

# QUADERNI DI PROGETTAZIONE STRUTTURALE

## 8: COLLEGAMENTI COLONNA-FONDAZIONE CON PIASTRA DI BASE E TIRAFONDI



## Sommario

1) INTRODUZIONE.....	3
2) MATERIALI.....	3
Classi di acciaio conformi alle norme di riferimento del Gruppo 1 (§1.2.1).....	3
Classi di acciaio per le barre di armatura conformi alla EN 10080 [3].....	5
3) RESISTENZA DELLE COMPONENTI DI BASE .....	6
Componente 1: Flangia e anima della colonna soggetta a compressione.....	6
Componente 3: Anima della colonna soggetta a trazione.....	7
Componente 3: Calcestruzzo in compressione, compresa la malta di allettamento.....	9
Componente 4: Piastra di base soggetta a flessione per effetto della compressione .....	11
Componente 5: Piastra di base soggetta a flessione per effetto della trazione.....	12
Componente 6: Tirafondi soggetti a trazione .....	16
4) RESISTENZA DI PROGETTO IN PRESENZA DI FLESSIONE E SFORZO ASSIALE .....	17
Collegamenti alla base delle colonne soggetti solo a forze assiali .....	17
Collegamenti colonna-fondazione soggetti a forze assiali e momenti flettenti.....	18
5) RESISTENZA DI PROGETTO IN PRESENZA DI TAGLIO .....	20
Tirafondi soggetti a taglio .....	21
Attrito fra la piastra in acciaio e lo strato di supporto .....	23
Connettori a taglio annegati nel calcestruzzo.....	23
6) VERIFICA DELL'ANCORAGGIO DEI TIRAFONDI.....	25
7) RIGIDEZZA FLESSIONALE .....	28
RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI .....	30
CREDITS.....	31

## 1) INTRODUZIONE

I collegamenti alla base rappresentano un elemento fondamentale nella progettazione poiché costituiscono l'interfaccia fra la struttura in acciaio e la fondazione.

Questo approfondimento fornisce i principali strumenti per la progettazione dei collegamenti alla base nelle strutture in carpenteria metallica mediante l'impiego di tirafondi.

I collegamenti alla base delle colonne devono essere dimensionati affinché vengano trasmesse alla fondazione le sollecitazioni provenienti dalle colonne senza che sia superata la resistenza ultima di ciascun componente e in coerenza con le assunzioni fatte nell'analisi globale della struttura in termini di rigidità.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) [1] non esplicitano particolari indicazioni per il calcolo e la verifica del sistema di questi sistemi di ancoraggio alla base.

Le principali indicazioni contenute nel presente quaderno fanno principalmente riferimento all'Eurocodice 3, in particolare alla norma UNI EN 1993-1-8 [2].

## 2) MATERIALI

Per i tirafondi secondo l'Eurocodice 3-1-8 [2] possono essere utilizzati i seguenti materiali, di cui si riportano le principali normative di riferimento:

### Classi di acciaio conformi alle norme di riferimento del Gruppo 1 (§1.2.1)

- UNI EN 10025-1 (parte armonizzata)  
Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali: condizioni tecniche generali di fornitura
- UNI EN 10025-2:2019  
Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali – Parte 2: Condizioni tecniche di fornitura di acciai non legati per impieghi strutturali
- UNI EN 10025-3:2019  
Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali – Parte 3: Condizioni tecniche di fornitura di acciai per impieghi strutturali saldabili a grano fine allo stato normalizzato/normalizzato laminato
- UNI EN 10025-4:2019  
Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali – Parte 4: Condizioni tecniche di fornitura di acciai per impieghi strutturali saldabili a grano fine ottenuti mediante laminazione termo meccanica
- UNI EN 10025-5:2019  
Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali – Parte 5: Condizioni tecniche di

fornitura di acciai per impieghi strutturali con resistenza migliorata alla corrosione atmosferica

- UNI EN 10025-6:2019  
Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali – Parte 6: Condizioni tecniche di fornitura per prodotti piani di acciai per impieghi strutturali ad alto limite di snervamento allo stato bonificato

### Classi di acciaio conformi alle norme di riferimento del Gruppo 4 (§1.2.4)

- UNI EN 14399-1 (parte armonizzata)  
Assiemi di bulloneria strutturale ad alta resistenza da precarico – Parte 1: Requisiti generali
- UNI EN 14399-2:2015  
Assiemi di bulloneria strutturale ad alta resistenza da precarico – Parte 2: Idoneità al precarico
- UNI EN 14399-3:2015  
Assiemi di bulloneria strutturale ad alta resistenza da precarico – Parte 3: Sistema HR – Assiemi vite e dado esagonali
- UNI EN 14399-4:2015  
Assiemi di bulloneria strutturale ad alta resistenza da precarico – Parte 4: Sistema HV – Assiemi vite e dado esagonali
- UNI EN 14399-5:2015  
Assiemi di bulloneria strutturale ad alta resistenza da precarico – Parte 5: Rondelle piane
- UNI EN 14399-6:2015  
Assiemi di bulloneria strutturale ad alta resistenza da precarico – Parte 6: Rondelle piane bisellate
- UNI EN ISO 898-1:2013  
Caratteristiche meccaniche degli elementi di collegamento di acciaio – Parte 1: Viti e viti prigioniere con classi di resistenza specificate – Filettature a passo grosso e a passo fine
- UNI EN ISO 898-2:2012  
Caratteristiche meccaniche degli elementi di collegamento di acciaio al carbonio e acciaio legato – Parte 2: Dadi con classi di resistenza specificate – Filettatura a passo grosso e filettatura a passo fine
- UNI EN ISO 2320:2016  
Elementi di collegamento - Dadi autofrenanti di acciaio - Caratteristiche prestazionali
- UNI EN ISO 4014:2022  
Viti a testa esagonale con gambo parzialmente filettato - Categorie A e B
- UNI EN ISO 4016:2022  
Viti a testa esagonale con gambo parzialmente filettato - Categoria C

- UNI EN ISO 4017:2014  
Elementi di collegamento - Viti a testa esagonale con gambo interamente filettato -  
Categorie A e B
- UNI EN ISO 4018:2022  
Viti a testa esagonale con gambo interamente filettato - Categoria C
- UNI EN ISO 4032:2013  
Dadi esagonali normali (tipo 1) - Categorie A e B
- UNI EN ISO 4033:2002  
Dadi esagonali, tipo 2 - Categoria A e B
- UNI EN ISO 4034:2013  
Dadi esagonali normali (tipo 1) - Categoria C
- UNI EN ISO 7040:2000  
Dadi esagonali autofrenanti (con inserto non metallico), tipo 1 - Classi di resistenza 5, 8 e  
10
- UNI EN ISO 7042:2013  
Dadi esagonali alti autofrenanti interamente metallici - Classi di resistenza 5, 8, 10 e 12
- UNI EN ISO 7719:2000  
Dadi esagonali autofrenanti interamente metallici, tipo 1 - Classi di resistenza 5, 8 e 10
- UNI EN ISO 7089:2001  
Rondelle piane - Serie normale - Categoria A
- UNI EN ISO 7090:2001  
Rondelle piane, smussate - Serie normale - Categoria A
- UNI EN ISO 7091:2001  
Rondelle piane - Serie normale - Categoria C
- UNI EN ISO 10511:2013  
Dadi esagonali autofrenanti bassi (con inserto non metallico)
- UNI EN ISO 10512:2013  
Dadi esagonali autofrenanti normali (con inserto non metallico) con filettatura metrica a  
passo fine - Classi di resistenza 6, 8 e 10
- UNI EN ISO 10513:2013  
Dadi esagonali alti autofrenanti interamente metallici con filettatura metrica a passo fine -  
Classi di resistenza 8, 10 e 12

### Classi di acciaio per le barre di armatura conformi alla EN 10080 [3]

In questo caso la resistenza allo snervamento nominale non dovrebbe essere maggiore di 640 N/mm<sup>2</sup> nel caso in cui ai tirafondi fosse richiesto di resistere ad azioni taglienti e di 900 N/mm<sup>2</sup> in tutti gli altri casi.

### 3) RESISTENZA DELLE COMPONENTI DI BASE

Per il calcolo della resistenza dei collegamenti di strutture in acciaio è possibile fare riferimento alle componenti di base che li compongono, con riferimento al §6.1.3 della UNI EN 1993-1-8 [2].

Questo paragrafo è dedicato all'analisi delle componenti potenzialmente interessate per i collegamenti alla base delle colonne, che possono essere qui di seguito sintetizzate:

- Componente 1: Flangia e anima della colonna soggetta a compressione
- Componente 2: Anima della colonna soggetta a trazione
- Componente 3: Calcestruzzo in compressione
- Componente 4: Piastra di base soggetta a flessione per effetto della compressione
- Componente 5: Piastra di base soggetta a flessione per effetto della trazione
- Componente 6: Tirafondi soggetti a trazione

Tali componenti verranno utilizzate per il calcolo della resistenza delle piastre di base nei confronti dell'azione assiale, del momento flettente e del taglio, nei successivi capitoli.

#### Componente 1: Flangia e anima della colonna soggetta a compressione

La risultante della resistenza a compressione di progetto della flangia della colonna e dell'adiacente zona compressa dell'anima della colonna si può assumere che agisca in corrispondenza del livello del centro di compressione.

La resistenza a compressione di progetto combinata dell'anima e della flangia della colonna può essere stimata attraverso la seguente espressione:

$$F_{c,fc,Rd} = M_{c,Rd}/(h - t_c)$$

dove:

$h$  è l'altezza della colonna;

$M_{c,Rd}$  è il momento resistente di progetto della sezione trasversale della colonna, ridotta se necessario per tener conto degli effetti del taglio;

$t_c$  è lo spessore della flangia della colonna.

**NOTA:** Se l'altezza della colonna supera i 600 mm L'Eurocodice 3 [2] raccomanda che il contributo dell'anima alla resistenza a compressione sia limitato al 20%.

## Componente 3: Anima della colonna soggetta a trazione

La resistenza a trazione di progetto dell'anima della colonna può essere calcolata con la seguente espressione:

$$F_{t,wc,Rd} = b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc} / \gamma_{M0}$$

dove:

$b_{eff,t,wc}$  è la larghezza efficace dell'anima della colonna soggetta a trazione, che può essere assunta pari alla lunghezza efficace dell'elemento T (T-stub) equivalente con il quale si schematizza la piastra di estremità inflessa ottenuta dal §6.2.6.5 della UNI EN 1993-1-8 [2] per una fila di bulloni individuali o per un gruppo di bulloni;

$t_{wc}$  è lo spessore d'anima della colonna;

$f_{y,wc}$  è la tensione di snervamento caratteristica del profilo.

**NOTA:** i valori della lunghezza efficace e della larghezza efficace di un elemento T (T-stub) equivalente sono valori fittizi di queste lunghezze e possono differire dalle dimensioni finisse della componente di base del collegamento che esso rappresenta.

La larghezza efficace  $b_{eff,t,wc}$  può essere calcolata attraverso il T-stub equivalente che schematizza la piastra di estremità inflessa ottenuta secondo i criteri della seguente tabella:

Posizione della fila di bulloni	Fila di bulloni considerata individualmente		Fila di bulloni considerata come parte di un gruppo di file di bulloni	
	Meccanismi con percorso circolare $l_{eff,cp}$	Meccanismi con percorso non circolare $l_{eff,nc}$	Meccanismi con percorso circolare $l_{eff,cp}$	Meccanismi con percorso non circolare $l_{eff,nc}$
Prima fila di bulloni al di sotto della flangia tesa	$2\pi m$	$am$	$\pi m + p$	$0,5p + am - (2m + 0,625e)$
Altre file di bulloni interne	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	$p$
Modo 1:	$l_{eff,1} = l_{eff,nc} \leq l_{eff,cp}$		$\Sigma l_{eff,1} = \Sigma l_{eff,nc} \leq \Sigma l_{eff,cp}$	
Modo 2:	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\Sigma l_{eff,2} = \Sigma l_{eff,nc}$	

Tabella 3.1 – Lunghezze efficaci per file di bulloni situate fra le flange della colonna

dove i parametri  $e$ ,  $m$  e  $a$  possono essere ricavati dalla seguente figura:

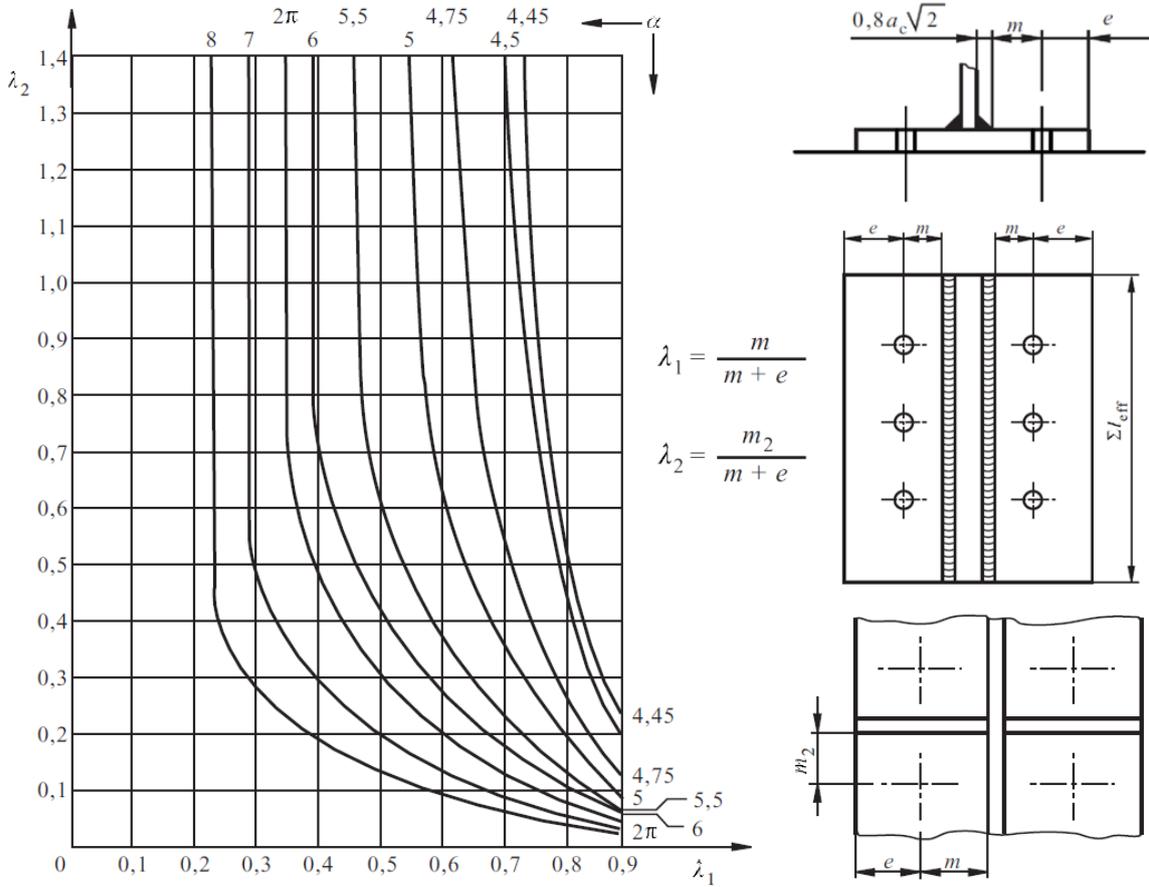


Figura 3.1: parametri  $e$ ,  $m$  e  $\alpha$

## Componente 3: Calcestruzzo in compressione, compresa la malta di allettamento

La resistenza di progetto per azioni di contatto del collegamento tra la piastra di base e il supporto in calcestruzzo può essere calcolata con la seguente espressione, tenendo conto delle proprietà del materiale e delle dimensioni sia dello strato di malta sia del calcestruzzo di supporto:

$$F_{C,Rd} = f_{jd} b_{eff} l_{eff}$$

dove:

$b_{eff}$  e  $l_{eff}$  costituiscono rispettivamente la larghezza e la lunghezza efficace della flangia del T-stub equivalente;

$f_{jd}$  è la tensione resistente per contatto di progetto del collegamento.

L'area efficace della piastra in compressione ( $b_{eff} l_{eff}$ ) è legata al valore dello sbalzo  $c$  che si ottiene dalla resistenza a flessione della flangia soggetta alle pressioni del calcestruzzo uniformemente distribuite  $f_{jd}$ , che rappresenta la resistenza di contatto del giunto. Per la valutazione della larghezza della zona di contatto supplementare  $c$ , l'Eurocodice 3 [2] prescrive come lunghezza massima il valore che si ottiene con la seguente relazione:

$$c \leq t_{fc} [f_y / (3 f_{jd} \gamma_{M0})]^{0,5}$$

in cui:

$t_{fc}$  è lo spessore della flangia del T-stub equivalente;

$f_y$  è la tensione di snervamento del profilo.

I valori di  $b_{eff}$ ,  $l_{eff}$  e  $c$  possono essere ricavati con l'ausilio della seguente figura.

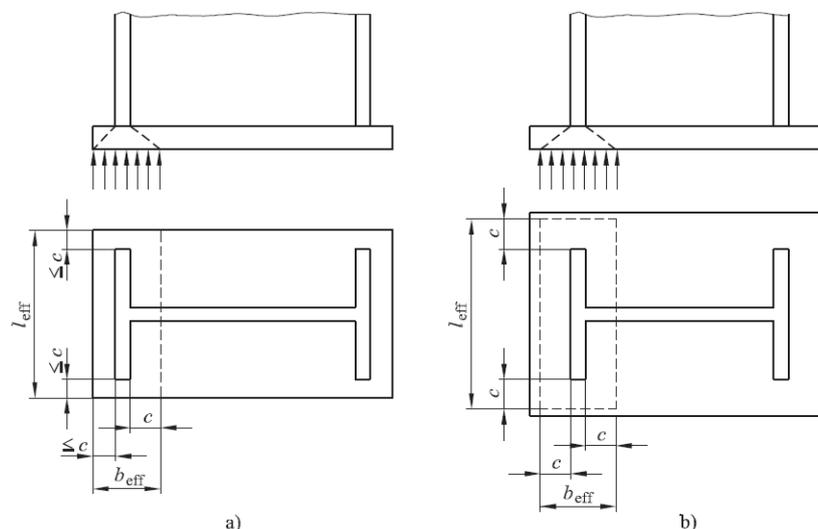


Figura 3.2: Area di un T-stub equivalente sollecitato a compressione. (a) Proiezione ridotta, (b) Proiezione estesa

La tensione resistente per contatto di progetto del collegamento  $f_{jd}$  può essere determinata attraverso la seguente relazione:

$$f_{jd} = \beta_j F_{Rdu} / (b_{eff} l_{eff})$$

dove:

$\beta_j$  è il coefficiente del materiale del collegamento di fondazione, che può essere assunto pari a 2/3 dimostrato che la resistenza caratteristica della malta non sia minore del 20% della resistenza caratteristica del calcestruzzo della fondazione e che lo spessore della malta non sia maggiore del 20% della minore fra le larghezze della piastra di base. Nel caso che lo spessore della malta sia maggiore di 50 mm, la resistenza caratteristica dovrebbe essere almeno la stessa di quella del calcestruzzo di fondazione;

$F_{Rdu}$  è la forza concentrata resistente di progetto. Poiché si tratta di una pressione localizzata, è possibile incrementare il valore della resistenza di contatto del giunto  $f_{jd}$  rispetto alla resistenza di progetto  $f_{cd}$  attraverso la seguente relazione:

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{cd} (A_{c1}/A_{c0})^{0,5} \leq 3,0 f_{cd} A_{c0}$$

dove:

$A_{c0}$  è l'area caricata;

$A_{c1}$  è la massima area di diffusione del carico utilizzata per il calcolo, avente forma omotetica a quella di  $A_{c0}$ .

**Legenda**

- A Linea di azione
- $h \geq (b_2 - b_1)$  e  $\geq (d_2 - d_1)$

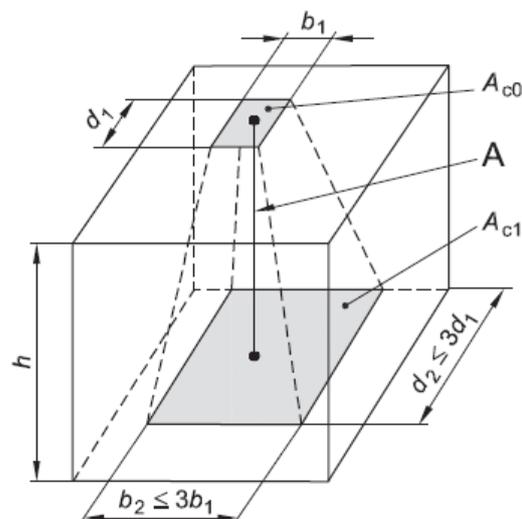


Figura 3.3: Distribuzione di progetto nel caso di pressioni localizzate

## Componente 4: Piastra di base soggetta a flessione per effetto della compressione

La resistenza di progetto della piastra di base soggetta a flessione per effetto della compressione, insieme con la soletta di calcestruzzo su cui è posizionata la base della colonna  $F_{c,pl,Rd}$ , può essere assunta simile a quella di un elemento T (T-stub) equivalente, con riferimento al §6.2.5 della UNI EN 1993-1-8 [2].

Tuttavia, avendo imposto un valore limite per lo sbalzo  $c$  nella valutazione della resistenza a compressione del calcestruzzo, con riferimento al punto precedente, la verifica a flessione della piastra in zona compressa risulta implicitamente verificata.

In altre parole, è stato imposto che:

$$m_{Ed} = f_{jd} c^2 / 2 \leq m_{Rd} = W_{el} f_y / \gamma_{M0} = t^2 f_y / (6 \gamma_{M0})$$

dove:

$f_{jd}$  è la tensione resistente per contatto di progetto del collegamento;

$c$  è la laghezza efficace supplementare (sbalzo)

$f_y$  è la tensione di snervamento del profilo;

$t$  è lo spessore della piastra di base;

$\gamma_{M0}$  è il coefficiente parziale di sicurezza del materiale, pari a 1,05.

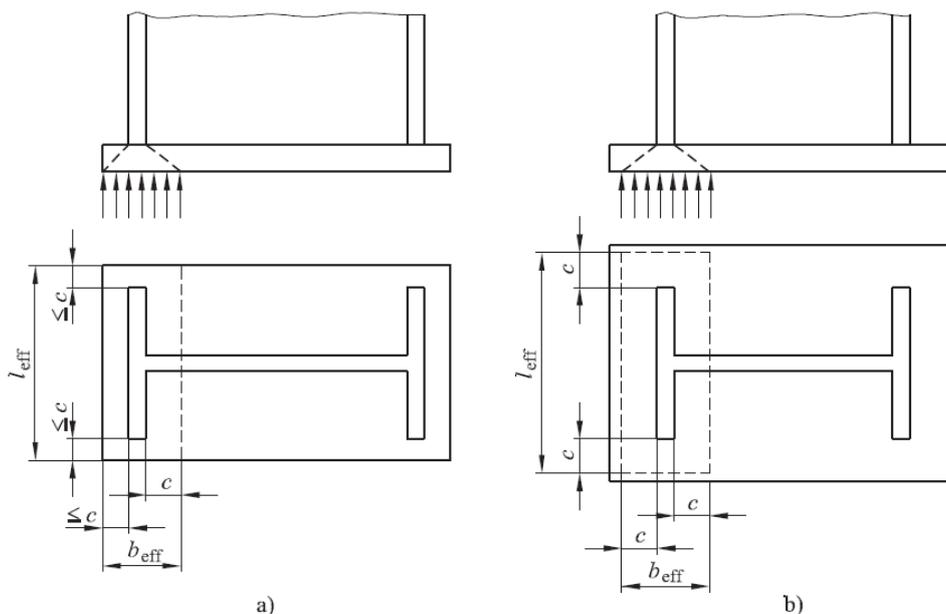


Figura 3.4: Area di un T-stub equivalente sollecitato a compressione. (a) Proiezione ridotta, (b) Proiezione estesa

## Componente 5: Piastra di base soggetta a flessione per effetto della trazione

La resistenza di progetto e la modalità di collasso di una piastra di base soggetta a flessione per effetto della trazione, insieme con i tirafondi associati soggetti a trazione  $F_{t,pl,Rd}$ , possono essere determinati impiegando le regole fornite nel §6.2.6.5 della UNI EN 1993-1-8 [2].

La resistenza a flessione della piastra di base può essere pertanto assunta come quella della flangia di un T-stub equivalente in entrambi i seguenti casi:

- per ogni fila individuale di bulloni a cui è richiesto di resistere a trazione;
- per ogni gruppo di file di bulloni a cui è richiesto di resistere a trazione.

A seconda della geometria del giunto, il meccanismo di rottura può seguire linee circolari o non circolari. La UNI EN 1993-1-8 [2] stabilisce per ogni bullone la lunghezza efficace del T-stub equivalente nelle varie possibili configurazioni.

In generale la resistenza a trazione di un elemento a T equivalente è definita come la minore fra quelle relative alle tre possibili modalità di collasso proposte dall'Eurocodice 3 [2] riassunte nella seguente tabella: snervamento della piastra, snervamento della piastra e rottura dei tirafondi, rottura dei tirafondi.

	Sviluppo di forze di contatto, per esempio		Senza forze di contatto
<b>Modo 1</b>	Metodo 1	Metodo 2	$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m}$
Senza piastre di rinforzo	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m}$	$F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl,1,Rd}}{2mn - e_w(m+n)}$	
Con piastre di rinforzo	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd} + 2M_{bp,Rd}}{m}$	$F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl,1,Rd} + 4nM_{bp,Rd}}{2mn - e_w(m+n)}$	
<b>Modo 2</b>	$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n}$		
<b>Modo 3</b>	$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd}$		

Tabella 3.2 – Resistenza di progetto della flangia di un T-stub equivalente

Nel determinare la resistenza a trazione di progetto, si tiene implicitamente conto degli effetti dovuti alle forze di contatto.

In accordo al §6.2.4.1, nel caso in cui non possano svilupparsi significative forze di contatto (effetto leva), le possibili modalità di collasso sono ridotte a due. Per lo studio dei collegamenti alla base delle colonne l'Eurocodice 3 [2] raccomanda che anche qualora potessero svilupparsi delle forze di contatto, queste non siano tenute in conto nel dimensionamento della piastra di base e dei tirafondi, in accordo a quanto indicato al §6.2.6.11 della UNI EN 1993-1-8 [2].

La resistenza di progetto  $F_{T,Rd}$  di una piastra di base inflessa per effetto dei carichi di trazione può essere stimata secondo le seguenti due modalità di collasso della flangia di un T-stub equivalente:

**Modo 1-2**, corrispondente alla crisi per plasticizzazione della piastra di base:

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m}$$

**Modo 3**, che rappresenta la crisi dei tirafondi:

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

dove:

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \sum l_{eff,1} t_p^2 f_y / \gamma_{M0};$$

$m$  è la distanza dei bulloni dalla flangia tesa della colonna (trascurando la presenza delle saldature);

$\sum l_{eff,1}$  è la somma delle lunghezze efficaci per il modo 1 del T-stub equivalente nelle diverse possibili configurazioni;

$t_p$  è lo spessore della piastra di base;

$f_y$  è la resistenza a snervamento della piastra di base;

$\sum F_{t,Rd}$  è la somma della resistenza a trazione di progetto per tutti i bulloni (tirafondi) del T-stub;

La lunghezza efficace  $l_{eff}$  della flangia di un T-stub equivalente può essere determinata impiegando i valori della seguente tabella:

Posizione della fila di bulloni	Fila di bulloni considerata individualmente		Fila di bulloni considerata come parte di un gruppo di file di bulloni	
	Meccanismi con percorso circolare $l_{eff,cp}$	Meccanismi con percorso non circolare $l_{eff,nc}$	Meccanismi con percorso circolare $l_{eff,cp}$	Meccanismi con percorso non circolare $l_{eff,nc}$
Fila di bulloni esterna alla flangia tesa	La minore fra: $2\pi m$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + 2e$	La minore fra: $4m_x + 1,25e_x$ $e + 2m_x + 0,625e_x$	-	-
Prima fila di bulloni al di sotto della flangia tesa	$2\pi m$	$am$	$\pi m + p$	$0,5p + am - (2m + 0,625e)$
Altre file di bulloni interne	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	$p$
Altre file di bulloni di estremità	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$\pi m + p$	$2m + 0,625e + 0,5p$
Modo 1:	$l_{eff,1} = l_{eff,nc} \leq l_{eff,cp}$		$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc} \leq \sum l_{eff,cp}$	
Modo 2:	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$	

Tabella 3.3 – Lunghezze efficaci per una piastra di estremità.

L'estensione della piastra di estremità e della porzione di piastra compresa tra le flange della trave devono essere modellate attraverso due flange di T-stub equivalenti separate.

Per la determinazione della resistenza di progetto della flangia di un T-stub equivalente per la parte della piastra di estremità in estensione, è necessario impiegare  $e_x$ ,  $m_x$  al posto di  $e$  ed  $m$ , come indicato nella seguente figura.

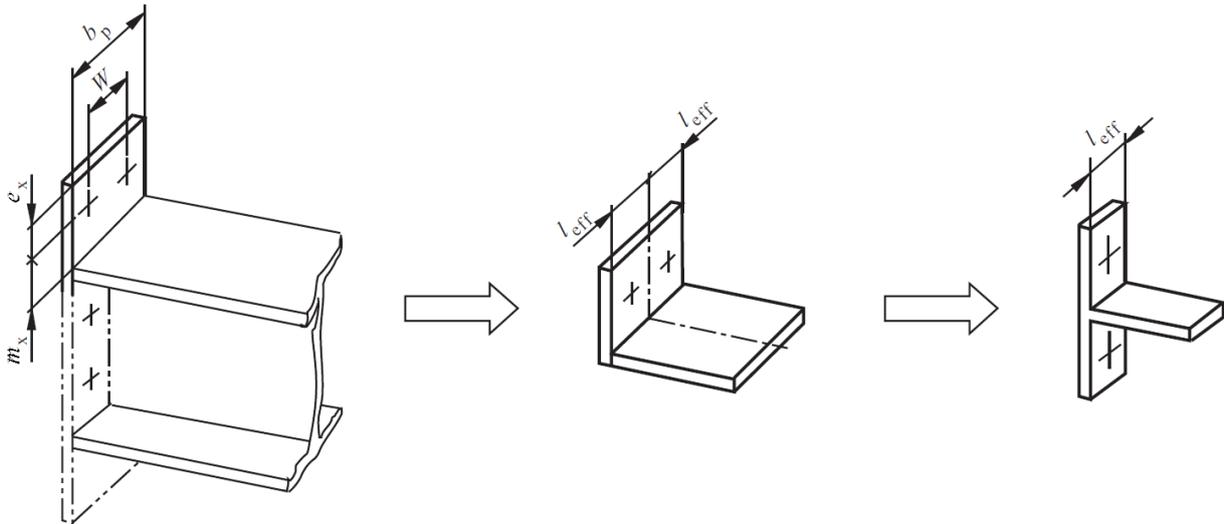


Figura 3.5: Modellazione di una piastra di estremità esterna alla flangia tesa della colonna

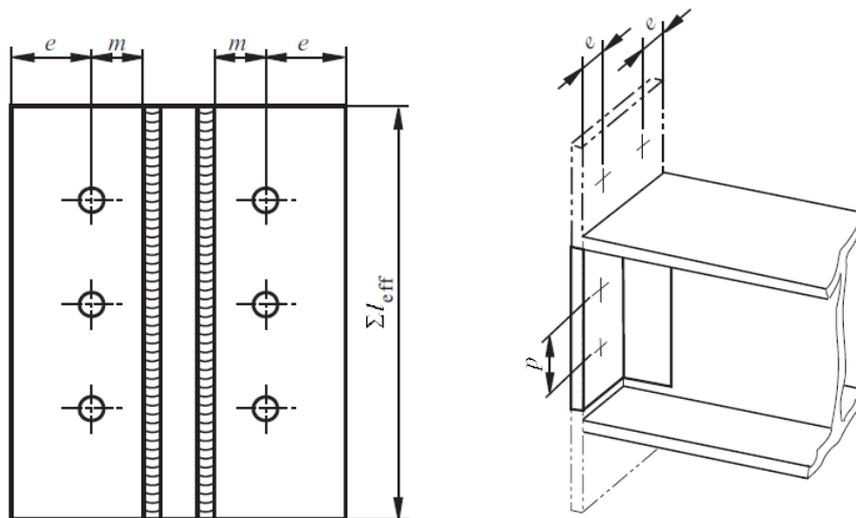


Figura 3.6: Modellazione di una piastra di estremità all'interno delle flange della colonna

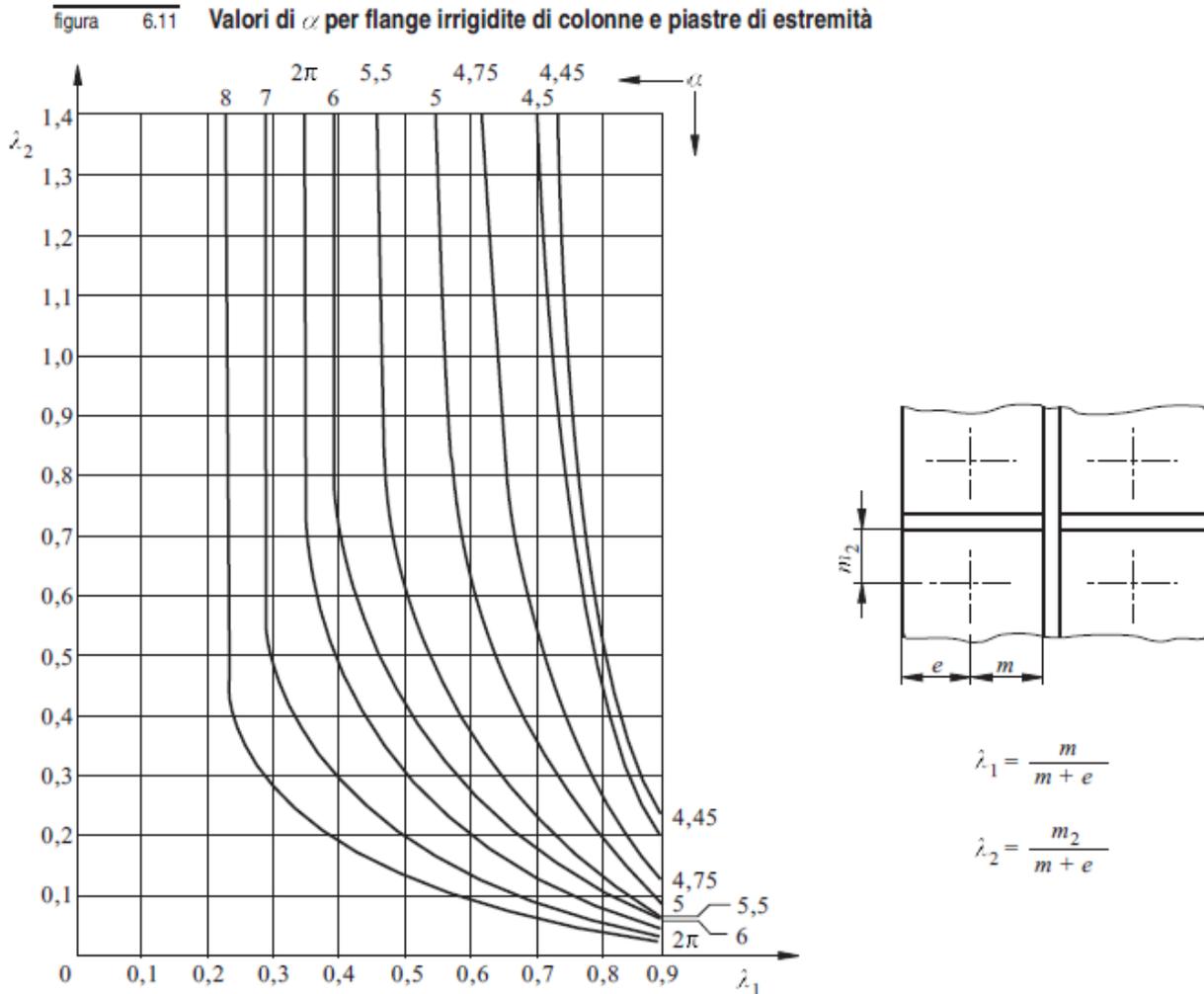


Figura 3.7: Valori di  $\alpha$  per flange irrigidite di colonne e piastre di estremità

Per la stima della lunghezza efficace della flangia di un elemento T (T-stub) equivalente  $l_{eff}$  è opportuno tenere in conto delle seguenti indicazioni per file di bulloni individuali, gruppi di bulloni e gruppi di file di bulloni:

- Sebbene nella flangia di un T-stub reale le forze in ogni fila di bulloni sono generalmente uguali, quando si impiega la flangia di un T-stub equivalente per modellare le componenti di base, è opportuno tenere conto della differenza tra le forze in ciascuna fila di bulloni;
- Quando si usa l'approccio del T-stub equivalente per modellare un gruppo di file di bulloni può essere necessario dividere il gruppo in file di bulloni separate ed impiegare un T-stub equivalente per modellare ciascuna delle suddette file;
- Quando si usa l'approccio dell'elemento T (T-stub) equivalente per modellare un gruppo di file di bulloni è opportuno che:
  - o la forza per ogni fila di bulloni non ecceda la resistenza di progetto determinata considerando la sola fila di bulloni;

- la forza totale su ciascun gruppo di file di bulloni, comprese due o più file di bulloni adiacenti nello stesso gruppo di bulloni, non eccedano la resistenza di progetto di quel gruppo di file di bulloni;
- Per la determinazione della resistenza a trazione di progetto di una componente di base rappresentata dalla flangia di un T-stub equivalente si raccomanda di calcolare i seguenti parametri:
  - la resistenza di progetto di una fila individuale di bulloni, determinata considerando solo quella fila di bulloni;
  - la forza totale su ciascun gruppo di file di bulloni, comprese due o più file di bulloni adiacenti nello stesso gruppo di bulloni, non dovrebbe eccedere la resistenza di progetto di quel gruppo di file di bulloni;
- Nel caso di file di bulloni individuali sarebbe opportuno che la sommatoria delle lunghezze efficaci  $\Sigma l_{eff}$  fosse assunta uguale alla larghezza efficace  $l_{eff}$  per quella fila di bulloni considerata come isolata;
- Nel caso di un gruppo di file di bulloni sarebbe opportuno che  $\Sigma l_{eff}$  fosse assunta uguale alla somma delle larghezze efficaci  $l_{eff}$  per ogni fila di bulloni pertinente, considerata come parte di un gruppo di bulloni.

## Componente 6: Tirafondi soggetti a trazione

I tirafondi verranno dimensionati in modo da garantire le resistenze a trazione causate dalle forze di sollevamento e dai momenti flettenti di progetto.

La resistenza di progetto dei tirafondi dovrebbe essere assunta come la più piccola fra la resistenza a trazione di progetto degli stessi ancoraggi e la resistenza all'aderenza di progetto all'interfaccia calcestruzzo-tirafondi in accordo alla UNI EN 1992 [4] e [5].

Per la valutazione della resistenza a trazione  $F_{t,Rd}$  dei tirafondi è possibile fare riferimento alla seguente relazione:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

dove:

$f_{tb}$  è la resistenza ultima a trazione del tirafondo;

$A_{res}$  è l'area resistente del tirafondo;

$\gamma_{M2}$  è il coefficiente parziale di sicurezza, pari a 1,25.

## 4) RESISTENZA DI PROGETTO IN PRESENZA DI FLESSIONE E SFORZO ASSIALE

### Collegamenti alla base delle colonne soggetti solo a forze assiali

La resistenza di progetto di una piastra di fondazione simmetrica di una colonna soggetta a sforzo di compressione centrato  $N_{j,Rd}$  può essere determinata sommando le resistenze di progetto individuali  $F_{C,Rd}$  dei tre T-stub mostrati nella seguente figura posizionati sotto le flange della colonna (1-3) ed uno sotto l'anima della colonna (2).

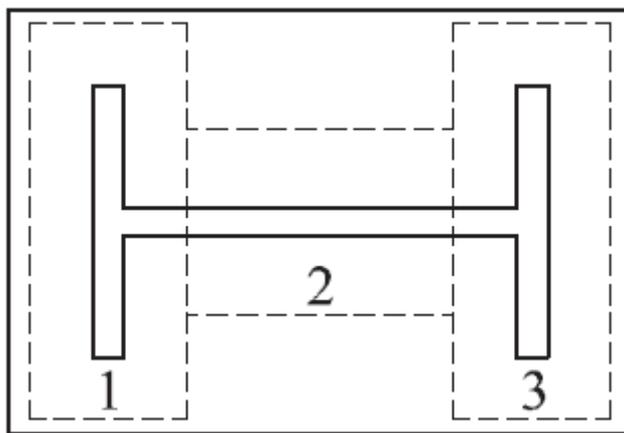


Figura 4.1: T-stub equivalenti per la stima delle resistenze di progetto a compressione delle componenti del giunto

L'Eurocodice 3 raccomanda che i tre T-stub non siano sovrapposti gli uni agli altri.

La resistenza di progetto di ciascuno di questi elementi può essere calcolata facendo riferimento alle seguenti componenti, presentate nel capitolo precedente:

- Componente 1: Flangia e anima della colonna soggetta a compressione
- Componente 3: Calcestruzzo in compressione
- Componente 4: Piastra di base soggetta a flessione per effetto della compressione

Per ciascun T-stub equivalente verrà preso il valore minore fra le resistenze a compressione di ciascuna componente interessata.

## Collegamenti colonna-fondazione soggetti a forze assiali e momenti flettenti

Per un collegamento colonna-fondazione soggetto ad azioni combinate di sforzo normale e momento flettente le forze che si sviluppano fra la piastra di fondazione e il suo supporto possono distribuirsi in uno dei seguenti modi, in relazione all'intensità della forza assiale e del momento flettente applicati:

- **Azione assiale di compressione dominante:** entrambe le flange della colonna risultano compresse;
- **Azione assiale di trazione:** entrambe le flange della colonna risultano tese;
- **Momento flettente dominante:** una flangia della colonna risulta compressa mentre l'altra è tesa.

Legenda

- Connessione colonna-fondazione nel caso di sforzo normale di compressione dominante
- Connessione colonna-fondazione nel caso di sforzo normale di trazione dominante
- Connessione colonna-fondazione nel caso di momento flettente dominante
- Connessione colonna-fondazione nel caso di momento flettente dominante

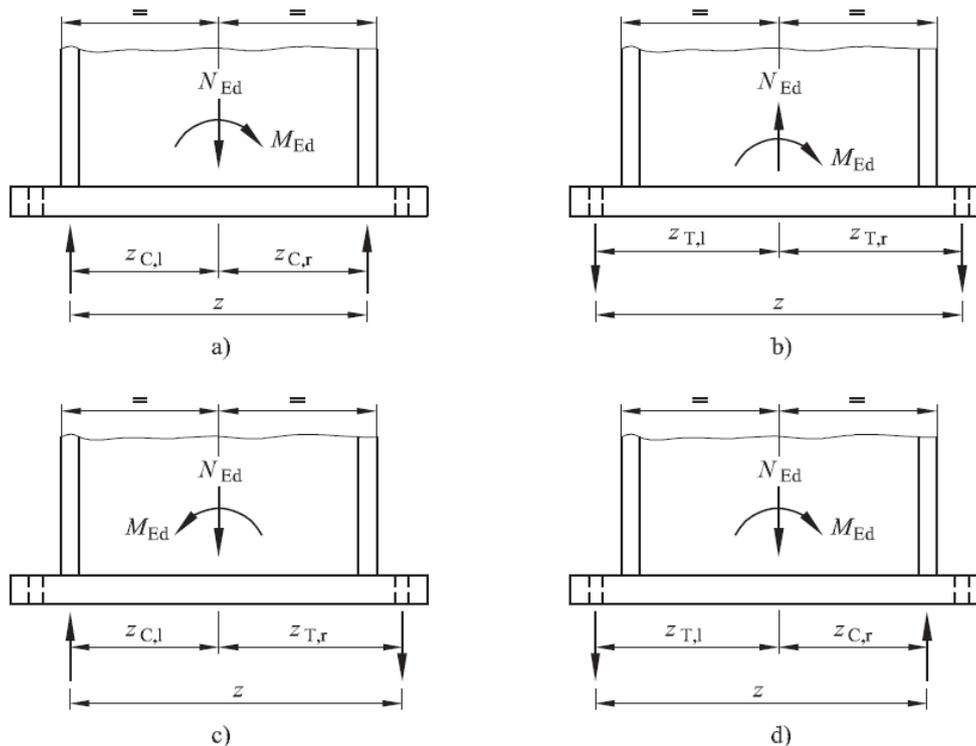


Figura 4.2: Possibili combinazioni di azione assiale e momento flettente nei collegamenti alla base delle colonne

La resistenza a flessione di progetto  $M_{j,Rd}$  di un collegamento colonna-fondazione soggetto ad azioni combinate di forza assiale e momento flettente può essere determinata utilizzando il metodo fornito dalla UNI EN 1993-1-8 [2] al §6.2.8.3, riassunto nella seguente tabella:

Carico	Braccio della coppia $z$	Momento resistente di progetto $M_{j,Rd}$	
Lato sinistro teso Lato destro compresso	$z = z_{T,1} + z_{C,r}$	$N_{Ed} > 0$ e $e > z_{T,1}$	$N_{Ed} \leq 0$ e $e \leq -z_{C,r}$
		Il più piccolo fra $\frac{F_{T,1,Rd}z}{z_{C,r}/e + 1}$ e $\frac{-F_{C,r,Rd}z}{z_{T,1}/e - 1}$	
Lato sinistro teso Lato destro teso	$z = z_{T,1} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ e $0 < e < z_{T,1}$	$N_{Ed} > 0$ e $-z_{T,r} < e \leq 0$
		Il più piccolo fra $\frac{F_{T,1,Rd}z}{z_{T,r}/e + 1}$ e $\frac{F_{T,r,Rd}z}{z_{T,1}/e - 1}$	Il più piccolo fra $\frac{F_{T,1,Rd}z}{z_{T,r}/e + 1}$ e $\frac{F_{T,r,Rd}z}{z_{T,1}/e - 1}$
Lato sinistro compresso Lato destro teso	$z = z_{C,1} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ e $e \leq -z_{T,r}$	$N_{Ed} \leq 0$ e $e > z_{C,1}$
		Il più piccolo fra $\frac{-F_{C,1,Rd}z}{z_{T,r}/e + 1}$ e $\frac{F_{T,r,Rd}z}{z_{C,1}/e - 1}$	
Lato sinistro compresso Lato destro compresso	$z = z_{C,1} + z_{C,r}$	$N_{Ed} \leq 0$ e $0 < e < z_{C,1}$	$N_{Ed} \leq 0$ e $-z_{C,r} < e \leq 0$
		Il più piccolo fra $\frac{-F_{C,1,Rd}z}{z_{C,r}/e + 1}$ e $\frac{-F_{C,r,Rd}z}{z_{C,1}/e - 1}$	Il più piccolo fra $\frac{-F_{C,1,Rd}z}{z_{C,r}/e + 1}$ e $\frac{-F_{C,r,Rd}z}{z_{C,1}/e - 1}$
$M_{Ed} > 0$ se in senso orario, $N_{Ed} > 0$ trazione $e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}}$			

Tabella 4.1 – Valori del momento resistente di progetto di collegamenti colonna-fondazione

dove:

$F_{T,l,Rd}$  e  $F_{T,r,Rd}$  sono rispettivamente la resistenza a trazione di progetto della parte sinistra e destra del collegamento, da assumere pari alla minore fra la resistenza delle seguenti componenti:

- Componente 2: Anima della colonna soggetta a trazione
- Componente 5: Piastra di base soggetta a flessione per effetto della trazione
- Componente 6: Tirafondi soggetti a trazione

$F_{C,l,Rd}$  e  $F_{C,r,Rd}$  sono rispettivamente la resistenza a compressione di progetto della parte sinistra e destra del collegamento, da assumere pari alla minore fra la resistenza delle seguenti componenti:

- Componente 1: Flangia e anima della colonna soggetta a compressione
- Componente 3: Calcestruzzo in compressione
- Componente 4: Piastra di base soggetta a flessione per effetto della compressione

$z_{T,l}$ ,  $z_{T,r}$ ,  $z_{C,l}$  e  $z_{C,r}$ , sono i rispettivi bracci della coppia esercitata da ciascuna componente resistente.

## 5) RESISTENZA DI PROGETTO IN PRESENZA DI TAGLIO

L'azione di taglio può essere trasmessa dalla colonna alla fondazione nei seguenti modi:

- Per resistenza a taglio dei tirafondi
- Per attrito fra lo strato di supporto e la piastra di base in acciaio
- Per mezzo di appositi connettori a taglio annegato in apposite tasche (rostri o tacchi).

La norma UNI EN 1993-1-8 [2] raccomanda che la resistenza a taglio di progetto  $F_{v,Rd}$  tra piastra di base della colonna e uno strato di malta di allettamento sia determinata attraverso la seguente relazione:

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n F_{vb,Rd}$$

dove:

$F_{f,Rd}$  è la resistenza ad attrito fra la piastra di base e lo strato di supporto;

$n$  è il numero di tirafondi della piastra di base;

$F_{vb,Rd}$  è la resistenza a taglio del tirafondo.

L'Eurocodice 3 raccomanda che il calcestruzzo e le barre di armatura impiegati per la struttura di fondazione siano progettati in conformità alla UNI EN 1992 [4].

Laddove i metodi precedentemente descritti risultano inadeguati, per trasferire il taglio tra la piastra di base ed il suo supporto si raccomanda di impiegare elementi speciali come connettori a taglio mediante sistemi di bloccaggio o barre.

Quando si ritiene che la deformabilità del calcestruzzo potrebbe indurre nei tirafondi sollecitazioni di flessione, potrebbe risultare più affidabile affidare la trasmissione del taglio al solo attrito nel calcolo nella verifica di resistenza a taglio del collegamento alla base della colonna.

In presenza di considerevoli sollecitazioni taglienti e di modeste azioni assiali, come ad esempio alla base di controventi, potrebbe essere necessario affidare la resistenza al taglio mediante appositi connettori a taglio annegati nel calcestruzzo.

## Tirafondi soggetti a taglio

La resistenza a taglio di progetto di un tirafondo  $F_{vb,Rd}$  può essere assunta come la piccola fra i seguenti valori:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$$

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = \frac{\alpha_{bc} f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$

dove:

$F_{v,Rd}$ ,  $F_{b,Rd}$  e  $B_{p,Rd}$  indicano rispettivamente la resistenza a taglio per piano di taglio, la resistenza a rifollamento e la resistenza a taglio per punzonamento di progetto per singoli dispositivi di giunzione soggetti a taglio, indicati al §3.6.1 della UNI EN 1993-1-8 [2], in particolare al prospetto 3.4;

$$\alpha_{bc} = 0,44 - 0,0003 f_{yb};$$

$f_{yb}$  è la tensione di snervamento del tirafondo, con  $235 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$ .

$F_{ub}$  è la tensione di rottura del tirafondo;

$A_s$  è l'area resistente del tirafondo;

$\gamma_{M2}$  è il coefficiente parziale di sicurezza del materiale, pari a 1,25.

La resistenza di progetto di ciascuna fila di tirafondi soggetti all'effetto combinato di taglio e trazione può essere verificata attraverso la seguente espressione:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$$

A scopo semplificativo, in alternativa, è possibile affidare la completa resistenza a trazione a quei bulloni per i quali si può dimostrare che la forza di taglio di progetto non ecceda la somma di:

- La resistenza a taglio totale di progetto di quei bulloni ai quali non è richiesto di resistere a trazione;
- 2/7 della resistenza a taglio totale di progetto di quei bulloni ai quali è richiesto di resistere anche a trazione.

**NOTA:** L'Eurocodice raccomanda che la resistenza a taglio di progetto  $F_{v,Rd}$ , di cui al prospetto 3.4 della UNI EN 1993-1-8 [2], sia assunta solo per i bulloni utilizzati in fori con tolleranze nominali non eccedenti quelle dei fori normali come indicato nella specifica tecnica UNI EN 1090-2 [6]. Il gioco foro bullone, infatti, risulta spesso maggiore per problemi di posa in opera e potrebbe dar luogo a scorrimenti inammissibili, a meno che il gioco non venga eliminato attraverso l'intasamento del foro con la malta di allettamento o attraverso l'impiego di appositi rondelloni senza gioco saldati in opera.

Per il posizionamento dei tirafondi è possibile fare riferimento alle indicazioni fornite nella seguente tabella, tratta dal prospetto 3.3 della UNI EN 1993-1-8 [2].

Distanze e passo, vedere figura 3.1	Minimo	Massimo <sup>1) 2) 3)</sup>		
		Strutture realizzate con acciai conformi alla EN 10025, con esclusione degli acciai conformi alla EN 10025-5		Strutture costituite da acciai conformi alla EN 10025-5
		Acciaio esposto alle intemperie o altri agenti corrosivi	Acciaio non esposto alle intemperie od altri agenti corrosivi	Acciaio usato senza protezione
Distanza dall'estremità $e_1$	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		Il più grande tra $8t$ o 125 mm
Distanza dal bordo $e_2$	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		Il più grande tra $8t$ o 125 mm
Distanza $e_3$ per i fori asolati	$1,5d_0^{4)}$			
Distanza $e_4$ per i fori asolati	$1,5d_0^{4)}$			
Passo $p_1$	$2,2d_0$	Il più piccolo tra $14t$ o 200 mm	Il più piccolo tra $14t$ o 200 mm	Il più piccolo tra $14t_{min}$ o 175 mm
Passo $p_{1,0}$		Il più piccolo tra $14t$ o 200 mm		
Passo $p_{1,i}$		Il più piccolo tra $28t$ o 200 mm		
Passo $p_2^{5)}$	$2,4d_0$	Il più piccolo tra $14t$ o 200 mm	Il più piccolo tra $14t$ o 200 mm	Il più piccolo tra $14t_{min}$ o 175 mm

1) I valori massimi per il passo per le distanze dal bordo e dall'estremità non hanno limiti, eccetto nei seguenti casi:  
 - per le membrature compresse, per evitare instabilità locale e prevenire la corrosione nelle membrature esposte (i valori limite sono forniti nel prospetto);  
 - per le membrature tese esposte, per prevenire la corrosione (i valori limite sono forniti nel prospetto).

2) Si raccomanda che la resistenza per instabilità locale delle piastre in compressione tra i dispositivi di giunzione si calcoli secondo la EN 1993-1-1, usando  $0,6p_1$  come lunghezza di libera inflessione. La verifica di instabilità locale tra i dispositivi di giunzione non è necessaria se  $p_1/t$  è minore di 9. Si raccomanda che la distanza dal bordo non superi le prescrizioni per l'instabilità locale per un elemento esterno in membrature compresse, vedere EN 1993-1-1. La distanza dall'estremità non è condizionata da tale prescrizione.

3)  $t$  è lo spessore della piastra tra le parti esterne collegate.

4) I limiti dimensionali per i fori asolati sono forniti nel Gruppo 7 delle norme di riferimento di cui al punto 1.2.7.

5) Per file di collegamenti sfalsati può essere usato un passo minimo tra le file  $p_2 = 1,2d_0$ , sempre che la minima distanza  $L$  tra due dispositivi di giunzione sia maggiore o uguale a  $2,4d_0$ , vedere figura 3.1 b).

Tabella 5.1 – Minimo e massimo interasse, distanze dall'estremità e dal bordo

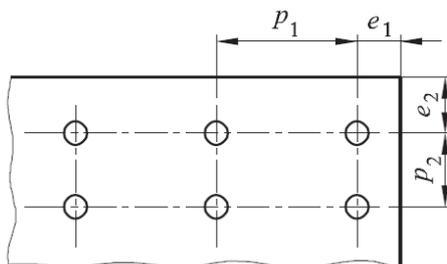


Figura 5.1: Schema rappresentativo degli interassi e delle distanze dall'estremità e dal bordo

## Attrito fra la piastra in acciaio e lo strato di supporto

Per il calcolo della resistenza ad attrito di progetto  $F_{f,Rd}$  fra piastra e calcestruzzo, si può fare ricorso alla seguente espressione:

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{c,Ed}$$

dove:

$C_{f,d}$  è il coefficiente di attrito fra la piastra in acciaio e lo strato di supporto, che si può assumere pari a 0,2 per malta cementizia, mentre per altri tipi di malta il coefficiente dovrà essere determinato mediante prove sperimentali in conformità all'appendice D della UNI EN 1990 [7]

$N_{c,Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo normale di compressione nella colonna.

**NOTA:** se la colonna è soggetta a sforzo normale di trazione,  $F_{f,Rd} = 0$ .

## Connettori a taglio annegati nel calcestruzzo

Quando si impiegano rostri annegati nel calcestruzzo, risulta necessario effettuare le seguenti verifiche:

- Verifica a taglio dell'elemento di connessione: nel caso si impiegasse un profilo in acciaio, è calcolare la resistenza a taglio  $V_{Rd}$  in accordo alla UNI EN 1993-1-1 [8];
- Verifica della tensione del calcestruzzo adiacente al rostro, tenendo in conto opportunamente del suo ingombro.

Di seguito si riporta un esempio di calcolo di connettori a taglio annegati nella fondazione, tratto dalla monografia "[EDIFICI MONOPIANO AD USO INDUSTRIALE](#)" [9] :

### *8.4. Collegamento colonna - fondazione (colonne comprese fra i controventi verticali)*

Il collegamento alla base dei pilastri è del tipo con barre a "testa di martello", dove nella parte finale della barra un ringrosso viene fatto passare attraverso le traverse immerse nella fondazione e poi ruotate a 90° per poi essere bloccate in posizione.

Si assume quanto segue:

tirafondi: n° 4 M39 acciaio tipo S460  $\Rightarrow A_{res} = 976 \text{ mm}^2$ ;  $f_{t,b} = 550 \text{ N/mm}^2$ ;  $\gamma_{M2} = 1.25$

piastra di base: 460x760x36 acciaio tipo S355  $\Rightarrow f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ ;  $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$ ;

$\gamma_{M0} = 1.05$

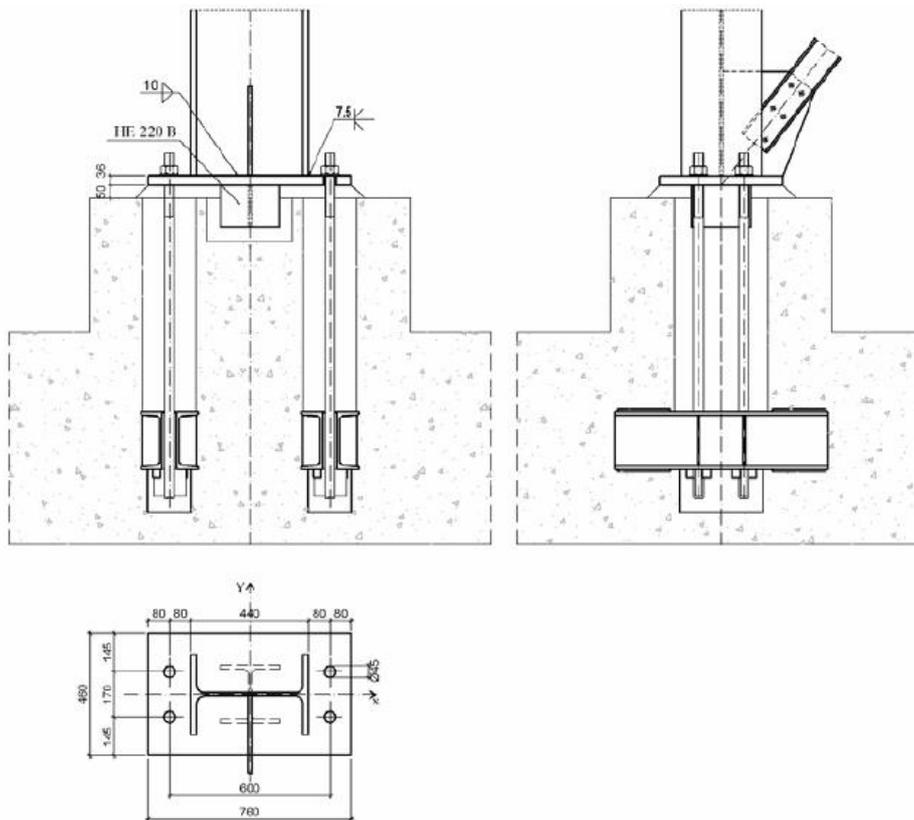


Figura 5.2: Collegamento colonna-fondazione-controvento

#### 8.4.4. Verifica del tacco di riscontro a taglio

Si considera per il tacco un profilo:

HEB 220  $h_{\text{tacco}} = 160 \text{ mm}$   $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{M0} = 1.05$   $A = 9100 \text{ mm}^2$   
 $b = h = 220 \text{ mm}$   $h_w = 188 \text{ mm}$   $t_w = 9.5 \text{ mm}$   $t_f = 16 \text{ mm}$   
 $r = 18 \text{ mm}$

ed essendo

$$V_{Ed,y} = 253 \text{ kN}$$

Taglio massimo agente lungo la direzione y

$$V_{Ed,x} = 78 \text{ kN}$$

Taglio massimo agente lungo la direzione x

Si ottiene quanto segue:

- verifica del profilato

$$A_{v,y} = A - h_w \cdot t_w = 7314 \text{ mm}^2$$

area resistente a taglio in direzione y

$$A_{v,x} = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 2788 \text{ mm}^2$$

area resistente a taglio in direzione x

$$V_{c,Rd,y} = \frac{A_{v,y} \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 1427 \text{ kN} > V_{Ed,y}$$

$$V_{c,Rd,x} = \frac{A_{v,x} \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 544 \text{ kN} > V_{Ed,x}$$

- verifica del calcestruzzo

$$\sigma_{c,y} = \frac{V_{Ed,y}}{h \cdot h_{\text{tacco}}} = 7.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{cd} = 11.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{c,x} = \frac{V_{Ed,x}}{b \cdot h_{\text{tacco}}} = 2.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{cd} = 11.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

## 6) VERIFICA DELL'ANCORAGGIO DEI TIRAFONDI

Al fine di ancorare i tirafondi alla fondazione solitamente si ricorre ad una delle seguenti soluzioni:

- **tirafondi dritti o ad un uncino**: in questi casi si sfrutta il meccanismo di aderenza fra la barra e il calcestruzzo. Si raccomanda in ogni caso che la lunghezza di ancoraggio sia tale da prevenire lo sfilamento prima della plasticizzazione del bullone e che tale lunghezza sia computata in conformità alla UNI EN 1992-1-1 [4]. Questo tipo di ancoraggio non sarebbe da impiegare per bulloni con tensione di snervamento  $f_{yb}$  maggiore di 300 N/mm<sup>2</sup>;
- **elementi di distribuzione del carico**, quali ad esempio piastre forate di bloccaggio (rosette) e profili annegati nel calcestruzzo che trasmettono il tiro mediante la compressione del calcestruzzo: per queste soluzioni è consigliabile trascurare il contributo di resistenza per aderenza e che l'intera forza sia trasferita attraverso il dispositivo di distribuzione del carico;
- **altri dispositivi di fissaggio** che siano stati adeguatamente sottoposti a prova ed approvati disponibili sul mercato.

**NOTA:** Quando si calcolano le forze di trazione nei tirafondi causate dall'azione del momento flettente sarebbe opportuno assumere il braccio della coppia non maggiore della distanza tra il baricentro dell'area di contatto sul lato compresso ed il baricentro del gruppo di tirafondi sul lato teso. Le tolleranze sulle posizioni dei tirafondi possono inoltre avere una certa influenza sul calcolo di tale braccio.

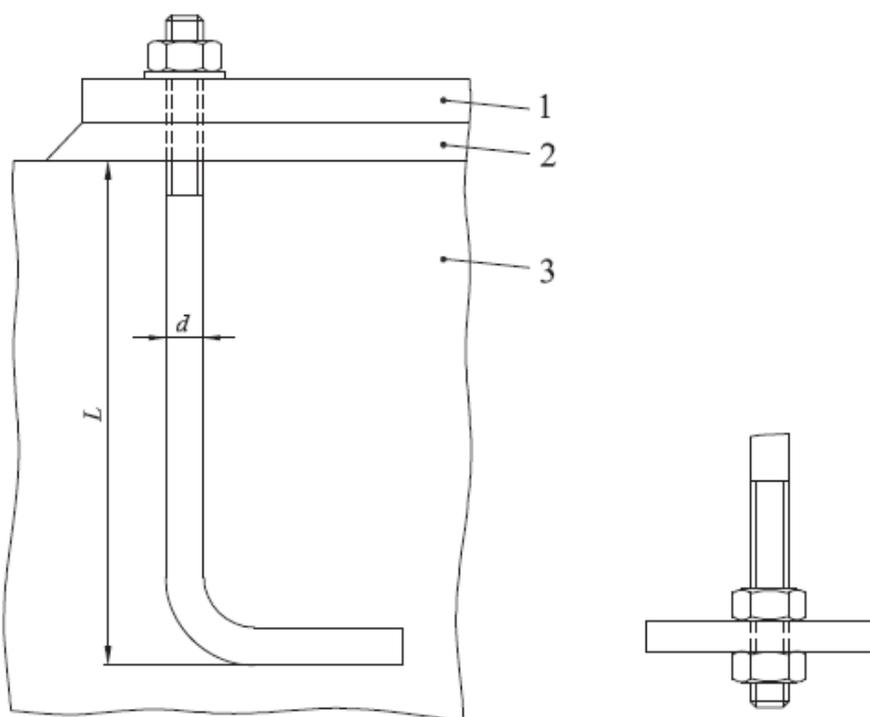


Figura 6.1: Esempi di soluzione per il fissaggio dei tirafondi: a sinistra ad uncino, a destra con piastra forata di bloccaggio. (1) Piastra di base; (2) malta di allettamento; (3) fondazione in calcestruzzo

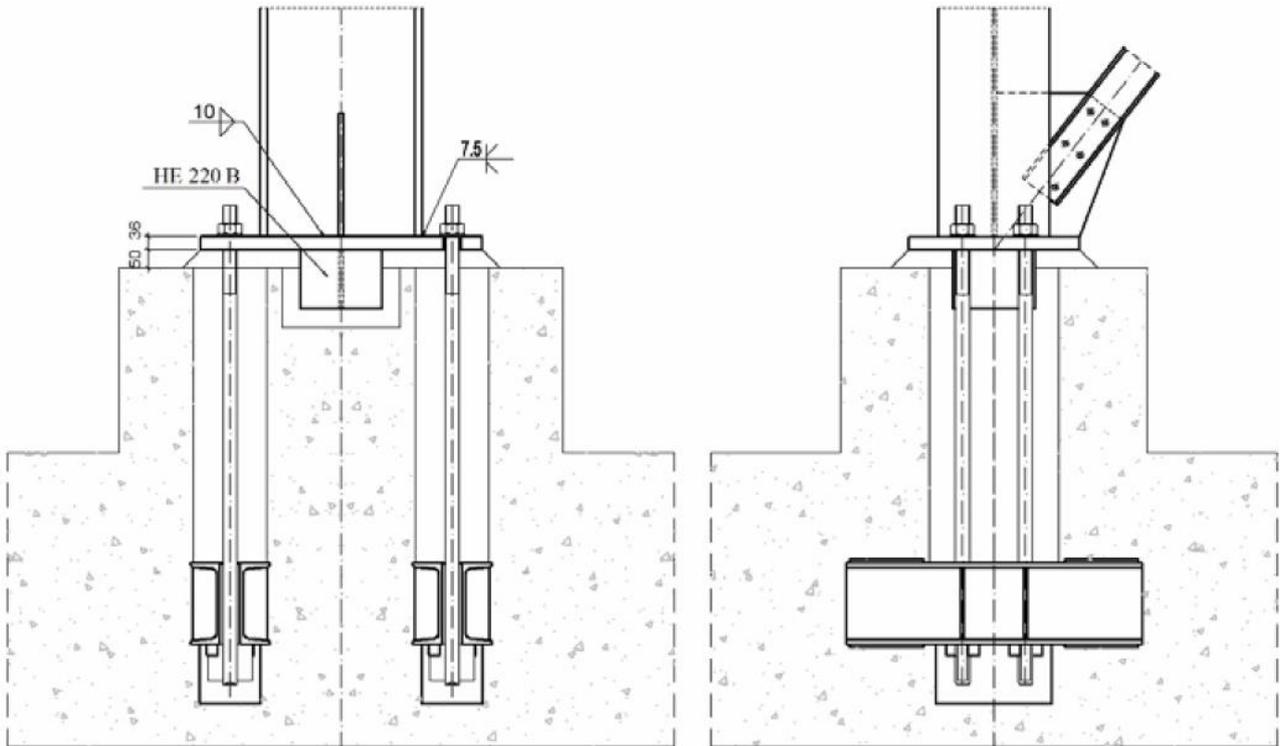


Figura 6.2: Esempi di soluzione per il fissaggio dei tirafondi: profili annegati nel calcestruzzo

Si dovrà scongiurare il meccanismo di sfilamento del cilindro di calcestruzzo soggetto all'azione del tirafondo, facendo una verifica delle tensioni tangenziali.

Nel caso di tirafondi senza piastra, risulta opportuno dunque garantire una sufficiente lunghezza di ancoraggio  $l_b$ , che può essere calcolata secondo la seguente formulazione:

$$l_b = \frac{F_{t,Rd}}{\pi \cdot \phi \cdot f_{bd}}$$

dove:

$F_{t,Rd}$  è la resistenza a trazione del tirafondo;

$\phi$  è il diametro della barra;

$f_{bd}$  è la tensione ultima di aderenza, che può essere calcolata con la seguente espressione:

$$f_{bd} = 2.25 \cdot f_{ctk,0,05} / \gamma_c$$

$$f_{ctk,0,05} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 0.7 \cdot (0.3 \cdot f_{ck}^{2/3})$$

con  $f_{ck}$  e  $f_{ctm}$  rispettivamente la resistenza a compressione cilindrica e la resistenza a trazione media del calcestruzzo.

Nel caso in cui vengano impiegate le rosette, lo spessore delle piastre dovrà garantire una sufficiente resistenza a flessione e il calcestruzzo dovrà offrire una sufficiente resistenza a compressione del puntone compresso.

In caso si impieghino traverse in acciaio di contrasto annegate nel calcestruzzo, tali profili potranno essere verificati in accordo alla UNI EN 1993-1-1 [8], in base alle sollecitazioni a cui sono sottoposti a seconda della loro configurazione.

Di seguito si riporta un esempio di calcolo dell'ancoraggio dei tirafondi, tratto dalla stessa monografia **“EDIFICI MONOPIANO AD USO INDUSTRIALE”** [9]:

#### 8.4.3. Verifica dell'ancoraggio dei tirafondi

Si considerano per le traverse:

$$2 \text{ UPN } 220 \quad W_{pl} = 584 \text{ cm}^3 \quad f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2 \quad \gamma_{M0} = 1.05$$

Inoltre, si assume che i tirafondi a testa di martello trasmettano il carico senza ricorrere all'aderenza acciaio-calcestruzzo.

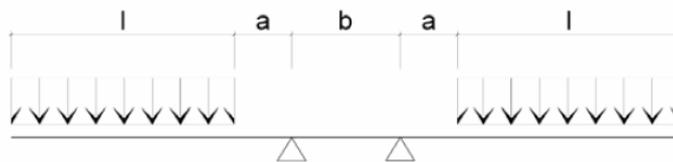
Le traverse possono essere schematizzate come una trave su due appoggi sottoposta ad un carico distribuito il cui integrale sia pari allo sforzo di trazione  $T_s$  presente nei tirafondi. È stato assunto uno sforzo di trazione pari a quello massimo associato alle azioni di Tabella 8.6 (associato alla combinazione  $M_{max}$ ):

$$T_s = \frac{1}{2} \left( \frac{M_{Ed}}{Z} + N \right) = \frac{1}{2} \left( \frac{463}{0.509} - 264 \right) = 323 \text{ kN}$$

Secondo lo schema di 0, la tensione agente risulta:

essendo:

$$\begin{aligned} l &= 225 \text{ mm} \\ a &= 90 \text{ mm} \\ b &= 170 \text{ mm} \end{aligned}$$



Le sollecitazioni massime si realizzano in corrispondenza dell'appoggio e valgono:

$$M_{Ed} = \sigma \cdot b_t \cdot l \cdot \left( a + \frac{l}{2} \right) = 32.7 \text{ kN} \cdot m$$

$$V_{Ed} = \frac{T_s}{2} = 161 \text{ kN} < 0.5 \cdot V_{c,Rd} = 0.5 \cdot \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 392 \text{ kN}$$

essendo:

$$A_v = 2 \cdot (A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f) = 4017 \text{ mm}^2$$

Poiché  $V_{Ed} < 0.5 \cdot V_{c,Rd}$  si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione della sezione ([1] §4.2.4.1.2). La resistenza di calcolo a flessione della sezione risulta allora:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 197 \text{ kN} \cdot m > M_{Ed} = 32.7 \text{ kN} \cdot m$$

## 7) RIGIDEZZA FLESSIONALE

La rigidezza flessionale  $S_j$  di un collegamento colonna-fondazione soggetto ad azioni combinate di sforzo normale e momento flettente dovrebbe essere determinata in base alla deformabilità delle sue componenti di base, ciascuna rappresentata da un opportuno coefficiente di rigidezza elastica  $k_i$ .

La rigidezza flessionale  $S_j$  di un collegamento colonna-fondazione, per un momento agente  $M_{j,Ed}$  inferiore al momento resistente di progetto  $M_{j,Rd}$  del collegamento, può essere stimata impiegando i seguenti coefficienti di rigidezza forniti nella seguente tabella:

Carico	Braccio della coppia $z$	Rigidezza flessionale $S_{j,ini}$	
Lato sinistro teso Lato destro compresso	$z = z_{T,1} + z_{C,r}$	$N_{ed} > 0$ e $e > z_{T,1}$	$N_{ed} \leq 0$ e $e \leq -z_{C,r}$
		$\frac{Ez^2}{\mu(1/k_{T,1} + 1/k_{C,r})e + e_k}$	dove $E_k = \frac{z_{C,r}k_{C,r} - z_{T,1}k_{T,1}}{k_{T,1} + k_{C,r}}$
Lato sinistro teso Lato destro teso	$z = z_{T,1} + z_{T,r}$	$N_{ed} > 0$ e $0 < e < z_{T,1}$	$N_{ed} > 0$ e $-z_{T,r} < e \leq 0$
		$\frac{Ez^2}{\mu(1/k_{T,1} + 1/k_{T,r})e + e_k}$	dove $E_k = \frac{z_{T,r}k_{T,r} - z_{T,1}k_{T,1}}{k_{T,1} + k_{T,r}}$
Lato sinistro compresso Lato destro teso	$z = z_{C,1} + z_{T,r}$	$N_{ed} > 0$ e $e \leq -z_{T,1}$	$N_{ed} \leq 0$ e $e > z_{C,1}$
		$\frac{Ez^2}{\mu(1/k_{C,1} + 1/k_{T,r})e + e_k}$	dove $E_k = \frac{z_{T,r}k_{T,r} - z_{C,1}k_{C,1}}{k_{C,1} + k_{T,r}}$
Lato sinistro compresso Lato destro compresso	$z = z_{C,1} + z_{C,r}$	$N_{ed} \leq 0$ e $0 < e < z_{C,1}$	$N_{ed} \leq 0$ e $-z_{C,r} < e \leq 0$
		$\frac{Ez^2}{\mu(1/k_{C,1} + 1/k_{C,r})e + e_k}$	dove $E_k = \frac{z_{C,r}k_{C,r} - z_{C,1}k_{C,1}}{k_{C,1} + k_{C,r}}$

$M_{ed} > 0$  è in senso orario,  $N_{ed} > 0$  è teso,  $\mu$  vedere punto 6.3.1(6).  
 $e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}}$

Tabella 7.1 – Rigidezza flessionale  $S_j$  per collegamenti colonna-fondazione

dove:

$z_{T,l}$ ,  $z_{T,r}$ ,  $z_{C,l}$  e  $z_{C,r}$ , sono i rispettivi bracci della coppia esercitata da ciascuna componente resistente.

$k_{T,l}$ ,  $k_{T,r}$ , sono rispettivamente i coefficienti di rigidezza a trazione della parte sinistra e destra del collegamento, l'inverso dei quali si può assumere pari alla somma degli inversi dei coefficienti di rigidezza  $k_{15}$  e  $k_{16}$ .

$k_{C,l}$  e  $k_{C,r}$  sono rispettivamente i coefficienti di rigidezza a compressione della parte sinistra e destra del collegamento, che possono essere assunti pari al coefficiente di rigidezza  $k_{13}$ .

I coefficienti di rigidezza sopra citati possono essere ricavati dalla seguente tabella:

Componente	Coefficienti di rigidità $k_i$	
Calcestruzzo compresso (compresa malta)	$k_{13} = \frac{E_c \sqrt{b_{eff} I_{eff}}}{1,275 E}$ $b_{eff}$ è la larghezza efficace della flangia dell'elemento T (T-stub), vedere punto 6.2.5(3); $I_{eff}$ è la lunghezza efficace della flangia dell'elemento T (T-stub), vedere punto 6.2.5(3).	
Piastra di base inflessa per effetto della trazione (per una singola fila di bulloni tesi)	con forze di contatto <sup>*)</sup>	senza forze di contatto <sup>**)</sup>
	$k_{15} = \frac{0,85 I_{eff} t_p^3}{m^3}$	$k_{15} = \frac{0,425 I_{eff} t_p^3}{m^3}$
	$I_{eff}$ è la lunghezza efficace della flangia dell'elemento T (T-stub), vedere 6.2.5(3); $t_p$ è lo spessore della piastra di base; $m$ è la distanza definita secondo la figura 6.8.	
Bulloni di ancoraggio tesi	con forze di contatto <sup>*)</sup>	senza forze di contatto <sup>**)</sup>
	$k_{16} = 1,6 A_s / L_b$	$k_{16} = 2,0 A_s / L_b$
	$L_b$ è la lunghezza del tratto di allungamento del tirafondo, considerata uguale alla somma di 8 volte il diametro nominale del bullone, dello strato di malta di allettamento, dello spessore della piastra, della rondella e di metà altezza del dado.	

Tabella 7.2 – Coefficienti di rigidità per le componenti di base dei collegamenti

L'Eurocodice 3-1-8 [2] raccomanda che il rapporto di rigidità  $\mu$  sia determinato attraverso la seguente relazione:

- se  $M_{j,Ed} \leq 2/3 M_{j,Rd}$ ,  $\mu = 1$ ;
- se  $2/3 M_{j,Rd} < M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd}$ ,  $\mu = (1,5 M_{j,Ed} / M_{j,Rd})^\psi$

in cui il coefficiente  $\psi$  dipende dalla tipologia di connessione e per le piastre di base può essere arrotondato a 2,7.

**NOTA:** A scopo semplificativo, in un collegamento bullonato con piastra di estremità con più di una fila di bulloni sollecitata a trazione, può essere trascurato il contributo di qualsiasi fila di bulloni a condizione che vengano trascurati anche i contributi di tutte le altre file di bulloni più vicine al centro di compressione. Non è necessario che il numero di file di bulloni considerate sia lo stesso di quelle impiegate per la determinazione del momento resistente di progetto.

## RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

- [1] « D.M. 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»;».
- [2] «UNI EN 1993-1-8:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti».
- [3] «UNI EN 10080:2005 - Acciaio d'armatura per calcestruzzo - Acciaio d'armatura saldabile - Generalità».
- [4] «UNI EN 1992-1-1:2015 - Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici».
- [5] «UNI EN 1992-4:2018 - Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 4: Progettazione degli attacchi per utilizzo nel calcestruzzo».
- [6] «UNI EN 1090-2:2018 - Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 2: Requisiti tecnici per strutture di acciaio».
- [7] «UNI EN 1990:2023 - Eurocodice - Basi della progettazione strutturale e geotecnica».
- [8] «UNI EN 1993-1-1:2022 - Eurocodice 3 - Progettazione delle Strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici».
- [9] «Andrea Dall'Asta, Raffaele Landolfo, Fabio Micozzi, Walter Salvatore. EDIFICI MONOPIANO IN ACCIAIO AD USO INDUSTRIALE. Fondazione Promozione Acciaio - Dario Flaccovio Editore. ISBN: 9788857913728».

## CREDITS

- Copertina: © Scaff System;
- Figure 3.1/3.2/3.4/3.5/3.6/3.7/4.1/4.2/5.1/6.1 – UNI EN 1993-1-8:2005
- Figura 3.3 – UNI EN 1992-1-1:2015
- Figure 5.2/6.2 – Andrea Dall'Asta, Raffaele Landolfo, Fabio Micozzi, Walter Salvatore  
EDIFICI MONOPIANO IN ACCIAIO AD USO INDUSTRIALE  
Fondazione Promozione Acciaio - Dario Flaccovio Editore  
ISBN: 9788857913728
- Tabelle 3.1/3.2/3.3/4.1/5.1/7.1/7.2 – UNI EN 1993-1-8:2005;

*Redazione: Ottobre 2023  
Pubblicazione: Novembre 2023  
Documento a cura di Fondazione Promozione Acciaio - Tutti i diritti riservati.*

*Immagini e disegni salvo diversamente specificato sono di proprietà esclusiva di Fondazione Promozione Acciaio, ogni riproduzione parziale o totale è esplicitamente vietata.*