

Corso di aggiornamento
Progetto di strutture antisismiche
con pareti in c.a. ed in acciaio

**Problemi specifici nel progetto
di strutture antisismiche con pareti in c.a.**

3 - Taglio

Imola
23-25 giugno 2011
Edoardo M. Marino

Verifica a taglio delle pareti

Si utilizzano modelli di comportamento diversi per
pareti snelle e tozze

Pareti snelle

Si adottano modelli di comportamento simili a quelle
delle travi

Pareti tozze

Si adottano i modelli di comportamento per elementi
strutturali tozzi (ad esempio tirante-puntone)

Per tutte le pareti

Verifica a scorrimento nelle zone critiche

Verifica a taglio delle pareti

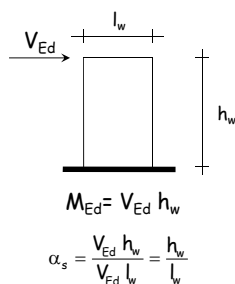
In realtà le NTC 08 specificano i criteri di verifica
in funzione del rapporto α_s

Pareti snelle

$$\alpha_s = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} l_w} \geq 2$$

Pareti tozze

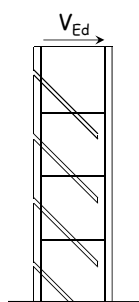
$$\alpha_s = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} l_w} < 2$$



NTC 08, punto 7.4.4.5.2.2

Verifica a taglio di pareti snelle

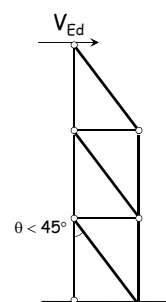
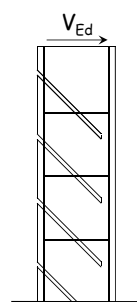
Verifica a taglio di parete snella: modelli di calcolo



Attraverso l'analisi di:

- stato tensionale
- lesioni da taglio
- ingranamento degli inerti

Verifica a taglio di parete snella: modelli di calcolo



Puntoni ad inclinazione variabile

Resistenza del calcestruzzo d'anima (NTC08, punto 4.1.2.1.3.2)

$$V_{Rcd} = \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \alpha_c f_{cd} b_w z$$

$$f'_{cd} = 0.5 f_{cd} \quad \alpha_c \text{ è sempre prossimo ad 1 per le pareti}$$

$$\alpha_c = 1 \quad \text{in assenza di compressione}$$

$$\alpha_c = 1 + \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \quad \text{per } 0 \leq \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \leq 0.25$$

$$\alpha_c = 1.25 \quad \text{per } 0.25 \leq \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \leq 0.5$$

$$\alpha_c = 2.5 \left(1 - \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right) \quad \text{per } 0.5 \leq \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \leq 1$$

Resistenza delle staffe (NTC08, punto 4.1.2.1.3.2)

$$V_{Rsd} = \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} z \cot \theta$$

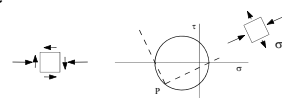
sia per V_{Rcd} che per V_{Rsd}

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$

in presenza di compressione

$$\cot \theta_1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$

$$\cot \theta_1 = \frac{\tau}{\sigma_c}$$



Resistenza a taglio (NTC08, punto 7.4.4.5.2.2)

Per pareti snelle a bassa duttilità si usano le stesse relazioni valide per le zone non sismiche:

$$V_{Rcd} = \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \alpha_c f'_{cd} b_w z \quad V_{Rsd} = \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} z \cot \theta$$

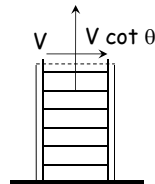
$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$

... cambia solo il modo di determinare il braccio della coppia interna z :

$$z = 0.8 l_w$$

Componente longitudinale da equilibrare

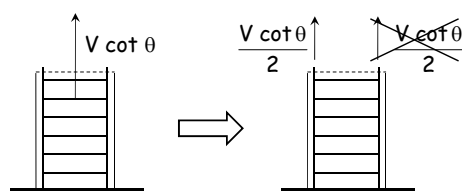
L'analisi dello stato tensionale dovuto al taglio (modello dei campi di tensione) mostra che l'anima della parete è soggetta anche ad una forza di trazione pari a $V \cot \theta$



Componente longitudinale da equilibrare

Scuola milanese:

- La componente è ripartita tra N_c ed N_s
- Si ottiene così la traslazione del diagramma del momento di: $\cot \theta \times z/2$



Esempio

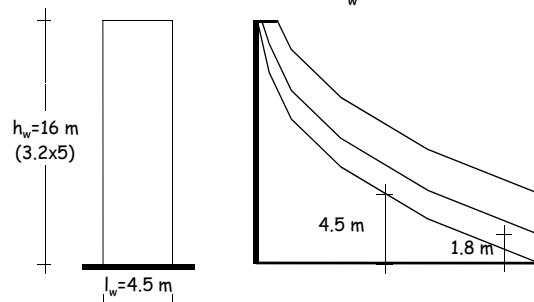
Traslazione diagramma = $\cot \theta \times z/2$ ($z = 0.8 l_w$)

$$\cot \theta = 1.0$$

$$\cot \theta = 2.5$$

$$z/2 = 0.4 l_w$$

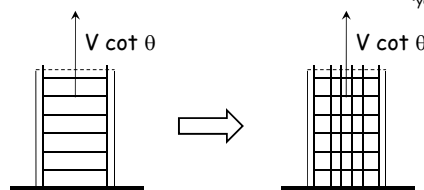
$$2.5 z/2 = l_w$$



Componente longitudinale da equilibrare

Scuola napoletana:

- L'intera componente è assegnata ad un'apposita armatura verticale
- L'armatura verticale d'anima vale $A_{sv} = \frac{V \cot \theta}{f_{yd}}$



Considerazioni

La traslazione del diagramma del momento è forte (se si paragona a quella delle travi)

La forza longitudinale $V \cot \theta$ è elevata e richiede un'armatura verticale d'anima forte

Cosa fare? In generale preferisco la traslazione del diagramma del momento perché:

- dovrei farla comunque (criteri di gerarchia delle resistenze)
- posso utilizzare l'armatura verticale d'anima per portare parte del momento flettente

Resistenza delle staffe (NTC08, punto 7.4.4.5.2.2)

Per pareti snelle ad alta duttilità si usano relazioni più penalizzanti:

$$\cot \theta = 1 \quad \Rightarrow \quad V_{Rsd} = \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} z \quad \text{con} \quad z = 0.8 l_w$$

Durante il sisma il progressivo danneggiamento del calcestruzzo riduce l'efficacia dell'ingranamento degli inerti per cui $\theta = 45^\circ$.

Nota. Questo vale nella zona critica, ma non dovrebbe accadere al di fuori di essa.

Resistenza del calcestruzzo d'anima (NTC08, punto 7.4.4.5.2.2)

Per pareti snelle ad alta duttilità si usano relazioni diverse in funzione della parte di parete da verificare:

Al di fuori della zona critica

$$\cot \theta = 1 \quad \Rightarrow \quad V_{Rcd} = \frac{1}{2} \alpha_c f'_{cd} b_w z \quad \text{con} \quad z = 0.8 l_w$$

Nella zona critica

$$V_{Rcd} = 0.4 \left(\frac{1}{2} \alpha_c f'_{cd} b_w z \right) \quad \text{con} \quad z = 0.8 l_w$$

Nota. Concettualmente corretto, ma è una riduzione molto forte di V_{Rcd} !!!

Resistenza del calcestruzzo d'anima (Evoluzione normativa)

Al di fuori della zona critica $V_{Rcd} = \frac{1}{2} \alpha_c f'_{cd} b_w z$

Nella zona critica

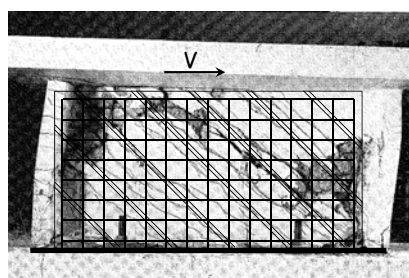
NTC08, EC8 2005: $V_{Rcd} = 0.4 \left(\frac{1}{2} \alpha_c f'_{cd} b_w z \right)$

Bozze EC8 2002 e 2001: $V_{Rcd} = 0.8 \left(\frac{1}{2} \alpha_c f'_{cd} b_w z \right)$

PreStandard EC8 1998: $V_{Rcd} = 0.4 \alpha_c f'_{cd} b_w z$

Verifica a taglio di pareti tozze (pareti ad alta duttilità)

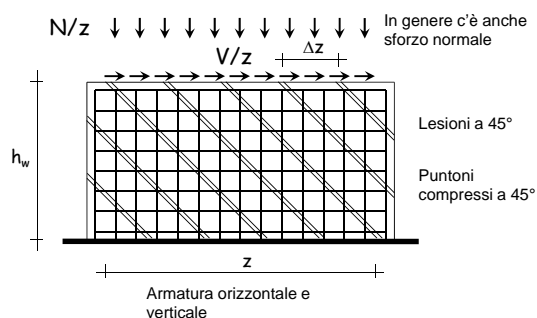
Verifica a taglio di parete tozza: modelli di calcolo



Lesioni a 45°
Puntoni
compressi a 45°

Armatura orizzontale e
verticale

Verifica a taglio di parete tozza: modelli di calcolo

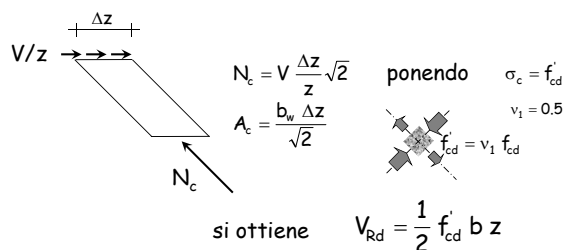


Lesioni a 45°
Puntoni
compressi a 45°

Armatura orizzontale e
verticale

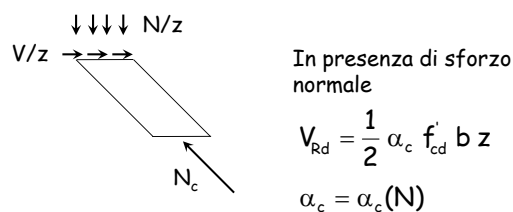
Resistenza del calcestruzzo d'anima

Il collasso può avvenire per schiacciamento del calcestruzzo d'anima



Resistenza del calcestruzzo d'anima

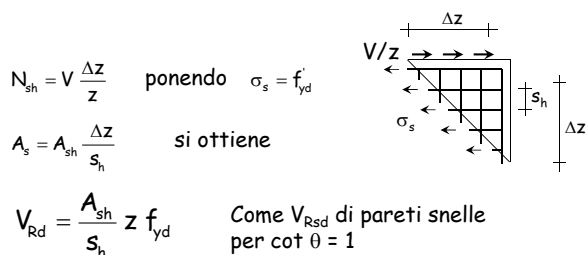
Il collasso può avvenire per schiacciamento del calcestruzzo d'anima



Come V_{Rcd} di pareti snelle per $\cot \theta = 1$

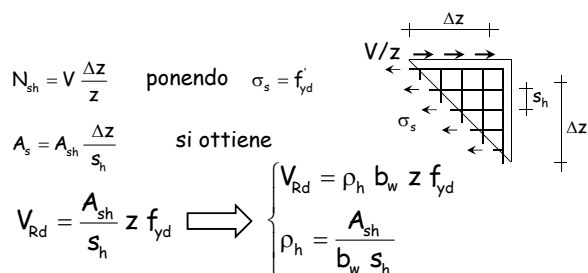
Resistenza dell'armatura orizzontale

Il collasso può avvenire per snervamento dell'armatura orizzontale (staffe)



Resistenza dell'armatura orizzontale

Il collasso può avvenire per snervamento dell'armatura orizzontale (staffe)



Resistenza dell'armatura verticale

Il collasso può avvenire per snervamento dell'armatura verticale

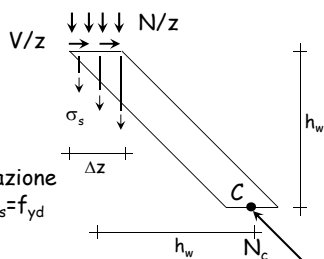
$$F_h = V \frac{\Delta z}{z}$$

$$F_v = A_{sv} \frac{\Delta z}{s_v} \sigma_s + N \frac{\Delta z}{z}$$

... dall'equilibrio alla rotazione attorno a C e ponendo $\sigma_s = f_{yd}$

$$V_{Rd} = \frac{A_{sv}}{s_v} z f_{yd} + N$$

A meno di N, come pareti snelle per $\cot \theta = 1$

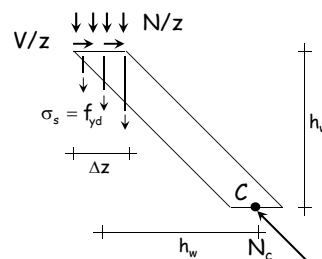


Resistenza dell'armatura verticale

Il collasso può avvenire per snervamento dell'armatura verticale

... dall'equilibrio alla rotazione

$$\begin{cases} V_{Rd} = \rho_v b_w z f_{yd} + N \\ \rho_v = \frac{A_{sv}}{b_w s_v} \end{cases}$$



Resistenza dell'armatura (per pareti ad alta duttilità)

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + 0.75 \rho_h b_w \alpha_s l_w f_{yd} \quad \text{Richiama il "metodo normale"}$$

$$\alpha_s = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} l_w}$$

$V_{Rd,c}$ = resistenza in assenza di armatura a taglio

Si ricava dal modello a pettine corretto per tener conto di:

- effetto spinotto
- ingranamento degli inerti
- influenza dell'azione assiale

NTC 08, punto 7.4.4.5.2.2

Resistenza in assenza di armature (NTC08, punto 4.1.2.1.3.1)

$$V_{Rd,c} = \left[0.18 k \frac{\sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \sigma_{cp} \right] b d$$

$$\geq v_{\min} = 0.035 \sqrt{k^3 f_{ck}} \quad \text{quando } \rho_l \text{ è molto piccolo}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 f_{cd} \quad \text{positiva se compressione}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad d \text{ in mm}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b d} \leq 0.02$$

Resistenza dell'armatura (pareti ad alta duttilità)

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + 0.75 \rho_h b_w \alpha_s l_w f_{yd}$$

$$\alpha_s = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} l_w}$$

$V_{Rd,c}$ = resistenza in assenza di armatura a taglio

Nota. $V_{Rd,c} = 0$ nella zona critica se N_{Ed} è di trazione

Inoltre bisogna verificare che:

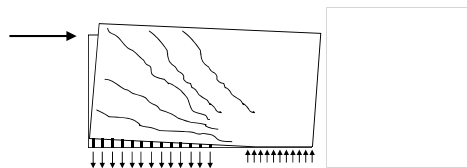
$$\rho_h b_w z f_{yd} \leq \rho_v b_w z f_{yd} + \min N_{Ed}$$

L'armatura orizzontale deve snervarsi prima di quella verticale

NTC 08, punto 7.4.4.5.2.2

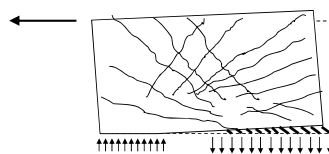
Verifica a scorrimento nella zona critica

Descrizione del meccanismo di collasso



Nella prima fase di carico la parte alla base della parete in zona tesa è fessurata, la parte in zona compressa trasferisce l'azione a taglio ed impedisce gli scorrimenti.

Descrizione del meccanismo di collasso



Al crescere dell'azione orizzontale parte delle lesioni si richiudono e gli scorrimenti si arrestano

Dopo diversi cicli di carico il calcestruzzo lungo il piano di scorrimento subisce degrado e gli scorrimenti si manifestano per valori minori del taglio

Verifica allo scorrimento

Lungo il piano di scorrimento nelle pareti tozze occorre verificare che:

$$V_{Ed} \leq V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

- V_{dd} : Resistenza per effetto spinotto
 V_{id} : Resistenza a taglio di eventuali barre diagonali
 V_{fd} : Resistenza per attrito

Vedere foglio Excel "VerificaParete"

Resistenza per effetto spinotto

Resistenza a taglio delle barre verticali A_{sj} che attraversano la sezione di scorrimento:

~~$$\frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \sum A_{sj}$$~~

Le barre sono parzialmente impegnate flessionalmente:

$$0.25 f_{yd} \sum A_{sj}$$

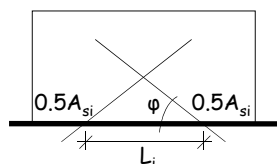
$$1.3 \sum A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}}$$

Azione che determina l'espulsione del copriferro

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.3 \sum A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} \\ 0.25 f_{yd} \sum A_{sj} \end{array} \right.$$

Resistenza a taglio delle barre diagonali

$$V_{id} = \sum A_{si} f_{yd} \cos \varphi$$



La presenza delle armature inclinate determina però anche un incremento del momento resistente (e quindi del taglio sollecitante)

$$\Delta M_{Rd} = 0.5 L_i \sum A_{si} f_{yd} \sin \varphi$$

Per le pareti tozze: $V_{id} \geq V_{Ed}/2$

Resistenza per attrito

La resistenza allo scorrimento dovuto all'attrito può essere valutato come somma di due contributi:

- contributo del calcestruzzo
- contributo dell'armatura compressa

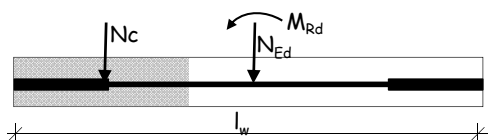
Contributo del calcestruzzo

Il contributo del calcestruzzo vale

$$V_{fd} = \mu_f N_c$$

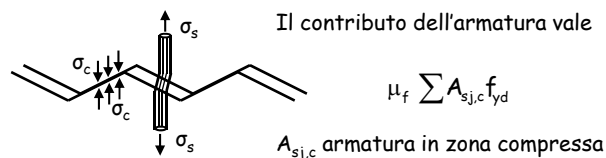
N_c valutato da verifica a presso-flessione

$\mu_f = 0.6$, coefficiente d'attrito sotto azioni cicliche



Contributo dell'armatura compressa

Il contributo dell'armatura vale



$$\mu_f \sum A_{sj,c} f_{yd}$$

$A_{sj,c}$ armatura in zona compressa

Lo scorrimento relativo tra le facce di una lesione produce un incremento dello spessore della fessura che determina trazione nelle barre.

La trazione è equilibrata da una forza di compressione agente sul calcestruzzo vicino alle barre

Resistenza per attrito

La resistenza allo scorrimento dovuto all'attrito può essere valutato come somma di due contributi:

$$V_{fd} = \mu_f (\sum A_{sj,c} f_{yd} + N_c) \quad \mu_f = 0.6$$

Le NTC08 propongono una formula simile

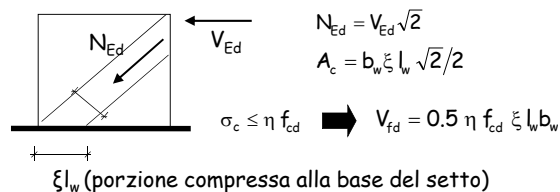
$$V_{fd} = \mu_f \left[(\sum A_{sj,c} f_{yd} + N_{Ed}) \xi + \frac{M_{Ed}}{z} \right] \quad \mu_f = 0.6$$

$$\xi N_{Ed} + \frac{M_{Ed}}{z} \quad \text{corrisponde ad } N_c$$

$$\xi \sum A_{sj} \quad \text{corrisponde a } \sum A_{sj,c}$$

Resistenza per attrito massima

L'azione esterna è trasmessa alla base della setto mediante un puntone compresso che non deve subire schiacciamento



$$N_{Ed} = V_{Ed} \sqrt{2}$$

$$A_c = b_w \xi l_w \sqrt{2} / 2$$

$$\sigma_c \leq \eta f_{cd} \Rightarrow V_{fd} = 0.5 \eta f_{cd} \xi l_w b_w$$

ξl_w (porzione compressa alla base del setto)

La resistenza del puntone compresso rappresenta il limite superiore alla resistenza per attrito

Resistenza per attrito

La resistenza per attrito si valuta come il minore tra i due valori

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.5 \eta f_{cd} \xi l_w b_w \\ \mu_f (\sum A_{sj,c} f_{yd} + N_c) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \eta = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \\ \mu_f = 0.6 \end{array}$$

Resistenza per attrito

Confronto con la normativa

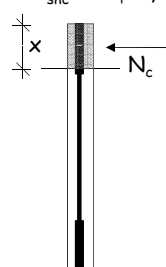
Sezione 20x400

$A_{sc} = 12 \phi 16$, $l_c = 80$ cm

$A_{snc} = 10 \phi 12$, $l_{nc} = 240$ cm

$N_{max} = -1000$ kN

$M_{Rd} = 6196$ kNm



Asse neutro

$x = 74.8$ cm

Risultante tensioni di compressione

$N_c = 1715$ kN

Armatura compressa

$$\sum A_{sj,c} = \frac{x}{l_c} A_{sc} = \frac{74.8}{80} \times 24.1 = 22.5 \text{ cm}^2$$

Resistenza per attrito Confronto con la normativa

Sezione 20x400

 $N_{Ed} = -1000 \text{ kN}$ $A_{sc} = 12 \phi 16, l_c = 80 \text{ cm}$ $M_{Rd} = 5543 \text{ kNm}$ $A_{snc} = 10 \phi 12, l_{nc} = 240 \text{ cm}$

$$V_{fd} = \mu_f \left(\sum A_{s,j,c} f_{yd} + N_c \right) = 0.6 \left(\frac{22.5 \times 391.3}{10} + 1715 \right) = 1557 \text{ kN}$$

Secondo normativa

$$V_{fd} = \mu_f \left[\left(\sum A_{s,j} f_{yd} + N_{Ed} \right) \xi + \frac{M_{Ed}}{z} \right] = 1732 \text{ kN}$$

$59.5 \text{ cm}^2 \quad 0.187$



Resistenza per attrito Confronto con la normativa

Sezione 20x400

 $N_{Ed} = -1000 \text{ kN}$ $A_{sc} = 12 \phi 16, l_c = 80 \text{ cm}$ $M_{Rd} = 5543 \text{ kNm}$ $A_{snc} = 10 \phi 12, l_{nc} = 240 \text{ cm}$

$$V_{fd} = \mu_f \left(\sum A_{s,j,c} f_{yd} + N_c \right) = 0.6 \left(\frac{22.5 \times 391.3}{10} + 1715 \right) = 1557 \text{ kN}$$

Secondo normativa

$$V_{fd} = \mu_f \left[\left(\sum A_{s,j} f_{yd} + N_{Ed} \right) \xi + \frac{M_{Ed}}{z} \right] = 1413 \text{ kN}$$

Sono quasi uguali

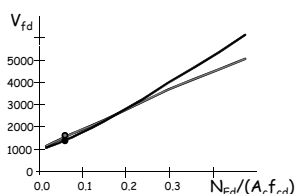


Resistenza per attrito Confronto con la normativa

Approccio teorico:

 $V_{fd} = 1557 \text{ kN}$

Da normativa:

 $V_{fd} = 1413 \text{ kN}$ 

I due approcci forniscono valori simili fino a valori di N_{Ed} pari al 25% di $A_c f_{cd}$