_{//} + 3\tau_{\perp}^2} \leq \alpha \cdot \sigma_{adm}$$

Mentre per le seconde deve valere:

$$\sqrt{\tau_{\perp}^2 + \sigma_{\perp}^2 + \tau_{//}^2} \leq \alpha \cdot \sigma_{adm}$$

$$|\tau_{\perp}| + |\sigma_{\perp}| \leq \beta \cdot \sigma_{adm}$$

con $\alpha = 0.85$ e $\beta = 1$ per gli acciai S235, e $\alpha = 0.70$ e $\beta = 0.85$ per gli acciai S275 e S355.

2. I PROFILI A SEZIONE APERTA

I profilati aperti, anche dette sezioni ordinarie, costituiscono la soluzione più utilizzata nel campo delle costruzioni in acciaio strutturale. La scelta del giusto profilo per le travi in acciaio in fase di progettazione ha un'importanza fondamentale per il corretto comportamento statico dell'opera. Tale scelta nella maggior parte dei casi ricade sulle sezioni trasversali ordinarie aperte ma, come vedremo successivamente, è possibile trovare altri tipi di profili applicati alle strutture in acciaio. le sezioni trasversali dei profili, con le relative dimensioni standard e le caratteristiche geometriche, sono presentate all'interno di appositi sagomari.

Le sezioni aperte, macroscopicamente, possono essere classificate secondo diverse proprietà legate alla geometria e alla costituzione dei materiali.

Una prima divisione si basa sulla rigidità rotazionale e sulla conseguente capacità di trasmettere un momento flettente. In questo senso le giunzioni si possono dividere in: cerniere, incastri, giunti semi rigidi (con comportamento intermedio) come da figura sottostante.

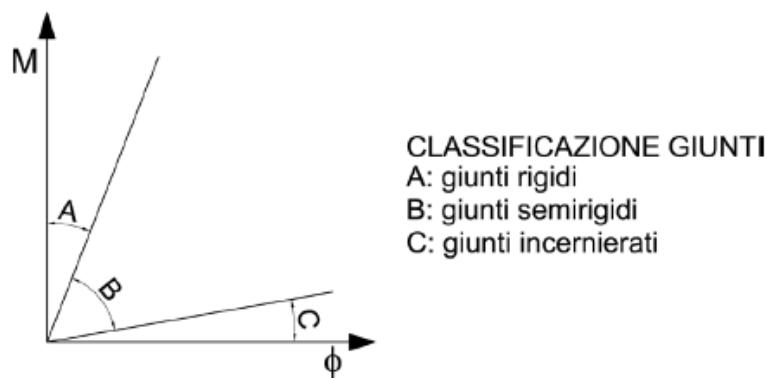


Figura 16 – Diagramma momento-rotazione di una giunzione

Se invece si vuole fare una distinzione sulla resistenza (e questo di solito rientra nei metodi di analisi plastica), la giunzione può assumere un comportamento a “parziale” ripristino di resistenza ovvero resistente ai momenti di calcolo ma non all'intera forza che le membrature connesse sono in grado di trasmettere, o a “completo” ripristino di resistenza se sopporta un momento pari o superiore ai quello trasmesso dai profili collegati.

Un' ulteriore suddivisione può essere data dalle classi, così da poter classificare in maniera distinta le sezioni a comportamento più snello e quelle più compatte anche in relazione a capacità rotazionale e di snervamento.

CLASSE 1: Sezioni in grado di sviluppare la resistenza plastica ultima, avente una capacità rotazionale piuttosto elevata;

CLASSE 2: Sezioni in grado di sviluppare la resistenza plastica ultima con una capacità rotazionale limitata;

CLASSE 3: Sezioni che riescono a sviluppare la resistenza allo snervamento ma non la resistenza ultima plastica causa le instabilità locali in campo plastico;

CLASSE 4: Sezioni che non riescono a sviluppare la resistenza allo snervamento e tantomeno la resistenza ultima plastica causa le instabilità locali in campo elastico;

Nel caso di sezioni di classe 4 è bene tenere a mente che entrano in gioco le caratteristiche geometriche efficaci, con la conseguente esclusione di tutte le parti instabili della sezione che tendono a ridurre l'area, il modulo resistente e il momento d'inerzia, e al contempo permettono l'insorgere di un momento flettente addizionale dato dallo spostamento dell'asse baricentrico (eccentricità e_N).

Oltre che mediante la classe è possibile classificare i profilati con sezione trasversale aperta anche attraverso la tipologia. Per tipologia si intende la reciproca posizione, nonché dimensione, che i singoli elementi laminati a caldo assumono all'interno della sezione finita.

IPE: Sono le sezioni più diffuse nel caso si tratti di una trave principale/secondaria, grazie alla propria composizione a "I", in cui le ali sono ridotte in confronto all'anima a comportamento tipicamente snello;

HEA/B: Sono sezioni "H" in cui la dimensione dell'ala risulta essere molto simile rispetto a quella dell'anima, rendendo la sezione intera adatta all'impiego come elemento verticale soggetto prevalentemente a compressione o pressoflessione;

UPN: si tratta di sezioni a "U" aventi solamente un asse di simmetria tipicamente utilizzate come elemento di controvento soggetto a sforzo normale, sia singolo che accoppiata ad un'identica sezione speculare;

ANGOLARI: Sono i cosiddetti profili a "L" e anche in questo caso si preferisce usarli in tutti quei casi in cui l'elemento è soggetto a trazione prevalente o comunque a sforzo normale.

2.1. I COLLEGAMENTI TRA PROFILI A SEZIONE APERTA

Oltre alle metodologie con cui è possibile unire due membrature metalliche, è necessario introdurre le principali tipologie di giunzione, nonché le più utilizzate in ambito nazionale e internazionale. Come già visto in precedenza la normativa nazionale accenna solo le indicazioni relative ai criteri generali di verifica delle unioni, mentre l'Eurocodice 3 entra più nel dettaglio, comprendendo anche le verifiche delle giunzioni.

Una prima distinzione delle giunzioni può essere fatta in funzione degli effetti dovuti agli spostamenti relativi tra gli elementi da collegare:

- *Articolazioni*: Queste consentono gli spostamenti relativi tra i pezzi collegati, senza che si verifichi plasticizzazione negli elementi stessi. Sono per lo più usate negli appoggi di ponti e viadotti o strutture soggette a macchinari in movimento.
- *Giunti*: Questi, invece, non consentono gli spostamenti relativi tra gli elementi collegati; e anche quando vengono permessi, si verifica sempre una plasticizzazione locale nell'elemento che costituisce lo stesso giunto.

Tra le due tipologie, i giunti risultano senz'altro la soluzione più comune e con maggior resistenza. Questi ultimi possono essere ulteriormente classificati come:

- *Giunti a parziale ripristino di sollecitazione*: Sono in grado di trasferire solo parte delle componenti di sollecitazione che possono essere sopportate dall'elemento più debole.
- *Giunti a completo ripristino di sollecitazione*: Consentono il trasferimento completo dei valori massimi di sollecitazione che possono essere sopportate dall'elemento più debole.

Infine, è possibile distinguere i collegamenti a seconda della loro posizione rispetto alle membrature che collegano:

Collegamenti intermedi:

- Giunto trave-trave;
- Giunto colonna-colonna.

Collegamenti di estremità:

- Giunto trave-colonna;
- Giunto trave principale-trave secondaria;
- Giunto di base delle colonne;
- Attacco per i controventi.

2.1.1. Giunti intermedi

Giunto trave-trave:

E' il tipico collegamento di continuità tra travi appartenenti alla stessa orditura. Le modalità di unione possono essere di bullonatura, saldatura o una combinazione di questi. In particolare le giunzioni di questo tipo più utilizzate sono:

- a) Giunto con piastre in acciaio (flange) saldate all'estremità di ogni trave e bullonate in opera;
- b) Giunto con piastre coprigiunto d'ala e d'anima bullonate in opera;
- c) Giunto con piastre coprigiunto saldate (interamente in opera oppure all'estremità di una trave in stabilimento e a quella dell'altra in opera);
- d) Giunto con saldature testa a testa nelle ali e nell'anima delle estremità delle travi collegate.

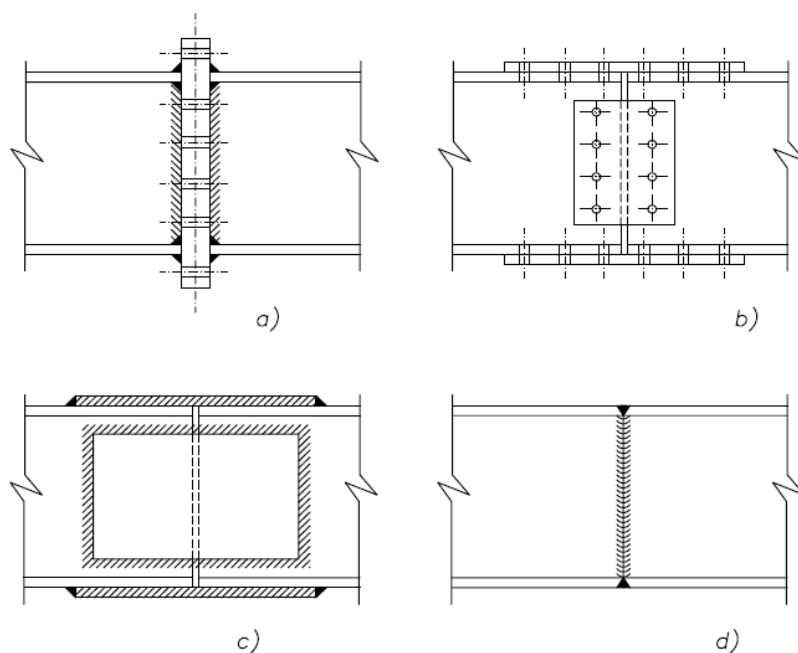


Figura 17 – Giunti intermedi trave – trave.

Il giunto flangiato (a) può essere a parziale o completo ripristino, e ciò dipende dalla posizione e dalle resistenze della piastra e dei bulloni. Il taglio viene assorbito da tutti i bulloni, mentre il momento flettente dai soli bulloni tesi e dalla zona compressa della flangia. Il bullone sollecitato viene considerato in campo elastico, con le ipotesi di planarità delle sezioni e di distribuzione lineare delle deformazioni. Il caso più generale a cui può essere soggetto questo tipo di giunzione è la presso-flessione. In questa configurazione il giunto può considerarsi:

- Interamente compresso: in cui la forza di compressione è interna al nocciolo della flangia;
- Interamente teso: in cui la forza di trazione è interna al nocciolo della sezione dei soli bulloni;
- A sezione parzializzata: in cui la flessione è retta e le forze di trazione/compressione risultano fuori dai rispettivi noccioli.

Il giunto con coprigiunti bullonati (b) è costituito da coprigiunti d'ala esterni (ed eventualmente anche interni), coprigiunti d'anima ed eventuali imbottiture di riempimento. Questo tipo di giunzione è soggetta solitamente a flessione, taglio e sforzo normale di cui i coprigiunti delle flange devono essere in grado di trasmettere sforzi di flessione e un'aliquota di sforzi normali, mentre i coprigiunti d'anima devono occuparsi degli sforzi di taglio, di una quota di sforzo normale e del torcente. A differenza dei coprigiunti, i bulloni riescono a lavorare, in questo caso particolare, solo ed esclusivamente a taglio.

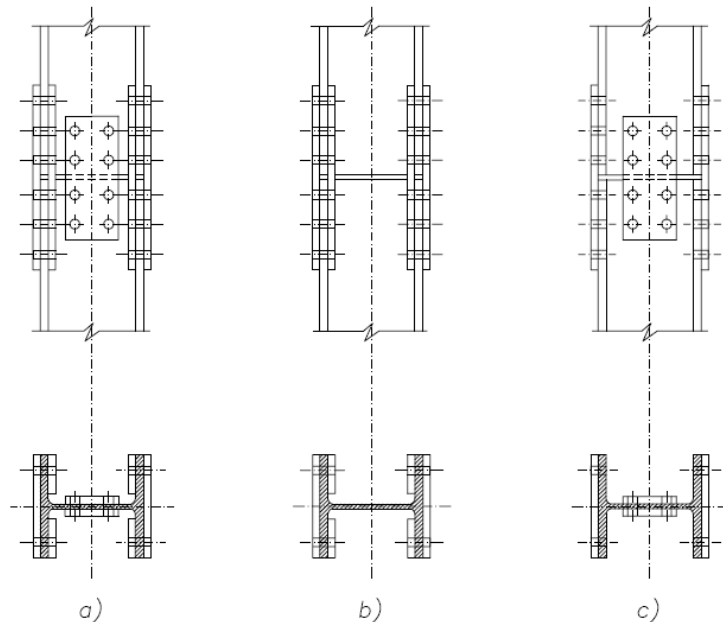
Il giunto con coprigiunti saldati (c), o più genericamente il giunto saldato (d), è un tipo di collegamento realizzato mediante esclusiva saldatura. Questa, come già visto, viene realizzata

a cordone d'angolo o a completa penetrazione (a seconda dei casi), ma in generale comporta una trasmissione completa delle sollecitazioni tra gli elementi uniti.

Giunto colonna-colonna:

In questo caso sono le colonne stesse ad essere unite in continuità. Risultano prevalentemente soggette a compressione o pressoflessione, e ciò li rende soggetti a problemi di instabilità. A differenza dei giunti trave-trave, i collegamenti colonna-colonna non presentano la distinzione tra completo e parziale ripristino di sollecitazione, poiché il giunto deve essere in ogni caso dimensionato per resistere alla forza di instabilizzazione dell'elemento collegato. Nel caso in cui si abbiano sezioni degli elementi da collegare simili, le giunzioni più diffuse sono:

- a) Giunto con coprighiunti d'ala doppi e coprighiunti d'anima bullonate in opera;
- b) Giunto con coprighiunti d'ala doppi bullonati in opera;
- c) Giunto con coprighiunti d'ala singoli e coprighiunti d'anima bullonati in opera;
- d) Giunto per contatto con coprighiunti d'ala interni al profilo e saldati;
- e) Giunto per contatto con coprighiunti d'ala interni al profilo e bullonati;
- f) Giunto per contatto con flangia saldata all'estremità della colonna inferiore (in stabilimento) ed alla colonna superiore (in opera);
- g) Giunto per solo contatto tra flange saldate all'estremità di ogni colonna;



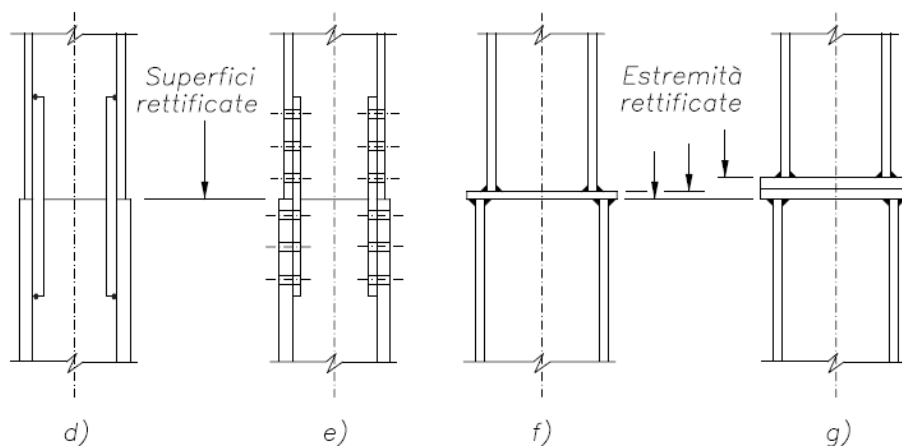


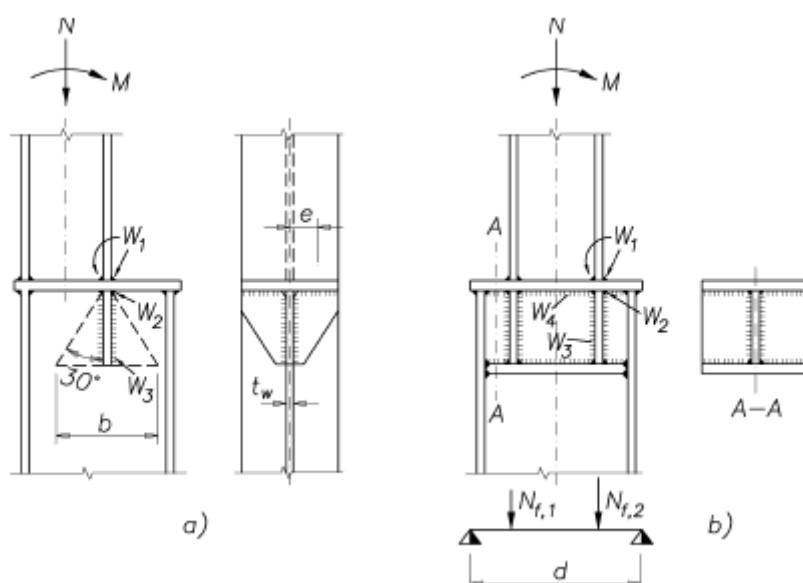
Figura 18 – Giunti intermedi colonna – colonna con sezione simile

I giunti con coprigiunti (*a*, *b* e *c*) necessitano di avere una distribuzione dei coprigiunti proporzionale nell'area della sezione del profilo stesso, tale per cui il flusso delle tensioni provenienti dalla membratura venga deviato il meno possibile.

Nei giunti a contatto (*d*, *e* ed *f*) è necessario che le estremità dei profili siano trattate adeguatamente per poter garantire il perfetto contatto tra le superfici, nonché l'ortogonalità tra le superfici e gli assi delle membrature. Inoltre tale giunto non deve presentare criticità nei confronti dell'instabilità per compressione. Questo consegue che il giunto stesso deve essere disposto quanto più possibile vicino ai vincoli (<20% lunghezza libera d'inflessione).

Nel caso in cui, invece, la colonna sottostante presenti una sezione più grande rispetto a quella sovrastante, le giunzioni più comuni sono:

- Giunto con variazione di sezione della colonna con filo fisso esterno;
- Giunto con variazione di sezione della colonna e filo fisso in asse.
- Giunto con variazione di sezione della colonna, filo fisso in asse e raccordo tra le ali delle membrature.



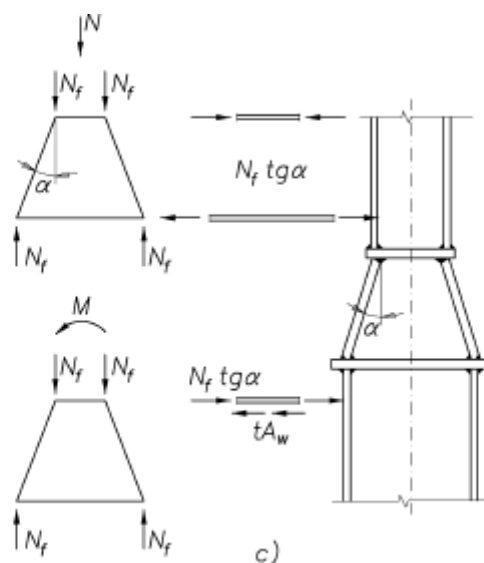


Figura 19 - Giunti intermedi colonna – colonna con variazione di sezione

Nel caso in cui le sezioni trasversali delle colonne siano diverse, è sempre necessario interporre una piastra tra gli elementi longitudinali.

Nel caso in cui il filo fisso sia quello esterno (a), si interpone un piatto saldato alla colonna inferiore poi irrigidito da costole verticali che ricevono il carico trasmesso dall'ala dell'elemento superiore e lo trasferiscono all'anima inferiore, ipotizzando una distribuzione di quest'ultimo con inclinazione di 30° ; si individua la sezione ideale avente base b e questa deve essere in grado di assorbire la forza assiale agente nell'ala corrispondente all'irrigidimento stesso.

Qualora il filo fisso fosse in asse (b), le costole irrigidenti diventano due e inoltre viene introdotta una piastra orizzontale a sostegno di quelle verticali. Si assume lo schema di una trave doppio T, irrigidita all'estremità e in corrispondenza delle ali del profilo superiore.

Nell'ultimo caso (c), il filo risulta comunque in asse ma le ali delle membrature da collegare vengono raccordate mediante un sistema a traliccio costituito da due piastre orizzontali e due piatti diagonali saldate alle prime.

2.1.2. Giunti d'estremità

Giunto trave-colonna:

I giunti di estremità di questa tipologia consistono nel collegare la trave all'ala della colonna oppure vincolandola alla sua anima. Le soluzioni più diffuse possono essere ritrovate nelle seguenti:

- Giunto realizzato mediante angolari bullonati all'ala della colonna e all'anima della trave;
- Giunto con piatto saldato in aggetto alla colonna e bullonato all'anima della trave;

- c) Giunto con piastra saldata di anima all'estremità della trave e bullonata alla colonna;
- d) Giunto con piastra saldata, con cordoni di saldatura sia d'anima sia d'ala, alla trave e bullonata alla colonna. La piastra può essere estesa anche oltre l'ala superiore della trave ed è in questo caso conveniente disporre quindi almeno di un'ulteriore fila di bulloni.

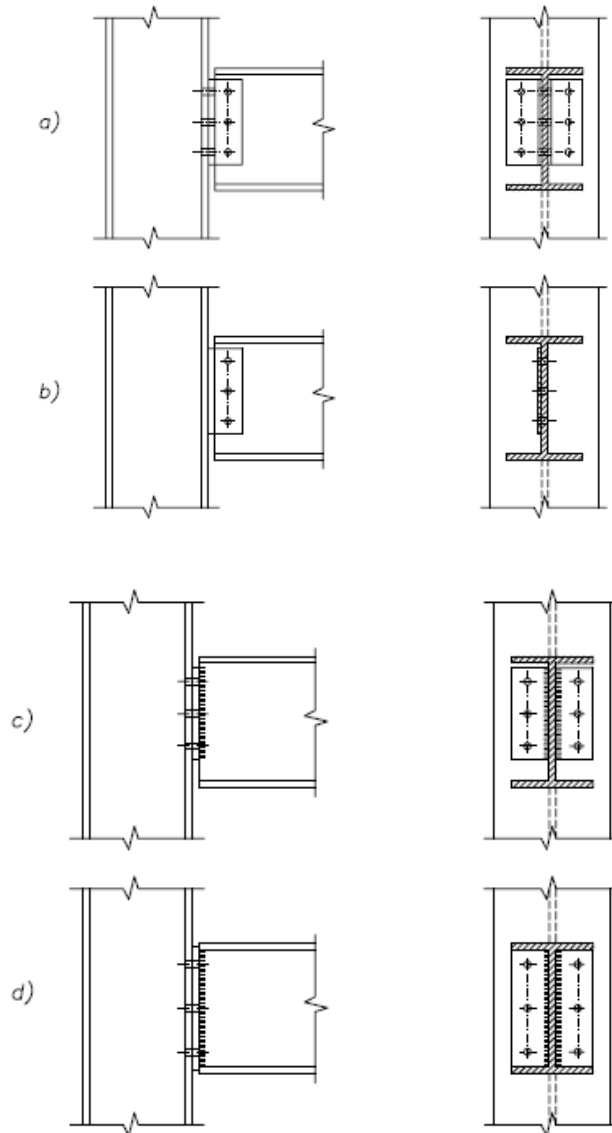


Figura 20 – Giunti d'estremità trave – colonna assimilabili a cerniere

I casi sopra riportati (*a*, *b*, *c* e *d*) presentano delle unioni assimilabili a cerniere, ovvero sono nodi di strutture pendolari. Queste tipologie sono in grado di trasmettere un momento flettente molto piccolo (quasi trascurabile) e hanno la capacità di rotazione compatibile con le deformazioni degli elementi da collegare. L'entità del flettente sarà proporzionale alla posizione scelta per la cerniera ideale.

Esistono poi ulteriori soluzioni in grado di trasferire momenti più consistenti:

- e) Giunto con trave saldata alla colonna (sia d'anima che d'ala);
- f) Giunto con piastra saldata all'estremità della trave e bullonata all'ala della colonna, con alcuni bulloni esterni alla trave (flangiata);
- g) Giunto con coprigiunti saldati all'ala della colonna e bullonati alle ali della trave, squadretta bullonata all'anima della trave e all'ala della colonna.

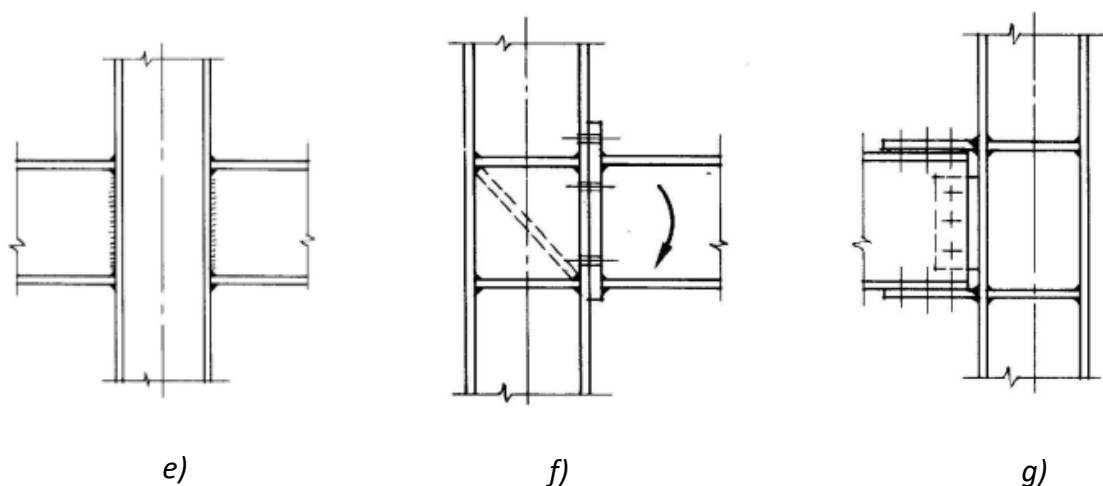


Figura 21 – Giunti d'estremità trave – colonna in grado di trasmettere momento flettente

Il giunto con trave saldata (e) può presentarsi con parziale o totale ripristino in funzione delle dimensioni delle travi e della colonna. Se il giunto risulta a parziale ripristino di sollecitazione il collasso può avvenire con l'anima della colonna dietro l'ala compressa la quale cede per schiacciamento o instabilità (zona compressa) oppure con l'ala della colonna che si inflette in corrispondenza del lembo teso della trave (zona tesa). Se la colonna risulta irrigidita da costole in continuità con le ali della trave, il giunto risulta a completo ripristino di sollecitazione. In questo caso, invece, il collasso può avvenire più per taglio del pannello d'anima della colonna (utilizzo di *dog-bones*).

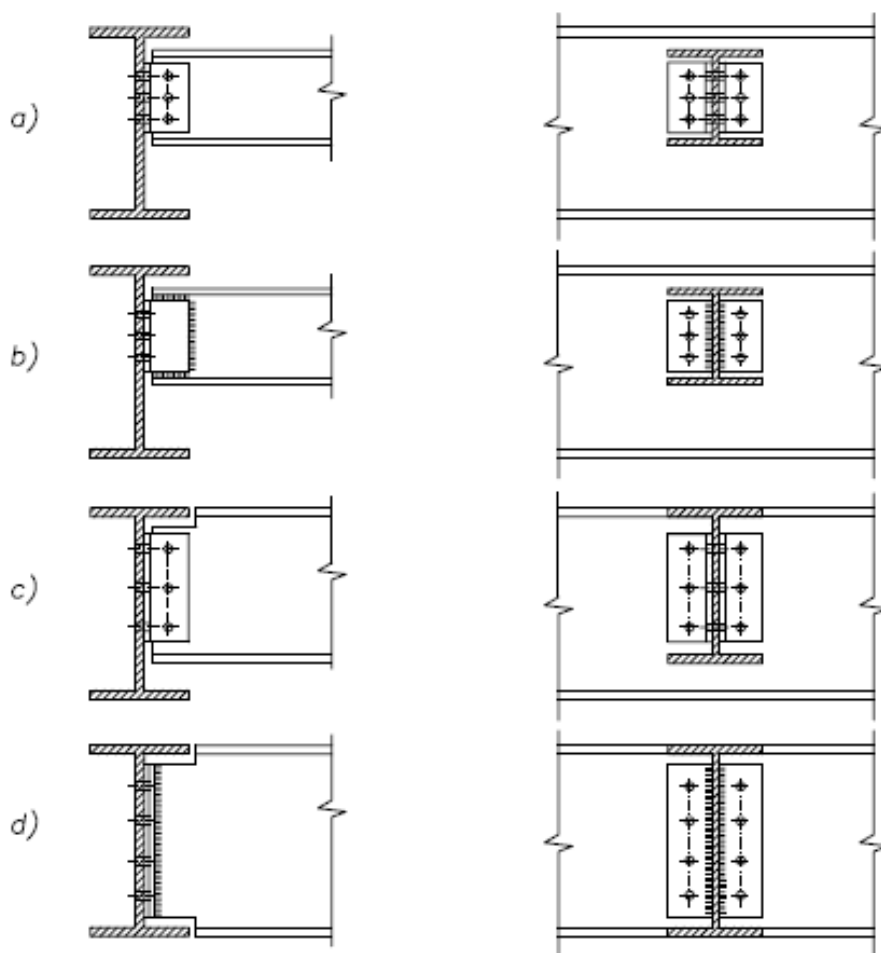
Nel caso (f) la trasmissione del momento è garantita dalla presenza di bullonature poste al di fuori della sezione della trave, che permettono il collegamento tra il piatto a cui è saldata l'estremità della trave e l'ala della colonna, la quale deve avere uno spessore comparabile a quello del piatto stesso. Anche in questo caso è possibile l'utilizzo di irrigidimenti per garantire il completo trasferimento degli sforzi.

Nell'ultimo esempio (g) il collegamento delle ali è realizzato mediante coprigiunti saldati alla colonna in stabilimento, mentre il collegamento dell'anima è permesso grazie all'utilizzo di squadrette bullonate all'ala della colonna. Come per i casi precedenti sono necessari degli irrigidimenti in continuità con le ali della trave per favorire il trasferimento degli sforzi.

Giunto trave principale-trave secondaria:

Tale tipologia di giunzione permette il collegamento, e quindi il trasferimento delle tensioni, tra le orditure delle travi. I casi più comunemente utilizzati possono essere riportati a seguire:

- Giunto con trave secondaria in appoggio sulla principale a quote differenti, con squadrette bullonate;
- Giunto con trave secondaria in appoggio sulla principale a quote differenti, con squadrette bullonate e saldate all'anima della trave;
- Giunto con trave secondaria in appoggio sulla principale alla stessa quota, con squadrette bullonate;
- Giunto con trave secondaria in appoggio sulla principale alla stessa quota, con squadrette bullonate alla principale e saldate alla secondaria;
- Giunto con trave secondaria in appoggio sulla principale con flangia di estremità saldata;
- Giunto con un piatto saldato all'anima della trave principale e bullonato a quella della trave secondaria.



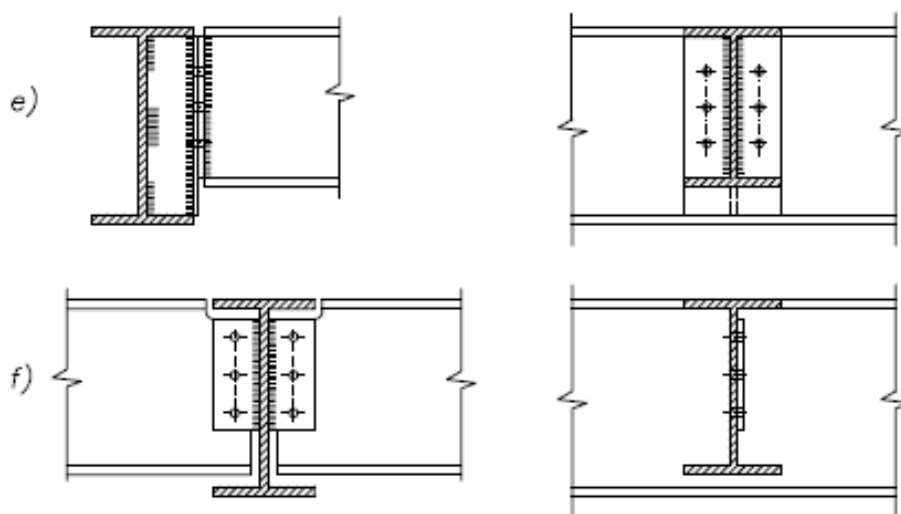


Figura 22 – Giunti d'estremità – trave principale – trave secondaria

Nei primi due casi (*a* e *b*) il giunto è collegato con angolari d'anima, bullonati all'anima sia della trave principale sia di quella secondaria nel primo e invece bullonati all'anima della trave principale e saldati in quella della secondaria. L'ala della trave secondaria è posizionata ad una quota inferiore rispetto a quella della trave principale e questa soluzione risulta conveniente se comunque la parte in aggetto della trave principale sul piano di appoggio dell'orizzontamento è inglobata nella struttura di solaio, in modo da non creare impedimento alla sua fruizione;

Nei due casi successivi (*c* e *d*) il giunto è costituito da angolari bullonati all'anima sia della trave principale sia di quella secondaria nel primo caso, mentre nel secondo caso gli angolari sono saldati all'anima della trave secondaria. Questa soluzione differisce dalla prima poiché le ali superiori delle travi sono posizionate alla medesima quota. Risulta pertanto necessaria, rispetto ai casi precedenti, la mortesatura della trave secondaria, ossia l'asportazione di parte di anima e dell'ala superiore in prossimità del giunto. Nel caso in cui i profili abbiano la medesima altezza, è necessaria la doppia mortesatura in officina di entrambe le estremità della sezione trasversale della trave secondaria;

Il giunto flangiato (*e*) è costituito da un piatto saldato in stabilimento all'estremità della trave secondaria e bullonato in opera ad una flangia saldata alla trave principale opportunamente irrigidita da costole trasversali alle estremità. In questo caso non viene richiesta alcuna operazione di mortesatura della secondaria ma si hanno i costi aggiuntivi associati alle lavorazioni per la preparazione della giunzione;

Infine l'ultimo caso presentato (*f*) rappresenta un giunto con un piatto saldato in stabilimento all'anima della trave principale e bullonato in opera a quella della trave secondaria, in continuità da parte a parte dalla trave principale.

E' possibile avere anche il caso in cui sulla parte superiore ci sia un ulteriore coprigiunto, in modo tale che sia posta una giunzione praticamente rigida. In quest'ultimo caso è da tenere in conto che il coprigiunto occupa dello spazio che sarebbe adibito al posizionamento del getto.

Giunto di base delle colonne:

Alla base della colonna deve sempre essere presente una giunzione di estremità che ancora la colonna stessa alla fondazione, o meglio a una malta di livellamento posto all'estradosso della fondazione stessa. Una piastra saldata è un elemento sempre presente in questo tipo di giunzioni, è quasi sempre costituito da saldature con cordoni d'angolo e viene posta in diretto contatto con l'estremità inferiore della colonna. Nella fondazione sono annegati dei tirafondi che ancorano la piastra di base alla fondazione. Se sono presenti dei controventamenti, è possibile che la giunzione sia soggetta anche ad azione tagliante (con eventuali dispositivi di trasmissione per contatto), oltre che al sempre presente sforzo normale. In aggiunta, se le azioni provenienti dalla colonna presentano eccentricità, la giunzione dovrà essere in grado di sostenere anche l'azione del momento flettente, e ciò è permesso dall'uso di diverse tipologie di tirafondi (uncino, martello, etc.). Infine i giunti di base possono presentare anche costole di irrigidimento, le quali permettono l'uso di spessori ridotti della piastra saldata anche per tensioni di contatto elevate.

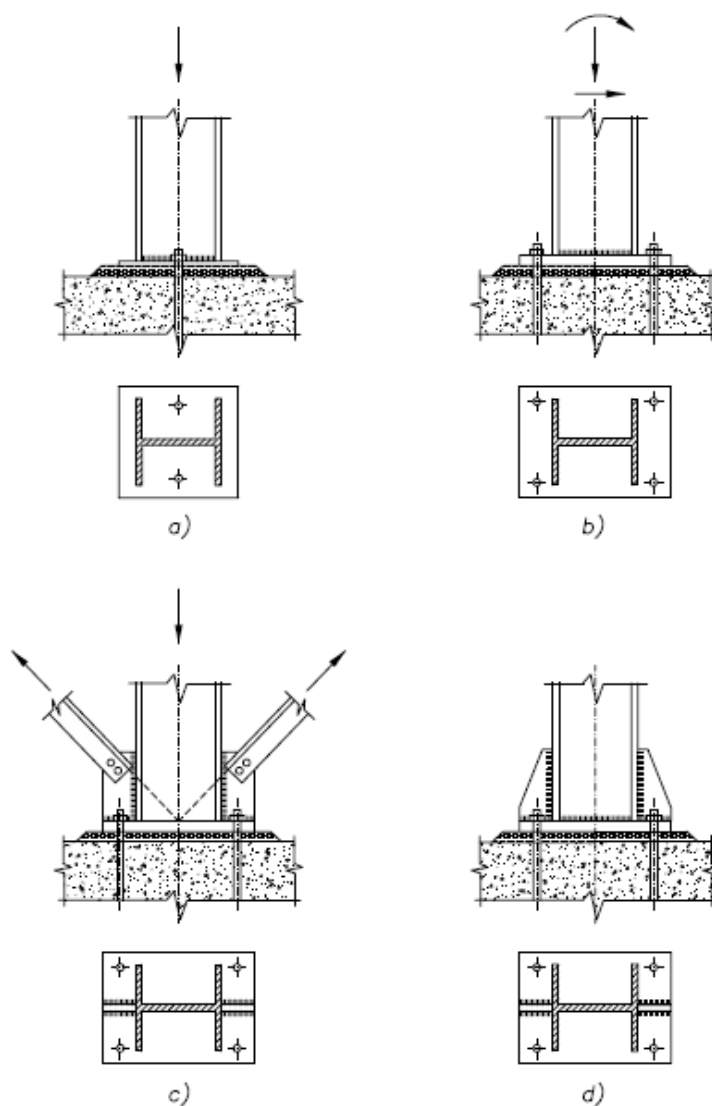


Figura 23 – Giunti di base delle colonne

Attacco per i controventi:

I giunti necessari a collegare gli elementi principali alle controventature possono essere posizionate in direzione orizzontale e verticale. Nel primo caso il collegamento avviene tra trave e elemento di controvento, mentre nel secondo caso quest'ultimo viene collegato alla colonna. In entrambi i casi si ipotizza che gli elementi di controvento trasmettano solo azioni assiali e che alle estremità siano imposte solo cerniere. Un punto saliente che deve essere rispettato consiste nel predisporre i controventi in modo tale che l'intersezione degli assi baricentrici degli elementi che convergono nella giunzione coincida con il punto in cui si ipotizza il vincolo, così da scongiurare azioni concentrate eccentriche.

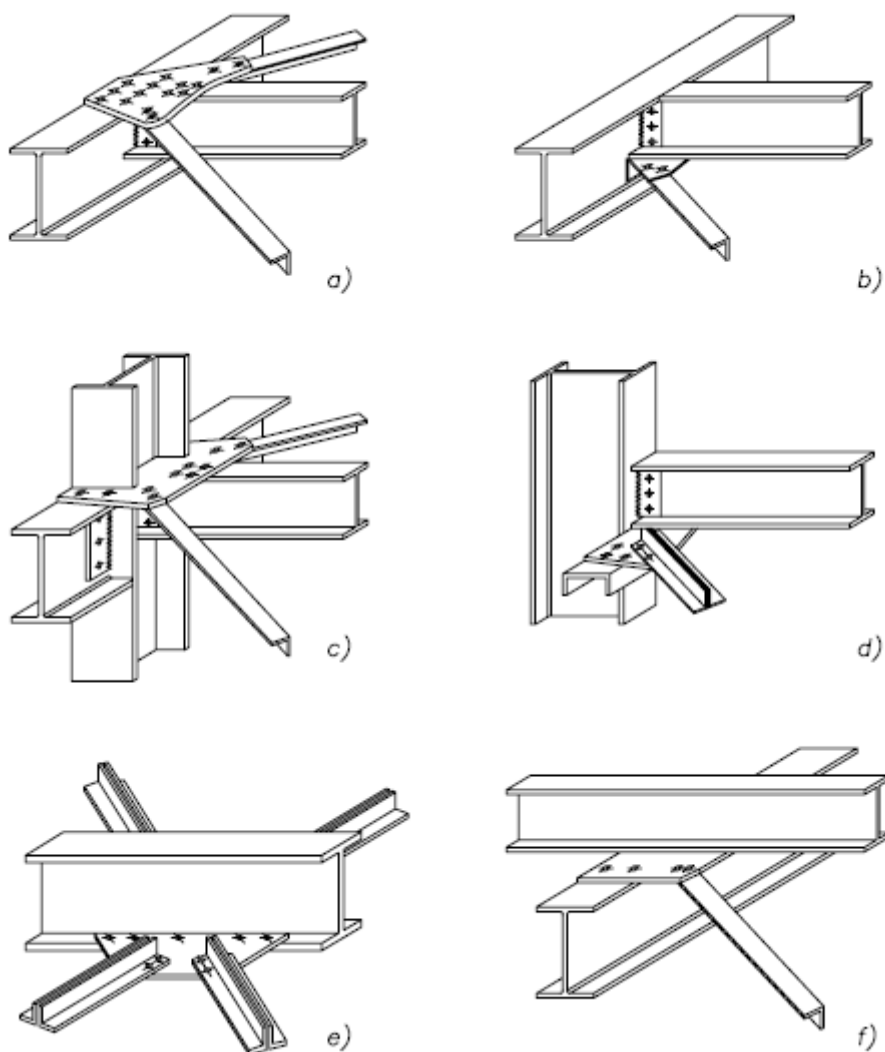


Figura 24 – Giunti per attacchi di controventi orizzontali.

La morfologia del giunto dipende anche dal tipo di controvento, che normalmente può presentarsi o come profilo L o come barra ancorata con tenditori a filettatura inversa. Usualmente le dimensioni degli elementi risultano tuttavia molto ridotti e il collegamento vero e proprio avviene tramite bullonatura tra piastre e membrature.

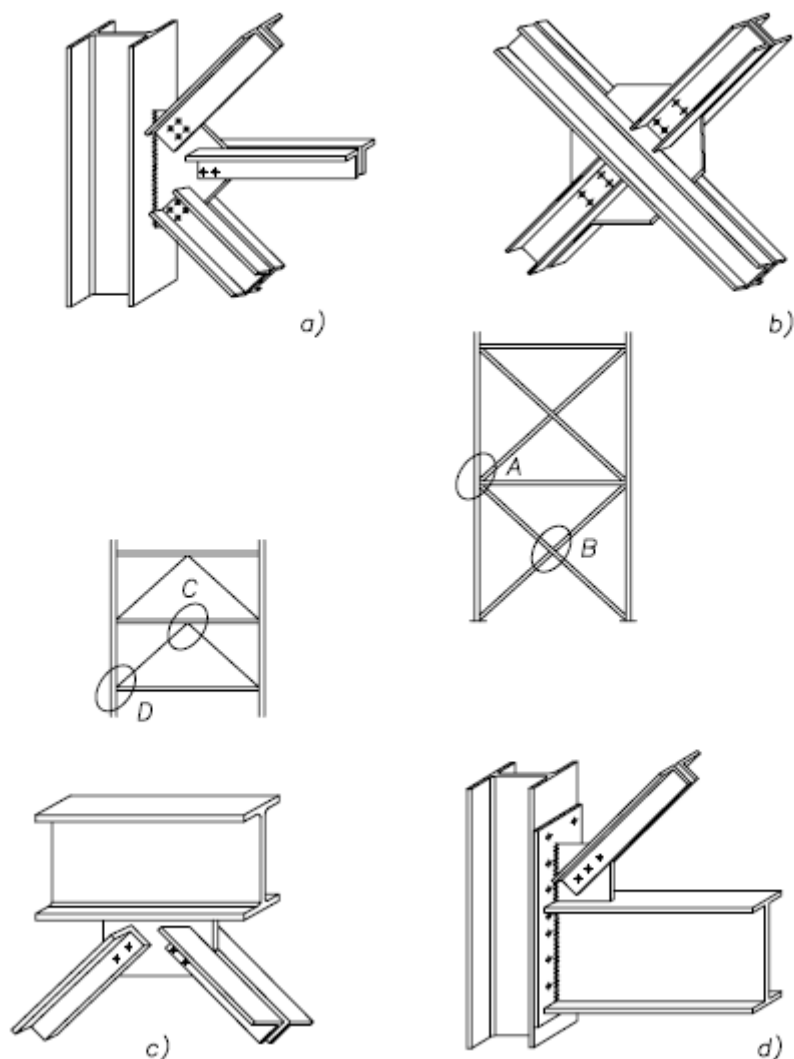


Figura 25 – Giunti per attacchi di controventi verticali.

Nel caso di controventi verticali, la forma più comune risulta quella “a croce di Sant’Andrea”, ma esistono molte varianti nella disposizione che permettono l’accesso allo spazio verticale occupato dai controventi (controventature a portale) o che modificano la trasmissione degli sforzi (controventature a V o K).

2.2. ALTRI COLLEGAMENTI

2.2.1. Nodi a più vie

Fin ora si è parlato sempre in riferimento a due elementi che vengono collegati tramite le sopracitate giunzioni. Questo tipo di collegamento è detto “ad una via”, poiché la singola membratura viene unita solo ad un altro elemento (colonna, trave o controvento che sia). In molti casi, però, risulta necessario provvedere all’unione di due o più elementi in aggiunta nello stesso nodo.

In primis è necessario classificare nello specifico le varie parti facenti parte della zona nodale, per poter comprendere in che modo introdurre altri elementi da poter unire.

- **Zona nodale:** Essa comprende tutti i giunti che vengono usati per unire tra loro tutti i singoli elementi e che, per l'appunto, costituiscono l'intero nodo;
- **Giunto:** E' la zona in cui si manifestano le interazioni tra gli elementi da unire ed è posta in prossimità del singolo collegamento. Esso è costituito dalle estremità delle membrature e da eventuali porzioni di colonna interessate;
- **Collegamento:** Quest'ultimo è costituito dall'insieme di elementi di dettaglio che rendono possibile l'unione tra le membrature, quindi piastre, angolari, bulloni e saldature.

Per poter capire il comportamento di un nodo a due o più vie è sempre necessario partire dall'analisi del singolo giunto, per poi estendere il concetto agli altri costituenti lo stesso nodo. Si tratta di valutare prima le tensioni agenti nei giunti e le relative distorsioni che ne conseguono, mantenendo sempre verificate le condizioni di calcolo.

Infine si fa una sommatoria delle distorsioni provenienti da ciascun giunto e si valuta il comportamento finale dell'intero nodo.

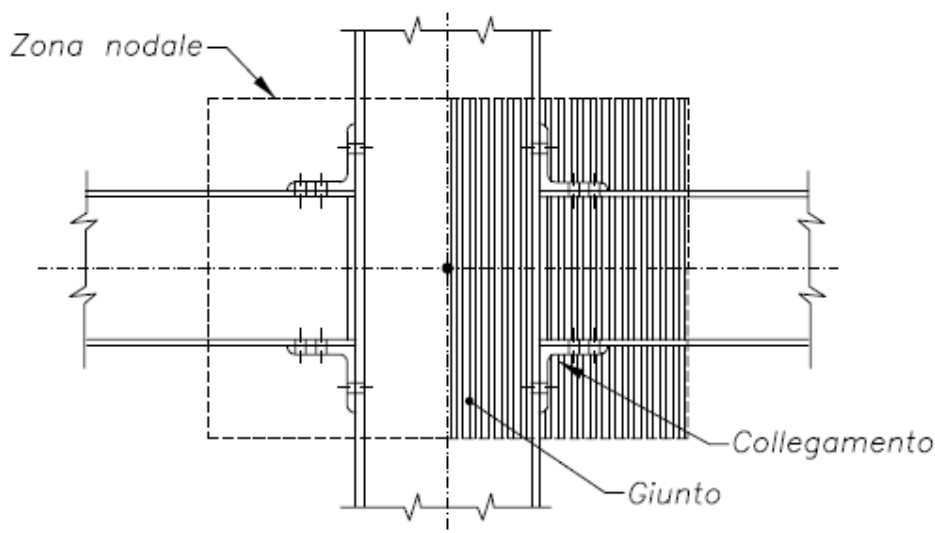


Figura 26 – Identificazione delle zone costituenti un nodo

2.2.2. Nodi composti

Oltre che collegare due elementi in acciaio, come visto fino ad ora, è possibile che l'unione avvenga tra un elemento metallico e uno in calcestruzzo. Da qui ne deriva la definizione di nodo composto, costituito appunto da uno o più membrature in acciaio e un elemento (quasi sempre una colonna o un setto pieno) in calcestruzzo armato. Esistono vari modi che garantiscono l'unione tra questi elementi, ma i più diffusi risultano:

- a) incavo nella parete in calcestruzzo e dispositivo di centraggio per la membratura metallica;

- b) piastra d'appoggio completamente annegata nella parete con piastra saldata alla trave;
- c) piastra d'appoggio completamente annegata nella parete con piastra bullonata alla trave;
- d) piastra d'appoggio completamente annegata nella parete con sella di sostegno solidale ad una piastra bullonata alla trave;
- e) piastra d'appoggio parzialmente annegata nella parete con parte di essa bullonata alla trave;
- f) piastra d'appoggio fissata alla parete e bullonata alla trave.

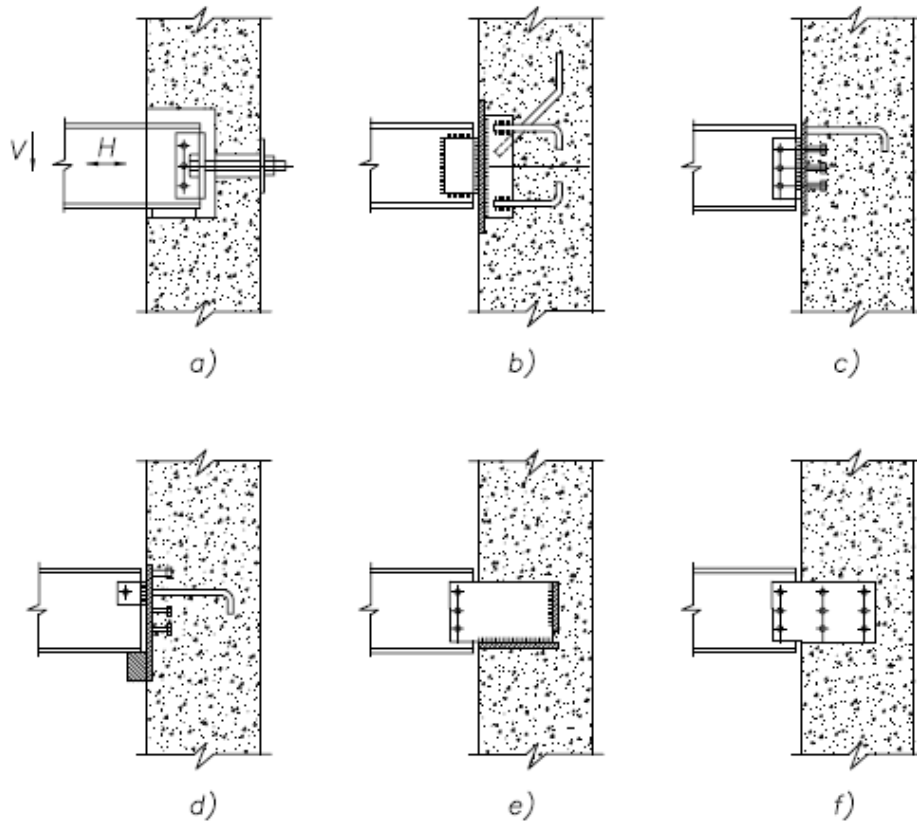


Figura 27 – Tipologie frequenti di giunti composti

3. I PROFILI A SEZIONE CHIUSA

I profilati cavi hanno come caratteristica principale l'estrema resa architettonica ed estetica, ma soprattutto una buona resistenza strutturale non solo fornita dalla geometria degli stessi elementi ma anche dall'uso di un materiale spesso con una resistenza maggiore rispetto a quello usato per i profilati ordinari. A fronte di questi aspetti positivi ne corrispondono altri altrettanto negativi che non rendono l'uso degli elementi e delle connessioni tubolari tra le tipologie di unioni più diffuse sul mercato. Infatti l'utilizzo di un materiale ad alta resistenza innalza in parte l'onerosità dell'opera, rendendo tale soluzione economicamente svantaggiosa rispetto ad altre. Per di più le stesse connessioni risultano essere molto più complesse e difficili da realizzare, dato che spesso si lavora con elementi di forma curva o circolare. Per questi motivi l'impiego di elementi e connessioni tubolari cavi è da destinarsi per lo più a grandi opere, o comunque a tutte quelle opere che con un utilizzo di tali soluzioni guadagnano molto in quanto a stabilità strutturale.

Nonostante il costo finale dell'opera risulti abbastanza elevato, l'uso di profili cavi risulta comunque piuttosto vasto grazie all'ampio numero di soluzioni strutturali e tecnologicamente possibili e grazie ad un'applicazione efficace in campo architettonico.

Nell'applicazione pratica i profilati tubolari assumono principalmente due forme, quella cilindrica (Circular Hollow Section, CHS) e quella scatolare (Rectangular Hollow Section, RHS). Nei due casi ciò che va a variare è la geometria della sezione trasversale, la quale nel primo caso risulta essere circolare mentre nel secondo assume una forma rettangolare (con eventuali angoli smussati).



Figura 28 – Esempi di profili tubolari cilindrici (a sinistra) e scatolari (a destra)

Dall'entrata in vigore delle NTC, con la pubblicazione della normativa UNI EN 10027 l'acciaio strutturale tubolare ha assunto la denominazione con le lettere S (strutturale) e H (tubolare). Si possono distinguere inoltre i profili cavi chiusi (senza saldatura) prodotti con processi di deformazione a caldo con o senza trattamento termico successivo e i profili cavi formati a freddo comprendenti un trattamento termico successivo (normalizzati, per ottenere condizioni metallurgiche equivalenti a quelle ottenute nel prodotto formato a caldo).

Le sezioni circolari cave, CHS, sono spesso utilizzate per la loro ampia resistenza a compressione, trazione, flessione e torsione, oltre che per la loro forma ritenuta ottimale per

quelle strutture soggette ad azioni eoliche, atmosferiche e marine grazie al proprio coefficiente di *drag* (trascinamento) piuttosto basso. Inoltre possiedono una superficie di esposizione più piccola e priva di spigoli vivi rispetto a quella delle sezioni aperte, la quale contribuisce ad aumentare anche la resistenza alla corrosione e all'azione del fuoco. Per questo motivo i profili CHS vengono per lo più utilizzati per le strutture *offshore* (situate a largo delle coste), le quali risultano esposte ad acqua marina e forti correnti aeree. In definitiva le CHS riescono a permettere una progettazione di strutture con un basso numero di giunti i quali, se saldati, risultano anche più semplici rispetto ai normali bullonati tipici delle sezioni aperte.

Le sezioni scatolari cave, RHS, al contrario sono elementi con una geometria più semplice e le cui connessioni risultano di più economica fattura. Questi profili infatti sono spesso utilizzati in strutture *onshore* (situate nell'entroterra) per cui le giunzioni non hanno particolari problemi di realizzazione e risultano molto più economici.

3.1. I COLLEGAMENTI TRA PROFILI A SEZIONE CHIUSA

Come visto precedentemente, le unioni di profili tubolari possono essere le più variegata, e comprendono sia un contesto reticolare che uno a travatura ordinaria, ma il più delle volte il loro campo di applicazione ricade nella prima soluzione per i motivi estetici, versatili e architettonici che riesce ad apportare.

Come avviene per i profili ordinari a sezione aperta, anche per quelli tubolari le unioni possono essere:

Collegamenti intermedi:

- Giunto trave-trave;
- Giunto colonna-colonna.

Collegamenti di estremità:

- Giunto trave-colonna;
- Giunto trave principale-trave secondaria;
- Giunto di base delle colonne;
- Attacco per i controventi.

Infine le connessioni sopracitate sono tutte utili per collegare elementi in acciaio dal profilo ordinario, quindi IPE, HE, e così via. Esistono, però, dei profili non ordinari che devono comunque poter essere uniti. Questo è il caso dei profili tubolari, chiamati così per la loro peculiare forma cilindrica (spesso cava), i quali necessitano di tecniche ed elementi di collegamento alternativi. Spesso i profili tubolari (più i cilindrici) vengono impiegati per travature reticolari, i cui collegamenti vengono effettuati per lo più tramite l'uso di saldature. I nodi più frequentemente utilizzati con i profilati tubolari si differenziano per lo più dalla posizione reciproca tra gli elementi da collegare. Alcuni esempi possono essere trovati tra i seguenti:

- a) Nodo a Y;
- b) Nodo a T;
- c) Nodo a X;
- d) Nodo a doppia Y;
- e) Nodo a K;
- f) Nodo a N;
- g) Nodo a KT;
- h) Nodo a doppia K;
- i) Nodo a gomito senza diagonale;
- j) Nodo a gomito con diagonale;
- k) Nodo a L;
- l) Nodo a gomito KT;

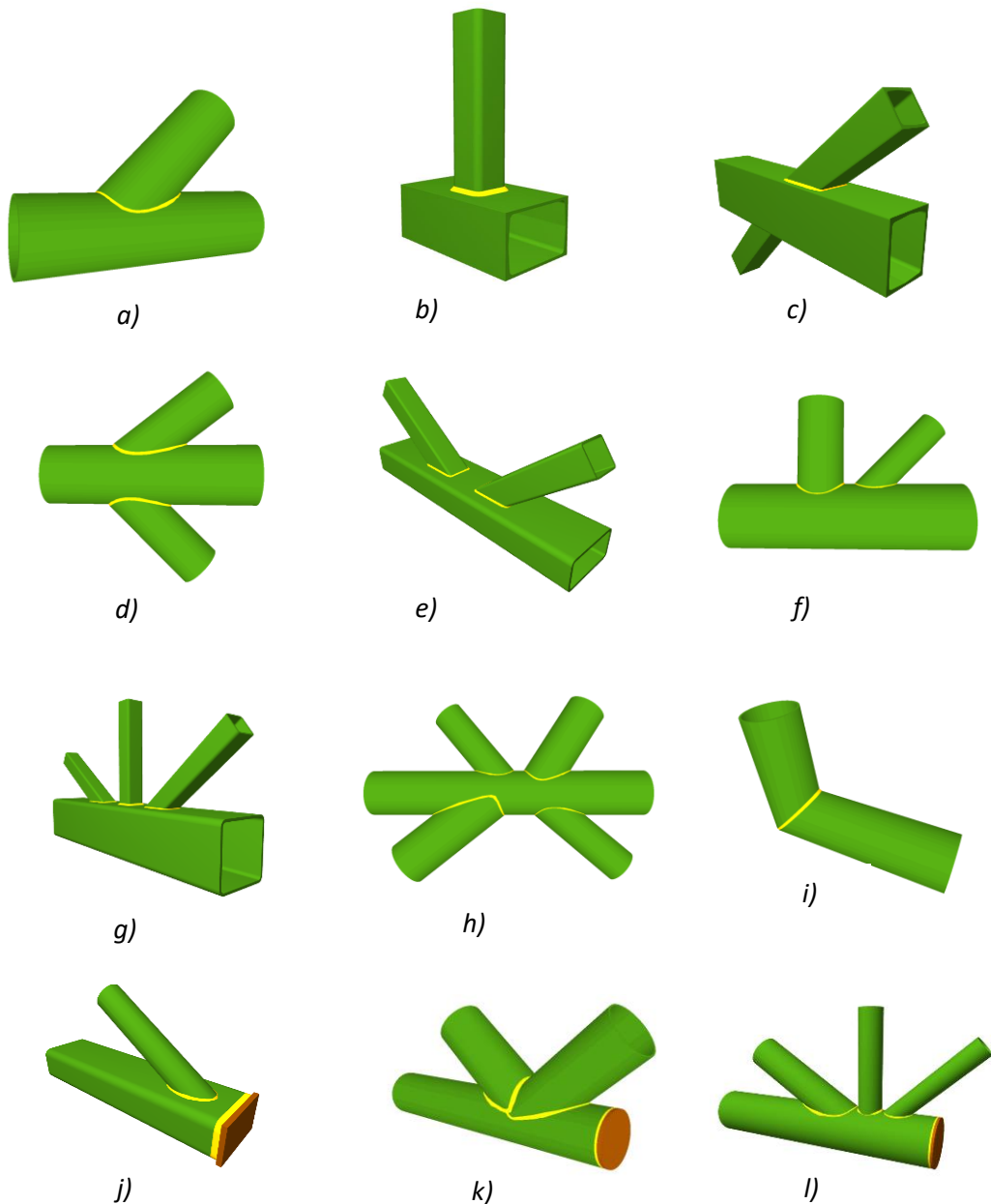


Figura 29 – Esempi di collegamenti tubolari con saldatura

Normalmente, se gli elementi della membratura reticolare sono rappresentati da tubi rettangolari cavi (quadrati, rettangolari o a doppio C a cassone), quelli delle diagonali e dei montanti possono combinarsi con tubi circolari, rettangolari, quadrati o a doppio C a cassone. Se, invece, i profilati che costituiscono gli elementi costituenti la travatura reticolare sono rappresentati da tubi circolari cavi, anche i profilati delle diagonali e dei montanti devono essere tubi circolari cavi. I cordoni di saldatura di ciascuno dei nodi sopraelencati possono anche essere inseriti in modo tale che ci sia sovrapposizione degli elementi (come in *figura 27 - k*).

Inoltre i profilati tubolari possono essere anche uniti mediante uso di piastre bullonate e non solo tramite saldatura come nei casi sopracitati:

Giunzione di due elementi circolari cavi allineati di identico diametro esterno mediante lamiera frontale bullonata senza irrigidimenti;

Giunzione di due elementi circolari cavi allineati di identico diametro esterno mediante lamiera frontale bullonata con irrigidimenti;

Giunzione di due elementi con sezione rettangolare cava allineati dello stesso tipo e di identiche dimensioni mediante lamiera frontale bullonata senza irrigidimenti.

3.1.1. Giunti intermedi

Giunti trave-trave e colonna-colonna

I giunti di continuità trave-trave o colonna-colonna vengono, anche nel caso dei profilati tubolari, realizzati con connessioni bullonate o saldate, facendo spesso uso di piastre poste trasversalmente rispetto all'asse delle travi.

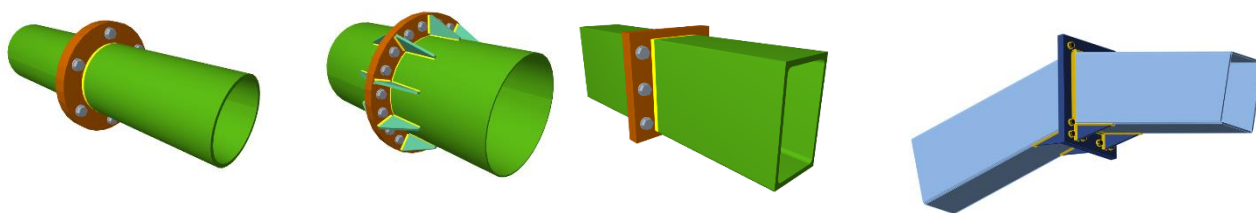


Figura 31 – Giunti CHS e RHS con piastra bullonata

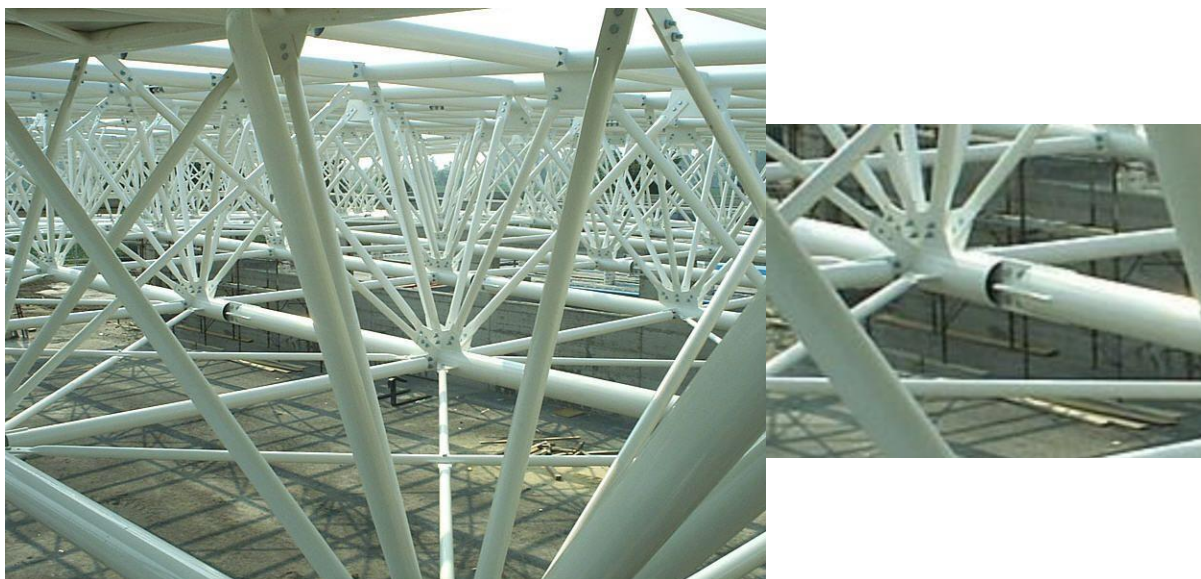


Figura 32 – Giunto bullonato tra correnti inferiori CHS di una speciale travatura reticolare

Nonostante sia possibile eseguire una bullonatura, come mostrato sopra, è altresì vero che per le giunzioni trave-trave si faccia un uso più frequente di continuità per saldatura o realizzazione di elementi unici di dimensioni straordinarie.



Figura 33 – Corrente inferiore CHS unico, Kansai International Airport (Osaka)



Figura 34 – Diagonale CHS costituito da conchi metallici saldati, Turning Torso Tower (Malmo)

Per quel che riguarda i giunti di continuità colonna-colonna difficilmente si troveranno degli elementi saldati tra loro, quanto più dei profilati cavi giuntati tra loro tramite flange orizzontali presso il cambio di piano. Anche in questo caso, è possibile riscontrare dei casi particolari in cui l'elemento si presenta come un unico pezzo di dimensioni eccezionali o da più parti saldate tra loro, come ad esempio il *cast steel* (acciaio colato), un esempio di connessione molto estetica, con una buona tenacità e resistente a fatica.



Figura 35 – Pilastri a nodo umido strutturale (NUS) uniti tra loro con giunti di inghisaggio e scarpe Peikko



Figura 36 – Esempi di cast steel, Pompidou Centre di Parigi (a sinistra) e International Airport di Stoccarda (a destra)

3.1.2. Giunti d'estremità

Giunto trave principale – trave secondaria

Questi sono sicuramente i collegamenti più complessi da realizzare in presenza di elementi tubolari cavi. Ciò è dovuto al fatto che spesso questi ultimi possono risultare molto diversi gli uni con gli altri. In altre parole è possibile trovare casi in cui si necessita di unire un elemento a sezione aperta e uno a sezione cava, o ancora di dover collegare due o più CHS (o RHS). Per quanto riguarda i giunti trave principale-trave secondaria la soluzione più frequente da trovare è quella della saldatura tra le parti. Ciò è conseguenza del fatto che unire due o più elementi aventi superfici curve (CHS) risulterebbe piuttosto difficile utilizzando solo piastre piatte e bullonature. Spesso è possibile riscontrare che anche le stesse piastre, qualora fossero presenti, assumano una forma coerente con la superficie laterale della trave a sezione circolare. questa soluzione comporta inevitabilmente la creazione di piastre specifiche per il caso in esame, aumentando l'onerosità di ogni singolo giunto. Inoltre, poiché il campo di applicazione delle sezioni cave (soprattutto CHS) si estende per un'ampia parte in quello delle travature reticolari, è ovvio constatare che sarà più economicamente vantaggioso realizzare tutte le giunzioni tramite saldatura piuttosto che dover impiegare bullonature complesse per ciascuno dei numerosi nodi che costituiscono una reticolare.

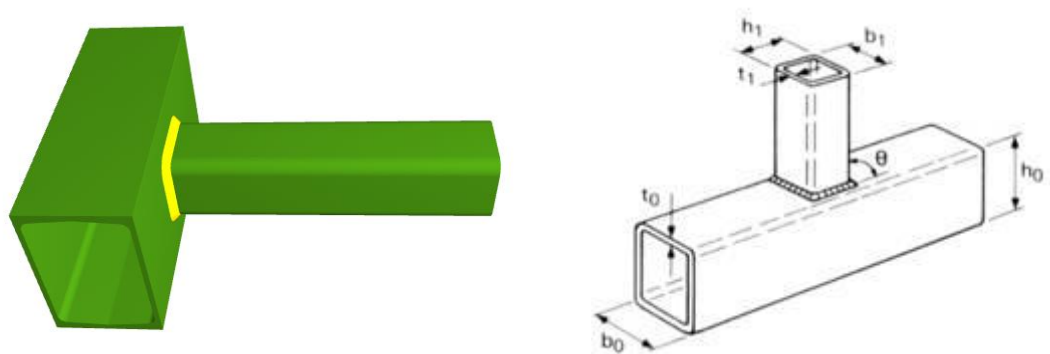


Figura 37 – Giunto trave principale – trave secondaria RHS con cordone di saldatura



Figura 38 – Collegamenti d'estremità con saldatura di travature reticolari CHS

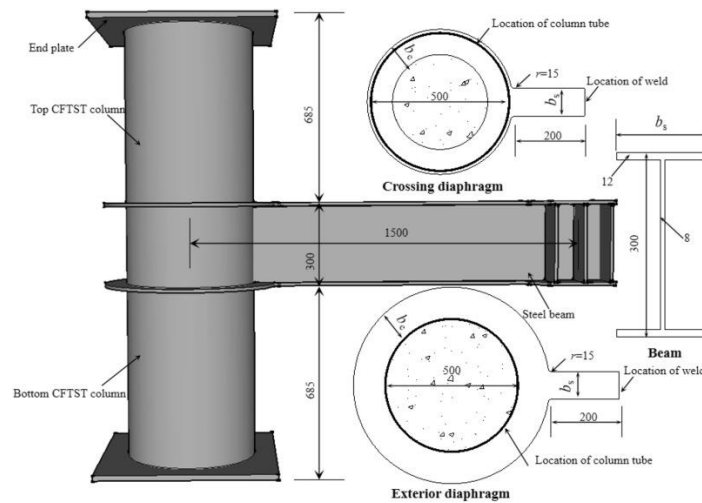
Giunto trave – colonna

Successivamente in elenco troviamo i collegamenti trave-colonna. Questi ultimi sono spesso costituiti da combinazioni di elementi ordinari e tubolari o profilati solamente cavi. Infatti è possibile riscontrare l'unione tra una trave a sezione aperta con una colonna cava scatolare o cilindrica, oppure viceversa ossia una trave tubolare e una colonna HE. E' altresì vero che entrambi gli elementi da unire possano essere di natura cava, dando forma così ad una giunzione completamente tubolare.

Anche in questo caso le tecniche di unione possono essere sia la bullonatura con piastre e fazzoletti che la saldatura (spesso con cordone d'angolo).

Di seguito sono riportate alcune soluzioni di giunti per profili tubolari:

- Giunto colonna CHS e trave IPE con piastra incassata nella colonna e piastre bullonate all'anima della trave;



-
- The diagram illustrates the assembly of a cylindrical component with a flange and a bracket. The cylindrical part is shown on the left. A bracket, consisting of a vertical plate with four holes and a horizontal arm, is shown on the right. The bracket is being positioned to attach to the flange of the cylinder.

Figura 40 – Giunto tubolare saldato alla colonna e bullonato alla trave

- Giunto colonna CHS e trave IPE con piastra incassata nella colonna e piastre bullonate all'anima della trave;

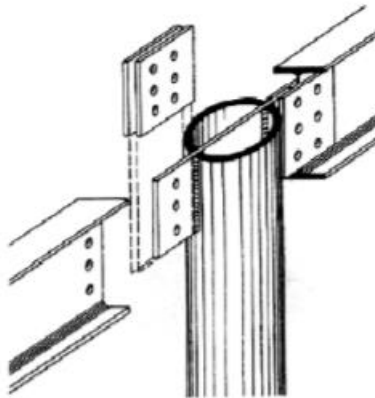


Figura 41 – Giunto tubolare con incasso della piastra e bullonatura all'anima della trave

- Giunto colonna CHS (o RHS) con trave IPE con piastra saldata alla colonna e bullonata all'anima della trave;

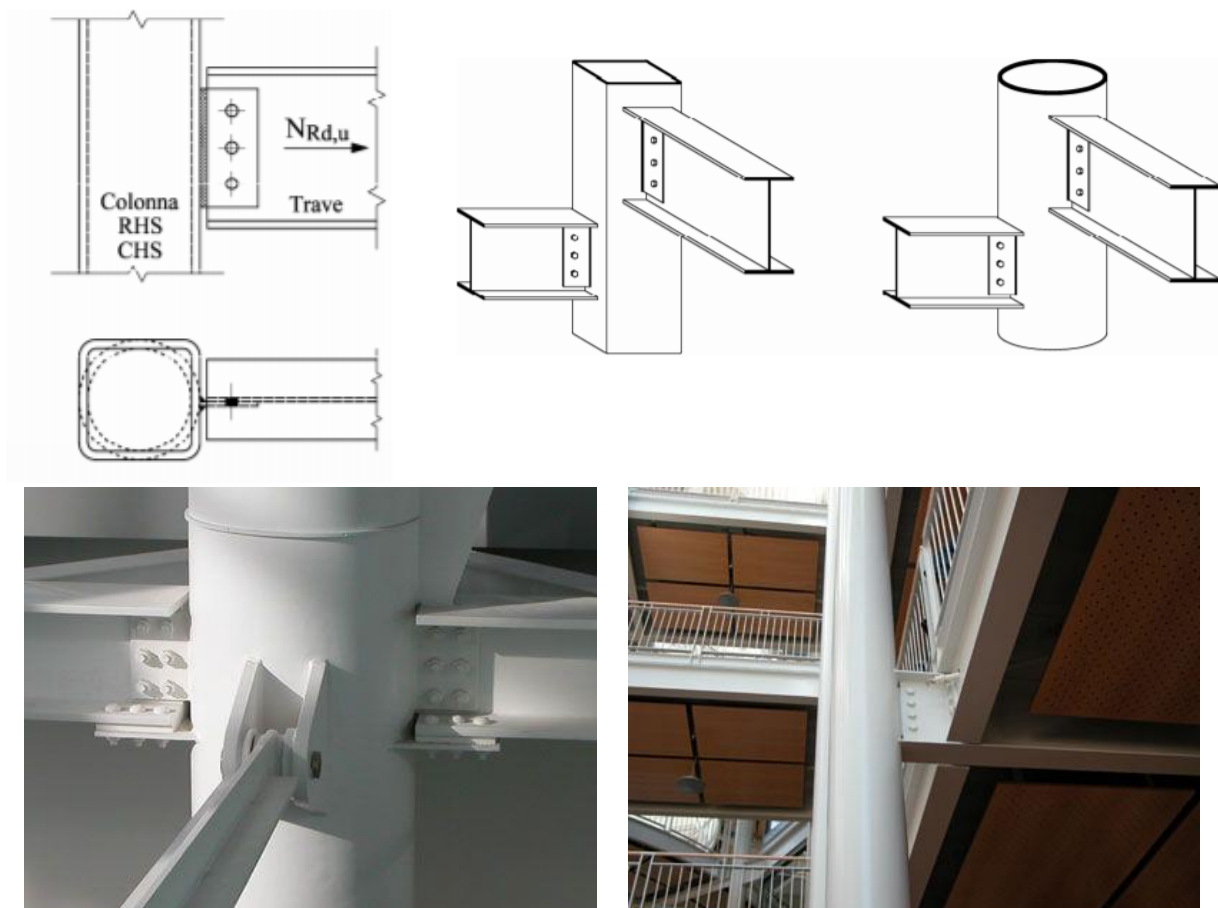


Figura 42 – Giunto tubolare saldato alla colonna e bullonato alla trave

- Giunto colonna RHS con trave RHS mediante tassello BoxBolt;



Figura 43 – Giunto tubolare con tasselli BoxBolt

I giunti di base per le colonne spesso costituiscono uno schema con cerniere all'estremità inferiore della struttura le quali permettono gli spostamenti rotazionali degli elementi collegati a terra. Questo avviene quando l'elemento è unico e la bullonatura avviene all'interno della sezione di base della colonna. Tuttavia, è possibile anche riscontrare incastri di base quando la tecnica di ancoraggio a terra viene fatta per bullonatura al di fuori della sezione o per saldatura. Infine in alcuni casi si trovano anche nodi di base accompagnati da cerniere cilindriche che ne permettono la rotazione, soprattutto quando ad essere collegati sono elementi di supporto o di sostegno.



Figura 44 – Nodo di base con cerniera cilindrica,



*Figura 45 – Cerniera cilindrica,
Kansai International Airport (Osaka)*

Infine, l'ultima tipologia di giunzione di estremità degna di nota è quella degli attacchi per i controventi. Questo è forse il caso con una più ampia gamma di varietà nella progettazione e nelle applicazioni pratiche.

Anche in questi casi vi è la possibilità di usare bullonature e fazzoletti o saldature di vario tipo, ma anche di trovare un collegamento del cavo direttamente al nodo della struttura (*Fig. 44*) Di seguito sono riportati alcuni esempi di applicazioni pratiche reali:



Figura 46 – Fazzoletto saldato alla colonna e bullonato alla trave, International Airport (Edmonton)



Figura 47 – Controventi collegati direttamente al nodo, Pompidou Centre (Parigi)

3.2. ESEMPI PRATICI

Nel paragrafo in questione sono illustrati alcuni esempi progettuali costituiti da elementi e connessioni tubolari realizzati in Italia e all'estero allo scopo di mostrare come questi ultimi sono stati impiegati utilizzando tecniche diversificate tra loro.

In particolare:

- Ospedale dell'Angelo (Mestre)
- Ponte ciclopedonale (Bologna)
- Aeroporto Internazionale di Stoccarda (Germania)

3.2.1. Ospedale dell'Angelo di Mestre

La struttura comprende una superficie totale di 85 mila metri quadrati ed è stato concepito ai fini di creare una sinergia perfetta tra funzionalità ed architettura, che potesse rientrare nel giusto modo all'interno del contesto delle strutture e infrastrutture esistenti. L'opera è costituita, nella parte Sud, da una struttura di vetro e acciaio che comprende anche gli elementi di cui si vuole presentare l'entità. Tale porzione di struttura è denominata *vela*, ed è costituita da un acciaio S355 a sezione tubolare ellittica per le colonne e un medesimo acciaio a sezione tubolare circolare per gli elementi secondari, mentre dei puntoni di copertura sono incernierati alle colonne e ancorati alla struttura interna in calcestruzzo armato.

In particolare gli elementi principali verticali sono stati dotati di una sezione ellittica anziché circolare per attribuire maggiore resistenza e rigidità agli stessi elementi, oltre che conferire una maggiore resa estetica alla facciata. Tutti i profili sono stati ricavati per sagomatura a freddo fino alla resa della sezione circolare del diametro di 406 mm e spessore costante, mentre gli spessori sono variabili da 25 fino a 10 mm per le colonne di sezione ellittica. Tutta la struttura principale è stata prodotta in stabilimento per poi essere vincolata al terreno tramite cerniere cilindriche ancorate agli elementi in calcestruzzo armato tramite dei tirafondi (*Fig. 48*). La struttura è stata elevata mediante l'utilizzo di due gru, per poi collegarla tramite cerniere interne ai puntoni di copertura. Le connessioni tra gli elementi principali e secondari della struttura avviene tramite travi a sbalzo saldate alla colonna e con dei puntoni a sostegno della travatura reticolare bullonata all'estremità dello sbalzo stesso (*Fig. 47*). A completare la struttura in acciaio sono stati usati dei controventamenti verticali costituiti da trefoli ad alta resistenza, posizionati agli estremi del lato lungo dell'opera e che si sviluppano per tutta l'altezza della struttura (*Fig. 49*).

Tipologia strutturale	Arco a tre cerniere
Elementi strutturali principali	Tubi a sezione ellittica variabile
Elementi strutturali secondari	Tubi circolari CHS
Tipologia collegamenti	Cerniere cilindriche / giunti bullonati
Materiali	Acciaio S355 J2H

Tabella 7 – Scheda sintetica della struttura



figura 48 – Struttura a 'vela', parte sud dell'Ospedale dell'Angelo (Mestre)

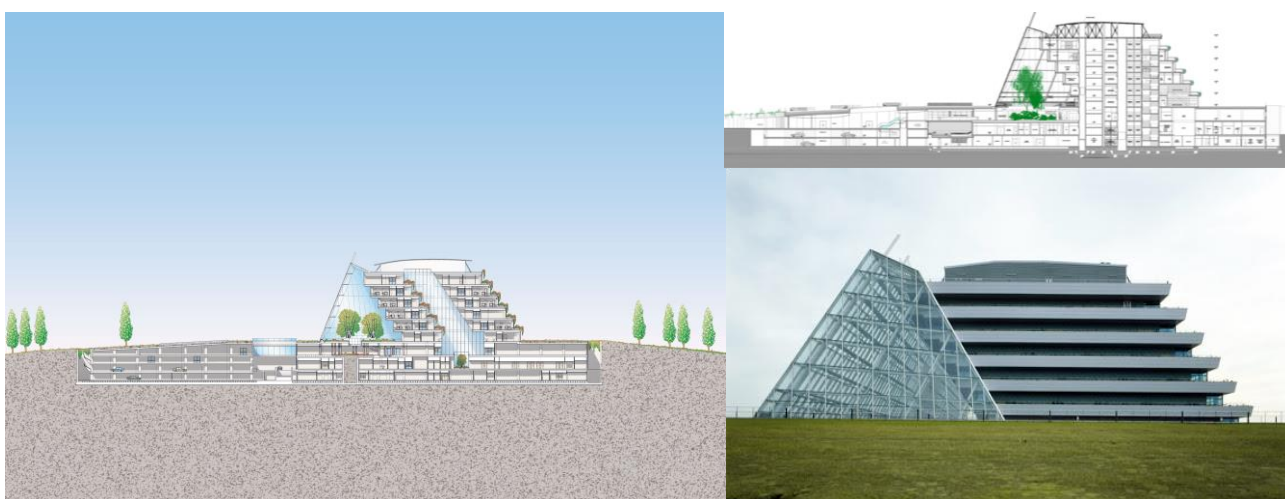


Figura 49 – Prospetti di progetto e relativa vista laterale ultimata



Figura 50 – Collegamento tra colonna ed elemento secondario

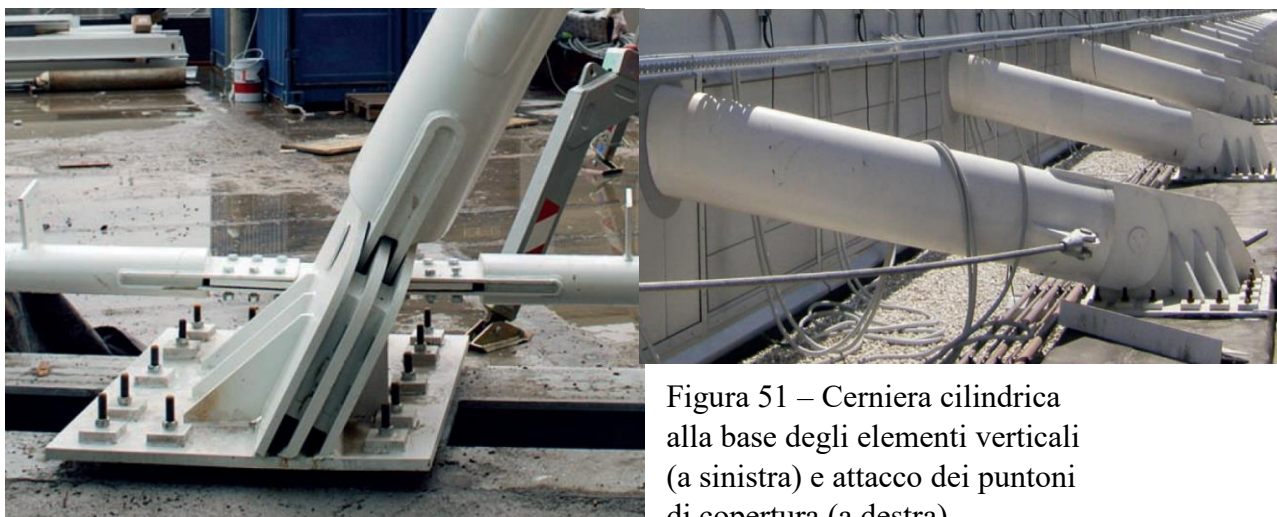


Figura 51 – Cerniera cilindrica alla base degli elementi verticali (a sinistra) e attacco dei puntoni di copertura (a destra)



Figura 52 – Posizionamento dei controventi verticali

3.2.2. Ponte ciclopeditone di Bologna

Il ponte ciclopeditone in questione si trova nella provincia di Bologna e permette l'attraversamento dell'autostrada A13. Esso è sostanzialmente un ponte strallato costituito da numerosi elementi tubolari cavi. La struttura portante è costituita da due cavalletti con larghezza variabile, inclinati e in contatto reciproco sul punto più alto, ossia in mezz'opera. La larghezza alle imposte parte da 10 m e va a ridursi praticamente a 0 in chiave. Le sezioni tubolari risultano variabili a seconda dell'andamento delle sollecitazioni. In particolare i due cavalletti sono spingenti come se costituissero le due parti di un arco, ma le forze create sono equilibrate da funi spirodali con trefoli ad alta resistenza. L'impalcato assume una larghezza che va dai 2 metri e mezzo in mezz'opera fino ad allargarsi a 10 metri, come prima menzionato. Quest'ultimo è sostenuto da stralli convergenti alla chiave dei cavalletti di tipo spiroidale e sono costituiti da fili ad alta resistenza con un diametro nominale di 40 mm e diametro di 28 mm e avvolti da una

zincatura di classe B per la protezione contro la corrosione. Gli stralli sono posti con un interasse di circa 5 m e si collegano dove le funi stabilizzanti e i traversi convergono. Le travi trasversali presenti all'intradosso sono del tipo tubolare cavo e sono costituite da due mezzi tubi con un'anima centrale; esse sono gli elementi che reggono l'impalcato. L'utilizzo di parti di questo tipo permette una buona rigidezza torsionale e possiedono un'ottima resa architettonica rispetto al contesto dell'intera opera. Il materiale è quasi completamente un acciaio S355 (J2) con una buona resistenza cilindrica, e la corrosione dello stesso è impedita dalla presenza di acciaio zincato. In aggiunta a quanto detto non è stato necessario apporre dei sistemi di smorzamento fluido viscoso o TMD, propri di molti casi di ponti ciclopedonali, poiché le frequenze identificate non si attestavano prossime a quelle del passaggio di folla, e quindi potevano essere scongiurate eccessive vibrazioni laterali. Infine, le connessioni tra gli elementi tubolari cavi sono stati eseguiti quasi per la totalità degli elementi mediante giunti bullonati.

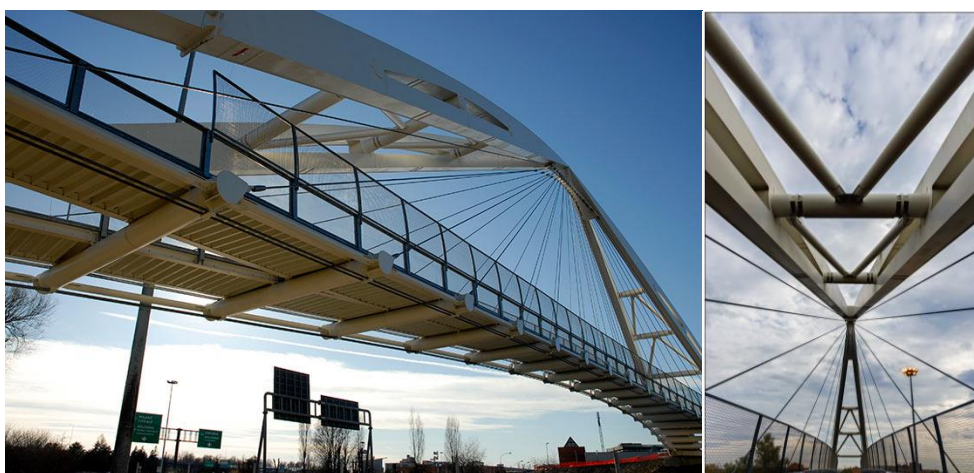


Figura 53 – Ponte ciclopedonale strallato su A13 (Bologna)

Tipologia strutturale	Arco strallato a spinta eliminata
Elementi strutturali principali	Cavalletti a sezione scatolare con funi spiroidali
Elementi strutturali secondari	Tubi circolari CHS
Tipologia collegamenti	Giunti bullonati
Materiali	Acciaio S355 J2

Tabella 8 – Scheda sintetica della struttura

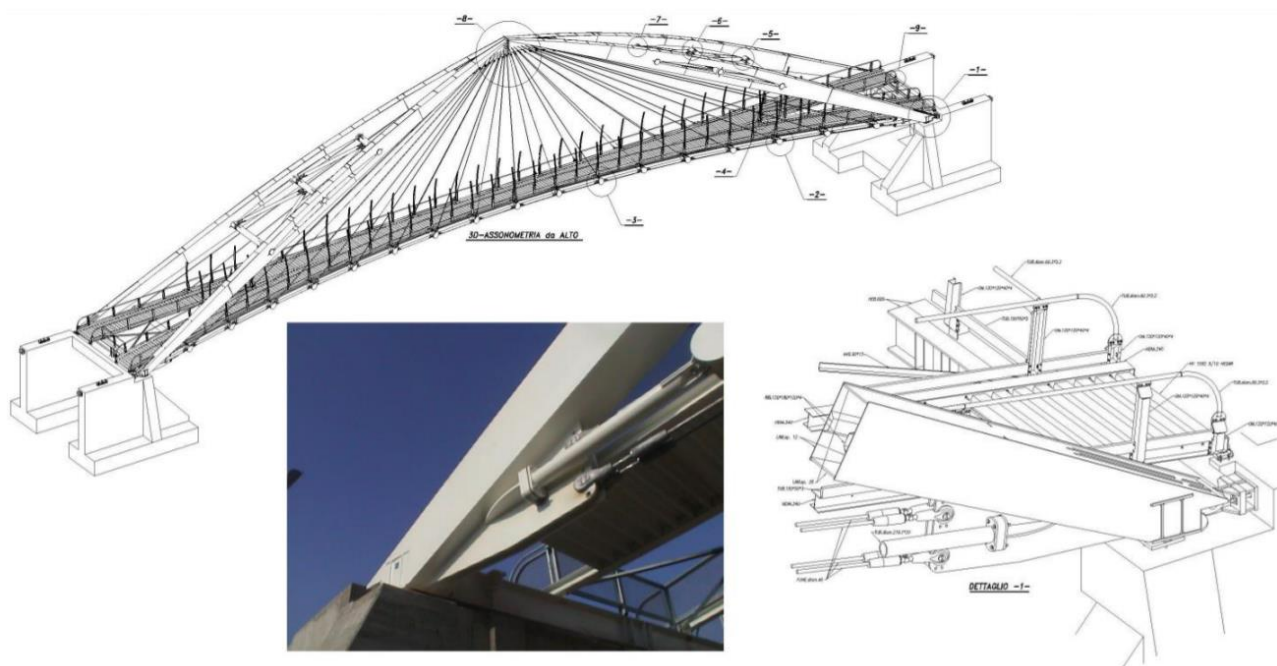


Figura 54 – Progetto dell'intero ponte in assonometria (sopra) e dettaglio di collegamento all'imposta (sotto)

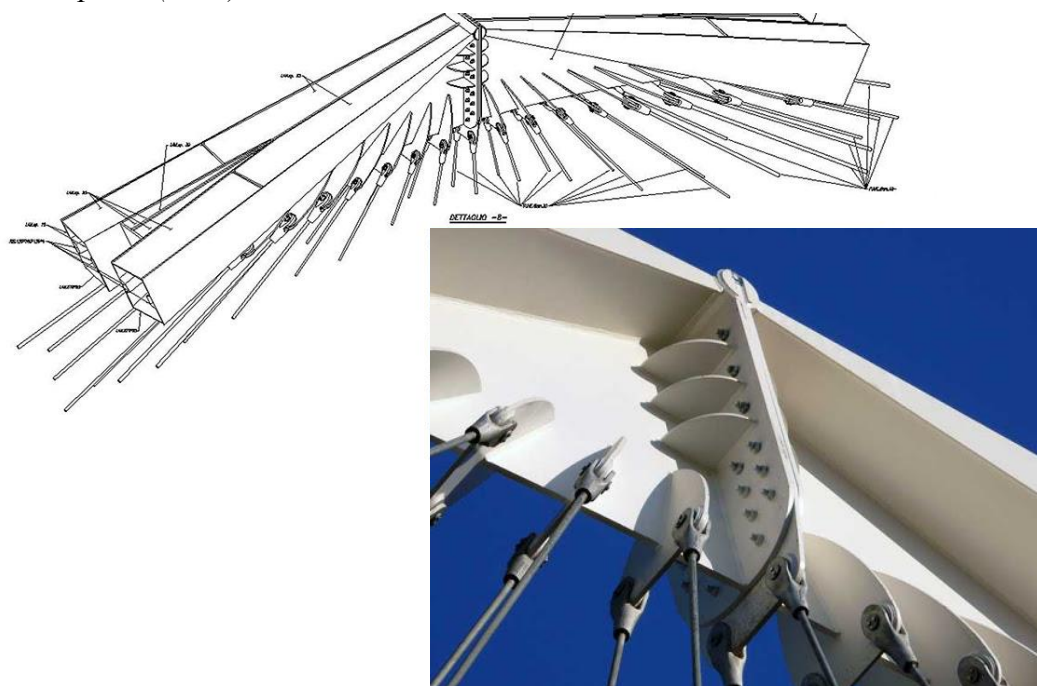


Figura 55 – Dettaglio del giunto bullonato in chiave



Figura 56 – Giunto bullonato tra i cavi provenienti dai cavalletti, le travi trasversali e i tubolari correnti

3.2.3. Aeroporto internazionale di Stoccarda

L'aeroporto internazionale di Stoccarda, o Stuttgart International Airport, è un aeroporto ad uso civile situato nell'omonima città della Germania. Nel 1990 il precedente aeroporto venne rimpiazzato da 4 nuovi terminal interconnessi da un unico ampio piano. Nonostante si tratti di un luogo piuttosto piccolo, tale aspetto è mascherato dalla presenza di un'intelligente utilizzo delle strutture portanti, in acciaio, che rendono l'opera leggera e ampia. Gli elementi principali verticali sono stati concepiti sulla base della biomimetica, ossia la resa delle componenti strutturali come una simulazione della vegetazione. La copertura è un piano inclinato di altezza variabile tra i 20 e i 10 m circa dal piano sopracitato ed è diviso in 12 sezioni divise da lastre *two-way* in vetro che fungono da lucernai. Ciascuna di queste campate è sostenuta dalle precedentemente citate colonne in acciaio, le quali trasferiscono il carico attraverso i propri "rami" fino al tronco e infine in fondazione. Infatti questi ultimi sono costituiti da 4 principali CHS (*Circular Hollow Sections*) che si diramano su 3 diversi livelli man mano che si sale di quota, andando a simulare la morfologia degli alberi (*Tree-like Support Structures*); la loro disposizione è tale da riuscire a sostenere i carichi di compressione provenienti dalla copertura con momenti flettenti minimi. I tubolari costituenti i suddetti "rami" confluiscono in un unico punto solo a metà circa dell'altezza totale della colonna, riducendo al minimo le distanze tra i punti di carico e il vincolo. Le connessioni tra gli elementi della colonna sono il risultato di *cast steel* (acciaio colato) il quale garantisce un'avanzata resa meccanica e una buona flessibilità, mentre l'attacco delle parti della colonna alla copertura è dato da *pin-jointed connections*, ossia giunti a perno che impediscono il movimento relativo delle due parti e ne rafforzano la stabilità. Questo tipo di strutture risultano essere spesso molto onerose, soprattutto per poter essere molto leggere e resistenti allo stesso tempo. Tuttavia oltre che avere una buona resa architettonica nell'ambiente circostante, è utile sottolineare anche che strutturalmente parlando queste riescono a limitare le tensioni e i momenti flettenti, trasportare le forze di compressione su brevi distanze per ridurre al minimo la possibilità di problemi di stabilità e massa aggiunta non necessaria e contenere le stesse forze di compressione su lunghe distanze nei sistemi auto stabilizzanti.

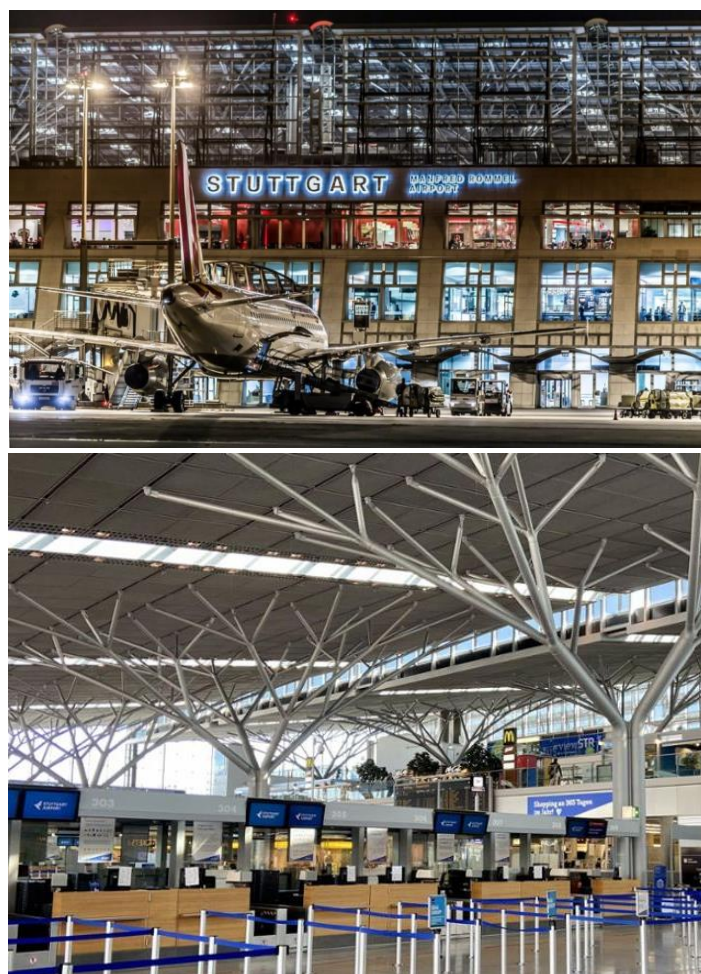


Figura 57 – Vista esterna ed interna dell'Aeroporto Internazionale di Stoccarda

Tipologia strutturale	Struttura <i>Tree-like</i>
Elementi strutturali principali	Colonne tubolari CHS divergenti verso l'alto
Elementi strutturali secondari	Lastre <i>two-way</i>
Tipologia collegamenti	<i>Cast steel connection, pin-joint</i>
Materiali	Acciaio S355

Tabella 9 – Scheda sintetica della struttura

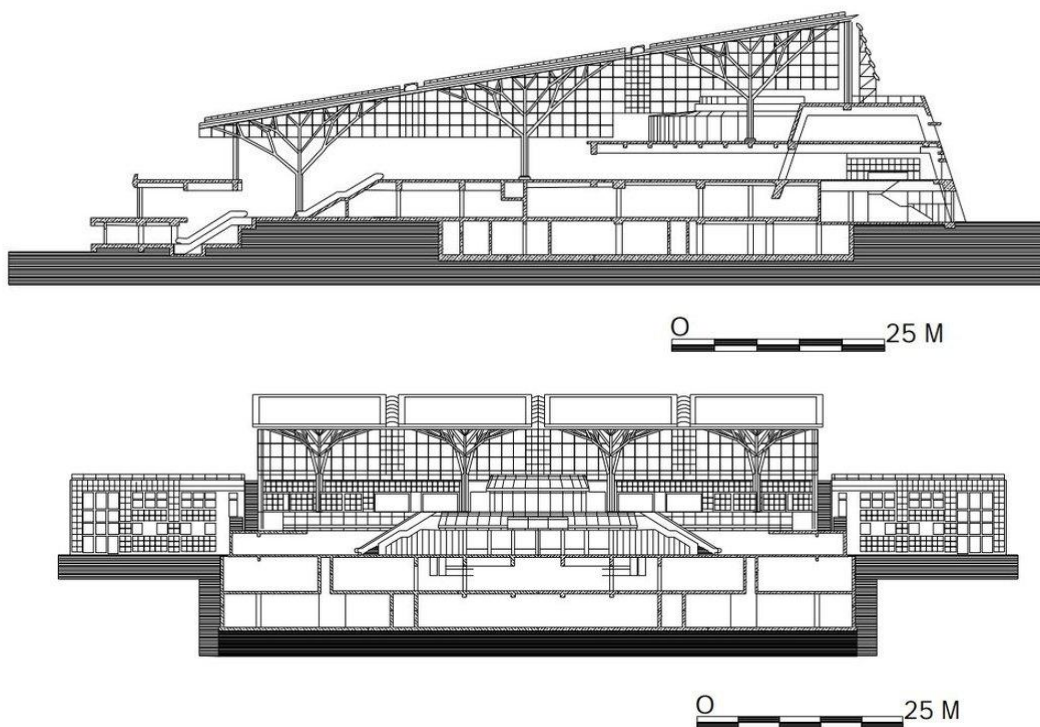


Figura 58 – Sezioni trasversale e longitudinale



Figura 59 – Dettaglio delle colonne e della loro distribuzione nello spazio

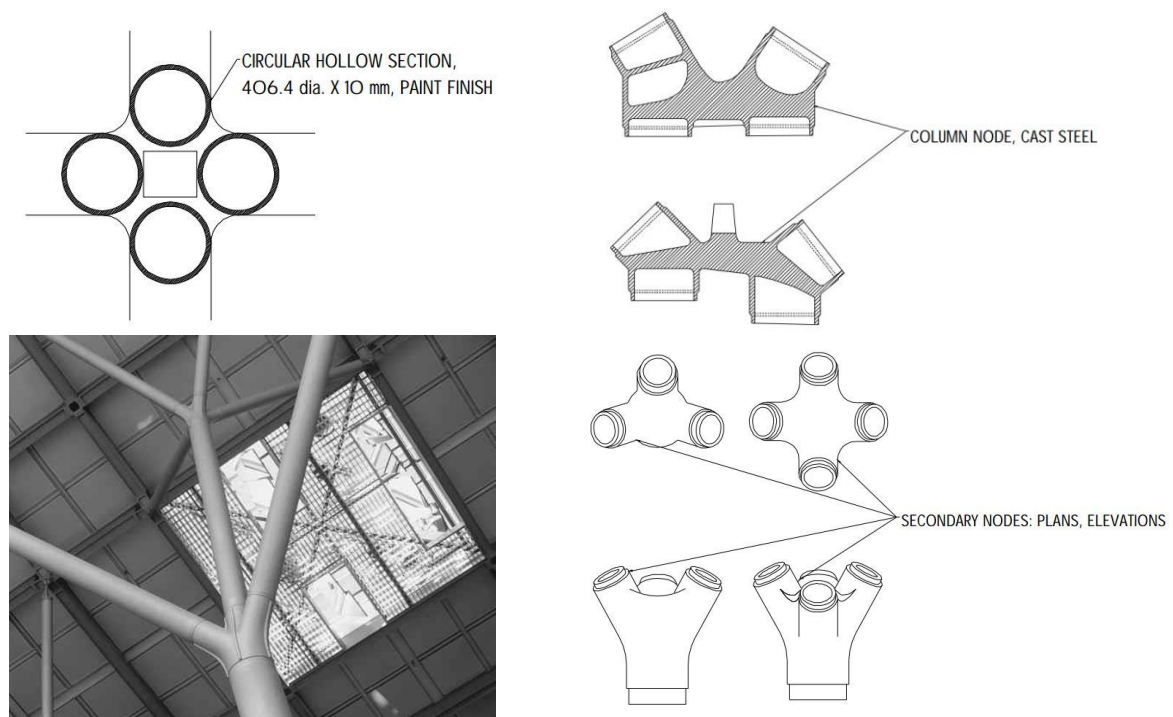


Figura 60 – Dettaglio delle connessioni cast-steel tra i rami delle colonne

4. METODO DELLE COMPONENTI

Il metodo delle componenti ha come scopo la caratterizzazione delle proprietà meccaniche delle connessioni strutturali. Inizialmente quest'ultimo venne sviluppato per le unioni fra profili a sezione aperta, con riferimento alla parte 1.8 dell'Eurocodice 3. In questo caso è permessa una valutazione teorica delle proprietà di resistenza, rigidezza e duttilità sulla base di modelli meccanici. D'altra parte, per il progetto delle unioni fra profili a sezione chiusa il procedimento si basa su un approccio completamente diverso. Un nodo può essere valutato nel suo insieme quando viene determinata la sua resistenza. Le regole di progettazione esistenti per le giunzioni tra profilati cavi tubolari si basano su semplici modelli meccanici teorici e vengono adattate attraverso confronti con prove sperimentali. Come conseguenza pratica, il loro campo di applicazione è spesso ridotto all'intorno in cui tali regole sono effettivamente valide. Sotto il nome CIDECT, è in corso un programma atto a sviluppare un approccio progettuale unificato per i giunti in acciaio indipendente dal tipo di sezione degli elementi collegati, estendendo così il campo di applicazione del metodo delle componenti.

Suddetto metodo consiste principalmente nel considerare il nodo come insieme di elementi che lo costituiscono, e a loro volta ciascuno di questi viene schematizzato come se fosse una molla elasto-plastica. Si tratta dunque in una scomposizione del nodo e le "componenti" che ne risultano vengono considerate a se stanti nei calcoli. Il processo che sta alla base di tale metodo si compone di fasi successive, le quali devono essere eseguite per poter giungere all'implementazione del metodo stesso:

- 1) Decomposizione del nodo nelle sue "componenti";
- 2) Valutazione della risposta forza-spostamento in riferimento a ciascuna delle componenti;
- 3) Assemblaggio delle componenti con il fine di determinare le caratteristiche meccaniche del nodo;

L'obiettivo ultimo del metodo è quello di calcolare le resistenze (resistenza plastica e momento resistente) e le rigidezze (rigidezza iniziale e torsionale) dell'intero nodo, a partire dalle medesime delle componenti. Per fare ciò si utilizzano regole semplificate che derivano dai principi elementari della meccanica strutturale e dalle ipotesi cinematiche.

Il metodo delle componenti può essere applicato a quasi tutte le tipologie di nodi, sia a sezione aperta sia, soprattutto, a sezione cava tubolare. Ciascuna componente assume una nomenclatura data dall'abbreviazione del nome dell'elemento in lingua inglese e, come detto in precedenza, nello schema vengono riportate come serie di molle elasto-plastiche disposte in serie o in parallelo.

Negli ultimi anni, una grande quantità di lavori di ricerca si sono dedicati al progetto delle connessioni in acciaio. Tutti questi sforzi hanno portato all'introduzione di nuovi tipi di unioni e nuove regole di progettazione, i quali sono stati progressivamente implementati all'interno dei codici nazionali e internazionali. A queste sono state poi aggiunte altre ricerche finalizzate alla stesura di manuali di progettazione e alla preparazione di appropriati strumenti semplificati, facilitando così la diffusione di nuove teorie e tecnologie. Come accennato precedentemente, il

metodo delle componenti può avere due campi di applicazione, in riferimento a unioni tra sezioni aperte (I, H o laminate a caldo) o tra sezioni chiuse (RHS o CHS). E' chiaro come le due tipologie prevedano approcci sostanzialmente differenti.

Approccio CIDECT

L'approccio CIDECT (*Failure mode approach*) basa le sue regole di progettazione di nodi tra sezioni tubolari cave su semplici modelli meccanici, adattati con l'ausilio di test sperimentali. Per le diverse *Failure modes* osservate nelle prove sperimentali, le formule di progetto forniscono generalmente un valore di resistenza per il giunto nel suo insieme, per casi di carico specifici e configurazioni di giunto specifiche; questo restringe il campo di applicazione e quindi la libertà di modificare i dettagli del giunto. Di norma non vengono fornite informazioni alcune in riferimento a rigidezza e duttilità dell'unione.

Approccio con METODO DELLE COMPONENTI

Nel caso di giunti tra sezioni aperte è stato sviluppato un modello innovativo chiamato *Component Method* (Metodo delle componenti). Quest'ultimo permette una valutazione teorica di resistenza, rigidezza e duttilità basata su modelli meccanici. Può essere applicato per una grande vastità di giunzioni sia in acciaio strutturale che in configurazioni composite (steel-concrete). Le attività di ricerca sono in atto anche nel campo delle connessioni in legno e perfino in quelle in calcestruzzo prefabbricato. Oltre al proprio background teorico, il metodo delle componenti fornisce il tecnico di informazioni relative a resistenza, rigidezza e duttilità di tutte le componenti dell'unione in modo da:

- mostrare come la rigidezza e la resistenza vengono distribuite tra le componenti;
- trarre il *failure mode* attuale;
- valutare il relativo livello di duttilità;
- fornire indicazioni su come irrigidire o rinforzare il giunto in modo facile ed economico quando necessario.

4.1. METODO DELLE COMPONENTI STANDARD

In Europa entrambi gli approcci si riferiscono all'Eurocodice 3 nell'ultima versione EN 1993 parte 1.8. Per alcune configurazioni "miste", ad esempio quando sezioni aperte sono collegate a sezioni cave, sono fornite alcune linee guida per la saldatura, mentre non viene menzionata la controparte bullonata; infatti molte di queste soluzioni non sono facilmente applicabili e quindi non vengono coperte dalle regole di progettazione (solo nella versione ENV dell'Eurocodice 3 e nelle linee guida CIDECT avviene qualche menzione a riguardo).

In questo paragrafo è trattato il metodo delle componenti come metodo "unificato", considerato a prescindere dal tipo di elementi da unire andando ad estendere il campo di applicazione di suddetto metodo anche ai giunti tubolari.

A seguito è riportato un esempio riguardante un nodo flangiato trave-colonna con sezioni aperte.

Tutte le unioni vengono considerate come un insieme di singole componenti. Perciò, in accordo con i principi del metodo delle componenti, prima di tutto si stabilisce la lista delle componenti in gioco.

In accordo con l'EC3 le componenti assumono i seguenti nomi:

- *cwc*: column web in compression;
- *cws*: column web panel in shear;
- *cwt*: column web in tension;
- *cfb*: column flange in bending;
- *bt*: bolts in tension;
- *epb*: end plate in bending;
- *bfc*: beam flange and web in compression;
- *bwt*: beam web in tension.

Come visto precedentemente la nomenclatura delle componenti si basa sull'abbreviazione della parte di elemento a cui appartiene e il tipo di sollecitazione a cui è soggetto.

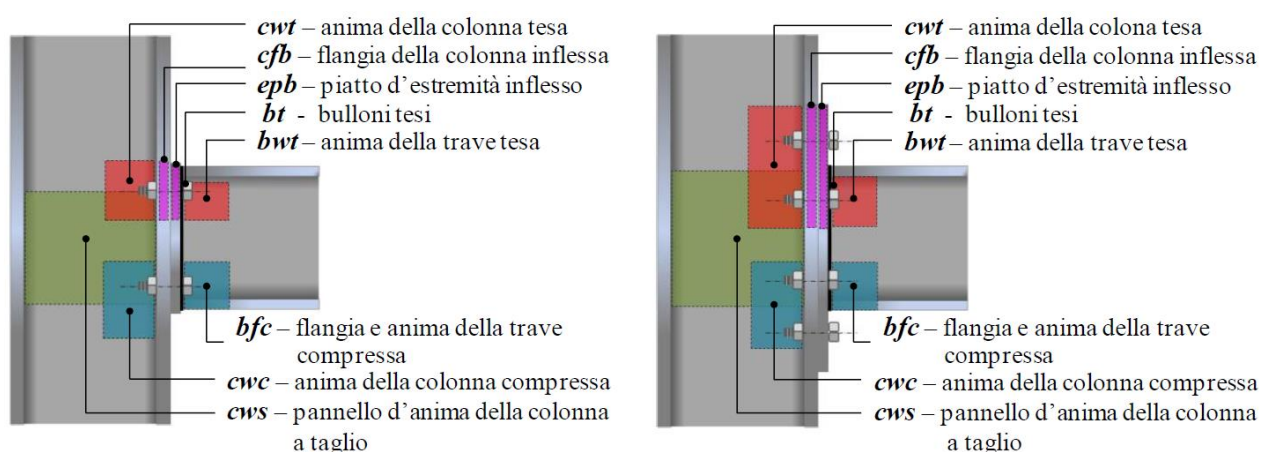


Figura 61 – Componenti di un nodo flangiato incernierato (a sinistra) e incastrato (a destra)

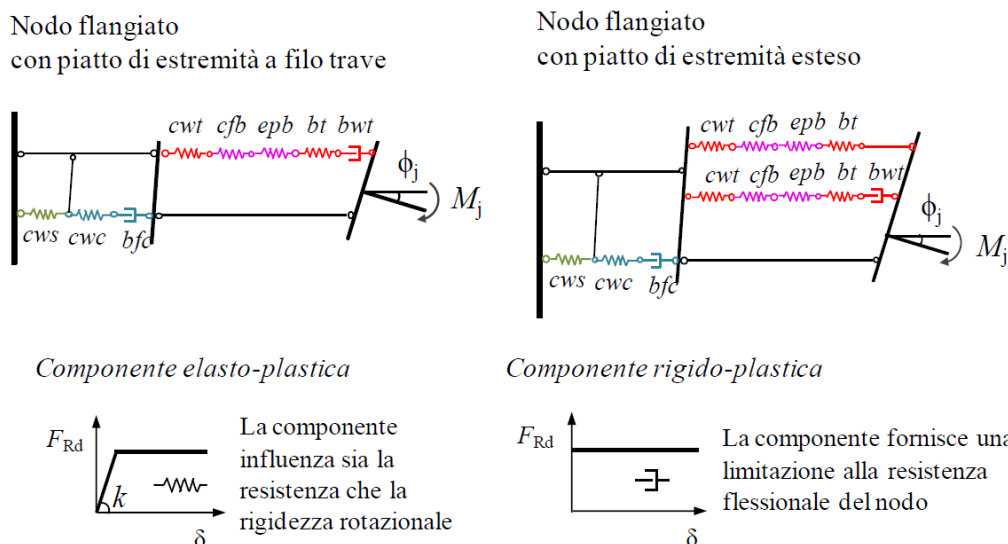


Figura 62 – Schemi meccanici per i nodi flangiati

Come riportato in Fig. 59, le componenti sono state sostituite da molle in serie e in parallelo e disposte, in accordo con l'EC3, alla quota dei bulloni quelle delle componenti in trazione e alla quota del centro di compressione quelle relative alle componenti compresse. Spesso per semplicità il centro di compressione viene individuato nella mezzeria della flangia compressa della trave.

Tendenzialmente, il comportamento reale nel grafico forza-spostamento risulta non lineare ma viene fatta un'approssimazione attraverso modelli semplificati, in approvazione con l'EC3.

Come riportato in Fig. 59 la componente elasto-plastica va considerata nelle componenti che influiscono sulla resistenza e sulla rigidezza iniziale. Invece la risposta rigido plastica deve essere tenuta in conto per le componenti che non intaccano la deformabilità del nodo ma che forniscono solo una limitazione alla resistenza.

In seguito all'identificazione e caratterizzazione delle componenti è necessario assemblarle. L'assemblaggio consiste nella distribuzione delle forze agenti su ciascuna componente, in modo tale che:

- le forze interne alle componenti siano in equilibrio con quelle esterne applicate sul nodo;
- la resistenza di una componente non deve essere superata in alcun punto;
- La capacità deformativa di una componente non deve essere superata in alcun punto.

Per quanto riguarda la resistenza dell'intero giunto alle forze esterne, il rispetto di queste tre regole è sufficiente per garantire che la resistenza di progetto valutata sia inferiore alla resistenza effettiva del giunto.

Una volta compiuto l'assemblaggio, è possibile proseguire individuando il momento resistente di progetto e la rigidezza rotazionale iniziale del nodo nel suo complesso.

$$M_{jRd} = \sum_r h_r F_{trRd}$$

con:

- F_{trRd} resistenza efficace di progetto del sistema di molle in serie posto alla quota della r-esima riga di bulloni;
- h_r la distanza della riga r-esima di bulloni dal centro di compressione;
- r il numero della riga di bulloni.

Le resistenze efficaci vengono calcolate come il minimo delle resistenze a trazione (o compressione) di ciascuna componente posta in serie a una specifica riga (o rispetto al centro di compressione per le altre), a partire dalla riga più lontana dal centro di compressione fino a quella più vicina. Ovviamente, tenendo conto dell'equilibrio alla traslazione orizzontale sempre valente, sommando le resistenze di trazione non si potrà eccedere il valore né quelle di compressione né di quelle di taglio. Se tale limite non dovesse essere rispettato ne consegue la presa in conto dell'interazione M-N.

Più in generale, la teoria del metodo delle componenti si basa anche sulla distribuzione plastica delle forze nei pressi delle righe tese. Ma ciò è permesso solo qualora la duttilità disponibile risulta abbastanza grande, ovvero quando la connessione entra in crisi. Nel caso in cui il collasso del collegamento avvenga per rottura dei bulloni, quindi sia di tipo fragile, l'EC3 provvede a limitare le resistenze per trazione (SCI 1995, CEN 2005).

Per quanto riguarda l'altro elemento di output prima menzionato, la rigidezza rotazionale iniziale, è possibile individuare la seguente equazione:

$$S_{j,ini} = \frac{E \cdot h^2}{\sum_i \frac{1}{k_i}}$$

in cui:

- E è il modulo di Young;
- h è il braccio della coppia interna;
- k_i è il coefficiente di rigidezza della i-esima componente.

Qualora fossero presenti due o più righe di bulloni tesi è necessario considerare una rigidezza equivalente:

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r}{z_{eq}}$$

in cui:

- $k_{eff,r}$ è il coefficiente di rigidezza efficace della r-esima riga di componenti tese;
- h_r è la distanza della r-esima riga dal centro di compressione;
- z_{eq} è il braccio della coppia interna equivalente.

E' possibile giungere alla conclusione che le deformazioni delle molle risultano proporzionali alle proprie distanze dal centro di compressione, e il complesso delle molle che schematizzano le componenti tese vengono sostituite da una equivalente. Il comportamento flessionale, invece, è riportato dal un grafico tra momento flettente applicato e la relativa rotazione tra le membrature, che nel caso dei nodi trave-colonna assume il seguente andamento:

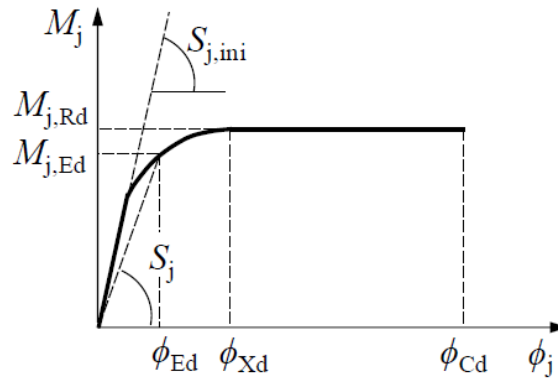


Figura 63 – Schematizzazione del diagramma momento-rotazione nel caso non lineare

4.1.1. Applicazione pratica – Sezioni aperte

Il capitolo 6 della EN 1993-1-8 riporta il progetto dei giunti tra elementi con sezioni aperte applicati alle travi strutturali. Queste unioni possono essere realizzate da elementi trave, colonna o fondazioni. Una connessione può essere definita come insieme di singole componenti fisiche che sono meccanicamente collegate tramite elementi connettori. La singola connessione si pone dove agiscono i connettori, e presa come zona di interazione tra gli elementi da collegare nel suo insieme, prende il nome di giunto. E' possibile definire diverse configurazioni di giunzione a seconda del numero di elementi connessi tra loro sullo stesso piano: Configurazione *single-sided* e *double-sided*.

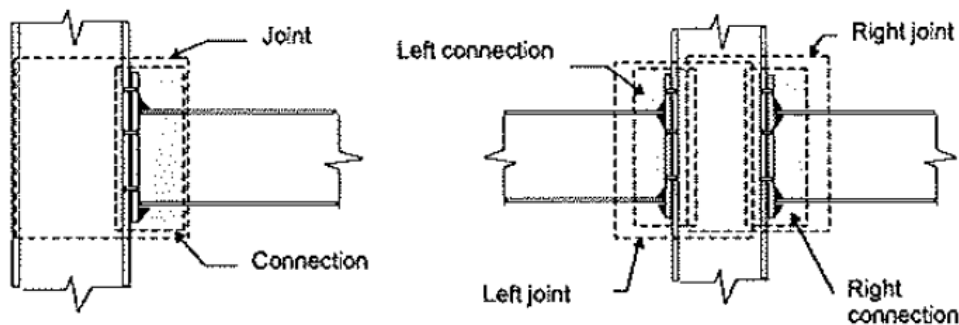


Figura 64 – Configurazione *single-sided* (a sinistra) e *double-sided* (a destra)

Per evidenziare la necessità di distinguere i collegamenti dai giunti, si fa qui riferimento alle configurazioni dei giunti *single-sided* (unilaterali) e *double-sided* (bilaterali). In queste, le connessioni sinistra e destra sono soggette alle forze rispettivamente nelle travi sinistra e destra mentre la forza di taglio applicata al pannello d'anima della colonna risulta dall'equilibrio di tutte le forze agenti su di essa.

$$V_{wp} = \frac{M_{b1} - M_{b2}}{z} - \frac{V_{c1} - V_{c2}}{2}$$

In cui:

z: braccio di leva della risultante delle forze di trazione e compressione presenti nella connessione.

La risposta della connessione dipende solo dalle forze che agiscono nella trave corrispondente e perciò è la stessa in entrambe le configurazioni. La risposta delle giunzioni dipende anche dal taglio sull'anima della colonna, che risulta legato a sua volta a come la configurazione è caricata. Inizialmente si potrebbe, in accordo con la EN 1993-1-8, di modellare separatamente l'anima della colonna e la connessione, o direttamente modellare il giunto separatamente. Nella pratica odierna, tuttavia, ci si riferisce quasi sempre alla giunzione nel suo intero e per facilitare le applicazioni si introduce i parametri trasformativi β . Tali parametri permettono di tener conto facilmente dell'influenza dell'anima della colonna sulla risposta delle giunzioni (EN 1993-1-8 cap. 5).

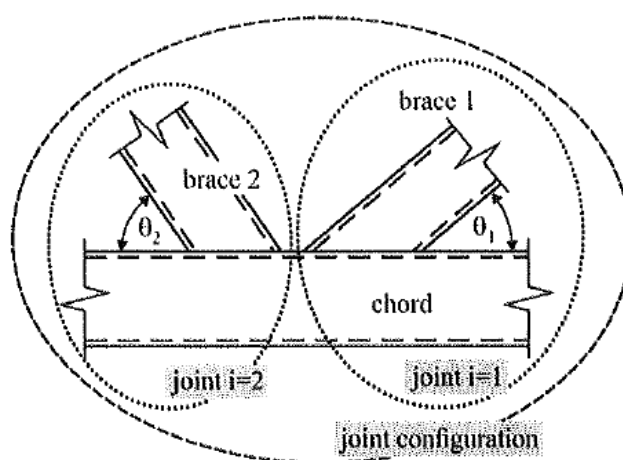


Figura 65 – Configurazione di giunzione

Preso il caso di nodo trave-colonna flangiato con piatto d'estremità esteso precedentemente citato, con l'uso del metodo delle componenti se ne ricercano le resistenze e le rigidzze in accordo con quanto riportato dall'EC3. Nel caso specifico si individuano:

$M_{j,R}$ = momento resistente del nodo;

$M_{wp,b,Rj}$ = momento resistente del collegamento fra pannello d'anima e trave;

$M_{wp,c,Rj}$ = momento resistente del collegamento fra pannello d'anima e colonna;

$M_{b,R}$ = momento resistente della trave;

$M_{c,R}$ = momento resistente della colonna.

In definitiva si trae il momento resistente con la formula:

$$M_{j,R} = F_{t,R} z$$

con:

- $F_{t,R}$ la resistenza a trazione della componente più debole.

Come detto precedentemente a ogni componente viene assegnato un acronimo in inglese in coerenza con le norme riportate dall'EC3 e ciascuno rappresenta una porzione del nodo stesso, come riportato in Fig. 61.

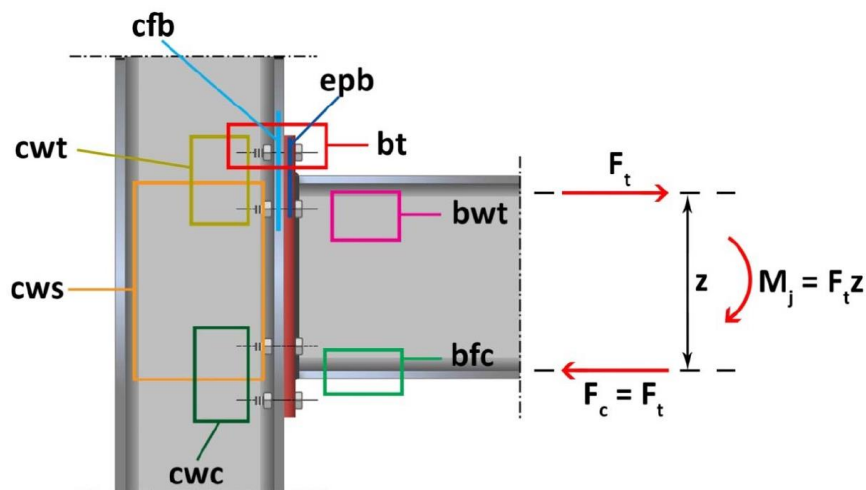


Figura 66 – Schema delle componenti di un nodo trave-colonna flangiato con piatto d'estremità esteso

Il metodo delle componenti prevede l'introduzione, in questo caso, di un elemento denominato *T-stub*, il quale riporta il comportamento dovuto al legame tra momento flettente e rotazione. Il *T-stub*, o *T-stub equivalente*, è caratterizzato da una lunghezza peculiare quale la lunghezza efficace o effettiva.

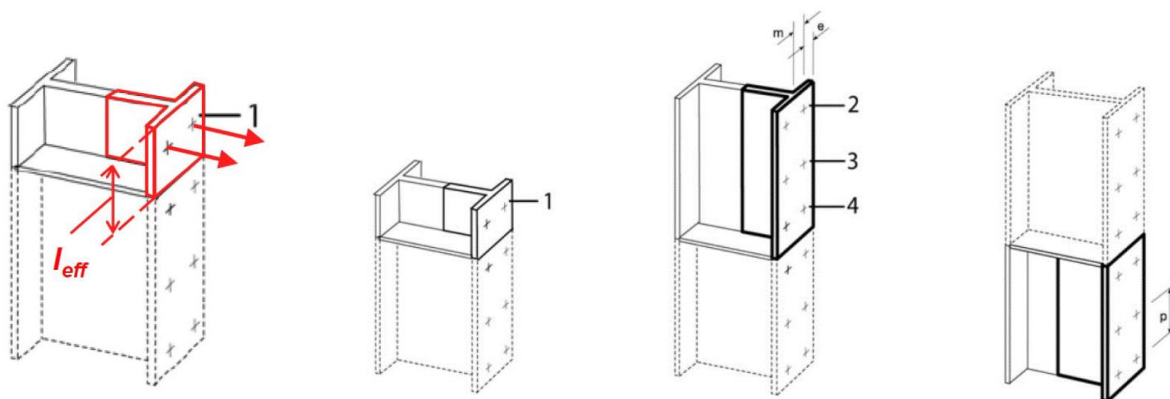


Figura 67 – Rappresentazione del T-stub per un profilo a sezione aperta

Come riportato in Fig. 64 per ogni riga di bulloni si individuano due *T-stub equivalenti*, uno per la riga in sé presa singolarmente e uno per l'insieme di righe, i quali saranno differenti a seconda che risultino equivalenti al piatto di estremità o alla colonna. Nel caso generale il *T-stub* viene Per le righe di bulloni poste oltre il filo della trave, il *T-stub* è considerato verticale poiché l'ala funge da anima del *T-stub* stesso, mentre la l_{eff} viene invece considerata orizzontale.

Le ali del *T-stub* sono considerate delle travi le quali sviluppano una resistenza flessionale plastica, mentre i bulloni sono elementi che sviluppano una resistenza principalmente assiale.

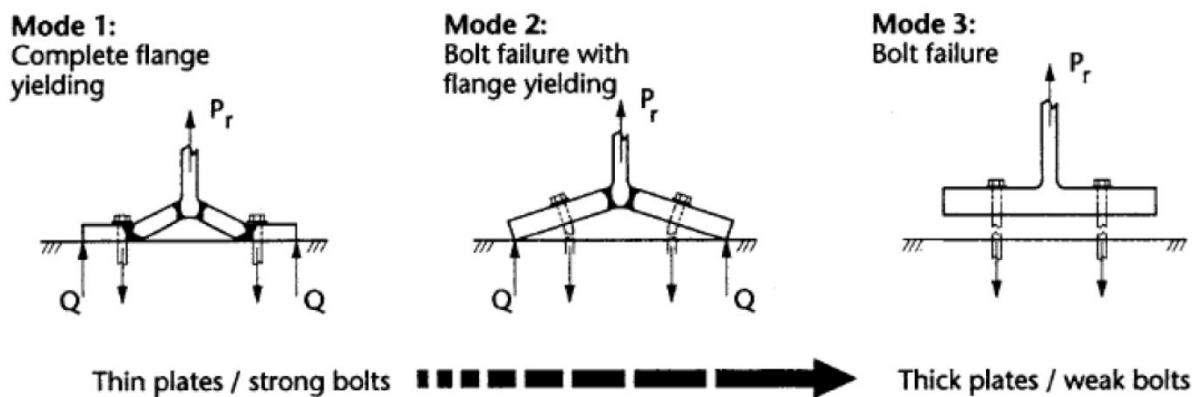


Figura 68 – Meccanismi di collasso di un *T-stub*

Il modo 1 comprende la flessione delle travi, il modo 2 è un meccanismo combinato mentre nel modo 3 è la bullonatura stessa che entra in crisi per trazione. Se questi sono da considerare i meccanismi di collasso del *T-stab* “vero” è possibile individuare anche un meccanismo di collasso dell’intera componente. Tra questi è possibile identificare:

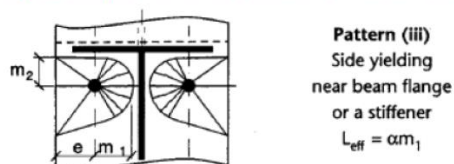
- Meccanismo circolare;
- Meccanismo non circolare;
- Effetto gruppo.

Infine, la lunghezza efficace finale si identifica come la minima tra quelle di tutti i meccanismi.

a) Meccanismo «circolare»



b) Esempio di meccanismo «non-circolare»



c) «Effetto gruppo»

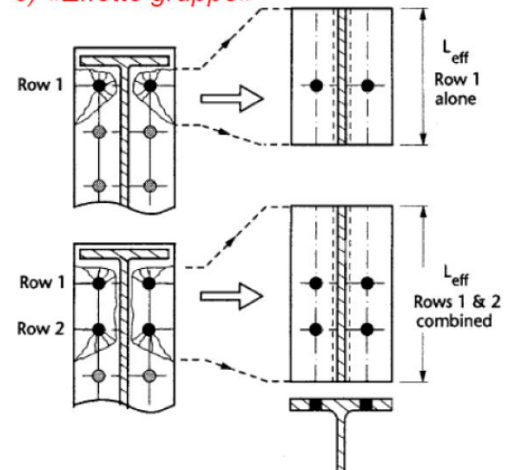


Immagine tratte da:

Joints in Steel Construction – Moment Connections, The Steel Construction Institute, London

Figura 69 – Meccanismi di collasso bidimensionali di un *T-stub*

4.1.2. Applicazione pratica – Sezioni chiuse

Anche per il caso di sezioni cave, è necessario valutare la resistenza di una configurazione di giunzione e ciò viene permesso dalla precedente analisi delle resistenze di ciascuna componente che costituisce l'unione. Per verificare una tipica giunzione i deve essere soddisfatta la seguente:

$$\frac{N_{i,Ed}}{N_{i,Rd}} + \frac{M_{ip,i,Ed}}{M_{ip,i,Rd}} + \frac{M_{op,i,Ed}}{M_{op,i,Rd}} \leq 1,0$$

in cui:

$N_{i,Ed}$, $M_{ip,i,Ed}$ e $M_{op,i,Ed}$ sono le forze agenti nel giunto considerato (forza assiale, momento *in-plane* e momento *out-of-plane*).

$N_{i,Rd}$, $M_{ip,i,Rd}$ e $M_{op,i,Rd}$ sono invece le resistenze di progetto del giunto considerato (resistenza assiale, momento resistente *in-plane* e momento resistente *out-of-plane*).

Se fossimo nel caso di giunzioni saldate tra sezioni CHS la formula sopracitata diventerebbe:

$$\frac{N_{i,Ed}}{N_{i,Rd}} + \left[\frac{M_{ip,i,Ed}}{M_{ip,i,Rd}} \right]^2 + \frac{M_{op,i,Ed}}{M_{op,i,Rd}} \leq 1,0$$

Possono verificarsi, inoltre, possibili interazioni tra giunti appartenenti alla stessa configurazione di giunzione (EN 1993-1-8 cap. 6-7). Nel capitolo 6 il più delle interazioni si considerano a livello delle componenti, mentre nel capitolo 7, queste prevedono delle verifiche aggiuntive per la configurazione nel suo insieme. Attraverso una conversione dai risultati provenienti dal capitolo 7 nel metodo delle componenti è resa possibile una riduzione delle verifiche aggiuntive, senza dover modificare in alcun modo la resistenza dell'intera configurazione di giunzione.

Le precedenti equazioni devono essere applicate per ciascun giunto appartenente alla configurazione totale, e per arrivare a ciò risulta necessario valutare in primis le tre resistenze che compaiono all'interno di tale formula.

In accordo con il metodo delle componenti, il giunto può essere considerato concettualmente come un sistema di molle, ciascuna delle quali rappresenta una singola componente.

In questo paragrafo si affronta il caso di un nodo a "T" tra profili RHS sottoposti a sforzi assiali.

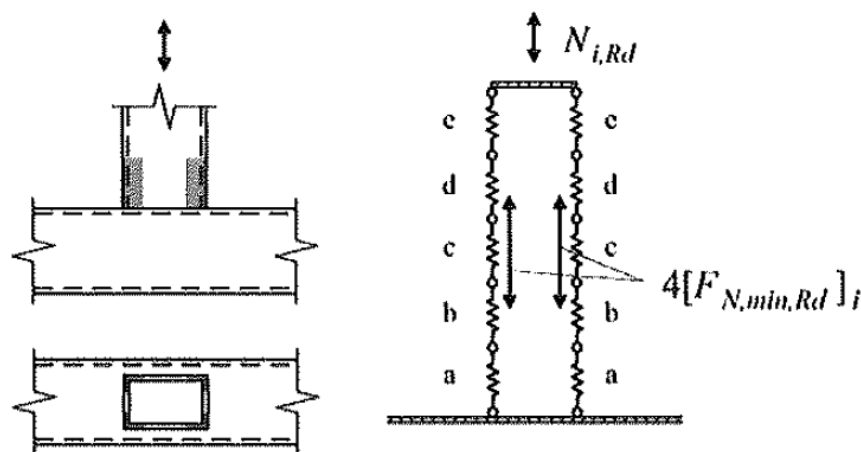


Figura 70 – Rappresentazione di un'unione tra elementi cavi RHS

La notazione a,b,c,d,e si riferisce a ciascuna componente assunta come:

- a. faccia in flessione
- b. pareti laterali tesi e compressi
- c. pareti laterali in taglio
- d. faccia in taglio
- e. Flangia o anima tese o compresse.

In questo caso la resistenza di progetto derivante dallo sforzo assiale si assume:

$$N_{i,Rd} = 4 \cdot [F_{N,min,Rd}]$$

in cui:

$F_{N,min,Rd}$ è la minima resistenza delle componenti a,b,c,d,e per il giunto sottoposto a forza assiale.

Tale procedura può essere estesa in modo simile a tutte le situazioni di carico in modo da poter ricavare le seguenti resistenze:

$$\begin{aligned} N_{i,Rd} &= 4 \cdot [F_{N,min,Rd}] \\ M_{ip,i,Rd} &= 2 \cdot [F_{M,min,Rd}] \cdot z_{ip} \\ N_{op,i,Rd} &= 4 \cdot [F_{M,min,Rd}] \cdot z_{op} \end{aligned}$$

in cui i tre elementi dentro parentesi risultano essere le tre resistenze minime delle componenti attive rispettivamente sotto l'azione di sforzo normale, momento *in-plane* e momento *out-of-plane*. Mentre z è il braccio di leva assumendo la zona di trasferimento degli sforzi all'interno dell'unione.

Come enunciato precedentemente deve essere eseguita una conversione di quanto detto nel capitolo 7 della EN 1993-1-8 in una configurazione di componenti, e ciò deve essere fatto per ogni unione di ogni configurazione per poter:

- identificare le componenti attive;
- valutare la resistenza di tali componenti;
- assemblare le componenti.

Una volta compiuto ciò, è possibile verificare la resistenza di ciascuna unione mediante la formula:

$$\frac{N_{i,Ed}}{N_{i,Rd}} + \frac{M_{ip,i,Ed}}{M_{ip,i,Rd}} + \frac{M_{op,i,Ed}}{M_{op,i,Rd}} \leq 1,0$$

Durante l'assemblaggio è possibile generalizzare le equazioni delle resistenze a tutte le unioni rappresentate, con le giuste restrizioni di campo di validità, nella EN 1993-1-8.

Nel capitolo 7 della EN 1993-1-8 sono rappresentati 6 modalità di rottura (*failure modes*) atte a ricavare la resistenza delle unioni tra sezioni cave:

1. *Chord face failure* (snervamento);
2. *Chord side wall failure* (snervamento e/o instabilità);
3. *Chord shear failure* (snervamento e/o instabilità);
4. *Chord punching shear*;
5. *Brace failure*;
6. *Local buckling failure* (*brace* o *chord*).

Durante il progetto CIDECT solo 5 failure mode erano stati considerati finora, e in pieno accordo con il metodo delle componenti, è possibile stilare le cinque componenti corrispondenti sopracitate (a,b,c,d,e).

La nomenclatura di tali componenti venne scelta in rispetto della terminologia usata nel capitolo 6 della EN 1993-1-8.

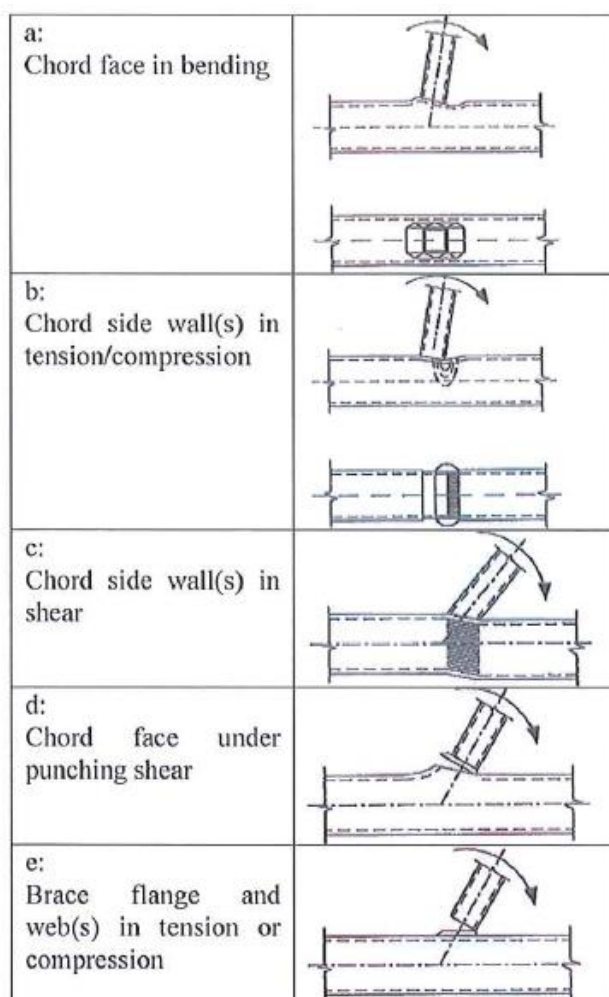


Figura 71 – Rappresentazione delle cinque componenti base per un'unione tra RHS

Per quanto concerne tali componenti è possibile convertire quanto detto nel capitolo 7 della EN 1993-1-8 in un formato in linea con i principi del metodo delle componenti, senza modificare in modo radicale la resistenza di progetto.

Si considera, come esempio, di prendere in considerazione il caso di X giunzioni tra sezioni CHS e 2 travi IPE, le ultime delle quali risultano soggette a forze di compressione N_i come mostrato in figura 69. In linea con il modello ad anello (Ring model) sviluppato nel 1967 da Togo, si assume che la maggior parte dei carichi viene trasferita al retro della trave, poiché l'elemento tubolare si comporta in modo più rigido nei pressi del perimetro della connessione. Il carico N_i nella trave viene diviso in due carichi uguali pari alla metà di quello originario ($0,5N_i$) perpendicolare al CHS e applicato in mezz'ora della trave stessa. Questi due carichi vengono poi trasferiti all'elemento tubolare tramite una lunghezza efficace B_e e si considerano come linearmente distribuiti lungo la suddetta lunghezza.

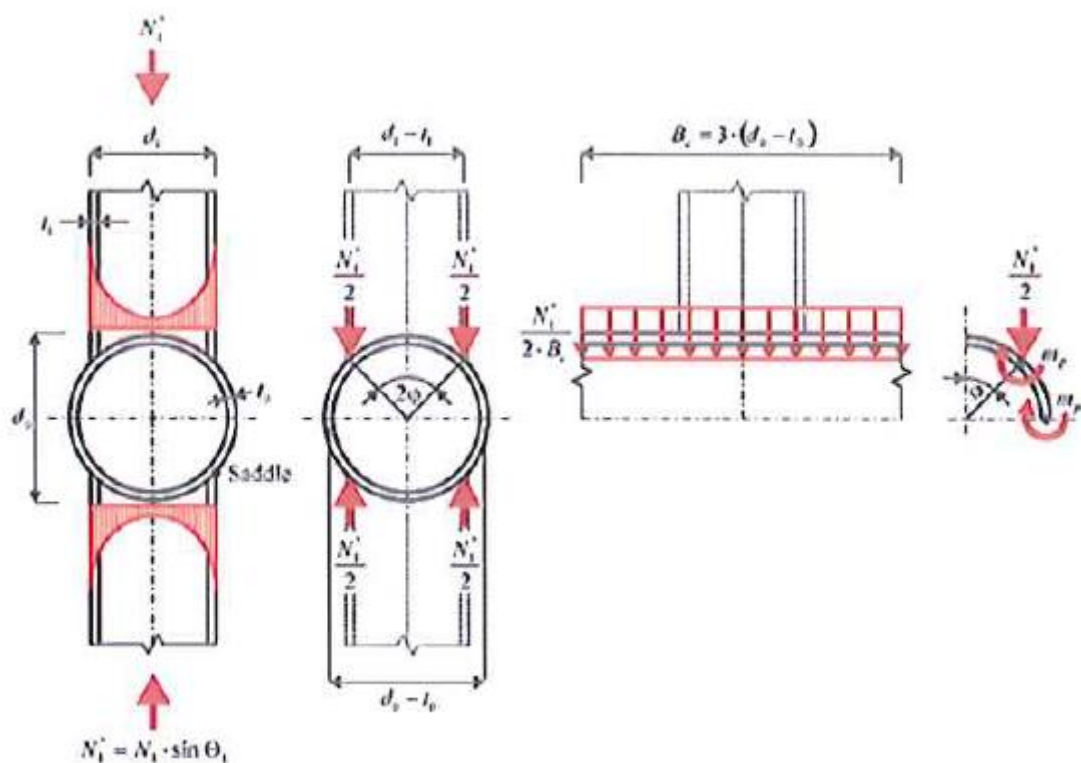


Figura 72 – Distribuzione degli sforzi nel Ring model

Ora, per tener conto del carico assiale nel CHS è necessario introdurre la funzione k_n , determinata mediante prove sperimentali e numeriche. Definendo inoltre il rapporto di larghezza β pari a d_1/d_2 , imponendo la larghezza efficace $B_e = 2,5d_0 / 3,0d_0$, e trascurando l'influenza della forza assiale e del taglio nel calcolo del momento resistente plastico $m_{pl,Rd}$ permette di desumere una valutazione della resistenza di progetto:

$$N_{Rd} = \frac{\frac{8B_e}{d_0}}{1 - c_1\beta} k_n m_{pl,Rd}$$

In realtà si sviluppano modelli ben più complessi quando l'elemento secondario è soggetto a forze trasversali dovute a compressione o trazione. Queste differiscono significativamente a seconda di come vengono trasferiti gli sforzi trasversali al CHS stesso.

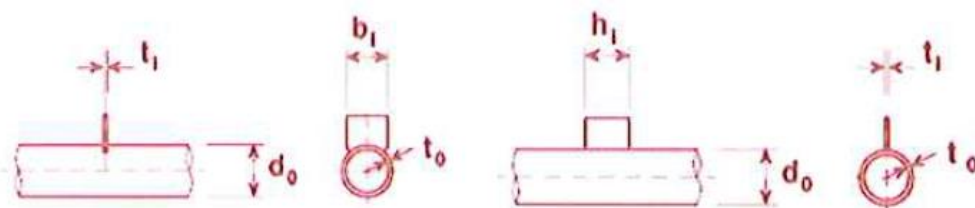


Figura 73 – Differenti modi di carico in una connessione a T saldata

In linea generale, qualsiasi sia il caso vale la seguente:

$$N_{Rd} = \left(\sum l_{eff,i}^o \right) k_n m_{pl,Rd}$$

in cui:

$\sum l_{eff,i}^o$ rappresenta il coefficiente di lunghezza efficace che caratterizza il modello sviluppato nella *chord face*. Il significato intrinseco di tale coefficiente può essere sottolineato dalla seguente interpretazione del modello ad anello.

$$N_{Rd} = \frac{\frac{8B_e}{d_0}}{1 - c_1\beta} k_n m_{pl,Rd} = \frac{\sum l_{eff,i}^o}{d_0} k_n m_{pl,Rd} = \sum l_{eff,i} k_n m_{pl,Rd}$$

Nella seguente figura (fig. 71) è rappresentato come differenti zone del modello contribuiscano individualmente a $\sum l_{eff,i}$. Lo spessore t del tassello in figura risulta essere volutamente fuori scala per rendere più leggibile la figura.

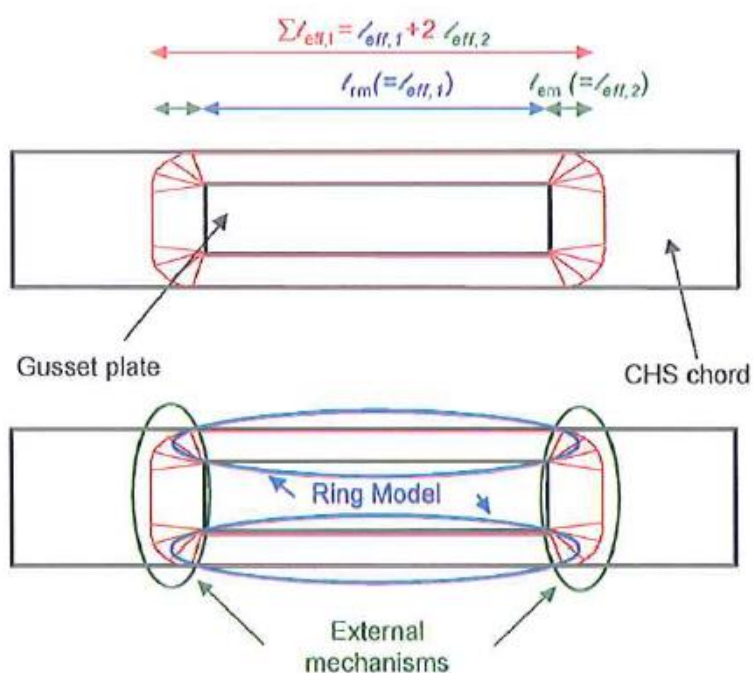


Figura 74 – Ring model e dimensioni effettive

Da tutto questo è possibile vedere come il totale della lunghezza efficace risulta essere la sommatoria delle lunghezze efficaci delle parti interne del *Ring model* e quelle esterne. Per motivi di compatibilità a quanto riportato nel capitolo 6 della EN 1993-1-8 è necessario andare a dividere la forza assiale agente nel tassello in quattro ulteriori forze uguali in modo da avere due paia di forze per ogni parte. La distanza tra le due paia di forze sarà espressa con h_1 . In Questo modo è possibile desumere:

$$N_{Rd} = 4[F_{a,Rd}]$$

Infine la resistenza di progetto di una componente “a”, *chord face* in compressione, può essere finalmente espressa come:

$$F_{a,Rd} = (0,5l_{eff,1} + l_{eff,2})k_n m_{pl,Rd}$$

Tutte le altre componenti possiedono un procedimento simile a questo appena analizzato, in cui fondamentalmente si seleziona un’espressione analitica che rappresenti la fisica del fenomeno studiato e in seguito si mette a confronto con la EN 1993-1-8 per valutare la lunghezza/larghezza efficace relativa al caso particolare di ciascuna componente.

4.2. METODO DELLE COMPONENTI INTEGRATO A MODELLO CBFEM

Il comportamento nelle zone di giunzione tra elementi in acciaio, come già visto, risulta piuttosto complesso nell’analisi strutturale che viene eseguita. Infatti deve essere sempre considerata, nonché rispettata, la non-linearità di tale applicazione, coerentemente con quanto riportato nella EN 1993-1-8. Proprietà comune dei nodi tra elementi in acciaio è la possibilità di ricondursi, nella maggior parte dei casi, a forme strutturali e casi di carico tipici ed elementari. Il metodo delle componenti, difatti, permette di risolvere le configurazioni di giunzione in modo da considerare le stesse come un insieme di elementi collegati fra di loro, le componenti, le quali saranno soggette a determinate forze e tensioni a cui è possibile ricondursi.

Tuttavia, si deve sottolineare che non esiste una regola univoca valida per qualunque caso e che, inoltre, non vi è nemmeno un caso generale a cui potersi ricondurre. Ogni nodo necessita di della costruzione di un modello specifico, cosa che costituisce un limite piuttosto importante nell’applicabilità di tale metodo.

Le proprietà delle giunzioni dipendono fortemente dal tipo di analisi globale e dal processo di progetto che deve seguire il tecnico progettista. Per fare ciò è possibile ricorrere all’uso di alcuni software che aiutino nella procedura di progettazione/verifica.

IDEA Connection è un modulo di IDEA StatiCa Steel, ovvero un software per il progetto strutturale e le verifiche delle unioni, delle connessioni e dei dettagli delle strutture in acciaio.

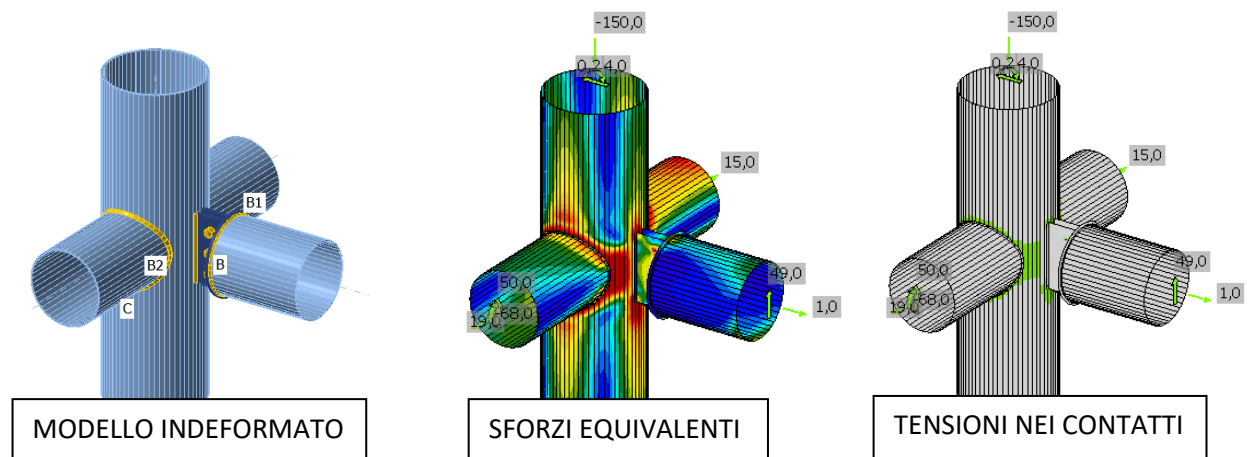


Figura 75 – Condizioni di applicazione di IDEASTatica

IDEA Connection si basa su un metodo di analisi unico chiamato *Component Based Finite Element Model* (CBFEM). Il Modello a Elementi Finiti basato sulle Componenti permette di ricavare risultati sulla resistenza, sulla rigidezza nodale e, se richiesto, sulla stabilità dell'unione di acciaio. Il processo che si segue può riassumersi nei seguenti passi:

- L'unione viene divisa nelle rispettive componenti;
- Tutte le piastre di acciaio sono modellate tramite il metodo a elementi finiti assumendo un materiale ideale elastico-plastico;
- Bulloni, saldature e blocchi di calcestruzzo sono modellati come molle elasto-plastiche;
- Il modello a elementi finiti è usato per studiare le forze interne in ogni componente;
- Le piastre sono verificate per la deformazione plastica limite (5% secondo EC3);
- Ogni componente è verificata secondo le specifiche formule come nel Metodo delle Componenti.

L'input geometrico dell'unione si basa sul poter creare "da zero" ciascuna componente, a partire dalla definizione delle membrature e introducendo poi gli elementi connettori tramite aggiunta delle cosiddette *operazioni*, precaricate tra profili a sezioni laminate, saldate a struttura mista e formate a freddo, ossia la tipologia di giunzione che si vuole realizzare.

Il modello dell'unione è creato, quindi, tramite tali operazioni di produzione, simulando la realizzazione di ciascuna componente come avverrebbe in carpenteria. Ciascuna connessione metallica viene ricavata da una libreria precaricata come elemento speciale avente un diagramma sforzo deformazione predefinito. Successivamente, può essere modificata ulteriormente a seconda delle esigenze di progetto (disegni o nel CAD/CAM).

I bulloni sono modellati come elementi speciali con diagramma sforzo-deformazione predefinito. Per le componenti della connessione è stato sviluppato un vincolo di interpolazione unico e il modello di analisi delle saldature risulta elasto-plastico.

Le saldature, invece, sono modellate come vincoli tra gli elementi collegati, e in seguito le forze agenti su ciascuna di esse vengono valutate di conseguenza. La tensione nella saldatura è infine verificata secondo le EN / AISC / CISC / AU.

La distribuzione delle forze in una connessione saldata può essere considerata elastica o plastica. Viene utilizzato, quindi, un modello elasto-plastico ideale e lo stato di plasticità viene verificato attraverso la tensione nella sezione della gola di saldatura. La resistenza della saldatura chiaramente sarà ridotta nelle connessioni con ali non rinforzate o nei nodi lunghi a causa di sforzi concentrati rispetto agli altri casi generali.

Nel caso in cui la normativa scelta sia l'Eurocodice, la deformazione plastica nella saldatura verrà limitata al 5 % come nelle piastre (EN 1993-1-5 App. C, Par. C.8, Nota 1) e la resistenza di progetto della saldatura a cordone d'angolo sarà determinata usando il metodo direzionale dato nella sezione EN 1993-1-8 Cl. 4.5.3.2.

Infine, mediante l'uso di IDEA StatiCa è possibile lavorare anche in BIM, e i carichi possono essere importati dal progetto di origine FEA nel progetto esportato CAD.

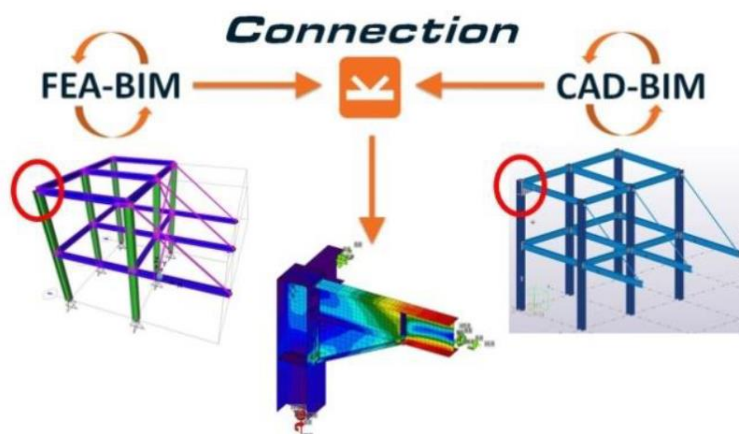


Figura 76 – Collegamenti BIM con IDEA Connection

MODELLAZIONE CBFEM

Il FEM (*Finite Element Method*) è una tecnica di modellazione di uso comune nell'ambito delle analisi strutturali elasto-plastiche. Infatti le varie parti in acciaio tendono a plasticizzarsi se sottoposte a sforzi esterni, cosa per cui una qualsiasi analisi elastica risulterebbe completamente inutile. Detto ciò, è anche importante evidenziare come i comuni software FEM non riescano a fornire una semplice soluzione per ciò che riguarda la modellazione dei connettori, presenti all'interno delle unioni tra gli elementi in acciaio. Questo viene garantito, invece, dai software che fanno uso di modellazione CBFEM (*Component-Based Finite Element Method*), nei quali i giunti composti da diversi elementi vengono modellati come se fossero elementi privi di massa. Le equazioni di equilibrio, successivamente, vengono verificate all'interno del nodo, e solo una volta aver risolto l'intera struttura, vengono determinate le forze interne agenti ai bordi estremi dei vari elementi. Per questo motivo è di fondamentale importanza, nel CBFEM, realizzare un modello che rispetti il più possibile la realtà, sia geometricamente che materialmente parlando. La buona riuscita della creazione del nodo/configurazione di giunzione viene garantita usando elementi *plate* (estremità dell'elemento da collegare, pari a 2-3 volte l'ampiezza massima della sezione) e ipotizzando le forze provenienti dall'interno degli elementi come carichi puntuali agenti alle estremità del segmento teorico ipotizzato. Tale forza viene suddivisa poi in sei componenti tra cui N , T_x , T_y , M_x , M_y , M_z , i quali sono trasferiti all'interno del nodo, mantenendo identico il valore delle forze e modificando adeguatamente quello dei momenti, che si somma con il contributo dato dalle forze stesse per il proprio braccio. Ciascun segmento che converge nel nodo viene mantenuto separato dagli altri, e collegato al nodo stesso tramite le così dette *operazioni di produzione*, provvedendo così alla realizzazione del modello.

ELEMENTI COSTITUENTI ED EQUILIBRIO AL NODO

Nell'analisi di una connessione in acciaio tramite software CBFEM è sempre definito un elemento, detto *portante*, a cui si collegano tutti gli altri, detti *connessi*. L'elemento portante, scelto a discrezione del progettista, può essere a sua volta continuo o finito, a seconda delle

esigenze di modellazione. Gli elementi finiti sono caratterizzati da un vincolo in una sola delle estremità, mentre quelli continui si ipotizza siano vincolati a entrambe le estremità. Ogni nodo, durante l'analisi della struttura risulta sempre in stato di equilibrio. Se le forze di estremità dei singoli segmenti venissero applicate al modello CBFEM si riscontrerebbe nuovamente lo stato di equilibrio; perciò tecnicamente non sarebbe necessario definire i supporti nel modello di analisi. Tuttavia, per ragioni pratiche, viene posto in corrispondenza della prima estremità dell'elemento portante un supporto resistente a tutte le traslazioni. Questo non influenza lo stato di sforzo o il sistema di forze interne nel giunto, ma soltanto le deformazioni.

Ciascun nodo del modello FEM deve essere in equilibrio, ma se uno degli elementi risulta essere portante allora, a livello teorico, non sarebbe necessario avere l'equilibrio per la progettazione di giunti semplici. Un elemento del nodo è sempre "portante" e gli altri sono connessi. In questo modo è possibile caricare la struttura in due modi differenti. Un metodo semplificato consiste nel considerare l'elemento portante come vincolato in entrambi i lati senza definire il carico a cui è soggetto. Il metodo avanzato, invece, considera l'elemento portante vincolato a solo una delle due estremità, con conseguente applicazione dei carichi a tutti gli elementi con necessaria condizione di equilibrio.

Il metodo semplificato risulta, così, di maggior facilità, ma può essere utilizzato solo nel caso in cui l'interesse sia solo quello di studiare gli elementi della connessione e non il comportamento di tutto il nodo.

VERIFICA A STABILITA' LOCALE

La verifica di stabilità locale è un'importante questione il progetto di strutture in acciaio. Infatti le piastre sottili in pressione come anime, ali, nervature, etc. possono causare il collasso dell'unione.

Il CBFEM assume che tutti gli elementi 1D siano progettati correttamente nel modello 3D della struttura e vengono studiati solo gli effetti locali nell'unione. Il software calcola la stabilità sullo stesso modello usato per l'analisi dello sforzo-deformazione e permette la visualizzazione delle diverse curve di stabilità al variare del fattore di carico critico.

ANALISI DELLA RIGIDEZZA DELLA CONNESSIONE

Inoltre, è possibile determinare la rigidezza rotazionale, assiale e torsionale di qualsiasi connessione nell'unione.

In tal modo, è noto come le connessioni possano essere classificate come rigide, semi-rigide o incernierate. La rigidezza della connessione può essere valutata come una cerniera flessibile nell'analisi globale della struttura, mentre la capacità ultima dell'unione viene calcolata solo successivamente.

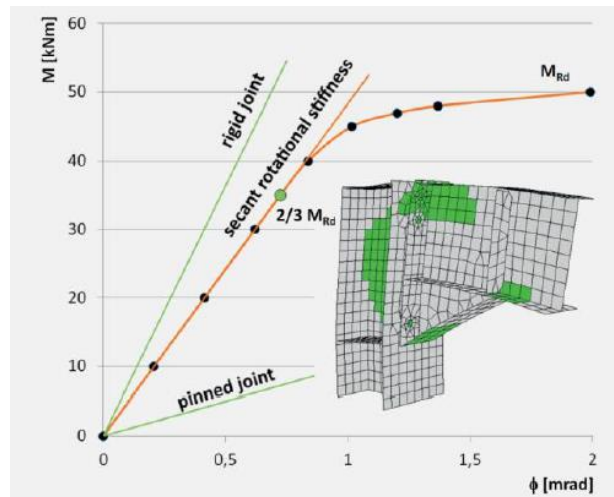


Figura 78 - Diagramma momento-rotazione

Per una corretta analisi di rigidezza, deve essere creato un modello di analisi indipendente per ogni elemento considerato. L'analisi di rigidezza non viene influenzata dalla rigidezza degli altri elementi del giunto, ma solo dal nodo stesso e dalla realizzazione della connessione dell'elemento analizzato.

PROGETTO E VERIFICA

Infine, attraverso l'uso di software CBFEM è possibile eseguire le corrette verifiche secondo: Eurocodice EN 1993-1-8, normativa americana AISC, canadese CISC e australiana AU.

L'analisi prodotta dal software può essere sia di tipo geometrico lineare che non lineare, considerando sempre la non-linearità del materiale e del contatto per l'analisi di sforzo e deformazione. Nel caso delle connessioni, la seconda può essere anche trascurata, a meno di piastre o connettori molto sottili.

Le piastre di acciaio sono verificate con il metodo dello sforzo equivalente massimo. Bulloni e fissaggi sono verificati sia per forza normale che di taglio come componenti separati, mentre in ogni saldatura vengono analizzate le tensioni.

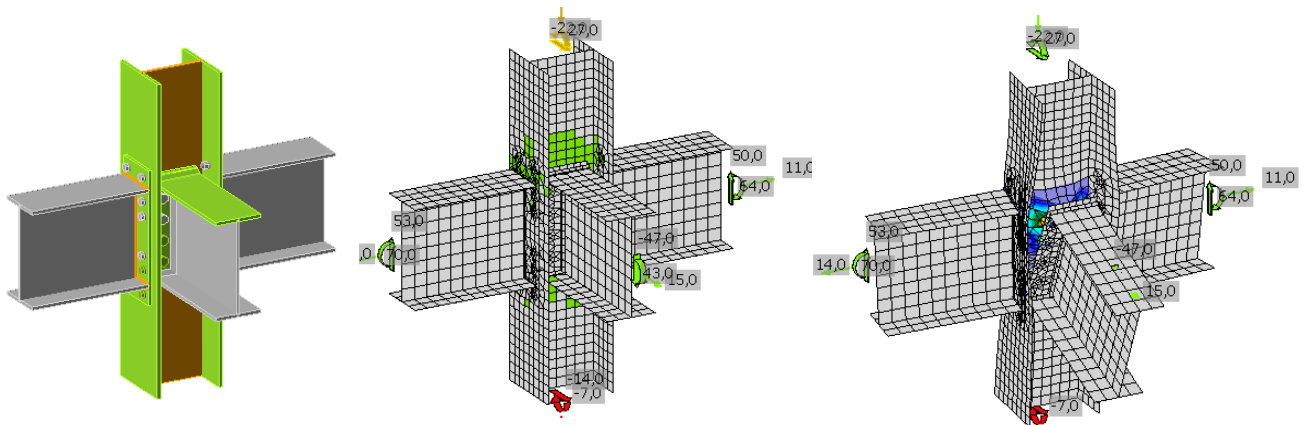


Figura 79 - Verifica globale, della deformazione equivalente e rappresentazione della configurazione deformata.

Dalla figura sovrastante è possibile osservare come l'analisi nodale riesca a dare informazioni visive, sia in termini tensionali che di deformazione. Questo procedimento può essere utile sia in caso di progettazione che di verifica, ed è facilmente intuibile come sia utile poter modificare ciascun elemento costituente delle giunzioni e quindi dell'intero nodo sia in termini di geometria che in termini di materiali.

MODELLAZIONE BIM

Nella costruzione di un modello di un nodo tra elementi in acciaio è bene considerare tutte le strade che possono condurre alla realizzazione dello stesso. Tipicamente è possibile modellare varie tipologie standard di giunzioni in acciaio con il software IDEA StatiCa, andando poi a modificare dimensioni, lunghezze, elementi connettori, carichi e sollecitazioni direttamente dalla finestra principale del programma. Ovviamente questo procedimento permette di realizzare quasi tutte le giunzioni immaginabili, a fronte di un processo di modellazione *ex novo* che può portare via diverso tempo.

Negli ultimi tempi è stata sviluppata la procedura BIM o "*Building Information Modelling*", tramite la quale è possibile mettere in comunicazione diversi software tale che possano trasmettersi informazioni vicendevolmente in modo rapido e semplificato.

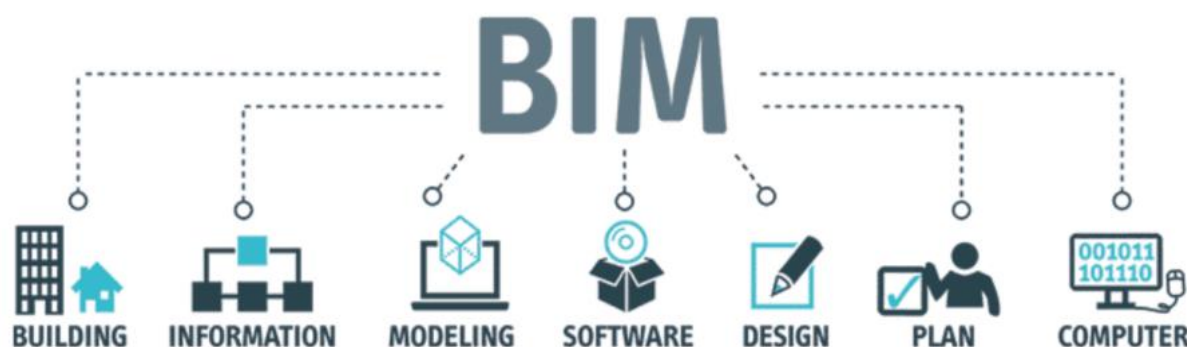


Figura 80 – Schema di funzionamento del sistema BIM

Per quanto riguarda il campo delle giunzioni e delle connessioni è stata resa possibile la trasposizione dei singoli nodi dai vari software FEM o di modellazione a IDEA Statica. Esistono diversi modi attraverso cui poter fare questa operazione, anche a seconda del tipo di software di origine del file.

Normalmente il procedimento che si intende seguire consiste nel partire dal modello dell'intera struttura, costruito in un programma di calcolo agli elementi finiti, per poi passare attraverso l'esportazione tramite alcune estensioni di file (ad esempio .ifc) ad un modello architettonico in cui poter modellare ciascuna componente e i singoli connettori, creando di fatto la geometria del nodo o della configurazione di giunzione totale.

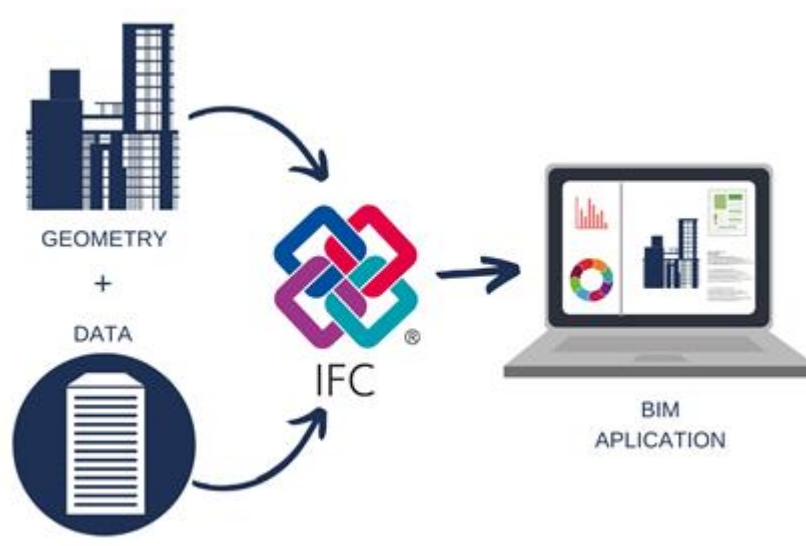


Figura 81 – Schema di trasferimento dei modelli tramite file .ifc

Infine il software IDEA StatiCa ha integrato un plug-in che permette l'esportazione diretta, e la conseguente importazione, dal modello architettonico dei singoli nodi, trasferendo e trasformando di fatto gli elementi in componenti su cui poter fare un'analisi strutturale e le relative verifiche.

Durante questo procedimento basterà selezionare, attraverso una apposita finestra di ritaglio, il nodo e una porzione di tutti gli elementi collegati, e trasferire successivamente tutti gli elementi compresi in IDEA StatiCa tramite apposito plug-in.

Softwares FEM	Softwares CAD/CAM	Software di verifica delle giunzioni CBFEM
		

Tabella 10 – Procedimento di trasferimento BIM di un modello

4.2.1. Applicazione pratica – Sezioni aperte

Come già visto nel paragrafo 3.1.1, anche in questo caso si va a ricercare resistenza e rigidezza del giunto. In questa circostanza però sarà mostrato il procedimento che conduce a tale obiettivo mediante l'ausilio del software IDEA StatiCa Connections. Il caso in analisi è lo stesso già analizzato in precedenza con approccio standard del metodo delle componenti, ovvero un nodo trave-colonna flangiato con piatto d'estremità esteso.

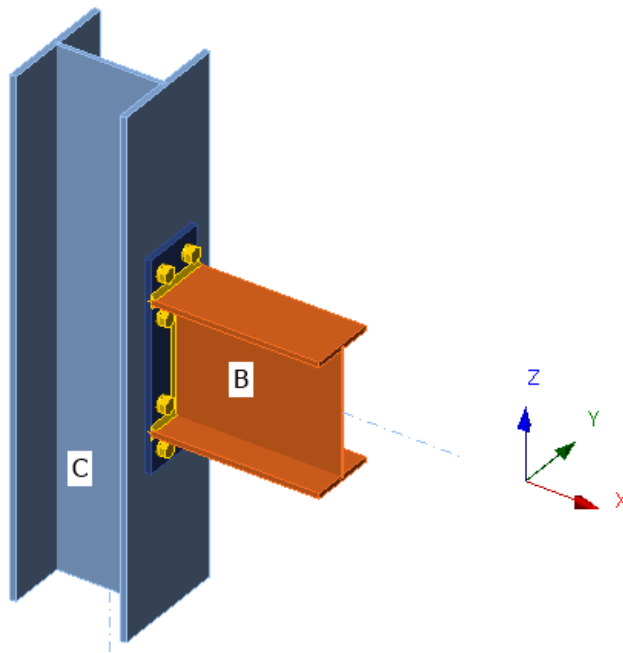
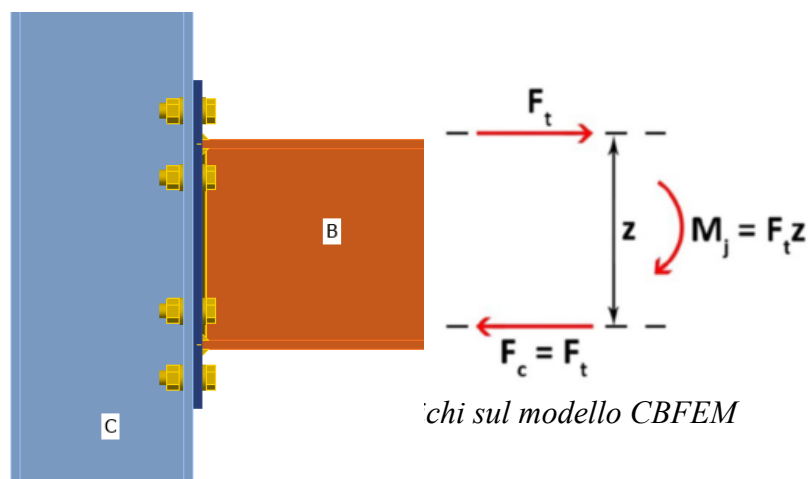


Figura 80 – Modello del nodo trave-colonna flangiato con piatto d'estremità esteso

IDEA Connection permette di verificare il nodo sotto condizioni di carico di progetto note. Normalmente l'intera configurazione viene progettata per poter resistere a tale carico, ma di notevole importanza risulta anche sapere quanto il caso in esame risulta essere lontano dal caso limite

Come primo step si introducono i parametri geometrici delle parti in questione, in questo caso un HEA e un'IPE, collegati tra loro mediante un piatto esteso bullonato sulle ali della colonna e saldato su anima e ali della trave. In seguito si inseriscono i carichi a cui si vuole sottoporre l'intero nodo. Si ricorda che il software di casa Eiseko va a verificare la connessione tra gli elementi, dunque in questo caso la bullonatura e la saldatura del piatto. Per motivi di rappresentazione è stata imposta la colonna come continua nello spazio e portante del sistema, ed è stato applicato un carico flettente forfaitario di 40 kNm alla trave IPE saldata alla piastra.



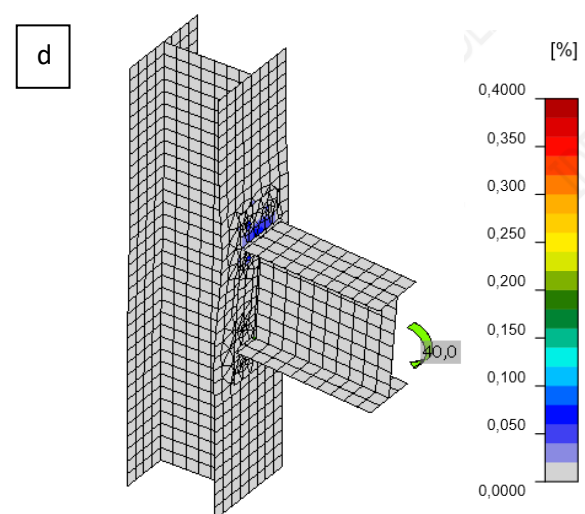
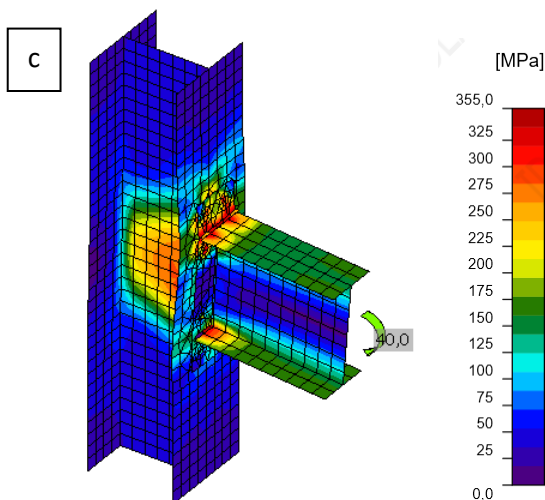
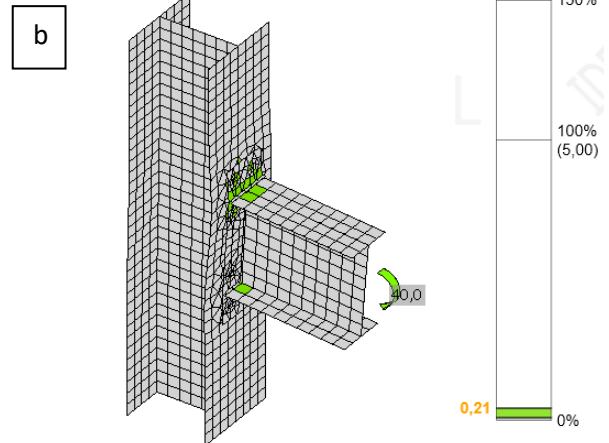
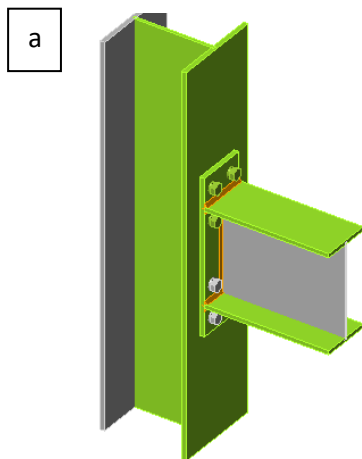
Forces on the CBFEM model

L'analisi del nodo è, come detto in precedenza, non-lineare e gli incrementi di carico sono applicati gradualmente; nell'analisi dello sforzo, infine, si calcola lo stato di tensione.

Procedendo con l'analisi dei carichi e conseguentemente con la verifica è possibile ricavare in output diversi tipi di risposta:

- Verifica globale;
- Verifica a deformazione;
- Valutazione dello sforzo equivalente;
- Valutazione della deformazione plastica;
- Valutazione delle tensioni nei punti di contatto;
- Valutazione delle forze agenti sui bulloni.

Analisi	✓	100,0%
Piastre	✓	$0,2 < 5,0\%$
Bulloni	✓	$80,3 < 100\%$
Saldature	✓	$98,2 < 100\%$
Stabilità		Non calcolato



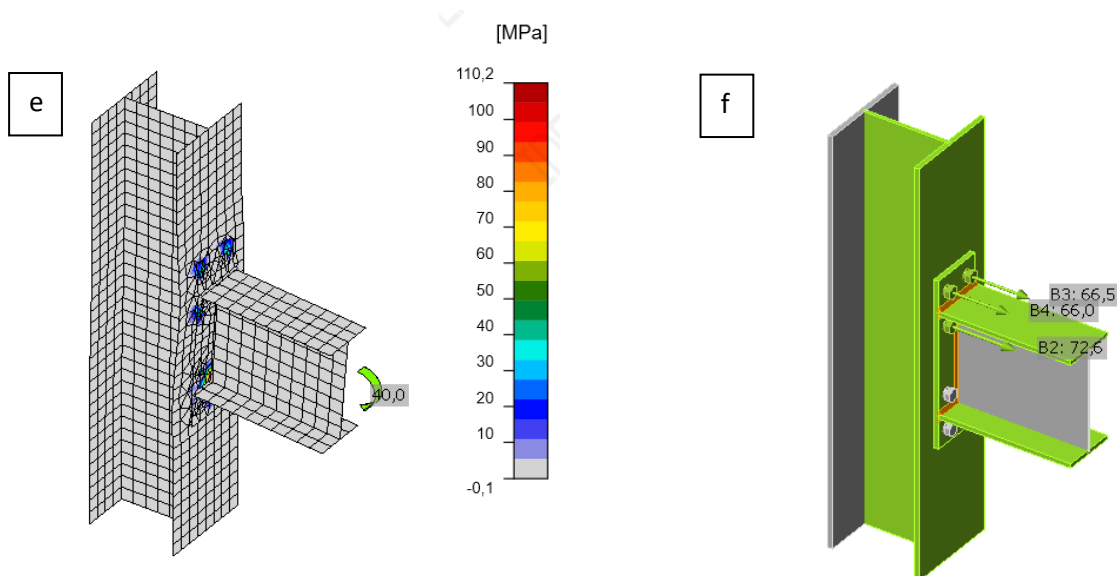


Figure 82 – Output visivi dell'analisi in IDEA StatiCa

4.2.2. Applicazione pratica – Sezioni chiuse

In presenza di unioni tra profili con sezione cava il procedimento risulta essere pressoché lo stesso. In questo caso si analizza una connessione tra profili RHS (come visto nel capitolo precedente) tramite software di verifica. A differenza dell'applicazione pratica con sezioni aperte, nella quale è stata ipotizzata una connessione bullonata e una saldata, in questa circostanza si collegano i due elementi scatolari con la sola saldatura. Infatti questa tecnica di collegamento risulta essere molto diffusa nelle unioni scatolari/tubolari, poiché spesso le superfici a contatto non permettono un collegamento bullonato facile da realizzare.

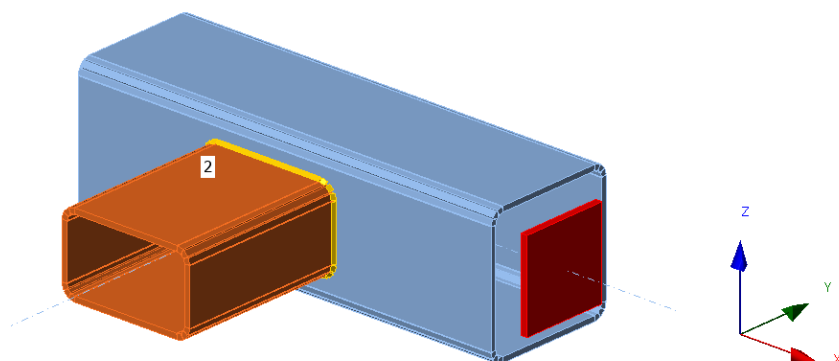


Figura 83 – Modello del nodo trave-trave tra profili cavi RHS/SHS

Anche in questo caso si definiscono le geometrie e il tipo di collegamento che si vuole utilizzare. Dopodiché vengono impostate le forze esterne che agiscono su una porzione del nodo, in questo caso una forza assiale applicata all'elemento secondario. Per motivi di rappresentazione è stata imposta la trave principale come continua nello spazio, ed è stato applicato un carico assiale forfettario di 100 kN alla trave RHS secondaria.

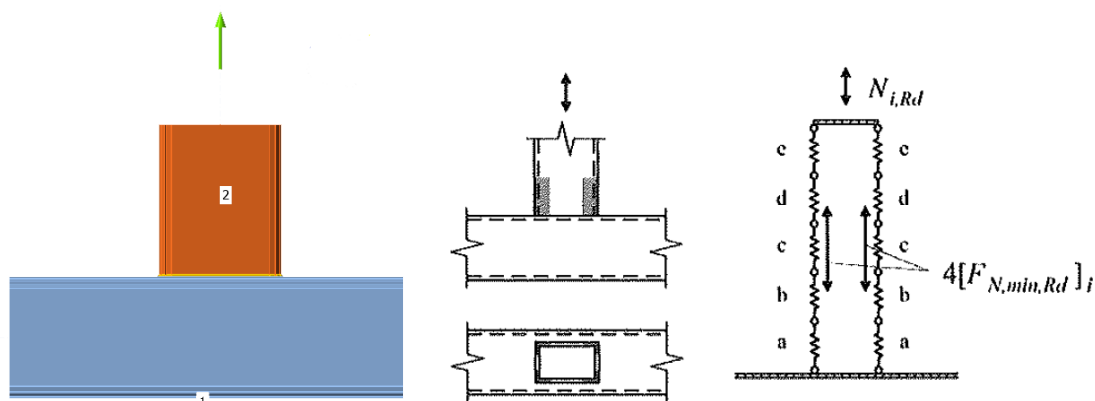
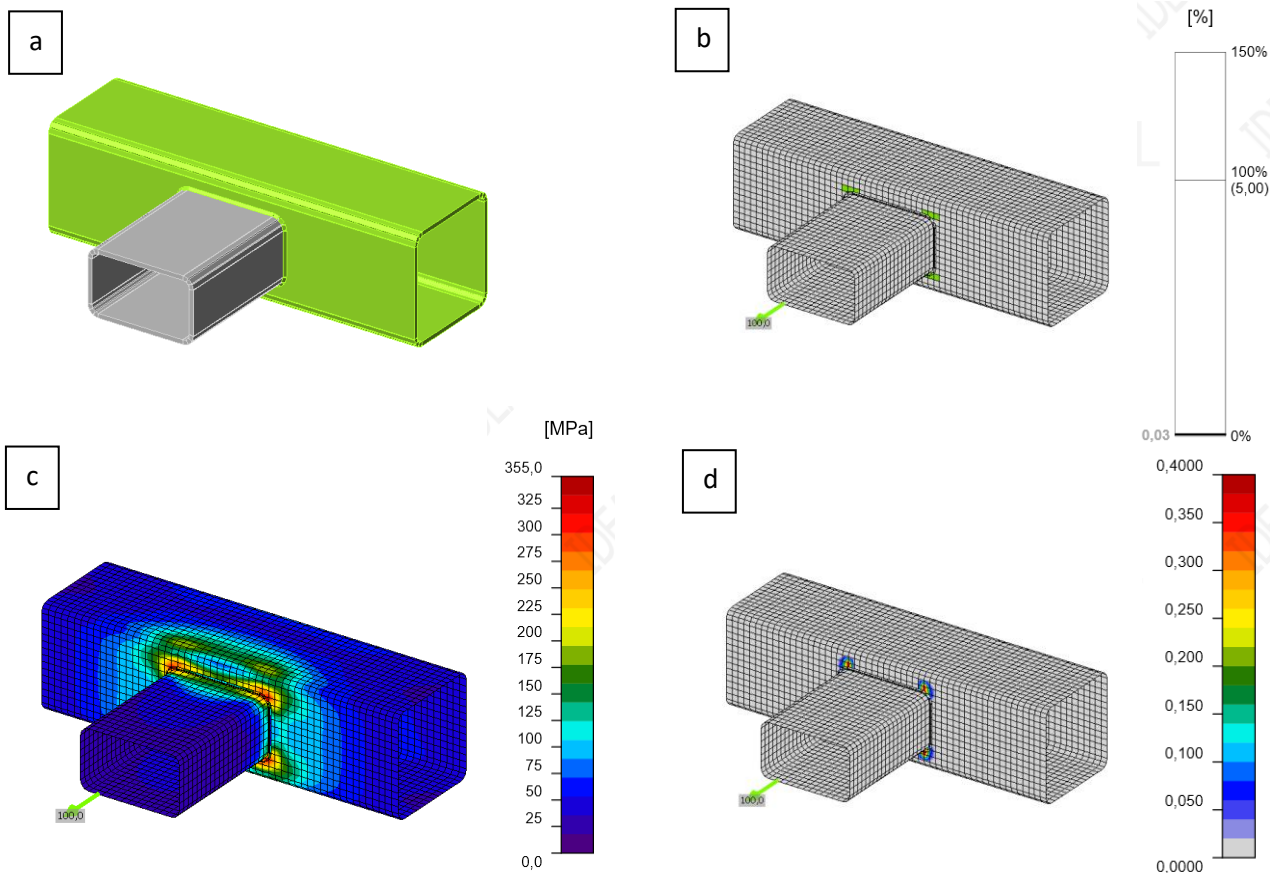


Figura 84 - Applicazione dei carichi sul modello CBFEM

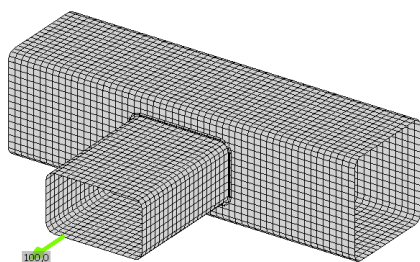
Procedendo con l'analisi dei carichi e conseguentemente con la verifica è possibile ricavare in output diversi tipi di risposta:

- Verifica globale;
- Verifica a deformazione;
- Valutazione dello sforzo equivalente;
- Valutazione della deformazione plastica;
- Valutazione delle tensioni nei punti di contatto;

Analisi	✓	100,0%
Piastre	✓	0,0 < 5,0%
Saldature	✓	92,5 < 100%
Stabilità		Non calcolato
GMNA		Calcolato



e



*Figure 85 – Output visivi dell'analisi
in IDEA StatiCa*

5. ESEMPIO STRUTTURALE

5.1. INTRODUZIONE

Nello studio di giunti in costruzioni metalliche è bene introdurre un approfondimento sul procedimento che conduce alla verifica di alcune tipologie di giunzione appartenenti ad una struttura in acciaio, avente una classe di acciaio strutturale S355. Tale struttura si compone di due livelli e una dimensione più lunga dell'altra, formando un telaio suddivisibile in due orditure di travi, una secondaria e una principale. Nell'analisi di questo capitolo saranno presenti, per completezza, due strutture:

- Struttura con elementi con profili a sezione aperta;
- Struttura con elementi con profili a sezione chiusa.

I carichi che agiscono sulla suddetta sono dati dalla presenza dei pesi propri degli elementi che compongono il telaio, più una soletta collaborante in calcestruzzo con una lamiera grecata a supporto. I carichi vengono combinati mediante la classica combinazione a stato limite ultimo (SLU) fondamentale e per semplicità di calcolo non vengono considerati carichi orizzontali dovuti a vento e sisma, e carichi verticali dovuti alla presenza di neve.

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

con:

γ : Coefficienti parziali di sicurezza;

G_1 : Carichi permanenti;

G_2 : Carichi permanenti non strutturali;

Q : Azioni variabili;

ψ : Coefficiente di combinazione.

5.2. GEOMETRIA

La geometria della struttura si compone di due livelli di altezza 3 metri, due campate laterali e due campate frontali ciascuna di luce 6 metri. Ogni dimensione risulta essere lorda, ossia avente come estremi l'interasse di mezzzeria degli elementi costituenti.

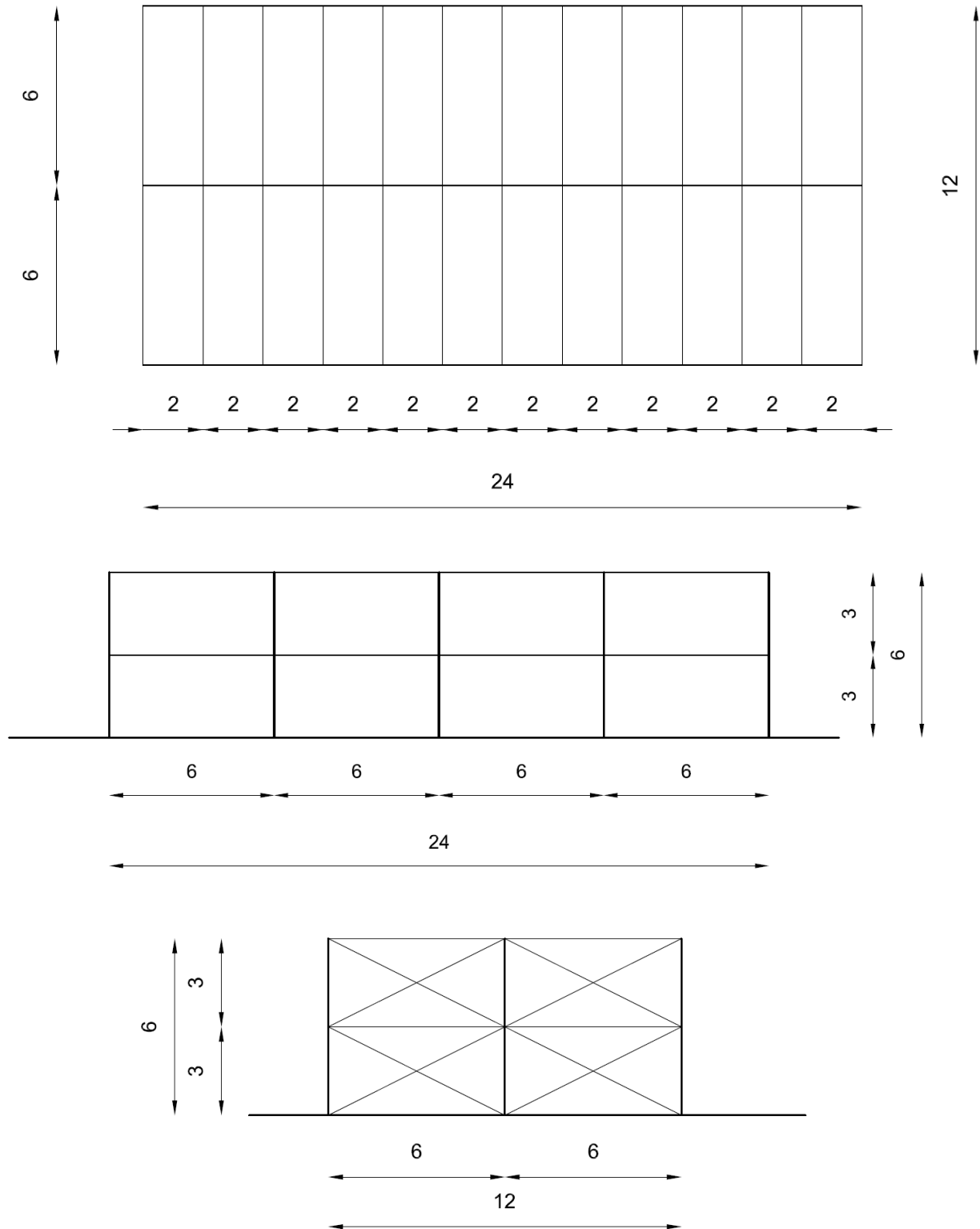


Figura 86 – Planimetria e prospetti dello schema della struttura

5.3. CARICHI AGENTI

Per quanto riguarda i carichi imposti sulla struttura, c'è da menzionare il fatto che essi risultano essere diversi, per la maggior parte, a seconda del tipo di elementi che vengono utilizzati all'interno del telaio. Indi per cui se la struttura risulta avere elementi con profili IPE/HE (sezioni aperte), i pesi propri permanenti G_1 saranno diversi rispetto al caso avente profili CHS/RHS (sezioni chiuse). Ciò che rimane invariato, invece, sarà il carico non strutturale G_2 e il carico variabile Q . Il primo rimane tale se la soletta in calcestruzzo viene presa identica e con la stessa estensione in entrambi i casi in esame, mentre il secondo è preso come valore forfettario.

5.3.1. Carichi permanenti non strutturali

I carichi permanenti non strutturali sono dati dalla presenza di un solaio in calcestruzzo con lamiera grecata collaborante ISOPAN LG55/600. I dati geometrici e relativi al materiale sono riportati nella tabella sottostante.

Il peso totale del solaio, e quindi il valore di G_2 viene ricavato dalla somma dei pesi delle due costituenti.

$$G_2 = PP_{lamiera} + PP_{cls}$$

materiale	spessore [m]	altezza [m]	Peso proprio [kN/m ²]
Lamiera grecata collaborante ISOPAN LG55/600	0.001	0.055	0.128
Calcestruzzo collaborante		0.1	3.12
Peso solaio G_2 [kN/m ²]		3.24	

Tabella 11 – Dati input relativi ai carichi permanenti non strutturali

5.3.2. Carichi permanenti strutturali

I carichi permanenti strutturali, come detto in precedenza, risultano essere diversi a seconda del tipo di profili utilizzati all'interno della struttura. Nel presente elaborato sono state valutate due tipologie di struttura, una avente profili a sezione aperte e una avente sezioni chiuse. In entrambi i casi l'acciaio strutturale è stato preso del tipo strutturale S355. Il valore di G_1 è stato ricavato a partire dalla seguente formula:

$$G_1 = \frac{L_{c,TS} \cdot pp_{TS}}{A_{impalcato}}$$

con:

$L_{c,TS}$: Lunghezza totale complessiva delle travi secondarie [m]

pp_{TS} : peso proprio a metro lineare delle travi secondarie [kN/m]

$A_{impalcato}$: Area di base dell'impalcato [m²]

Profili a sezione aperta		Profili a sezione chiusa	
IPE 240		200x120x5	
$L_{c,TS}$ [m]	156	$L_{c,TS}$ [m]	156
pp_{TS} [kN/m]	0.301	pp_{TS} [kN/m]	0.241
$A_{impalcato}$ [m ²]	288	$A_{impalcato}$ [m ²]	288
G_1 [kN/m ²]	0.07	G_1 [kN/m ²]	0.13

Tabella 12 – Dati input relativi ai carichi permanenti strutturali

5.3.3. Carichi variabili

I carichi variabili sono azioni provenienti dalla folla che è possibile sia presente sui solai o da tutte quelle azioni di origine non permanente. In questo caso si ipotizza un valore standard di 2 kN/m², ossia un valore medio relativo al passaggio di persone sul solaio. Tale parametro assume lo stesso valore sia nel caso di sezioni aperte che chiuse.

Q [kN/m²]	2
-----------------------------	---

Tabella 13 - Dati input relativi ai carichi variabili

5.3.4. Carico totale

Il carico totale è stato individuato procedendo con l'applicazione della combinazione delle azioni agli SLU (fondamentale), con i relativi coefficienti parziali di sicurezza:

$$q_{TOT} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Qi} \cdot Q$$

con:

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{G1} = 1.5$$

$$\gamma_{G1} = 1.5$$

In definitiva si ha un carico totale gravante sulle membrature principali, come segue:

Profili a sezione aperta		Profili a sezione chiusa	
Trave secondaria	IPE 240	Trave secondaria	RHS 200x120x5
q_{tot} [kN/m²]	7.95	q_{tot} [kN/m²]	8.03

Tabella 14 – Profili scelti come membrature secondarie e relativo carico totale

5.4. PREDIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI

Ciascuna delle strutture in esame è costituita da elementi che devono, prima di ogni altra cosa, soddisfare i vincoli geometrici e strutturali dettati dalle esigenze tecniche ed economiche richieste per la costruzione dell'opera. Come visto precedentemente, lo scheletro della struttura prevede file di colonne, HE o CHS, tali da poter collegarvi con facilità le membrature principali e secondarie, le quali a loro volta devono possedere una geometria utile ai fini strutturali, senza eccedere nel sovradimensionamento.

5.4.1. Solaio

Per il solaio della struttura si è scelto di utilizzare come tipologia costruttiva delle lamiera grecate tipo LG 55/750, prodotte dall'azienda ISOPAN (www.isopan.it). Dato un carico variabile di 2 kN/m^2 agente sul solaio di luce di 2 m (interasse massimo fra travi secondarie) per uno schema statico su 2 appoggi, si è optato per un solaio in lamiera grecata collaborante con le seguenti caratteristiche [da *Manuale Tecnico LG55*]:

LG55																		
SPESSORE mm		INTERASSE m																
		1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00
	0,7	1776	1133	784	573	436	324	233	173	131	101	79	62	49	40	32	25	20
		343	276	226	188	159	136	117	102	89	78	69	61					
	0,8	2142	1367	946	693	528	385	278	206	157	121	95	75	60	49	39	32	26
		415	334	275	229	194	166	143	124	109	96	85	76					
	1,0	2929	1871	1295	948	730	509	368	273	208	161	126	101	81	65	53	43	36
		723	569	459	377	315	266	228	197	172	151	133	116	106				
	1,25	3990	2548	1765	1293	955	666	482	358	272	211	166	132	106	86	70	57	47
		986	776	626	515	430	364	312	270	235	207	183	163	145				

Tabella 15 – Scelta dello spessore in funzione dell'interasse

Nella precedente tabella la capacità portante fa riferimento alle lamiere nude, disposte orizzontalmente e caricate solo da un carico uniformemente distribuito verticale discendente. Carico massimo uniformemente distribuito in kg/m^2 .

SCELTA SOLAIO	
TIPO	Lamiera grecata collaborante ISOPAN LG55/750, spessore 1mm

Tabella 16 – Caratteristiche del solaio scelto

L'orditura della lamiera grecata è assunta parallela all'asse delle travi principali per massimizzarne gli effetti. Sotto riportato uno schema rappresentativo:

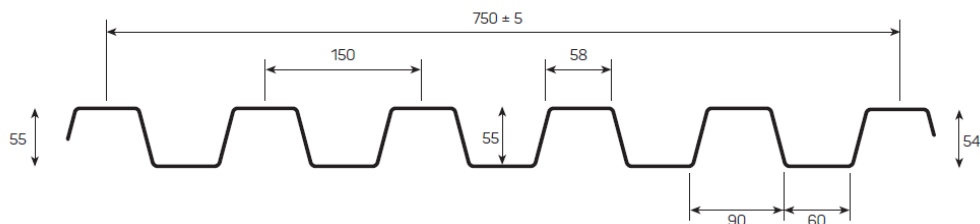


Figura 87 – Profilo della lamiera grecata

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE:

	LG55/600	LG55/750
Lunghezza	un minimo di 1000 mm fino al massimo trasportabile (12500 mm)	
Passo Utile (mm)	600 mm	750 mm
Supporto	Profilo metallico grecato a greche: -altezza greche 55 mm -passo greche 150 mm	
Ingombro (mm)	~670 mm	~823 mm

Tabella 17 – Caratteristiche geometriche del solaio individuato (LG55/750)

MATERIALI E SPESSORI PRODUCIBILI:

Materiale di base	Passo	Spessori disponibili	
Acciaio zincato	LG55/600	0,7* mm ÷ 1,25 mm	
Acciaio zincato e preverniciato**		LG55/750	0,7* mm ÷ 1 mm
			0,5 mm ÷ 0,6 mm (Non destinata a solai strutturali)

Tabella 18 - Materiali e spessori utilizzabili per il tipo di solaio

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE:

SPESSORE (mm)	0,7 mm	0,8 mm	1,0 mm	1,2 mm	1,25 mm
Peso (kg/m²)	9,1	10,5	13,1	15,7	16,3
J (cm⁴/m)	47,2	55,8	73,7	90,4	96,3
W_s (cm³/m)	13,9	16,8	23	28,8	31,3
W_i (cm³/m)	22,43	25,61	32,10	38,33	39,73

Tabella 19 – Caratteristiche fisiche della lamiera individuata

5.4.2. Travi secondarie

L'orditura direttamente collegata al solaio risulta essere quella secondaria, alla quale per questo caso sono stati applicati i carichi come distribuiti uniformemente e a metro lineare.

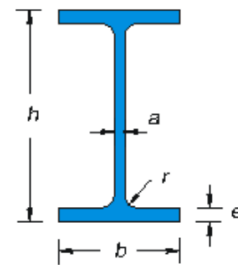
Le travi secondarie sono elementi strutturali intermedi poiché trasferiscono i carichi provenienti dal solaio alle travi principali.

Il predimensionamento delle travi è stato utile a definire la sezione trasversale della trave, imponendo un'ipotesi di primo tentativo e verificando successivamente di quanto si discosta la freccia massima disponibile per la stessa e quella derivante da una configurazione di carichi nota.

STRUTTURA CON PROFILI APERTI

Inizialmente si è ipotizzata una trave secondaria del tipo IPE240, avente le seguenti caratteristiche:

h [mm]	b [mm]	a [mm]	e [mm]	r [mm]	Peso [kg/m]	Sezione [cm ²]
240	120	6,2	9,8	15	30,7	39,12



Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia	
Jx [cm⁴]	Jy [cm⁴]	Wx [cm³]	Wy [cm³]	ix [cm]	iy [cm]
3.892	283,6	324,3	47,27	9,97	2,69

Tabella 20 – Dati geometrici di una sezione IPE240

Per il calcolo dell'abbassamento si è fatto riferimento ad una formula di calcolo basata sul peso del solaio sovrastante e alcuni parametri noti della stessa trave.

$$\delta = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_s \cdot I} \leq \delta_{max}$$

con:

q : carico proveniente dalla presenza del solaio;

L : lunghezza delle travi secondarie;

E_s : modulo elastico dell'acciaio;

I : momento d'inerzia

Dalla sopracitata formula è possibile ricavare il momento d'inerzia richiesto dal caso in esame, avendo noto l'abbassamento in mezzzeria δ . L'abbassamento in mezzzeria si può ricavare utilizzando un software FEM (es. SAP2000), isolando una trave dalla struttura e applicandogli

il carico a metro lineare a cui sarebbe soggetta se fosse contestualizzata. Dal software FEM è stato possibile, quindi, estrapolare il valore di δ , confrontandolo poi con il suo valore massimo, ossia $L/250$.

q [kN/m ²]	3.24
L [m]	6
Es	210000
I [cm ⁴]	1085
δ_{calc} [mm]	8.5
δ_{max} [mm]	24

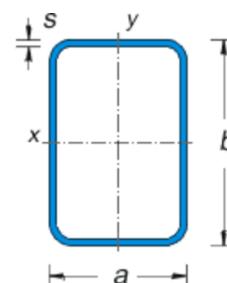
Tabella 21 – Confronto tra abbassamento calcolato e abbassamento ammissibile

Confrontando i due valori degli abbassamenti si può notare come essi siano confrontabili, o comunque $\delta_{calc} < \delta_{max}$. Da ciò si può affermare che la trave IPE240 risulta essere utilizzabile secondo il predimensionamento.

STRUTTURA CON PROFILI CHIUSI

Allo stesso modo è stato possibile ipotizzare una sezione trasversale per il caso della struttura con profili a sezione cava. In questo caso, la prima ipotesi fatta è stata una sezione di dimensione 200x120x5 millimetri, dove la prima dimensione sta per l'altezza, la seconda per la larghezza e l'ultima per lo spessore della trave.

b x a [mm]	s [mm]	Peso [kg/m]	Sezione metallica [cm ²]
200x120	5,0	24,1	30,7



Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia	
Jx [cm⁴]	Jy [cm⁴]	Wx [cm³]	Wy [cm³]	ix [cm]	iy [cm]
1685,0	762,0	168,0	127,0	7,40	4,98

Tabella 22 – Dati geometrici di una sezione RHS 200x120x5 mm

Per il calcolo dell'abbassamento si è seguito un procedimento basato esclusivamente sull'analisi agli elementi finiti FEM (Sap2000) in modo da poter ricavare il valore di (δ_{calc}) e poterlo confrontare con il massimo ammissibile per un solaio generico. Si è presa una trave secondaria del tipo RHS 200x120x5 mm estrapolata dalla struttura e considerata isolata secondo una configurazione vincolare incastro-appoggio, con luce $L = 6$ m. A tale trave si è

applicato il carico proveniente dal solaio, trasformandolo opportunamente da superficiale a lineare considerando le giuste aree di influenza, come uniformemente distribuito. È stata così ricavata una freccia (δ_{calc}) poi confrontata con il limite imposto da [Tab.4.2.XII da NTC2018]:

$$\delta_{calc} \leq \delta_{max} = \frac{L}{250}$$

q [kN/m ²]	3.24
L [m]	6
Es	210000
I [cm ⁴]	1085
δ_{calc} [mm]	16
δ_{max} [mm]	24

Tabella 23 – Confronto tra abbassamento calcolato e abbassamento ammissibile

Confrontando i due valori degli abbassamenti si può notare come essi siano confrontabili, o comunque $\delta_{calc} < \delta_{max}$. Da ciò si può affermare che la trave RHS 200x120x5 mm risulta essere utilizzabile secondo il predimensionamento

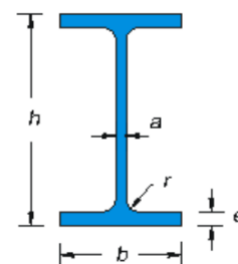
5.4.3. Travi principali

Per quanto riguarda l'orditura principale, il predimensionamento avviene facendo riferimento al carico agente sulle stesse, dato dalla somma dei contributi di peso proprio e da quelli dei carichi provenienti dall'orditura secondaria. Infatti, secondo il percorso tensionale considerato, gli sforzi vengono scaricati dalle travi secondarie direttamente sulle principali, seguendo la strada più veloce, ovvero la trave principale più vicina.

STRUTTURA CON PROFILI APERTI

In prima ipotesi si è scelto di utilizzare un profilo IPE 330, avente le seguenti caratteristiche:

h [mm]	b [mm]	a [mm]	e [mm]	r [mm]	Peso [kg/m]	Sezione [cm ²]
330	160	7,5	11,5	18	49,1	62,61



Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia	
Jx [cm ⁴]	Jy [cm ⁴]	Wx [cm ³]	Wy [cm ³]	ix [cm]	iy [cm]
11.770	788,1	713,1	98,52	13,71	3,55

Tabella 24 – Dati geometrici di una sezione IPE330

Il carico riferito alle travi principali, secondo quanto detto in precedenza, risulta dato dalla seguente formula:

$$q_{TP} = q_{tot} + \gamma_{G1} \cdot \left[pp_{TP} \cdot \frac{L_{TP}}{A_{impalcato}} \right]$$

con:

q_{tot} : carico gravante sulle travi principali proveniente dalle secondarie;

γ_{G1} : coefficiente parziale dei carichi permanenti strutturali;

pp_{TP} : peso proprio del profilo principale;

L_{TP} : lunghezza totale delle membrature principali;

$A_{impalcato}$: superficie dell'intero impalcato.

Una volta calcolato, $q_{T.P.}$ è stato riportato come carico distribuito su una trave tipo IPE330 S355 isolata rispetto al resto della struttura, con luce L pari a 6m e vincolata con un sistema incastro-appoggio. Questa operazione la si è svolta attraverso un programma agli elementi finiti (SAP2000). È stata così ricavata una freccia (δ_{calc}) poi confrontata con il limite imposto da [Tab.4.2.XII da NTC2018]:

$$\delta_{calc} \leq \delta_{max} = \frac{L}{250}$$

q_{tot} [kN/m ²]	7.95
γ_{G1}	1.3
pp_{TP} [kN/m]	0.491
L_{TP} [m]	72
$A_{impalcato}$ [m ²]	288
δ_{calc} [mm]	8.6
δ_{max} [mm]	24

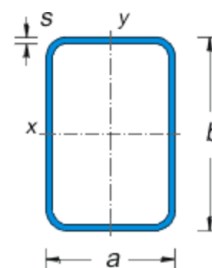
Tabella 25 – Confronto tra abbassamento calcolato e abbassamento ammissibile

Confrontando i due valori degli abbassamenti si può notare come essi siano confrontabili, o comunque $\delta_{calc} < \delta_{max}$. Da ciò si può affermare che la trave IPE330 risulta essere utilizzabile secondo il predimensionamento

STRUTTURA CON PROFILI CHIUSI

Allo stesso modo è stato possibile ipotizzare una sezione trasversale per il caso della struttura con profili a sezione cava. In questo caso, la prima ipotesi fatta è stata una sezione di dimensione 250x150x5 millimetri, dove la prima dimensione sta per l'altezza, la seconda per la larghezza e l'ultima per lo spessore della trave.

b x a [mm]	s [mm]	Peso [kg/m]	Sezione metallica [cm ²]
200x120	5,0	24,1	30,7



Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia	
J_x [cm⁴]	J_y [cm⁴]	W_x [cm³]	W_y [cm³]	i_x [cm]	i_y [cm]
11.770	788,1	713,1	98,52	13,71	3,55

Tabella 26 – Dati geometrici di una sezione RHS 250x150x5

Come avvenuto per le travi secondarie, anche in questo caso si fa riferimento a una modellazione FEM della trave isolata dal resto della struttura e imposta in una configurazione vincolare incastro appoggio, con luce $L = 6$ m.

E' possibile ricavare i seguenti dati, in modo da poter verificare la disuguaglianza valida per i solai generici:

$$\delta_{calc} \leq \delta_{max} = \frac{L}{250}$$

q [kN/m ²]	8.03
L [m]	6
Es	210000
I [cm ⁴]	1085
δ_{calc} [mm]	19
δ_{max} [mm]	24

Tabella 27 – Confronto tra abbassamento calcolato e abbassamento ammissibile

Confrontando i due valori degli abbassamenti si può notare come essi siano confrontabili, o comunque $\delta_{calc} < \delta_{max}$. Da ciò si può affermare che la trave RHS 250x150x5 mm risulta essere utilizzabile secondo il predimensionamento

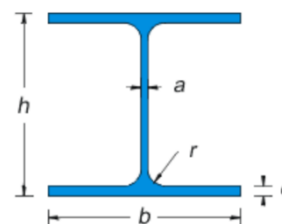
5.4.4. Colonne

Il percorso tensionale prevede il trasferimento delle tensioni dalle travi principali alle colonne, che infine scaricano tutto il carico a terra in fondazione. Per quanto riguarda il predimensionamento delle colonne si deve far sempre riferimento alle aree d'influenza, ossia le superfici di cui ogni colonna si prende carico. Oltre a questo è bene sottolineare come l'elemento colonna, in questo caso, debba soddisfare dei requisiti geometrici ben stabiliti, a partire dalle dimensioni delle travi principali/secondarie fino all'area della sezione trasversale minima richiesta.

STRUTTURA CON PROFILI APERTI

Come primo passaggio si è considerata la colonna del nostro impalcato soggetta all'area di influenza massima ($A_{influenza}$). Come primo tentativo si è ipotizzata una colonna del tipo HEA 240.

h [mm]	b [mm]	a [mm]	e [mm]	r [mm]	Peso [kg/m]	Sezione [cm ²]
230	240	7,5	12,0	21	60,3	76,84



Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia	
Jx [cm ⁴]	Jy [cm ⁴]	Wx [cm ³]	Wy [cm ³]	ix [cm]	iy [cm]
7763	2769	675,1	230,7	10,05	6,00

Tabella 28 – Dati geometrici di una sezione HEA240

Una volta ricavata l'area di influenza, riprendendo il carico distribuito gravante sulla trave principale ($q_{T.P.}$), è stato possibile calcolare, come prodotto degli ultimi due valori, il carico di punta esercitante sulla nostra colonna (H_c).

$$H_c = q_{TP} \cdot A_{influenza}$$

È possibile ora calcolare l'area minima richiesta da ciascuna colonna per resistere a tale sforzo come:

$$A_{richiesta,c} = \frac{H_c}{f_y}$$

Si è scelto dunque, confrontando da sagomario l'area della sezione appena trovata e considerando i limiti geometrici iposti dalle membrature, un profilo del tipo HEA240.

In tabella sono riportati valori risultanti:

$A_{influenza}$ [m ²]	36
Q_{TP} [kN/m ²]	8.23
H_c [kN]	296.33
A_{rich} [mm ²]	834.74
A_{HEA240} [mm ²]	6261

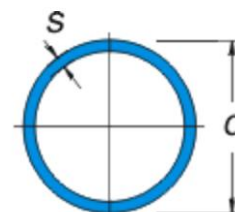
Tabella 29 – Confronto Area minima richiesta e Area ipotizzata

Si nota, infine, come sia valida la relazione: $A_{HE240} > A_{rich}$

STRUTTURA CON PROFILI CHIUSI

Allo stesso modo, si è ipotizzato una colonna CHS 273x6,3 mm per gli elementi verticali della struttura, preferendo questa volta una sezione circolare avente una migliore resistenza inerziale rispetto agli elementi scatolari RHS.

d x s [mm]	Peso [kg/m]	Sezione di passaggio [cm ²]	Sezione metallica [cm ²]
273,0x6,3	41,60	533,0	52,80



Momenti di inerzia	Moduli di resistenza	Raggi di inerzia
J_x [cm⁴]	W_x [cm³]	i_x [cm]
4696	344	9,430

Tabella 30 – Dati geometrici di una sezione CHS 273,0x6,3

Come riportato precedentemente, nota l'area d'influenza, il carico distribuito gravante sulle travi principali e il carico di punta esercitante sulla colonna è possibile ricavare l'area della sezione trasversale richiesta, confrontandola con quella della sezione (sagomario):

$A_{influenza}$ [m ²]	36
Q_{TP} [kN/m ²]	10.63
H_c [kN]	382.90
A_{rich} [mm²]	1078.60
$A_{273x6.3}$ [mm²]	5330

Tabella 31 – Confronto Area minima richiesta e Area ipotizzata

Si nota, infine, come sia valida la relazione: $A_{273x6.3} > A_{rich}$.

5.5. SCHEMA STATICO DELLA STRUTTURA

Per la modellazione dello schema statico della struttura si è fatto riferimento a un software di calcolo agli elementi finiti (FEM) di nome SAP2000, di proprietà della società Computer and Structures Inc. (CSI). La modellazione è partita considerando la struttura su due livelli, ciascun livello portante maglie quadrate di colonne e due orditure di travi, una principale e una secondaria. Si è partito considerando elementi *frame*, intesi come linee elementari alle quali sono state assegnate le sezioni corrispondenti (*frame section*) e il materiale di cui sono costituite (acciaio S355).

STRUTTURA CON PROFILI APERTI

Colonne	Travi principali	Travi secondarie
<u>HEA240</u>	<u>IPE330</u>	<u>IPE240</u>

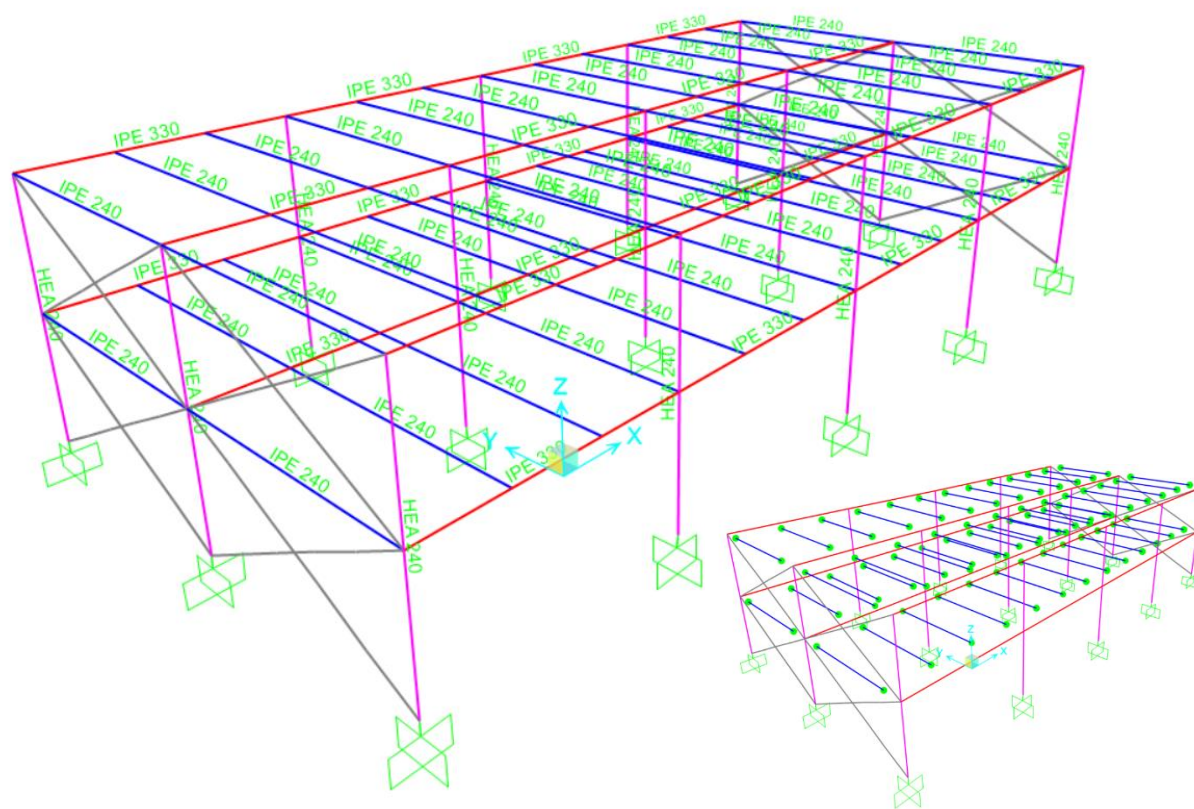


Figura 88 – Schema statico della struttura con profili a sezione aperta

STRUTTURA CON PROFILI CHIUSI

Colonne	Travi principali	Travi secondarie
<u>CHS 273x6,3</u>	<u>RHS 300x200x8</u>	<u>RHS 200x120x5</u>

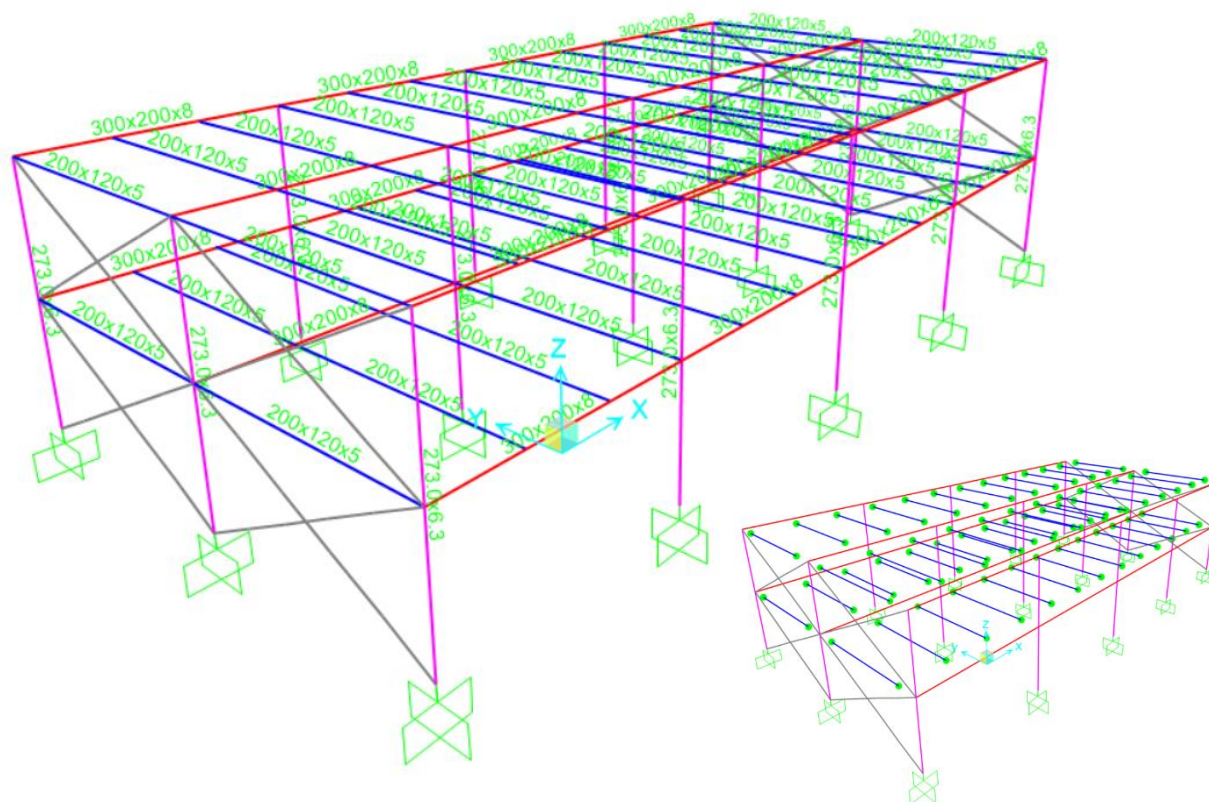


Figura 89 – Schema statico della struttura con profili a sezione chiusa

Una volta vincolata la struttura al terreno, si è applicato il carico, opportunamente combinato e trasformato da superficiale a lineare, direttamente sulle travature secondarie. Il software automaticamente considererà in combinazione dei carichi anche i pesi propri strutturali delle membrature principali alle quali vengono trasferiti gli sforzi.

La trasformazione da carico superficiale a lineare avviene considerando l'interasse tra le travi secondarie, pari a 2 m, e di conseguenza poiché ogni trave si prende metà della superficie che la divide dall'altra adiacente, a parte le travi di bordo tutte le altre si è considerato che prendessero due volte il carico superficiale calcolato agente.

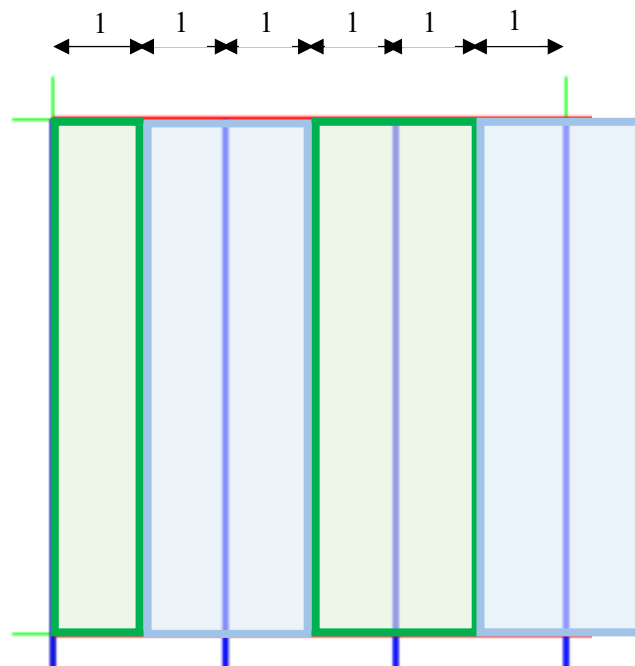


Figura 90 – Aree di influenza delle travi secondarie (in metri)

Una volta applicati i carichi si è potuto eseguire l'analisi della struttura e di conseguenza estrapolare le sollecitazioni richieste tramite visualizzazione output visiva o apposita tabella numerica.

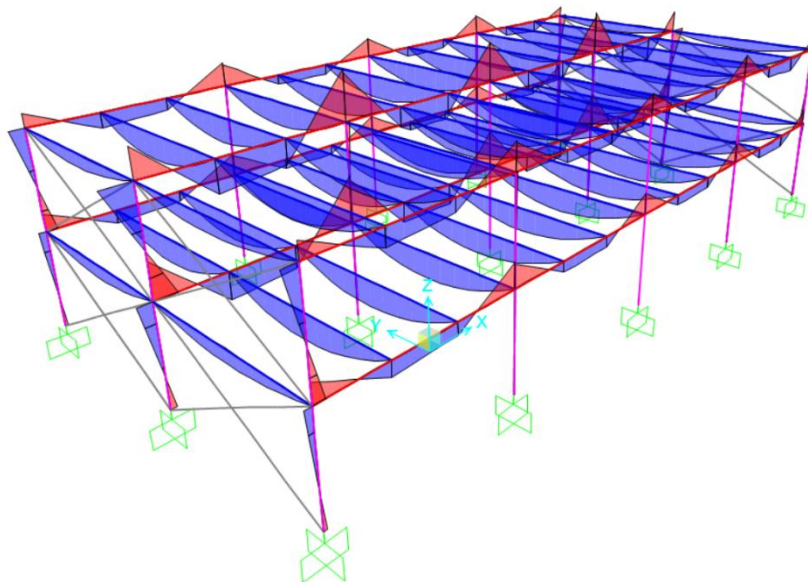


Figura 91 – Andamento qualitativo del momento flettente nella struttura

Noti i valori delle sollecitazioni è stato possibile inserirle nel software CBFEM in modo da poter verificare in quali condizioni e per quali elementi connettori i giunti potessero passare le verifiche.

5.6. MODELLAZIONE CAD/CAM

5.6.1. Interoperabilità BIM tra modello FEM e modello CAD

Per poter raggiungere una buona modellazione dei giunti nel software CBFEM (IDEA StatiCa) e per avere una migliore rappresentazione visiva è stato necessario costruire un modello architettonico dell'intera struttura, in modo da poter modellare ciascuno dei giunti costituenti i nodi. Per fare ciò è bastato esportare il modello fatto in SAP2000 in un nuovo progetto Autodesk Revit tramite file .ifc (*Industry Foundation Classes*). In questo modo ciascun elemento appartenente al modello strutturale assume una denominazione riconoscibile da tutti quei software che riescono a comprenderne il significato; in questo caso il file IFC è l'estensione più diffusa ed ha valore, per l'appunto, internazionale.



Operando in questo modo occorre, tuttavia, verificare che i punti di inserzione degli elementi siano posizionati correttamente. tale procedura può essere fatta sia spostando gli elementi direttamente dal software agli elementi finiti (FEM) sia spostando gli elementi modello nel software architettonico.

Nel primo caso, tale procedura può essere eseguita tramite il comando *Assign – Frame – Insertion Point*. In questo modo sarà possibile spostare letteralmente ogni elemento in riferimento all'asse di costruzione.

Nel secondo caso, invece, sarà possibile spostare ciascun elemento in riferimento al piano in cui è stato modellato. In entrambi i casi in esame si è preferito operare con la seconda soluzione, considerata più rapida e immediata.

5.6.2. Modellazione CAD/BIM

STRUTTURA A PROFILI APERTI

Una volta modellata la struttura, si è modificato la posizione degli elementi, spostando ciascun elemento nella posizione reale. Fatto ciò si sono modellate tutte le unioni tra ogni elemento, in modo da costruire la struttura definitiva e avere pronto il modello per l'esportazione nel software CBFEM.

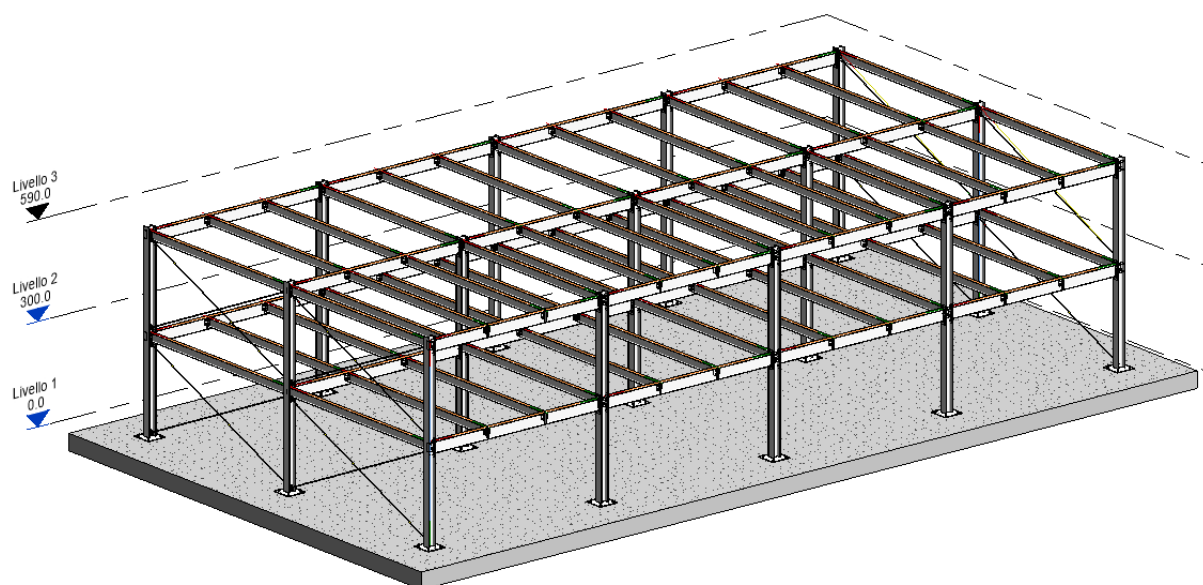


Figura 92 – Modello CAD della struttura in acciaio con profili a sezione aperta

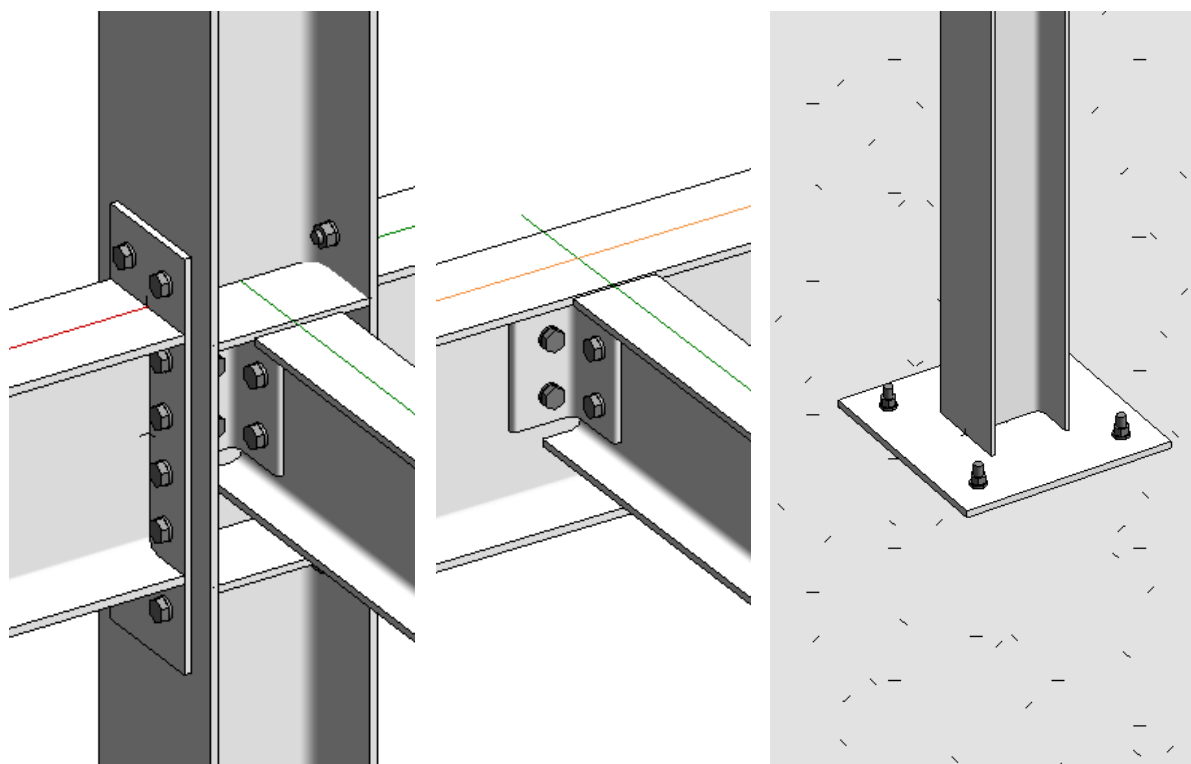


Figura 93 – Particolari di alcuni nodi della struttura in acciaio con profili a sezione aperta

STRUTTURA A PROFILI CHIUSI

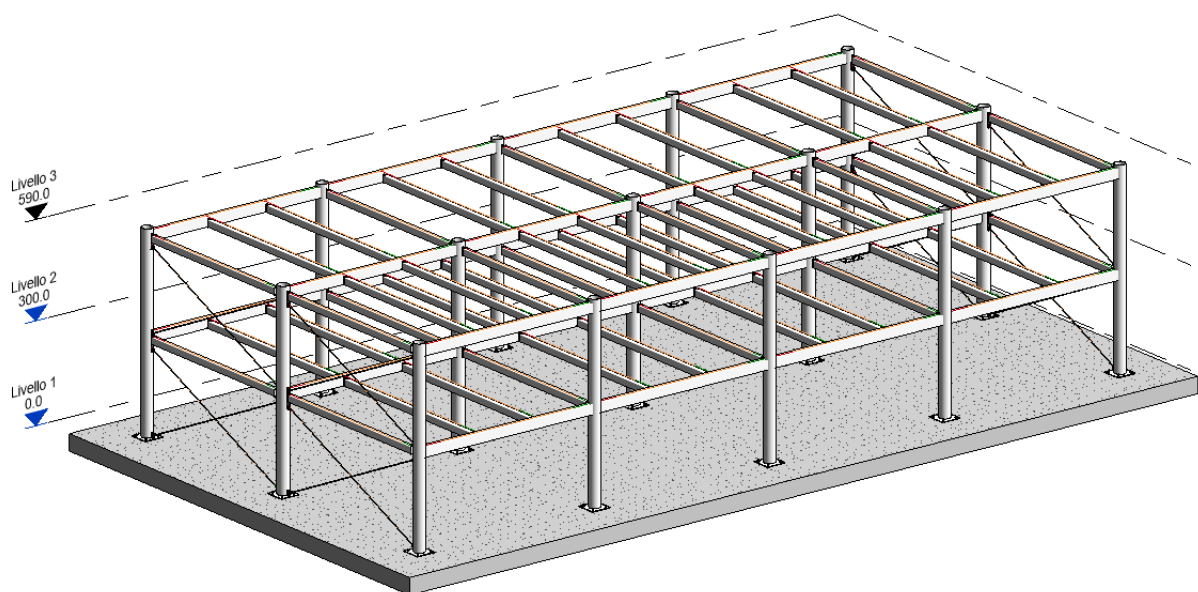


Figura 94 – Modello CAD della struttura in acciaio con profili a sezione aperta

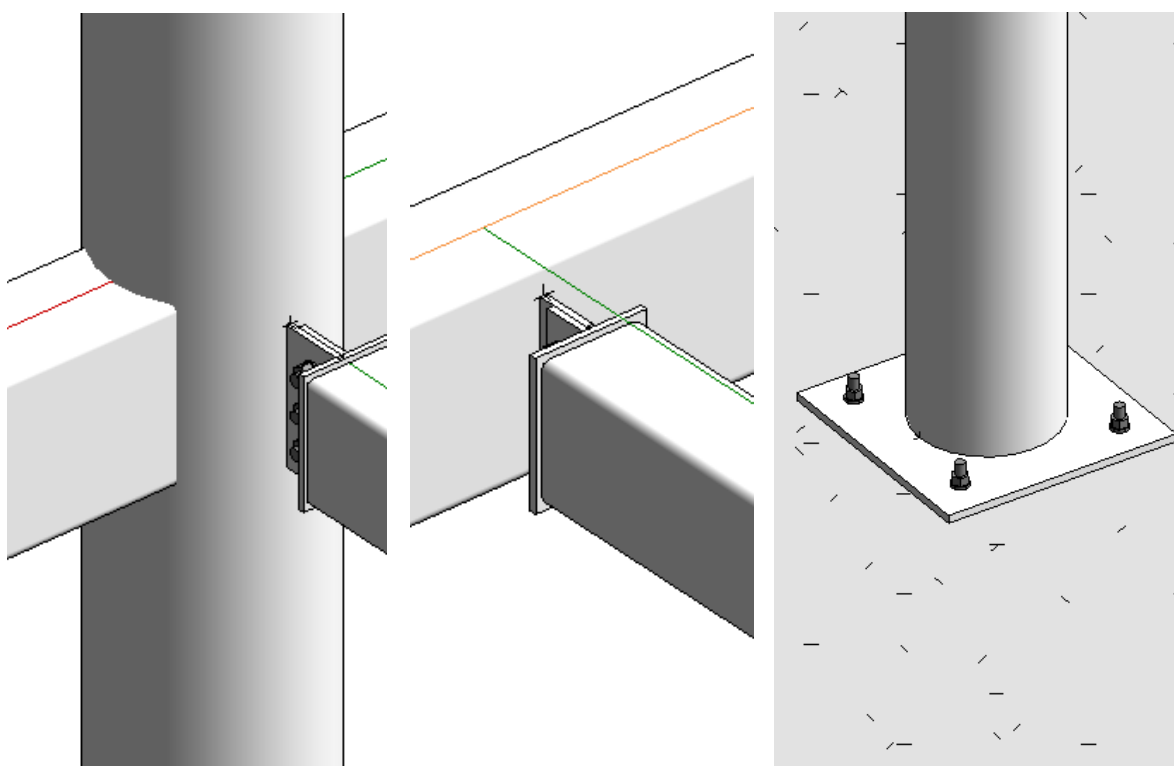


Figura 95 – Particolari di alcuni nodi della struttura in acciaio con profili a sezione chiusa

5.7. MODELLAZIONE E VERIFICA DELLE UNIONI

5.7.1. Presentazione dei nodi in esame

Per la realizzazione dei nodi della struttura si è scelto:

UNIONE	CATEGORIA	CLASSE
Bullonata	M16/20	8.8/10.9
Saldatura	Cordone d'angolo	a = 4/5/6 mm

Tabella 32 – Tipi di collegamenti usati

Di seguito riportate le caratteristiche di bullonatura e saldatura adottate:

M16 8.8	Diametro bullone	d [mm]	16
	Diametro foro	d ₀ [mm]	18
	Area bullone	A [mm ²]	201,1
	Area resistente bullone	A _{res} [mm ²]	157
	Tensione di Snervamento	f _{yb} [MPa]	640
	Tensione a Rottura per trazione	f _{ub} [MPa]	800

M20 10.9	Diametro bullone	d [mm]	20
	Diametro foro	d ₀ [mm]	22
	Area bullone	A [mm ²]	272
	Area resistente bullone	A _{res} [mm ²]	245
	Tensione di Snervamento	f _{yb} [MPa]	900
	Tensione a Rottura per trazione	f _{ub} [MPa]	1000

4 mm	Altezza di gola	a [mm]	4
	Base di gola	b [mm]	5,66
	Tensione di Snervamento	f _{yb} [MPa]	275
	Tensione a Rottura per trazione	f _{ub} [MPa]	370
5 mm	Altezza di gola	a [mm]	5
	Base di gola	b [mm]	7,07
	Tensione di Snervamento	f _{yb} [MPa]	275
	Tensione a Rottura per trazione	f _{ub} [MPa]	370
6 mm	Altezza di gola	a [mm]	6
	Base di gola	b [mm]	8,49
	Tensione di Snervamento	f _{yb} [MPa]	275
	Tensione a Rottura per trazione	f _{ub} [MPa]	370

Tabelle 33 – Caratteristiche delle bullonature e delle saldature usate

STRUTTURA A PROFILI APERTI

Nodo trave – colonna (bordo)

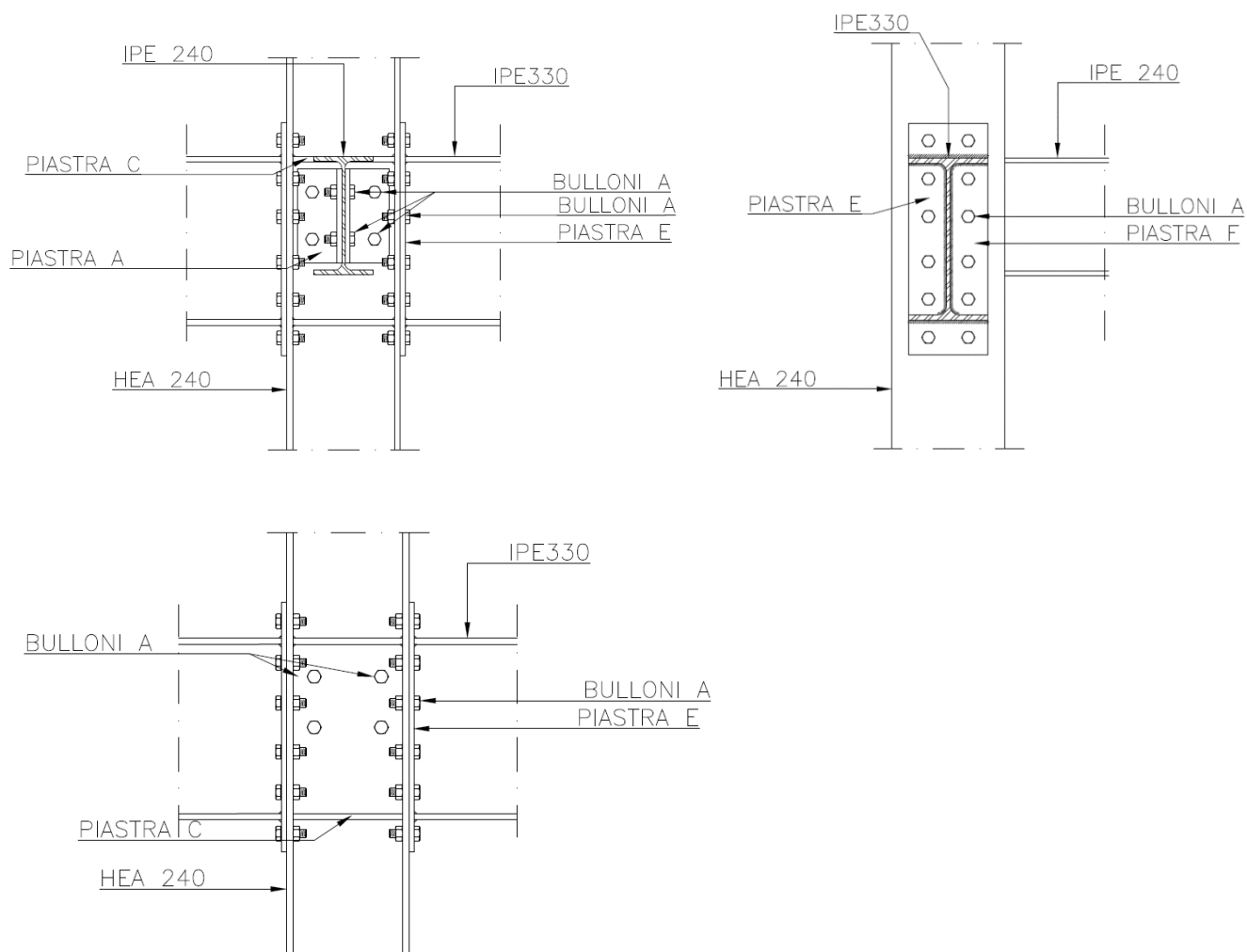


Figura 95 – Dettaglio strutturale, unione trave colonna di bordo

Nodo trave – colonna (centrale)

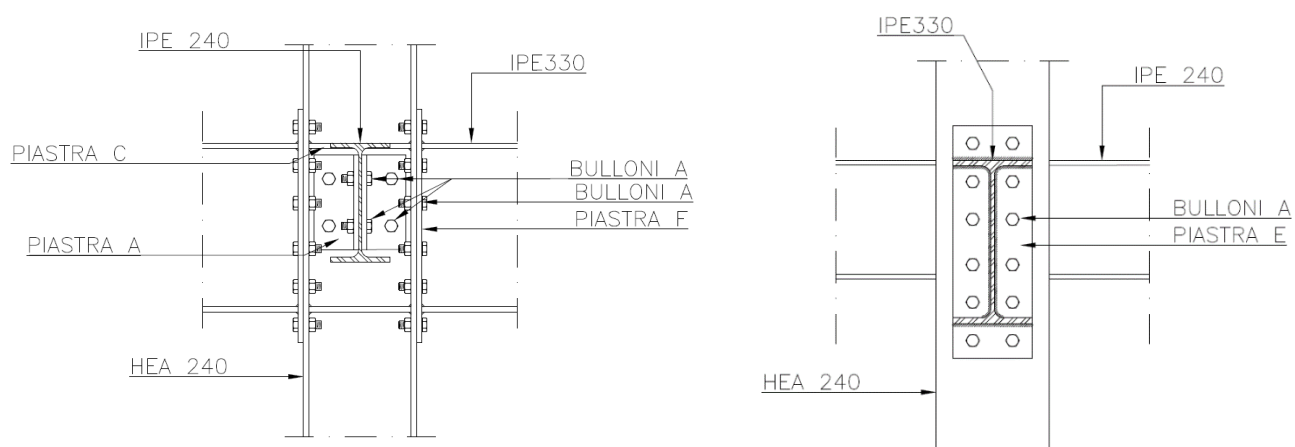


Figura 96 – Dettaglio strutturale, unione trave colonna centrale

Nodo trave principale – trave secondaria (bordo)

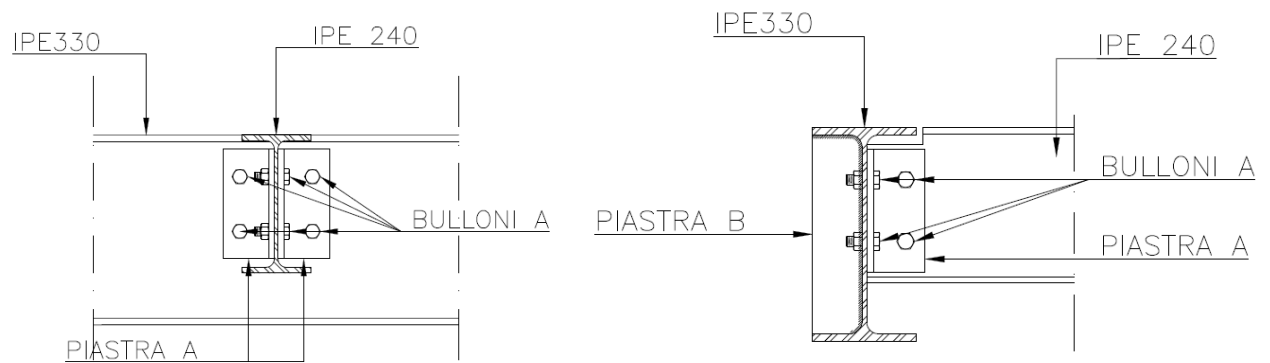


Figura 97 – Dettaglio strutturale, unione trave trave di bordo

Nodo trave principale – trave secondaria (centrale)

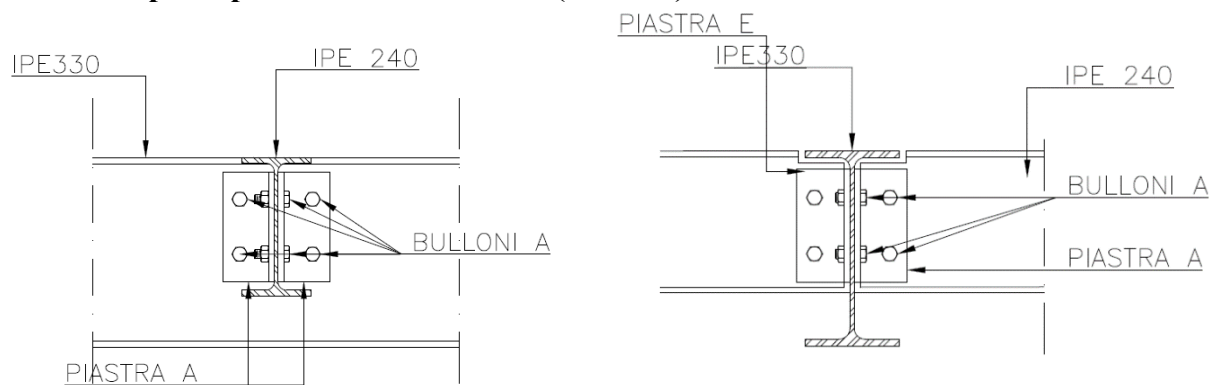
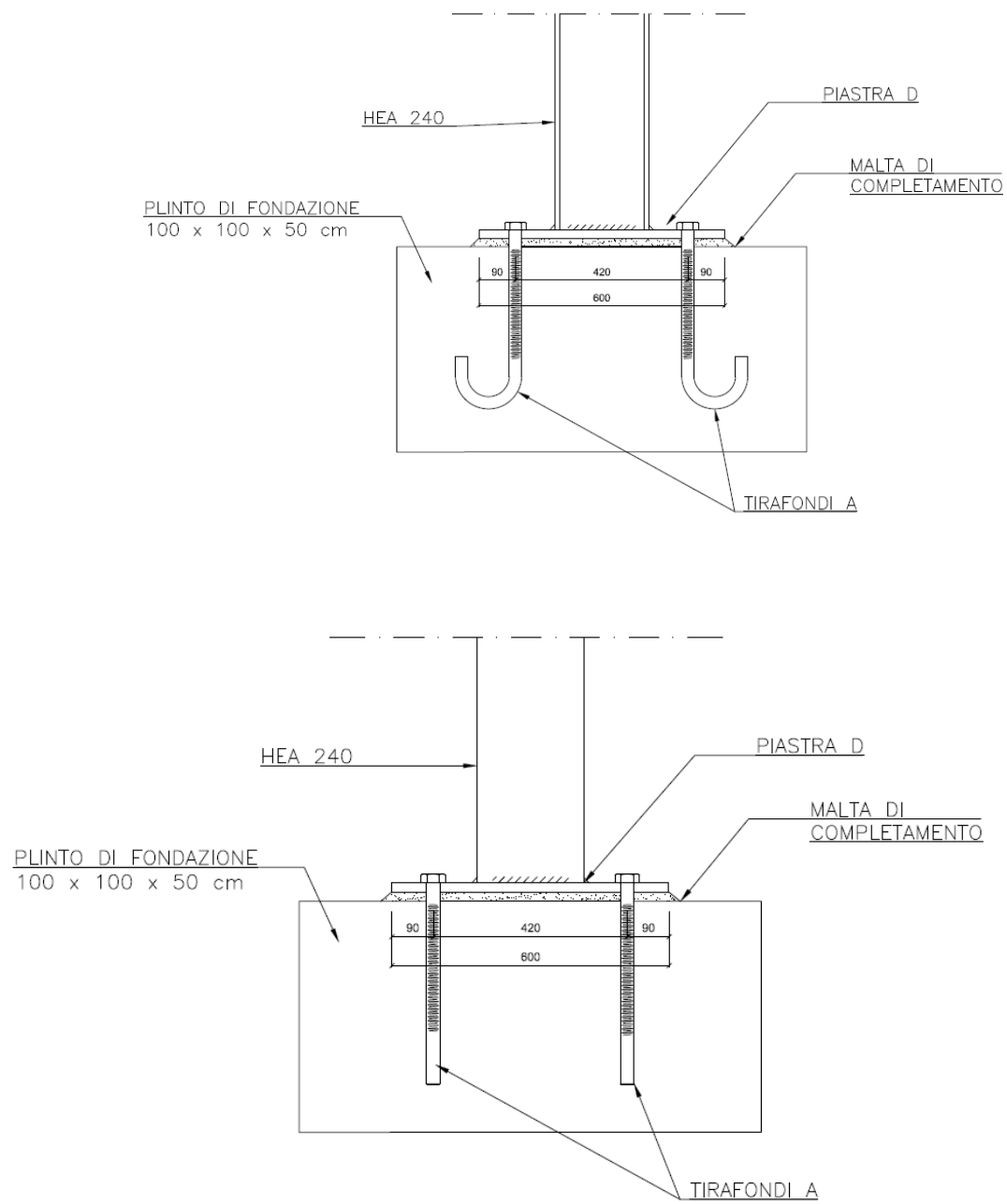
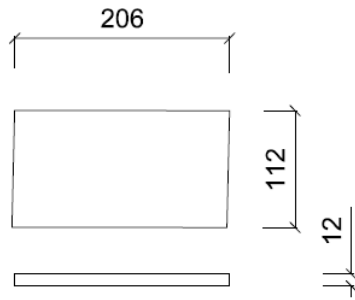


Figura 97 – Dettaglio strutturale, unione trave trave centrale

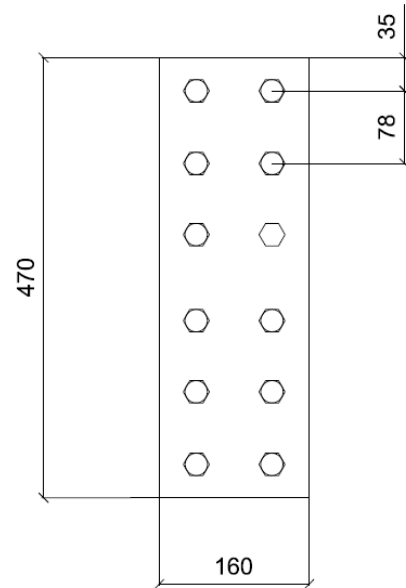
Nodo di base delle colonne



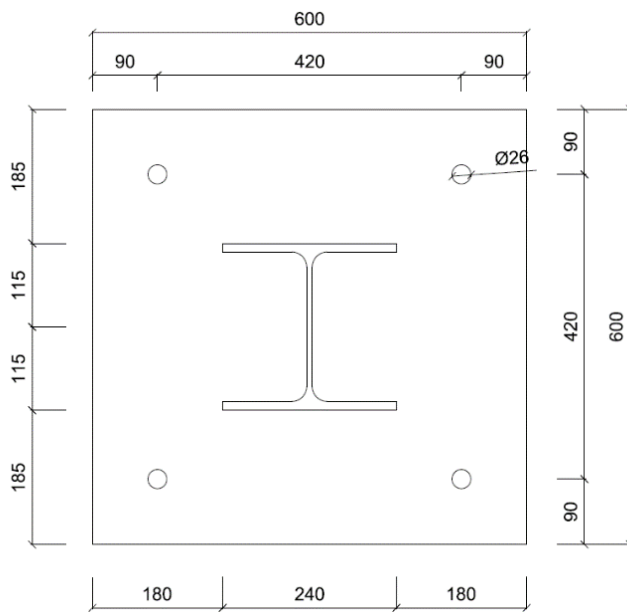
Piastra C – Rinforzo su HEA240



Piastra E – Coprigiunto di incastro



Piastra D – Piastra di base



Tipo di bullone	Riferimento
M16 8.8	A

Figura 99 – Dettaglio strutturale, piastre

Solaio

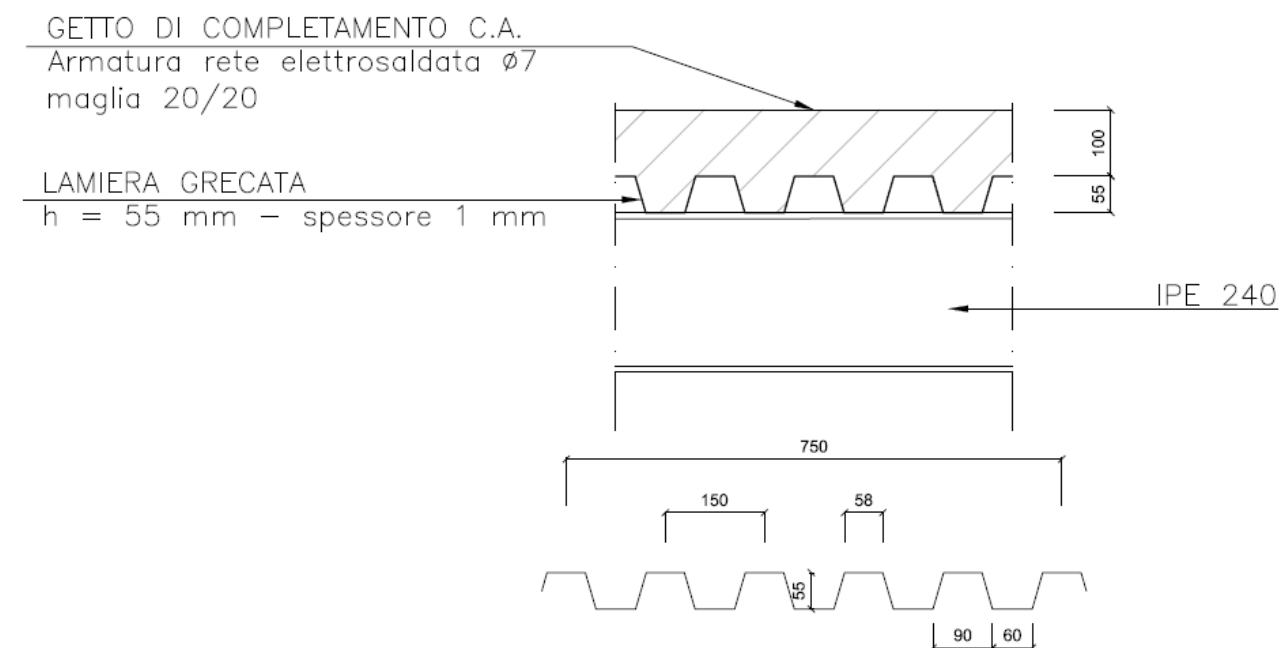
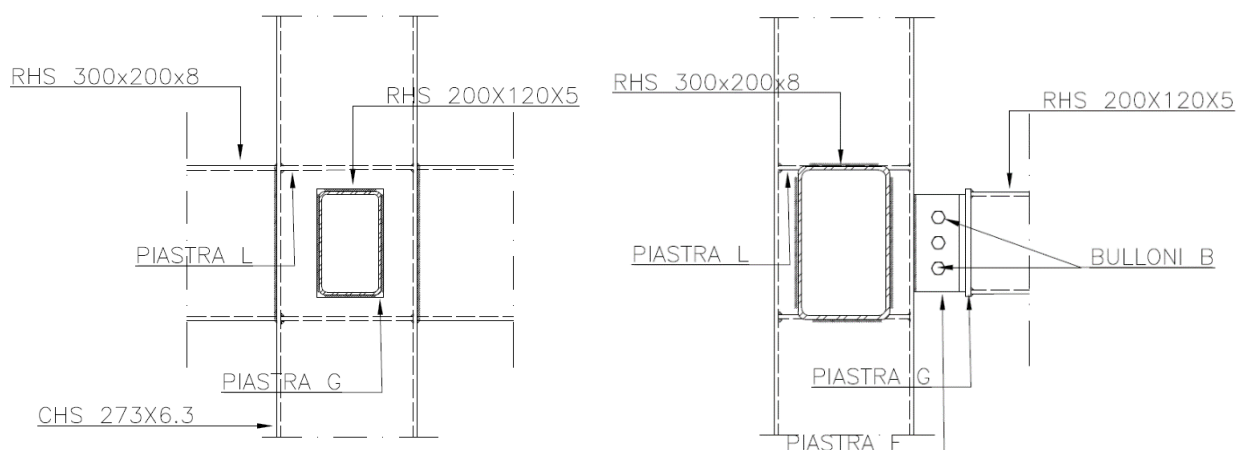


Figura 100 – Dettaglio strutturale, solaio collaborante con lamiera grecata ISOPAN LG55

STRUTTURA A PROFILI CHIUSI

Nodo trave – colonna (bordo)



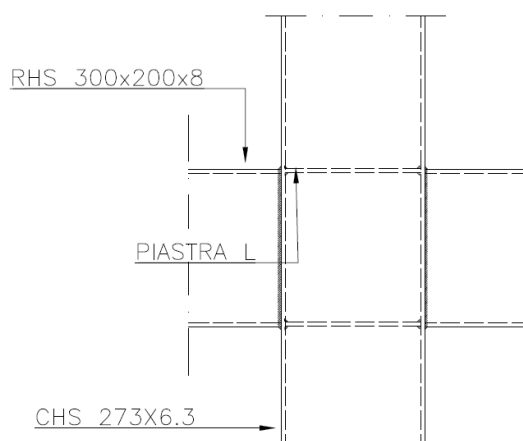


Figura 101 – Dettaglio strutturale, unione trave colonna di bordo

Nodo trave – colonna (centrale)

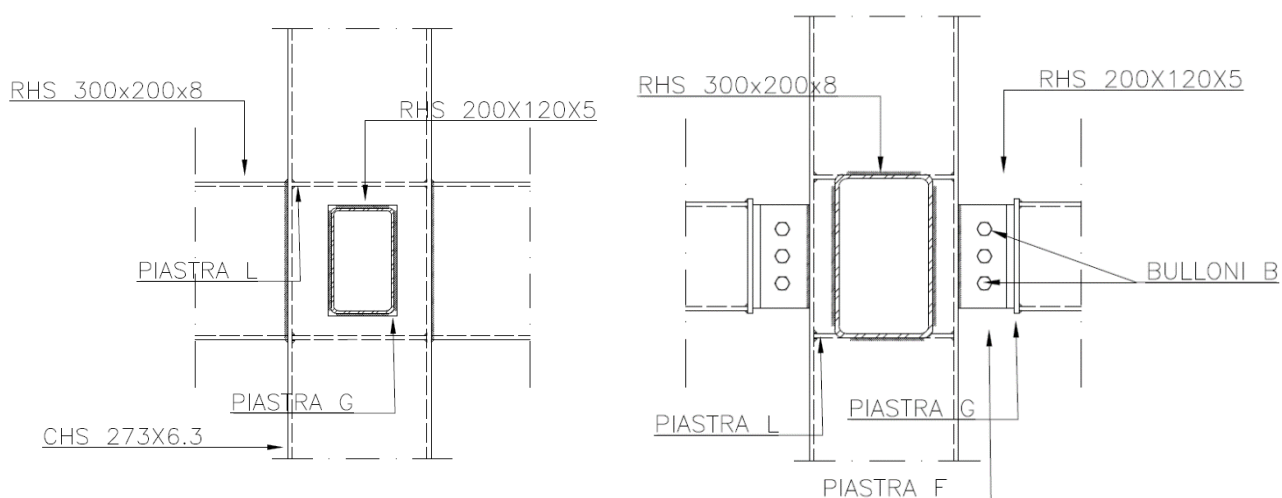


Figura 102 – Dettaglio strutturale, unione trave colonna centrale

Nodo trave principale – trave secondaria (bordo)

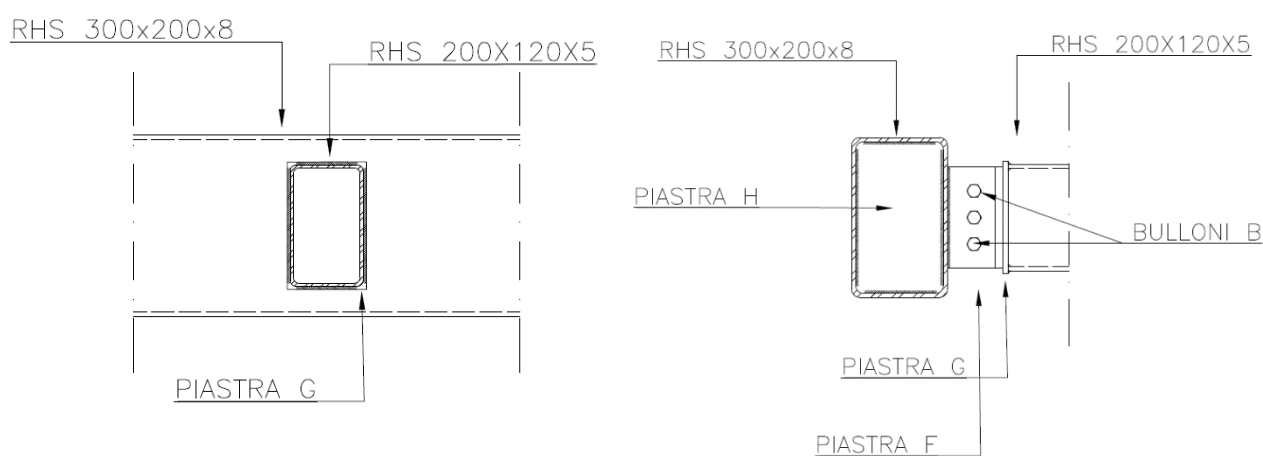


Figura 103 – Dettaglio strutturale, unione trave trave di bordo

Nodo trave principale – trave secondaria (centrale)

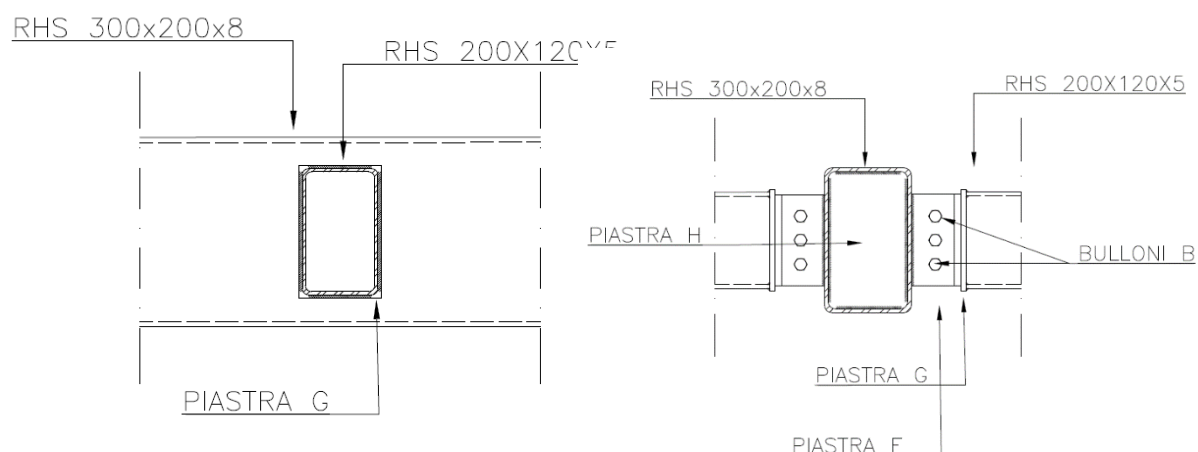
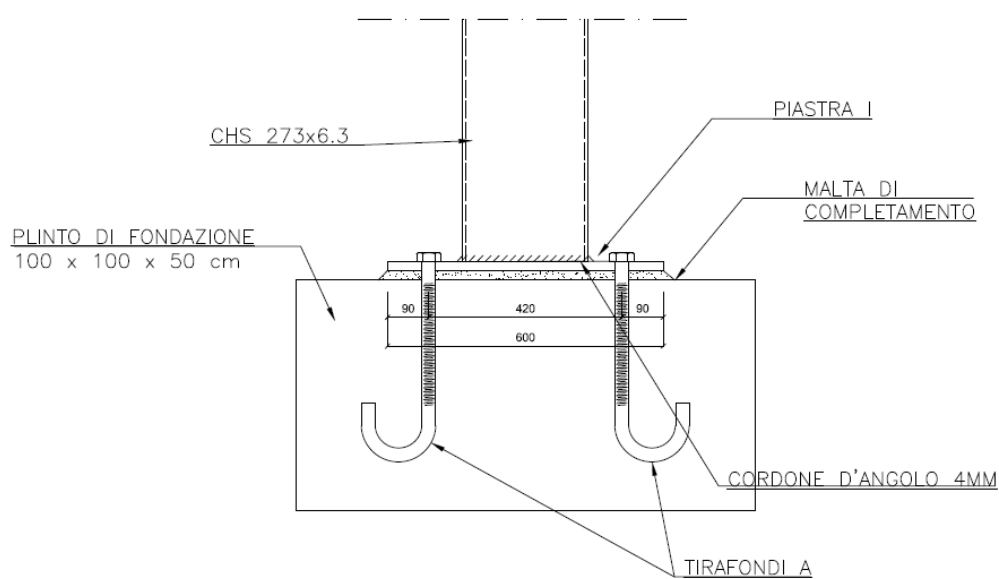


Figura 104 – Dettaglio strutturale, unione trave trave centrale

Nodo di base delle colonne



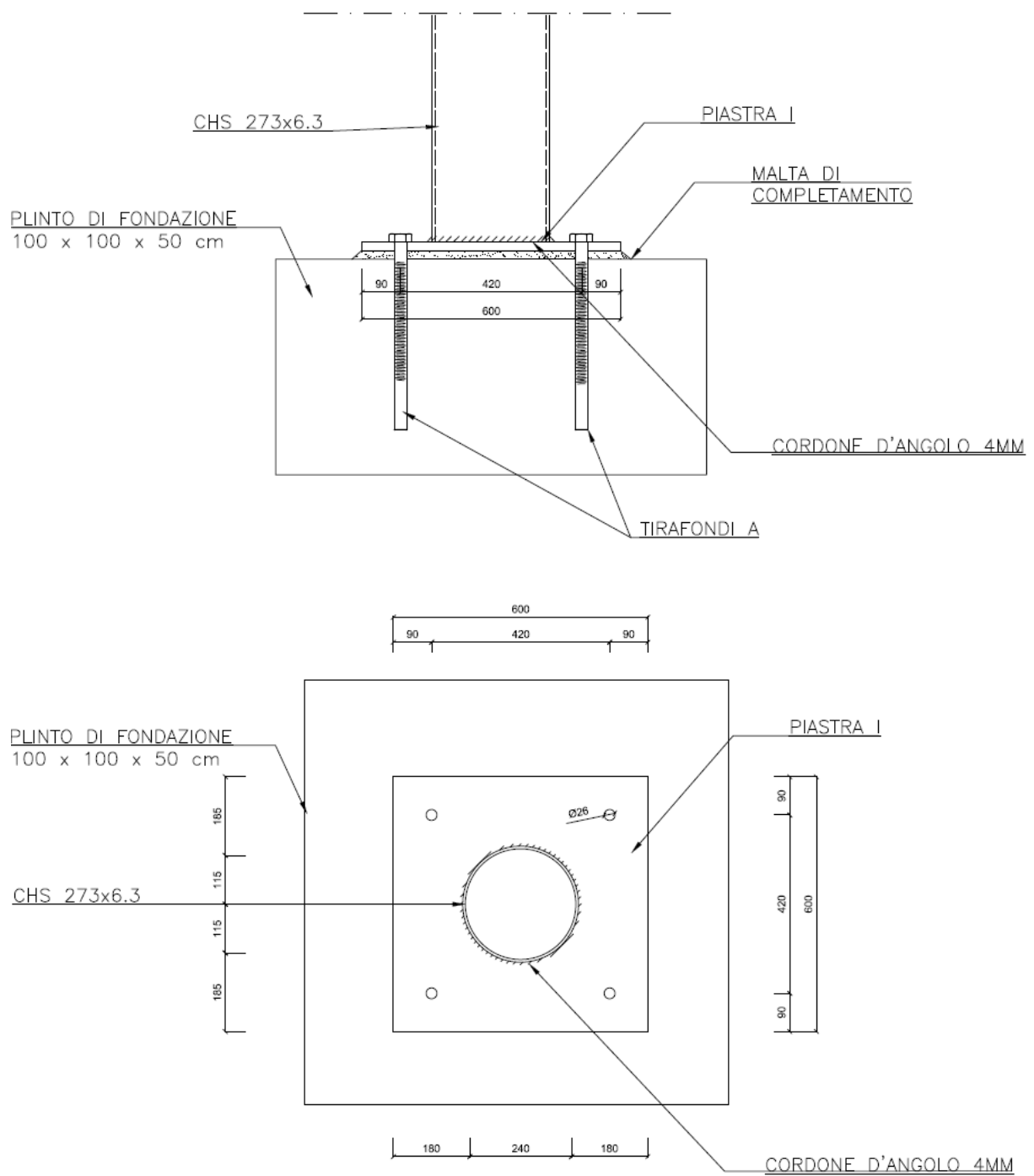
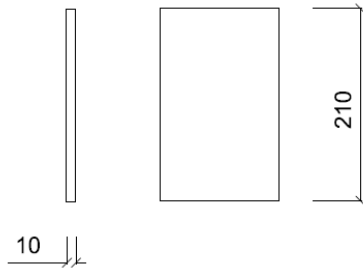


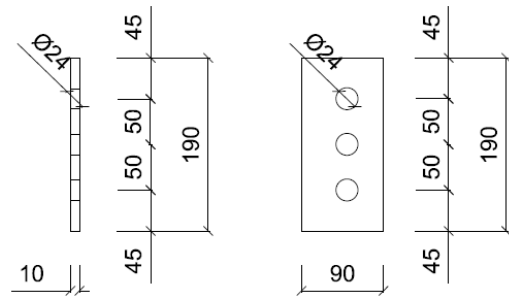
Figura 105 – Dettaglio strutturale, unione di base colonna fondazione

Piastre

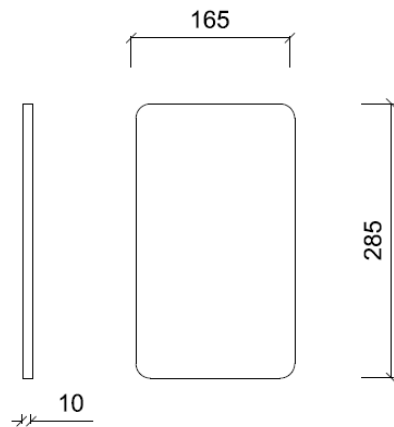
Piastra F – Piatto coperchio RHS



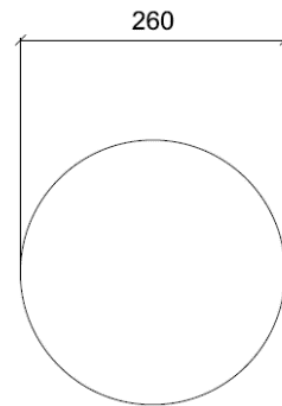
Piastra G – Piastra bullonata e saldata



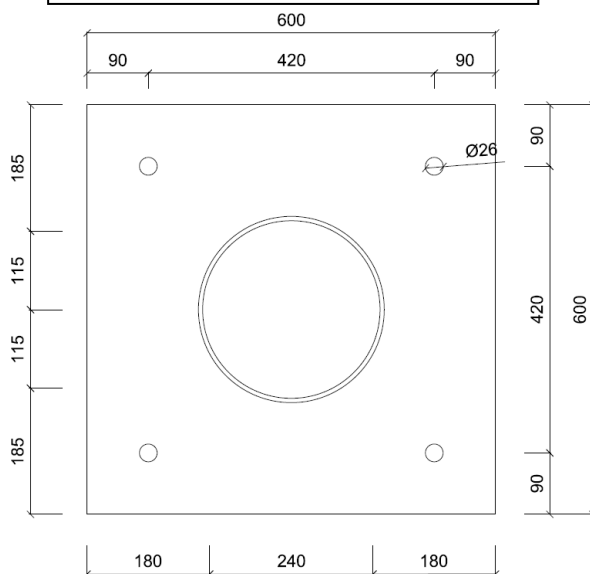
Piastra H – Rinforzo su RHS



Piastra L – Rinforzo su CHS



Piastra I – Piastra di base



Tipo di bullone	Riferimento
M20 10.9	B

Figura 106 – Dettaglio strutturale, piastre

Solaio

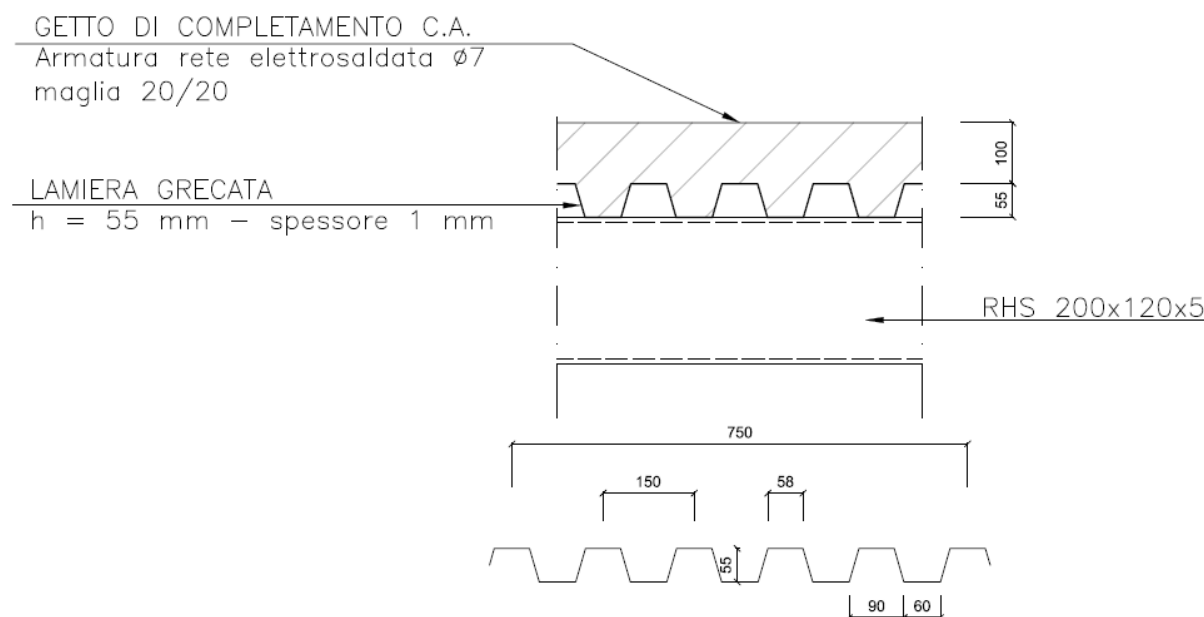


Figura 107 – Dettaglio strutturale, solaio collaborante con lamiera grecata ISOPAN LG55

5.7.2. Interoperabilità BIM tra modello CAD e modello CBFEM

Una volta completata la modellazione degli elementi costituenti le unioni, è stato possibile, in prima istanza, esportare gli interi nodi nel software CBFEM, partendo dal CAD. Si è potuto fare ciò, grazie alle implementazioni di interoperabilità BIM (*Building Information Modelling*) tra i diversi software presi in considerazione.

Per poter trasportare i vari nodi modellati nei fogli CAD, si è usato un plug-in BIM di IDEASTaTiCa, tramite il quale il software CAD (Autodesk Revit) è riuscito a collegarsi al citato software CBFEM. In questo modo, entrando nella scheda *moduli aggiuntivi* – *Code Check manager* si apre una scheda di IDEA Connection mediante cui dare inizio alla selezione di tutti gli elementi interessati dall'unione da voler esportare. Una volta selezionati tutti gli elementi sarà visibile l'anteprima di esportazione, dalla quale poter poi procedere per il trasferimento vero e proprio.

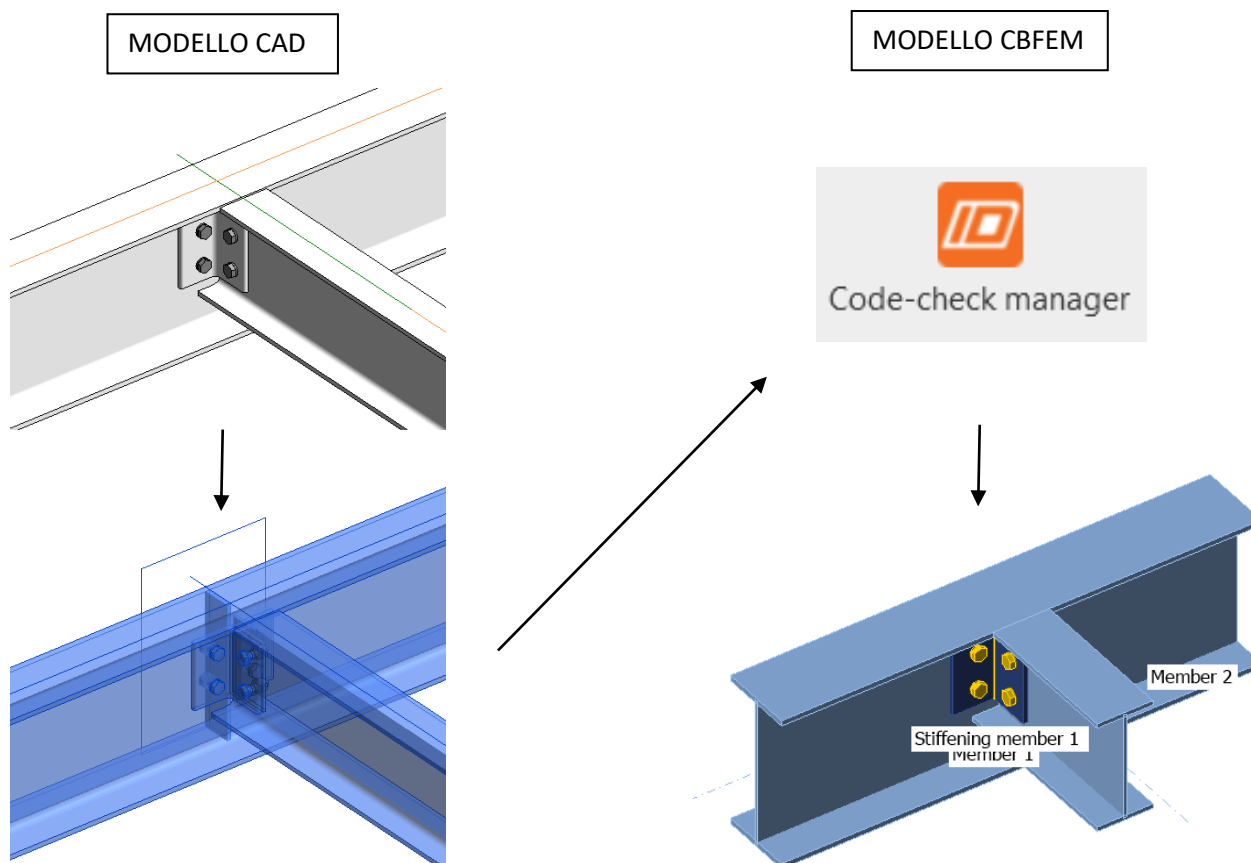


Figura 108 – Processo di esportazione tramite Code-check manager

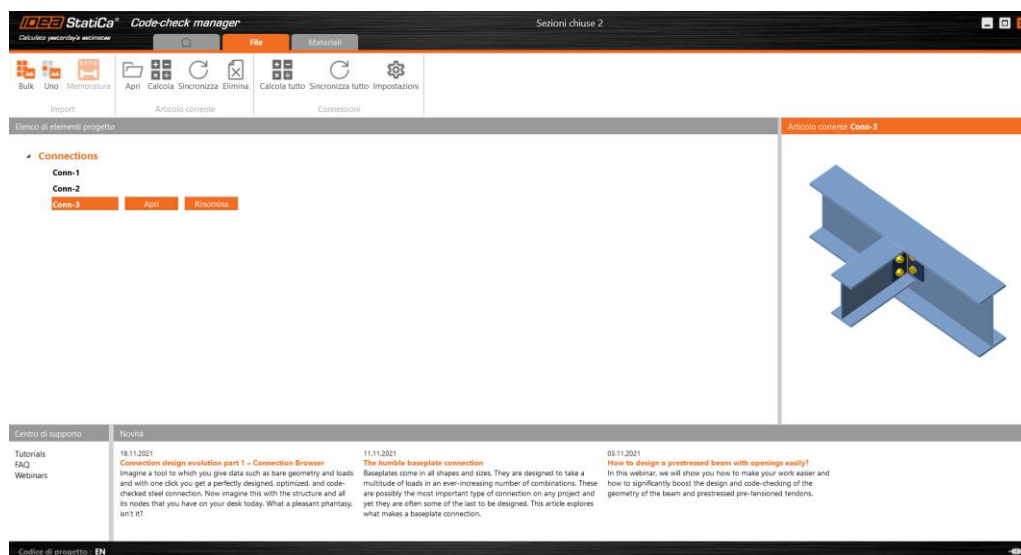


Figura 109 – Anteprima di esportazione del nodo tramite Code-check manager

In questo modo si è ricavato il modello CBFEM del singolo nodo considerato. Una volta modellato un nodo si è proseguito modellando tutti gli altri considerati.

STRUTTURA A PROFILI APERTI

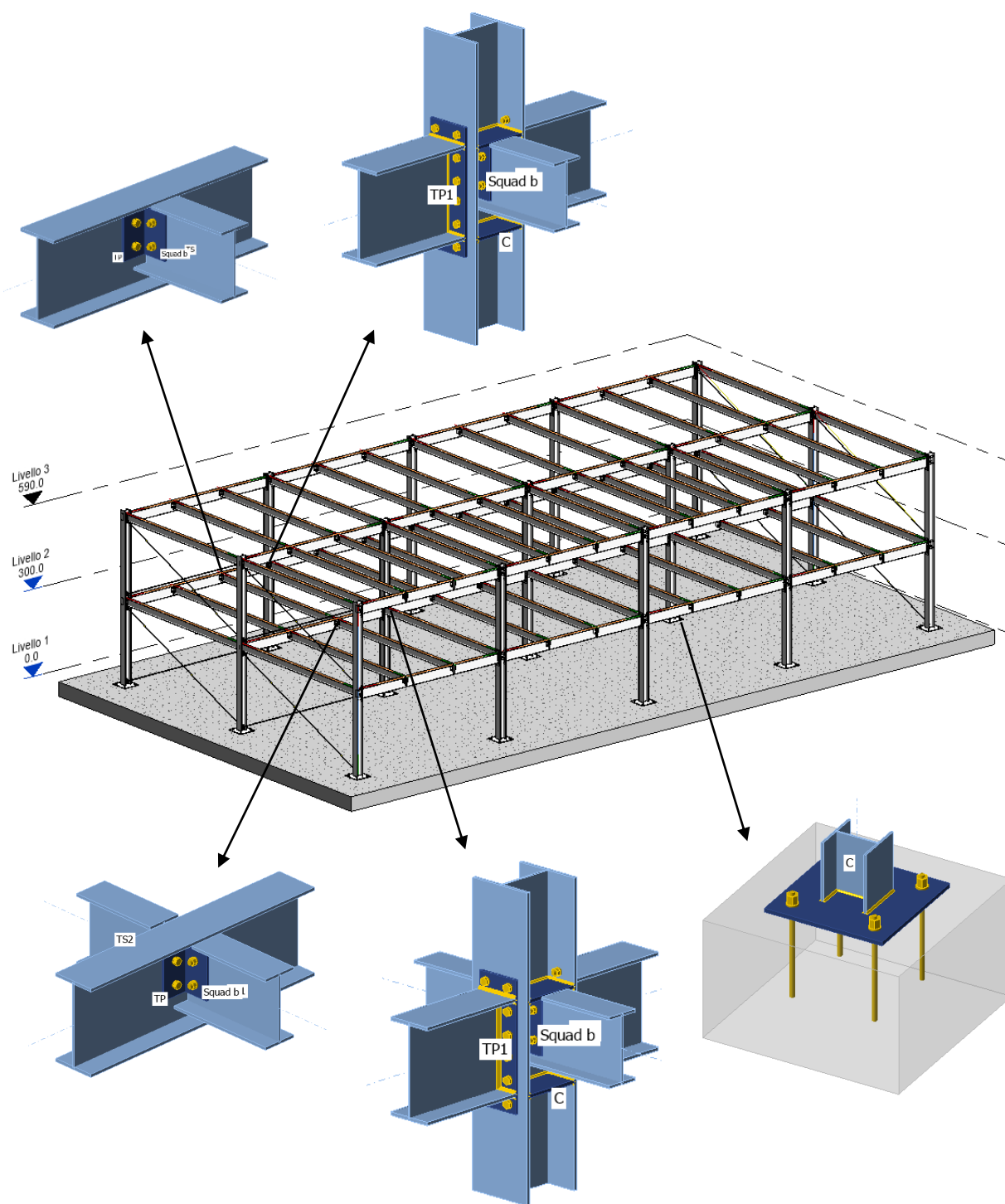


Figura 110 – Localizzazione nella struttura dei nodi esaminati

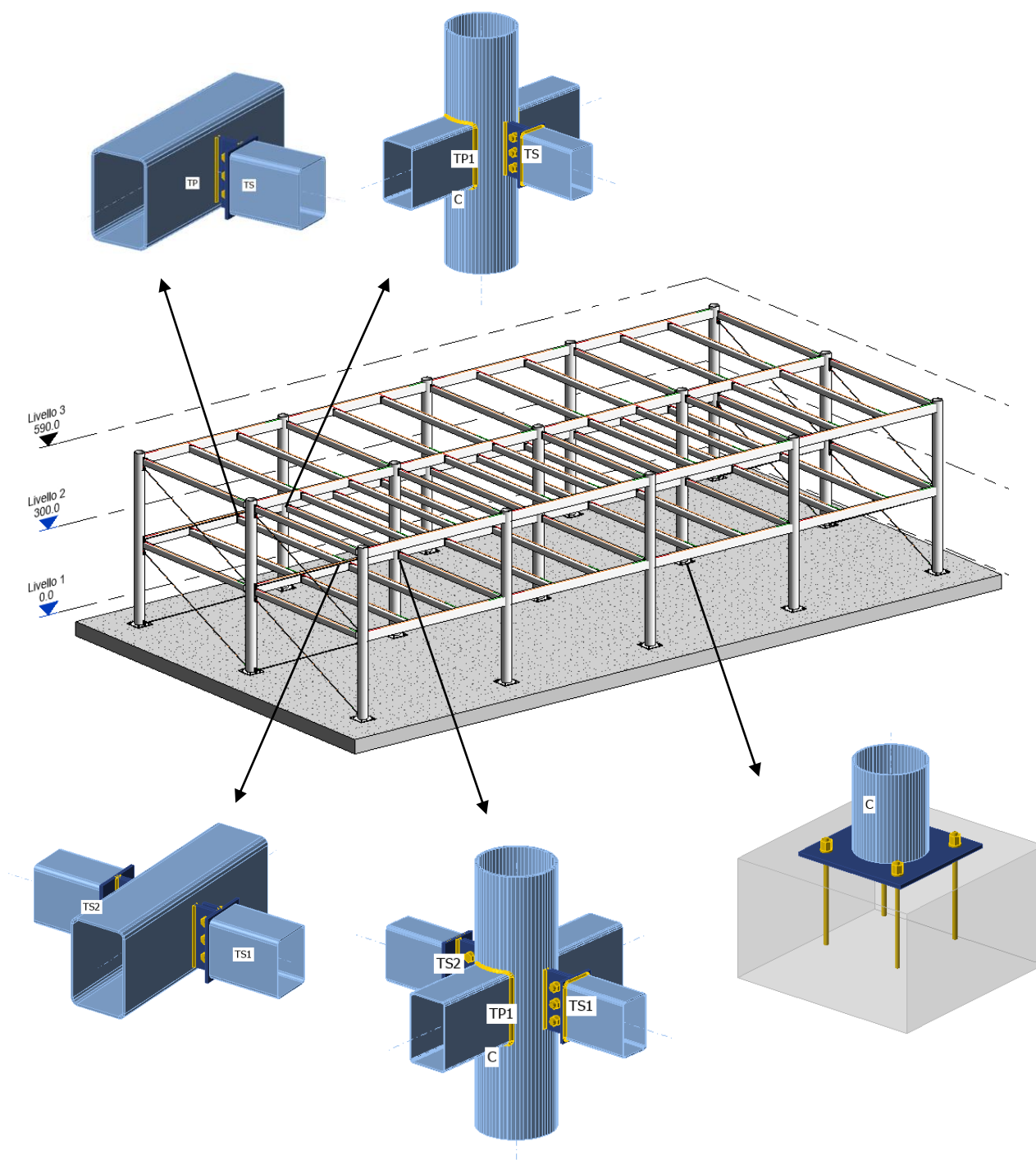


Figura 111 – Localizzazione nella struttura dei nodi esaminati

5.7.3. Verifica CBFEM

A questo punto si sono prese le sollecitazioni direttamente dal modello strutturale ricavato mediante software FEM. Esse sono riferite a ciascun elemento che confluisce, trasportando gli sforzi, nel nodo di collegamento. Le sollecitazioni sono state inserite come modulo di carico, *load case*, direttamente sulle estremità degli elementi. Per ciascun nodo calcolato sono state estrapolate l'analisi globale, la verifica delle deformazioni globali, lo sforzo equivalente, le deformazioni plastiche, le tensioni nei punti di contatto e la deformata.

Logicamente, in questo modo, è stato possibile ricavare le informazioni di verifica riportando, a fianco di ciascuna immagine di output, una scala descrittiva che ne potesse spiegare il significato quantitativo dei risultati ottenuti. A fronte di tali informazioni se ne aggiungono altre di natura tabulare, come compendio riassuntivo delle verifiche effettuate, soprattutto circa le piastre, le bullonature e le saldature.

Di seguito è riportato, descrivendo i passaggi, il caso di uno dei nodi presi in esame, in modo da rendere chiari i passaggi effettuati e i risultati ottenuti, facendo un confronto opportuno tra i nodi delle due strutture (con profili aperti e con profili chiusi) posti nella stessa posizione fisica.

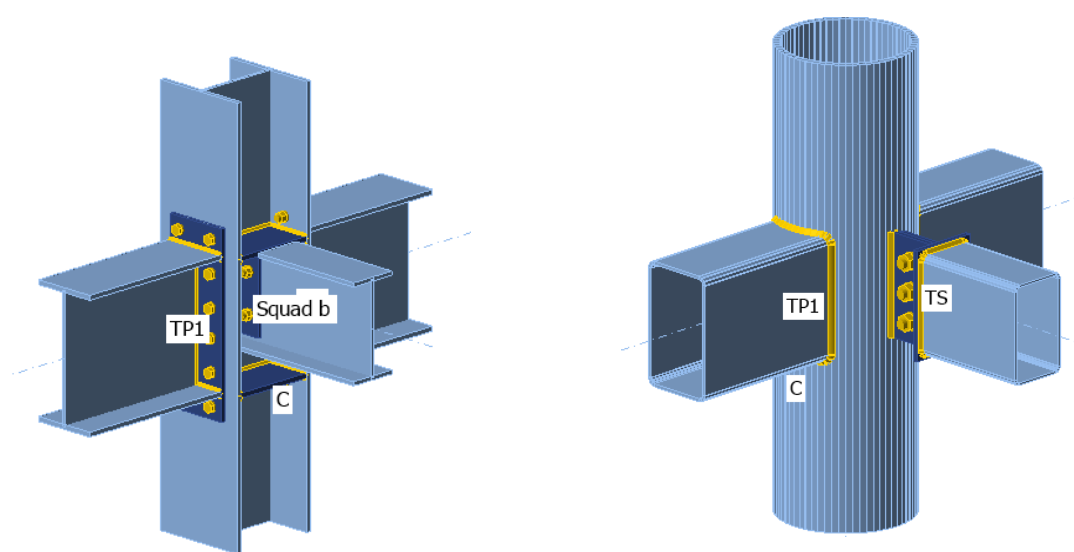


Figura 112 – Modello CBFEM dei due nodi messi a confronto (a sinistra sez. aperte, a destra sez. chiuse)

In primis, eseguendo il calcolo del nodo, si è fornito un resoconto riassuntivo delle analisi fatte per ciascun elemento di connessione, quindi piastre, bullonature e saldature, nonché se l'analisi fosse andata a buon fine. A ciascuno è stato assegnato un valore limite di tolleranza come da UNI EN 1993-1-8 verificando, in percentuale, la disuguaglianza.

OUTPUT DI ANALISI:

Analisi	✓	100,0%
Piastre	✓	0,1 < 5,0%
Bulloni	✓	80,9 < 100%
Saldature	✓	98,4 < 100%

Analisi nodo con sezioni aperte

Analisi	✓	100,0%
Piastre	✓	0,2 < 5,0%
Bulloni	✓	86,7 < 100%
Saldature	✓	98,3 < 100%

Analisi nodo con sezioni chiuse

ANALISI GLOBALE

Proseguendo con la valutazione dei risultati si è tenuto in considerazione, come detto in precedenza, della verifica del nodo in senso globale. Nella figura sottostante è mostrato come, in verde, siano segnalati gli elementi che hanno passato ampiamente la verifica, in arancio quelli che sono riusciti a passarla sufficientemente e in grigio quelli non sottoposti all'analisi. In ogni caso in cui venisse mostrato un elemento in rosso, ciò avrebbe significato il mancato soddisfacimento della verifica.

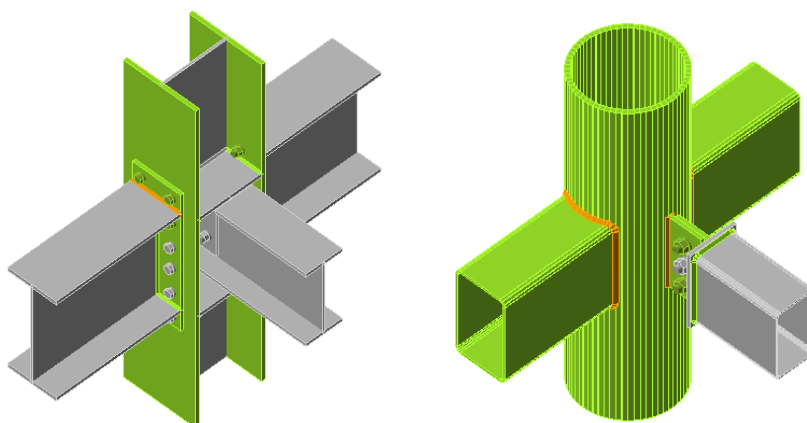


Figura 113 – Verifica globale dei nodi

In questo caso si è riscontrato come in entrambi i casi ci sia stato un buon superamento delle verifiche in senso globale, se non per quanto riguarda le connessioni di saldatura con cordone d'angolo. In questi casi si sarebbe potuto operare aumentando l'altezza di gola a dei cordoni, ma in alcuni casi ciò non sarebbe stato compatibile con la geometria dell'unione (vedi piastre saldate del caso con elementi a sezione chiusa – a destra in figura).

VERIFICA DI DEFORMAZIONE

Per quanto riguarda la verifica della deformazione assunta dagli elementi si è notato come la deformazione massima, in entrambi i casi si sia riscontrata all'attacco delle saldature, o vicino alle bullonature. Questo perché nelle zone di connessione è possibile prevedere una concentrazione delle tensioni elevata, le quali tendono a deformare la piastra o l'elemento stesso a cui sono collegate

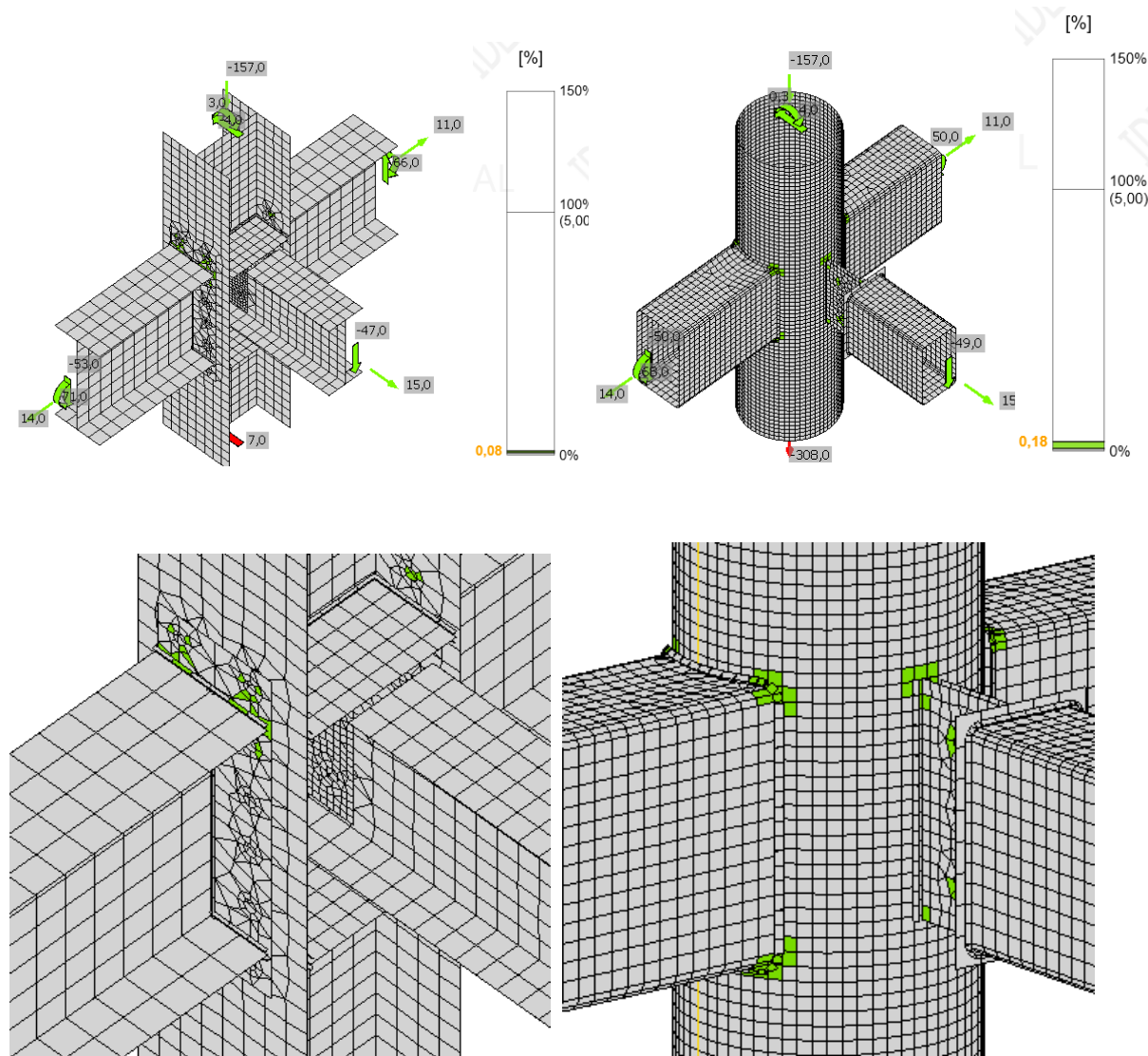


Figura 114 – Verifica a deformazione

In verde sono segnalate le zone in cui avviene effettivamente la deformazione, e a fianco delle figure sono riportate le scale di tolleranza (EC3 UNI EN 1993-1-8) nelle quali sono indicate le percentuali di zone deformate rispetto al totale permesso.

SFORZO EQUIVALENTE

La verifica di resistenza ha lo scopo di stabilire se lo stato tensionale del nodo in esame è tale da provocarne il cedimento, sia che esso sia di snervamento sia che sia di rottura. Il problema di utilizzare le tensioni di snervamento e rottura ottenuti dalle prove monoassiali di compressione/trazione, consiste nell'impossibilità di metterli a confronto con la resistenza dell'elemento in questione, poiché esso risulta essere soggetto a uno stato di tensione biassiale o triassiale. Per questo motivo, in base all'osservazione sperimentale del meccanismo fisico con cui il materiale giunge allo stato limite, sono state sviluppate diverse teorie, i cosiddetti "criteri di resistenza", i quali riescono a fornire combinazioni delle tensioni effettivamente agenti, ovvero le tensioni (o sforzi) equivalenti.

In figura è riportato l'andamento di tali tensioni nello spazio del modello. E' stato possibile, quindi, effettuare un confronto con i massimi valori imposti dalla normativa (medesima scala fornita per entrambi i casi).

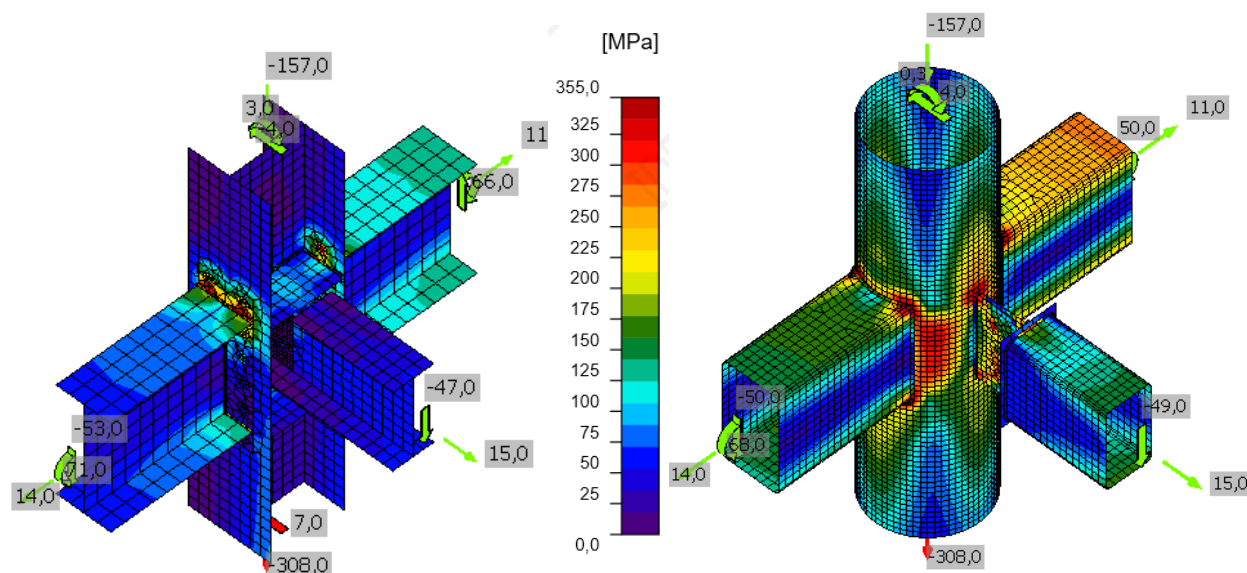


Figura 115 – Verifica dello sforzo equivalente

Si può notare come nei due casi ci sia una lieve differenza nella distribuzione degli sforzi. Questo può essere dato dal fatto che la superficie di contatto, con saldatura, del nodo con CHS e RHS sia non lineare. Non essendo stato possibile usare piastre di unione non piatte si è preferito, come anche nella maggior parte delle unioni tra profili cavi, creare una zona di incastro esclusivamente con delle saldature, le quali rendono più alti i trasferimenti degli sforzi alla colonna.

DEFORMAZIONE PLASTICA

Come ben noto è possibile fare una differenza tra le deformazioni elastiche e quelle plastiche. Le prime sono tali se il corpo in oggetto è in grado di tornare alle dimensioni originarie una volta che non viene più sottoposto al carico che comporta la deformazione stessa. La plasticità

si ha, invece, se il carico agente sul corpo produce una deformazione non recuperabile, modificando irreversibilmente le dimensioni dell'elemento.

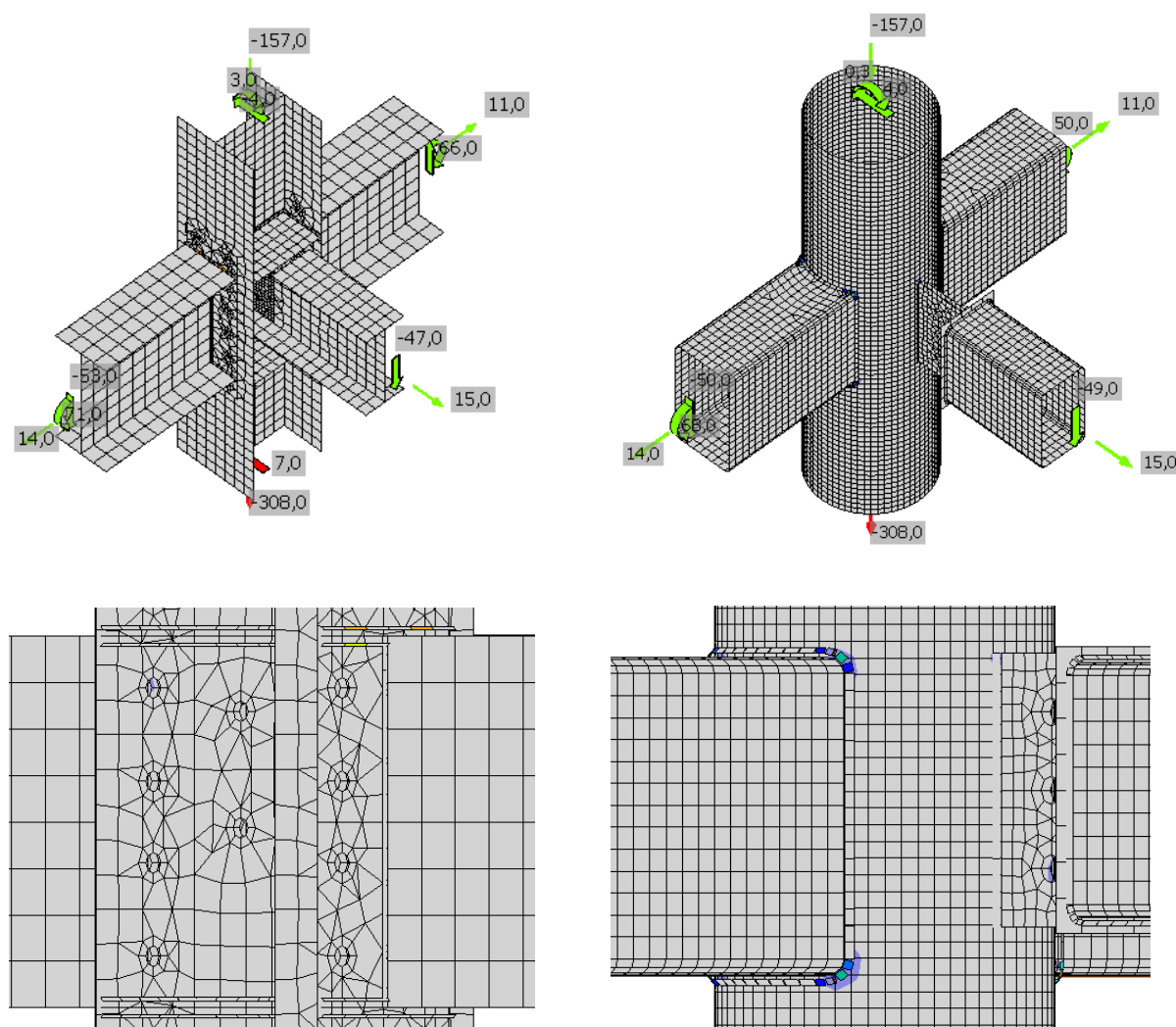


Figura 116 – Verifica della deformazione plastica

In questo caso è possibile evidenziare come le deformazioni plastiche si concentrino nei pressi dei cambi di direzione delle saldature nei profili cavi, mentre nelle zone centrali della saldatura presso l'ala inferiore dell'IPE330 e nelle zone laterali presso l'ala superiore. Infine risulta normale non riscontrare una deformazione plastica nelle zone di connessione tra trave secondaria e colonna, poiché tale collegamento è stato ipotizzato lavorante come una cerniera.

TENSIONE NEI CONTATTI

Le tensioni nei contatti sono quegli sforzi che si concentrano nelle zone in cui un elemento entra in contatto con la piastra o l'altro elemento a cui è collegato. Più precisamente le zone soggette a sforzo, nei 2 casi sottostanti presi in esame, sono quelle in cui vi è trasferimento tensionale tra bullone e piastra, il quale può essere utile nelle verifiche per le bullonature accennate al capitolo 1.1.4. Oltre ciò è possibile notare come ci sia un bulbo tensionale piuttosto evidente anche nei pressi dell'intersezione tra anima e ala della trave IPE330 (sezioni aperte); questo è dato dal fatto che tale punto risulterebbe una zona a scarico tensionale maggiore proveniente dalla parte bassa della IPE330, zona soggetta a trazione delle fibre inferiori e conseguente compressione entrante nell'ala della colonna.

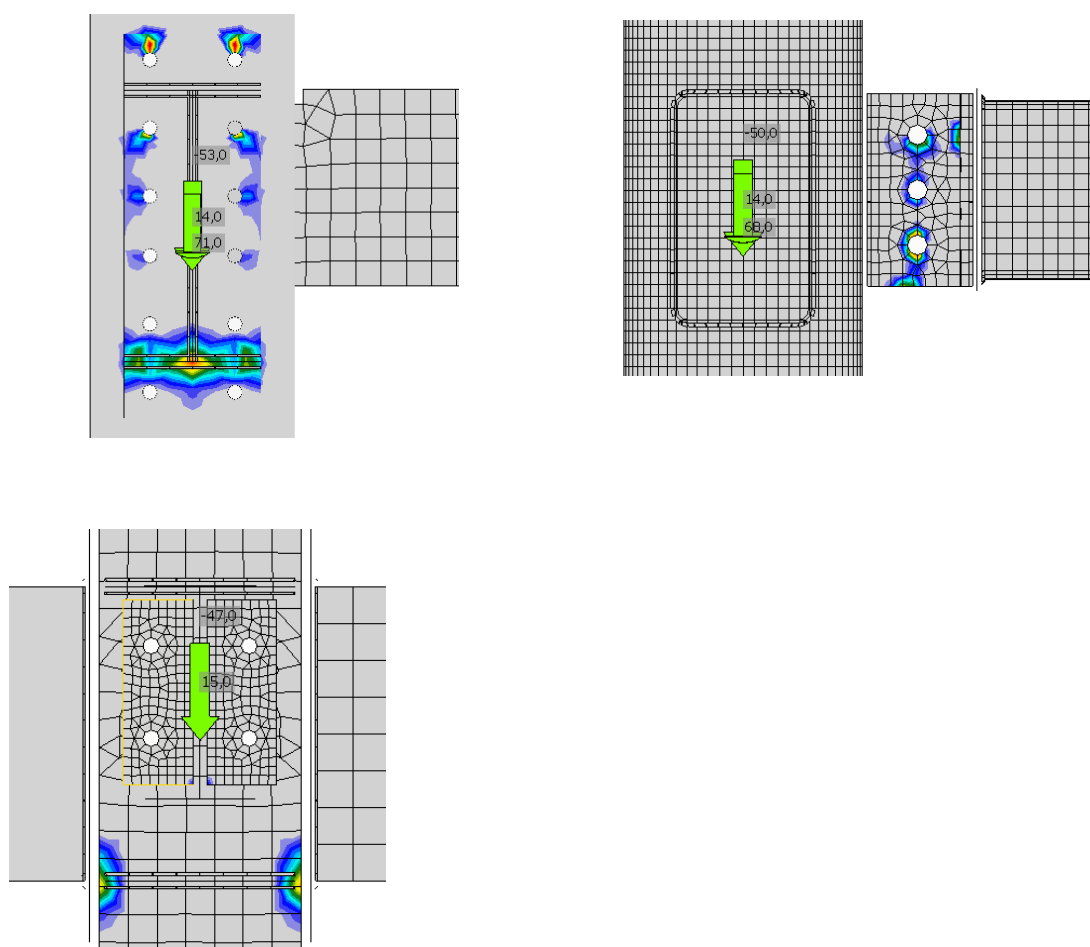


Figura 117 – Verifica delle tensioni nei contatti

DEFORMATA

La deformata risulta essere la configurazione che meglio approssima la realtà, mostrando come ciascun elemento tenderebbe a spostarsi, essendo sottoposto alle sollecitazioni inserite nel modello CBFEM (provenienti dal modello FEM strutturale).

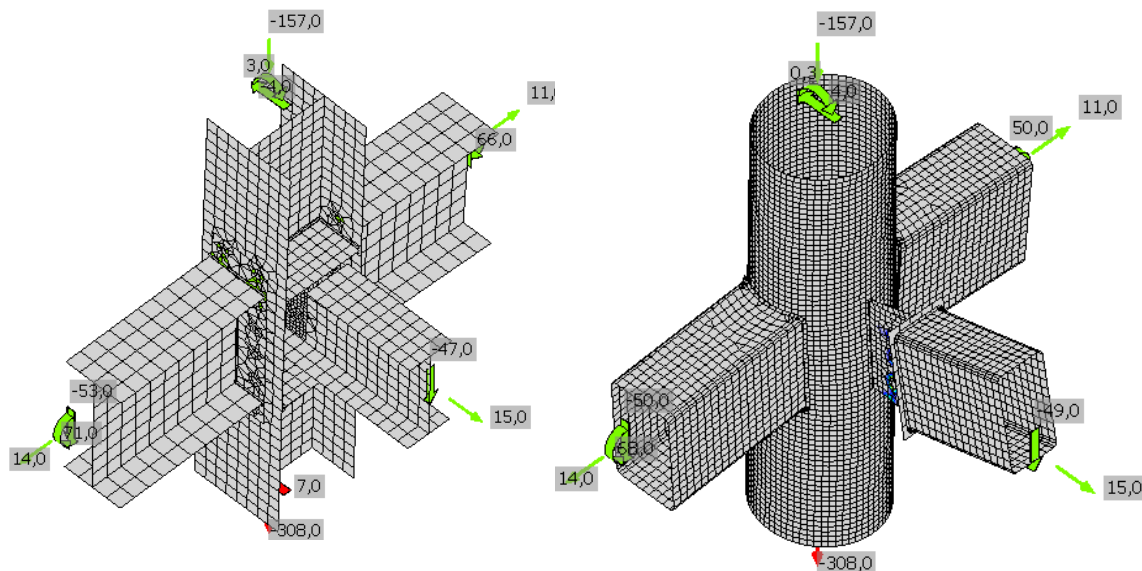


Figura 118 – Deformata dei nodi

ELEMENTI CONNETTORI (SEZIONE APERTA)

In questa sezione sono riportati i valori tabulati delle variabili utilizzate dal software CBFEM per effettuare le verifiche proposte nei paragrafi precedenti. Vengono mostrati i valori in riferimento ai nodi sopracitati (sia per profili a sezione aperta che chiusa). In prima istanza sono riportati i parametri riguardanti le verifiche degli elementi connessi e delle piastre utilizzate, evidenziando spessore [mm] la configurazione di carico a cui si fa riferimento, le tensioni agenti [MPa], la deformazione plastica [%] e infine le tensioni di contatto [MPa]:

Verifica degli elementi e delle piastre di acciaio per l'effetto del carico di estremo

	Stato	Elemento	Sp [mm]	Carichi	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]
>	✓	C-bfl 1	12,0	LE1	316,5	0,0	50,4
	✓	C-tfl 1	12,0	LE1	293,6	0,0	55,4
	✓	C-w 1	7,5	LE1	128,0	0,0	45,5
	✓	TP2-bfl 1	11,5	LE1	156,6	0,0	0,0
	✓	TP2-tfl 1	11,5	LE1	186,6	0,0	0,0
	✓	TP2-w 1	7,5	LE1	119,8	0,0	0,0
	✓	TP1-bfl 1	11,5	LE1	143,6	0,0	0,0
	✓	TP1-tfl 1	11,5	LE1	176,9	0,0	0,0
	✓	TP1-w 1	7,5	LE1	101,8	0,0	0,0
	✓	TS-bfl 1	9,8	LE1	59,7	0,0	0,0
	✓	TS-tfl 1	9,8	LE1	51,8	0,0	0,0
	✓	TS-w 1	6,2	LE1	186,2	0,0	5,7
	✓	Giunto 1	10,0	LE1	355,1	0,0	64,7
	✓	Giunto 2	10,0	LE1	355,2	0,1	58,6
	✓	Irra	12,0	LE1	95,7	0,0	0,0
	✓	Irrb	12,0	LE1	96,4	0,0	0,0
	✓	Squad a-bfl 1	8,0	LE1	305,4	0,0	118,8
	✓	Squad a-w 1	8,0	LE1	272,4	0,0	118,8
	✓	Squad b-bfl 1	8,0	LE1	304,6	0,0	117,3
	✓	Squad b-w 1	8,0	LE1	271,6	0,0	117,3

✓	Irrc	12,0	LE1	99,6	0,0	0,0
✓	Irrd	12,0	LE1	117,5	0,0	0,0
✓	Squad a-bfl 1	8,0	LE1	33,2	0,0	13,5
✓	Squad a-w 1	8,0	LE1	22,9	0,0	13,5
✓	Squad b-bfl 1	8,0	LE1	32,5	0,0	11,7
✓	Squad b-w 1	8,0	LE1	20,6	0,0	11,7

Dati progetto

	Materiale	Fy [MPa]	ϵ_{lim} [%]
>	S 355	355,0	5,0

Tabella 34 – Verifica degli elementi e delle piastre

A seguito sono riportate gli output visivi delle verifiche effettuate dal software CBFEM per uno degli elementi (a titolo di esempio):

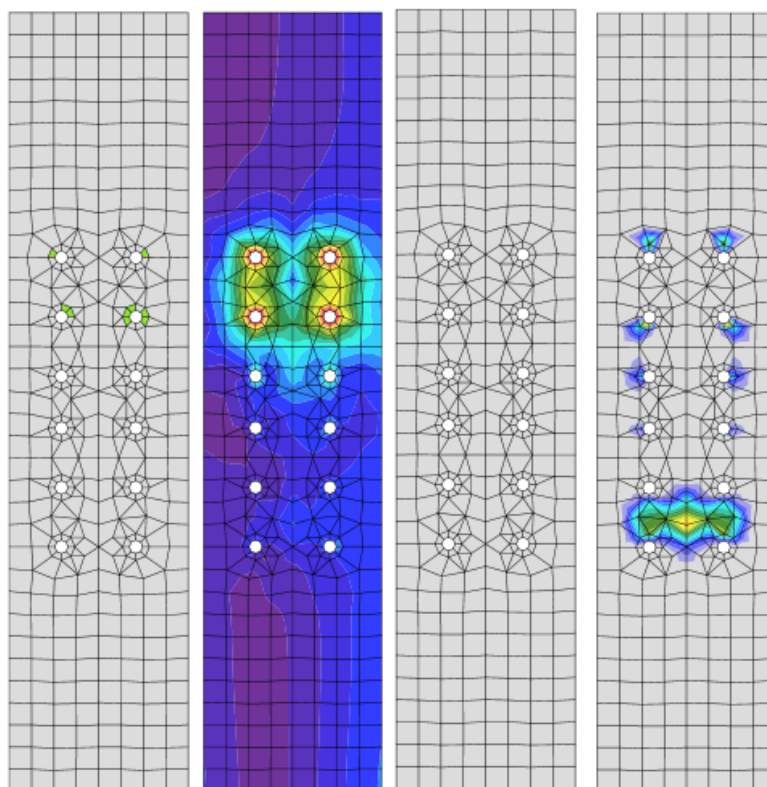


Figura 119 – Verifica globale, sforzo equivalente, deformazione plastica e tensione nei contatti per l'ala della colonna HEA

Successivamente si riporta una tabella riguardante i parametri in gioco nelle verifiche delle bullonature, in quanto a tipo di elemento collegato, classe di resistenza e tipo di bulloni, configurazione di carico di riferimento, e parametri utili per le verifiche presentate al capitolo 1.1.4

Verifica dei bulloni per l'effetto del carico di estremo

		Stato	Elemento	Classe	Carichi	Ft [kN]	V [kN]	Fb,Rd [kN]	Utt [%]	Uts [%]	Utts [%]
>	+	✓	B1	M16 8.8 - 1	LE1	60,5	2,6	133,9	66,9	4,3	52,1
	+	✓	B2	M16 8.8 - 1	LE1	60,9	2,9	131,7	67,4	4,8	53,0
	+	✓	B3	M16 8.8 - 1	LE1	17,5	3,7	156,8	19,4	6,2	20,0
	+	✓	B4	M16 8.8 - 1	LE1	17,5	3,8	139,6	19,4	6,4	20,2
	+	✓	B5	M16 8.8 - 1	LE1	72,3	4,5	87,1	79,9	7,5	64,6
	+	✓	B6	M16 8.8 - 1	LE1	72,1	5,1	87,1	79,8	8,4	65,4
	+	✓	B7	M16 8.8 - 1	LE1	0,0	6,8	156,8	0,0	11,2	11,2
	+	✓	B8	M16 8.8 - 1	LE1	0,0	5,5	156,8	0,0	9,2	9,2
	+	✓	B9	M16 8.8 - 1	LE1	1,6	5,3	156,8	1,7	8,7	10,0
	+	✓	B10	M16 8.8 - 1	LE1	1,5	4,6	156,8	1,6	7,6	8,8
	+	✓	B11	M16 8.8 - 1	LE1	8,4	4,4	156,8	9,3	7,2	13,9
	+	✓	B12	M16 8.8 - 1	LE1	8,3	4,1	144,6	9,2	6,9	13,4
	+	✓	B13	M16 8.8 - 1	LE1	69,4	5,8	156,8	76,7	9,6	64,5
	+	✓	B14	M16 8.8 - 1	LE1	69,0	6,2	156,8	76,3	10,3	64,8
	+	✓	B15	M16 8.8 - 1	LE1	20,2	5,0	147,8	22,4	8,3	24,2
	+	✓	B16	M16 8.8 - 1	LE1	20,3	5,1	156,8	22,4	8,5	24,5
	+	✓	B17	M16 8.8 - 1	LE1	73,1	2,5	156,8	80,8	4,1	61,8

+	✓	B18	M16 8.8 - 1	LE1	73,1	3,1	128,2	80,9	5,1	62,9
+	✓	B19	M16 8.8 - 1	LE1	0,3	3,2	87,1	0,4	5,3	5,6
+	✓	B20	M16 8.8 - 1	LE1	0,2	2,0	87,1	0,2	3,4	3,6
+	✓	B21	M16 8.8 - 1	LE1	1,4	4,3	156,8	1,6	7,2	8,3
+	✓	B22	M16 8.8 - 1	LE1	1,5	3,7	156,8	1,6	6,1	7,3
+	✓	B23	M16 8.8 - 1	LE1	9,3	4,8	147,4	10,3	7,9	15,3
+	✓	B24	M16 8.8 - 1	LE1	9,4	4,6	156,8	10,4	7,6	15,0
+	✓	B25	M16 8.8 - 2	LE1	0,7	2,1/1,9	87,2	0,8	4,6	4,1
+	✓	B26	M16 8.8 - 2	LE1	1,7	2,9/2,7	82,6	1,9	6,8	6,2
+	✓	B27	M16 8.8 - 3	LE1	1,5	1,8	91,6	1,7	3,0	4,2
+	✓	B28	M16 8.8 - 3	LE1	0,5	2,7	117,6	0,5	4,5	4,8
+	✓	B29	M16 8.8 - 3	LE1	1,4	1,6	89,3	1,6	2,6	3,7
+	✓	B30	M16 8.8 - 3	LE1	0,5	2,4	117,6	0,5	4,1	4,4

Dati progetto

	Elemento	Ft,Rd [kN]	Bp,Rd [kN]	Fv,Rd [kN]
>	M16 8.8 - 1	90,4	184,7	60,3
	M16 8.8 - 2	90,4	147,8	60,3
	M16 8.8 - 3	90,4	138,5	60,3

Tabella 35 – Verifica delle bullonature

A seguito sono riportate gli output visivi delle verifiche effettuate dal software CBFEM per una delle piastre di bullonatura (a titolo di esempio):

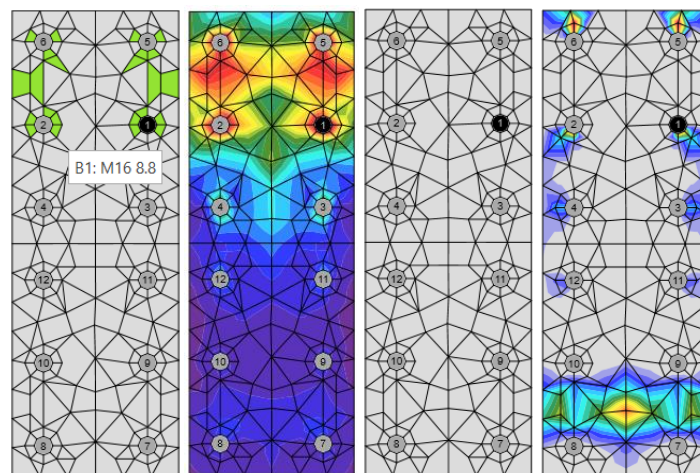


Figura 120 – Verifica globale, sforzo equivalente, deformazione plastica e tensione nei contatti per il giunto di collegamento tra trave colonna HEA e trave IPE

Infine sono riportate le verifiche per le saldature utilizzate, facendo riferimento a tipo di elemento, altezza della sezione di gola [mm], lunghezza utile [mm], configurazione di carico di riferimento e parametri tensionali e di deformazione utili alle verifiche delle saldature presentate al capitolo 1.1.4.

Verifica delle saldature per effetto del carico estremo (Ridistribuzione plastica)

		Stato	Elemento	Bordo	Sp. [mm]	L [mm]	Carichi	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ,PI [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{ }$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	Ut [%]	Utc [%]
>	+	✓	Irrd	TS-w 1	4,0	106	LE1	-	-	-	-	-	-	-
	+	✓	Giunto 1	TP1-bfl 1	4,0	160	LE1	251,3	0,0	-93,0	-25,2	-132,4	57,7	47,2
	+	✓			4,0	160	LE1	275,6	0,0	-166,3	-3,1	126,9	63,3	59,2
	+	✓	Giunto 1	TP1-tfl 1	4,0	160	LE1	428,0	0,7	212,3	88,4	195,5	98,3	75,3
	+	✓			4,0	160	LE1	427,7	0,5	185,0	90,1	-203,6	98,2	52,9
	+	✓	Giunto 1	TP1-w 1	3,0	319	LE1	302,4	0,0	-142,2	65,8	-139,3	69,4	21,4
	+	✓			3,0	319	LE1	298,6	0,0	-135,3	-66,9	138,4	68,6	21,6
	+	✓	Giunto 2	TP2-bfl 1	4,0	160	LE1	310,0	0,0	-121,6	33,1	-161,3	71,2	58,2
	+	✓			4,0	160	LE1	311,8	0,0	-184,4	9,6	144,8	71,6	66,8
	+	✓	Giunto 2	TP2-tfl 1	4,0	160	LE1	428,5	0,9	209,1	-91,1	195,8	98,4	83,1
	+	✓			4,0	160	LE1	428,2	0,8	186,8	91,9	-202,6	98,3	60,5
	+	✓	Giunto 2	TP2-w 1	3,0	319	LE1	426,9	0,0	-185,9	127,3	-181,8	98,0	30,7
	+	✓			3,0	319	LE1	426,9	0,0	-179,7	-127,1	183,9	98,0	30,6
	+	✓	C-bfl 1	Irra	4,0	116	LE1	217,4	0,0	-107,8	-4,3	-108,9	49,9	29,7
	+	✓			4,0	116	LE1	232,3	0,0	-116,9	-1,2	115,9	53,3	31,7
	+	✓	C-w 1	Irra	4,0	206	LE1	59,1	0,0	-2,0	-34,1	0,0	13,6	8,0
	+	✓			4,0	206	LE1	59,3	0,0	5,2	33,9	-3,3	13,6	9,0
	+	✓	C-tfl 1	Irrb	4,0	116	LE1	201,8	0,0	-102,5	4,4	-100,2	46,3	28,3
	+	✓			4,0	116	LE1	199,3	0,0	-97,6	-9,9	99,9	45,8	27,8
	+	✓	C-bfl 1	Irrc	4,0	116	LE1	312,5	0,0	154,2	-27,9	154,4	71,8	34,9
	+	✓			4,0	116	LE1	326,2	0,0	161,4	28,6	-161,2	74,9	36,2
	+	✓	C-w 1	Irrc	4,0	206	LE1	96,3	0,0	19,6	49,2	23,3	22,1	11,3
	+	✓			4,0	206	LE1	48,7	0,0	14,5	-24,5	-10,9	11,2	7,1
	+	✓	C-tfl 1	Irrc	4,0	116	LE1	288,6	0,0	144,0	24,8	142,3	66,3	31,9
	+	✓			4,0	116	LE1	300,6	0,0	147,8	-22,9	-149,4	69,0	32,9
	+	✓	C-bfl 1	Irrd	4,0	116	LE1	299,3	0,0	146,4	-27,7	148,2	68,7	33,8
	+	✓			4,0	116	LE1	324,3	0,0	163,3	6,6	-161,6	74,4	37,7
	+	✓	C-w 1	Irrd	4,0	206	LE1	107,0	0,0	-44,4	43,6	35,5	24,6	14,3
	+	✓			4,0	206	LE1	104,0	0,0	56,1	-44,4	24,3	23,9	15,4
	+	✓	C-tfl 1	Irrd	4,0	116	LE1	275,6	0,0	133,9	21,9	137,3	63,3	30,7
	+	✓			4,0	116	LE1	298,4	0,0	151,8	-3,9	-148,3	68,5	34,9

Dati progetto

	Materiale	β_w	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
>	S 355	0,90	435,6	352,8

Tabella 36 – Verifica delle saldature

A seguito sono riportate gli output visivi delle verifiche effettuate dal software CBFEM per uno degli piastre di bullonatura (a titolo di esempio):

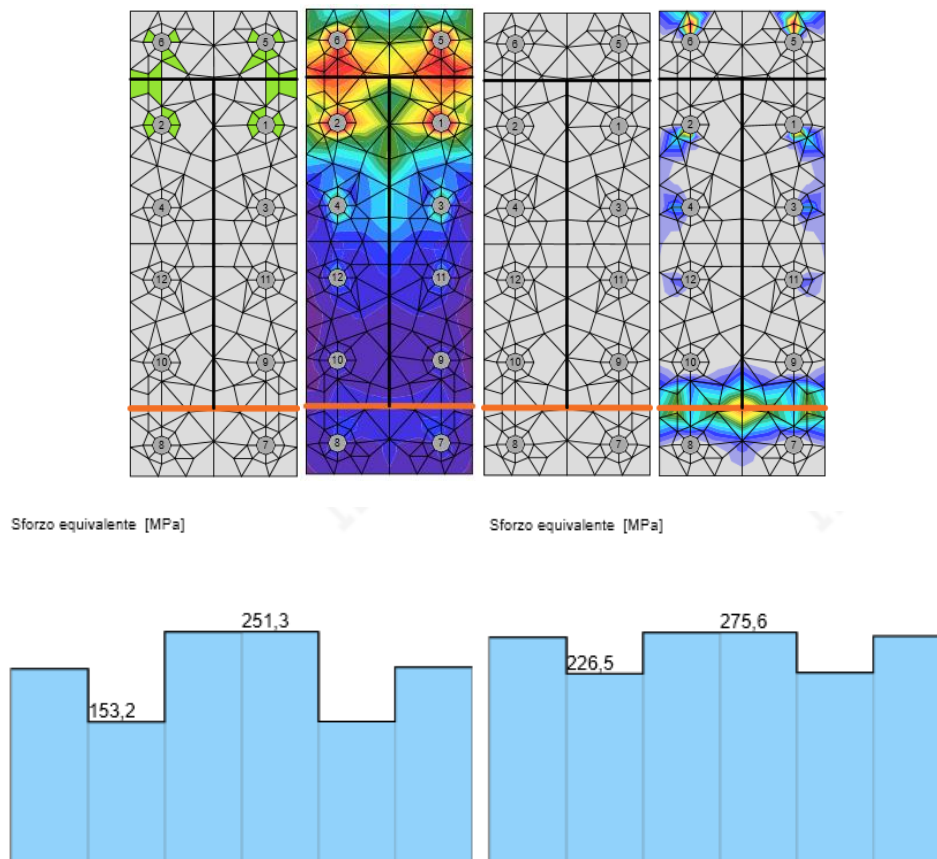


Figura 121 – Verifica globale, sforzo equivalente, deformazione plastica e tensione nei contatti per la saldatura tra trave IPE e giunto bullonato

ELEMENTI CONNETTORI (SEZIONE CHIUSA)

Lo stesso criterio di analisi lo si può seguire per il caso di nodi con profili a sezione chiusa:

Verifica degli elementi e delle piastre di acciaio per l'effetto del carico di estremo

	Stato	Elemento	Sp [mm]	Carichi	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]
>	✓	C	12,5	LE1	355,4	0,2	0,0
	✓	TS	5,0	LE1	216,4	0,0	0,0
	✓	TP2	6,3	LE1	355,1	0,0	0,0
	✓	TP1	6,3	LE1	355,1	0,0	0,0
	✓	CPL1a	10,0	LE1	355,1	0,0	18,0
	✓	CPL1b	10,0	LE1	147,2	0,0	0,0
	✓	CPL1c	10,0	LE1	355,1	0,1	20,4
	✓	IRR1	8,0	LE1	212,4	0,0	0,0

Dati progetto

	Materiale	Fy [MPa]	ϵ_{lim} [%]
>	S 355	355,0	5,0

Tabella 37 – Verifica degli elementi e delle piastre

A seguito sono riportate gli output visivi delle verifiche effettuate dal software CBFEM per uno degli elementi (a titolo di esempio):

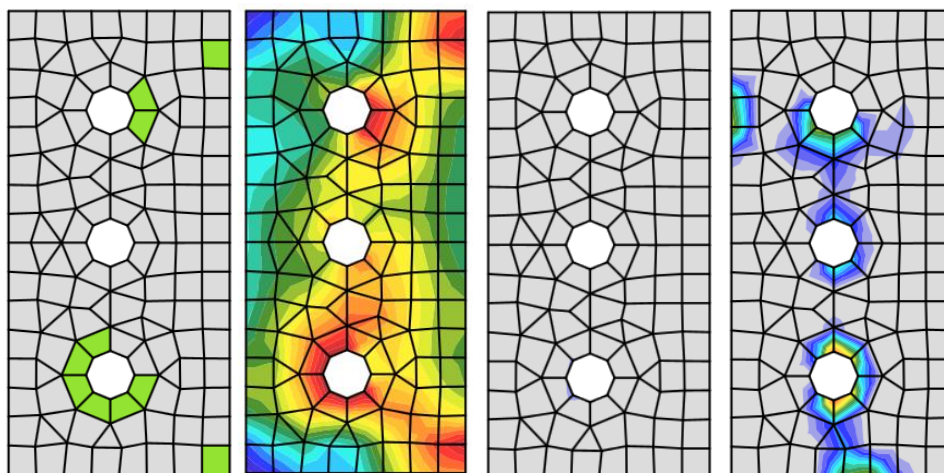


Figura 122 – Verifica globale, sforzo equivalente, deformazione plastica e tensione nei contatti per la piastra di collegamento tra trave RHS e colonna CHS

Verifica dei bulloni per l'effetto del carico di estremo

		Stato	Elemento	Carichi	Ft [kN]	V [kN]	Fb,Rd [kN]	Utt [%]	Uts [%]	Utts [%]
>	+	✓	B1	LE1	8,9	73,0	135,8	5,1	74,5	78,2
	+	✓	B2	LE1	3,2	17,2	129,2	1,8	17,6	18,9
	+	✓	B3	LE1	7,3	82,1	100,6	4,1	83,7	86,7

Dati progetto

	Elemento	Ft,Rd [kN]	Bp,Rd [kN]	Fv,Rd [kN]
>	M20 10.9 - 1	176,4	247,6	98,0

Tabella 38 – Verifica delle bullonature

A seguito sono riportate gli output visivi delle verifiche effettuate dal software CBFEM per una delle piastre di bullonatura (a titolo di esempio):

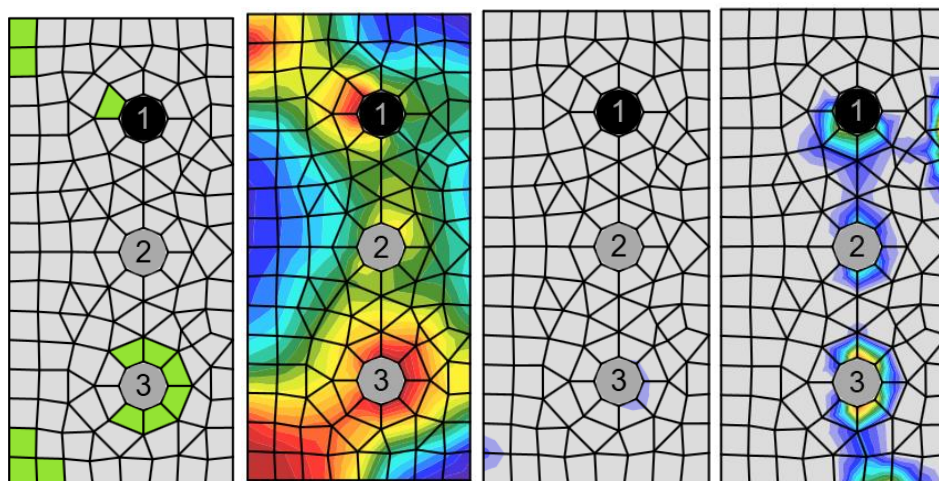


Figura 123 – Verifica globale, sforzo equivalente, deformazione plastica e tensione nei contatti per l'altra piastra di collegamento tra trave RHS e colonna CHS

Verifica delle saldature per effetto del carico estremo (Ridistribuzione plastica)

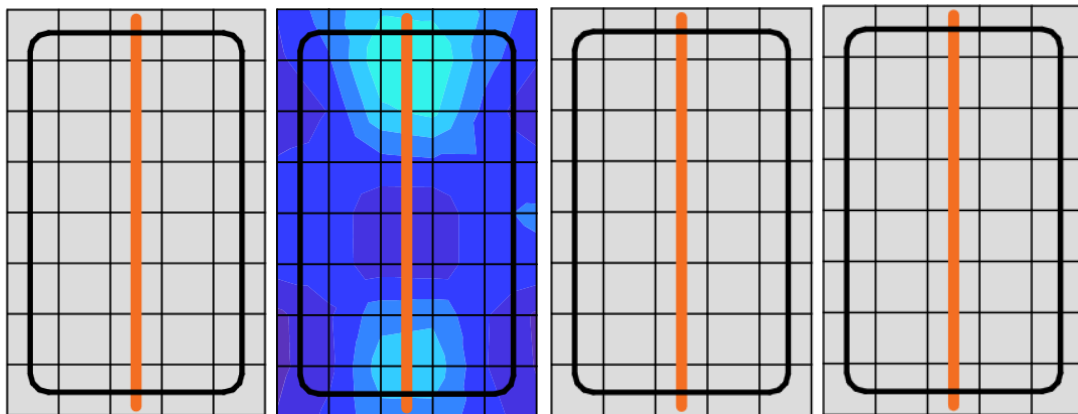
		Stato	Elemento	Bordo	Sp. [mm]	L [mm]	Carichi	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ε_{Pl} [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{ }$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	Ut [%]	Utc [%]
>	+	✓	C-arc 6	TP2	▲6,0	752	LE1	428,1	0,7	188,6	218,0	-41,5	98,3	51,9
	+	✓	C-arc 27	TP1	▲6,0	752	LE1	427,8	0,5	196,2	-217,6	-28,5	98,2	41,6
	+	✓	C-arc 48	CPL1a	▲5,0▲	210	LE1	427,2	0,2	-196,6	130,7	-175,7	98,1	40,5
	+	✓			▲5,0▲	210	LE1	350,2	0,0	-84,6	-159,9	113,7	80,4	20,9
	+	✓	CPL1b	CPL1c	▲5,0▲	210	LE1	427,1	0,2	203,4	-33,6	214,2	98,1	35,4
	+	✓			▲5,0▲	210	LE1	427,7	0,5	218,6	23,6	-211,0	98,2	40,4
	+	✓	CPL1b	TS	▲5,0	602	LE1	363,4	0,0	165,4	44,6	-181,4	83,4	22,7
	+	✓	C-arc 57	C	▲5,5▲	779	LE1	71,2	0,0	11,5	-40,2	5,1	16,3	9,3
	+	✓			▲5,5▲	779	LE1	105,3	0,0	64,9	4,5	-47,7	24,2	9,5

Dati progetto

	Materiale	β_w	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
>	S 355	0,90	435,6	352,8

Tabella 39 – Verifica delle saldature

A seguito sono riportate gli output visivi delle verifiche effettuate dal software CBFEM per uno degli piastre di bullonatura (a titolo di esempio):



Sforzo equivalente [MPa]

Sforzo equivalente [MPa]

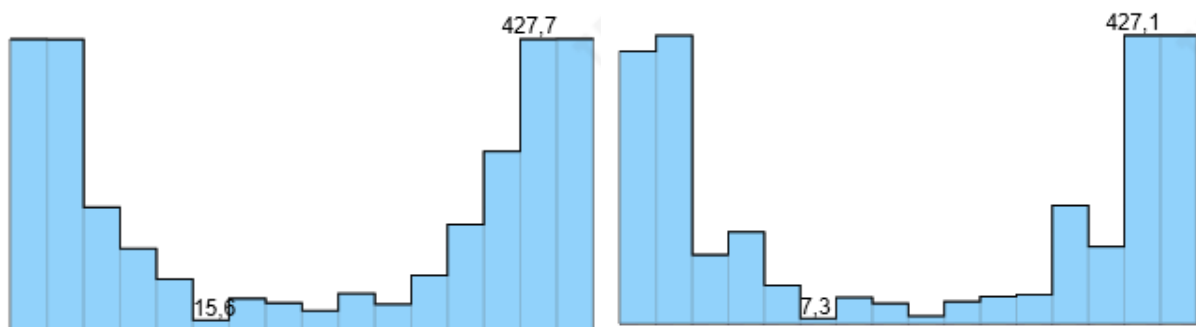
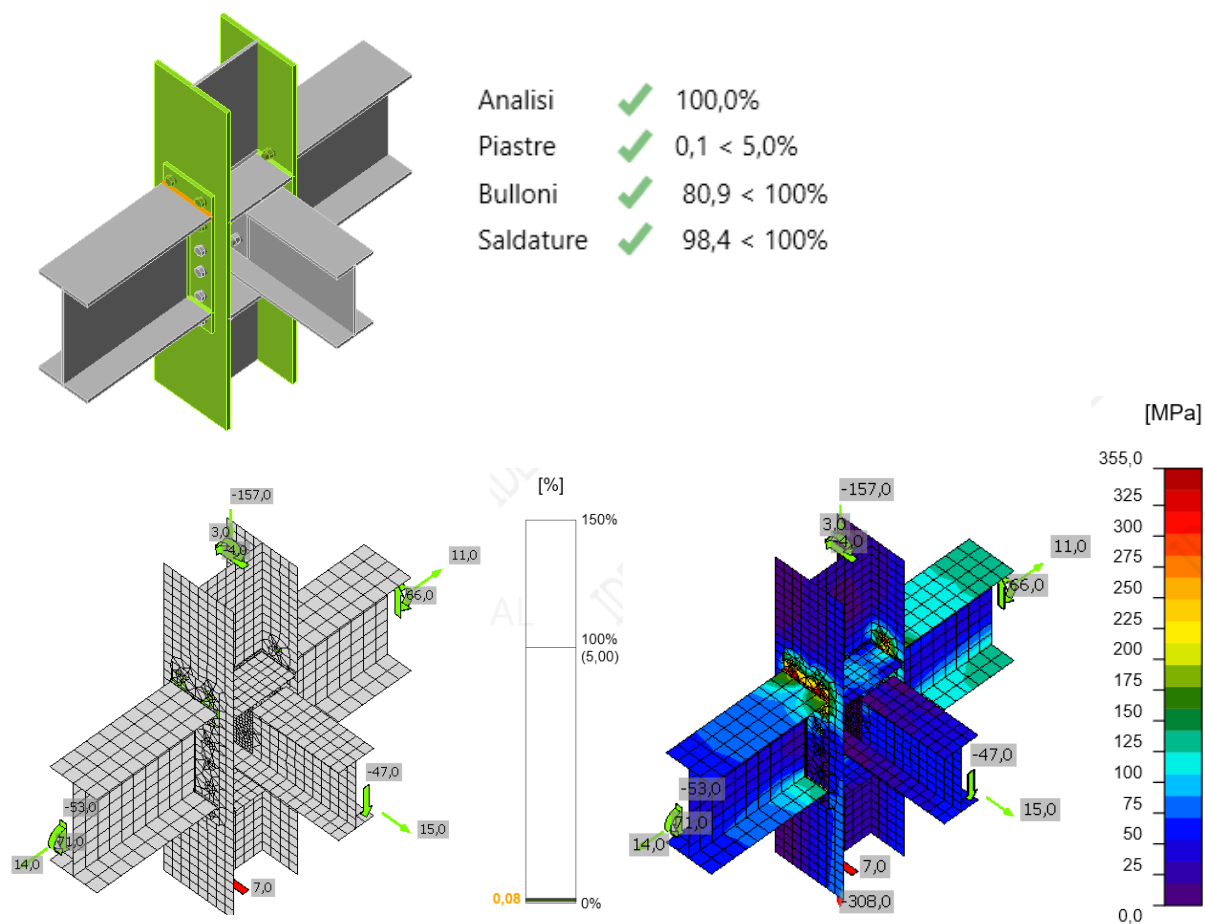


Figura 124 – Verifica globale, sforzo equivalente, deformazione plastica e tensione nei contatti per la saldatura di collegamento tra piastra bullonata e colonna CHS

5.7.4. Rappresentazioni grafica delle verifiche per le unioni esaminate

STRUTTURA A PROFILI APERTI

Nodo trave – colonna (bordo)



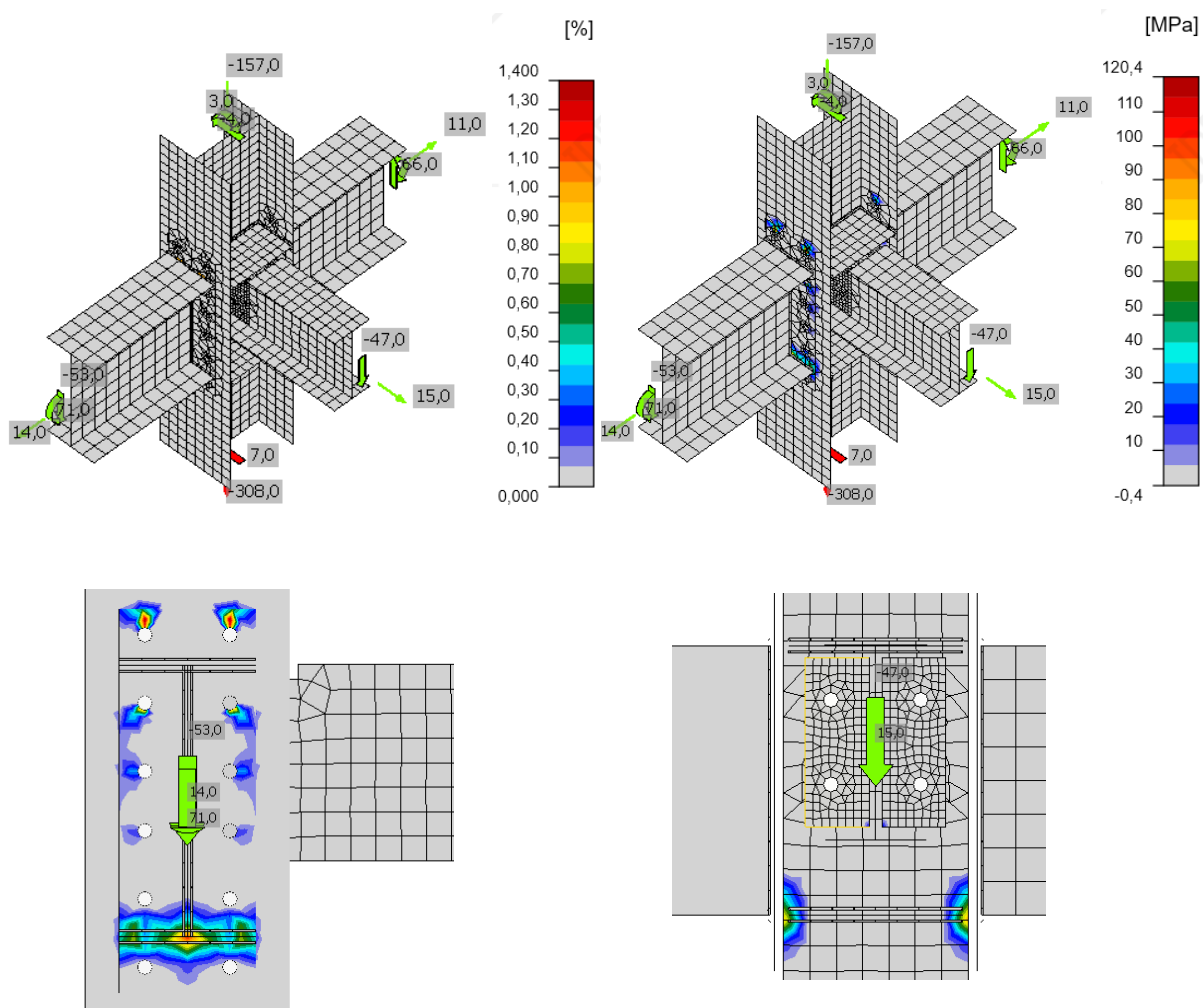
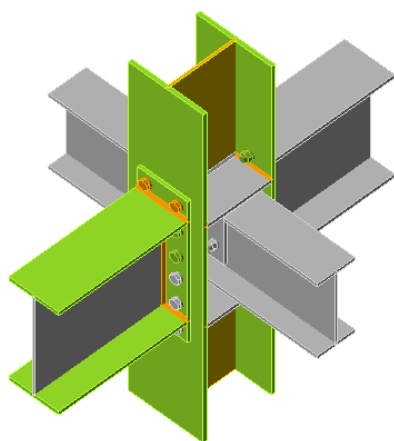


Figura 125 – Verifiche globali, di deformazione, di sforzo equivalente, di deformazione plastica, di tensione nei contatti del nodo trave - colonna di bordo

Nodo trave – colonna (centrale)



Analisi	✓	100,0%
Piastre	✓	1,2 < 5,0%
Bulloni	✓	98,8 < 100%
Saldature	✓	99,1 < 100%

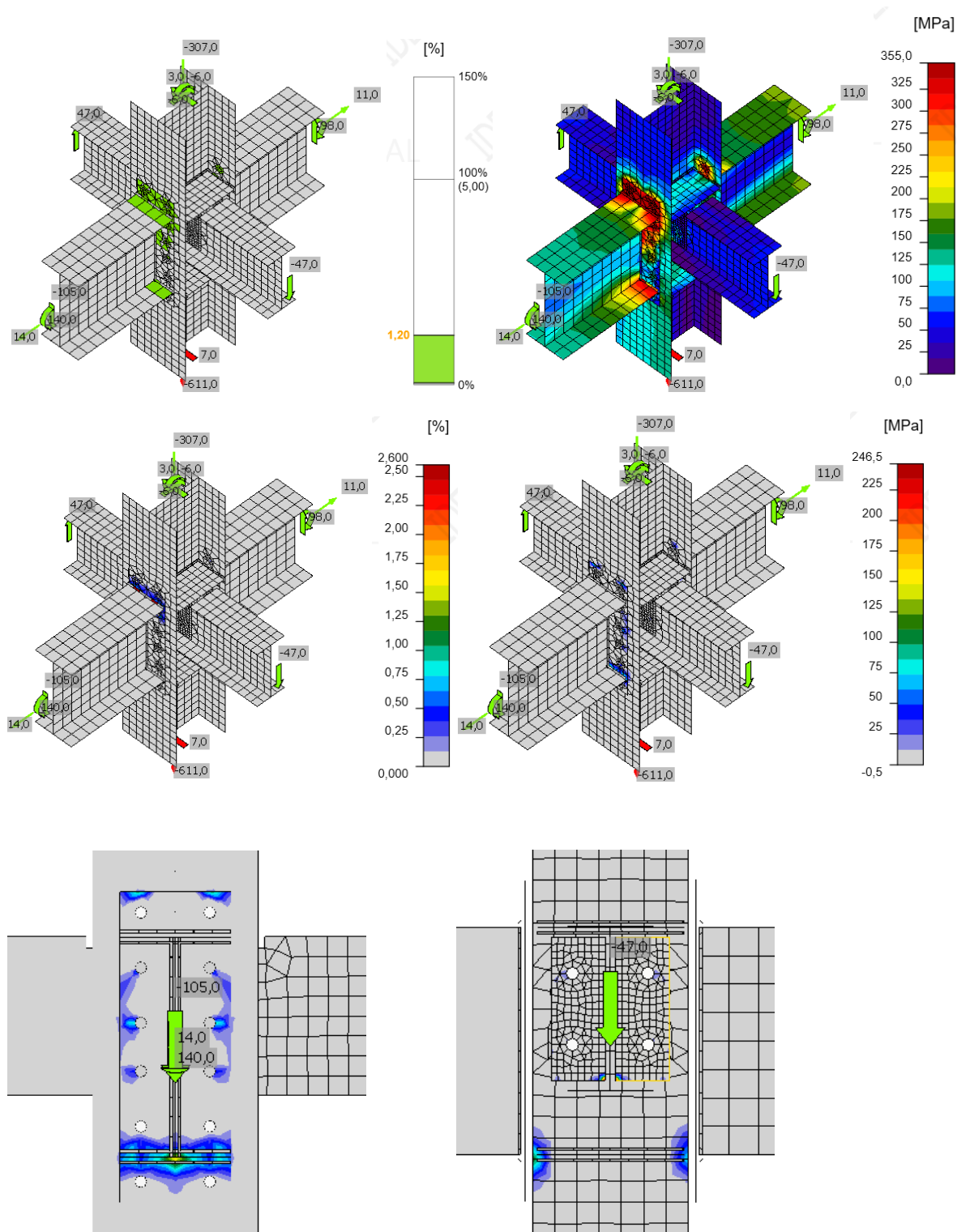


Figura 126 – Verifiche globali, di deformazione, di sforzo equivalente, di deformazione plastica, di tensione nei contatti del nodo trave - colonna centrale

Nodo trave principale – trave secondaria (bordo)

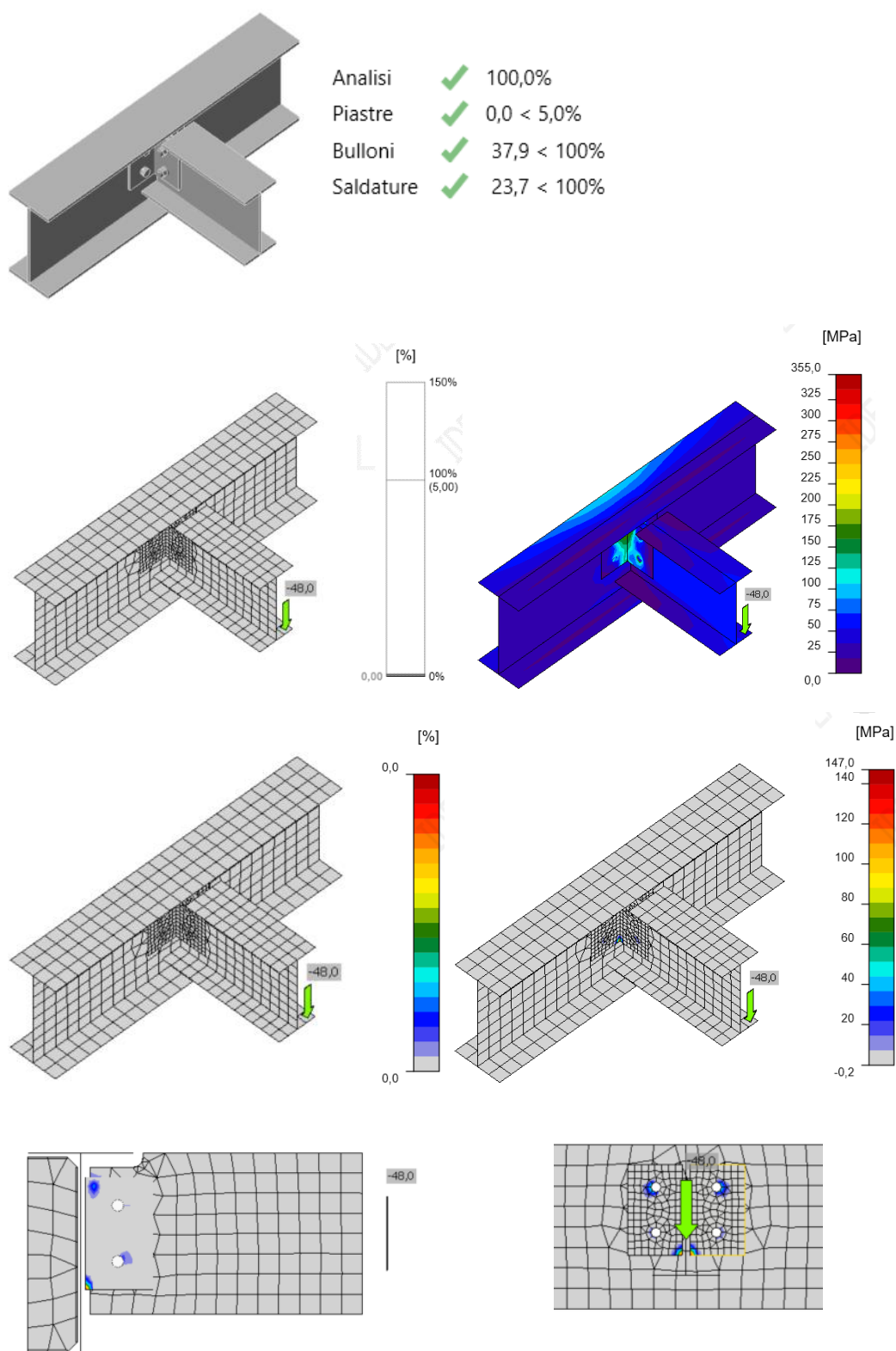


Figura 127 – Verifiche globali, di deformazione, di sforzo equivalente, di deformazione plastica, di tensione nei contatti del nodo trave - trave di bordo

Nodo trave principale – trave secondaria (centrale)

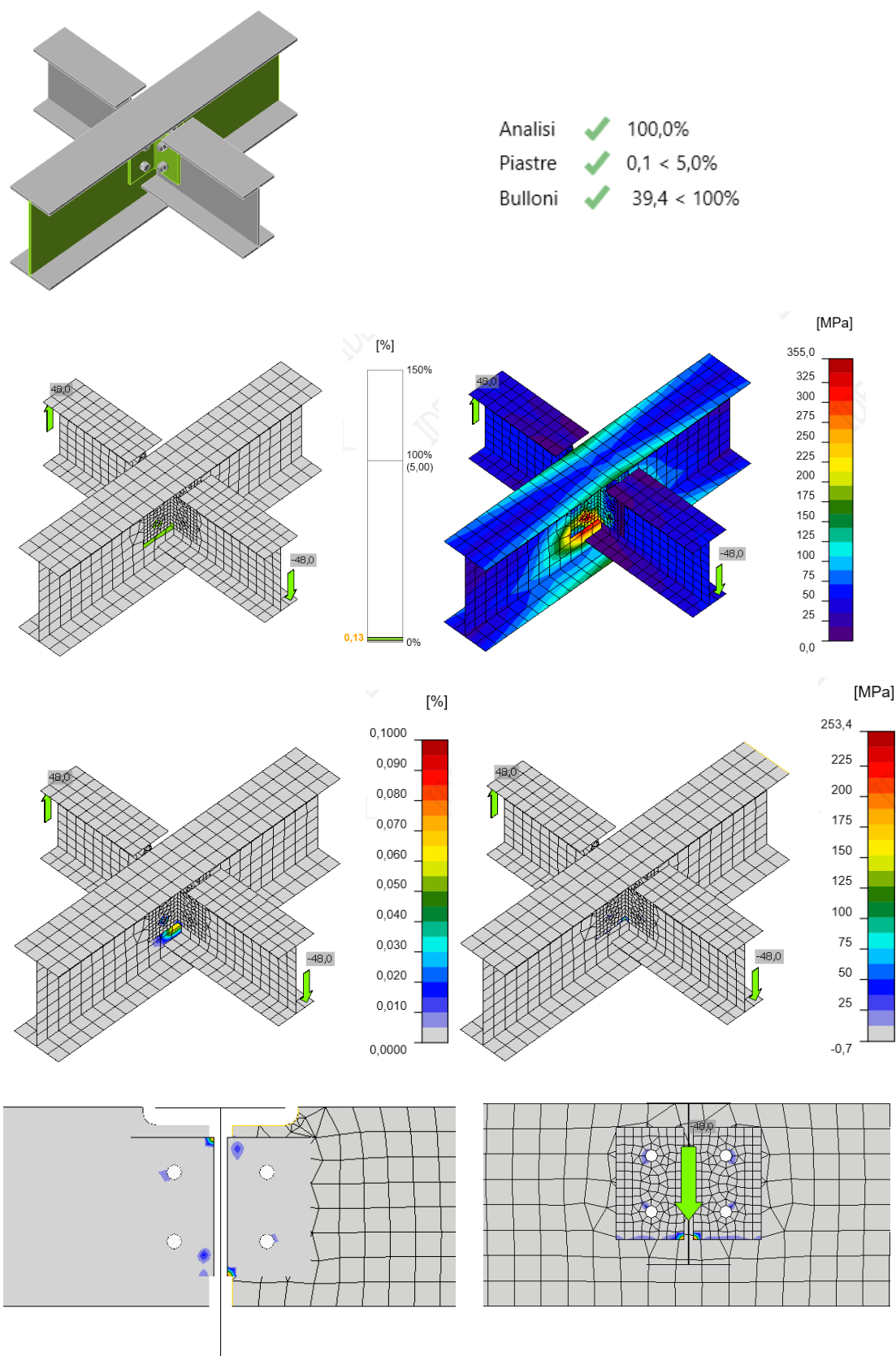
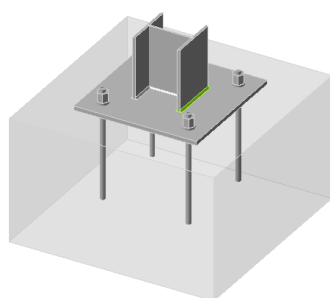


Figura 128 – Verifiche globali, di deformazione, di sforzo equivalente, di deformazione plastica, di tensione nei contatti del nodo trave - trave centrale

Nodo di base delle colonne



Analisi	✓	100,0%
Piastre	✓	0,0 < 5,0%
Ancoraggi	✓	15,4 < 100%
Saldature	✓	89,8 < 100%
Blocco di calcestruzzo	✓	34,9 < 100%
Taglio	✓	15,1 < 100%

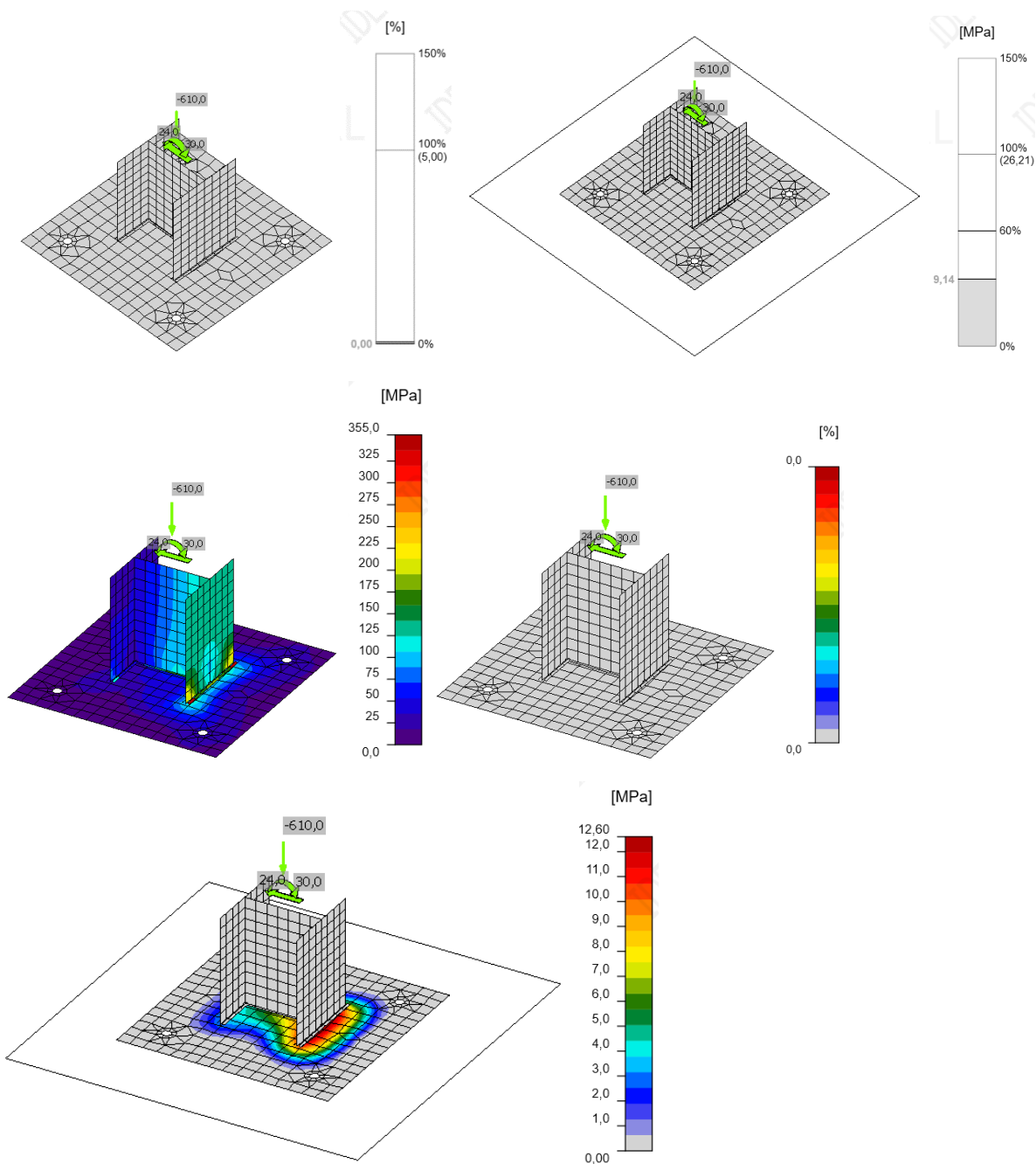
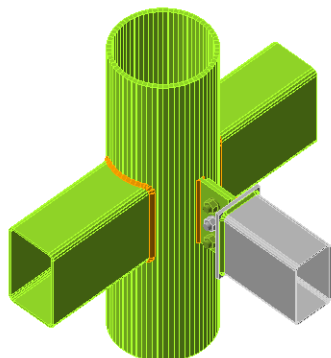


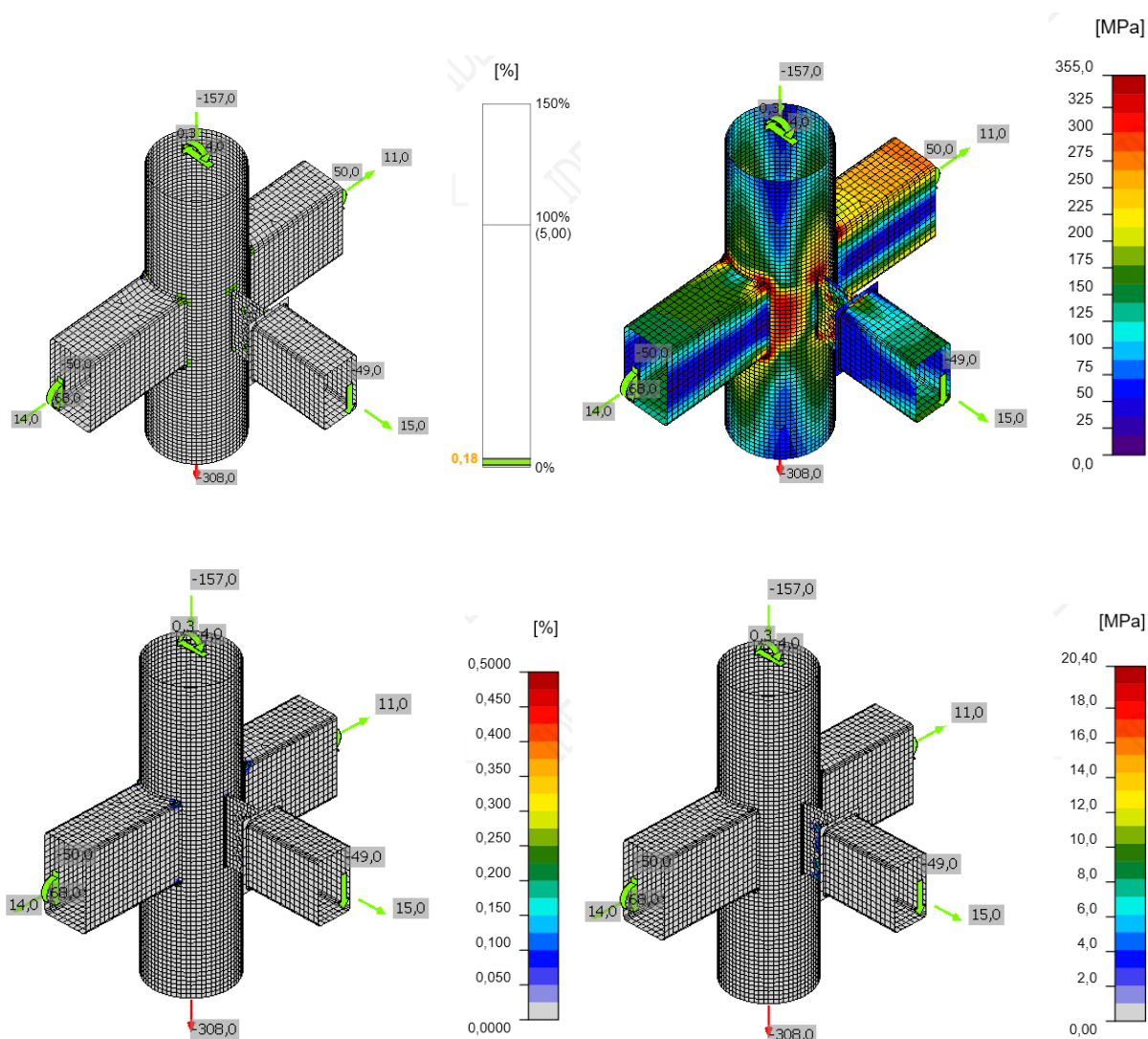
Figura 129 – Verifiche globali, di deformazione, del calcestruzzo, di sforzo equivalente, deformazione plastica, di tensione nei contatti e nel cls del nodo fondazione - colonna

STRUTTURA A PROFILI CHIUSI

Nodo trave – colonna (bordo)



Analisi	✓	100,0%
Piastre	✓	0,2 < 5,0%
Bulloni	✓	86,7 < 100%
Saldature	✓	98,3 < 100%



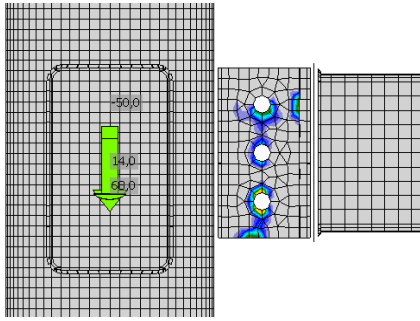
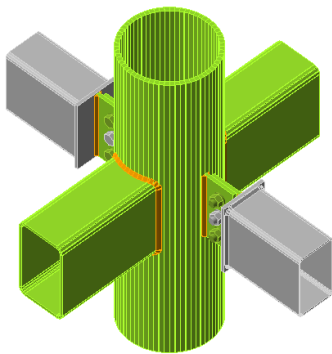
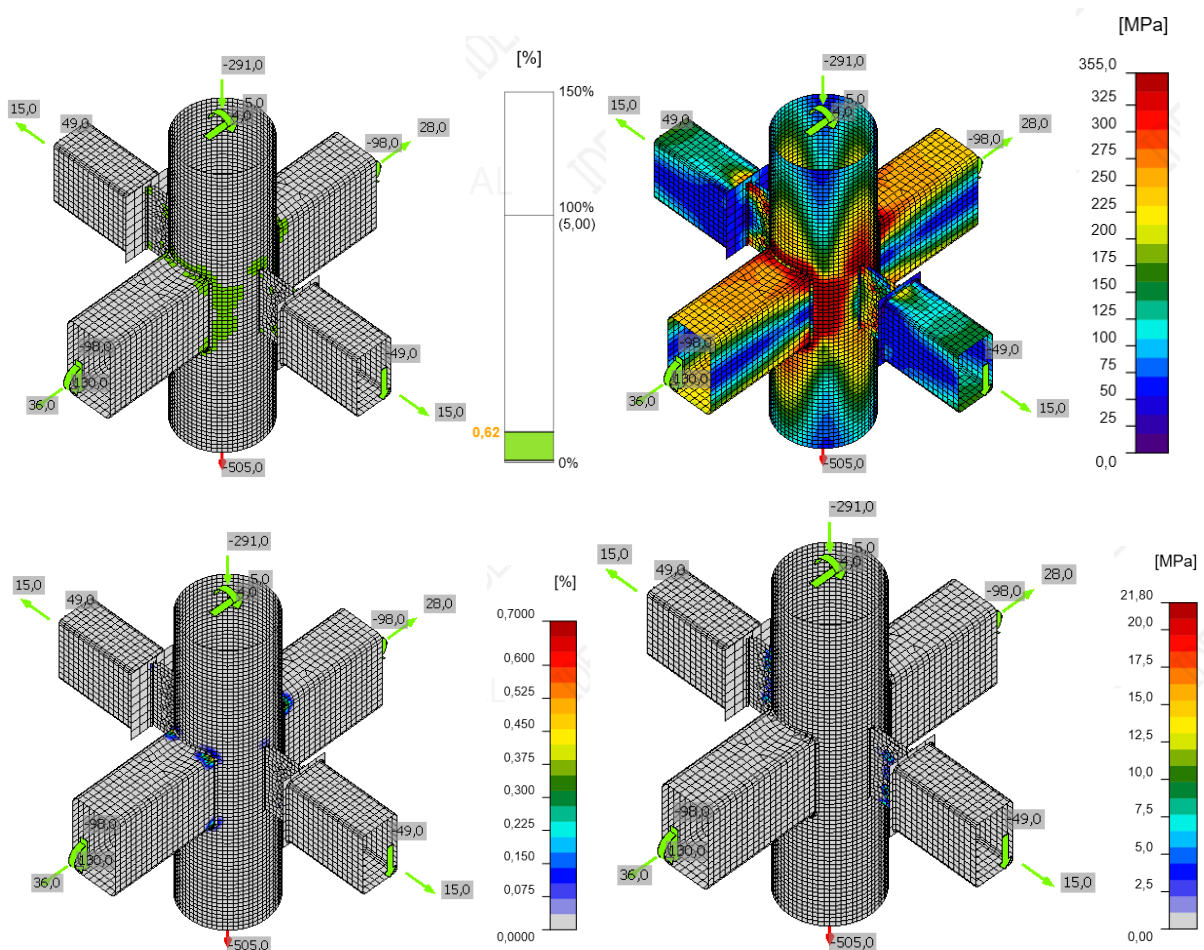


Figura 130 – Verifiche globali, di deformazione, di sforzo equivalente, di deformazione plastica, di tensione nei contatti del nodo trave - colonna di bordo

Nodo trave – colonna (centrale)



Analisi	✓	100,0%
Piastre	✓	$0,6 < 5,0\%$
Bulloni	✓	$87,8 < 100\%$
Saldature	✓	$98,3 < 100\%$



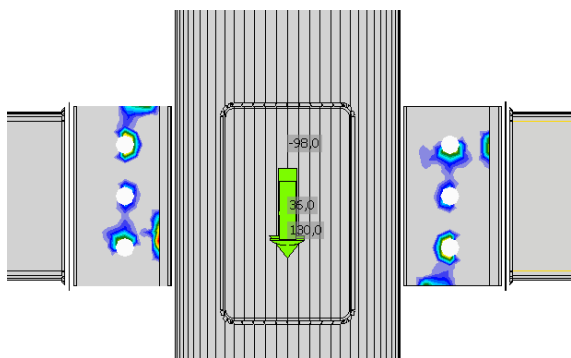
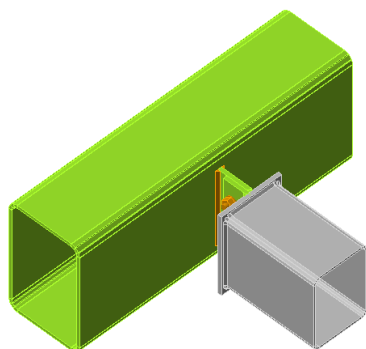
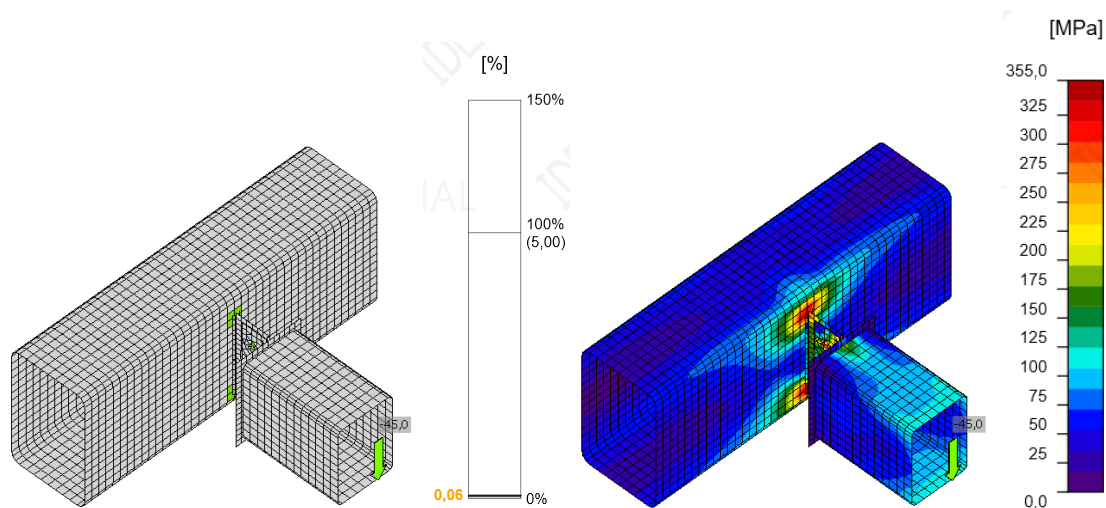


Figura 131 – Verifiche globali, di deformazione, di sforzo equivalente, di deformazione plastica, di tensione nei contatti del nodo trave - colonna centrale

Nodo trave principale – trave secondaria (bordo)



Analisi	✓	100,0%
Piastre	✓	0,1 < 5,0%
Bulloni	✓	97,9 < 100%
Saldature	✓	98,2 < 100%



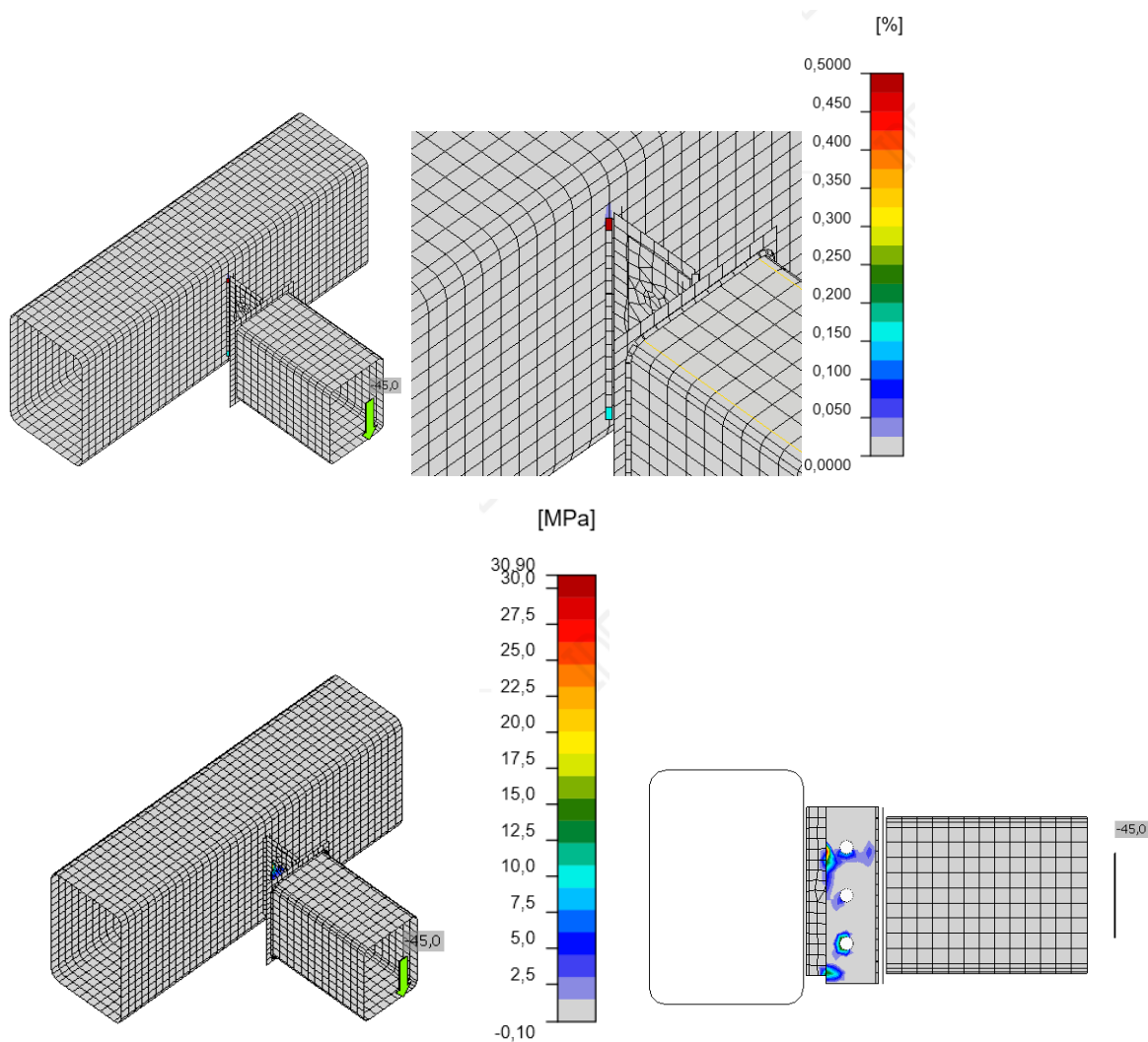
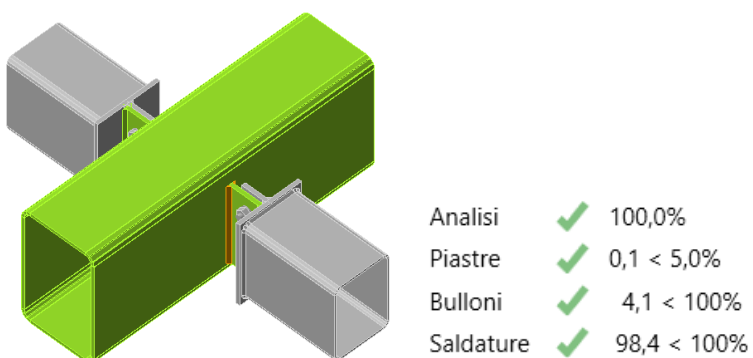


Figura 132 – Verifiche globali, di deformazione, di sforzo equivalente, di deformazione plastica, di tensione nei contatti del nodo trave - trave di bordo

Nodo trave principale – trave secondaria (centrale)



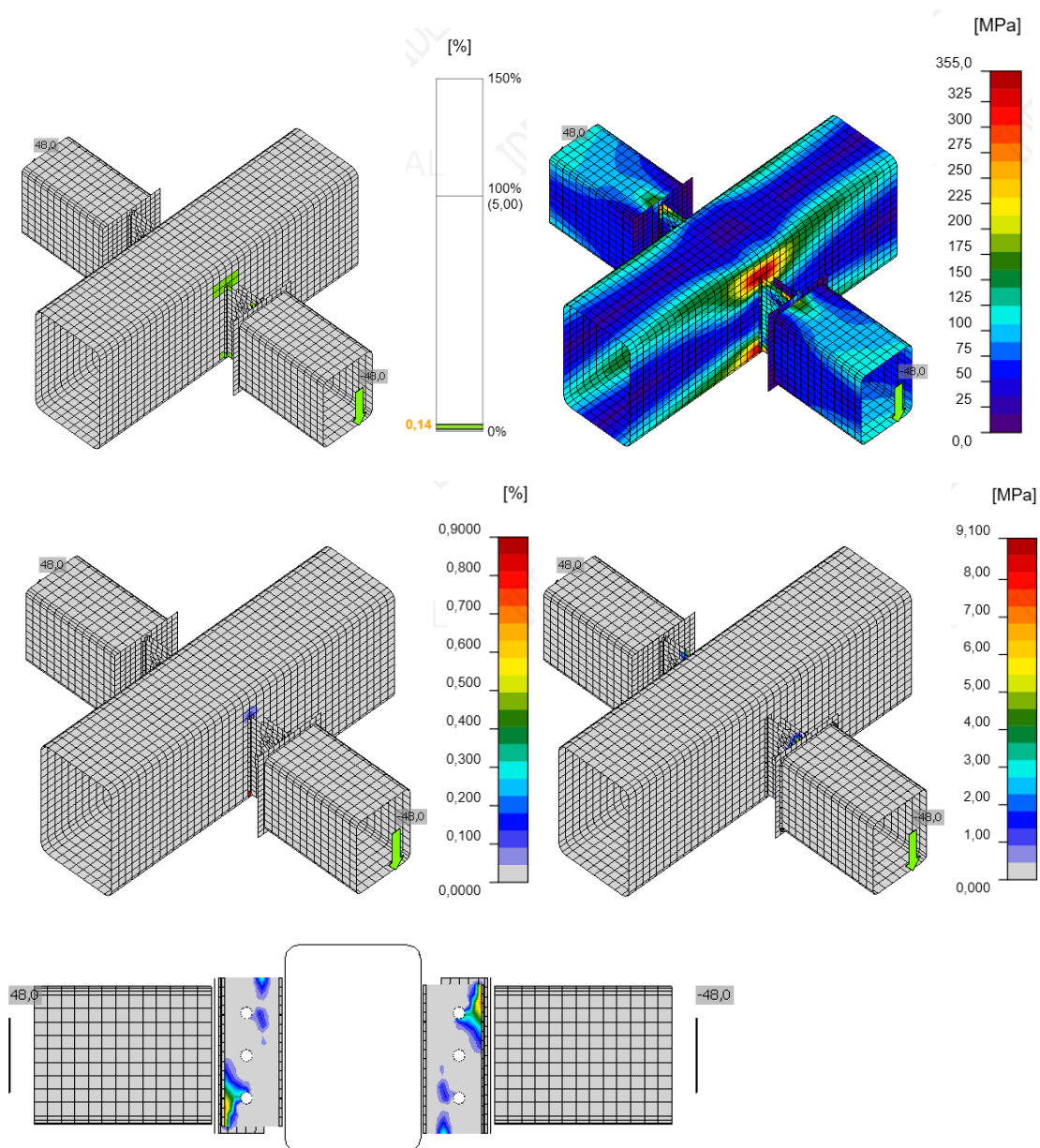
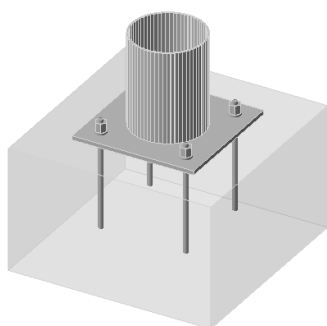
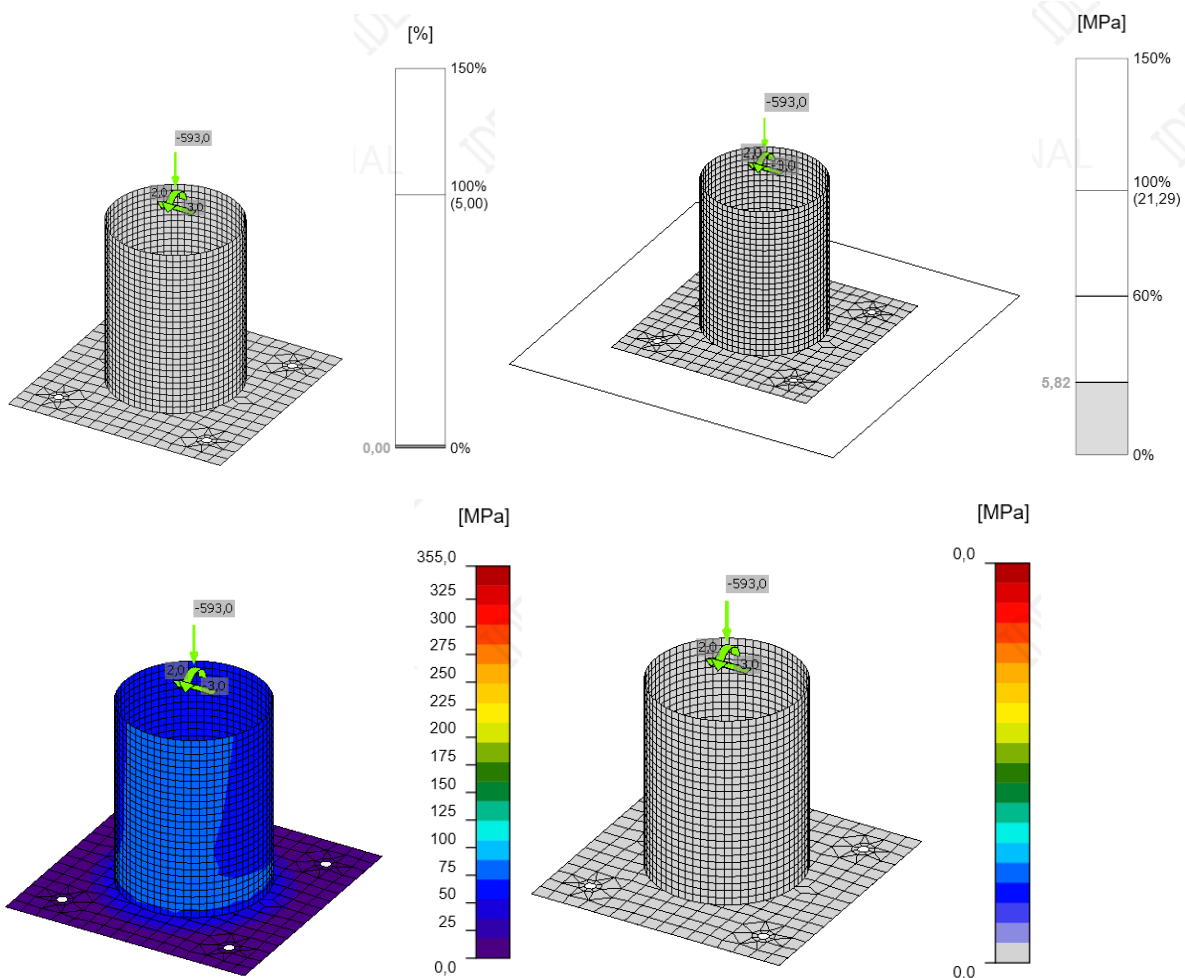


Figura 133 – Verifiche globali, di deformazione, di sforzo equivalente, di deformazione plastica, di tensione nei contatti del nodo trave - trave centrale

Nodo di base delle colonne



Analisi	✓	100,0%
Piastre	✓	0,0 < 5,0%
Ancoraggi	✓	10,0 < 100%
Saldature	✓	52,6 < 100%
Blocco di calcestruzzo	✓	27,3 < 100%
Taglio	✓	1,3 < 100%



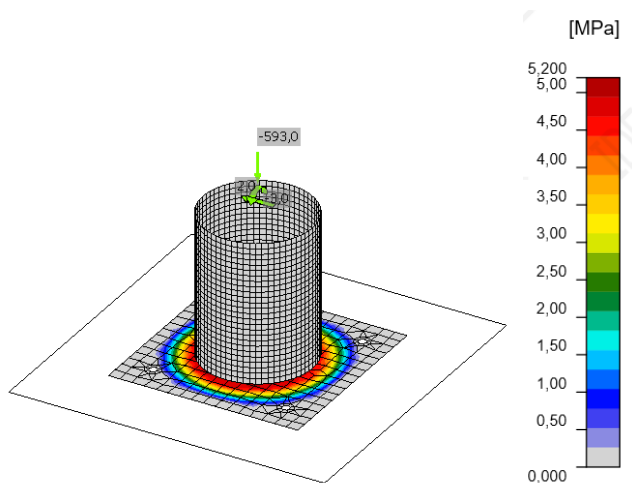


Figura 134 – Verifiche globali, di deformazione, del calcestruzzo, di sforzo equivalente, deformazione plastica, di tensione nei contatti e nel cls del nodo fondazione - colonna

6. CONCLUSIONE

Infine è possibile giungere alla conclusione in cui il processo attraverso il quale è possibile verificare le unioni nelle strutture in carpenteria metallica, può seguire un iter piuttosto lungo e laborioso se si lavora nel piano tradizionale. Nello specifico, a seconda del tipo di profili che entrano in gioco nelle unioni metalliche, sarebbe di normale uso stabilire una strada diversa in base alle situazioni in esame. Scopo del presente elaborato è proprio la ricerca di un metodo per cui si possa raggiungere la verifica delle unioni in carpenteria metallica svincolandosi dalle informazioni riguardanti la sezione, in modo da trovare un modello unico per il procedimento utilizzato.

Per fare ciò è possibile partire da un metodo di verifica in cui si possa considerare il nodo come insieme di elementi che lo costituiscono, e a loro volta ciascuno di questi viene schematizzato come se fosse una molla elasto-plastica. Si tratta dunque in una scomposizione del nodo e le “componenti” che ne risultano vengono considerate a se stanti nei calcoli.

Suddetto metodo viene chiamato, dunque, “Metodo delle componenti”, il quale si pone come scopo la caratterizzazione delle proprietà meccaniche delle connessioni strutturali. Inizialmente quest’ultimo venne sviluppato per le unioni fra profili a sezione aperta, con riferimento alla parte 1.8 dell’Eurocodice 3. In questo caso è permessa una valutazione teorica delle proprietà di resistenza, rigidità e duttilità sulla base di modelli meccanici. Mentre, per il progetto delle unioni fra profili a sezione chiusa il procedimento si basa su un approccio in cui un nodo può essere valutato nel suo insieme solo quando viene determinata la sua resistenza. Le regole di verifica esistenti per le giunzioni tra profilati cavi si basano su semplici modelli meccanici teorici e vengono adattate attraverso confronti con prove sperimentali. Come conseguenza pratica, il loro campo di applicazione è spesso ridotto all’intorno in cui tali regole sono effettivamente valide.

Sulle orme del programma CIDECT, è stato possibile estrapolare un procedimento di verifica unificato per i giunti in acciaio indipendente dal tipo di sezione degli elementi collegati, prevedendo una conseguente estensione del campo di applicazione dello stesso metodo delle componenti. Ciò è stato permesso dall’uso del metodo CBFEM (*Component Based Finite Element Method*), grazie al quale è possibile modellare i nodi di interesse, qualsiasi sia la geometria, ed estrapolare le verifiche previste dall’Eurocodice 3 UNI EN 1993-1-8. Inoltre, è utile sottolineare anche come sia possibile modificare ciascun elemento costituente l’unione in qualsiasi momento, soprattutto quando le verifiche risultino non soddisfatte. Ciò è reso possibile proprio dal fatto che ciascuna “componente” risulta indipendente dalle altre, e che esse siano considerate come elementi svincolati dal nodo cui fanno parte. Tuttavia questo comporta, a volte, lo svantaggio di dover reiterare il procedimento più volte, fino al soddisfacimento dei termini di verifica, andando a modificare tipologia e dimensioni degli stessi elementi costituenti. Un ultimo aspetto che risulta emergere dal presente elaborato è sicuramente il fatto di poter arrivare a modellare un nodo CBFEM molto velocemente a partire da file CAD/CAM, inserendo le informazioni di sollecitazioni derivate dai modelli FEM strutturali. Questo procedimento è permesso grazie alle interazioni BIM tra i diversi softwares, implementate sempre più spesso negli studi di progettazione e/o verifica. Queste operazioni, attraverso una sempre più diffusa applicazione, andranno a ridurre i tempi necessari per portare a termine i processi di calcolo, sia nel campo della progettazione che in quello della verifica.

7. BIBLIOGRAFIA

RACCOLTA DELLE FONTI EDITORIALI:

- J.-P. Jaspart, K. Weynand, “*Design of Hollow Section Joints using the Component Method*”, ArGEnCo Department University of Liège and Feldman + Weynand GmbH, Aachen, Germany;
- G. Ballio, F. M. Mazzolani, “*Strutture in acciaio*”, Hoepli;
- C. Faella, V. Piluso, G. Rizzano, “*Structural steel semirigid connections*”, CRC Press;
- C. Bernuzzi, F.M. Mazzolani, “*Edifici in acciaio: Materiale, calcolo e progetto secondo L’Eurocodice 3 EN-1993-1-1*”, Ulrico Hoepli edizioni;
- A. Boracchini, “*Collegamenti in acciaio: Progetto e calcolo di giunzioni bullonate*”, Grafill;
- “*Manuale utente IDEA Connections*”, Eiseko Computers.;
- G. Terraciano, G. Della Corte, G. Di Lorenzo, R. Landolfo, “*Progettare e costruire con la prefabbricazione: Metodo delle componenti*”;
- Fondazione Promozione Acciaio, “*Norme per gli elementi di collegamento strutturale*”, Dario Flaccovio Editore;
- Fondazione Promozione Acciaio, “*Progettazione di giunzioni e strutture tubolari in acciaio*”, Dario Flaccovio Editore;
- Fondazione Promozione Acciaio, “*Quaderni di progettazione strutturale*”, Dario Flaccovio Editore;
- Fondazione Promozione Acciaio, “*Multi-Storey Steel Buildings Part 5: Joint Design & Single-Storey Steel Buildings*”, Dario Flaccovio Editore;
- L. Springhetti, “*I collegamenti nelle strutture di acciaio*”, Hoepli;
- A. Formisano, Lezioni di “*Teoria delle strutture in acciaio: Unioni elementari e collegamenti*”, Università di Napoli Federico II;

RACCOLTA DELLE FONTI ONLINE:

- <https://www.promozioneacciaio.it/cms>
- <https://www.cidect.org/>
- <https://www.arketipomagazine.it/conneessione-tra-tubolari-circolari/>
- http://unioni.cype.it/unioni_reticolari_piane_profilati_tubolari.htm#tipologia

- <https://www.oppo.it/tabelle/profilati>
- <https://www.arketipomagazine.it/profili-cavi-strutturali-di-acciaio/>
- http://www.tboake.com/steel/edmonton_airport_connections.html
- <http://www.openproject.it/portfolio/sede-dei-servizi-unificati-bologna/>
- <https://arquitecturaviva.com/works/aeropuerto-de-kansai-osaka-4>
- <https://www.bcn3d.com/calatrava-3d-printed-turning-torso/>
- <https://sites.google.com/site/filippotiriduzzi/portfolio/architettura---architecture/tecnologia-degli-elementi---technology-building-elements-costruttivi>
- <http://www.tboake.com/SSEF1/pompidou.shtml>
- <https://www.ingenio-web.it/6515-i-giunti-trave---colonna-tubolare-nei-telai-sismoresistenti-dissipativi-in-accordo-alla-design-guide-n-9-del-cidect>
- <https://www.artsteel.it/articolo/37-tassello-boxbolt-ancoraggio-strutturale-per-travi-in-acciaio-a-sezione-cava>
- <https://www.mdpi.com/1996-1944/13/13/3030/htm>
- <https://www.ideastatica.com/support-center/general-theoretical-background>
- <https://www.archilovers.com/projects/2815/ospedale-di-mestre.html>
- <https://www.rikysongsu.com/blog/2017/4/26/stuttgart-airport>