

Giuseppe Barberio

FONDAMENTI DI COSTRUZIONI IN ACCIAIO

SCHEMI STRUTTURALI, UNIONI SALDATE
E UNIONI BULLONATE



UN APPROCCIO UNITARIO DALLE NORME CNR-UNI 10011 ALLE NORME ATTUALI:
D.M. 14 GENNAIO 2008 – EUROCODICE 3


GRAFILL

Giuseppe Barberio

FONDAMENTI DI COSTRUZIONI IN ACCIAIO

ISBN 13 978-88-8207-761-7

EAN 9 788882 077617

Manuali, 172

Prima edizione, maggio 2015

Barberio, Giuseppe <1983->

Fondamenti di costruzioni in acciaio / Giuseppe Barberio. – Palermo :
Grafill, 2015.

(Manuali ; 172)

ISBN 978-88-8207-761-7

1. Costruzioni in acciaio.

624.1821 CDD-22

SBN Pal0279956

CIP – Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

Il volume è **disponibile anche in versione eBook** (formato *.pdf) compatibile con **PC, Macintosh, Smartphone, Tablet, eReader**.

Per l'acquisto di eBook e software sono previsti pagamenti con conto corrente postale, bonifico bancario, carta di credito e paypal.

Per i pagamenti con carta di credito e paypal è consentito il download immediato del prodotto acquistato.

Per maggiori informazioni inquadra con uno smartphone o un tablet il codice QR sottostante.



I lettori di codice QR sono disponibili gratuitamente su Play Store, App Store e Market Place.

© **GRAFILL S.r.l.**

Via Principe di Palagonia, 87/91 – 90145 Palermo

Telefono 091/6823069 – Fax 091/6823313

Internet <http://www.grafill.it> – E-Mail grafill@grafill.it

Finito di stampare nel mese di maggio 2015

presso **Officine Tipografiche Aiello & Provenzano S.r.l.** Via del Cavaliere, 93 – 90011 Bagheria (PA)

Tutti i diritti di traduzione, di memorizzazione elettronica e di riproduzione sono riservati. Nessuna parte di questa pubblicazione può essere riprodotta in alcuna forma, compresi i microfilm e le copie fotostatiche, né memorizzata tramite alcun mezzo, senza il permesso scritto dell'Editore. Ogni riproduzione non autorizzata sarà perseguita a norma di legge.

Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.

INDICE

PREMESSA	p.	1
1. INTRODUZIONE	"	3
1.1. Evoluzione del calcolo strutturale.....	"	3
1.2. Normativa	"	5
2. CONCETTI DI BASE	"	7
2.1. Cinematica delle strutture	"	7
2.2. Stabilità degli elementi strutturali.....	"	7
2.3. Comportamento nello spazio delle strutture	"	11
2.4. Deformabilità degli elementi strutturali.....	"	11
2.5. Edifici multipiano	"	13
2.5.1. Tipologie strutturali.....	"	13
2.5.2. Strutture controventanti.....	"	14
2.6. Edifici monopiano.....	"	16
2.6.1. Arcarecci e giunzioni	"	17
2.6.2. Travi principali.....	"	17
2.6.3. Trasmissione del carico alle colonne	"	18
2.6.4. Lunghezza libera di inflessione fuori del piano e nel piano.....	"	19
2.6.5. Effetti delle azioni orizzontali.....	"	20
2.6.6. Vie di corsa per carroponti	"	21
2.6.7. Strutture verticali.....	"	22
2.7. Modelli di calcolo	"	25
2.7.1. Lo schema pendolare	"	26
2.7.2. Tracciatura delle travi reticolari	"	31
2.8. Tolleranze dimensionali.....	"	36
3. GENERALITÀ SULLE STRUTTURE IN ACCIAIO	"	37
3.1. Imperfezioni strutturali	"	37
3.2. Vantaggi del raddrizzamento	"	38
3.3. Caratteristiche meccaniche degli acciai	"	38
3.4. Imperfezioni geometriche.....	"	39
3.5. Principali prove per gli acciai da carpenteria.....	"	39
3.5.1. Prova completa di trazione.....	"	40
3.5.2. Prova di compressione globale	"	41

3.5.3.	Prova di resilienza	p.	41
3.5.4.	Prova di fatica	"	42
4.	METODI DI VERIFICA	"	43
4.1.	Metodo delle tensioni ammissibili	"	43
4.2.	Approcci probabilistici	"	45
4.2.1.	Metodo semiprobabilistico agli SL	"	46
4.2.2.	Stati limite convenzionali	"	46
4.3.	Criteri di resistenza	"	46
4.3.1.	Criterio di Huber-Hencky-Von Mises	"	46
5.	UNIONI SALDATE	"	48
5.1.	Procedimenti di saldatura	"	48
5.2.	Difetti delle saldature	"	49
5.2.1.	Conseguenze dei fenomeni termici	"	49
5.2.2.	Mezzi di indagine delle saldature	"	50
5.3.	Classificazione delle unioni saldate	"	50
5.4.	Resistenza delle saldature a completa penetrazione	"	51
5.5.	Resistenza delle saldature a cordoni d'angolo	"	52
5.5.1.	Domini di resistenza $\sigma_{ort} - \tau_{ort} - \tau_{par}$	"	53
5.6.	Stati tensionali e verifiche delle saldature a cordoni d'angolo	"	56
5.6.1.	Trazione semplice	"	56
5.6.2.	Flessione e taglio	"	74
5.6.3.	Torsione, flessione e taglio	"	90
5.7.	Sezioni a cassone	"	103
5.8.	Sezioni a T, ad L, a croce	"	105
5.9.	Torsione nelle sezioni aperte	"	105
6.	UNIONI BULLONATE	"	107
6.1.	Generalità	"	107
6.1.1.	Classificazione dei bulloni	"	107
6.1.2.	Proprietà meccaniche dei bulloni	"	108
6.1.3.	Geometria dei bulloni	"	109
6.2.	Serraggio	"	109
6.2.1.	Sistemi a serraggio controllato	"	113
6.2.2.	Sistemi a serraggio non controllato	"	113
6.3.	Resistenza dell'unione bullonata	"	114
6.4.	Unioni a taglio	"	115
6.4.1.	Stato limite di servizio	"	116
6.4.2.	Stato limite ultimo	"	124
6.5.	Unioni a trazione	"	149
6.5.1.	Stato limite di servizio	"	152
6.5.2.	Stato limite ultimo	"	152
6.6.	Unioni a trazione e taglio	"	159

6.6.1.	Stato limite di servizio	p.	159
6.6.2.	Stato limite ultimo.....	"	160
6.7.	Unioni a taglio e torsione.....	"	176
6.7.1.	Stato limite ultimo.....	"	176
6.8.	Unioni a flessione e trazione.....	"	187
6.8.1.	Stato limite ultimo.....	"	187
7.	STATO LIMITE DI UTILIZZAZIONE E CONSIDERAZIONI VARIE	"	199
7.1.	Generalità.....	"	199
7.2.	Limitazioni imposte.....	"	199
7.3.	Deformabilità delle travi a parete piena.....	"	201
7.4.	Deformabilità delle strutture bullonate.....	"	202
7.5.	Trazione	"	203
7.6.	Compressione.....	"	204
7.7.	Flessione	"	205
7.8.	Taglio	"	205
7.9.	Torsione	"	205
BIBLIOGRAFIA.....		"	207

*Il ferro nelle mani del fabbro valente
diventa acciaio*

PREMESSA

La presente monografia contiene una raccolta degli appunti tratti durante le lezioni del corso di *Fondamenti di costruzioni in acciaio* da me seguito nell'anno accademico 2006/2007.

Vista la sua semplicità espositiva ed il taglio marcatamente applicativo, si rivolge sia agli studenti delle facoltà di ingegneria civile ed architettura che ai professionisti. In particolar modo, per i primi può essere un utile riferimento per l'applicazione pratica dei concetti appresi a livello teorico, mentre per i secondi può essere un punto d'incontro con le nuove metodologie progettuali e con i contenuti delle norme tecniche più attuali (NTC 08 ed EC3) prendendo spunto dalla normativa storica di riferimento per il calcolo delle strutture in acciaio, la CNR 10011.

All'interno del testo, volutamente, vengono trattati in parallelo i contenuti di tutte e tre le normative, in un approccio unitario, al fine di metterne in evidenza le analogie e le differenze.

L'opera si articola in sette capitoli suddivisi nel seguente modo:

- *Capitolo 1: introduzione al calcolo strutturale nei suoi aspetti storici salienti;*
- *Capitolo 2: concetti di base sul comportamento delle strutture in acciaio e definizione dei legami costitutivi classici; breve introduzione alla modellazione numerica delle strutture in acciaio;*
- *Capitolo 3: concetti di base sulle imperfezioni strutturali, sulle proprietà meccaniche degli acciai e sulle principali prove sperimentali;*
- *Capitolo 4: introduzione ai metodi di verifica delle strutture in acciaio;*
- *Capitolo 5: introduzione allo studio delle unioni saldate; contiene una raccolta di numerosi esercizi completamente svolti;*
- *Capitolo 6: introduzione allo studio delle unioni bullonate; contiene una raccolta di numerosi esercizi completamente svolti;*
- *Capitolo 7: deformabilità delle strutture in acciaio e breve introduzione ai concetti dell'ottimizzazione strutturale.*

INTRODUZIONE

1.1. Evoluzione del calcolo strutturale

Il calcolo delle strutture ha subito tra il XIX e il XX secolo una notevole evoluzione sia metodologica che normativa.

Basti pensare, infatti, che ancora nel XVIII secolo, grandi maestri dell'arte di costruire europei ed extraeuropei utilizzavano ancora metodi di tipo empirico o semi-empirico riconducibili all'antica tradizione costruttiva di origine greco-romana.

Soltanto nel XIX secolo si assiste ad un progressivo abbandono di tale modo di procedere, sostituendo sempre più ad un atteggiamento intuitivo un approccio teorico-speculativo.

È soprattutto in Francia che si sviluppa questo nuovo filone metodologico grazie all'opera di grandi maestri quali, per citarne solo i più ricorrenti, Navier, Cauchy e De Saint Venant, ovvero coloro che insieme al tedesco Mohr sono ritenuti i padri fondatori della moderna Scienza delle Costruzioni.

Ma anche gli ingegneri inglesi, seppur maggiormente inclini ad un approccio empirico-sperimentale, hanno dato un grande contributo allo sviluppo dei moderni metodi di analisi strutturale.

A questo punto è opportuno fare un'adeguata distinzione tra metodi di analisi strutturale e metodi di verifica progettuale.

Infatti, pur essendo due facce della stessa medaglia, dal punto di vista pratico rappresentano cose diverse:

- il metodo di analisi strutturale permette di determinare il modo in cui una struttura risponde all'applicazione di un carico esterno o interno, dove per risposta può intendersi, a seconda dei casi, il campo di spostamenti, il campo di deformazioni o il campo di tensioni, ecc.;
- il metodo di verifica, invece, permette di determinare la capacità della struttura di assorbire la risposta alla quale è chiamata.

Dal punto di vista dell'analisi strutturale, la sintesi più mirabile di tutto il percorso di ricerca analitica sviluppatosi durante il XIX secolo, è costituita senza dubbio dalla cosiddetta "Teoria dell'elasticità" che vide la sua sistematizzazione teorica e applicativa nei lavori di Navier e De Saint Venant.

Dal punto di vista dell'analisi di verifica strutturale, la prima pietra miliare è costituita senza dubbio dal cosiddetto "Metodo alle tensioni ammissibili" che vide la sua sistematizzazione teorica e applicativa nel monumentale lavoro di Emil Morsch *Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung* pubblicato nel 1902.

Da allora, per oltre un secolo, Teoria dell'elasticità e Metodo alle tensioni ammissibili hanno rappresentato i binari su cui si sono mossi praticamente tutti i progettisti strutturali del XX secolo, in particolare gli ingegneri italiani.

Ma la ricerca è proseguita nel tempo a ritmi sempre crescenti man mano che aumentavano da un lato le conoscenze teorico-sperimentali e dall'altro la disponibilità di nuovi strumenti tecnologici di analisi.

Così già prima della metà del XX secolo, la Teoria dell'elasticità viene affiancata dalla Teoria della plasticità che porta alla nascita ed allo sviluppo del Metodo di analisi a rottura, metodo che consente di indagare più approfonditamente il comportamento strutturale post elastico.

Ovviamente questo nuovo metodo è figlio anche di tutte le nuove conoscenze acquisite sul comportamento meccanico dei materiali da costruzione attraverso campagne di sperimentazione diretta.

Nella seconda metà del XX secolo lo sviluppo esponenziale della tecnologia ed in particolar modo dell'informatica ha fornito nuovi mezzi e nuova linfa al progresso di quelle tecniche di analisi strutturale che, per la loro complessità applicativa, hanno richiesto un maggior tempo di gestazione.

Su tutte, ovviamente, il ben noto Metodo agli elementi finiti (FEM), che ha rappresentato, per il tempo, la frontiera del futuro.

Ma allo stato attuale delle cose non è più così, basti pensare al diffuso Metodo agli elementi di contorno (BEM), oppure ai tanti metodi ibridi.

Anche nel campo dei metodi di verifica si è assistito ad una rivoluzione radicale, infatti, già dalla metà del XX secolo, si è cercato di affinare il determinismo del Metodo alle tensioni ammissibili con analisi probabilistiche e statistiche più accurate.

Si è cercato, inoltre, di individuare nuovi criteri per stimare la sicurezza strutturale non limitandosi soltanto al calcolo semplicistico del coefficiente di sicurezza a rottura, ma cercando, invece, di inquadrare la risposta strutturale in termini più propriamente prestazionali.

Si è introdotto così il concetto di "stato limite", ovvero di una particolare risposta strutturale basata su una soglia superata la quale la struttura non garantisce più i requisiti per la quale è stata progettata.

Tali soglie, non potendo essere determinate con esattezza, viste le aleatorietà legate alle caratteristiche meccaniche dei materiali e alla distribuzione delle azioni sulle strutture, vengono fornite in termini probabilistici.

Da queste considerazioni scaturisce quello che poi sarà denominato Metodo semiprobabilistico agli stati limite, dove il termine "semiprobabilistico" sta ad indicare il fatto che il metodo si basa su una procedura teorico-sperimentale.

In tale metodo la sicurezza strutturale non viene più definita attraverso il calcolo di un unico coefficiente di sicurezza, ma attraverso la valutazione di più stati limite corrispondenti a diverse situazioni progettuali nelle quali può trovarsi la struttura durante la propria vita.

Per cui si passa da un approccio deterministico-sintetico ad un approccio probabilistico-prestazionale.

Ma il processo di cambiamento non è stato assolutamente facile, soprattutto nel panorama italiano che si è sempre dimostrato poco avvezzo alle nuove frontiere della conoscenza.

Così, fino a pochissimi anni fa, mentre nel resto del mondo si parlava già di calcolo prestazionale allo stato limite, in Italia si continuava imperterriti a seguire lo stesso binario di inizio del XX secolo.

Tutto questo nonostante la scuola ingegneristica italiana sia universalmente riconosciuta come una delle prime al mondo.

Oggi, anche in virtù dello sviluppo dei nuovi codici normativi, le cose sembrano iniziare a cambiare definitivamente; il processo di ammodernamento del mondo del calcolo strutturale nazionale si sta allineando ai nuovi percorsi della ricerca per cercare di soddisfare sempre più le nuove richieste tecniche attuali le quali non guardano più soltanto all'economia e alla semplicità, ma anche e soprattutto alla qualità.

E la qualità di una struttura è parte integrante della qualità di un'opera costruita per cui bisogna essere consapevoli che un'arretratezza nelle conoscenze si paga anche con un elevato costo sociale.

1.2. Normativa

Elemento imprescindibile quando si parla di calcolo strutturale è la normativa tecnica di riferimento. Anzi, nella pratica corrente di un ingegnere ordinario, la normativa è l'elemento cardine di riferimento durante tutte le fasi dell'attività progettuale, ancor più della tanta teoria che si studia all'università.

Tuttavia, molto spesso questo approccio porta ad un'applicazione pedissequa e meccanica delle regole tecniche annullando nell'ingegnere lo spirito critico che dovrebbe contraddistinguerlo.

Non è un caso che la normativa nazionale è sempre stata caratterizzata da un'impostazione più propensa alla direttività secondo schemi rigidamente inquadrati rispetto alla propositività dei codici tecnici più evoluti.

Questa distinzione non è solo formale, ma anche e soprattutto sostanziale perché da questi due modi di intendere le "regole" progettuali sono scaturite due filosofie di pensiero molto diverse:

- da un lato la norma come un insieme di regole prescrittive;
- dall'altro la norma come un insieme di regole prestazionali.

Nel primo caso si tratta di regole nel vero senso etimologico della parola dal carattere fortemente deterministico a cui il progettista deve attenersi; nel secondo caso si tratta più di proposte metodologiche di supporto al progettista che tuttavia può scegliere anche strade autonome purché dimostri l'efficacia delle proprie scelte.

Tenendo ben presente la dualità sopra riportata, si può capire perché per tanti anni la normativa italiana è stata così distante da quella europea ed americana per citare quelle più intrinsecamente collegate con l'Italia.

Fermandosi, per le esigenze della trattazione, solo agli ultimi quarant'anni, le tappe dello sviluppo normativo nazionale sono riconducibili ai seguenti punti salienti:

- *Legge n. 1086/1971*, la legge quadro sulle costruzioni che tutt'ora costituisce un'importante cornice di riferimento a livello nazionale;
- *Legge n. 64/1974*, che rappresenta la prima vera pietra miliare dal punto di vista della legislazione sismica nazionale; dall'impostazione di questa legge è scaturita, poi, la lunga serie di decreti che ha sempre caratterizzato la normativa italiana;
- *CNR-UNI 10011/88*, la "legge" di riferimento per la progettazione e le verifiche delle strutture in acciaio e dei relativi collegamenti; occorre sottolineare che questa norma non è né una legge né un decreto ministeriale, ma è soltanto un'istruzione formulata dal consiglio nazionale delle ricerche; nonostante ciò ha rappresentato la norma di riferimento fino all'entrata in vigore delle NTC 08 che hanno assorbito quasi in toto le indicazioni contenute nell'EC3;

- *D.M. 14-02-1992*, il decreto che convalidava ancora una volta l'uso del metodo alle tensioni ammissibili; vale la pena ricordare che nello stesso periodo venivano pubblicate in Francia le BAEL 91 e le BPEL 91, in Inghilterra le BS, in Europa il Model Code 90 e le prime bozze degli Eurocodici; tutte queste norme sono importanti perché segnano il passaggio definito dal metodo alle tensioni ammissibili al metodo degli stati limite;
- *D.M. 16-01-1996*, il decreto che introduce per la prima volta in Italia l'utilizzo, seppur in forma limitata, del calcolo agli stati limite al fianco di quello tradizionale alle T.A.; è una svolta importante perché segna il primo passo italiano nella direzione di allineamento con l'Europa; grazie ai DAN (documenti di applicazione nazionale) contenuti in tale decreto, gli ingegneri italiani iniziano a prendere confidenza con gli Eurocodici, il monumentale corpus normativo unico di cui intende dotarsi l'Unione Europea al fine di livellare gli standard delle costruzioni nei diversi stati membri;
- *O.P.C.M. n. 3274/2003*, ovvero l'ordinanza che segna lo spartiacque definitivo tra il presente e il passato; vale la pena ricordare il triste evento che l'ha generata: il terremoto di San Giuliano di Puglia che costò la vita a tanti sfortunati bambini che hanno avuto l'unica "colpa" di trovarsi nel posto sbagliato al momento sbagliato; per la prima volta in Italia, dopo ben due terremoti disastrosi (Friuli '76 e Irpinia '80), si prende piena coscienza del problema della sicurezza sismica delle costruzioni e del problema di un'adeguata classificazione sismica del territorio nazionale (San Giuliano era un comune classificato come non sismico nelle vecchie mappe di pericolosità); come sempre accade in Italia, nelle situazioni di emergenza si cerca di dare risposte a problemi di carenze decennali; un ulteriore aspetto molto importante rappresentato dall'ordinanza è legato al fatto che per la prima volta i legislatori nostrani si accorgono dei limiti delle tante norme nazionali sulle costruzioni e della loro inadeguatezza rispetto ai nuovi standard internazionali, in primis quelli europei; si assiste così ad un frenetico e farraginoso processo di europeizzazione normativa contrastato su più fronti dai tanti conservatori fortemente legati al metodo classico ed assolutamente impreparati nell'applicazione del metodo nuovo (non tanto nuovo visto che in altri paesi si applica da più di due decenni);
- *D.M. 14-01-2008*, il nuovo testo unico sulle costruzioni; questo testo ha due grandi peculiarità: per la prima volta in Italia si riesce a raggruppare l'infinita miriade di leggi, decreti, circolari e ordinanze in un unico testo organico e dopo oltre un secolo il metodo alle tensioni ammissibili viene abbandonato definitivamente in favore del metodo agli stati limite; le NTC rappresentano la sintesi di un processo di rinnovamento che aveva fatto i suoi timidi passi nel '96 e che ha subito una non voluta accelerazione dopo il 2003;
- *Eurocodici*, rappresentano la vera frontiera del futuro a cui tutti gli stati membri, volenti o nolenti, dovranno tendere; questa soluzione è auspicabile per diversi motivi quali: l'uniformizzazione dei metodi e dei criteri necessari per valutare una costruzione, lo scambio reciproco delle conoscenze e lo sviluppo di una politica tecnica, al pari di quella sociale ed economica, di tipo europeo.

CONCETTI DI BASE

2.1. Cinematica delle strutture

Le strutture in acciaio, a differenza di quelle in cemento armato, vengono realizzate secondo una procedura costruttiva suddivisa in due fasi distinte:

- *1^a fase*: i singoli elementi costituenti la futura struttura vengono preventivamente pre-assemblati in officina mediante il montaggio dei pezzi elementari prodotti industrialmente, ovvero mediante l'assemblaggio dei profilati e delle lamiere;
- *2^a fase*: i pezzi così costruiti vengono, in un secondo momento, montati in cantiere per dar vita alla struttura vera e propria.

Uno degli elementi che differenzia le strutture in acciaio rispetto a quelle in c.a. è legato al tipo di giunzione tra gli elementi strutturali: infatti i collegamenti tra gli stessi sono caratterizzati dall'assenza di continuità, cioè non presentano lo stesso legame monolitico che è possibile ottenere nelle strutture in c.a..

Per questa ragione i collegamenti tra gli elementi di acciaio costituiscono dei vincoli imperfetti, cioè sono dei vincoli che hanno un comportamento meccanico intermedio tra quello di un vincolo di incastro e quello di un vincolo cerniera. E non a caso proprio per queste problematiche, ma anche per motivi economici e tecnologici, le giunzioni tra gli elementi di acciaio si preferisce realizzarle in maniera tale da ottenere dei vincoli a cerniera e solo quando ciò non è possibile si ricorre a vincoli che tendono al comportamento di incastro.

Tuttavia, l'analisi delle strutture in acciaio attraverso schematizzazioni pendolari pone dei problemi aggiuntivi, in primis la corretta valutazione dei possibili meccanismi di labilità che potenzialmente potrebbero manifestarsi nel caso di vincoli mal posti.

Per ovviare a questi possibili inconvenienti, nella pratica tecnica, si ricorre all'utilizzo dei cosiddetti *controventi*, ovvero degli elementi strutturali appositamente predisposti che hanno la funzione di collaborare con gli elementi strutturali principali all'assorbimento delle sollecitazioni, in particolare quelle indotte dalle azioni orizzontali.

2.2. Stabilità degli elementi strutturali

Un altro elemento discriminante tra le strutture in acciaio e quelle in c.a. è legato al rapporto tra le rispettive resistenze unitarie e i rispettivi pesi unitari. Infatti, le strutture in c.a. hanno un peso proprio molto elevato, ma sono caratterizzate da resistenze piuttosto basse, per cui l'efficienza:

$$\text{Efficienza} = \frac{\sigma_{amm}}{\text{Peso}} \cdot 10^3$$

raggiunge valori dell'ordine di 30-40. Al contrario le strutture in acciaio hanno un peso proprio nettamente inferiore e una resistenza meccanica decisamente superiore, di conseguenza i valori

raggiunti dall'efficienza sono molto elevati, dell'ordine di 200-300. Per effetto di questa elevata efficienza, spesso nella progettazione degli elementi di acciaio si tende ad assegnare delle sezioni alquanto contenute rispetto allo sviluppo longitudinale degli elementi stessi, con la conseguenza di trovarsi di fronte a strutture molto snelle.

Le strutture in acciaio ed in particolar modo quelle snelle presentano dei problemi progettuali e costruttivi che nella maggioranza dei casi non dipendono dalla resistenza meccanica del materiale, bensì dal fenomeno dell'instabilità, cioè dello sbandamento laterale, rispetto alla sua posizione ideale, dell'asse dell'elemento strutturale.

Il fenomeno dell'instabilità porta con sé le seguenti problematiche:

- il punto iniziale di applicazione dei carichi può risultare diverso dal punto finale per effetto della deformazione laterale (*effetto P-Δ*);
- sulla sezione retta insorgono dei momenti eccentrici parassiti legati proprio alle eccentricità indotte nei punti di applicazione dei carichi;
- l'elemento strutturale perde parte o tutta della propria capacità portante.

Per poter capire meglio questo fenomeno è necessario, preliminarmente, analizzare quello che è il legame costitutivo dell'acciaio, cioè il legame meccanico che intercorre tra lo *stato tensionale* indotto dall'applicazione dei carichi esterni e lo *stato deformativo* tenendo presente che esso è un materiale omogeneo e isotropo per cui presenta la stessa risposta meccanica comunque venga sollecitato (*materiale omoresistente*).

L'andamento del legame σ - ϵ è il seguente:

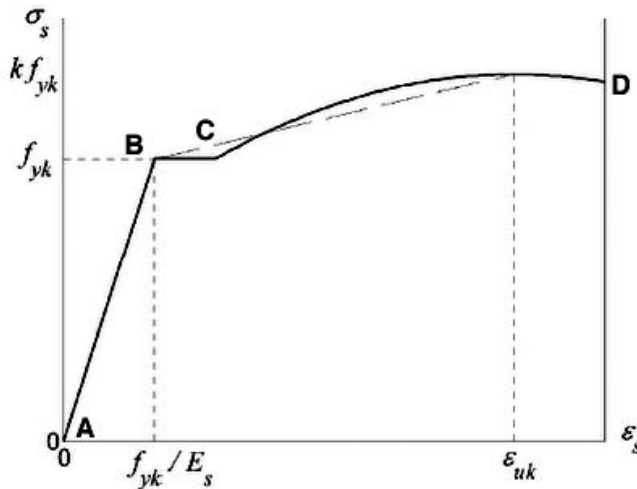


Figura 2.1. Legame costitutivo dell'acciaio

- nel primo tratto (AB), tanto a trazione quanto a compressione, il comportamento del materiale è elastico lineare, per cui sussiste una diretta proporzionalità tra tensioni e deformazioni;
- superato il limite elastico f_{yk} / E_s l'acciaio entra in campo plastico fin quando, raggiunta la tensione di snervamento f_{yk} , esso ha un comportamento esclusivamente plastico deformandosi sotto carico pressoché costante (tratto BC);

- dopo una fase di decadimento della resistenza l'acciaio ha un recupero, ovvero ha luogo il cosiddetto fenomeno dell'incrudimento fino al raggiungimento della tensione di rottura kf_{yk} (tratto CD); k rappresenta il coefficiente di incrudimento, cioè il rapporto tra la tensione di rottura e quella di snervamento.

Nelle schematizzazioni progettuali il legame σ - ϵ riportato nella figura 2.1 viene rappresentato attraverso una curva ideale bilaterale nella quale l'ultimo tratto CD del legame non viene preso in considerazione essendo sostituito con un tratto lineare costante che parte dal punto in cui si raggiunge la tensione di snervamento. In forza di questa semplificazione il comportamento ideale dell'acciaio viene assunto come elastico perfettamente plastico.

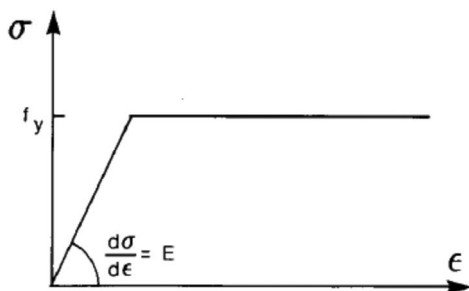


Figura 2.2. Legame costitutivo ideale dell'acciaio

Una volta definito il legame costitutivo dell'acciaio è possibile studiare la variazione dello sforzo in un'asta al variare della deviazione laterale Δ .

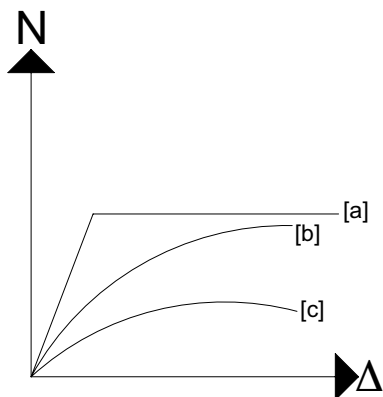


Figura 2.3. Legame sforzo-spostamento

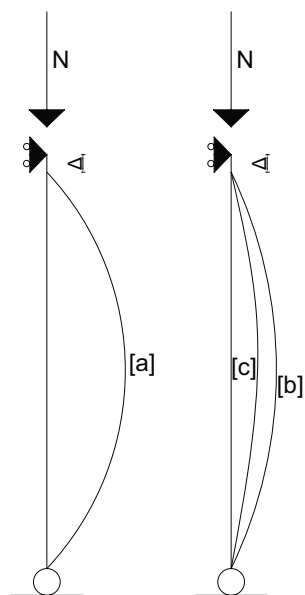


Figura 2.4. Aste reali e ideali

Dall'analisi delle figure 2.3 e 2.4 si possono trarre le seguenti considerazioni generali:

- l'asta ideale [a] ha un comportamento di tipo bilatero in pieno accordo con il legame costitutivo ideale;
- l'asta reale a comportamento perfettamente elastico [b] tende asintoticamente verso la curva bilatero ideale;
- l'asta reale a comportamento elasto-plastico [c] ha un brusco decadimento della capacità portante poiché il fenomeno dell'instabilizzazione produce una distribuzione degli sforzi non omogenea all'interno dell'asta con la conseguenza che alcune fibre della sezione si possono plasticizzare.

Alla luce di quanto detto, l'andamento del diagramma $N-\Delta$ può essere schematizzato nel seguente modo:

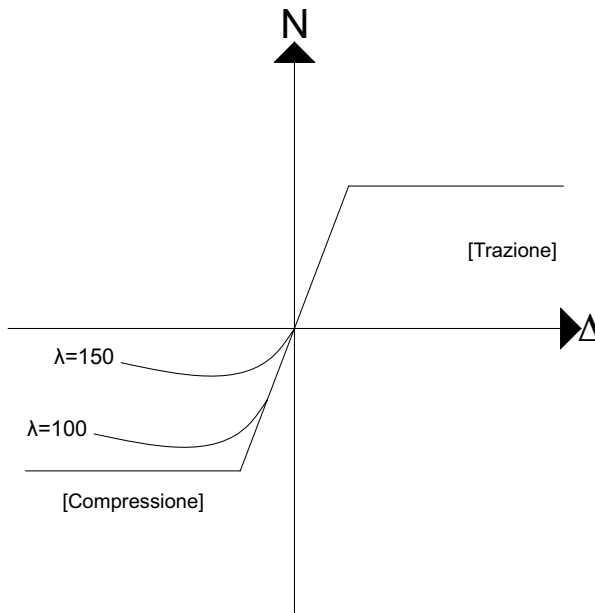


Figura 2.5. Legame costitutivo asta in acciaio

come può vedersi nel caso delle aste tese la capacità portante dipende unicamente dalla resistenza del materiale, mentre nel caso delle aste compresse dipende anche dalla snellezza (è inversamente proporzionale a quest'ultima) e dalle imperfezioni della linea d'asse che danno luogo all'insorgere di momenti parassiti.

La perdita di capacità portante delle aste in compressione viene comunemente indicata come *effetto Bauschinger*.

Vale la pena ricordare, infine, che la snellezza di un'asta è data dal rapporto tra la lunghezza di libera inflessione e il raggio giratore d'inerzia della sezione retta:

$$\lambda = \frac{l_{\text{inflessione}}}{\rho}$$

2.3. Comportamento nello spazio delle strutture

L'analisi del comportamento meccanico di una struttura in acciaio deve tenere debitamente conto di quelli che possono essere i fenomeni di instabilità sia nel piano che fuori del piano, cioè deve portare in conto tutti i possibili meccanismi di collasso.

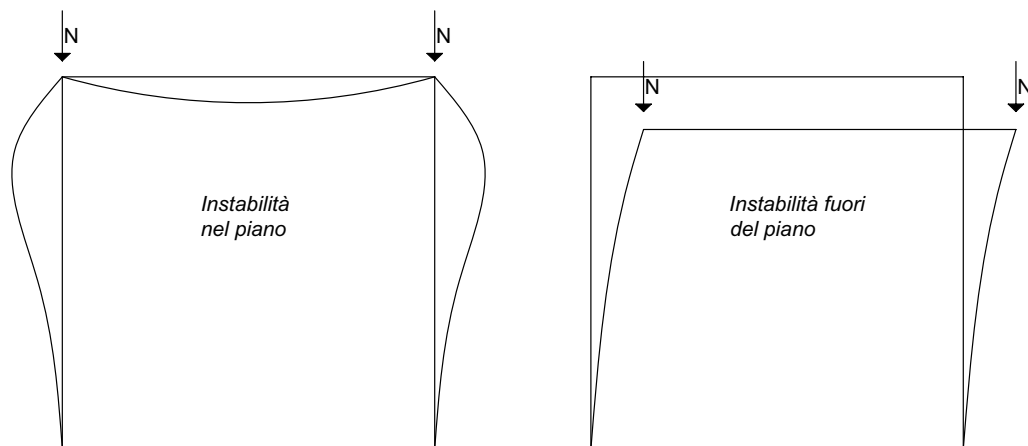


Figura 2.6. Meccanismi di instabilità

Dato che le strutture in acciaio sono caratterizzate da un'elevata efficienza ne deriva che il loro peso, o meglio gli effetti legati al peso, sono di entità inferiore rispetto alle strutture in c.a., per cui l'influenza del peso proprio può risultare quasi trascurabile se paragonata con gli effetti indotti dai carichi accidentali.

Queste ultime considerazioni permettono di capire ancora meglio l'importanza che può rivestire la esatta valutazione dei carichi accidentali, quali p.e. il vento o la neve. Infatti, in determinate circostanze le sollecitazioni provocate dall'azione del vento possono risultare preponderanti persino rispetto a quelle provocate da un'azione sismica tenendo presente che gli effetti negativi di quest'ultima sono proporzionali alla massa e alla rigidità della struttura stessa (poiché le strutture in acciaio sono più leggere di quelle in c.a. risentono meno dell'azione dinamica del sisma).

2.4. Deformabilità degli elementi strutturali

Un parametro molto importante da tenere sempre in debita considerazione nel progetto delle strutture in acciaio è legato alla loro elevata deformabilità, che può dar luogo a dei problemi non solo a livello strutturale, ma anche e soprattutto a livello funzionale.

Per tale motivo la norma impone dei limiti alle frecce ed agli spostamenti laterali massimi in relazione alle tipologie strutturali ed alla destinazione funzionale dei singoli elementi.

Come riportato nelle tabelle 4.2.X e 4.2.XI delle NTC 08 occorre rispettare le seguenti limitazioni:

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

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

Figura 2.7. Frecce verticali limite

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

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

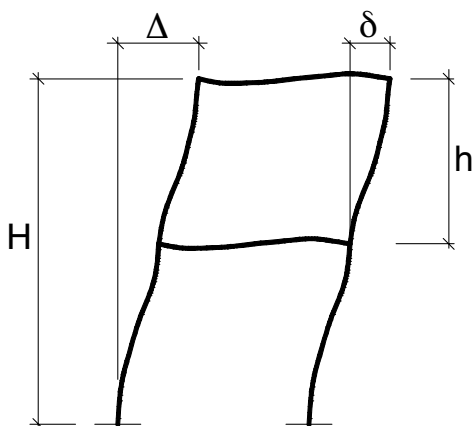


Figura 2.8. Spostamenti orizzontali limite

Direttamente dipendente dalla deformabilità vi è anche la cosiddetta interazione M-N tra il momento flettente e lo sforzo normale agente sulla sezione.

Nel caso delle strutture in c.a. la presenza di uno sforzo normale di compressione agente sulla sezione è benefico dal punto di vista meccanico poiché aumenta anche la capacità di resistenza flessionale, aumentando il contributo resistente del calcestruzzo.

Al contrario, per le strutture in acciaio, tale interazione si rivela sempre sfavorevole per il fatto che lo sforzo normale di compressione può dar luogo a fenomeni di instabilità i quali, provocando una ridistribuzione delle sollecitazioni, possono portare alla plasticizzazione della sezione con conseguente perdita in termini di resistenza flessionale.

Per ovviare a questi problemi in sede progettuale si cerca un'opportuna differenziazione del ruolo strutturale di ogni elemento: affidare – cioè – i momenti flettenti alle travi e gli sforzi normali alle colonne. Questo è un ulteriore motivo di giustificazione del perché è preferibile adottare lo schema pendolare che consente di evitare il trasferimento del momento flettente dalle travi alle colonne.

2.5. Edifici multipiano

Le strutture in acciaio sono competitive con quelle in c.a. per edifici di notevole altezza, allorché l'influenza negativa dei pesi propri diventa preponderante.

Tuttavia, le grandi altezze pongono problemi rilevanti nel campo della stabilità, soprattutto nei riguardi delle azioni orizzontali. Per questo motivo diventa molto importante avere delle strutture orizzontali molto rigide in grado di riportare le azioni orizzontali in corrispondenza degli elementi resistenti verticali.

Da questo punto di vista sarebbe opportuno predisporre dei controventamenti all'interno dei campi di solaio, oltre a realizzare dei solai, che per la loro forma, presentino un'elevata rigidità nel piano. I solai possono essere realizzati con diverse tecnologie costruttive: in latero-cemento gettati in opera o prefabbricati, in lamiera grecata, autoportante oppure no, integrata con un getto di calcestruzzo collaborante.

I controventamenti, inoltre, vanno predisposti anche sulle superfici verticali e da essi dipende la stabilità dell'intera struttura in quanto sono loro che hanno la funzione di riportare i carichi orizzontali in fondazione garantendo la stabilità dell'equilibrio degli impalcati ad ogni piano.

2.5.1. Tipologie strutturali

Le possibili tipologie strutturali possono fare riferimento essenzialmente a due schemi principali:

- *telai*: insieme di elementi rigidamente connessi capaci di resistere ad azioni assiali, flettenti e taglianti; presenta i seguenti svantaggi:
 - le giunzioni sono troppo impegnative ed onerose;
 - sussiste l'interazione M-N nelle colonne che porta ad una perdita di resistenza flessionale per i possibili fenomeni di plasticizzazione dovuti all'instabilità;
 - vi è un'elevata deformabilità globale della struttura;
- *strutture pendolari*: insieme di elementi collegati tra loro mediante vincoli a cerniera.

In quest'ultima tipologia esiste la specializzazione delle funzioni:

- sottostrutture e/o elementi per la trasmissione delle azioni verticali;
- sottostrutture e/o elementi per la trasmissione delle azioni orizzontali.

I vantaggi di questo schema sono i seguenti:

- giunzioni semplici a cerniera che non richiedono la stessa complicazione tecnologica dei vincoli d'incastro;
- interazione M-N ridotta o nulla non essendoci continuità nella trasmissione delle sollecitazioni;
- deformabilità laterale più controllabile attraverso il posizionamento dei controventi i quali consentono in un certo qual modo di convogliare le azioni, soprattutto quelle orizzontali, in punti ben precisi.

Gli svantaggi sono dovuti essenzialmente a:

- ingombro delle strutture di controvento che possono occupare spazi importanti all'interno delle facciate;
- il fatto che le azioni orizzontali, oltre a quelle verticali, vengano scaricate in fondazione mediante i controventi fa sì che lo stato di sollecitazione del sistema fondazionale si incrementi, soprattutto nei punti dove scaricano direttamente i controventi stessi.

2.5.2. Strutture controventanti

Per la realizzazione delle opere di controvento si possono costruire anche delle vere e proprie strutture controventanti in c.a. quali per esempio corpi scala o corpi ascensori, che funzionano come grandi mensole incastrate in fondazione capaci di equilibrare tutte le azioni orizzontali.

Si possono realizzare, inoltre, delle controventature reticolari che funzionano come delle vere e proprie travi.

Il corretto funzionamento di una struttura controventata dipende dalla rigidezza e resistenza degli impalcati e dalla rigidezza dei controventi che devono essere in numero e posizione tale da vincolare gli impalcati stessi in maniera almeno isostatica.

Dato che nel piano ogni impalcato ha tre gradi di libertà occorrono non meno di tre vincoli semplici (controventi) per garantire l'equilibrio.

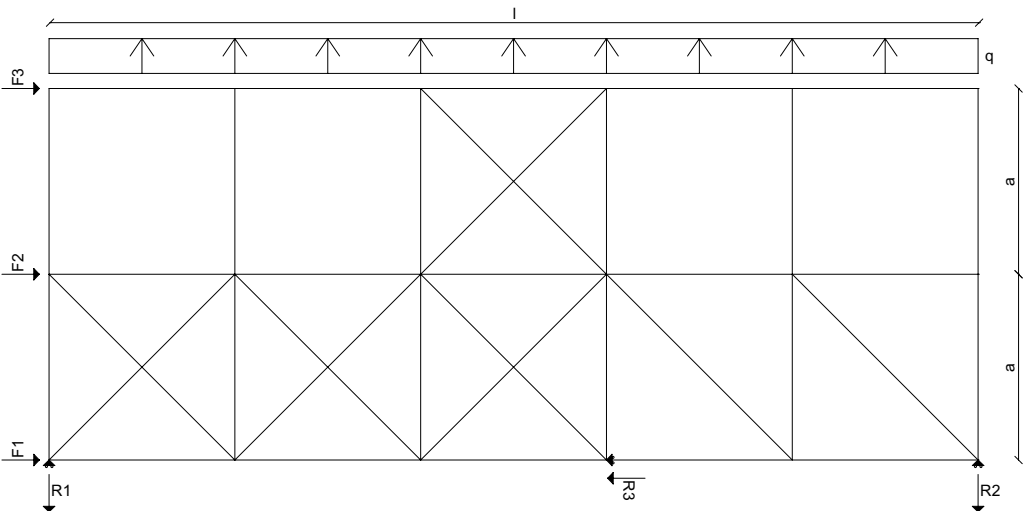


Figura 2.9. Vincoli orizzontali

Se si esplicitano le condizioni di equilibrio si ricava il seguente sistema di equazioni:

$$\begin{cases} R1 + R2 = q \cdot l \\ R3 = F1 + F2 + F3 \\ F2 \cdot a + F3 \cdot 2a + R2 \cdot l - \frac{q \cdot l^2}{2} = 0 \end{cases}$$

le cui soluzioni rappresentano le reazioni vincolari fornite dai controventi:

$$\begin{cases} R1 = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{(F2 \cdot a + F3 \cdot 2a)}{l} \\ R2 = \frac{q \cdot l}{2} - \frac{(F2 \cdot a + F3 \cdot 2a)}{l} \\ R3 = F1 + F2 + F3 \end{cases}$$

Il fatto che i controventi sono messi nella giusta posizione è confermato anche dalle condizioni di equilibrio che garantiscono almeno l'isostaticità.

Un'altra tipologia di controventatura può essere ottenuta facendo ricorso ad opportuni corpi di fabbrica in c.a. quali per esempio i vani scala e/o ascensori che oltre a svolgere la propria funzione tecnologica, possono fornire un notevole contributo alla statica complessiva dell'intera intelaiatura in acciaio. Dal punto di vista meccanico questi elementi strutturali si possono assimilare a delle mensole incastrate in fondazione che assorbono i momenti flettenti e i tagli generati dalle forze orizzontali riportandone gli effetti, appunto, in fondazione. Tuttavia, il loro contributo statico cambia a seconda che siano costituite da una struttura a nucleo, cioè chiusa, oppure da una struttura parzialmente aperta.

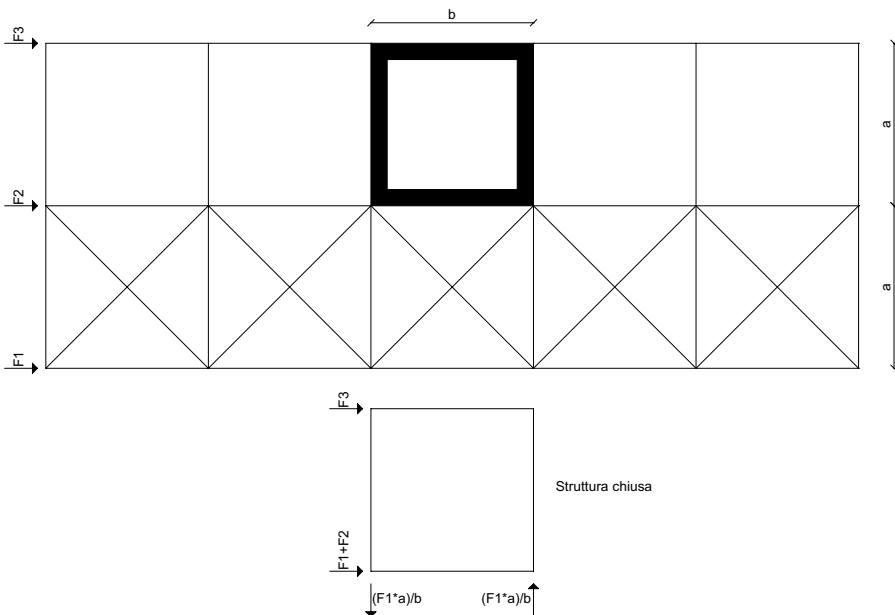


Figura 2.10. Controvento in c.a. a sezione chiusa

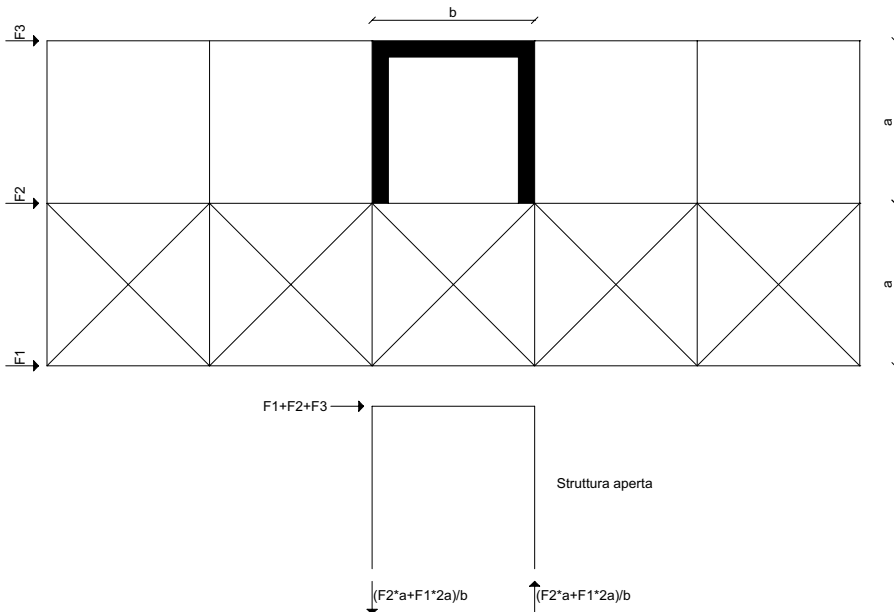


Figura 2.11. Controvento in c.a. a sezione aperta

Come può desumersi dalle figure riportate in precedenza la struttura a nucleo vincola i solai alla traslazione nelle due direzioni orizzontali e, per l'elevata rigidezza torsionale, alla rotazione.

2.6. Edifici monopiano

Le strutture in acciaio vengono utilizzate anche per la realizzazione degli edifici monopiano, soprattutto nel campo delle costruzioni dei capannoni industriali caratterizzati da una o più luci in parallelo.

Lo schema statico di riferimento è quello classico del portale costituito da due colonne ed una trave collegate mediante dei nodi incastro o cerniera. In genere in tali strutture la copertura è caratterizzata dall'avere delle maglie rettangolari, con almeno una dimensione di luce notevole (> 15.0 m), e due falde. Inoltre bisogna tenere in considerazione la possibilità che ci siano delle vie di corsa per la movimentazione dei carroponti.

La trasmissione alle travi portanti principali dei carichi verticali della copertura può essere diretta oppure indiretta. Infatti, nel caso di interassi notevoli tra le travi principali (> 4.0 m) si ricorre all'utilizzo di travi secondarie o arcarecci.

Nel caso degli arcarecci, tuttavia, si ha l'inconveniente che essi sono sollecitati a flessione deviata dato che la direzione dei carichi non è parallela al loro asse di simmetria verticale. Quest'assenza di parallelismo deriva dal fatto che gli arcarecci, in genere, vengono collegati all'estradosso delle travi di copertura le quali presentano dei correnti superiori inclinati (falde).

Per evitare, allora, che l'arcareccio lavori a flessione deviata si ricorre all'uso dei pendini che sono dei particolari tiranti in grado di collegare gli arcarecci stessi alla sommità della falda (in tal modo si ottiene l'eliminazione dei momenti nel piano di falda).



Figura 2.12. *Travi principali e arcarecci*

2.6.1. Arcarecci e giunzioni

Le modalità di collegamento tra i diversi elementi strutturali possono essere molteplici a seconda delle esigenze statiche ed economiche. Si possono avere pertanto:

- *giunzioni interamente bullonate*, in cui i due elementi da collegare sono tenuti insieme mediante dei fazzoletti bullonati contemporaneamente su entrambi gli elementi stessi;
- *giunzioni parzialmente bullonate*, in cui le piastre di collegamento sono saldate su uno dei due elementi da unire, mentre sono bullonate sull'altro;
- *cerniera perfetta*, in cui l'elemento di collegamento è costituito da un angolare bullonato con più bulloni su un elemento, mentre sull'altro viene fissato con un unico bullone che permette le rotazioni.

Le giunzioni degli arcarecci sulle briglie superiori delle travi portanti, in genere, si realizzano facendo ricorso agli angolari che vengono bullonati contemporaneamente sull'anima degli arcarecci e sulle ali superiori delle briglie.

2.6.2. Travi principali

È molto importante nella collocazione degli arcarecci non solo tener conto delle modalità di collegamento con la trave, ma anche i punti in cui tali collegamenti vengono realizzati, cioè i punti in cui gli arcarecci scaricano la propria azione sulla trave stessa.

Infatti, si possono avere le seguenti situazioni:

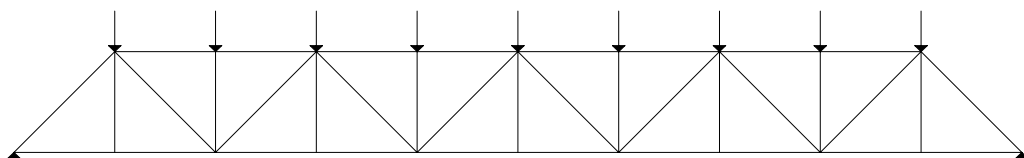


Figura 2.13. *Carichi applicati ai nodi*

- a) se gli arcarecci sono posizionati in corrispondenza dei nodi allora tutti gli elementi della travatura reticolare sono sollecitati esclusivamente da sforzi normali di trazione o compressione e, in particolare modo, la briglia superiore risulta essere semplicemente compressa, mentre quella inferiore è tesa;

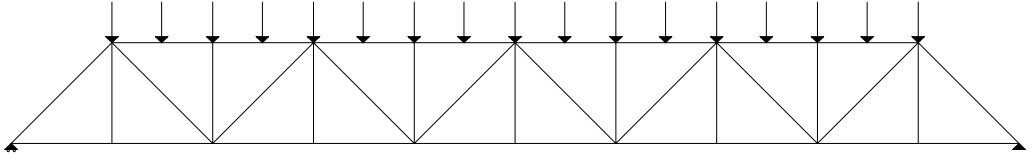


Figura 2.14. Carichi applicati sul corrente superiore

- b) se gli arcarecci sono posizionati non solo in corrispondenza dei nodi, ma anche lungo l'asse della briglia superiore, allora quest'ultima risulta essere sollecitata da uno sforzo di pressoflessione; la stessa cosa si verifica anche nel caso in cui sulla briglia superiore venga predisposto un carico ripartito.

Alla luce di quanto detto risulta evidente come nelle strutture in acciaio la distribuzione del carico influenza in maniera determinante la risposta meccanica degli elementi strutturali, cosa che non si verifica nelle strutture in c.a..

2.6.3. *Trasmissione del carico alle colonne*

Le travi possono trasmettere il proprio carico alle colonne in due modi diversi:

- il primo, detto di tipo diretto, si ha quando le singole travi scaricano direttamente le proprie reazioni vincolari sulle colonne alle quali sono collegate, per cui il percorso seguito dai carichi è molto breve;
- il secondo, detto di tipo indiretto, si ha quando il carico viene trasferito dalle travi portanti alle colonne mediante delle strutture intermedie, ovvero con l'ausilio di travi di bordo sulle quali poggiano in falso le travi portanti principali; di conseguenza il percorso seguito dai carichi risulta essere più lungo.



Figura 2.15. Trasmissione diretta del carico



Figura 2.16. *Trasmissione indiretta del carico*

2.6.4. Lunghezza libera di inflessione fuori del piano e nel piano

Nel caso delle travi caratterizzate da luci molto ampie (> 10.0 m) risulta strettamente necessario analizzare il comportamento locale delle aste, soprattutto quelle compresse, onde evitare che insorgano fenomeni di instabilità legati all'uscita dal proprio piano dell'asse dell'elemento. I problemi di stabilità vanno analizzati sia nel piano della trave che in quello ortogonale.

Infatti, nel piano della trave i problemi sono legati essenzialmente all'instabilità del corrente compresso, tanto più marcata quanto maggiore è la lunghezza libera di inflessione del corrente stesso, mentre nel piano ortogonale i problemi dipendono da una uscita dal piano dell'intera trave.

Per contenere il primo fenomeno è necessario ridurre la lunghezza libera di inflessione del corrente infittendo il numero dei montanti e dei diagonali, mentre per evitare il secondo fenomeno è opportuno predisporre delle controventature nel piano delle falde che hanno anche la funzione complementare di resistere alle azioni orizzontali.

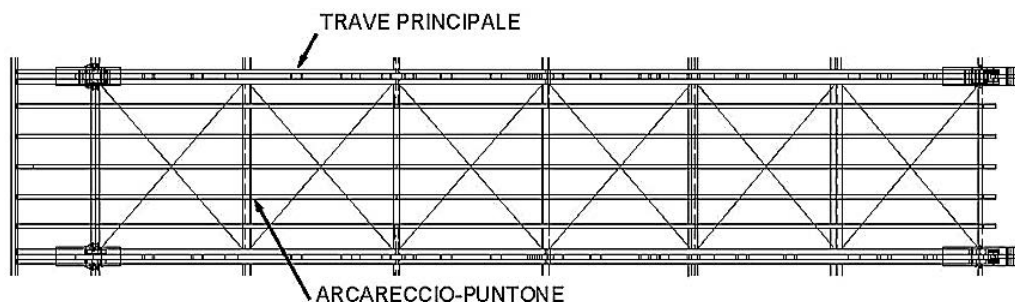


Figura 2.17. *Controventi di falda*

Inoltre il problema dell'instabilità riguarda anche le travi di bordo e dipende principalmente dalle azioni orizzontali che devono assorbire parallelamente al proprio asse.

Pertanto, anche per esse è necessario predisporre dei controventi che siano in grado di contrastare il fenomeno dell'instabilità fuori del piano.



Figura 2.18. *Instabilità in compressione*

2.6.5. Effetti delle azioni orizzontali

Le azioni orizzontali che possono interessare una struttura in acciaio sono:

- il sisma;
- il vento;
- lo scorrimento dei carroponti.

Poiché, come già detto, per le strutture in acciaio ed in particolar modo per quelle monopiano gli effetti dell'azione sismica sono molto spesso trascurabili rispetto a quelli provocati dal vento o dai carroponti, si evince che le sollecitazioni da prendere in considerazione sono correlate principalmente a questi due ultimi fattori.

Per neutralizzare le azioni orizzontali è necessario predisporre dei controventi opportuni nel piano della copertura.

Tuttavia, qualora tale soluzione non fosse applicabile o sufficiente, si può ricorrere all'utilizzo di un'orditura di facciata realizzata con delle travi rompitratta orizzontali e dei montanti. Le travi sono sollecitate flessionalmente nel piano orizzontale e servono per ricondurre un'aliquota delle spinte orizzontali in corrispondenza delle colonne portanti laterali, mentre i montanti che non hanno funzione statica portante per carichi verticali sono sollecitati flessionalmente nel piano trasversale ed in quello orizzontale e servono per ricondurre le spinte orizzontali in parte a terra sul piano delle fondazioni e in parte alle travi portanti principali, le quali, a loro volta, trasferiscono le azioni in corrispondenza delle colonne.

Pertanto, i montanti rappresentano degli irrigidimenti aggiuntivi. Infine, se del caso, occorre controventare anche le travi di bordo e le facciate laterali.



Figura 2.19. *Orditura di facciata*

2.6.6. Vie di corsa per carroponti

Le vie di corsa per carroponti vengono realizzate in corrispondenza delle travi di bordo e sono costituite da dei profilati a doppia T.

Il carroponte esercita sulla trave di bordo due azioni orizzontali:

- la prima nel piano longitudinale della trave legata al movimento ed all’arresto del carroponte;
- la seconda nel piano trasversale della trave legata al movimento del carrello che smuove i carichi sollevati dal carroponte.



Figura 2.20. *Vie di corsa per carroponte*

Per questo motivo è necessario rinforzare l’anima della trave di bordo anche per renderla più rigida nel proprio piano in maniera tale da contenere drasticamente le inflessioni, che rappre-

sentano un problema dal punto di vista delle tolleranze necessarie per far scorrere il carroponete sul binario.

L'irrigidimento voluto può essere ottenuto in diversi modi:

- con dei rinforzi realizzati mediante dei fazzoletti saldati all'anima ed all'ala della trave; tali fazzoletti possono essere ulteriormente rinforzati saldando su di essi dei profili angolari; quest'ultima soluzione, inoltre, consente di aumentare i momenti d'inerzia della sezione della trave rispetto ai due assi di simmetria riducendone, di conseguenza, la deformabilità;
- con delle controventature realizzate nel piano orizzontale che consentono di unire l'anima della trave con un altro profilo;
- con delle passerelle collaboranti oppure realizzando al lato della trave dei profili scatolari chiusi.

2.6.7. Strutture verticali

Le tipologie strutturali maggiormente utilizzate fanno riferimento a tre principali schemi di telaio:

- *telai trasversali e longitudinali*: in tal caso le colonne devono essere rigide in entrambe le direzioni ortogonali dovendo garantire un vincolo d'incastro doppio; tale soluzione, tuttavia, è molto gravosa per le colonne che devono essere dimensionate per assorbire tutte le azioni agenti in entrambe le direzioni principali (tale soluzione è sconsigliata soprattutto per i profili a doppio T caratterizzati da una notevole differenza di rigidità nelle due direzioni ortogonali);
- *telai trasversali – controventi longitudinali*: questa è la soluzione maggiormente utilizzata, soprattutto nelle costruzioni industriali monopiano, perché consente un razionale sfruttamento della resistenza delle colonne; infatti, queste ultime, lavorano come se fossero incastrate nella direzione trasversale, dove devono garantire la massima rigidità flessionale per assorbire le azioni orizzontali, mentre è come se fossero incernierate nella direzione longitudinale, dove le azioni orizzontali sono assorbite dai controventi;
- *controventi trasversali e longitudinali*: lo schema del telaio pendolare in entrambe le direzioni ortogonali non si usa quasi mai per due motivi: il primo – legato al maggiore onere per la copertura la quale deve essere molto rigida per assorbire adeguatamente tutte le azioni orizzontali, il secondo – legato alla presenza dei controventi i quali devono essere predisposti in entrambe le direzioni, per cui li si ritrova sia sulle facciate laterali che su quelle frontali andando, quindi, ad occupare un notevole spazio, cosa poco utile dal punto di vista funzionale; inoltre lo schema pendolare richiede un numero di controventi nettamente superiore rispetto a quelli necessari negli schemi precedenti.

2.6.7.1. Soluzione a telai trasversali e controventi longitudinali

Come detto in precedenza, la soluzione maggiormente utilizzata è quella a telai trasversali e controventi longitudinali i quali hanno il compito di assorbire le azioni orizzontali. Tuttavia, la disposizione dei controventi richiede una serie di analisi che a volte vanno al di là delle sole implicazioni di carattere strutturale.

In genere le principali disposizioni che si adottano sono le seguenti:

- *croce di Sant'Andrea*:

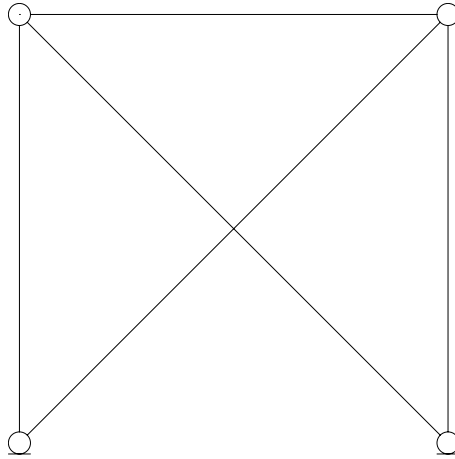


Figura 2.21. Croce di Sant'Andrea

è la soluzione ottimale in quanto i controventi scaricano le proprie reazioni in corrispondenza dei nodi, per cui le aste in essi convergenti sono sollecitate unicamente da sforzi assiali di compressione o trazione;

– soluzioni a ingombro ridotto:

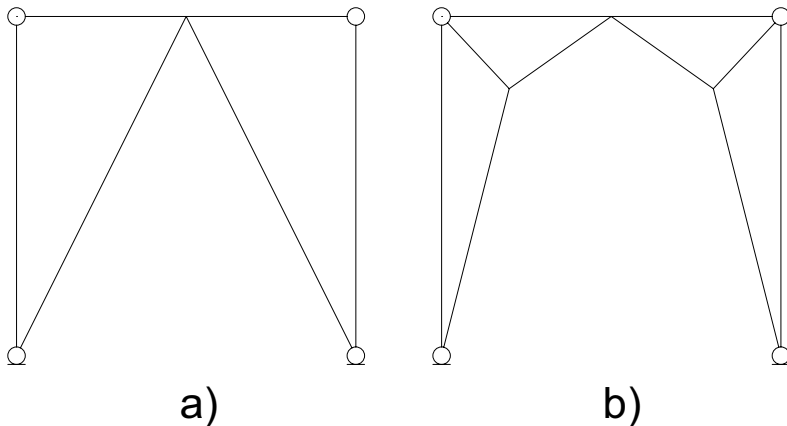


Figura 2.22. Controventi a K

i controventi a K consentono un miglior sfruttamento funzionale delle maglie strutturali, ma tuttavia danno luogo a delle problematiche meccaniche aggiuntive: p.e. la soluzione b) pone il problema legato al fatto sfavorevole che i controventi non vanno a scaricare le proprie reazioni in corrispondenza dei nodi, bensì direttamente sulla trave che, di conseguenza, deve equilibrare la sollecitazione flessionale derivante; inoltre in tale soluzione, per l'equilibrio, è sempre bene far lavorare sia il controvento teso che quello compresso in quanto, se si scegliesse p.e. di realizzare i controventi con dei cavi, avverrebbe che l'azio-

ne esercitata dal cavo teso non sarebbe controbilanciata dalla risultante del controvento compresso poiché il cavo non oppone resistenza alla compressione; oltre a questi fattori di origine meccanica, nella disposizione dei controventi occorre tenere in considerazione anche quelli che possono essere i possibili movimenti delle parti strutturali, soprattutto di origine termica; la disposizione più razionale dei controventi è la seguente:

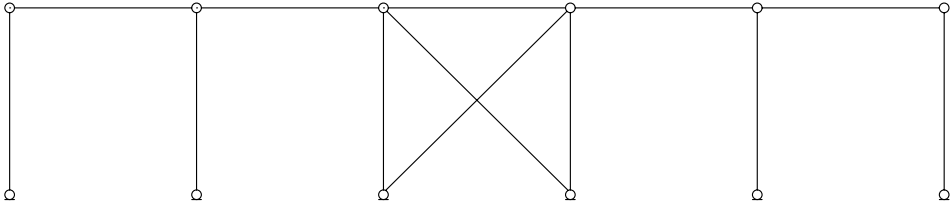


Figura 2.23. *Disposizione dei controventi*

essa consente la libera dilatazione della struttura nel suo insieme evitando, in tal modo, l'insorgere di sollecitazioni aggiuntive interne negli elementi che potrebbero produrre stati di sovratensione parassiti.

2.6.7.2. *Telai trasversali*

Per la realizzazione dei telai trasversali si possono utilizzare diverse soluzioni. Di seguito si riporta una rassegna delle possibili alternative:

- *telaio classico:*

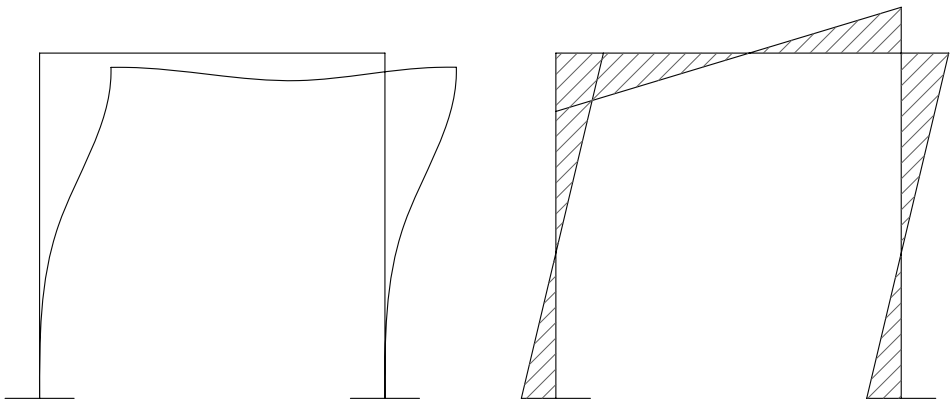


Figura 2.24. *Deformata e Momento flettente di un telaio classico*

in tale soluzione le colonne e le travi hanno rigidzze paragonabili, inoltre sussiste la continuità nella trasmissione dei momenti flettenti;

- *telaio a traversi rigidi*

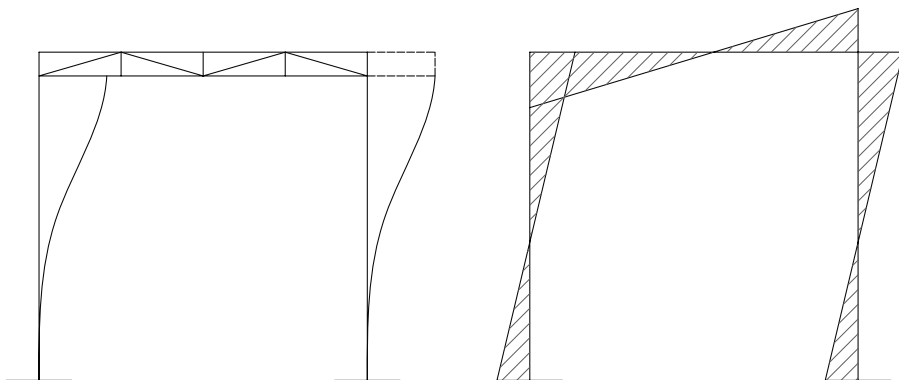


Figura 2.25. *Deformata e momento flettente di un telaio a traverso rigido*

in tale soluzione la rigidezza delle colonne non è più paragonabile con quella del traverso nettamente superiore; nella pratica questa soluzione non è consigliabile per il possibile manifestarsi di sforzi di compressione nella briglia inferiore del traverso che potrebbero provocare fenomeni di instabilità locale il cui contenimento richiederebbe l'uso di opportuni controventi di falda;

- *colonne a mensola (piedritti isostatici)*

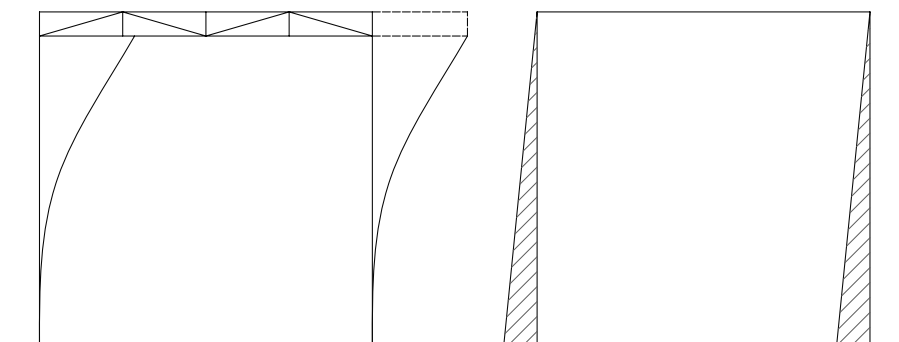


Figura 2.26. *Deformata e momento flettente di un telaio a colonne isostatiche*

in tale soluzione è fondamentale la rigidezza flessionale delle colonne le quali devono assorbire integralmente il momento flettente generato dalle azioni orizzontali; pertanto, è necessario un dimensionamento appropriato delle sezioni soprattutto alla quota di base dove è opportuno prevedere degli irrigidimenti; inoltre, come già sottolineato, per contenere i fenomeni di instabilità della briglia inferiore del traverso è necessario predisporre delle idonee controventature.

2.7. Modelli di calcolo

In genere la risoluzione di una struttura richiede una prima fase di modellazione, ovvero idealizzazione geometrico-meccanica, nella quale le connessioni assunte tra le diverse componenti strutturali non sono esattamente coincidenti con quelle reali.

Per stabilire se l'idealizzazione è a favore di sicurezza si può far ricorso al seguente teorema:

- *teorema statico del calcolo a rottura*: in una struttura soggetta ad un sistema di forze esterne F_j sia α_u il moltiplicatore di collasso reale della struttura; se per un generico valore dei carichi αF_j si può trovare una distribuzione di azioni interne che sia equilibrata con le forze esterne αF_j e che rispetti ovunque il criterio di plasticità, allora si avrà:

$$\alpha \leq \alpha_u$$

Tale teorema risulta essere valido se:

- non si hanno fenomeni di instabilità negli elementi che possono provocare delle plasticizzazioni localizzate;
- gli effetti del secondo ordine sono trascurabili;
- le deformazioni sono inferiori a quelle di rottura.

Risulta, perciò, a vantaggio di sicurezza qualsiasi soluzione che, pur violando la congruenza, sia:

- equilibrata con le azioni esterne;
- rispettosa della condizione di resistenza del materiale costituente la struttura;
- compatibile con la duttilità degli elementi strutturali.

2.7.1. Lo schema pendolare

Lo schema pendolare, generalmente, è quello che viene maggiormente utilizzato nella modellazione delle strutture in acciaio. In virtù del teorema statico il progettista ha la completa libertà nella scelta dello schema strutturale e nella definizione geometrica dello stesso. Tuttavia, la limitazione fondamentale sta nel fatto che è sempre necessario garantire il rispetto delle condizioni di equilibrio, cioè scelto uno schema statico, in base ad esso occorre determinare le caratteristiche di sollecitazione, in conseguenza delle quali si effettuerà il dimensionamento degli elementi strutturali. Per esempio nel caso di una giunzione tra trave e colonna possono aversi i seguenti casi:

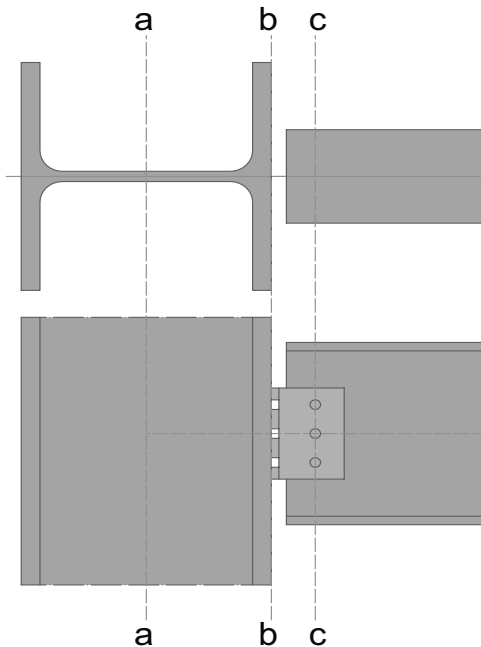


Figura 2.27. Modellazione nodo trave-colonna

- *caso A*: la cerniera ideale si considera posizionata in corrispondenza dell'intersezione tra l'asse geometrico della trave e l'asse geometrico della colonna (sezione a-a):

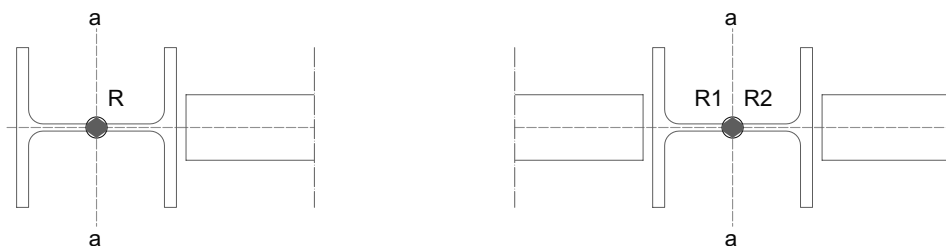


Figura 2.28. Posizione della cerniera ideale caso A

con questa scelta la luce di calcolo della trave raggiunge il suo massimo valore teorico e di conseguenza la trave stessa è sollecitata dal massimo momento flettente; per quanto riguarda le colonne, invece, il momento flettente teorico è nullo, mentre sussiste un'azione assiale uguale alla reazione di taglio trasmessa dalla trave in corrispondenza della cerniera; nel caso della cerniera intermedia (immagine di destra della figura 2.28) analogamente non vi è presenza di momenti flettenti, per cui sulla colonna intermedia agisce solo un'azione assiale uguale alla somma delle reazioni di taglio trasmesse dalle travi confluenti nel nodo ($N = R1 + R2$).

In virtù delle ultime osservazioni fatte, si può concludere che la scelta di collocare la cerniera teorica in corrispondenza dell'intersezione tra gli assi geometrici degli elementi strutturali confluenti nei nodi è sicuramente accettabile. Tuttavia, tale soluzione presenta i seguenti svantaggi:

- la sollecitazione flettente nella mezzeria della trave raggiunge il suo massimo valore in quanto la luce di calcolo della trave stessa raggiunge la massima ampiezza;
- i bulloni del collegamento trave-colonna sono sollecitati oltre che da sforzo di taglio (T) anche da momento flettente (M) dovuto all'eccentricità tra l'asse della cerniera teorica e gli assi delle bullonature; pertanto, queste ultime devono essere verificate a taglio e trazione (*vedi figura 2.29*);
- *caso B*: la cerniera ideale si considera posizionata in corrispondenza dell'asse b-b (sezione b-b), ovvero in corrispondenza dell'interfaccia tra il bordo esterno dell'ala della colonna ed il bordo interno del collegamento.

Applicando questa soluzione diminuisce la luce di calcolo della trave e, di conseguenza, si riduce anche la sollecitazione flettente che la cimenta; per quanto riguarda la colonna, invece, è sollecitata a pressoflessione poiché su di essa agisce uno sforzo assiale di compressione indotto dalla reazione di taglio trasmessa dalla trave ed un momento flettente dovuto all'eccentricità tra l'asse della cerniera ideale e l'asse geometrico della colonna; nel caso delle cerniere intermedie (immagine di destra della figura 2.30) la situazione è praticamente la stessa, con l'unica differenza dovuta al fatto che il momento flettente agente sulla colonna è dovuto allo squilibrio tra le reazioni di taglio trasmesse dalle travi ($R1 \neq R2$) e non alle eccentricità.

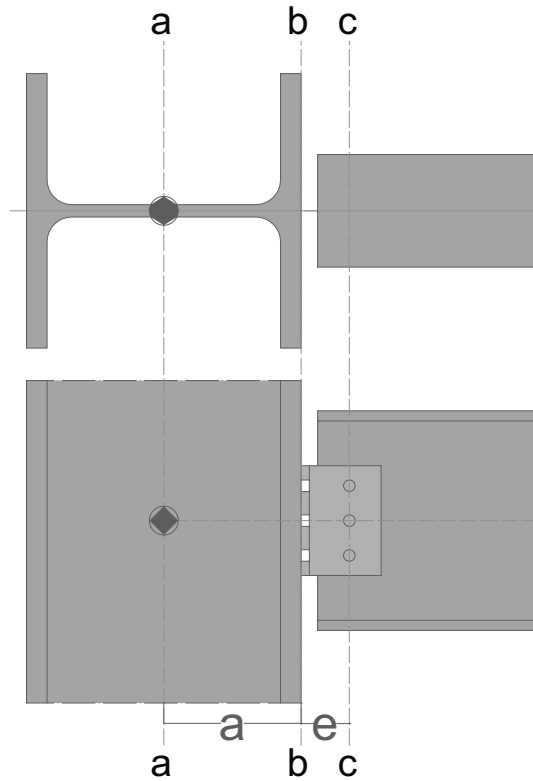


Figura 2.29. Eccentricità caso A

$$Bulloni_{bb} \begin{cases} T \cong R \\ M = R \cdot a \end{cases}$$

$$Bulloni_{cc} \begin{cases} T \cong R \\ M = R \cdot (a + e) \end{cases}$$

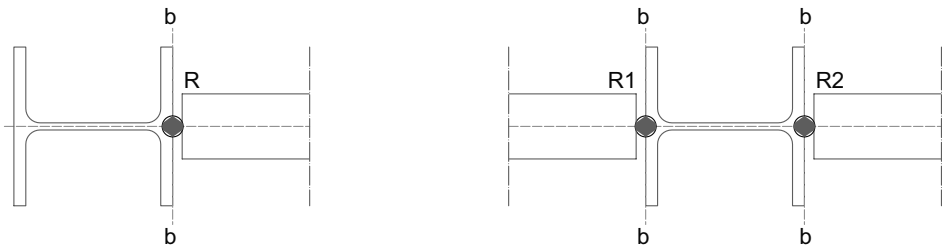


Figura 2.30. Posizione della cerniera ideale caso B

In forza di quanto detto, si possono valutare i vantaggi e gli svantaggi legati a questa opzione di modellazione:

- la sollecitazione flettente nella mezzeria della trave si riduce poiché si riduce la luce netta tra le cerniere ideali;

- la colonna è soggetta a presso-flessione per cui, rispetto al caso precedente, si ha un aggravio di sollecitazione;
- i bulloni del collegamento collocati sull'asse b-b sono sollecitati da solo sforzo di taglio, mentre i bulloni collocati sull'asse c-c subiscono anche un lieve momento flettente legato all'eccentricità "e".

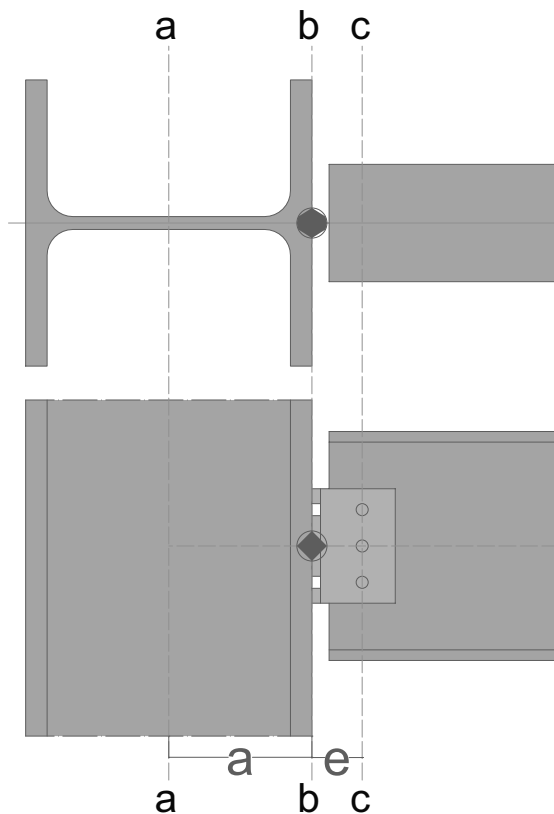


Figura 2.31. *Eccentricità caso B*

$$\begin{array}{ccc}
 \text{Bulloni}_{bb} \left\{ \begin{array}{l} T = R \end{array} \right. &
 \text{Bulloni}_{cc} \left\{ \begin{array}{l} T \cong R \\ M = R \cdot e \end{array} \right. &
 \text{Colonna} \left\{ \begin{array}{l} N = R \\ M = R \cdot a \end{array} \right.
 \end{array}$$

Questa soluzione implica l'adozione di particolari accorgimenti costruttivi poiché sarebbe opportuno far lavorare le colonne che sostengono le travi principali secondo il proprio asse forte, in maniera tale da poter assorbire meglio la sollecitazione flettente. Tale soluzione, quindi, comporta un guadagno sulle dimensioni della trave e del collegamento, mentre dà luogo ad un maggior onere per le colonne.

- *caso C*: la cerniera ideale si considera posizionata in corrispondenza dell'asse c-c (sezione c-c), ovvero in corrispondenza dell'asse della bullonatura realizzata sull'anima della trave

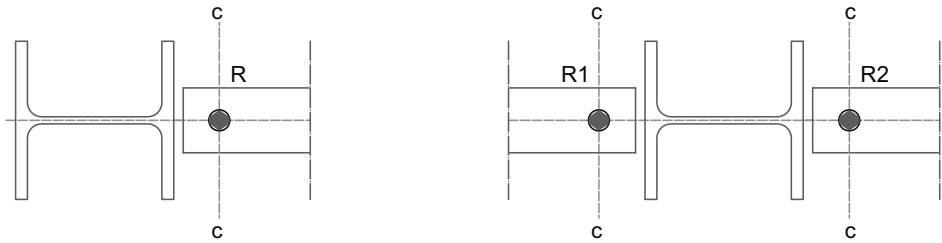


Figura 2.32. Posizione della cerniera ideale caso C

utilizzando questa soluzione diminuisce ulteriormente la luce di calcolo della trave, con la conseguenza di avere un'ulteriore riduzione del momento flettente agente sulla trave stessa; per quanto riguarda la colonna, l'incremento di eccentricità produce un aumento della sollecitazione flettente.

La situazione dal punto di vista meccanico è sostanzialmente analoga a quella del caso precedente con l'unica aggravante che le colonne lavorano al massimo, cioè devono equilibrare lo sforzo di pressoflessione più elevato possibile.

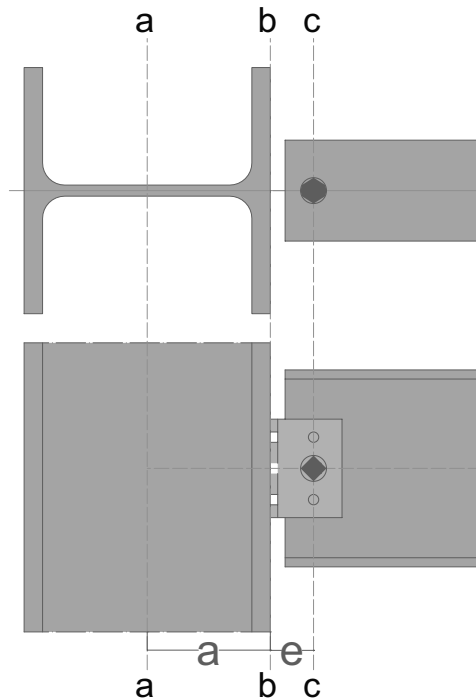


Figura 2.33. Eccentricità caso C

$$Bulloni_{bb} \begin{cases} T \cong R \\ M = R \cdot e \end{cases}$$

$$Bulloni_{cc} \begin{cases} T = R \end{cases}$$

$$Colonna \begin{cases} N = R \\ M = R \cdot (a + e) \end{cases}$$

2.7.2. Tracciatura delle travi reticolari

La modellazione della struttura mediante aste incernierate richiede particolare attenzione in quanto non vi è corrispondenza, in genere, tra gli assi delle aste del modello e gli assi baricentrici degli elementi strutturali reali. Nella idealizzazione meccanica le cerniere vengono collocate in corrispondenza delle intersezioni degli assi geometrici, mentre nella realtà, essendo realizzate mediante opportune squadrette, si trovano in una posizione diversa. Di conseguenza, la lunghezza libera d'inflessione delle aste deve essere presa pari alla distanza tra le cerniere e, in virtù di ciò, si va a considerare una lunghezza delle aste maggiore di quella effettiva, con guadagno in termini di sicurezza, soprattutto nei confronti dell'instabilità.

Tuttavia, per motivi operativi, nella maggior parte dei casi la schematizzazione degli elementi strutturali si fa tracciando i cosiddetti *assi di Truschino*, cioè gli assi passanti per il baricentro delle bullonature. In questo caso, però, bisogna tenere in considerazione i momenti parassiti connessi all'eccentricità tra gli assi di truschinaggio e gli assi baricentrici delle aste reali.

2.7.2.1. Travi reticolari di controvento

Il funzionamento delle travi reticolari di controvento dipende, come già detto, dal comportamento delle diagonali, cioè dalle reazioni meccaniche che esse sono in grado di esplicare.

Le possibili soluzioni sono principalmente due:

- si fanno lavorare sia i controventi compressi che quelli tesi, nel qual caso occorre verificare il controvento compresso soprattutto nei confronti dei fenomeni d'instabilità;
- si fa lavorare solo il controvento teso verificando, però, che il controvento compresso non subisca delle plasticizzazioni in modo tale che, in caso di inversione delle forze, possa ritornare nella configurazione iniziale e lavorare a trazione, venendosi a sostituire al precedente.

Per la realizzazione delle travi reticolari di controvento si possono adoperare le seguenti modalità costruttive:

- *croce di sant'Andrea*

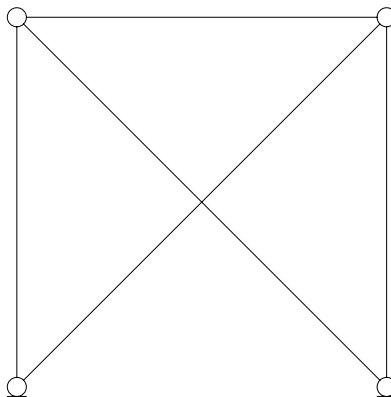


Figura 2.34. Croce di sant'Andrea

in tale soluzione si possono far lavorare contemporaneamente sia il controvento teso che quello compresso, oppure, alternativamente, solo il controvento teso facendo in modo che il controvento compresso di turno rimanga in campo elastico, senza plasticizzarsi per instabilizzazione;

- *aste tese e compresse*

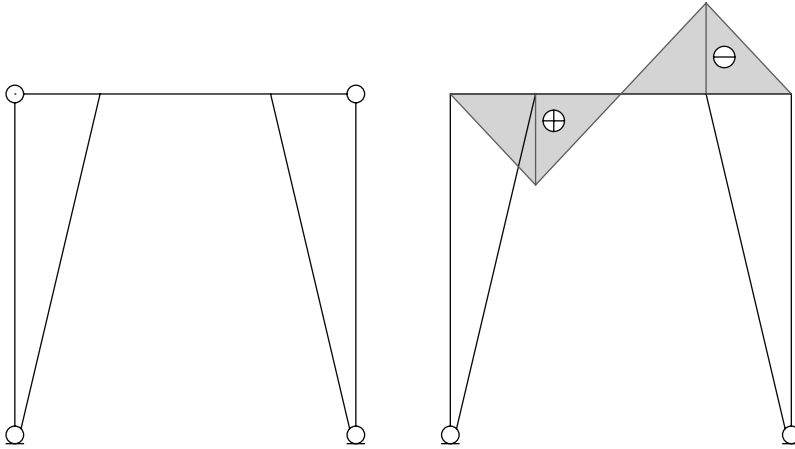


Figura 2.35. *Controventi tesi e compressi*

in tale soluzione, facendo lavorare entrambi i controventi insorgono dei momenti flettenti positivi e negativi all'interno della trave, che, comunque, sono simmetricamente distribuiti rispetto alla mezzeria della stessa; se, invece, si fa lavorare solo il controvento teso insorgono dei momenti flettenti squilibrati sulla trave; in quest'ultimo caso occorre sovradimensionare la sezione resistente della stessa per tener conto del momento flettente aggiuntivo provocato dalla reazione del controvento;

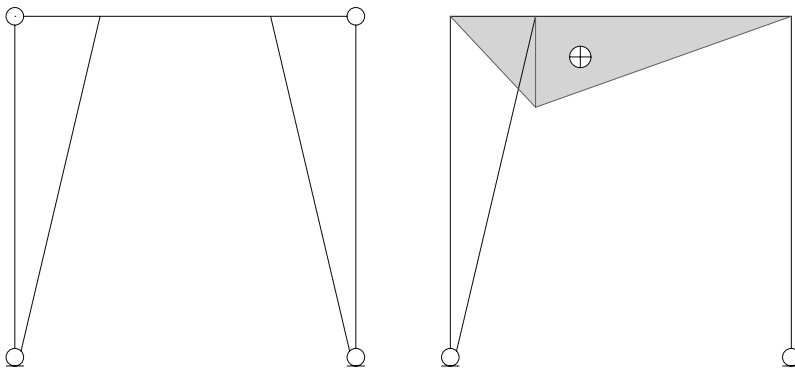


Figura 2.36. *Controventi solo tesi*

- *controventi a V rovescia*

in questa soluzione è conveniente far lavorare entrambi i controventi in modo tale che,

annullandosi mutuamente le rispettive reazioni, non insorgono momenti flettenti aggiuntivi all'interno della trave.

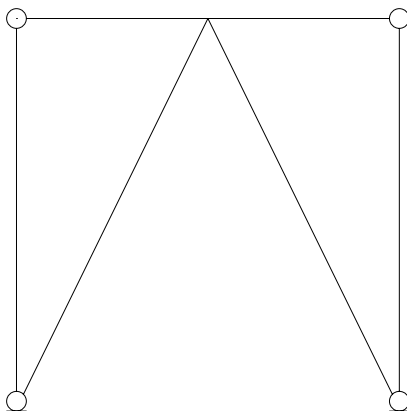


Figura 2.37. *Controventi a V rovescia*

Alla luce di quanto sopra riportato, si evince che la scelta della tipologia di controventi dipende sia da ragioni statiche sia da esigenze funzionali. Resta, tuttavia, fermo il fatto che facendo lavorare contemporaneamente i due controventi si ottiene una distribuzione dei momenti flettenti sulle travi sicuramente più omogenea, con conseguenti possibili guadagni in termini di materiale.

Per converso, il dimensionamento ad aste solo tese porta a strutture più deformabili.

2.7.2.2. *Controventi di falda di copertura*

Per evitare lo sbandamento delle briglie superiori compresse delle capriate è necessario predisporre degli opportuni controventi nei piani di falda della copertura. Gli arcarecci, in parte, collaborano in questo con la propria azione statica stabilizzante.

Nella pratica tecnica, in genere, i controventi vengono realizzati in corrispondenza di entrambi i bordi della falda in modo tale da far lavorare meglio gli stessi arcarecci.

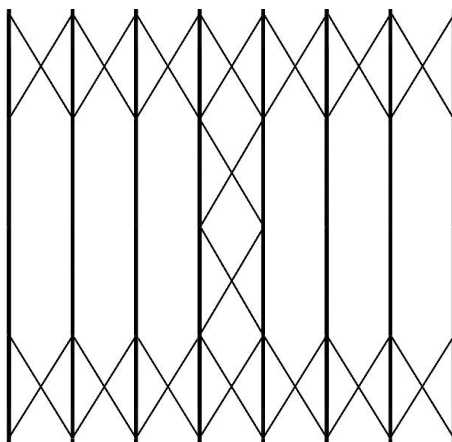


Figura 2.38. *Controventi di falda*

2.7.2.3. Arcarecci di copertura

I possibili schemi di calcolo di un arcareccio di copertura sono molteplici, infatti si può passare dallo schema di trave continua su più appoggi rigidi (trave Gerber) allo schema di trave continua su più appoggi elasticamente cedevoli.

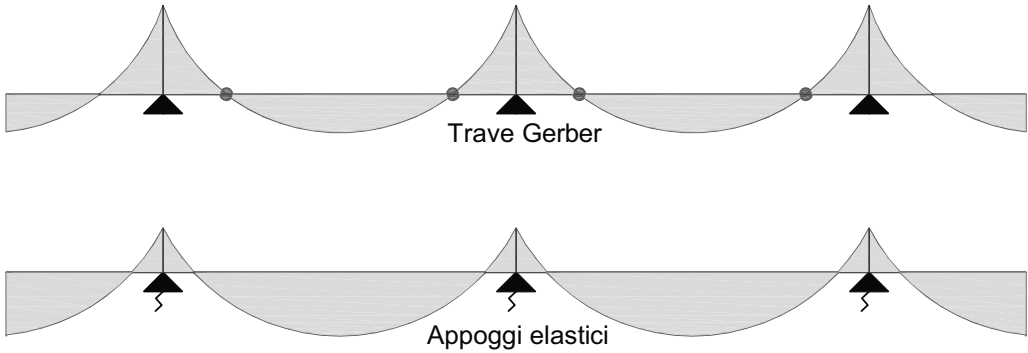


Figura 2.39. Modelli di calcolo arcarecci

Nello schema di trave Gerber le giunzioni tra gli arcarecci si realizzano in corrispondenza o in prossimità delle sezioni a momento flettente nullo, in maniera tale da avere la minima sollecitazione possibile sugli elementi di collegamento. Inoltre, con questa soluzione le reazioni sugli appoggi sono più omogenee, per cui le singole capriate porta-arcarecci sono caricate in modo più uniforme, tanto più uniforme se si sfalsano in pianta gli arcarecci in maniera da avere su una stessa capriata arcarecci continui e arcarecci giuntati.

Nello schema a vincoli elasticamente cedevoli si tiene conto in maniera più realistica dell'effettivo comportamento meccanico delle capriate. Infatti, queste ultime per effetto dei carichi applicati si deformano inflettendosi e dando luogo anche a scorrimenti relativi tra le diverse parti costituenti le giunzioni. Pertanto, l'appoggio elastico ideale porta in conto tutti questi fenomeni deformativi.

Un ulteriore possibile modello di calcolo è quello cosiddetto *equilibrato*:

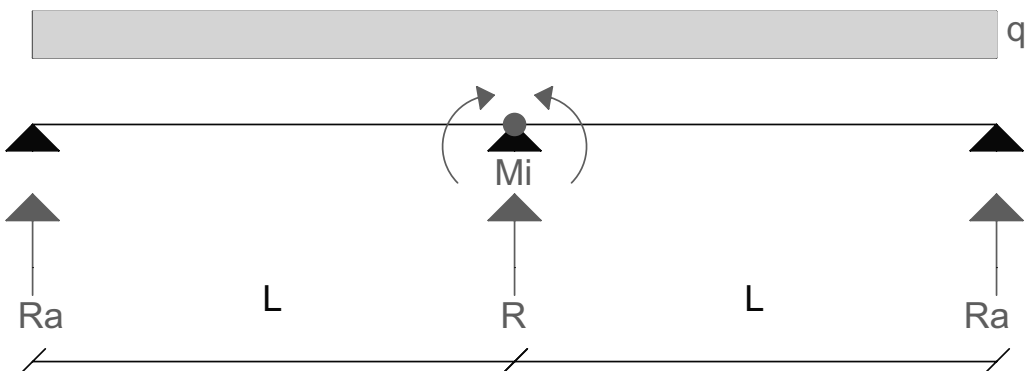


Figura 2.40. Soluzione equilibrata

$$\begin{cases} M_i = \alpha qL^2 \\ R_a = \frac{qL}{2} - \frac{M_i}{L} \\ R = \frac{qL}{2} + 2\frac{M_i}{L} \end{cases}$$

$$M_{\max} = qL^2 [0.125 - 0.5\alpha(1 - \alpha)]$$

Applicando questa soluzione possono ottenersi varie configurazioni:

- $\alpha = 0$ (trave continua su più appoggi)

$$\begin{cases} M_i = 0 \\ R_a = \frac{qL}{2} \\ R = qL \\ M_{\max} = \frac{qL^2}{8} \end{cases} \quad \text{ottimizza le travi principali}$$

- $\alpha = 0.0858$ (cerniera intermedia)

$$\begin{cases} M_i = \frac{qL^2}{11.66} \\ R_a = 0.414qL \\ R = 1.172qL \\ M_{\max} = \frac{qL^2}{11.66} \end{cases} \quad \text{ottimizza gli arcarecci}$$

Come può desumersi, adottando la prima alternativa, cioè annullando il momento sulla capriata realizzando ivi la giunzione degli arcarecci, si ottiene il massimo momento flettente sull'arcareccio stesso ($qL^2/8$), mentre la reazione sull'appoggio intermedio è la minima possibile (qL). In tal modo si ha un'ottimizzazione della capriata centrale con la conseguenza, però, di avere dimensioni maggiori per gli arcarecci.

Utilizzando, al contrario, la seconda alternativa si ottiene, per l'arcareccio, il massimo momento flettente negativo sull'appoggio intermedio ($qL^2/11.66$) ed il minimo momento flettente positivo in campata ($qL^2/11.66$).

Inoltre, si raggiunge anche la massima reazione vincolare sulla capriata intermedia ($1.172 qL$). Adottando questa soluzione si perviene ad un'ottimizzazione dell'arcareccio ($M^- = M^+$) che risulta essere meno sollecitato, mentre si ha il massimo sfruttamento della capriata che deve assorbire una reazione maggiore del 17% rispetto al caso precedente.

2.8. Tolleranze dimensionali

Nel caso delle strutture in acciaio le tolleranze dimensionali sono molto contenute, potendo variare in un range di pochi mm. Questo limite così restrittivo dipende da diversi fattori tra i quali i principali sono:

- forme geometriche standardizzate dei profili;
- schematizzazioni di calcolo che fanno riferimento ad assi di tracciatura ben precisi;
- sensibilità degli elementi strutturali snelli all'instabilità ed agli effetti del secondo ordine.

Si giustifica in tal senso anche la notevole attenzione riservata dalle varie norme a questi aspetti di carattere costruttivo.