

DIMENSJONERING AV SØYLEFØTTER ETTER EUROKODE 3

DESIGN OF COLUMN BASE PLATES BY EUROCODE 3

DANIEL WESTBYE

UNIVERSITETET FOR MILJØ- OG BIOVITTELSKAP  
INSTITUTT FOR MATEMATISKE REALFAG OG TEKNOLOGI  
MASTEROPPGAVE 30 STP . 2013



# Dimensjonering av søyleføtter etter Eurokode 3

Daniel Westbye



Masteroppgave

Maskin- og produktutvikling

IMT/UMB, 2013

## FORORD

Dette prosjektet er gjennomført som en del av masterprogrammet i Maskin- og produktutvikling ved Institutt for matematiske realfag og teknologi ved UMB. Prosjektet er gjennomført våsemesteret 2013 med et omfang på 30 studiepoeng.

Denne rapporten er resultatet av en litteraturstudie av tidligere standard NS3472:2001 og nåværende standard Eurokode 3 for å dimensjonere søyleføtter. Søyleføtter er en forbindelse som benyttes i mange konstruksjoner i både bygg- og maskinteknikken. Standarden Eurokode 3 ble nylig innført i Norge og denne rapporten prøver å oppsummere den nye standarden i henhold til søyleføtter, samtidig som den tar et blikk på tidligere beregningsmetoder gjennom NS3472:2001. Rapporten innledes med en generell del om søyleføtter før det i avsluttende del vises formelverk for dimensjonering av søyleføtter samt eksempler hvor både standarden NS3472:2001 og Eurokode 3 er benyttet. Tanken bak oppgaven er å lage en veiledende rapport for dimensjonering av søyleføtter.

En stor takk rettes til veileder Geir Terjesen for hjelpen med kilder i starten og veiledningen videre.

*Ås den 15. Mai 2013*

---

Daniel Westbye

## SAMMENDRAG

Denne oppgaven ble initiert av Institutt for matematiske realfag og teknologi ved UMB. Det var ønskelig å styrke instituttets fagkunnskaper om dimensjonering av søyleføtter etter Eurokode 3. Eurokode 3 har nylig blitt innført som gjeldende standard i Norge på området prosjektering av stålkonstruksjoner. Den omfatter søyleføtter. Søyleføtter er et samlebegrep om alle forbindelser mellom bærende vertikale søyler og fundament. Hovedmålet med oppgaven var dermed å presentere beregningsmetodene som omhandler søyleføtter på en oversiktlig og helhetlig måte. Rapporten skulle ta for seg praktiske hensyn og dimensjonering etter Eurokode 3 samt den tidligere norske standarden NS3472:2001. Rapporten skulle inneholde en inndeling etter delkomponenter i en søylefot, anbefalt fremgangsmetode for dimensjonering av søyleføtter og til slutt eksempler som benyttet de presenterte beregningsmetodene.

Opgaven ble utført som en litteraturstudie av beregningsmetodene for å dimensjonere søyleføtter. Det ble utført et litteratursøk for å finne relevante kilder. De innhentede kildene ble deretter tolket og forklart gjennom denne rapporten.

Denne rapporten, altså resultatet av oppgaven, presenterer beregningsmetodene som omhandler søyleføtter på en oversiktlig og helhetlig måte. Praktiske hensyn, Eurokode 3 og NS3472:2001 er behandlet hver for seg. Delen om praktiske hensyn gjør det lettere å velge gode løsninger. Kapittelet om dimensjonering av søyleføtter etter Eurokode 3 fremstår som omfattende og er vektlagt framfor NS3472:2001. Inndelingen av rapporten gjør det lett for leseren å følge rapporten igjennom og samtidig lett å benytte som et oppslagsverk. Den anbefalte fremgangsmetoden for dimensjonering av søyleføtter viser den mest direkte veien gjennom en prosess som kan være omfattende. Til slutt viser eksemplene bruken av beregningsmetodene på den samme direkte måten.

Rapporten kan dermed som helhet benyttes som en veileder for dimensjonering av søyleføtter.

## **ABSTRACT**

This thesis was initiated by the Department of mathematical sciences and technology at UMB. It was desirable to strengthen the department's knowledge about the design of column base plates by Eurocode 3. Eurocode 3 has recently been adopted as the current standard in Norway in the field of design of steel structures. It includes column base plates. Column base plate is a collective term for all connections between vertical columns and the foundation. The main objective of this thesis was therefore to present calculation methods that deal with column base plates in a clear and comprehensive manner. The report should address the practical considerations and design by Eurocode 3 as well as the earlier Norwegian standard NS3472:2001. The structure of the report should be based on a division of subcomponents of column base plates. Further the report should contain a recommended procedure for design of column base plates and finally examples that uses the presented calculation methods.

The thesis was performed as a literature review of the calculation methods of column base plates. A search for relevant literature was performed. The obtained sources were then interpreted and explained through this report.

This report, that is the results of the thesis, presents calculation methods that deal with column base plates in a clear and comprehensive manner. Practical considerations, Eurocode 3 and NS3472:2001 is treated separately. The section on practical considerations makes it easier to select good solutions. The chapter on design of column base plates by Eurocode 3 appears as comprehensive. Emphasis has been given to Eurocode 3 relative to NS3472:2001. The structure of the report makes it easier for the reader to follow and enables the use of the thesis as a reference guide. The recommended procedure for design of column base plates shows the most direct way through the process, which can be extensive. At last the examples show the use of the calculation methods in the same direct way.

The report as a whole can therefore be used as a guide for designing column base plates.

# INNHALDSFORTEGNELSE

FORORD .....	1
SAMMENDRAG .....	2
ABSTRACT .....	3
1. INNLEDNING.....	7
1.1. Bakgrunn .....	7
1.2. Problemstillinger .....	7
1.3. Målsettinger.....	8
1.4. Begrensninger .....	8
1.5. Kvalitetssikring .....	8
1.6. Symboler .....	9
1.7. Terminologi.....	13
2. BESKRIVELSER.....	15
2.1. Søyleføtter .....	15
2.2. Eksempler på bruk av søyleføtter .....	16
2.3. Delkomponenter .....	18
2.3.1. Søyle.....	18
2.3.2. Kilsveis.....	18
2.3.3. Fotplate.....	18
2.3.4. Forankringsbolter .....	19
2.3.5. Understøp .....	19
2.3.6. Fundament.....	19
2.3.7. Avstivninger .....	19
2.3.8. Skjærdebyler .....	19
2.4. Stegvis fremgangsmetode .....	20
2.5. Relevant standard-historikk.....	22
3. PRAKTISKE HENSYN .....	23
3.1. Søyle.....	23
3.2. Kilsveis.....	24
3.3. Fotplate.....	24
3.4. Forankringsbolter.....	26
3.5. Understøp .....	27
3.6. Fundament.....	27
3.7. Avstivninger .....	28

3.8.	Skjærddybler .....	28
3.9.	Montering .....	29
4.	BEREGNING ETTER EUROKODE 3 .....	30
4.1.	Beregningsgrunnlag .....	30
4.2.	Søyle.....	32
4.2.1.	Aksialkraftkapasitet .....	32
4.2.2.	Momentkapasitet .....	32
4.2.3.	Skjærkapasitet .....	32
4.2.4.	Steg i søyle med tverrstrekk .....	33
4.2.5.	Trykkpåkjent søyleflens og -steg.....	33
4.3.	Kilsveis.....	34
4.3.1.	Retningsmetoden .....	34
4.3.2.	Tverrgående kilsveis .....	35
4.3.3.	Parallell kilsveis .....	36
4.3.4.	Bøyepåkjent kilsveis.....	37
4.3.5.	Vridepåkjent kilsveis .....	37
4.4.	Fotplate.....	38
4.4.1.	Ekvivalent t-stykke påkjent av strekk .....	38
4.4.2.	Ekvivalent t-stykke påkjent av trykk .....	44
4.4.3.	Friksjonskapasitet mellom fotplate og understøp.....	45
4.5.	Forankringsbolter.....	46
4.5.1.	Forankringsbolter påkjent av strekk .....	46
4.5.2.	Avskjæringskapasitet fundamentbolter .....	46
4.5.3.	Interaksjon mellom strekk- og skjærkrefter .....	47
4.6.	Understøp .....	48
4.7.	Fundament.....	48
4.8.	Avstivninger .....	50
4.9.	Skjærddybler .....	51
4.10.	Aksialkraftkapasitet .....	52
4.11.	Skjærkraftkapasitet .....	52
4.12.	Momentkapasitet .....	53
4.12.1.	Metode etter Eurokode 3 .....	53
4.12.2.	Alternativ metode.....	57
5.	BEREGNING ETTER NS 3472:2001 .....	58

5.1.	Beregningsgrunnlag .....	58
5.2.	Fotplate .....	58
5.3.	Aksialkraftkapasitet .....	59
5.4.	Momentkapasitet .....	60
6.	EKSEMPLER.....	61
6.1.	Eksempel 1: Søyfefot med H-profil påkjent av trykkraft.....	61
6.2.	Eksempel 2: Søyfefot med hulprofil påkjent av trykkraft .....	63
6.3.	Eksempel 3: Søyfefot påkjent av trykk- og skjærkraft .....	64
6.4.	Eksempel 4: Søyfefot med hulprofil påkjent av strekkraft.....	66
6.5.	Eksempel 5: Momentkapasitet til søyfefot belastet av aksialkraft.....	67
6.6.	Eksempel 6: Søyfefot med H-profil påkjent av eksentrisk trykkraft .....	70
6.7.	Eksempel 7: Søyfefot påkjent av trykkraft etter NS3472:2001.....	73
7.	KONKLUSJON.....	74
7.1.	Anbefalinger.....	74
7.2.	Videre arbeid .....	75
8.	REFERANSER.....	76
9.	VEDLEGG .....	78



# 1. INNLEDNING

## 1.1. Bakgrunn

Denne oppgaven ble initiert på ønske fra Institutt for matematiske realfag og teknologi ved UMB. Den europeiske standarden Eurokode 3 som omfatter søyleføtter ble i 2010 innført som gjeldende standard i Norge [1]. På bakgrunn av denne innføringen var det behov for å styrke instituttets fagkunnskap innenfor området søyleføtter. Dette skulle gjennomføres ved en rapport som gir et oversiktlig bilde over de beregningsteknikker som benyttes.

Eurokode 3 er en standard for prosjektering av stålkonstruksjoner. Den omfatter en rekke krav til dimensjonering og utførelse av bygg og anlegg i stål. Kravene er direkte rettet mot "kapasitet, brukbarhet, bestandighet og brannmotstand av konstruksjonene som oppføres" [2]. Denne rapporten fokuserer spesielt på "Eurokode 3: Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser" som omhandler alle forbindelser mellom forskjellige konstruksjonselementer. Denne inkluderer søyleføtter. Begrepet søyleføtter brukes som et samlebegrep om alle forbindelser mellom bærende vertikale søyler og fundament. Søyleføtter konstrueres for å overføre aksial-, skjær- og momentkrefter til fundamentet.

Arbeidet med å utlede eurokodeprogrammet startet allerede i 1975 med et handlingsprogram som skulle fjerne hindringer for konkurranse over landegrensene og harmonisere tekniske spesifikasjoner. Fram til da var konstruksjonsbransjen begrenset ved at hvert land hadde sine standarder ved dimensjonering og utførelse av bygg og anlegg. Dette hindret ferdsel av tjenester over landegrensene. Utførelsen av eurokodene fortsatte utover 80- og 90-tallet med tidlige utkast til den ferdige standarden som ble innført gradvis utover 2000-tallet i medlemslandene [3]. En periode med sameksistens mellom nasjonale standarder og Eurokodene varte fram til 1. april 2010 hvor alle konflikterende nasjonale standarder skulle trekkes tilbake. Etter denne dato var kun Eurokodene gjeldende for prosjektering av konstruksjoner [1].

Likevel er det nødvendig å ha kjennskap til de utgåtte norske standardene på feltet prosjektering. Den aktuelle standarden for søyleføtter er "NS 3472:2001 Prosjektering av stålkonstruksjoner". Norske standarder er ofte mindre omfattende enn Eurokodene og kan benyttes når det ikke stilles krav om å benytte Eurokode 3.

## 1.2. Problemstillinger

For at oppgaven skal gi et oversiktlig bilde over de relevante beregningsteknikker er de viktigste problemstillingene som følger:

- Hvilke delkomponenter består en søylefot av?
- Hvordan skal rapporten deles inn?
- Hva er hensiktsmessig fremgangsmetode ved dimensjonering av søyleføtter?
- Hvor omfattende forklaring av formler og metoder behøves?
- Hvor omfattende og varierte bør eksemplene være?

### 1.3. Målsettinger

Hovedmål:

Rapporten skal presentere beregningsmetodene som omhandler søyleføtter på en oversiktlig og helhetlig måte. Den skal ta for seg tidligere Norsk Standard, Eurokode 3 så vel som praktiske hensyn.

Delmål:

- Skaffe god forståelse av både Eurokode 3 og NS 3472:2001 gjennom litteratur.
- Basere oppbygningen av rapporten på en inndeling av delkomponenter i en søylefot.
- Formulere anbefalt stegvis fremgangsmetode for dimensjonering av søyleføtter.
- Lage eksempler med løsning som viser bruken av beregningsmetodene.

### 1.4. Begrensninger

For å sikre hovedfokus med oppgaven er det gjort følgende begrensninger:

- Kun søyleføtter av stål blir undersøkt og dermed Eurokode 3 og NS 3472:2001.
- Eurokode 3 vil være hovedfokus i denne rapporten og dermed vektlegges denne delen.
- NS3472:2001 blir kun presentert på de områdene som er mest forskjellig fra Eurokode 3.
- Noen direkte sammenligning mellom Eurokode 3 og NS 3472:2001 gjøres ikke.
- Oppgaven omfatter ingen praktisk del eller simulering.
- Oppgaven omfatter kun statisk beregning.
- Oppgaven omfatter kun søyleføtter montert på betong.
- Oppgaven omfatter ikke forankringskapasiteten eller skjærkapasiteten til betong.
- Oppgaven omfatter ikke hullkantrykk ved hull i fotplate og betongfundament.
- Dimensjonering av betong blir ikke vist annet enn trykk mellom fotplate og betong.
- Det antas at søylen kan utvikle maks plastisk momentmotstand og dimensjoneres plastisk.
- Søyletverrsnitt ved eksemplene begrenses til H-profil og kvadratisk hulprofil.
- Oppgaven forklarer ikke knutepunktsklassifisering i Eurokode 3.

### 1.5. Kvalitetssikring

Rapporten er sjekket grundig for feil i språk, referanser, tabellnummerering, figurnummerering, formelnummerering og sidetall. Alle formler er kontrollert to ganger slik at de skal være riktige og stå på riktig plass. Det er også kontrollert at alle symboler har kommet med i symbollisten og at viktig terminologi er forklart. Symbolene i rapporten skal være identiske med de standardene benytter for enkel sammenligning.

Eksemplene vist i rapporten er kontrollert to ganger for korrekt utregning. Eksemplene er også kontrollert for overensstemmelse med anbefalt stegvis fremgangsmetode for dimensjonering. Det supplerende regnearket er kontrollert slik at det benytter riktige formler og resulterer i de riktige resultatene ved bruk.

## 1.6. Symboler

### Små latinske bokstaver:

Symbol:	Enhet:	Betydning:
a	[mm]	sveisens a-mål, fotplatens bredde
a <sub>c</sub>	[mm]	a-mål til profilens sveis, søylens bredde
a <sub>1</sub>	[mm]	bredden til betongens største beregningsmessige belastningsareal
b	[mm]	profilens bredde, fotplatens bredde, skjæradybelens bredde
b <sub>c</sub>	[mm]	søylens bredde
b <sub>eff</sub>	[mm]	effektiv bredde til et t-stykke påkjent av trykk
b <sub>eff,t,wc</sub>	[mm]	effektiv bredde til et steg påkjent av tverrstrekk
b <sub>f</sub>	[mm]	flensens bredde
b <sub>1</sub>	[mm]	bredden til betongens største beregningsmessige belastningsareal
c	[mm]	teoretisk utstikk til et t-stykke påkjent av trykk
d	[mm]	diameter til sirkulær hulprofil, innerdiameter sirkulær sveis, avstand
e, e <sub>a</sub> , e <sub>b</sub> , e <sub>x</sub> , e <sub>1</sub>	[mm]	kantavstand til boltehull
f <sub>cd</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	betongens dimensjonerende fasthet
f <sub>ck</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	betongens karakteristiske fasthet
f <sub>ck,g</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	understøpens karakteristiske fasthet
f <sub>jd</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	fundamentets dimensjonerende fasthet
f <sub>k</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	karakteristisk motstand
f <sub>u</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	strekkfasthet
f <sub>ub</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	boltens strekkfasthet
f <sub>y</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	flytegrense
f <sub>yb</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	boltens flytegrense
h, h <sub>1</sub>	[mm]	profilens høyde, høyde skjæradybel
h <sub>f</sub>	[mm]	høyde mellom senter av flensene til en profil
h <sub>w</sub>	[mm]	høyde til profilen i retningen til steget
h <sub>2</sub>	[mm]	avstand fra profil til kant av fotplate
k <sub>j</sub>		spenningskonsentrasjonsfaktor
l	[mm]	effektiv lengde til sveisen, lengde til fotplaten
l <sub>eff</sub>	[mm]	effektiv lengde til t-stykke påkjent av strekk, t-stykke påkjent av trykk
l <sub>eff,cp</sub>	[mm]	effektiv lengde til sirkulære flytelinjer
l <sub>eff,np</sub>	[mm]	effektiv lengde til ikke-sirkulære flytelinjer
l <sub>eff,1</sub>	[mm]	effektiv lengde for bruddform 1 og 1-2
l <sub>eff,2</sub>	[mm]	effektiv lengde for bruddform 2
m, m <sub>a</sub> , m <sub>b</sub> ,	[mm]	avstand mellom bolt og steg på et t-stykke påkjent av strekk
m <sub>x</sub> , m <sub>x,2</sub>	[mm]	avstand mellom bolt og steg på et t-stykke påkjent av strekk
n	[mm]	kantavstand til boltehull på et t-stykke påkjent av strekk
n <sub>b</sub>		antall bolter, antall bolterader til et t-stykke påkjent av strekk
p, p <sub>x</sub>	[mm]	avstand mellom bolter
r	[mm]	radius til H-profilens avrunding

<b>Symbol:</b>	<b>Enhet:</b>	<b>Betydning:</b>
$r_i$	[mm]	innerradius til hulprofilens avrunding
$r_o$	[mm]	yterradius til hulprofilens avrunding
$t$	[mm]	tykkelse, tykkelse til fotplaten
$t_f$	[mm]	tykkelse til søylens flens, tykkelse til t-stykkets flens
$t_g$	[mm]	tykkelse til understøpen
$t_w$	[mm]	tykkelse til søylens steg
$x$	[mm]	belastningshøyde skjærdebel, belastningslengde fotplate
$x$		langsgående akse
$y$		sterk tverrsnittsakse
$z$		svak tverrsnittsakse
$z_{C,l}$	[mm]	momentarm for venstre trykkapasitet
$z_{C,r}$	[mm]	momentarm for høyre trykkapasitet
$z_{T,l}$	[mm]	momentarm for venstre strekkapasitet
$z_{T,r}$	[mm]	momentarm for høyre strekkapasitet

#### Store latinske bokstaver:

$A$	[mm <sup>2</sup> ]	tverrsnittsareal
$A_{co}$	[mm <sup>2</sup> ]	belastningsarealet til fundamentet ved fotplaten
$A_{c1}$	[mm <sup>2</sup> ]	største beregningsmessige belastningsareal til fundamentet
$A_{eff}$	[mm <sup>2</sup> ]	effektivt areal til t-stykke påkjent av trykk
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	spenningsarealet til bolten
$A_v$	[mm <sup>2</sup> ]	skjærarealet til søyleprofilen
$A_w$	[mm <sup>2</sup> ]	sveisens areal
$C_{f,d}$		friksjonskoeffisient
$D$	[mm]	ytterdiameter til sirkulær sveis
$F_{c,fc,Rd}$	[N]	trykkapasiteten til en trykkpåkjent søyleflens
$F_{C,l,Rd}$	[N]	dimensjonerende trykkapasitet til venstre side av søylefoten
$F_{C,r,Rd}$	[N]	dimensjonerende trykkapasitet til høyre side av søylefoten
$F_{C,Rd}$	[N]	dimensjonerende trykkapasitet til et t-stykke påkjent av trykk
$F_{Ed}$	[N]	dimensjonerende lastvirkning
$F_{f,Rd}$	[N]	friksjonskapasiteten mellom fotplate og understøp
$F_k$	[N]	karakteristisk last
$F_{Rd}$	[N]	dimensjonerende kapasitet
$F_{Rdu}$	[N]	kapasiteten til en delvis belastet betongoverflate
$F_t$	[N]	strekraft i boltene
$F_{T,l,Rd}$	[N]	dimensjonerende strekkapasitet til venstre side av søylefoten
$F_{T,r,Rd}$	[N]	dimensjonerende strekkapasitet til høyre side av søylefoten
$F_{T,Rd}$	[N]	dimensjonerende strekkapasitet til et t-stykke påkjent av strekk
$F_{t,Rd}$	[N]	dimensjonerende strekkapasitet til bolten
$F_{t,wc,Rd}$	[N]	strekkapasiteten til et tverrbelastet søylesteg
$F_{T,1,Rd}$	[N]	strekkapasiteten til bruddform 1

<b>Symbol:</b>	<b>Enhet:</b>	<b>Betydning:</b>
$F_{T,2,Rd}$	[N]	strekkapasiteten til bruddform 2
$F_{T,3,Rd}$	[N]	strekkapasiteten til bruddform 3
$F_{T,1-2,Rd}$	[N]	strekkapasiteten til bruddform 1-2
$F_{v,Rd}$	[N]	dimensjonerende skjærkapasitet til søylefoten
$F_{vb,Rd}$	[N]	dimensjonerende avskjæringskapasitet for bolten
$F_{vs,Rd}$	[N]	dimensjonerende skjærkapasitet til skjærdybel
$F_{w,Ed}$	[N]	lastvirkning på sveisen
$F_{w,Rd}$	[N]	kapasiteten til sveisen
$F_x$	[N]	krefter i retning til x-aksen
$F_{1,vb,Rd}$	[N]	avskjæringskapasitet til bolten
$F_{2,vb,Rd}$	[N]	avskjæringskapasitet til forankringsbolten
$F_1 - F_2$	[N]	dekomponerte krefter
$L_b$	[mm]	tøyningslengden til forankringsbolten
$L_b^*$	[mm]	øvre grense for hevarmkrefter
$L_1 - L_{14}$	[mm]	lengde på flytelinjer
$M, M_b$	[Nmm]	bøyemoment
$M_{AA}, M_{BB}$	[Nmm]	bøyemoment om snittene A-A og B-B
$M_{c,Rd}$	[Nmm]	momentkapasiteten til søylen
$M_d$	[Nmm]	dimensjonerende momentkapasitet NS3472:2001
$M_{Ed}$	[Nmm]	dimensjonerende moment
$M_{Fc}$	[Nmm]	moment om trykkapasiteten $F_{C,r,Rd}$
$M_{j,Rd}$	[Nmm]	dimensjonerende momentkapasitet til søylefoten
$M_p$	[Nmm]	flytemoment
$M_{pl,Rd}$	[Nmm]	plastisk momentkapasitet til søylen
$M_{pl,1,Rd}$	[Nmm]	plastisk momentkapasitet for bruddform 1 og 1-2
$M_{pl,2,Rd}$	[Nmm]	plastisk momentkapasitet for bruddform 2
$M_{v,x,Ed}$	[Nmm]	vridningsmoment om x-aksen
$M_{y,Ed}$	[Nmm]	bøyemoment om y-aksen
$M_x$	[Nmm]	vridningsmoment om x-aksen
$M_y$	[Nmm]	bøyemoment om y-aksen
$M_z$	[Nmm]	bøyemoment om z-aksen
$M'$	[N]	momentmotstand og bøyemoment per lengdeenhet for en plate
$N$	[N]	normalkraft
$N_{c,Ed}$	[N]	dimensjonerende trykkraft i søylen
$N_{c,Rd}$	[N]	dimensjonerende trykkapasitet til søylen
$N_d$	[N]	dimensjonerende aksialkraftkapasitet NS3472:2001
$N_{Ed}$	[N]	dimensjonerende normalkraft
$N_f$	[N]	dimensjonerende lastvirkning NS3472:2001
$N_{f,1,Ed}$	[N]	strekkraft i venstre flens
$N_{j,Rd}$	[N]	dimensjonerende aksialkraftkapasitet til søylefoten
$N_{pl,Rd}$	[N]	plastisk tverrsnittskapasitet til søylen

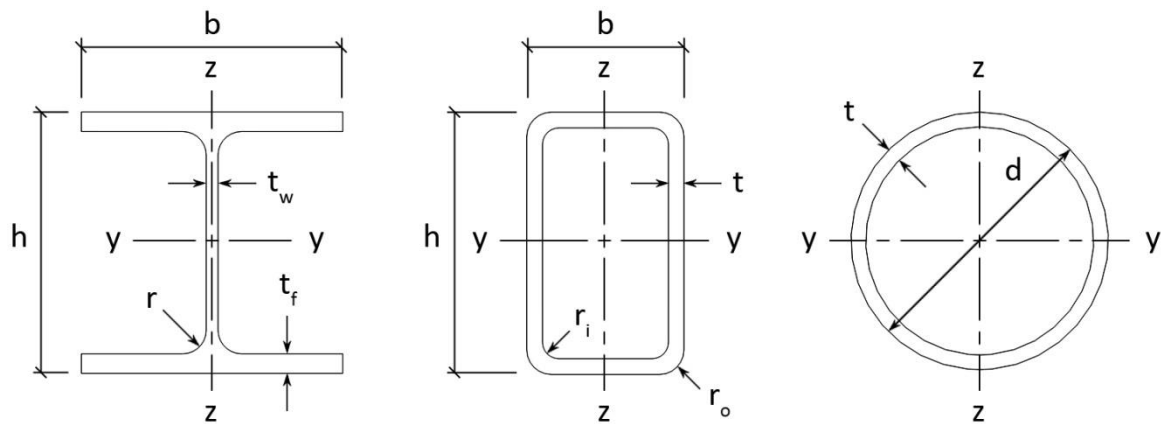
Symbol:	Enhet:	Betydning:
$N_{t,Rd}$	[N]	dimensjonerende strekkapasitet til søylen
$N_{x,Ed}$	[N]	normalkraft i retning til x-aksen
$Q$	[N]	hevarmkraft
$V$	[N]	skjærkraft
$V_{Ed}$	[N]	dimensjonerende skjærkraft
$V_{pl,Rd}$	[N]	plastisk skjærkapasitet til søylen
$V_{z,Ed}$	[N]	skjærkraft i retning til z-aksen
$W_{pl}$	[mm <sup>3</sup> ]	plastisk motstandsmoment mot bøyning
$W_v$	[mm <sup>3</sup> ]	motstandsmoment mot vridning

#### Små greske bokstaver:

$\alpha$		faktor for avstivede t-stykker
$\alpha_{bc}$		faktor for avskjæring av forankringsbolten
$\alpha_{cc}$		faktor for betongens dimensjonerende fasthet
$\alpha_v$		faktor for avskjæring av bolten
$\beta_j$		fasthetsfaktor for understøpen
$\beta_w$		korrelasjonsfaktor
$\gamma_c$		materialfaktor for betongens kapasitet
$\gamma_f$		lastfaktor
$\gamma_M$		materialfaktor
$\gamma_{M0}$		materialfaktor for tverrsnittskapasitet
$\gamma_{M1}$		materialfaktor for tverrsnittskapasitet NS3472:2001
$\gamma_{M2}$		materialfaktor for skrue- og sveiseforbindelser
$\lambda_1, \lambda_2$		akseverdier for grafisk løsning av $\alpha$
$\sigma$	[N/mm <sup>2</sup> ]	spenning
$\sigma_{jf}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	jamført spenning
$\sigma_{\perp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	normalspenning normalt på sveisesnittet
$\sigma_{\parallel}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	normalspenning parallelt med sveisens lengde
$\tau_{\perp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	skjærspenning normalt på sveisens lengde i sveisesnittet
$\tau_{\parallel}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	skjærspenning parallelt med sveisens lengde i sveisesnittet
$\omega$		reduksjonsfaktor for interaksjon mellom skjærkraft og bøyemoment

## 1.7. Terminologi

### Koordinatsystem



**Figur 1: Definisjon av størrelser i søyleverrsnittet.**

Koordinatsystemet benyttet i rapporten følger Eurokode 3 sin definisjon av akser i en søyle. Aksene defineres som følgende:

- x      aksen i søylens lengderetning og dermed vertikalaksen.
- y      primær horisontalakse og dermed sterk akse i søyleverrsnittet.
- z      sekundær horisontalakse og dermed svak akse i søyleverrsnittet.

Se figur 1 for illustrasjon av aksene i søyleverrsnittet. Andre nødvendige størrelser i tverrsnittet defineres på samme figur.

### Positive momenter og krefter

Positive momenter defineres som momenter i klokken retning og positive krefter defineres som strekkrefter. Trykkrefter er dermed negative. Denne definisjonen benyttes gjennom hele rapporten. Ved figurer hvor kreftene er tegnet i virkende retning vil både strekk- og trykkrefter være positive.

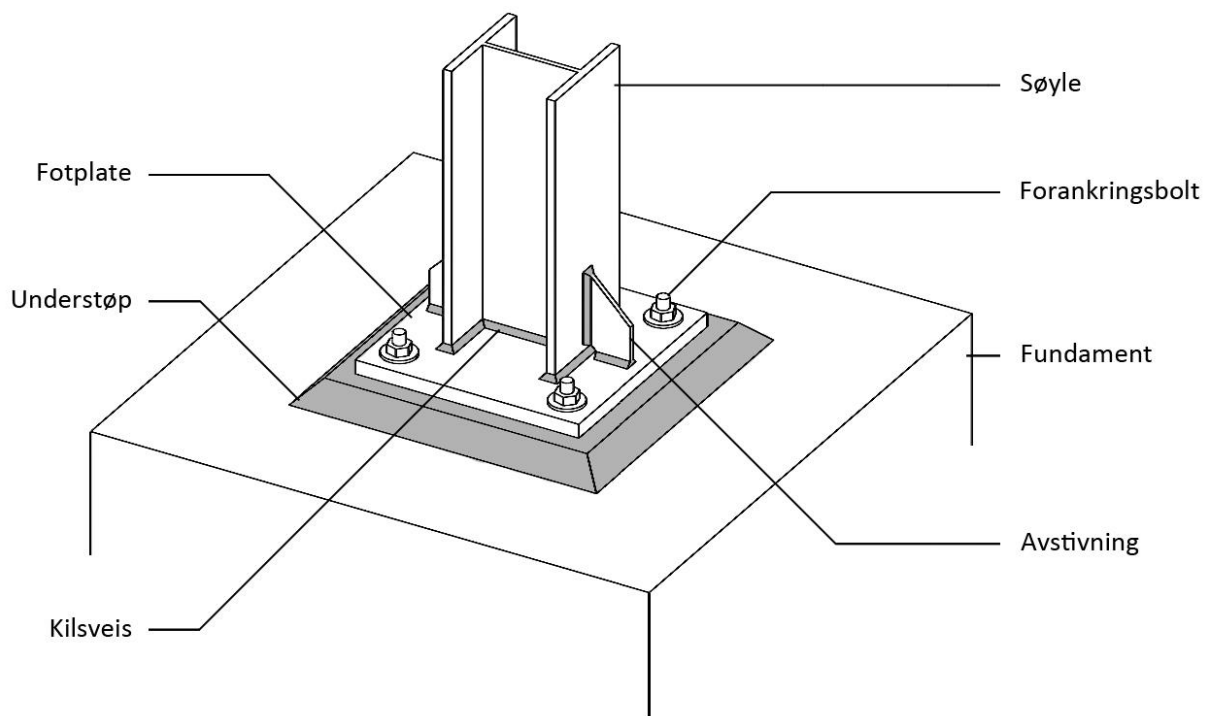
### Forbindelse og knutepunkt

Både forbindelse og knutepunkt er ord for en sammenføring av flere konstruksjonselementer. Dette kan være for eksempel en bjelke og en søyle, eller mer relevant en søyle og et fundament. Forbindelsen eller knutepunktet kan deles inn i en rekke basiskomponenter.

### Basiskomponenter

Basiskomponenter er hvordan Eurokode 3 deler inn en komponent. En basiskomponent er en del av et knutepunkt som er belastet av en spesifikk lastvirkning. Altså sier en basiskomponent ikke bare hvilken del av komponenten det gjelder men også hvilken lastvirkning som er påsatt.

## Delkomponenter



**Figur 2: Navn på delkomponentene i en søylefot.**

En søylefot kan deles inn i åtte forskjellige delkomponenter. Navnene på disse delkomponentene er viktig for forståelsen av rapporten. Se figur 2. Skjærddybel er ikke vist. Se kapittel 3.8 Skjærddybler. Delkomponenter er ikke en del av Eurokode 3 men et valg av inndeling i denne rapporten.

## Eksentrisitet

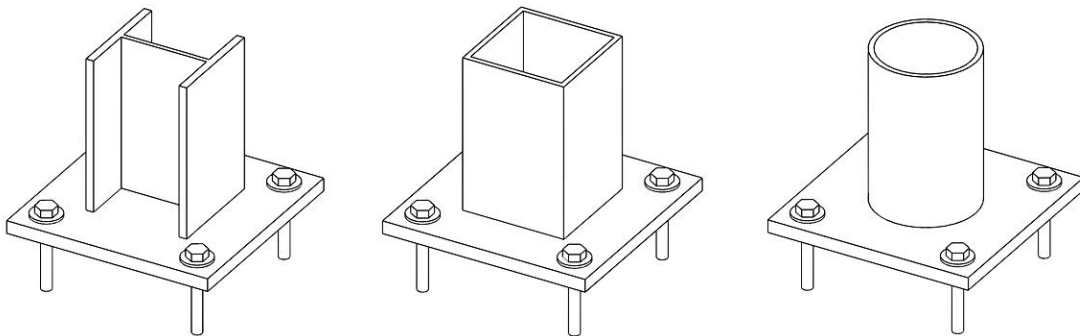
Eksentrisitet skapes når en kraft ikke virker direkte gjennom akse til en komponent. En eksentrisk kraft vil skape et moment om en akse. Det skilles mellom horisontal eksentrisitet og vertikal eksentrisitet. Horisontal eksentrisk kraft gir torsjon av en søyle. Vertikal eksentrisk kraft gir et bøyemoment i søylen.



## 2. BESKRIVELSER

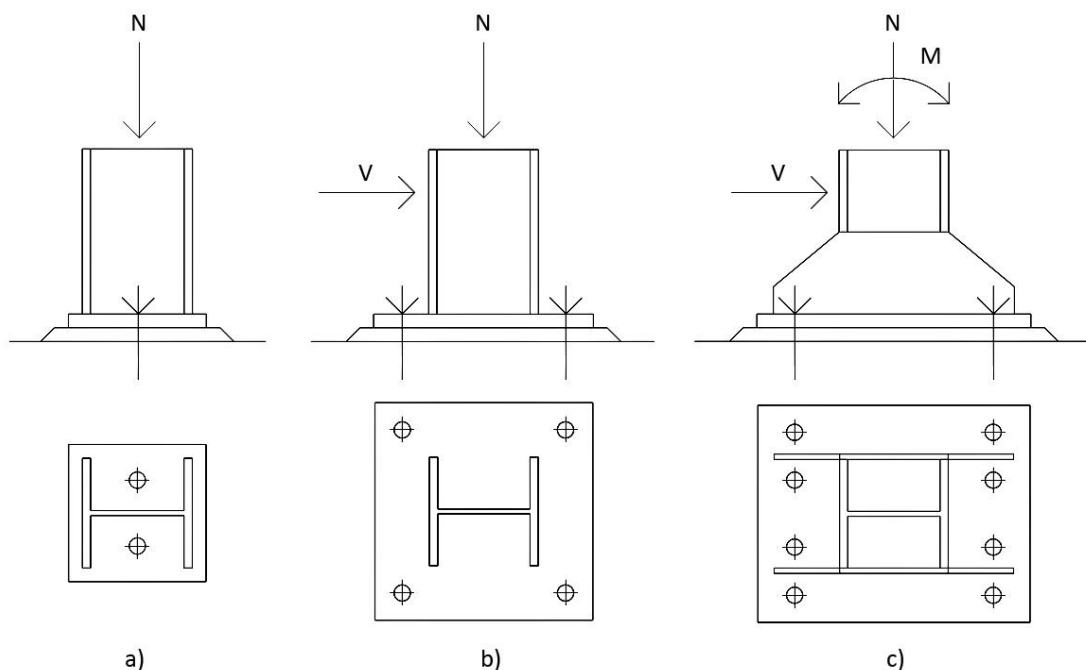
### 2.1. Søyleføtter

Søyleføtter er et samlebegrep som brukes om alle forbindelser mellom bærende vertikale søyler og fundament. Typiske søyleføtter vist på figur 3 består i hovedsak av en fotplate sveiset med en kilsveis til enden av en søyle. Fotplaten fordeler aksialkreftene over et større areal. Videre forbinder fire forankringsbolter fotplaten til fundamentet og fikser søylens horisontale og vertikale posisjon. Boltene blir støpt inn i fundamentet eller forankres på andre måter.



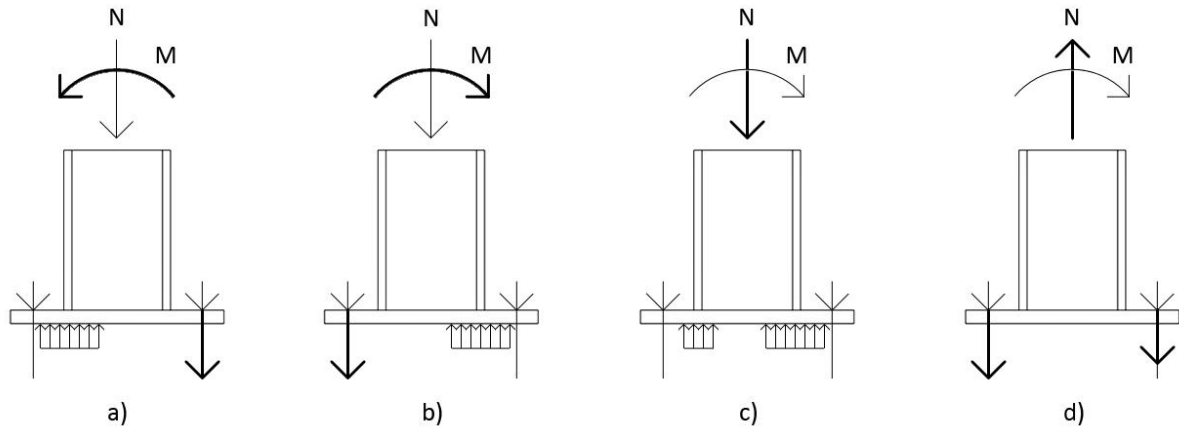
Figur 3: Typiske søyleføtter.

Søyleføttene på figur 3 er hovedsakelig dimensjonert for å overføre aksialkrefter "N" og skjærkrefter "V" til fundamentet. Skjærkreftene kan overføres ved friksjon mellom fotplate og fundament og avskjæring av boltene. Det vil kun være friksjon mellom fotplate og fundament så lenge aksialkreftene opptrer som trykk. Hvis boltene skal overføre skjærkrefter må de dimensjoneres mot avskjæringskapasiteten. Samtidig må søylefoten dimensjoneres med den "størrelse, styrke og stivhet" slik at de påsatte kreftene ikke fører til at fundamentets lokale trykkapasitet overskrides [4].



Figur 4: Forskjellig belastning og utforming av søyleføtter.

Det kan oppstå situasjoner hvor søyleføttene må overføre momenter til fundamentet. Dette kan være ved eksentriske vertikale krefter eller horisontale krefter påsatt søylen i en avstand fra søylefoten. Avhengig av størrelsen på momentet og belastningssituasjonen kan det være nødvendig å velge en større fotplate med sveiste avstivere mellom søyle og fotplate. Flere bolter kan også være nødvendig. Dette er illustrert ved utforming c) på figur 4. En typisk søylefot b) er også til en viss grad egnet til å overføre moment, mens a) kun bør overføre aksialkrefter. Ytterligere avstivninger og bolter fordyrer søylefoten og øker produksjons- og monterings- og tid.



**Figur 5: Belastningssituasjon avhengig av aksialkraft og bøyemoment.**

Forholdet mellom aksialkraften "N" og bøyemomentet "M" bestemmer hvilken belastningssituasjon som opptrer. Dominerende bøyemoment vil gi trykkrefter mot fundamentet under søylens fottrykk på den ene siden og strekk i boltene på den andre. Se figur 5 situasjon a) og b). Ved dominerende trykkraft i søylen vil det under søylens fottrykk opptre trykkrefter mot fundamentet. Dominerende strekkraft i søylen vil gi strekk i forankringsboltene. Henholdsvis situasjon c) og d). På denne måten har aksialkraften påvirkning på momentkapasiteten til søylefoten [4]. Ved større aksialkrefter vil søylefoten kunne overføre små momenter til fundamentet uten spesielle tilpasninger. Identifiseringen av belastningssituasjonen er avgjørende for videre arbeid med utforming og dimensjonering av søylefoten.

## 2.2. Eksempler på bruk av søyleføtter



**Figur 6: Lyktestolper benytter en type søyleføtter uten betongfundament.**



**Figur 7: Mastene som holder oppe kjøreledningene til tog benytter søyleføtter.**



**Figur 8: Detaljbilde av nærmeste søylefot på forsidebildet.**

## 2.3. Delkomponenter

Ved å dele inn søylefoten i en rekke delkomponenter er det lettere å få oversikt over hvilke forhold søylefoten må dimensjoneres etter. Hver delkomponent kan være belastet på flere forskjellige måter. Beskrivelsene av delkomponentene inneholder dermed en oversikt over lastvirkninger som må vurderes. Inndelingen er basert på inndelingen av basiskomponenter i Eurokode 3 og bidrar til en mer oversiktlig rapport da den benyttes helhetlig gjennom rapporten.

### 2.3.1. Søyle

Den bærende søylen skal dimensjoneres etter største opptredende spenning i tverrsnittet. Den største opptredende spenning er avhengig av de påsatte lastene. Aksialkraft kan opptre som enten trykk eller strekk og gir normalspenning. En horisontal kraft på søylen eller en eksentrisk vertikal kraft gir bøyemoment i søylen som gir bøyepening. Det kan være påsatt bøyemoment om flere akser samtidig. Søylen kan også være påsatt en eksentrisk horisontal kraft som gir torsjonsmoment og vridespennning. Skjærspenning vil oppstå ved horisontale krefter og søylen er ofte utsatt for knekking. Det er altså en rekke faktorer som søylen må kontrolleres mot og søylens størrelse bør være bestemt før dimensjoneringen av resten av søylefoten.

### 2.3.2. Kilsveis

Opgaven til sveisen er å sikre søylens posisjon på fotplaten. Hvor omfattende sveising som behøves er avhengig av hvorvidt det opptrer trykk eller strekkrefter i søylen. Ved trykk i søylen oppstår det kontakt og friksjon mellom søyleenden og fotplaten. Sveisen trenger derfor ikke overføre aksialkraften og må kun overføre skjærspenning. Ved strekk er det større krav til sveisen. Da er det begrenset kontakt mellom søyleenden og fotplaten. Sveisen må dermed overføre både strekk og skjærkrefter. Ved dominerende moment vil både strekk og trykk opptre i søylen og sveisen må da dimensjoneres for både strekk og skjærkrefter. Torsjonsmoment i søylen gir skjærspenning i sveisen. Samtidig skal sveisens kapasitet være større enn kapasiteten til de andre basiskomponentene slik at sveisen ikke begrenser knutepunktets kapasitet.

### 2.3.3. Fotplate

Fotplaten skal ved trykk i søylen spre trykket mot fundamentet. Samtidig opptrer det da friksjon mellom fotplaten og fundamentet. Størrelsen på fotplaten bestemmer hvor store aksial- og skjærkrefter som kan være påsatt søylen. Strekk i søylen utsetter fotplaten for bøyning ved overgang fra søyle til fotplate og ved forankringsboltene. Ved dominerende moment vil fotplaten opptre som en momentarm mellom forankringsbolter i strekk på ene siden og trykk mot fundamentet på andre siden av søylens vertikalakse. Momentkapasiteten til søylefoten endres med størrelsen på fotplaten. Fotplaten vil ved dominerende moment være utsatt for bøyning på de samme stedene som ved strekk. Tykkelsen på fotplaten justeres slik at søylefoten har tilstrekkelig stivhet for å hindre kritisk bøyning og flytning i materialet.

#### **2.3.4. Forankringsbolter**

Forankringsboltene skal sikre fotplatens posisjon på fundamentet. I tilfeller med trykk og skjær i søylen trenger boltene kun å overføre deler av skjærkreftene til fundamentet. Friksjonen mellom fotplate og fundament overfører resten. Ved tilfeller med strekk og skjær i søylen må boltene overføre alle skjærkrefter da det ikke er noen friksjon mellom fotplate og fundament. I tillegg til skjærkrefter må boltene overføre strekkraften i søylen til fundamentet. Boltene må dimensjoneres med det areal slik at det ikke oppstår brudd i boltene. Dominerende moment gir en kombinasjon av de to tilfellene. De boltene som skal overføre skjærkrefter må samlet ha større avskjæringskapasitet enn skjærkreftene. Hvis dette ikke er mulig må det benyttes skjærddybler.

#### **2.3.5. Understøp**

Understøp benyttes av praktiske hensyn forklart i kapittel 3.5 Understøp. Understøpen skal fylle mellomrommet mellom fotplate og fundament. Dermed må understøpen overføre eventuelle trykk- og skjærkrefter til fundamentet. Strekk blir overført av boltene direkte fra fotplate til fundament. Ideelt skal understøpen ha den samme kvalitet som fundamentet. I praksis har den ikke alltid det men ved visse krav kan understøpen ha mindre kapasitet enn fundamentet.

#### **2.3.6. Fundament**

Fundamentet skal overføre alle krefter påsatt søylefoten til grunnen. For å gjøre dette kreves et fundament med dimensjoner slik at bevegelse av fundamentet begrenses. Grunnflatearealet må være av den størrelse slik at fundamentet ikke synker. Samtidig må høyden være slik at sidearealet på fundamentet hindrer bevegelse sideveis. Hvor stort areal som er nødvendig er avhengig av grunnforholdene. Ekstra kontroll av fundamentet kreves ved strekk i forankringsboltene. Strekk i forankringsboltene kan gi utrivning av boltene og deler av fundamentet. Det er flere aspekter ved dimensjonering av betongfundamenter men denne rapporten dekker kun trykkapasiteten.

#### **2.3.7. Avstivninger**

Hvis det ikke er mulig å forhindre kritisk bøyning og flytning av fotplaten med fornuftig tykkelse kan det benyttes avstivninger. Avstivninger mellom søyle og fotplate skal bidra til å overføre krefter mellom søylen og en større del av fotplaten. Tykkelsen til eventuelle avstivninger må dimensjoneres proporsjonalt med tykkelsen på søylens vegger.

#### **2.3.8. Skjærddybler**

Ved store skjærkrefter eller strekk i søylen kan det være nødvendig med alternative løsninger for å overføre skjærkreftene til fundamentet. Alternative løsninger innebærer skjærddybler festet til undersiden av søylefoten eller fotplate nedsenket i fundamentet. Benyttes skjærddybler eller nedsenket fotplate må eventuelt de flater som overfører skjærkreftene til fundamentet dimensjoneres med den størrelse slik at fundamentets skjærkapasitet ikke overskrides.

## 2.4. Stegvis fremgangsmetode

Dette er anbefalt stegvis fremgangsmetode når en søylefot skal kontrolleres. Denne metoden kan benyttes på eksemplene i kapittel 6. Eksempler. Kontroll av en søylefot kan være en lang prosess og denne fremgangsmetoden prøver å vise den mest direkte veien. Metoden tar utgangspunkt i en søylefot påkjent av dominerende moment med skjærkrefter. Metoden kan benyttes til de fleste belastningssituasjoner da momentkapasiteten er avhengig av både strekkapasitet og trykkapasitet. Fremgangsmetoden deles inn i søylens kapasitet, trykkapasitet, strekkapasitet, momentkapasitet, skjærkapasitet og sveisens kapasitet. Den gjelder for Eurokode 3.

### Søylens kapasitet:

- Kontroller søylens tverrsnittskapasitet for eventuelle aksialkrefter, bøyemomenter eller skjærkrefter. Denne kontrollen sikrer at grunnlaget for søylefoten har god nok kapasitet.

### Trykkapasitet:

- Det første steget på trykksiden av søylefoten er å finne fundamentets dimensjonerende fasthet  $f_{jd}$ . De følgende punktene er avhengig av denne fastheten.
- Regn deretter ut fotplatens teoretiske utstikk "c" som er avhengig av fundamentets fasthet.
- Del inn den trykkpåkjennte delen av søylefoten til t-stykker påkjent av trykk og finn det effektive arealet  $A_{eff}$  til hvert t-stykke.
- Den dimensjonerende trykkapasiteten til hvert t-stykke er dermed gitt av fundamentets fasthet  $f_{jd}$  og det effektive trykkarealet  $A_{eff}$ . Hvis søylefoten kun er påkjent en aksialkraft vil trykkapasiteten til søylefoten være summen av kapasiteten til alle t-stykkene.

### Strekkapasitet:

- Identifiser om boltene er innenfor eller utenfor bredden til søyleflensen. Hvis innenfor må den strekkpåkjennte delen av søylefoten deles inn til t-stykker påkjent av strekk. Hvis boltene er utenfor kan hele søylefoten beregnes som ett t-stykke påkjent av strekk.
- Finn de effektive lengdene  $l_{eff}$  til alle t-stykkene påkjent av strekk. Da søylefotter vanligvis har lange forankringsbolter vil ikke hevarmkrefter oppstå. Derfor er det vanligvis kun bruddform 1-2 som er aktuell for utregning av effektive lengder.
- Regn ut den plastiske momentkapasitet  $M_{pl,1,Rd}$  til t-stykkenes flens for bruddform 1-2 og deretter strekkapasiteten  $F_{T,1-2,Rd}$  til t-stykkene ved bruddform 1-2. Pass på forskjellen mellom effektive lengder ved bolter innenfor og utenfor søyleflensens bredde.
- Regn ut strekkapasiteten  $F_{T,3,Rd}$  til t-stykkene for bruddform 3. Altså boltenes strekkapasitet.
- Hvert t-stykke har dermed en dimensjonerende strekkapasitet  $F_{T,Rd}$  som er den minste av strekkapasiteten til hver aktuelle bruddform. Hvis søylefoten kun er påkjent en aksialkraft vil strekkapasiteten til søylefoten være summen av kapasiteten til alle t-stykkene ved bolter innenfor søyleflensens bredde. Ved bolter utenfor søyleflensens bredde er det kun ett t-stykke og søylefotens strekkapasitet er dermed strekkapasiteten til dette t-stykket.

**Momentkapasitet:**

- Da trykk- og strekkapasiteten til fotplatens t-stykker er funnet gjennom de forrige to delene av denne fremgangsmetoden gjenstår det å finne søylestegets kapasitet for tverrstrekk  $F_{t,wc,Rd}$  og søyleflensens trykkapasitet  $F_{c,fc,Rd}$ .
- Deretter bestemmes den minste strekkapasiteten til søylefoten for strekksiden og den minste trykkapasiteten til søylefoten for trykksiden. Altså regn ut de relevante kapasitetene av  $F_{T,l,Rd}$ ,  $F_{T,r,Rd}$ ,  $F_{C,l,Rd}$  og  $F_{C,r,Rd}$ .
- Finn eksentrisiteten "e" og de relevante momentarmene "z". Regn ut momentkapasiteten til søylefoten på bakgrunn av momentarmene og de relevante kapasitetene av  $F_{T,l,Rd}$ ,  $F_{T,r,Rd}$ ,  $F_{C,l,Rd}$  og  $F_{C,r,Rd}$ . Kontroller at kapasiteten er større enn lastvirkningen. Husk hvorvidt eksentrisiteten "e" skal settes inn som negativ i formlene for momentkapasiteten eller ikke.

**Skjærkapasitet:**

- Ved opptredende skjærkrefter start med å regne ut skjærkapasiteten  $F_{f,Rd}$  til friksjonen mellom fotplate og fundament. Det er kun friksjon i en eventuell trykksone.
- Regn ut skjærkapasiteten  $F_{vb,Ed}$  til alle skjæroverførende bolter. Hvis enkelte bolter er påkjent strekk, vil kun de resterende boltene i trykksonen regnes som skjæroverførende.
- Regn ut søylefotens totale skjærkapasitet som er summen av friksjonens skjærkapasitet og skjærkapasiteten til alle de skjæroverførende boltene. Hvis dette ikke gir god nok kapasitet bør en skjærdybel vurderes.

**Sveisens kapasitet:**

- Kontroller at sveisen har god nok kapasitet for eventuelle strekk- og skjærkrefter. Husk at dominerende bøyemoment vil skape strekk i en av flensene.

Merk at denne fremgangsmetoden ikke inkluderer de områder som er satt som oppgavens begrensninger. Dette gjelder spesielt skjærkapasiteten og forankringskapasiteten til fundamentet.

## 2.5. Relevant standard-historikk

En standard er et dokument som er utarbeidet av en standardiseringsorganisasjon for å overkomme teknologiske barrierer som skapes når forskjellige aktører har forskjellige løsninger som ikke lar seg benyttes sammen. Standarder kan gi retningslinjer og krav til varene eller tjenestene som en aktør vil utvikle til en bransje. Retningslinjene og kravene kan være på områder som sikkerhet, forslag til løsning, forslag til gjennomførelse og beregningsmetoder. Standardisering muliggjør dermed effektiv utvikling av sikre varer og tjenester som er tilpasset hverandre.

Standard Norge er den norske standardiseringsorganisasjonen som har ansvar for standardiseringen på de fleste områder i Norge. Standard Norge ble stiftet i 2003 ved å slå sammen de fire aktørene; Norsk Allmennstandardisering, Norges Byggstandardiseringsråd, Norges Standardiseringsforbund og Norsk Teknologisenter. Standard Norge er medlem i den europeiske og den internasjonale organisasjonen for standardisering. Henholdsvis CEN og ISO. Med dette medlemskapet kommer rettigheter til å gi ut standarder fra CEN og ISO som Norsk Standard. De norske standardene er derfor i mange tilfeller ikke utviklet i Norge men innført og tilpasset av Standard Norge [5].

Standarden "NS3472 Prosjektering av stålkonstruksjoner" ble innført allerede i 1973. Den ble utarbeidet av datidens Norges Byggstandardiseringsråd. En oppdatert utgave kalt NS3472:1984 ble deretter utgitt i 1984 og erstattet den første. NS3472:1984 ga retningslinjer for "beregning og dimensjonering av stålkonstruksjoner og stilte krav til materialer, utførelse og kontroll" [6]. Standarden var på rundt 100 sider.

Arbeidet med å utlede Eurokodene startet i 1975 for å fjerne teknologiske barrierer som ble synlig når tidligere adskilte bransjer begynte å samhandle med hverandre. Bransjene var adskilt blant annet av landegrenser hvor hvert land kunne ha sin egen gjeldende standard. Altså kunne de nasjonale standardene bidra til å skape teknologiske barrierer. Dette problemet kunne løses med en felles standard slik at tekniske spesifikasjoner og utførelse ble harmonisert. Samtidig ville konkurransen over landegrensene øke. Arbeidet med å utlede Eurokodene fortsatte gjennom 80- og 90- tallet [3].

Førstandardene til de forskjellige Eurokodene ble utgitt av CEN utover 90-tallet. Publiseringen av førstandardene til Eurokode 3 førte til en fullstendig omarbeidelse av den norske standarden NS3472:1984. Norges Byggstandardiseringsråd utarbeidet NS3472:2001 basert på førstandardene til Eurokode 3: Del 1-1. Den ble gitt ut i 2001 og grunnlaget for Eurokode 3 ble på denne måten gradvis innført i Norge.

Først i 2006 var alle Eurokodene publisert som endelige standarder av CEN. Eurokode 3 som dekket det samme området som NS3472 var nå på omtrent 1250 sider og inkluderte langt flere temaer innen prosjektering av stålkonstruksjoner [7]. En periode med sameksistens mellom de nasjonale standardene og Eurokodene skulle lette overgangen til Eurokodene. Denne perioden ble avsluttet 1. april 2010 hvor alle konflikterende nasjonale standarder ble trukket tilbake. Fra denne dato var kun Eurokode 3 gjeldende standard for prosjektering av konstruksjoner onshore [1].

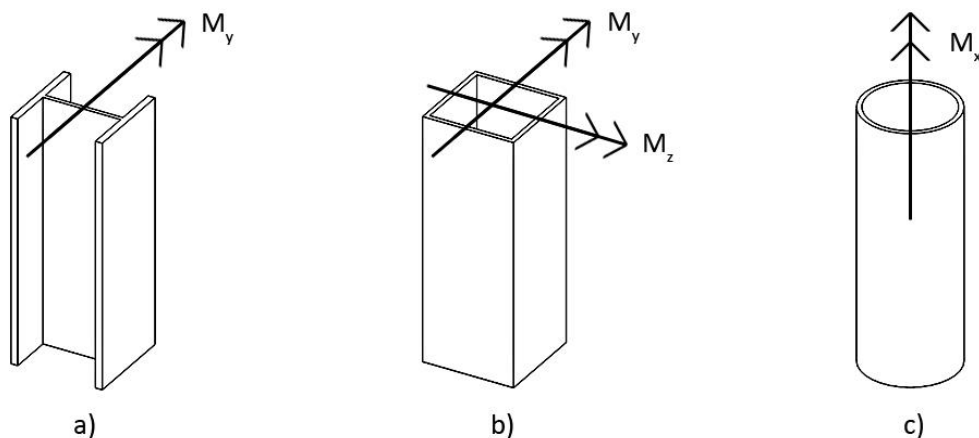


### 3. PRAKTISKE HENSYN

Dette kapitlet inneholder praktiske hensyn som må vurderes ved utforming og dimensjonering av søyleføtter. Hensynene er basert på hvilke løsninger og alternativer som er vanlige å benytte og andre hensyn som letter arbeidet med produksjon og montering av søyleføtter. De praktiske hensynene er inndelt etter delkomponentene og er viktig å ha oversikt over før dimensjonering.

#### 3.1. Søyle

Det er fem forskjellige søyleprofiler som er vanlige å benytte. Åpne profiler som H- og I-profil. Samt kvadratisk, rektangulær og sirkulær hulprofil. Valg av søyleprofil er avhengig av lastsituasjonen. Ved trykk i søylen har hulprofiler i forhold til massen og per lengdeenhet lavere slankhet enn åpne profiler. Lavere slankhet gir høyere kritisk knekkraft. Det er generelt mer økonomisk å benytte åpne profiler for bøyemotstand ved bøyning om én akse. Se figur 9 a). Hvis det oppstår bøyning om to akser foretrekkes hulprofiler. Se figur 9 b). Sirkulære hulprofiler har det mest effektive tverrsnittet for torsjonsmotstand [8]. Se figur 9 c).



**Figur 9: Foretrukket søyleprofil ved forskjellige tilfeller av moment.**

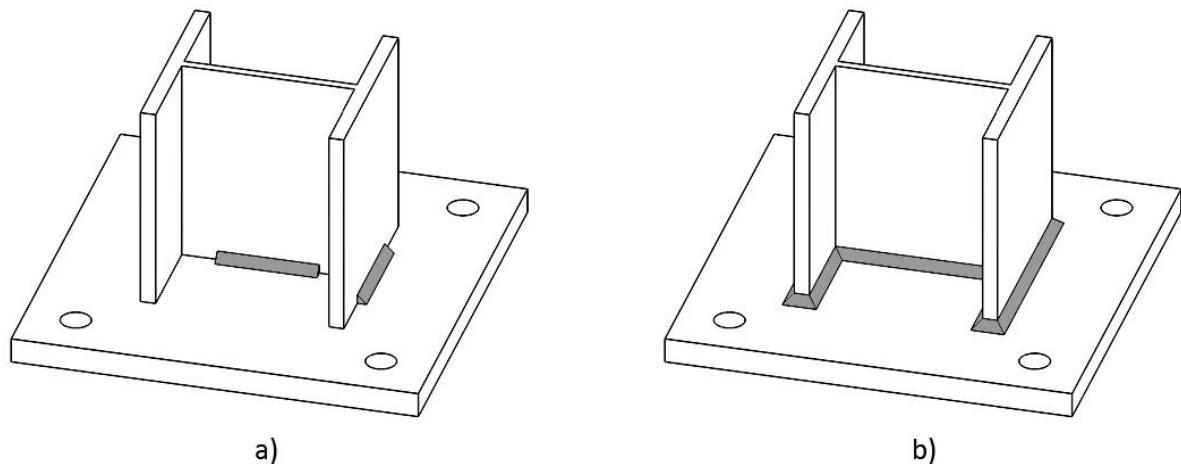
Søyleprofilene kan være valset eller sveiset. Stålkvalitet S275 og S355 er vanlige. Enden til en bærende søyle kan kuttes vinkelrett i forhold til søyleaksen med en sag av god kvalitet og som er i forskriftmessig stand. Den bærende flaten krever vanligvis ikke ytterligere bearbeiding [9].

Valg av søyle har også betydning for dimensjonering av sveisen. Søylar hvor I- og H- profil er benyttet vil tillate en sveis på begge sider av flensene. En lengre sveiselengde ved flensen kan være avgjørende for dimensjoneringen av sveisen ved dominerende moment som vist på figur 9 a). En hulprofil kan kun sveises til fotplaten langs utsiden. Dermed vil effektiv lengde til sveisen begrenses til én vegg lengde ved dominerende moment.

### 3.2. Kilsveis

For å sikre søylens posisjon på fotplaten benyttes kilsveiser. Ved trykk i søylen er det på grunn av friksjon mellom søyleenden og fotplaten ofte er nok med oppdelt kilsveis. Vanlig praksis ved H-profil som søyle er en kort sveis på hver side av steget og en sveis på yttersiden av hver flens [9]. Se figur 10 a). Sveisene bør utføres slik at symmetri om aksene oppnås.

Hvis det opptrer strekk i søylen er vanlig praksis kilsveis rundt hele søylens profil. Andre forhold som krever hel kilsveis er søyleføtter som trenger ekstra styrke under oppføring og søyleføtter som skal plasseres i korrosive omgivelser [9]. Se figur 10 b).



**Figur 10: Oppdelt og hel kilsveis.**

Enten avslutt sveisen før hjørnet eller før sveisen et stykke rundt hjørnet. Minimum a-mål er 3 mm. Det er vanlig å øke a-målet slik at det er proporsjonalt med platetykkelsene som blir sveiset sammen. Ved store platetykkelser kan det være nødvendig med oppvarming av stålet før det sveises. Laminering må unngås. Det bør ikke regnes med større a-mål enn 0,7 ganger minste platetykkelse i forbindelsen [10].

### 3.3. Fotplate

Det mest vanlige er rektangulære og kvadratiske fotplater. Sirkulære fotplater benyttes i enkelte tilfeller ved store sirkulære søyler. Selv om størrelsen på fotplaten skal bestemmes gjennom dimensjonering etter påsatte laster kan det være nødvendig med en større fotplate av praktiske hensyn. En større fotplate gir bedre stabilitet til søylen under og etter montering. Dette er ønskelig for å unngå behov for ekstra støtter til søylen under oppføringen.

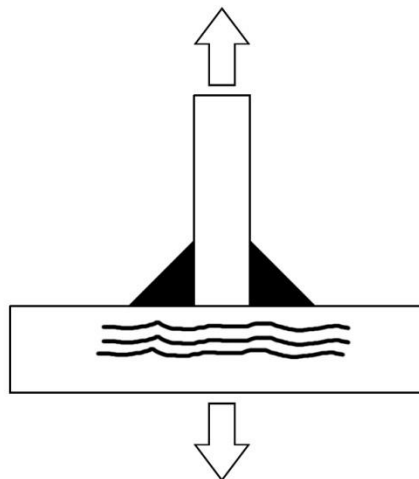
Tykkelsen på fotplaten bør være like stor eller større enn tykkelsen til søylens flens eller hulprofilens veggtykkelse. Dette hindrer krumning av fotplaten under sveising. Det bør vurderes å øke fotplaten tykkelse før man eventuelt velger å benytte avstivninger. Ved en tykkelse på over 75 mm kan kostnadene av dårlig sveisbarhet og utilgjengelig materiale være større enn kostnadene av mer arbeid som avstivede fotplater krever [11].

Det kan benyttes overstore hull for forankringsboltene. Dette muliggjør montering av fotplaten til boltene selv om de ikke er plassert nøyaktig. Hullene bør være 6 mm større enn bolt diameteren. Større platetykkelse enn 60 mm kan kreve større differanse. Ved overstore hull benyttes en stor skive mellom fotplate og mutter [9]. Skiven sveises til fotplaten etter montering.

Fotplater med en størrelse på over 700 mm × 700 mm bør ha ekstra hull for understøpen. Disse hullene skal slippe ut luft som kan bli fanget under fotplaten ved støping. Det bør være et hull for hver 0,5 m<sup>2</sup> og de bør være 50 mm i diameter [9].

Fotplater kan flammekuttes eller sages fra en stålplate. Sagen bør være av god kvalitet og i forskriftmessig stand. Det bør benyttes samme stål kvalitet til fotplate og søyle. De fleste stålplater har en tilstrekkelig flat bæreflate og behøver vanligvis ikke ytterligere bearbeiding [9].

Et unntak hvor det kan benyttes forskjellig stål kvalitet til fotplate og søyle er når fotplaten er utsatt for laminering. Laminering av fotplaten kan oppstå i den varmepåvirkede sonen etter sveising. Fotplaten vil i mange tilfeller være utsatt for en strekkraft normalt på planet fra søylen. Denne strekkraften som blir overført fra søylen til fotplaten gjennom sveisen vil føre til at den varmepåvirkede sonen i fotplaten vil få et tverrstrekk. Se figur 11. Sveisen er merket med svart. Hvis fotplaten da har utviklet laminering vil det kunne forårsake svikt av konstruksjonen.

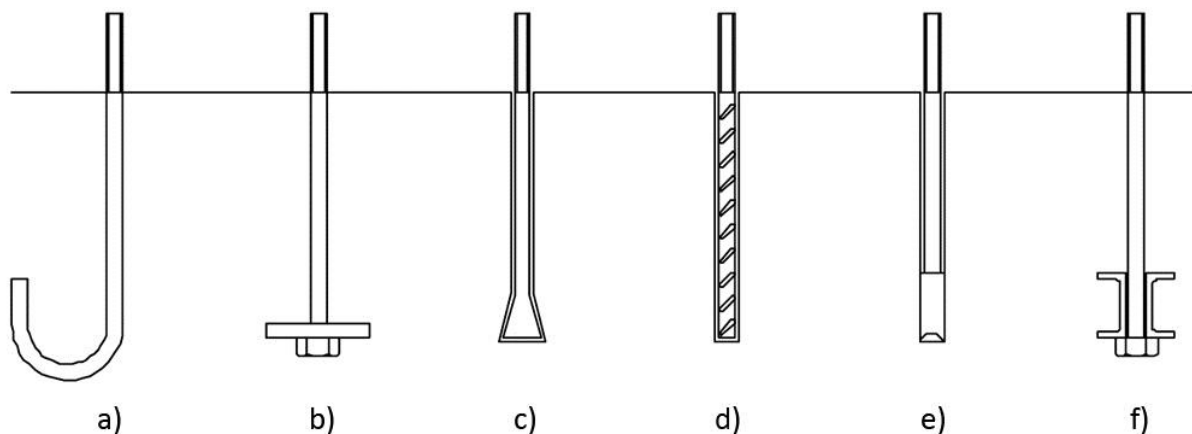


**Figur 11: Laminering av fotplaten i den varmepåvirkede sonen. Sveisen er markert i svart.**

Laminering forårsakes av at den varmepåvirkede sonen krymper under avkjøling. Dette skaper interne spenninger i platen. Hvis urenheter har dannet seg mellom kornene i materialet kan spenningene føre til lamellering som vist på figur 11. Ved fare for laminering må fotplaten dimensjoneres etter Eurokode 3. Del 1-10. Et tiltak mot laminering er å benytte plater av z-kvalitet spesielt utviklet for slike tilfeller. Z-kvalitet er en stål kvalitet som har økt styrke i tykkelsesretningen til platen (definert som z-retningen). Stålprodukter av z-kvalitet er gitt av NS-EN 10164:2004.

### 3.4. Forankringsbolter

Hver forankringsbolt består vanligvis av en boltestang og ett sett med skive og mutter. Boltestenger deles inn i to grupper; innstøpte eller etterfestede bolter. Innstøpte bolter støpes direkte inn i fundamentet. Se figur 12 a) og b). Det anbefales å benytte en sirkulær eller konisk kanal rundt innstøpte bolter for å muliggjøre at øverste del kan beveges slik at søylefoten blir riktig plassert. Kanalene blir i ettertid fylt av understøpen. Etterfestede bolter festes etter støping av fundamentet. Forskjellige festemetoder er undercut bolt, kjemisk fugemasse, ekspanderende anker og festing til innstøpt armering. Se figur 12 henholdsvis c), d), e) og f). Etterfestede bolter må plasseres nøyaktig da de ikke kan justeres i ettertid [12].



**Figur 12: Typer av innstøpte og etterfestede bolter [12].**

Alle alternativer har en form for ankring til betongen som skal hindre utrivning av boltene. Det er vanlig med en forankret lengde på 16 til 18 ganger boltens diameter [9]. Boltestengene må også ha en utstikkende lengde fra betongen slik at montering av fotplaten med understøp, mutter og skive er mulig. Samtidig skal utstikkende lengde gjenges slik at høydejustering av søylefoten tillates. Dette krever typisk en utstikkende lengde på 100 mm eller mer avhengig av størrelsen til fotplaten [12].

Framstillingen av gjengene har betydning for styrken til boltene. Skårne gjenger gir svakere bolter enn valsede gjenger da fibrene i materialet blir avbrutt ved skårne gjenger [13].

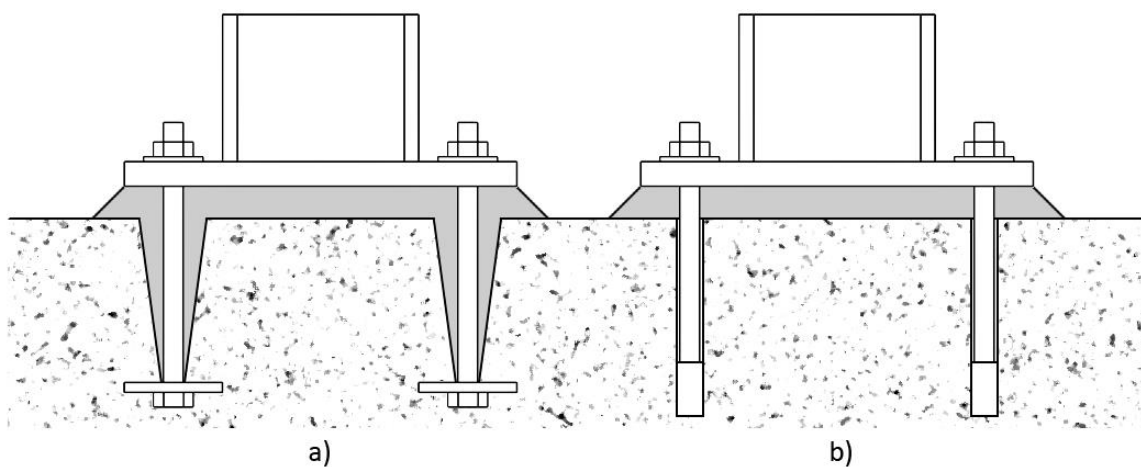
Det foretrekkes minst fire forankringsbolter med en i hvert hjørne av fotplaten. Denne utformingen er mer stabil under og etter oppføring. Den muliggjør også lettere justering av søylens vertikalitet. Når flere forankringsbolter er nødvendig bør ikke boltene være plassert for trangt. Trangt plasserte bolter kan svekke styrken til den resterende betongen til den grad at betongen ikke er sterk nok [12].

Forankringsbolter av fasthetsklasse 8.8 er mest vanlig å benytte. Bolter av samme diameter og lengde bør ikke spesifiseres med forskjellig styrke da dette kan føre til feilmontering. Alle boltene på en søylefot bør dimensjoneres likt. Det anbefales M24 bolter med fotplater opp til 50 mm tykkelse. Over dette anbefales det å øke boltestørrelsen til M36 [9].

Hvis det benyttes sirkulær eller konisk kanal rundt boltene bør diameteren til kanalen være 3 ganger diameteren til boltene og minst 100 mm. Den gjengede delen av boltene bør beskyttes under støping av fundamentet [9].

### 3.5. Understøp

Søyleføtter monteres ofte med et mellomrom til fundamentet. Dette mellomrommet blir benyttet til justering av søylefotens høyde og søylens vertikalitet. Ved at fundamentet ikke blir støpt på akkurat den høyden søylefoten er tiltenkt kreves det mindre nøyaktighet til fundamentets overflate. Vanlig mellomrom er på 25 mm til 50 mm [9]. Justering av søylefoten forklares i kapittel 3.9 Montering. Mellomrommet blir fylt med støpemasse i ettertid av søylefotens montering. Denne støpemassen kan være fin betong, mørtel eller sementbasert ekspanderende fugemasse [12]. Støpemassen blir helt ut under og rundt søylefoten opp til undersiden av fotplaten slik at luftlommer ikke oppstår. Praksisen med understøp benyttes sjelden ved mindre søyleføtter. Figur 13 a) viser understøpen i grått hvor det er benyttet innstøpte bolter med konisk kanal. Figur 13 b) viser understøpen hvor det er benyttet etterfestede bolter med ekspanderende anker.



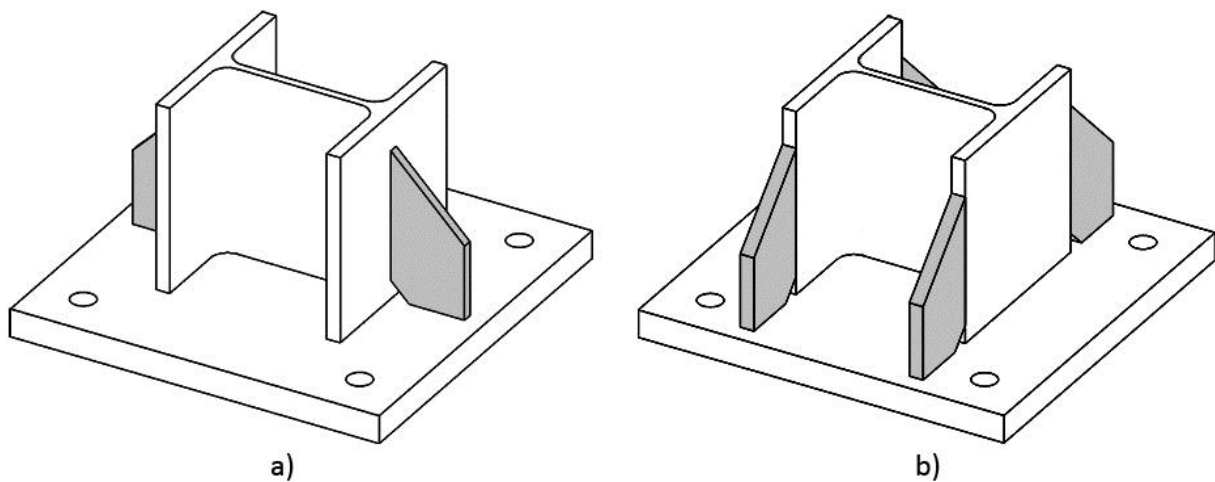
**Figur 13: Søyleføtter med understøp i grått.**

Fastheten til støpemassen bør være like god som fastheten til betongfundamentet. Det er likevel ikke alltid slik i praksis og ved visse forutsetninger kan fastheten til støpemassen være dårligere enn betongfastheten [14].

### 3.6. Fundament

Fundamentet kan støttes direkte av grunnen, underkonstruksjon eller påler nedsatt til fastere grunn. Grunnforholdene bestemmer hvilken løsning som er nødvendig for å holde fundamentet oppe. Utbedring av grunnforholdene som fylling av pukk kan være nødvendig. Ved et større antall søyleføtter på et område er det vanlig med en stor fundamentplate som støtter alle søyleføttene. Fundamentplaten vil være støttet av en underkonstruksjon. Betongfundamenter blir vanligvis forsterket med innstøpte armeringsjern [12].

### 3.7. Avstivninger

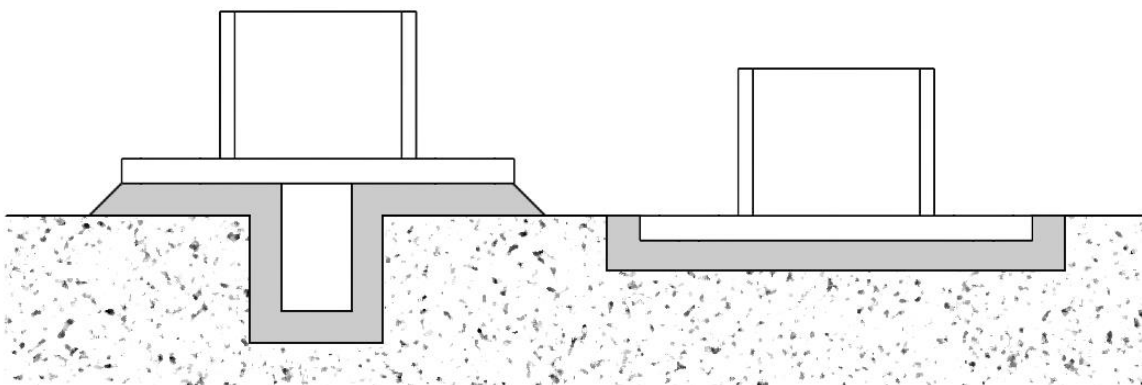


**Figur 14: Vanlig avstivning av sterk og svak akse til en H-profil.**

Avstivninger kuttes vanligvis fra stålplater. De kan også lages av stålprofiler som kanaler. Det bør benyttes samme stål kvalitet som det benyttes til søylen og fotplaten. Tykkelsen til avstivningene bør generelt være proporsjonal med tykkelsen til søylens vegger. Det anbefales en tykkelse ikke mindre enn 10 mm eller høyden av avstivningen delt på 16. Høyden bør være to ganger lengden. Lengden avsluttes 20 mm før kanten av fotplaten. Forankringsbolter bør ha en avstand på 50 mm fra avstivningene [11]. Hjørnet inntil fotplaten og søylen må kuttes da fotplaten og søylen vil være sveiset til hverandre. Altså bør ikke sveisen mellom fotplate og søyle avbrytes ved avstivningene.

Figur 14 a) og b) viser typisk avstivning om henholdsvis sterk og svak akse til en H-profil.

### 3.8. Skjær dybler

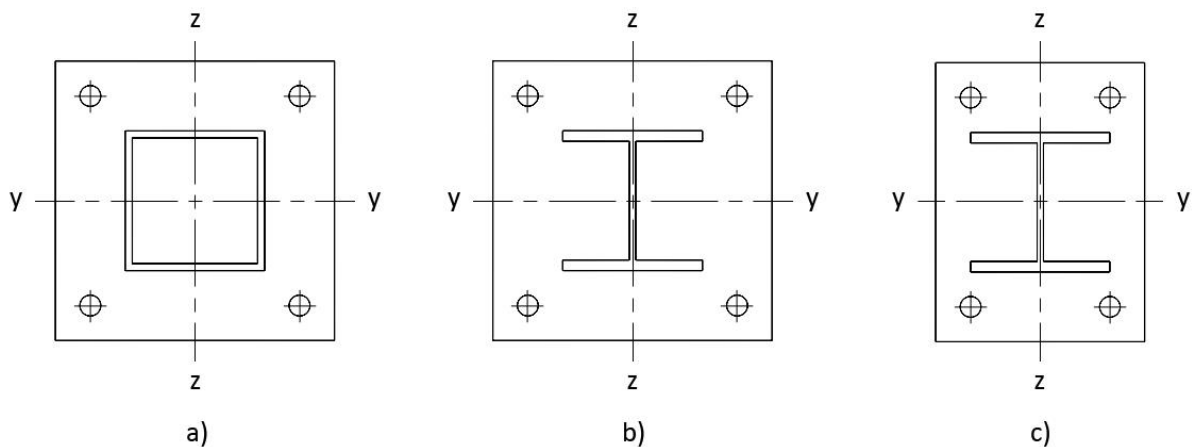


**Figur 15: Skjær dybel og nedsenket fotplate med understøp vist i grått.**

Skjær dybler kan være mindre profiler sveiset til undersiden av fotplaten. En forholdsvis stor overflate behøves i retningen til skjærkraften. H-profiler, rektangulære hulprofiler og solide profiler er vanlig. Et hull tilpasset skjær dybelen kreves i fundamentet. Skjær dybler vanskeliggjør derfor montering og foretrekkes ikke av bygningsarbeidere [12]. Nedsenket fotplate i fundamentet er et alternativ til skjær dybler. Nedsenkningen av fundamentet må være større en fotplaten. Slik at et mellomrom med understøp er mulig både under og på siden av fotplaten. Se figur 15.

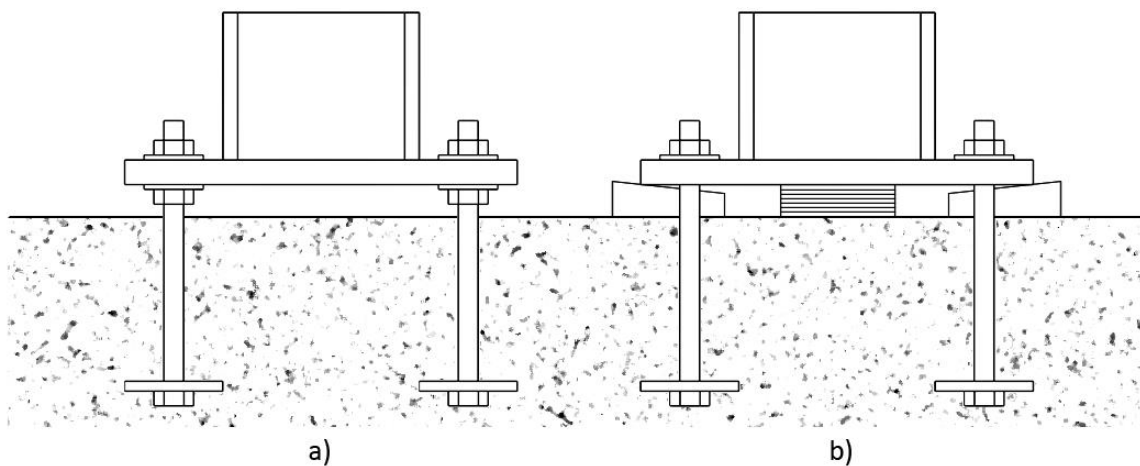
### 3.9. Montering

Et gjennomgående praktisk hensyn er symmetri. Symmetri kan hindre feilmontering av en søylefot. Feilmontering av en søylefot kan i verste fall bety svikt av konstruksjonen og tiltak mot feilmontering bør benyttes. Feilmontering er her ensbetydende med rotasjon av søylefoten om x-aksen. Symmetri om y- og z-aksen og likhet mellom de gir en søylefot som kan roteres 90° eller 180° uten å bli feilmontert. Se figur 16 a). Hvis det derimot er symmetri om y- og z-aksen men ikke likhet kan søylefoten roteres 180° uten å bli feilmontert. For å forhindre 90° rotasjon og feilmontering av en slik søylefot kan en rektangulær fotplate benyttes med et rektangulært boltemønster. Se figur 16 henholdsvis b) og c).



**Figur 16: Symmetri om aksene på søyleføtter.**

Søyleføtter monteres på to forskjellige måter avhengig av størrelsen. Mindre søyleføtter benytter et ekstra sett med skive og mutter på hver forankringsbolt under fotplaten. Søylefoten støttes dermed opp av disse under montering. Ved å vri hver enkelt mutter opp eller ned kan høyden til søylefoten og søylens vertikalitet justeres. Se figur 17 a). Mutterne blir senere støpt inn av understøpen. Vekten justeringsmutterne kan holde oppe er begrenset. Derfor benyttes det vanligvis en mengde tynne stålskiver for høydejustering. Stålskivene blir plassert på midten mellom fundamentet og fotplaten til riktig høyde blir nådd. Midlertidige kiler på hver side av fotplaten forenkler høydejusteringen og tas bort før understøpen blir støpt [12]. Se figur 17 b).



**Figur 17: Montering av søyleføtter.**

## 4. BEREGNING ETTER EUROKODE 3

Dette kapitlet omhandler beregning av søyleføtter etter Eurokode 3. Det er rettet spesielt mot utregninger som er spesifikke til søyleføtter og disse blir grundig gjennomgått. Andre relevante utregningsmetoder vises også men vil være forenklede metoder eller en enkel forklaring. Denne rapporten har en gjennomgående inndeling etter definerte delkomponenter i en søylefot. Samme inndeling blir benyttet i dette kapitlet og gjør det enkelt å finne utregningsmetoder for akkurat den delkomponenten som behøves. Samtidig er Eurokode 3 delt inn i basiskomponenter. Forskjellen mellom delkomponenter og basiskomponenter er at basiskomponentene spesifiserer ytterligere ned til lastvirkningen som påkjenner delkomponenten. Derfor vil de forskjellige kapitlene inneholde de relevante basiskomponentene fra Eurokode 3. Når alle delkomponentene er gjennomgått kommer tre kapitler som omhandler søylefotens kapasitet i sin helhet.

Formler og informasjon i dette kapitlet er fra Eurokode 3: Del 1-8 om ikke andre kilder er gitt [15].

### 4.1. Beregningsgrunnlag

Dimensjonering etter Eurokode 3 tar utgangspunkt i den karakteristiske lasten  $F_k$  som er påsatt en komponent og den karakteristiske motstanden  $f_k$  komponenten har mot lasten. Karakteristisk last kan sies å være det beste estimatet på lasten komponenten må bære samtidig som karakteristisk motstand er det beste estimatet på motstanden til komponenten. Karakteristisk motstand kan være for eksempel flytegrensen  $f_y$  eller strekkfastheten  $f_u$  til materialet. Men selv det beste estimatet er ikke trygt nok å benytte og en form for sikkerhetsfaktor må inkluderes. Lastfaktoren  $\gamma_f$  og materialfaktoren  $\gamma_M$  innføres for å være på trygg side i forhold usikkerheter knyttet til lasten og materialet. Dette gir oss den dimensjonerende lastvirkningen  $F_{Ed}$  og den dimensjonerende kapasiteten til komponenten  $F_{Rd}$  som benyttes ved utregningene [16]:

$$F_{Ed} = F_k \gamma_f \quad (4.1.1)$$

$$F_{Rd} = f_k / \gamma_M \quad (4.1.2)$$

Hvor lastfaktoren  $\gamma_f$ :

$$\gamma_f = 1,5 \quad (4.1.3)$$

Materialfaktoren  $\gamma_M$  er avhengig av hva som blir dimensjonert. Tabell 1 viser de forskjellige verdiene av  $\gamma_M$  som benyttes i denne rapporten. Verdiene for materialfaktorene er bestemt i nasjonalt tillegg i Eurokode 3: Del 1-8 og vil derfor være annerledes i andre land.

**Tabell 1: Verdier av materialfaktoren.**

Bruksområde	Materialfaktor
Tverrsnittskapasitet	$\gamma_{M0} = 1,05$
Skrue- og sveiseforbindelser	$\gamma_{M2} = 1,25$
Betongens kapasitet	$\gamma_c = 1,50$



Dimensjoneringskriteriet i Eurokode 3 blir dermed at den dimensjonerende lastvirkningen skal være mindre enn den dimensjonerende kapasiteten til komponenten gitt av formelen:

$$F_{Ed} \leq F_{Rd} \quad (4.1.4)$$

Eurokode 3: Del 1-8 er basert på en metode kalt komponentmetoden. Komponentmetoden deler først knutepunktet som skal dimensjoneres ned i en rekke basiskomponenter. En basiskomponent er en del av en hovedkomponent som er belastet av en spesifikk lastvirkning. Et eksempel er effektivt t-stykke påkjent av strekk. Hver av disse basiskomponentene blir deretter dimensjonert hver for seg slik at de har en egen kapasitet. Når alle nødvendige basiskomponenter er ferdig dimensjonert blir de satt sammen til én komponent igjen hvor den dimensjonerende kapasiteten til hovedkomponenten kan utregnes fra kapasiteten til hver enkelt basiskomponent. Komponentmetoden er direkte rettet mot søyleføtter hvor søylen benyttet enten er I- eller H-profil.

Tillatte konstruksjonsstål er fasthetsklassene S235, S275, S355, S420, S460 samt forskjellige behandlede versjoner av disse. En oversikt over fasthetsklasser som kan benyttes til varmvalsene I- og H-profiler vises i tabell 2 og en oversikt over fasthetsklasser som benyttes til varm- og kaldvalsede hulprofiler vises i tabell 3. Tabellene viser ikke alle mulige klasser men kun de mest vanlige som benyttes i denne rapporten.

**Tabell 2: Vanlige fasthetsklasser for varmvalsede I- og H-profiler [16].**

Standard og fasthetsklasse	Nominell platetykkelse (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
<b>EN 10025-2</b>				
S235	235	360	215	360
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	470
S450	440	550	410	550

**Tabell 3: Vanlige fasthetsklasser for varm- og kaldvalsede hulprofiler [16].**

Standard og fasthetsklasse	Nominell platetykkelse (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
<b>EN 10210-1</b>				
S235 H	235	360	215	360
S275 H	275	430	255	410
S355 H	355	510	335	470
<b>EN 10219-1</b>				
S235 H	235	360		
S275 H	275	430		
S355 H/ML	355	510		

Standard EN 10210-1 omhandler varmvalsede hulprofiler og standard EN 10219-1 omhandler kaldvalsede hulprofiler. Merk deg at flytegrensen og strekkfastheten er avhengig av tykkelsen.

## 4.2. Søyle

En enkel forklaring av søyledimensjonering vises for rask kontroll av søylens kapasitet ved dimensjonering av søyleføtter. Kapitlene 4.2.1 til 4.2.3 gir derfor ikke fullstendig metode for kontroll av søylens kapasitet men kan benyttes for å finne hvilken søyleprofil man skal starte med. For en fullstendig kontroll må Eurokode 3: Del 1-1 benyttes [17]. Det antas for enkelhet at søyleprofilen som benyttes kan utvikle maks plastisk momentmotstand slik at søylen kan dimensjoneres plastisk. Dette betyr tverrsnittsklasse 1 eller 2 hvor lokal knekking er relevant [17].

Kapitlene 4.2.4 Steg i søyle med tverrstrekk og 4.2.5 Trykkpåkjent bjelkeflens og -steg gjelder spesifikt for søyleføtter og tar hensyn til at søylen er spesielt utsatt like ovenfor søylefoten. Her er fullstendig metode vist for kontroll av søylens kapasitet etter Eurokode 3: Del 1-8.

### 4.2.1. Aksialkraftkapasitet

Plastisk dimensjonering gir følgende strekkapasitet  $N_{t,Rd}$ :

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = (A f_y) / \gamma_{M0} \quad (4.2.1)$$

Formelen forutsetter et tverrsnitt med areal  $A$  uten boltehull. For tverrsnittsarealer med hull må andre formler benyttes. Plastisk dimensjonering gir med tverrsnittsklasse 1 og 2 en trykkapasitet:

$$N_{c,Rd} = (A f_y) / \gamma_{M0} \quad (4.2.2)$$

Formel 4.2.1 og 4.2.2 gjelder for søyler hvor kun aksialkraft opptrer. Hvis andre krefter opptrer samtidig må det tas hensyn til effektene de forskjellige kreftene har på kapasiteten.

### 4.2.2. Momentkapasitet

Følgende momentkapasitet gjelder når det er bøyning om én tverrsnittsakse:

$$M_{pl,Rd} = (W_{pl} f_y) / \gamma_{M0} \quad (4.2.3)$$

Formel 4.2.3 kan kun benyttes ved tverrsnittsklassene 1 og 2 som muliggjør plastisk dimensjonering.

### 4.2.3. Skjærkapasitet

Plastisk skjærkapasitet når torsjon ikke opptrer er gitt av følgende formel:

$$V_{pl,Rd} = (A_v f_y) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) \quad (4.2.4)$$

Formel 4.2.4 inneholder et skjærareal  $A_v$  som er avhengig av profilen. Valsede I- og H-profiler hvor skjærkraften er parallell med steget:

$$A_v = A - (2 b t_f) + (t_w + 2r) t_f \quad (4.2.5)$$

Valsede rektangulære hulprofiler med skjærkraften parallell med høyden:

$$A_v = (A h) / (b + h) \quad (4.2.6)$$

Sveisede I- og H-profiler samt rektangulære hulprofiler med skjærkraften parallell med steget:

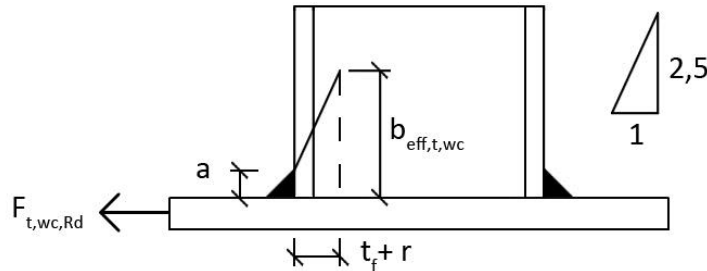
$$A_v = \sum (h_w t_w) \quad (4.2.7)$$

Sirkulære hulprofiler:

$$A_v = (2 A) / \pi \quad (4.2.8)$$

Når skjærkrefter oppstår samtidig som bøyemoment vil momentkapasiteten reduseres. Men så lenge skjærkreftene er mindre enn halvparten av søylens skjærkapasitet kan denne effekten neglisjeres.

#### 4.2.4. Steg i søyle med tverrstrekk



**Figur 18: Størrelser for beregning av effektiv bredde til et søylesteg påkjent av tverrstrekk.**

Et steg i en søyle med tverrstrekk har en strekkapasitet på tvers av steget  $F_{t,wc,Rd}$  på følgende:

$$F_{t,wc,Rd} = (\omega b_{eff,t,wc} t_w f_y) / \gamma_{M0} \quad (4.2.9)$$

Hvor  $\omega$  en reduksjonsfaktor for interaksjonen mellom skjær og momentkrefter. For en søylefot:

$$\omega = 1 / \sqrt{1 + 1,3 (b_{eff,t,wc} t_w / A_v)^2} \quad (4.2.10)$$

Se kapittel 4.2.3 for skjærarealet  $A_v$ .  $t_w$  er tykkelsen til steget,  $f_y$  er flytegrensen til steget og  $b_{eff,t,wc}$  er den effektive bredden til søylesteget påkjent av tverrstrekk. Slik jeg forstår det må den effektive bredden til søylesteget påkjent av tverrstrekk tilpasses for å kunne benytte metoden til beregning av søyleføtter. Den effektive bredden vist på figur 18 er dermed endret i forhold til Eurokode 3: Del 1-8:

$$b_{eff,t,wc} = \sqrt{2} a + 2,5 (t_f + r) \quad (4.2.11)$$

Hvor "a" er a-målet til sveisen mellom søyle og fotplate.  $t_f$  er tykkelsen til flensen og "r" er søyleprofilens radius ved overgangen fra flens til steg. Hvis søyleprofilen er sveiset må "r" byttes ut med  $\sqrt{2} a_c$  hvor  $a_c$  er a-målet til søyleprofilens sveis. Se figur 18 for alle størrelser.

#### 4.2.5. Trykkpåkjent søyleflens og -steg

Når en søylefot er påkjent et bøyemoment og en trykkraft vil det utvikle seg en trykksone i søylens ene flens samt litt av steget. Søylene er spesielt utsatt for ustabilitet i dette området. Den trykkpåkjente søyleflensen sammen med steget har en dimensjonerende trykkapasitet  $F_{c,fc,Rd}$  som er avhengig av dimensjonerende momentkapasitet for søyleprofilen  $M_{c,Rd}$ :

$$F_{c,fc,Rd} = M_{c,Rd} / (h - t_f) = M_{c,Rd} / h_f \quad (4.2.12)$$

Hvor h er høyden til søyleprofilen og  $t_f$  er søylens flenstykkelse. Se figur 23 for illustrasjon av  $h_f$ .

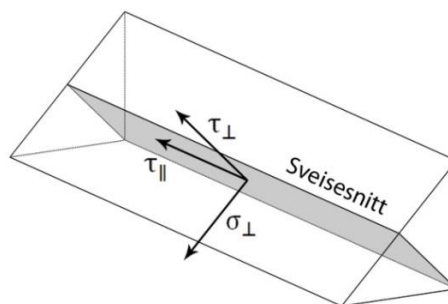
### 4.3. Kilsveis

Det er to mulige metoder for dimensjonering av kilsveis. Retningsmetoden og forenklet metode. Retningsmetoden blir vist gjennom utledede formler [18]. Bruken av de utledede formlene for tverrgående og parallelle kilsveiser forutsetter plastisk dimensjonering. Dette gjør det mulig å fordele hvordan kreftene skal overføres så lenge fordelingen er i likevekt med de ytre lastvirkninger. Det er vanlig at sveisene parallelt med eventuelle skjærkrefter dimensjoneres for å overføre dette alene. Tverrgående sveiser må da overføre eventuelle strekkrefter og momenter.

#### 4.3.1. Retningsmetoden

Retningsmetoden kan benyttes for å finne dimensjonerende kapasitet av sveisen avhengig av retningen. Ved å dekomponere den dimensjonerende lastvirkningen ned til spenninger i sveisesnittet kan retningsbestemte formler for sveisens kapasitet utledes. Se figur 19.

- $\sigma_{\perp}$  normalspenning normalt på sveisesnittet
- $\sigma_{\parallel}$  normalspenning parallelt med sveisens lengde
- $\tau_{\perp}$  skjærspenning normalt på sveisens lengde i sveisesnittet
- $\tau_{\parallel}$  skjærspenning parallelt med sveisens lengde i sveisesnittet



**Figur 19: Spenninger i sveisesnittet.**

Normalspenningen parallelt med sveisens lengde  $\sigma_{\parallel}$  kan ses bort fra ved beregning av sveisens kapasitet. Spenningene  $\sigma_{\perp}$ ,  $\tau_{\perp}$  og  $\tau_{\parallel}$  må dermed dekomponeres fra den påsatte lasten. Den jamførte spenningen  $\sigma_{jf}$  beregnet ut fra de dekomponerte spenningene må deretter oppfylle følgende krav:

$$\sigma_{jf} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad (4.3.1)$$

$$\sigma_{\perp} \leq (0,9 f_u) / \gamma_{M2} \quad (4.3.2)$$

$f_u$  er stålets strekkfasthet,  $\beta_w$  er en korrelasjonsfaktor avhengig av stålqualiteten og  $\gamma_{M2}$  er en materialfaktor gitt i kapittel 4.1 Beregningsgrunnlag. Tabell 4 gir verdier for korrelasjonsfaktoren.

**Tabell 4: Korrelasjonsfaktor avhenger av stålqualiteten.**

Stålqualitet	S235	S275	S355	S420	S460
Korrelasjonsfaktor $\beta_w$	0,8	0,85	0,9	1,0	1,0

Det dimensjonerende arealet av sveisen  $A_w$  er gitt ved:

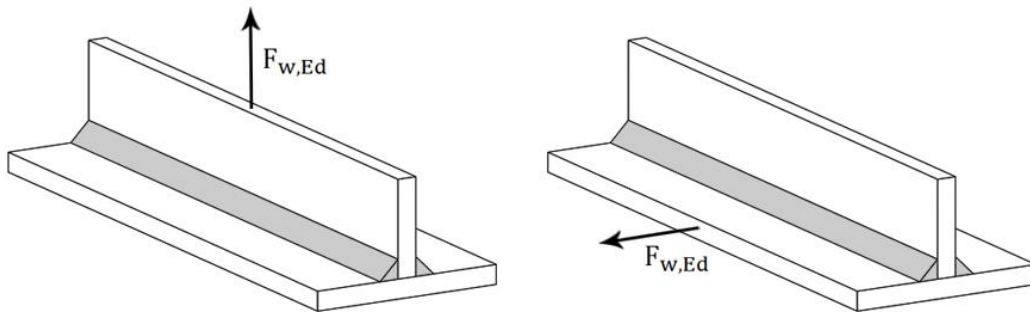
$$A_w = \sum a l \quad (4.3.3)$$

Hvor  $a$  er sveisens  $a$ -mål og  $l$  er sveisens effektive lengde. Den dimensjonerende kapasiteten til sveisen  $F_{w,Rd}$  må være større enn den dimensjonerende lastvirkningen  $F_{w,Ed}$ :

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} \quad (4.3.4)$$

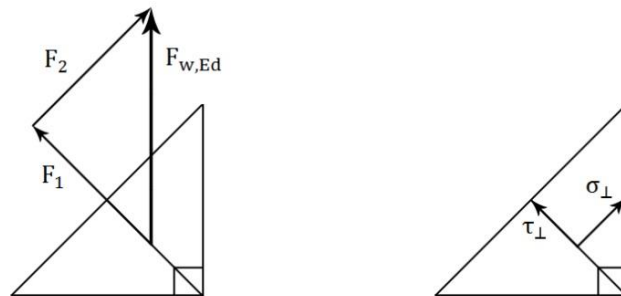
#### 4.3.2. Tverrgående kilsveis

Alle kilsveiser på en søylefot som står på tvers av en lastvirkning er en tverrgående kilsveis. Se figur 20 for illustrasjon.



**Figur 20: Tverrgående kilsveis.**

I en tverrgående kilsveis kan lastvirkningen  $F_{w,Ed}$  dekomponeres til  $F_1$  og  $F_2$ . Deles kreftene  $F_1$  og  $F_2$  på sveisens areal får vi normalspenningen  $\sigma_{\perp}$  og skjærspenningen  $\tau_{\perp}$  i sveisesnittet. Ingen krefter virker i retningen til  $\tau_{\parallel}$  og denne kan fjernes. Se figur 21 for illustrasjon og formlene 4.3.5 til 4.3.8.



**Figur 21: Dekomponering av lastvirkningen.**

$$F_1 = F_{w,Ed} \cos 45^\circ = F_{w,Ed} / \sqrt{2} \quad (4.3.5)$$

$$F_2 = F_{w,Ed} \sin 45^\circ = F_{w,Ed} / \sqrt{2} \quad (4.3.6)$$

$$\sigma_{\perp} = F_1 / A_w = F_{w,Ed} / (\sqrt{2} a l) \quad (4.3.7)$$

$$\tau_{\perp} = F_2 / A_w = F_{w,Ed} / (\sqrt{2} a l) \quad (4.3.8)$$

$A_w$  er gitt i formel 4.3.3. Setter  $\sigma_{\perp} = \tau_{\perp}$  og  $\tau_{\parallel} = 0$  inn i formel 4.3.1 og får jamført spenning:

$$\sigma_{jf} = \sqrt{4 \sigma_{\perp}^2} = 2 \sigma_{\perp} \quad (4.3.9)$$

Den jamførte spenningen kontrolleres mot dimensjoneringskriteriet i formel 4.3.1:

$$\sigma_{jf} = 2 \sigma_{\perp} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \rightarrow \sigma_{\perp} \leq f_u / (2 \beta_w \gamma_{M2}) \quad (4.3.10)$$

Løses formel 4.3.7 for  $F_{w,Ed}$  og settes inn i kraftkapasitetskriteriet i formel 4.3.4 fås:

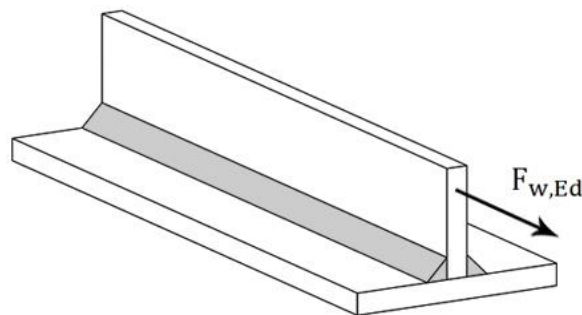
$$\sigma_{\perp} \sqrt{2} a l = F_{w,Rd} \rightarrow \sigma_{\perp} = F_{w,Rd} / (\sqrt{2} a l) \quad (4.3.11)$$

De to uttrykkene for  $\sigma_{\perp}$  i formel 4.3.10 og 4.3.11 settes sammen og løses for den dimensjonerende kapasiteten til sveisen:

$$F_{w,Rd} / (\sqrt{2} a l) = f_u / (2 \beta_w \gamma_{M2}) \rightarrow F_{w,Rd} = (f_u a l) / (\sqrt{2} \beta_w \gamma_{M2}) \quad (4.3.12)$$

### 4.3.3. Parallell kilsveis

Parallele kilsveiser er alle kilsveiser som er parallelle med lastvirkningen. Se figur 22.



**Figur 22: Parallell kilsveis.**

Ingen dekomponering behøves i en parallell kilsveis. Skjærspenningen  $\tau_{\parallel}$  i sveisesnittet kommer direkte ved å dele lastvirkningen  $F_{w,Ed}$  på sveisens areal da de har samme retning:

$$\tau_{\parallel} = F_{w,Ed} / A_w = F_{w,Ed} / (a l) \quad (4.3.13)$$

$A_w$  er gitt i formel 4.3.3. Setter  $\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 0$  inn i formel 4.3.1 og får jamført spenning:

$$\sigma_{jf} = \sqrt{3} \tau_{\parallel}^2 = \sqrt{3} \tau_{\parallel} \quad (4.3.14)$$

Den jamførte spenningen kontrolleres mot dimensjonskriteriet i formel 4.3.1:

$$\sigma_{jf} = \sqrt{3} \tau_{\parallel} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \rightarrow \tau_{\parallel} \leq f_u / (\sqrt{3} \beta_w \gamma_{M2}) \quad (4.3.15)$$

Løses formel 4.3.13 for  $F_{w,Ed}$  og settes inn i kraftkapasitetskriteriet i formel 4.3.4 fås:

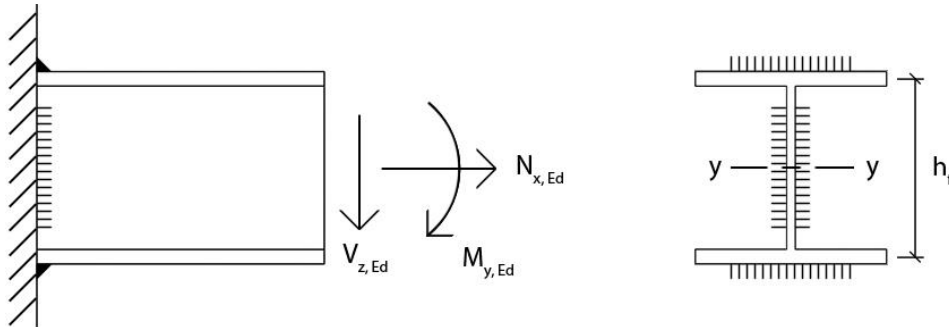
$$\tau_{\parallel} a l = F_{w,Rd} \rightarrow \tau_{\parallel} = F_{w,Rd} / (a l) \quad (4.3.16)$$

De to uttrykkene for  $\tau_{\parallel}$  i formel 4.3.15 og 4.3.16 settes sammen og løses for den dimensjonerende kapasiteten til sveisen:

$$F_{w,Rd} / (a l) = f_u / (\sqrt{3} \beta_w \gamma_{M2}) \rightarrow F_{w,Rd} = (f_u a l) / (\sqrt{3} \beta_w \gamma_{M2}) \quad (4.3.17)$$

#### 4.3.4. Bøyepåkjent kilsveis

Plastisk dimensjonering av sveis muliggjør inndeling av sveisen for overføring av forskjellige krefter. Ved opptredende bøyemoment dimensjoneres flenssveisene for å kunne overføre hele bøyemomentet alene. Ved aksialkrefter i tillegg til bøyemoment må flenssveisene overføre både bøyemoment og aksialkrefter. Stegsveisene er dermed ledige for å overføre eventuelle skjærkrefter som opptrer samtidig. For å kunne dimensjonere flenssveisene må maks strekkraft i flensen utregnes. Ved bøyemoment  $M_{y,Ed}$  om sterk akse i søyletverrsnittet og strekkraft  $N_{x,Ed}$  langs søylen vil maks strekkraft opptre i øverste flens på figur 23. Trykkrefter settes som negative i formel 4.3.18.



Figur 23: Bøyepåkjent kilsveis.

Maks strekkraft og dermed dimensjonerende lastvirkning  $N_{f,1,Ed}$  i flensen vil da være:

$$N_{f,1,Ed} = (M_{y,Ed} / h_f) + (N_{x,Ed} / 2) \quad (4.3.18)$$

Dimensjonerende lastvirkning må oppfylle kraftkapasitetskriteriet i formel 4.3.4. Da flenssveisene er tverrgående kilsveiser kan den dimensjonerende kapasitet utledet til formel 4.3.12 benyttes:

$$N_{f,1,Ed} \leq F_{w,Rd} = (f_u a l) / (\sqrt{2} \beta_w \gamma_{M2}) \quad (4.3.19)$$

Stegsveisene kan dimensjoneres direkte etter parallell kilsveis ved å benytte utledet formel 4.3.17:

$$V_{z,Ed} \leq F_{w,Rd} = (f_u a l) / (\sqrt{3} \beta_w \gamma_{M2}) \quad (4.3.20)$$

#### 4.3.5. Vridepåkjent kilsveis

En sirkulær søyle kan være påsatt et vridemoment  $M_{v,x,Ed}$  om x-aksen. Sveisen mellom den sirkulære søylen og fotplaten må da overføre et vridemoment som gir skjærspenningen  $\tau_{||}$ :

$$\tau_{||} = M_{v,x,Ed} / W_v = M_{v,x,Ed} / ((\pi/16) (D^4 - d^4) / D) \quad (4.3.21)$$

Hvor  $W_v$  er sveisens motstandsmoment mot vridning. Sveisen vil ha en innerdiameter  $d$  lik søylens ytterdiameter og en ytterdiameter  $D$ :

$$D = d + 2 a \quad (4.3.22)$$

Skjærspenningen  $\tau_{||}$  kan tenkes parallell med vridemomentet  $M_{v,x,Ed}$  og vil gi en jamført spenning lik en parallell kilsveis på formel 4.3.14. Det gir skjærspenningen  $\tau_{||}$  lik formel 4.3.15:

$$\tau_{||} \leq f_u / (\sqrt{3} \beta_w \gamma_{M2}) \quad (4.3.23)$$

## 4.4. Fotplate

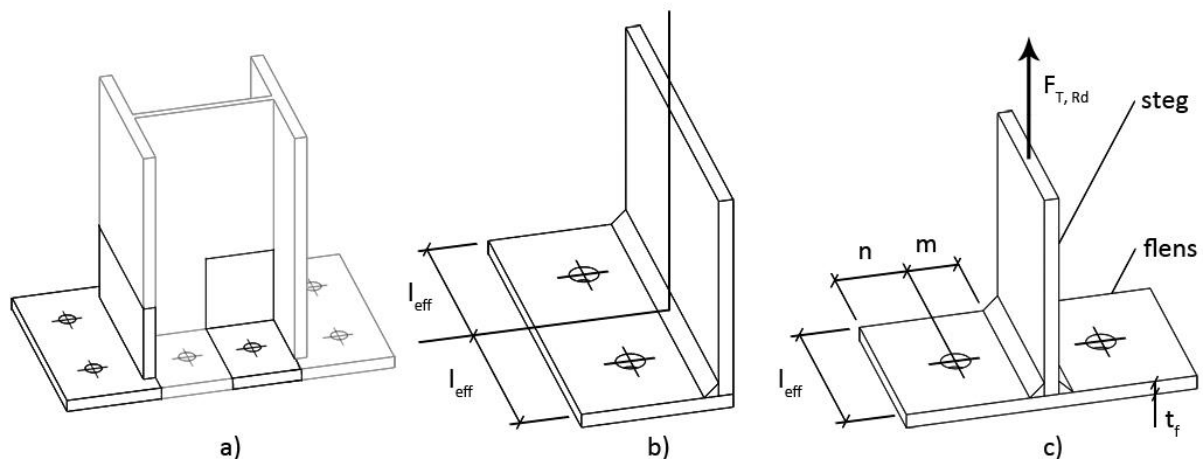
Fotplaten blir betraktet som en fleksibel plate. Spenningene blir fordelt utover fotplaten avhengig av formen på søylen som påfører kreftene. Spenningene blir altså fordelt utover et areal som tilsvarer søylens fottrykk. En slik betraktning med fleksibel plate gir en fotplate som bøyes avhengig av lastfaktorene. Bøyningen vil påvirke søylefotens stivhet og styrke.

Den fleksible fotplaten deles opp, tilnærmes deretter til et antall ekvivalente rigide t-stykker og blir dimensjonert med plastisk fordeling av spenningene [19]. Tilnærmingen er gitt i kapittel 4.4.1 Ekvivalent t-stykke påkjent av strekk og kapittel 4.4.2 Ekvivalent t-stykke påkjent av trykk. Hver del av fotplaten dimensjoneres etter et ekvivalent t-stykke. En søylefot belastet av et bøyemoment gir da én flens med strekk og én med trykk som hver for seg tilnærmes til et ekvivalent t-stykke med henholdsvis strekk og trykk.

Friksjonskapasiteten til kontaktflaten mellom fotplaten og understøpen er gitt i kapittel 4.4.3.

### 4.4.1. Ekvivalent t-stykke påkjent av strekk

Tilnærmingen av en søylefot til et t-stykke påkjent av strekk vises på figur 24. Flensene til søylen deles opp og modelleres fra figur 24 a) gjennom b) og til det teoretiske t-stykket vist ved c). Steget til søylen deles opp og modelleres direkte fra a) til c) forutsatt bolter på hver side av steget. Altså vil hver del av søylefoten som har bolter modelleres til hvert sitt ekvivalente t-stykke med én bolterad som c) viser. T-stykker kan modelleres med flere bolterader. T-stykker med én bolterad gir enklere utregning samtidig som det tar bedre hensyn til forskjellige krefter i bolteradene. Metoden kan benyttes på I- og H-profil. Samt en alternativ metode for rektangulære og kvadratiske hulprofiler.



**Figur 24:** Tilnærming av en søylefot påkjent av strekk til et t-stykke.

Den dimensjonerende strekkapasiteten  $F_{T,Rd}$  til t-stykkets flens er avhengig av bruddformene som kan oppstå i flensen og boltene. For å benytte denne kapasiteten som fotplatens kapasitet må en teoretisk effektiv lengde  $l_{eff}$  til t-stykket defineres slik at bruddformene og lastvirkningene for det ekvivalente t-stykket og fotplaten er den samme. Tilnærmingen til et ekvivalent t-stykke innfører også et helt rigid underlag og hevarmskrefter fra underlaget mot t-stykket kan oppstå [20]. Hevarmskrefter oppstår kun ved kontakt mellom underlaget og t-stykket. Da søylefotter benytter lange forankringsbolter kan forlengelsen av boltene hindre kontakt og i et slikt tilfelle oppstår ikke



hevarmkrefter. Vanlig boltelengde som benyttes til søyleføtter fører oftest til en situasjon uten hevarmkrefter. Bestemmelsen hvorvidt hevarmkrefter oppstår eller ikke gjøres ved en grenseverdi. Hvis boltens tøyningsslengde  $L_b$  er større enn øvre grense for hevarmkrefter  $L_b^*$  vil ikke hevarmkrefter oppstå. Altså vil ingen hevarmkrefter oppstå hvis:

$$L_b > L_b^* = (8,8 \text{ m}^3 A_s n_b) / (\sum l_{\text{eff},1} t_f^3) \quad (4.4.1)$$

Boltens tøyningsslengde  $L_b$  er definert som 8 ganger nominell boltediameter pluss tykkelsen til understøpen, fotplaten, skiven og halve mutterhøyden. "m" er avstanden mellom boltehull og steg minus  $0,8 \sqrt{2}$  ganger sveisens a-mål.  $A_s$  er boltens spenningsareal.  $n_b$  er antall bolterader (2 bolter per rad).  $\sum l_{\text{eff},1}$  forklares under **Effektiv lengde**.  $t_f$  er tykkelsen til t-stykkets flens.

Det er fire forskjellige mulige bruddformer. Hevarmkrefter oppstår ved bruddform 1 og 2 men ikke for bruddform 3 og 1-2. Hvis formel 4.4.1 gir opptredende hevarmkrefter skal strekkapasiteten  $F_{T,Rd}$  til t-stykket settes til den minste av strekkapasitetene til de tre bruddformene 1, 2 og 3:

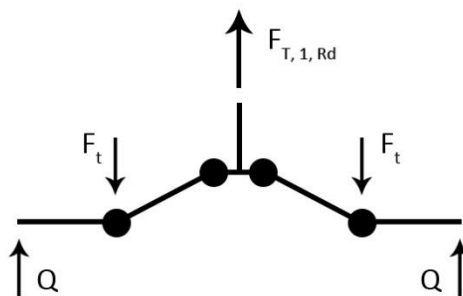
$$F_{T,Rd} = \min ( F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd} ) \quad (4.4.2)$$

Hvis formel 4.4.1 ikke gir hevarmkrefter skal strekkapasiteten  $F_{T,Rd}$  til t-stykkets settes til den minste av strekkapasitetene til de to bruddformene 3 og 1-2:

$$F_{T,Rd} = \min ( F_{T,3,Rd}, F_{T,1-2,Rd} ) \quad (4.4.3)$$

#### Bruddform 1:

Bruddform 1 kommer av fullstendig flytning i flensen. Boltene har en større kapasitet enn flensen og flensen gir dermed etter før boltene forlenges eller brytes. Flensen får flyteledd både ved overgang fra flens til steg og ved boltene. Da fotplaten bøyes samtidig som boltene ikke forlenges vil hevarmkrefter  $Q$  oppstå ved ytterste del av t-stykkets flens. Se figur 25.



**Figur 25: Bruddform 1.**

Strekkapasiteten  $F_{T,1,Rd}$  til bruddform 1 er gitt av:

$$F_{T,1,Rd} = (4 M_{pl,1,Rd}) / m \quad (4.4.4)$$

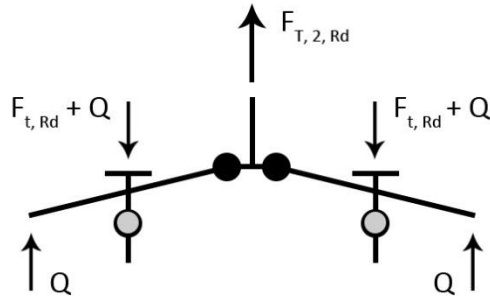
Hvor den plastiske momentkapasiteten  $M_{pl,1,Rd}$  til platen som flensen representerer er:

$$M_{pl,1,Rd} = (0,25 \sum l_{\text{eff},1} t_f^2 f_y) / \gamma_{M0} \quad (4.4.5)$$

$f_y$  er materialets flytegrense og  $\gamma_{M0}$  er en materialfaktor.

### Bruddform 2:

Bruddform 2 kommer av bolter som er tilpasset flensen. Altså er kapasiteten til boltene og flensen omtrent den samme. Det oppstår flyteledd i flensen ved overgang fra flens til steg samtidig som det oppstår strekk i boltene. Forlengelsen av boltene er liten slik at hevarmkrefter oppstår i dette tilfellet også. Hevarmkreftene gir større belastning på boltene og gir til slutt et brudd i boltene. Se figur 26.



Figur 26: Bruddform 2.

Strekkkapasiteten  $F_{T,2,Rd}$  til bruddform 2 er gitt av:

$$F_{T,2,Rd} = (2 M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}) / (m + n) \quad (4.4.6)$$

Hvor  $\sum F_{t,Rd}$  er den totale strekkkapasiteten for alle boltene i t-stykket. "n" vist på figur 24 c) må være:

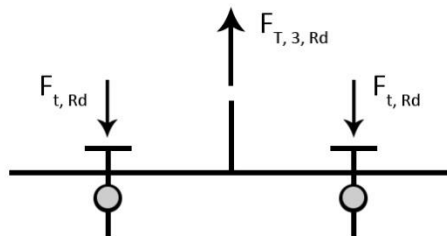
$$n \leq 1,25 m \quad (4.4.7)$$

Den plastiske momentkapasiteten  $M_{pl,2,Rd}$  til platen:

$$M_{pl,2,Rd} = (0,25 \sum l_{eff,2} t_f^2 f_y) / \gamma_{M0} \quad (4.4.8)$$

### Bruddform 3:

Bruddform 3 kommer av bolter som har mindre kapasitet enn flensen. Det vil oppstå flytning i boltene uten noen flytning i flensen. Da flensen ikke gir etter vil ingen hevarmkrefter oppstå når boltene forlenges. Resultatet er brudd i boltene. Se figur 27.



Figur 27: Bruddform 3.

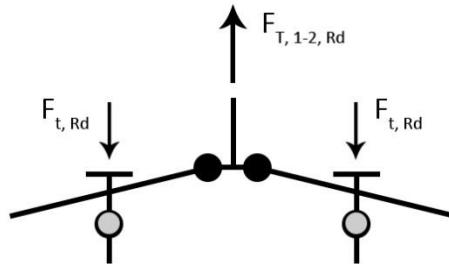
Strekkkapasiteten  $F_{T,3,Rd}$  til bruddform 3 er gitt av:

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} \quad (4.4.9)$$

Altså den totale strekkkapasiteten for alle boltene i t-stykket. Se kapittel 4.5 Forankringsbolter.

### Bruddform 1-2:

Bruddform 1-2 skjer spesielt for søyleføtter med lange forankringsbolter. Her er tøyningsslengden til boltene så lang slik at bolteforlengelsen er stor nok til å hindre dannelse av hevarmkrefter. Avhengig av hva som har størst kapasitet vil det enten resultere i flytning i flensen ved overgang fra flens til steg eller brudd av boltene. Se figur 28.



Figur 28: Bruddform 1-2.

Strekkapasiteten  $F_{T,1-2,Rd}$  til bruddform 1-2 er gitt av:

$$F_{T,1-2,Rd} = (2 M_{pl,1,Rd}) / m \quad (4.4.10)$$

Se formel 4.4.5 for den plastiske momentkapasiteten  $M_{pl,1,Rd}$ .

### Effektiv lengde:

Effektiv lengde er en teoretisk lengde som benyttes for utregning av plastisk momentkapasitet til t-stykkets flens. En effektiv lengde representerer den korteste flytelinje som kan utvikle seg ved flytning i flensen. Hver effektiv lengde  $l_{eff}$  gjelder for én bolterad. Se figur 24 c). Hvis et t-stykke har flere bolterader  $n_b$  må summert effektiv lengde  $\sum l_{eff}$  av de enkelte bolteradenes effektive lengde benyttes. For t-stykker med én bolterad settes dermed  $\sum l_{eff,1}$  fra formel 4.4.5 til:

$$\sum l_{eff,1} = l_{eff,1} \quad (4.4.11)$$

Det samme kan gjøres med  $\sum l_{eff,2}$  fra formel 4.4.8 ved kun én bolterad:

$$\sum l_{eff,2} = l_{eff,2} \quad (4.4.12)$$

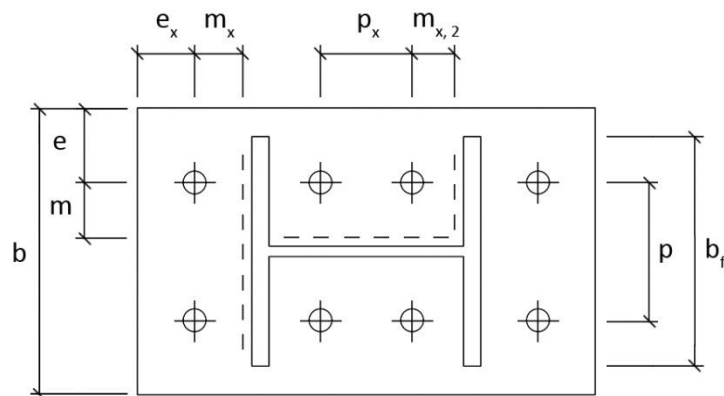
Flytelinjene "L" er avhengig av søyletypen benyttet og om hevarmkrefter oppstår eller ikke. I- og H-profiler gir flytelinjer gitt av tabell 5 og figur 29 hvis boltene er plassert innenfor bredden til søyleflensene. Er boltene derimot plassert på utsiden av bredden til søyleflensene eller det benyttes en hulprofil gjelder flytelinjene gitt av tabell 6 og figur 30. Flytelinjene for hulprofiler er ikke implementert i Eurokode 3 men er utledet ved [21] og muliggjør beregning av kvadratiske og rektangulære hulprofiler.

Flytelinjene kan deles inn i to kategorier. Sirkulære flytelinjer  $l_{eff,cp}$  og ikke-sirkulære flytelinjer  $l_{eff,np}$ . De sirkulære flytelinjene kjennetegnes ved lengde avhengig av  $\pi$ . Hvorvidt sirkulære og eller ikke-sirkulære flytelinjer oppstår er implementert i formlene for effektiv lengde  $l_{eff,1}$  og  $l_{eff,2}$ . Sirkulære flytelinjer for t-stykker hvor hevarmkrefter ikke oppstår må ifølge [22] ganges med 2 for å kunne benyttes i formel 4.4.10. Dette er allerede gjort i tabell 5.

Tabell 5 og figur 29 gjelder for I- og H-profil hvor boltene er innenfor bredden  $b_f$  til søyleflensen:

**Tabell 5: Flytelinjer per t-stykke for I- og H-profil.**

Bolter på utsiden av søyleflensen			
Hevarmkrefter		Ingen hevarmkrefter	
$L_1 = 4 m_x + 1,25 e_x$	(4.4.13)	$L_1 = 4 m_x + 1,25 e_x$	(4.4.20)
$L_2 = 2 \pi m_x$	(4.4.14)	$L_2 = 4 \pi m_x$	(4.4.21)
$L_3 = 0,5 b$	(4.4.15)	$L_3 = 0,5 b$	(4.4.22)
$L_4 = 2 m_x + 0,625 e_x + 0,5 p$	(4.4.16)	$L_4 = 2 m_x + 0,625 e_x + 0,5 p$	(4.4.23)
$L_5 = 2 m_x + 0,625 e_x + e$	(4.4.17)	$L_5 = 2 m_x + 0,625 e_x + e$	(4.4.24)
$L_6 = \pi m_x + 2 e$	(4.4.18)	$L_6 = 2 \pi m_x + 4 e$	(4.4.25)
$L_7 = \pi m_x + p$	(4.4.19)	$L_7 = 2 \pi m_x + 2 p$	(4.4.26)
Bolter på innsiden av søyleflensen			
Hevarmkrefter		Ingen hevarmkrefter	
$L_8 = 0,5 p_x + \alpha m - 2m - 0,625e$	(4.4.27)	$L_8 = 0,5 p_x + \alpha m - 2m - 0,625e$	(4.4.29)
$L_9 = p_x + \pi m$	(4.4.28)	$L_9 = 2 p_x + 2 \pi m$	(4.4.30)



**Figur 29: Størrelser for utregning av flytelinjer for I- og H-profil.**

De stripede linjene representerer sveisen. Sveisen har en bredde på  $0,8 \sqrt{2}$  ganger sveisens a-mål. De effektive lengdene  $l_{eff,1}$  og  $l_{eff,2}$  er følgende for bolter på utsiden av søyleflensen:

$$l_{eff,1} = \min ( L_1 , L_2 , L_3 , L_4 , L_5 , L_6 , L_7 ) \quad (4.4.31)$$

$$l_{eff,2} = \min ( L_1 , L_3 , L_4 , L_5 ) \quad (4.4.32)$$

Ved bolter på innsiden av søyleflensen gir dette effektive lengder  $l_{eff,1}$  og  $l_{eff,2}$  per bolterad:

$$l_{eff,1} = \min ( L_8 , L_9 ) \quad (4.4.33)$$

$$l_{eff,2} = L_8 \quad (4.4.34)$$

Hvis det kun er én bolterad mellom søylens flenser vil lengden  $p_x$  gå bort og de effektive lengdene må ganges med 2 [22]. Parameteren "α" er gitt grafisk i vedlegg 1 med akseverdiene  $\lambda_1$  og  $\lambda_2$ :

$$\lambda_1 = m / ( m + e ) \quad (4.4.35)$$

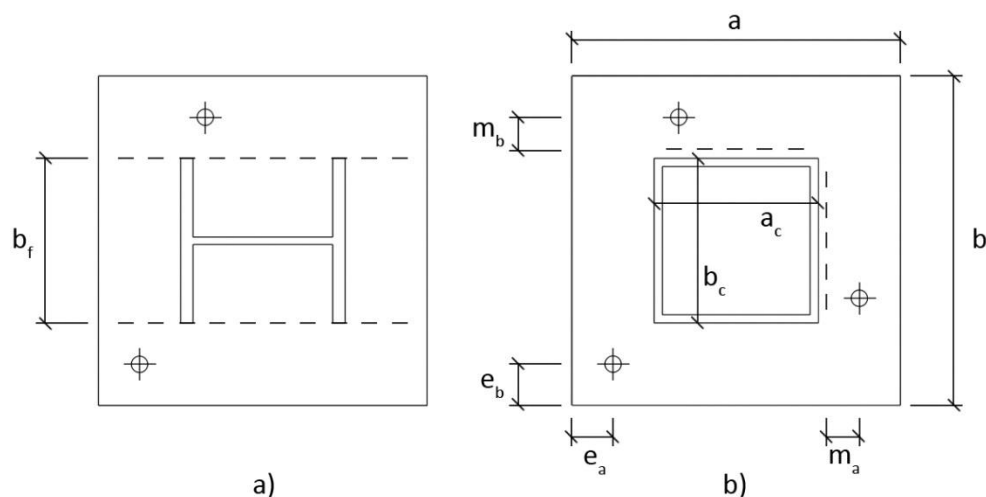
$$\lambda_2 = m_{x,2} / ( m + e ) \quad (4.4.36)$$

Tabell 6 og figur 30 gjelder for kvadratiske og rektangulære hulprofiler samt I- og H-profiler hvor boltene er plassert utenfor bredden  $b_f$  til flensen. Denne metoden er ikke implementert i Eurokode 3 men utledet ved [21] spesielt for hulprofiler. Metoden forutsetter lange forankringsbolter slik at ingen hevarmkrefter oppstår, noe som er vanlig for søyleføtter. Dermed er det kun den effektive lengden  $l_{eff,1}$  som er interessant. Lengdene til flytelinjene i tabell 6 er per bolt og ikke per t-stykke:

**Tabell 6: Flytelinjer per bolt for hulprofiler.**

Ingen hevarmkrefter	
$L_{10} = \pi m_a$	(4.4.37)
$L_{11} = b / 4$	(4.4.38)
$L_{12} = \left( \frac{\sqrt{(a - a_c)^2 + (b - b_c)^2}}{8} \right) \left( \frac{e_a}{e_b} + \frac{e_b}{e_a} \right)$	(4.4.39)
$L_{13} = a / 4$	(4.4.40)
$L_{14} = \pi m_b$	(4.4.41)

Figur 30 a) viser tilfeller hvor boltene er plassert utenfor flensbredden  $b_f$  på en I- og H-profil og dermed må benytte metoden for hulprofiler for utregning av flytelinjer. Figur 30 b) viser tre forskjellige plasseringer av bolter som hver for seg skaper egne flytelinjer.



**Figur 30: Størrelser for utregning av flytelinjer for hulprofiler.**

De stripede linjene på figur 30 b) representerer sveisen. Sveisen har en bredde på  $0,8\sqrt{2}$  ganger sveisens a-mål. Den effektive lengden  $l_{eff}$  er følgende for hver enkelt bolt:

$$l_{eff} = \min ( L_{10} , L_{11} , L_{12} , L_{13} , L_{14} ) \quad (4.4.42)$$

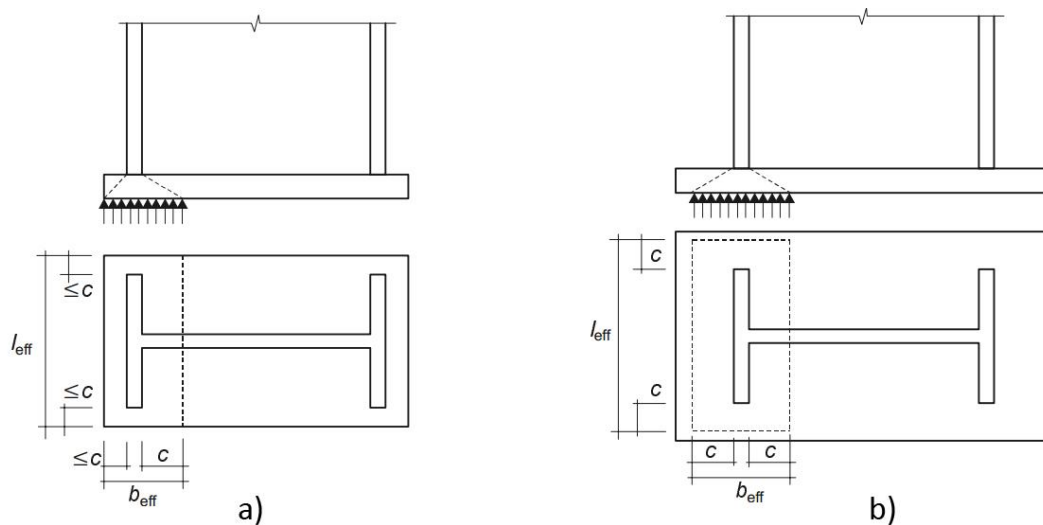
Den totale effektive lengden er dermed:

$$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff} \quad (4.4.43)$$

Altså summen av de effektive lengdene til alle boltene hvor hver bolt har den minst mulige flytelinje.

#### 4.4.2. Ekvivalent t-stykke påkjent av trykk

Tilnærmingen av en søylefot til et t-stykke påkjent av trykk vises på figur 31. Hver flens modelleres som et separat t-stykke med et teoretisk effektivt areal  $A_{eff}$  som overfører trykkreftene til fundamentet. Steget modelleres til et separat t-stykke med samme metode men begrenses av t-stykkene til flensene på hver side. De effektive arealene til t-stykkene kan ikke overskride hverandre. Den teoretiske effektive lengden  $l_{eff}$  og bredden  $b_{eff}$  kan ikke overskride dimensjonene til fotplaten. Dette vises på figur 31 a) hvor framspringet er mindre enn teoretisk størrelse "c". Altså hvis dimensjonene til fotplaten er mindre enn "c" gjelder det effektive arealet vist på figur 31 a). Hvis dimensjonene er større gjelder det effektive arealet vist på figur 31 b). Denne metoden kan benyttes på I- og H-profil samt kvadratisk, rektangulær og sirkulær hulprofil.



**Figur 31: Tilnærmingen av en søylefot påkjent av trykk til et t-stykke [14].**

Det effektive arealet for hvert t-stykke inkluderer søylens areal og er altså:

$$A_{eff} = b_{eff} l_{eff} \quad (4.4.44)$$

Det effektive arealet representerer fottrykket til den fleksible fotplaten som tilnærmes til et rigid t-stykke. Det antas derfor en jevn fordeling av spenningene innenfor det effektive arealet. Fotplaten er montert på et betongfundament og den totale trykkapasiteten er dermed begrenset av betongens dimensjonerende trykkfasthet  $f_{jd}$ . Den dimensjonerende trykkapasiteten  $F_{C,Rd}$  for hvert t-stykke:

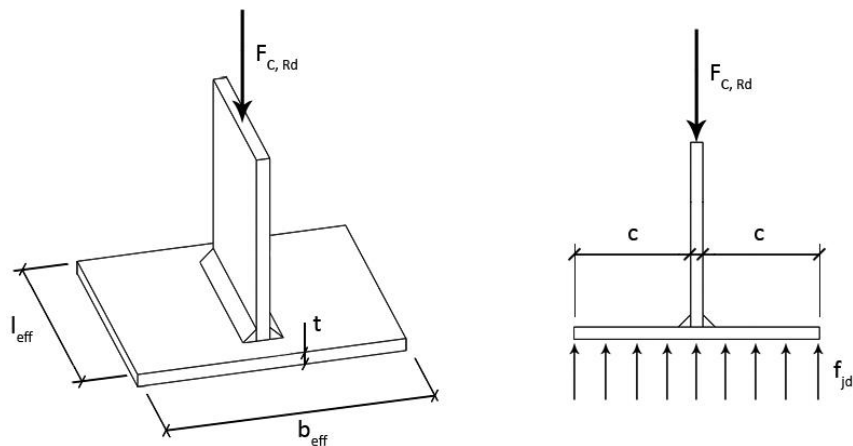
$$F_{C,Rd} = f_{jd} A_{eff} = f_{jd} b_{eff} l_{eff} \quad (4.4.45)$$

Se kapittel 4.7 Fundament for betongens dimensjonerende trykkfasthet. Det effektive arealet er gitt av den teoretiske størrelsen "c". Denne størrelsen er utledet [23] ved et t-stykke gitt på figur 32. Hvor t-stykkets flens har en elastisk momentmotstand mot bøyning per lengdeenhet på følgende:

$$M' = (1/6) t^2 f_y \quad (4.4.46)$$

Og bøyemomentet som oppstår per lengdeenhet:

$$M' = (1/2) f_{jd} c^2 \quad (4.4.47)$$



**Figur 32: T-stykke påkjent av trykk.**

Maksimalt bøyemoment uten flytning i flensen tilsvarer den elastiske momentmotstanden. Dermed settes bøyemomentet og momentmotstanden lik hverandre:

$$(1/2) f_{jd} c^2 = (1/6) t^2 f_y \quad (4.4.48)$$

Det gir størrelsen "c" som ikke skal overskride:

$$c = t \sqrt{f_y / (3 f_{jd} \gamma_{M0})} \quad (4.4.49)$$

Det effektive arealet er altså avhengig av tykkelsen til fotplaten.

#### 4.4.3. Friksjonskapasitet mellom fotplate og understøp

Friksjonskapasiteten  $F_{f,Rd}$  mellom fotplate og understøp er avhengig av en opptredende trykkraft  $N_{c,Ed}$  i søylen. Uten trykkraft i søylen vil det ikke være friksjon mellom fotplate og understøp.

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{c,Ed} \quad (4.4.50)$$

Friksjonskapasiteten kan også være direkte mellom fotplate og fundament. Men friksjonskoeffisienten er avhengig av støpemassen benyttet i understøp eller fundament. For sand-sementmørtel som innebærer de fleste støpemasser benyttet i understøp og fundament benyttes en friksjonskoeffisient:

$$C_{f,d} = 0,20 \quad (4.4.51)$$

## 4.5. Forankringsbolter

Forankringsboltene må dimensjoneres for å hindre utrivning eller brudd når søylefoten er påkjent av strekkrefter eller et bøyemoment skaper oppløftskrefter i boltene. Hvis boltene må overføre skjærkrefter må de også dimensjoneres mot avskjæringskapasitet. I et tilfelle hvor bolter må overføre både strekkrefter og skjærkrefter må det tas hensyn til at strekk i boltene gir mindre skjærkapasitet. Fasthetsklasser for bolter med verdier for flytegrensen  $f_{yb}$  og strekkfastheten  $f_{ub}$  er gitt i tabell 7. Hvor fasthetsklasse 4.6, 8.8 og 10.9 er vanlige i Norge.

**Tabell 7: Fasthetsklasser for bolter.**

Fasthetsklasse	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	400	500	500	600	800	1000

### 4.5.1. Forankringsbolter påkjent av strekk

Forankringsbolter påkjent av strekk kan være utsatt for hevarmkrefter. Se kapittel 4.4.1 Ekvivalent t-stykke påkjent av strekk for bestemmelse om hevarmkrefter oppstår i boltene eller ikke. Den dimensjonerende strekkapasiteten til forankringsboltene settes til den minste av strekkapasiteten  $F_{t,Rd}$  for hver enkelt bolt og fundamentets forankringskapasitet. Fundamentets forankringskapasitet er gitt av Eurokode 2: Del 1-1. Strekkapasiteten  $F_{t,Rd}$  for hver enkelt bolt:

$$F_{t,Rd} = (0,9 f_{ub} A_s) / \gamma_{M2} \quad (4.5.1)$$

Hvor  $\gamma_{M2}$  er en materialfaktor og  $A_s$  er boltens spenningsareal vist i tabell 8. For skårne gjenger bør strekkapasiteten i formel 4.5.1 ganges med 0,85 for å ta hensyn til svekket styrke.

**Tabell 8: Spenningsareal og klaringer for enkelte boltestørrelser.**

Boltestørrelse	M20	M24	M30	M36	M42	M48
Spenningsareal $A_s$ (mm <sup>2</sup> )	245	353	561	817	1121	1473
Middels klaring hull (mm)	2	2	3	3	3	4

Spenningsarealet gitt i tabell 8 er beregnet ut ifra metoden vist ved [24] og verdiene for middels klaring for de forskjellige boltestørrelsene er hentet fra [25].

### 4.5.2. Avskjæringskapasitet fundamentbolter

Fundamentboltene vil stort sett ha avskjæringsnittet gjennom den gjengede delen. Dette er fordi det er vanlig praksis med en lengere gjenget del slik at det er mulig å justere høyden til søylefoten. Når avskjæringsnittet går gjennom den gjengede delen av bolten settes den dimensjonerende avskjæringskapasiteten  $F_{vb,Rd}$  til hver bolt lik den minste av  $F_{1,vb,Rd}$  og  $F_{2,vb,Rd}$ . For skårne gjenger bør avskjæringskapasiteten i formel 4.5.2 ganges med 0,85 for å ta hensyn til svekket styrke. Avskjæringskapasitet for bolter  $F_{1,vb,Rd}$ :

$$F_{1,vb,Rd} = (\alpha_v f_{ub} A_s) / \gamma_{M2} \quad (4.5.2)$$



Hvor  $\alpha_v$  er følgende for fasthetsklasse 4.6, 5.6 og 8.8:

$$\alpha_v = 0,6 \quad (4.5.3)$$

For alle andre fasthetsklasser:

$$\alpha_v = 0,5 \quad (4.5.4)$$

For å benytte formel 4.5.2 for avskjæringskapasiteten må den ganges med 0,85 for bolter hvor boltehullet har middels klaring gitt i tabell 8. Det samme gjelder boltehullene i eventuelle skiver som benyttes ved overstore hull. Disse skivene som er sveiset til fotplaten må da overføre skjærkreftene til boltene og hullene må tilpasses deretter.

Spesialtilfellet for forankringsbolter i fundament  $F_{2,vb,Rd}$ :

$$F_{2,vb,Rd} = (\alpha_{bc} f_{ub} A_s) / \gamma_{M2} \quad (4.5.5)$$

Hvor  $\alpha_{bc}$  er avhengig av boltens flytegrense  $f_{yb}$  som må være mellom 235 N/mm<sup>2</sup> og 640 N/mm<sup>2</sup>:

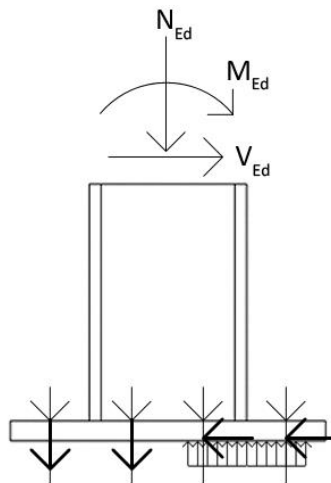
$$\alpha_{bc} = 0,44 - 0,0003 f_{yb} \quad (4.5.6)$$

### 4.5.3. Interaksjon mellom strekk- og skjærkrefter

Når en bolt må overføre både strekk- og skjærkrefter vil strekkreftene begrense skjærkapasiteten til boltene. Da må hver av boltene oppfylle kriteriet om kombinert avskjæring og strekk:

$$F_{vb,Ed} / F_{vb,Rd} + F_{t,Ed} / (1,4 F_{t,Rd}) \leq 1,0 \quad (4.5.7)$$

Hvis søylefoten ikke er i strekk over hele fotplaten som ved et dominerende bøyemoment kan skjærkreftene fordeles over de boltene som er i trykksonen. Altså kan det antas at de boltene som overfører strekkrefter ikke trenger å overføre skjærkrefter i tillegg. Samtidig som de boltene i trykksonen overfører alle skjærkreftene alene. Dette forutsetter plastisk dimensjonering. Så lenge forbindelsen er i likevekt og det ikke fører til flytning er denne metoden mulig å benytte [26]. Se figur 33 for illustrasjon av fordelingen av krefter til boltene. De to boltegruppene til venstre overfører strekk mens de to boltegruppene til høyre som er i trykksonen overfører skjær.



Figur 33: Fordeling av strekkrefter og skjærkrefter.

## 4.6. Understøp

Dimensjonering av understøpen blir samlet til en fasthetsfaktor  $\beta_j$  som benyttes ved dimensjonering av fundamentet. Dette er mulig da det er funnet at den tynne understøpen ikke påvirker betongfundamentets trykkapasitet [27]. Bruken av fasthetsfaktoren forutsetter at understøpen har en karakteristisk fasthet  $f_{ck,g}$ :

$$f_{ck,g} \geq 0,2 f_{ck} \quad (4.6.1)$$

Hvor  $f_{ck}$  er den karakteristiske fastheten til betongen i fundamentet. Samtidig må tykkelsen til understøpen  $t_g$  være:

$$t_g \leq 0,2 \times \min(a, b) \quad (4.6.2)$$

Altså 0,2 ganger fotplatens minste bredde. Se figur 30. Samtidig kan ikke tykkelsen på understøpen overstige 50 mm. Hvis tykkelsen overstiger denne verdien må den karakteristiske fastheten være like god som betongens karakteristiske fasthet. Hvis understøpen har større karakteristisk fasthet enn betongen kan dimensjonering av understøpen neglisjeres [27].

Hvis alle kriteriene er utfylt kan fasthetsfaktoren  $\beta_j$  lik følgende benyttes:

$$\beta_j = 2/3 \quad (4.6.3)$$

## 4.7. Fundament

Dette kapitlet gir ikke en fullstendig oversikt over dimensjonering av fundamentet. Men viser kun det mest nødvendige for søyleføtter. Fullstendig dimensjonering av fundamentet er gitt av Eurokode 2: Del 1-1. Armering av fundamentet kan være nødvendig sammen med kontroll av forankringskapasiteten og skjærkapasiteten. Forankringskapasiteten vil være viktig for en søylefot i strekk og skjærkapasiteten vil være viktig for en søylefot påkjent av skjærkrefter.

Trykkapasiteten til fundamentet baserer seg på ekvivalente t-stykker påkjent av trykk. Arealet av fotplaten som påkjenner fundamentet med trykk er gitt av formel 4.4.44. Med fundamentets dimensjonerende fasthet  $f_{jd}$  som ikke bør overskrides gir dette en dimensjonerende trykkapasitet  $F_{C,Rd}$  til fundamentet. Trykkapasiteten er gitt av formel 4.4.45:

$$F_{C,Rd} = f_{jd} A_{eff} \quad (4.7.1)$$

Den dimensjonerende fastheten til fundamentet  $f_{jd}$ :

$$f_{jd} = (\beta_j F_{Rdu}) / A_{eff} \quad (4.7.2)$$

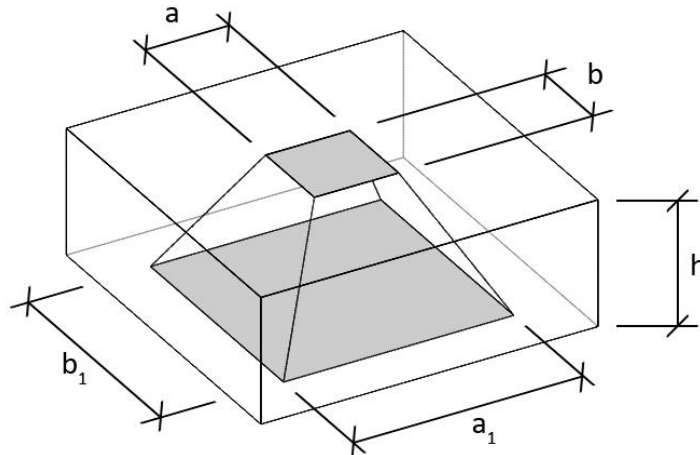
$\beta_j$  er gitt av kapittel 4.6 Understøp og inkluderer understøpen inn i dimensjonerende fasthet til fundamentet. Videre vises utregning av fundamentets fasthet gitt av Eurokode 2: Del 1-1 [28]. Kapasiteten til en delvis belastet betongoverflate  $F_{Rdu}$ :

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{cd} k_j \quad (4.7.3)$$

$A_{c0}$  kan settes lik  $A_{eff}$  da det er det belastede overflatearealet.  $f_{cd}$  er betongens dimensjonerende fasthet og  $k_j$  er en spenningskonsentrasjonsfaktor som tar hensyn til at belastningen ved betongens overflate spres nedover i fundamentet til en større flate. Denne faktoren er gitt av:

$$k_j = \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} = \sqrt{(a_1 b_1) / (a b)} \quad (4.7.4)$$

Se figur 34 for illustrasjon av belastnings spredning og definisjon av størrelsene  $a$ ,  $b$ ,  $a_1$  og  $b_1$ .



**Figur 34: Spredning av betongens belastningsareal.**

Arealet  $A_{c1}$  representerer det største beregningsmessige belastningsarealet til fundamentet. Dette arealet kan ikke overskride fundamentets dimensjoner og spredningen kan maksimalt gi et belastningsareal  $A_{c1}$ :

$$A_{c1} \leq 9,0 A_{c0} \quad (4.7.5)$$

Denne grensen gir i følge formel 4.7.4 en maksimal spenningskonsentrasjonsfaktor:

$$k_j \leq \sqrt{9,0 A_{c0} / A_{c0}} = 3,0 \quad (4.7.6)$$

Settes denne grensen inn i formel 4.7.3, som igjen settes inn i formel 4.7.2 fås et uttrykk for maksimal dimensjonerende fasthet til fundamentet  $f_{jd}$ :

$$f_{jd} \leq 3,0 (2/3) f_{cd} \quad (4.7.7)$$

Det er viktig å skille mellom den dimensjonerende fasthet til fundamentet  $f_{jd}$  og dimensjonerende fasthet til betongen  $f_{cd}$  som benyttes. Tabell 9 viser en oversikt over typiske betongkvaliteter hvor dimensjonerende fasthet er utregnet ifølge Eurokode 2: Del 1-1:

$$f_{cd} = (\alpha_{cc} f_{ck}) / \gamma_c \quad (4.7.8)$$

Hvor koeffisienten  $\alpha_{cc} = 0,85$  og materialfaktoren  $\gamma_c = 1,5$ .

**Tabell 9: Karakteristisk og dimensjonerende fasthet til typiske betongkvaliteter.**

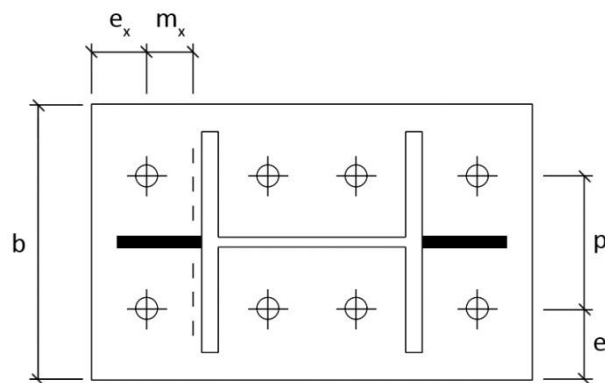
Betongkvalitet	B20	B25	B30	B35	B40
Karakteristisk fasthet $f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	20,0	25,0	30,0	35,0	40,0
Dimensjonerende fasthet $f_{cd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7

## 4.8. Avstivninger

Eurokode 3: Del 1-8 gir ingen direkte retningslinjer for dimensjonering av avstivninger. Slik jeg forstår det kan det ved dimensjonering av fotplaten i kapittel 4.4 Fotplate tas hensyn til eventuelle avstivninger. Avhengig av om søylefoten er påkjent av strekk eller trykk vil en eventuell avstivning kunne inkluderes i dimensjoneringen av det ekvivalente t-stykket påkjent av strekk eller trykk.

### Ekvivalent t-stykke påkjent av strekk:

For et ekvivalent t-stykke påkjent av strekk vil en avstivning endre hvilke flytelinjer "L" som er aktuelle ved utregning av strekkkapasiteten  $F_{T,Rd}$  til t-stykket. Hvilke flytelinjer som er aktuelle vil være avhengig av hvor på fotplaten avstivningen er plassert. Alle mulige tilfeller for avstivninger blir ikke gjennomgått, men det gis forslag til avstivningen vist på figur 35 som et eksempel. Denne avstivningen på utsiden av søyleflensen hinder de flytelinjene som oppstår på tvers av avstivningen.



**Figur 35: Flytelinjene endres ved avstivninger. Avstivningene er vist i svart.**

Dermed vil enkelte flytelinjer innenfor flensens bredde i tabell 5 ikke være aktuelle. Dette gjelder da de flytelinjene som er avhengig av bredden "b" til fotplaten og hullavstanden "p". Se [29] for illustrasjon av flytelinjene til de forskjellige formlene i tabell 5.

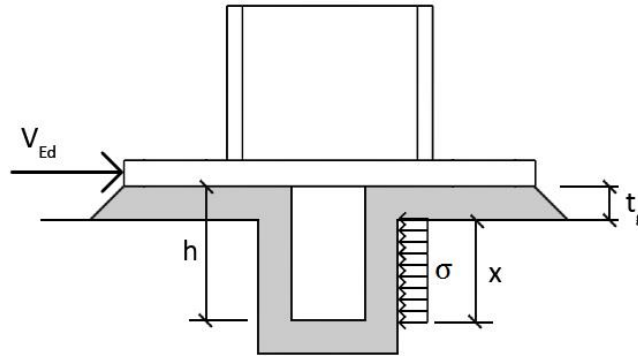
### Ekvivalent t-stykke påkjent av trykk:

For et ekvivalent t-stykke påkjent av trykk kan avstivningen behandles på samme måte som selve søyleprofilen. Det effektive arealet til hver avstivning er avhengig av det teoretiske utstikket "c". Det vil dermed ved en avstivning være et større effektivt areal som fordeler trykket mot fundamentet. Med fastheten til fundamentet som konstant vil da trykkapasiteten  $F_{C,Rd}$  til søylefoten økes på bakgrunn av økt belastningsareal.

Samtidig blir det effektive arealet påkjent av trykk forenklet ved beregning av søylefotens momentkapasitet i kapittel 4.12.1 Metode etter Eurokode 3. Ved denne metoden tas det kun hensyn til søyleflensens effektive areal.

## 4.9. Skjæradybler

En skjæradybel dimensjoneres for å kunne overføre alle skjærkreftene alene. Den skal ikke overføre noen andre krefter. Det er i hovedsak to muligheter for skjæradybler. Enten H-profil, rektangulær hulprofil eller solid profil sveiset til undersiden av fotplaten samt nedsenket fotplate. I begge tilfeller må den kraftoverførende flaten ha et areal slik at betongfundamentets skjærkapasitet ikke overskrides. Betongfundamentet skal dimensjoneres etter Eurokode 2: Del 1-1.



**Figur 36: Størrelser for dimensjonering av skjæradybel.**

Ved en skjæradybel sveiset til undersiden av fotplaten må selve skjæradybelen samt sveisen mellom skjæradybelen og fotplaten dimensjoneres slik at skjærkapasiteten er større enn den dimensjonerende skjærkraften. Skjæradybelen har en høyde "h" og en bredde "b". Understøpen har en høyde  $t_g$ . Dette gir et trykkareal fra betongfundamentet mot skjæradybelen med høyde "x" ganger skjæradybelens bredde. Se figur 36. Størrelsen "x" er dermed:

$$x = h - t_g \quad (4.9.1)$$

For å dimensjonere sveisen benyttes metoden vist i kapittel 4.3.4 Bøypåkjent kilsveis med et bøyemoment  $M_b$  om forbindelsen mellom skjæradybel og fotplate:

$$M_b = \sigma b x (0,5 x + t_g) \quad (4.9.2)$$

Sveisen bør ha større kapasitet enn selve skjæradybelen. Skjæradybelens skjærkapasitet  $F_{vs,Rd}$  er dermed gitt av tverrsnittet til skjæradybelen og metoden vist i kapittel 4.2.3 Skjærkapasitet kan benyttes. Skjæradybelens skjærkapasitet  $F_{vs,Rd}$ :

$$F_{vs,Rd} = V_{pl,Rd} = (A_v f_y) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) \quad (4.9.3)$$

Skjærarealet  $A_v$  er gitt i samme kapittel. På figur 36 representerer  $\sigma$  den spenningen som betongfundamentet kan belastes med uten å overskride skjærkapasiteten til fundamentet. Dimensjonering av betongfundamentet er begrenset i denne oppgaven og Eurokode 2: Del 1-1 må benyttes for bestemmelse av denne spenningen.

Metoden vist er ikke spesifikt implementert for skjæradybler i Eurokode 3, men slik jeg forstår det vil denne metoden kunne benyttes for beregning av skjæradybelens kapasitet.

## 4.10. Aksialkraftkapasitet

Søyleføtter som kun er påkjent en aksialkraft har en total aksialkraftkapasitet som er summen av kapasitetene til t-stykkene den er delt opp av. Altså vil søylefoten ved strekk ha en dimensjonerende aksialkapasitet lik summen av strekkapasiteten til alle t-stykker påkjent strekk. Dette gir den dimensjonerende aksialkraftkapasitet  $N_{j,Rd}$  gitt av formel 4.4.2 og 4.4.3:

$$N_{j,Rd} = \sum F_{T,Rd} \quad (4.10.1)$$

En søylefot i trykk vil på samme måte ha en dimensjonerende aksialkraftkapasitet  $N_{j,Rd}$  lik summen av trykkapasiteten  $F_{C,Rd}$  til alle t-stykker påkjent av trykk gitt av formel 4.4.45:

$$N_{j,Rd} = \sum F_{C,Rd} \quad (4.10.2)$$

En dimensjonerende aksialkraft  $N_{Ed}$  påsatt søylefoten må oppfylle følgende kriterium i forhold til den dimensjonerende aksialkraftkapasiteten  $N_{j,Rd}$ :

$$N_{Ed} \leq N_{j,Rd} \quad (4.10.3)$$

For søyleføtter som er påkjent både aksialkraft og moment gjelder kapittel 4.12 Momentkapasitet.

## 4.11. Skjærkraftkapasitet

Den dimensjonerende skjærkraftkapasiteten  $F_{v,Rd}$  til søylefoten er avhengig av hvilke komponenter som skal overføre skjær. Enten skal friksjon mellom fotplate og understøp sammen med boltene overføre skjærkreftene eller så skal en skjærdebel benyttes. En skjærdebel skal dimensjoneres slik at den kan overføre alle skjærkreftene alene og i et slikt tilfelle er derfor den dimensjonerende skjærkraftkapasiteten  $F_{v,Rd}$  til søylefoten lik skjærkraftkapasiteten  $F_{vs,Rd}$  til skjærdebelen.

$$F_{v,Rd} = F_{vs,Rd} \quad (4.11.1)$$

Er det ikke benyttet skjærdebel skal den dimensjonerende skjærkraftkapasiteten  $F_{v,Rd}$  settes til friksjonskapasiteten mellom fotplate og understøp  $F_{f,Rd}$  sammen med avskjæringskapasiteten  $F_{vb,Rd}$  til alle skjæroverførende bolter. Se kapittel 4.4.3 Friksjonskapasitet mellom fotplate og understøp og kapittel 4.5.2 Avskjæringskapasitet fundamentbolter.  $F_{v,Rd}$  blir dermed:

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n_b F_{vb,Rd} \quad (4.11.2)$$

Hvor  $n_b$  er antall skjæroverførende bolter.

En dimensjonerende skjærkraft  $V_{Ed}$  påsatt søylefoten må oppfylle følgende kriterium i forhold til den dimensjonerende skjærkraftkapasiteten  $F_{v,Rd}$ :

$$V_{Ed} \leq F_{v,Rd} \quad (4.11.3)$$

## 4.12. Momentkapasitet

Momentkapasiteten til en søylefot er avhengig av kapasiteten til forankringsboltene i strekk på den ene siden av søylefoten og trykk mellom fotplate og fundament på den andre siden. De to kreftene kan sees på som et kraftpar med forskjellig størrelse og arm. Avstanden mellom boltene i strekk og nøytralaksen samt avstanden mellom trykkarealet og nøytralaksen definerer momentarmene som gir momentkapasiteten til søylefoten om nøytralaksen.

Eurokode 3 gir en metode for beregning av momentkapasiteten som baserer seg på forholdet mellom opptredende aksialkraft og bøyemoment, altså eksentrisiteten. Denne metoden kan derfor kun benyttes hvis søylen er påkjent en eksentrisk trykk- eller strekkraft. I enkelte tilfeller kan det være ønskelig å beregne momentkapasiteten uten opptredende moment og en alternativ metode basert på likevekt av kreftene vises i kapittel 4.12.2 Alternativ metode.

Metoden etter Eurokode 3 ser bort fra det effektive arealet skapt av søylestegets t-stykke påkjent av trykk. Den samme forenklingen kan gjøres med den alternative metoden men den fungerer også ved å inkludere dette effektive arealet.

### 4.12.1. Metode etter Eurokode 3

Momentkapasiteten til søylefoten er avhengig av hvilken belastningssituasjon som opptrer. De fire forskjellige mulige belastningssituasjonene er vist på figur 37 til 40 med de relevante krefter og momentarmer "z". For å regne ut momentkapasiteten benyttes en dimensjonerende strekkapasitet eller trykkapasitet for hver side avhengig av hva som oppstår. Dette gir de fire kapasitetene  $F_{T,l,Rd}$ ,  $F_{T,r,Rd}$ ,  $F_{C,l,Rd}$  og  $F_{C,r,Rd}$ .

Dimensjonerende strekkapasitet for venstre side av søylefoten  $F_{T,l,Rd}$  og høyre side av søylefoten  $F_{T,r,Rd}$  er den minste av søylestegets kapasitet for tverrstrekk  $F_{t,wc,Rd}$  og t-stykkets strekkapasitet  $F_{T,Rd}$  for høyre eller venstre side:

$$F_{T,l,Rd} = \min ( F_{t,wc,Rd} , F_{T,Rd} ) \quad (4.12.1)$$

$$F_{T,r,Rd} = \min ( F_{t,wc,Rd} , F_{T,Rd} ) \quad (4.12.2)$$

Dimensjonerende trykkapasitet for venstre side av søylefoten  $F_{C,l,Rd}$  og høyre side av søylefoten  $F_{C,r,Rd}$  er den minste av søyleflensens trykkapasitet  $F_{c,fc,Rd}$  og t-stykkets trykkapasitet  $F_{C,Rd}$  for høyre eller venstre side:

$$F_{C,l,Rd} = \min ( F_{c,fc,Rd} , F_{C,Rd} ) \quad (4.12.3)$$

$$F_{C,r,Rd} = \min ( F_{c,fc,Rd} , F_{C,Rd} ) \quad (4.12.4)$$

$F_{t,wc,Rd}$  er gitt i kapittel 4.2.4 Steg i søyle med tverrstrekk.  $F_{c,fc,Rd}$  er gitt i kapittel 4.2.5 Trykkpåkjent søyleflens og steg.  $F_{T,Rd}$  og  $F_{C,Rd}$  er gitt i henholdsvis kapittel 4.4.1 Ekvivalent t-stykke påkjent av strekk og 4.4.2 Ekvivalent t-stykke påkjent av trykk.

Samtidig innføres en eksentrisitetsfaktor "e" som angir eksentrisiteten til kraften  $N_{Ed}$  som skaper momentet  $M_{Ed}$ . Den er definert som forholdet mellom størrelsen på momentet  $M_{Ed}$  i forhold til aksialkraften  $N_{Ed}$ . Positive momenter i klokkes retning og positive krefter som strekk.

$$e = M_{Ed} / N_{Ed} = M_{j,Rd} / N_{j,Rd} \quad (4.12.5)$$

Et dimensjonerende bøyemoment  $M_{Ed}$  påsatt søylefoten må oppfylle følgende kriterium i forhold til den dimensjonerende momentkapasiteten  $M_{j,Rd}$ :

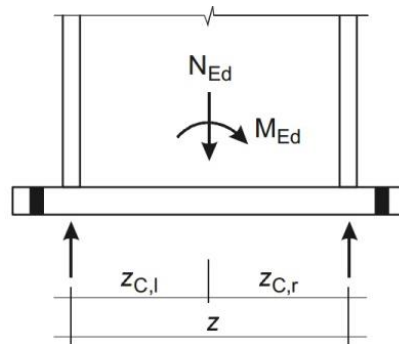
$$M_{Ed} \leq M_{j,Rd} \quad (4.12.6)$$

Hvis aksialkraften  $N_{Ed}$  overstiger 5 % av søylens plastiske aksialkraftkapasitet  $N_{pl,Rd}$  må følgende kriterium oppfylles i forhold til søylefotens aksialkraftkapasitet og momentkapasitet:

$$(M_{Ed} / M_{j,Rd}) + (N_{Ed} / N_{j,Rd}) \leq 1,0 \quad (4.12.7)$$

Videre vises beregningsmetoden for søylefotens momentkapasitet  $M_{j,Rd}$  ved å benytte strekk- og trykkapasitetene  $F_{T,l,Rd}$ ,  $F_{T,r,Rd}$ ,  $F_{C,l,Rd}$  og  $F_{C,r,Rd}$ . Samt eksentrisitetsfaktoren "e". Eksentrisiteten "e" er definert som positiv til venstre og negativ til høyre for søylens nøytralakse.

#### Begge sider med trykk:



**Figur 37: Søylefot hvor begge sider er påkjent med trykk [30].**

Situasjonen vist på figur 37 oppstår ved en trykkraft med en eksentrisitet mindre enn  $z_{C,l}$  eller  $z_{C,r}$ . Momentkapasiteten avhenger av hvilken side av nøytralaksen kraften opptrer og dermed hvilken side eksentrisiteten er på. Ved en eksentrisitet "e" til venstre men mindre enn  $z_{C,l}$  er momentkapasiteten den minste av:

$$M_{j,Rd} = (-F_{C,l,Rd} z) / (z_{C,r} / e + 1) \quad (4.12.8)$$

$$M_{j,Rd} = (-F_{C,r,Rd} z) / (z_{C,l} / e - 1) \quad (4.12.9)$$

Ved en eksentrisitet "e" til høyre men større enn  $-z_{C,r}$  er momentkapasiteten den minste av:

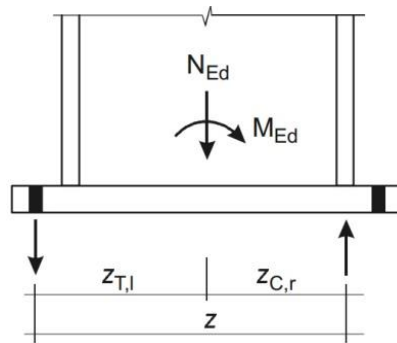
$$M_{j,Rd} = (-F_{C,l,Rd} z) / (z_{C,r} / e + 1) \quad (4.12.10)$$

$$M_{j,Rd} = (-F_{C,r,Rd} z) / (z_{C,l} / e - 1) \quad (4.12.11)$$

Se figur 37 for den totale momentarmen "z".



Venstre side med strekk og høyre med trykk:



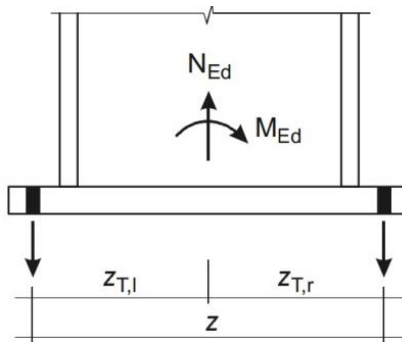
**Figur 38: Søyfefot hvor venstre side er påkjent med strekk og høyre med trykk [30].**

Situasjonen vist på figur 38 oppstår ved en strekkraft med eksentrisiteten "e" større enn  $z_{T,l}$  eller ved en trykkraft med "e" mindre enn  $-z_{C,r}$ . Momentkapasiteten er da den minste av:

$$M_{j,Rd} = (F_{T,l,Rd} z) / (z_{C,r} / e + 1) \quad (4.12.12)$$

$$M_{j,Rd} = (-F_{C,r,Rd} z) / (z_{T,l} / e - 1) \quad (4.12.13)$$

Begge sider med strekk:



**Figur 39: Søyfefot hvor begge sider er påkjent med strekk [30].**

Situasjonen vist på figur 39 oppstår ved en strekkraft med en eksentrisitet mindre enn  $z_{T,l}$  eller  $z_{T,r}$ . Momentkapasiteten avhenger av hvilken side av nøytralaksen kraften opptrer og dermed hvilken side eksentrisiteten er på. Ved en eksentrisitet "e" til venstre men mindre enn  $z_{T,l}$  er momentkapasiteten den minste av:

$$M_{j,Rd} = (F_{T,l,Rd} z) / (z_{T,r} / e + 1) \quad (4.12.14)$$

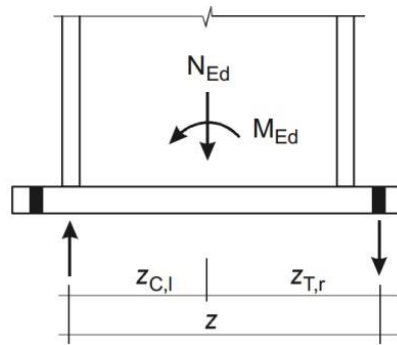
$$M_{j,Rd} = (F_{T,r,Rd} z) / (z_{T,l} / e - 1) \quad (4.12.15)$$

Ved en eksentrisitet "e" til høyre men større enn  $-z_{T,r}$  er momentkapasiteten den minste av:

$$M_{j,Rd} = (F_{T,l,Rd} z) / (z_{T,r} / e + 1) \quad (4.12.16)$$

$$M_{j,Rd} = (F_{T,l,Rd} z) / (z_{T,l} / e - 1) \quad (4.12.17)$$

Venstre side med trykk og høyre med strekk:



Figur 40: Søyfefot hvor venstre side er påkjent med trykk og høyre med strekk [30].

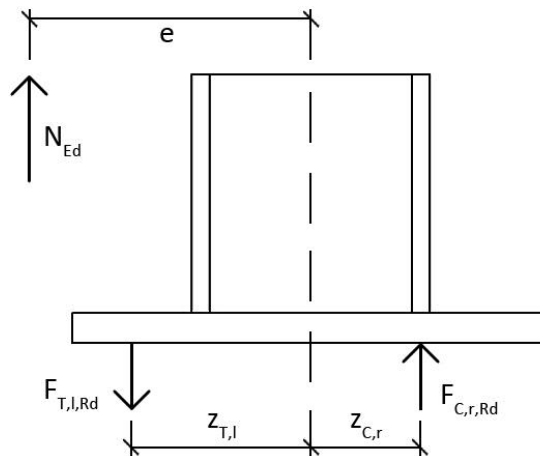
Situasjonen vist på figur 40 oppstår ved en strekkraft med "e" mindre enn  $-z_{T,r}$  eller ved en trykkraft med "e" større enn  $z_{C,l}$ . Momentkapasiteten er den minste av:

$$M_{j,Rd} = (-F_{C,l,Rd} z) / (z_{T,r} / e + 1) \quad (4.12.18)$$

$$M_{j,Rd} = (F_{T,r,Rd} z) / (z_{C,l} / e - 1) \quad (4.12.19)$$

#### Utleddning

For å vise at formlene 4.12.8 til 4.12.19 er basert på likevektsberegning så utledes formel 4.12.12 for en søyfefot med venstre side påkjent av strekk og høyre med trykk. Situasjonen benyttet er en strekkraft med eksentrisiteten "e" større enn  $z_{T,l}$ . Se figur 41.



Figur 41: Søyfefot påkjent av en eksentrisk strekkraft.

$$M_{Fc} = 0 \rightarrow N_{Ed} (e + z_{C,r}) - F_{T,l,Rd} (z_{T,l} + z_{C,r}) = 0, \quad \text{hvor } z = z_{T,l} + z_{C,r} \quad (4.12.20)$$

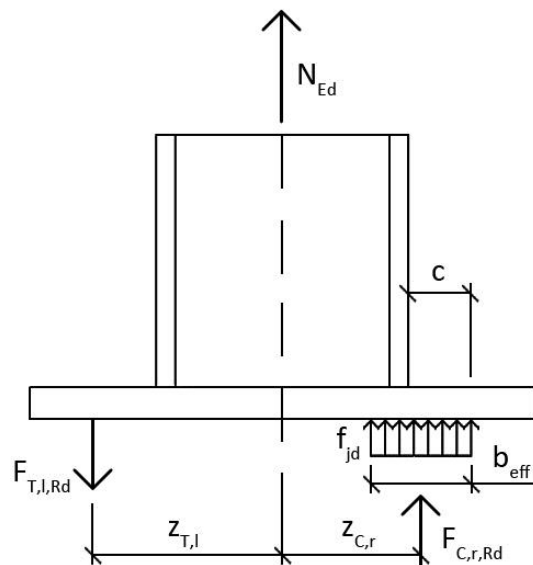
$$F_{T,l,Rd} z = N_{Ed} e + N_{Ed} z_{C,r} = M_{Ed} + (M_{Ed} z_{C,r} / e) = M_{Ed} (1 + z_{C,r} / e) \quad (4.12.21)$$

Løser ligningen med hensyn på opptredende moment  $M_{Ed}$ . Deretter benyttes formel 4.12.5 som sier at forholdet mellom de opptredende lastene og forholdet mellom kapasitetene er konstant. Formelen utledet for  $M_{j,Rd}$  blir dermed den samme som formel 4.12.12:

$$M_{j,Rd} = (F_{T,l,Rd} z) / (z_{C,r} / e + 1) \quad (4.12.22)$$

#### 4.12.2. Alternativ metode

Den alternative metoden [31] baserer seg på likevekt av kreftene i en søylefot med aksialkraft  $N_{Ed}$ . Altså har ikke kraften  $N_{Ed}$  en eksentrisitet som skaper et moment. Likevel kan det være nyttig å vite momentkapasiteten til søylefoten. Momentkapasiteten er avhengig av strekkapasiteten  $F_{T,l,Rd}$  til venstre side og trykkapasiteten  $F_{C,r,Rd}$  til høyre side av søylefoten på figur 42. På figuren er  $F_{C,r,Rd}$  en resultant av  $f_{jd} A_{eff}$ . Metoden benytter formel 4.12.1 til formel 4.12.4 for å finne den minste strekkapasiteten og minste trykkapasiteten. Deretter kan den minste strekkapasiteten til venstre side av søylefoten benyttes som strekkapasiteten til boltene og den minste trykkapasiteten til høyre side av søylefoten kan benyttes som trykkapasiteten til t-stykket. Metoden er ikke en del av Eurokode 3.



**Figur 42: Momentkapasiteten til en søylefot påkjent av en aksialkraft.**

Kraftlikevekt i x-retning av figur 42 gir et uttrykk for det effektive arealet til trykkraften  $F_{C,r,Rd}$ :

$$\sum F_x = 0 \rightarrow N_{Ed} - F_{T,l,Rd} + F_{C,r,Rd} = 0 \quad (4.12.23)$$

Løser formel 4.12.23 for  $N_{Ed}$  og setter inn formel 4.4.45 for  $F_{C,r,Rd}$ :

$$N_{Ed} = F_{T,l,Rd} - F_{C,r,Rd} = F_{T,l,Rd} - f_{jd} A_{eff} \quad (4.12.24)$$

Løser formel 4.12.24 med hensyn til  $A_{eff}$ :

$$A_{eff} = (F_{T,l,Rd} - N_{Ed}) / f_{jd} \quad (4.12.25)$$

Hvis aksialkraften opptrer som trykk må  $N_{Ed}$  settes inn som negativ. Lengden  $l_{eff}$  til det effektive arealet holdes konstant og bredden  $b_{eff}$  varierer med størrelsen til det effektive arealet. Når bredden  $b_{eff}$  varierer vil momentarmen  $z_{C,r}$  til trykkraften også variere. Uttrykket til momentarmen  $z_{C,r}$ :

$$z_{C,r} = 0,5 h + c - 0,5 b_{eff} \quad (4.12.26)$$

Dette gir en momentkapasitet:

$$M_{Rd} = F_{T,l,Rd} z_{T,l} + f_{jd} A_{eff} z_{C,r} \quad (4.12.27)$$

## 5. BEREGNING ETTER NS 3472:2001

Dette kapittelet fokuserer på beregningsmetoder etter den tidligere standarden NS 3472:2001. Innføringen av denne standarden i 2001 var basert på førstandarden til Eurokode 3 og det er derfor store likheter på enkelte områder mellom NS 3472:2001 og dagens Eurokode 3. Dette kapittelet blir derfor benyttet til å belyse de områder hvor de to standardene har forskjellige beregningsmetoder. Ved områder som har stor likhet henvises det til kapittel 4. Beregning etter Eurokode 3. Dette gjelder områdene tverrsnittskapasitet, kapasitet til kilsveis og bolter som er nesten helt identisk. Samtidig blir skjærdebyler dimensjonert på bakgrunn av tverrsnittskapasitet og kilsveis og vil derfor også være identisk. Fundamentet er behandlet hverken i NS3472:2001 eller Eurokode 3 og metoder benyttet for dimensjonering av betongfundamenter blir ikke forklart i dette kapittelet. Områder hvor det er stor ulikhet mellom de to standardene er dimensjonering av fotplate, aksialkraftkapasitet og momentkapasitet. Disse områdene blir vist i de kommende delkapitlene. Informasjonen og formlene i dette kapittelet er fra [32].

### 5.1. Beregningsgrunnlag

Beregningsgrunnlaget til NS3472:2001 er basert på førstandarden til Eurokode 3 og baseres på dimensjonerende lastvirkning og dimensjonerende kapasitet som ved Eurokode 3 slik forklart i kapittel 4.1 Beregningsgrunnlag. Det benyttes lastfaktorer og materialfaktorer på samme måte men med litt forskjellige verdier. Det som derimot er ulikt er hvordan Eurokode 3 deler inn en komponent i basiskomponenter slik det gjøres i komponentmetoden. Til motsetning blir søylefoten dimensjonert i sin helhet når NS3472:2001 benyttes. Dimensjonerende kapasitet har benevnelsen  $N_d$  og dimensjonerende lastvirkning har benevnelsen  $N_f$ . Materialfaktoren for tverrsnitt er  $\gamma_{M1} = 1,10$ .

### 5.2. Fotplate

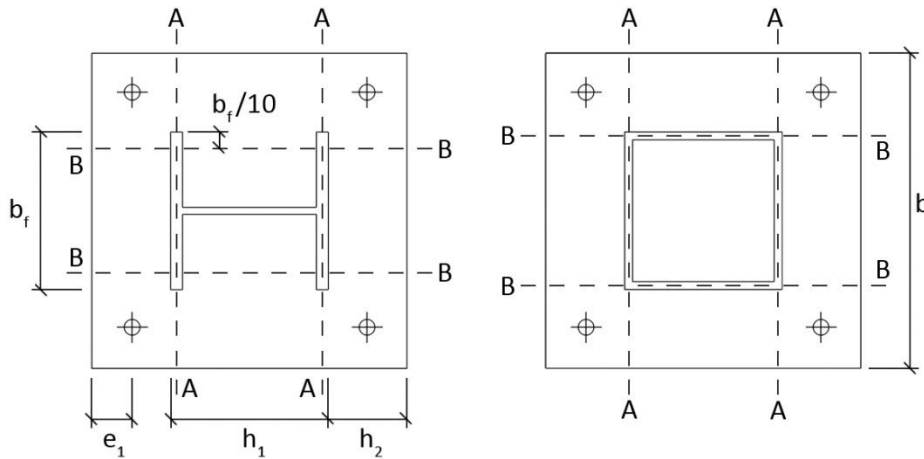
Fotplaten blir betraktet som en plate opplagret på enden av en søyle. Denne platen blir jevnt belastet av betongspenningene når søylefoten er påkjent av trykk. Ved strekk av søylefoten vil den opplagrede platen påkjennes av boltekrefter. Moment skaper en kombinasjon av påkjenningene. For å dimensjonere den opplagrede platen benyttes plateteori for å finne nødvendig tykkelse for å forhindre flytning av platen. Se figur 43 for illustrasjon av snittene som er utsatt for flytning.

En trykkbelastet søylefot vil gi et trykk fra fotplaten mot betongfundamentet. Dette trykket kan maksimalt være betongens dimensjonerende trykkfasthet  $f_{jd}$  for at kapasiteten til fundamentet ikke overskrides. Se kapittel 4.7 Fundament for utregning av  $f_{jd}$  basert på dagens Eurokode 2. Fotplatens kapasitet er begrenset av momentet som oppstår om snittene A-A og B-B i figur 43. Momentet om snitt A-A blir følgende ved jevnt trykk over flaten som  $h_2$  ganger "b" representerer:

$$M_{AA} = f_{jd} b h_2 (h_2 / 2) \quad (5.2.1)$$

Hvis søylefoten derimot er påkjent strekk vil dette gi et totalt strekk  $F_t$  i forankringsboltene på hver side. Dette skaper et moment om snitt A-A på følgende:

$$M_{AA} = F_t (h_2 - e_1) \quad (5.2.2)$$



**Figur 43: Størrelser for beregning av momentene om snittene A-A og B-B.**

For å forhindre at bøyespenningen i snittet A-A ikke overskrider fotplaten dimensjonerende flytegrense  $f_y$  bør momentet om snitt A-A være mindre enn flytemomentet  $M_p$ :

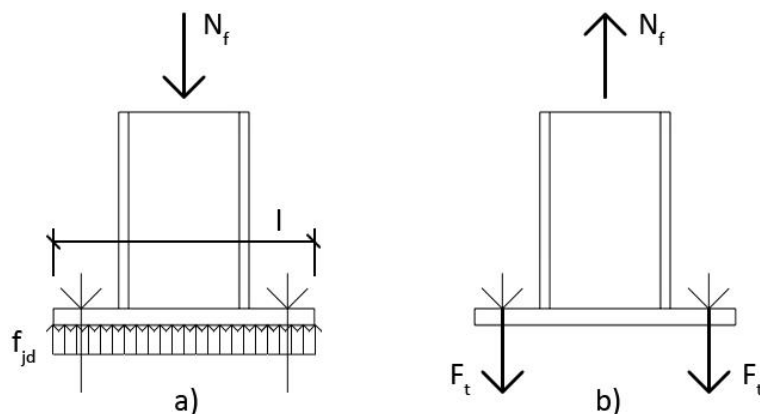
$$M_p = (f_y W_p) / \gamma_{M1} = (f_y / \gamma_{M1}) (b t^2 / 4) \geq M_{AA} \quad (5.2.3)$$

Hvor "b" er bredden og "t" er tykkelsen til fotplaten i snittet A-A.  $\gamma_{M0}$  er materialfaktoren for tverrsnitt. Løses formel 5.2.3 med hensyn til fotplaten tykkelse "t" fås et uttrykk for minimum tykkelse:

$$t \geq \sqrt{(4 M_{AA} \gamma_{M1}) / (f_y b)} \quad (5.2.4)$$

Ved et dominerende moment som skaper strekk på den ene siden og trykk på den andre siden av søylefoten må tykkelsen til fotplaten dimensjoneres etter det største opptredende moment om alle snittene A-A og B-B på fotplaten.

### 5.3. Aksialkraftkapasitet



**Figur 44: Aksialkraftkapasiteten til en søylefot i henhold til NS3472.**

En søylefot påkjent av trykk gir en trykkapasitet begrenset av betongfundamentets dimensjonerende trykkfasthet  $f_{jd}$ .

Den dimensjonerende trykkapasiteten  $N_d$  til søylefoten vil være følgende når trykket fordeles over hele fotplaten areal gitt av lengden "l" ganger bredden "b":

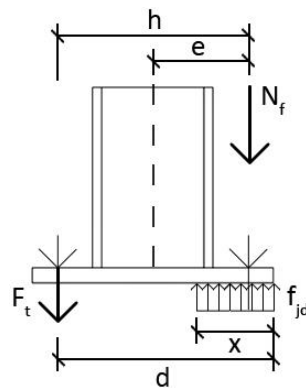
$$N_d = f_{jd} l b \quad (5.3.1)$$

Se figur 44 a). En søylefot påkjent av strekk gir strekk i forankringsboltene. Den dimensjonerende strekkapasiteten  $N_d$  til søylefoten vil være summen av strekket  $F_t$  i boltene på hver side. Se figur 44.

$$N_d = \sum F_t \quad (5.3.2)$$

Begge aksialkraftkapasitetene forutsetter at tykkelsen til fotplaten utfyller kriteriet i formel 5.2.4.

## 5.4. Momentkapasitet



**Figur 45: Størrelser for utregning av momentkapasiteten til en søylefot i henhold til NS3472.**

Den eksentriske normalkraften  $N_f$  på figur 45 gir en aksialkraft i søylen samt et moment lik resultatet av  $N_f$  ganger eksentrisiteten "e". Dette gir følgende forhold:

$$e = M_f / N_f \rightarrow M_f = N_f e \quad (5.4.1)$$

Dominerende moment skaper en strekkraft  $F_t$  i boltene på venstre side av figur 45 og et jevnt trykk mot fotplaten fra fundamentet  $f_{jd}$  på høyre side. Trykkarealet er gitt av lengden "x" som er ukjent og bredden "b". Momentlikevekt om strekkraften  $F_t$  gir et uttrykk for trykkarealets lengde "x".

$$N h = f_{jd} b x (d - 0,5 x) \quad (5.4.2)$$

$$0,5 x^2 - d x + (N h / f_{jd} b) = 0 \quad (5.4.3)$$

Løsningen på andregradslikningen i formel 5.4.3 og uttrykket for lengden "x":

$$x = d \pm \sqrt{d^2 - 2 (N h / f_{jd} b)} \quad (5.4.4)$$

Kraftlikevekt i x-retning (langsmed søylen) gir et uttrykk for strekkraften  $F_t$  i boltene:

$$F_t = f_{jd} b x - N \quad (5.4.5)$$

Denne strekkraften kontrolleres deretter mot den dimensjonerende strekkapasiteten til boltene.

## 6. EKSEMPLER

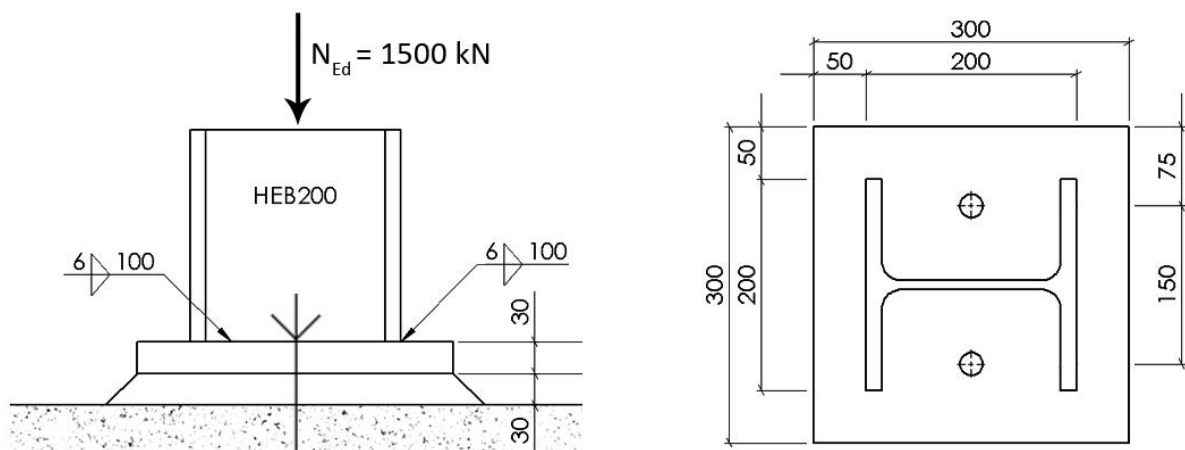
Det blir i dette kapittelet vist eksempler for dimensjonering av søyleføtter etter Eurokode 3 men også enkelte eksempler som viser metodene etter NS3472:2001. Eksempelene etter Eurokode 3 vil gå igjennom områder av dimensjonering av søyleføtter som denne rapporten omhandler. Dette betyr at metodene benyttet på de områder som er nevnt i oppgavens begrensninger ikke vil bli gjennomgått. Det vil være spesielt fokus på metoder som er spesifikke for søyleføtter. Belastningssituasjonene som gjennomgås er de mest relevante og reflekterer de situasjonene som er typisk for søyleføtter. Det er for eksempel mye vanligere med en søylefot påkjent av trykk enn av strekk. Eksempelene etter NS3472:2001 tar kun opp de metodene som skiller seg mest fra metodene benyttet i Eurokode 3.

Videre vil de eksempler med søyleføtter påkjent av trykk være enklere enn søyleføtter påkjent av strekk eller dominerende moment. Enkelte eksempler vil bygge på tidligere eksempler og dette er i så fall nevnt i oppgaveteksten. Noen antagelser er gjort slik at kun det viktigste blir vist.

Eksempelene antar at understøpen har god nok kvalitet slik at fasthetsfaktoren  $\beta_j$  kan benyttes for utregning av fundamentets fasthet. Alle søyletverrsnitt skal enten være tverrsnittsklasse 1 eller 2. Lengden på boltene er lengre enn nedre grense for hevarmkrefter og hevarmkrefter oppstår ikke. Dimensjonering av bolter og sveiser forutsetter at boltene og sveisene er påsatt en lastvirkning. I eksempler med kun trykkraft vil derfor denne delen ikke vises.

Se kapittel 2.4 Stegvis fremgangsmetode for anbefalt stegvis fremgangsmetode for dimensjonering av søyleføtter. Løsningen på eksemplene følger stort sett denne anbefalingen.

### 6.1. Eksempel 1: Søylefot med H-profil påkjent av trykkraft



**Figur 46: Søylefot med H-profil påkjent av trykkraft. Alle lengdemål i mm.**

En søylefot bestående av en HEB200 søyle på en fotplate med størrelse 30 · 300 · 300 mm skal dimensjoneres for trykkraften  $N_{Ed} = 1500$  kN. Både søylen og fotplaten er av fasthetsklasse S235. Det benyttes 2 stykk M20-8.8 boltestenger med valsede gjenger for å forankre søylefoten til en større fundamentplate i B20 betong. Understøpen er 30 mm tykk. Se figur 46. Har søylefoten god nok trykkapasitet?

### Løsning:

Sjekker først trykkapasiteten til søylen. Tverrsnittsarealet til HEB200 er  $A = 7810 \text{ mm}^2$ .

$$N_{c,Rd} = (A f_y) / \gamma_{M0} = (7810 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ N/mm}^2) / 1,05 = 1748 \text{ kN}$$

Søylen har god nok kapasitet. Søylefoten skal dimensjoneres sterkere enn søylen og bør derfor ha større trykkapasitet enn søylen. Da søylefoten er montert på et stort betongfundament vil spenningskonsentrasjonsfaktoren ha den maksimale verdien  $k_j = 3,0$ . Fundamentets fasthet:

$$f_{jd} = k_j (2/3) f_{cd} = 3,0 (2/3) (\alpha_{cc} f_{ck}) / \gamma_c = 2 (0,85 \cdot 20 \text{ N/mm}^2) / 1,5 = 22,7 \text{ N/mm}^2$$

Fotplatens utstikk "c" er dermed:

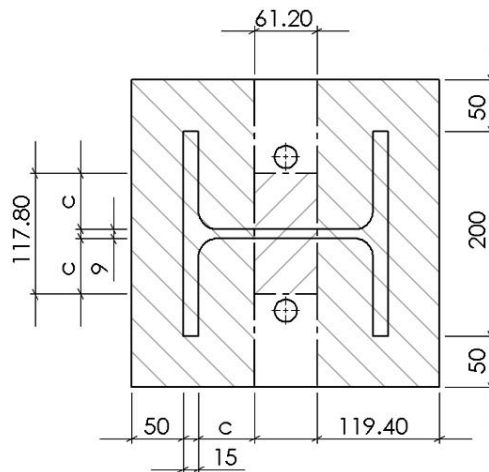
$$c = t \sqrt{f_y / (3 f_{jd} \gamma_{M0})} = 30 \text{ mm} \sqrt{235 \text{ N/mm}^2 / (3 \cdot 22,7 \text{ N/mm}^2 \cdot 1,05)} = 54,4 \text{ mm}$$

Dette utstikket gir de tre t-stykkene med hvert sitt effektive areal vist på figur 47. Noter at enkelte fysiske lengder er mindre enn det teoretiske utstikket og den fysiske lengden blir benyttet. De effektive arealene til flensenes t-stykker er like store:

$$A_{eff,1} = A_{eff,3} = (50 \text{ mm} + 15 \text{ mm} + 54,4 \text{ mm}) \cdot (50 \text{ mm} + 200 \text{ mm} + 50 \text{ mm}) = 35820 \text{ mm}^2$$

Samtidig begrenses bredden til det effektive arealet til steget på grunn av de andre arealene:

$$A_{eff,2} = (300 \text{ mm} - 2 \cdot 119,4 \text{ mm}) \cdot (54,4 \text{ mm} + 9 \text{ mm} + 54,4 \text{ mm}) = 7209 \text{ mm}^2$$



**Figur 47: Effektivt areal for t-stykkene til en H-profil. Alle mål i mm.**

Dette gir et totalt effektivt areal:

$$A_{eff} = A_{eff,1} + A_{eff,2} + A_{eff,3} = 2 \cdot 35820 \text{ mm}^2 + 7209 \text{ mm}^2 = 78849 \text{ mm}^2$$

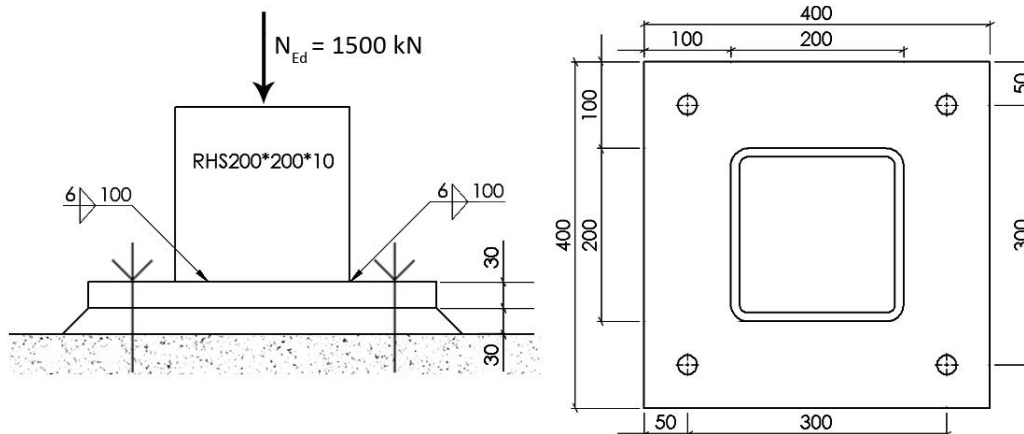
Trykkapasiteten til søylefoten blir:

$$N_{j,Rd} = f_{jd} A_{eff} = 22,7 \text{ N/mm}^2 \cdot 78849 \text{ mm}^2 = 1790 \text{ kN}$$

Søylefoten har dermed god nok trykkapasitet for den opptredende trykkraften  $N_{Ed} = 1500 \text{ kN}$ .



## 6.2. Eksempel 2: Søylefot med hulprofil påkjent av trykkraft



**Figur 48: Søylefot med hulprofil påkjent av trykkraft. Alle lengdemål i mm.**

I stedet for HEB200 benyttes nå en kvadratisk hulprofil med dimensjoner  $200 \cdot 200 \cdot 10$  mm på en fotplate  $30 \cdot 400 \cdot 400$  mm. Det benyttes 4 stykk M20-8.8 boltstenger med valsede gjenger. Dette er de eneste endringene fra eksempel 1. Se figur 48. Har søylefoten god nok trykkapasitet?

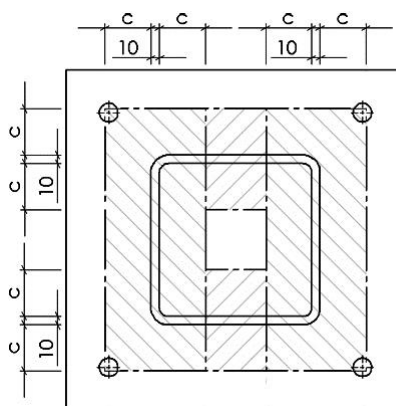
### Løsning:

Sjekker trykkapasiteten til søylen. Tverrsnittsarealet til RHS  $200 \cdot 200 \cdot 10$  mm er  $A = 7257 \text{ mm}^2$ .

$$N_{c,Rd} = (A f_y) / \gamma_{M0} = (7257 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ N/mm}^2) / 1,05 = 1624 \text{ kN}$$

Søylen har nok kapasitet. Betongfundamentet er helt likt som i eksempel 1 og dette fører til at både konsentrasjonsfaktoren  $f_{jd} = 22,7 \text{ N/mm}^2$  og utstikket  $c = 54,4 \text{ mm}$  fra det forrige eksemplet kan benyttes. Dette gir de fire effektive arealene vist på figur 49. Det totale effektive arealet blir:

$$A_{eff} = (200\text{mm} + 2 \cdot 54,4 \text{ mm})^2 - (200\text{mm} - 2 \cdot (10 \text{ mm} + 54,4 \text{ mm}))^2 = 90288 \text{ mm}^2$$



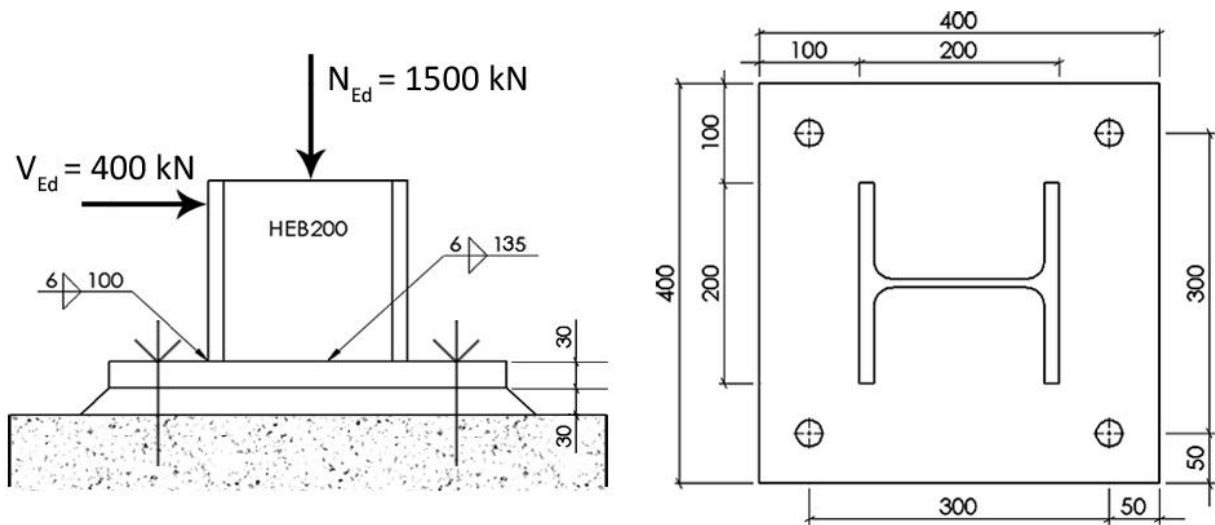
**Figur 49: Effektivt areal for t-stykkene til en hulprofil. Alle mål i mm.**

Trykkapasiteten til søylefoten blir:

$$N_{j,Rd} = f_{jd} A_{eff} = 22,7 \text{ N/mm}^2 \cdot 90288 \text{ mm}^2 = 2050 \text{ kN}$$

Altså nok trykkapasitet. Fotplatetykkelsen kan faktisk minskes til 25 mm og fortsatt gi nok kapasitet.

### 6.3. Eksempel 3: Søylefot påkjent av trykk- og skjærkraft



Figur 50: Søylefot påkjent av trykk- og skjærkraft. Alle lengdemål i mm.

Av hensyn til plass må det benyttes en HEB200 søyle på en fotplate 30 · 400 · 400 mm. Fotplaten er forankret med 4 stykk M24-8.8 boltstenger med valsede gjenger. Betongfundamentet kan ikke være større enn 600 · 600 mm i overflateareal og er av B20 betong. Understøpen er 30 mm tykk. Se figur 50. Søylefoten skal dimensjoneres for en trykkraft  $N_{Ed} = 1500$  kN og en skjærkraft  $V_{Ed} = 400$  kN. Hvilken fasthetsklasse må benyttes til stålet? Har søylefoten nok kapasitet med valgt fasthetsklasse?

#### Løsning:

Finner nødvendig fasthetsklasse for stålet ved en skjærkapasitet til søylen som er større enn skjærkraften  $V_{Ed} = 400$  kN. Tverrsnittsarealet til HEB200 er  $A = 7810$  mm<sup>2</sup> som gir skjærarealet:

$$A_v = A - (2 b t_f) + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 7810 \text{ mm}^2 - (2 \cdot 200 \text{ mm} \cdot 15 \text{ mm}) + (9 \text{ mm} + 2 \cdot 18 \text{ mm}) \cdot 15 \text{ mm} = 2485 \text{ mm}^2$$

Prøver fasthetsklasse S275:

$$V_{pl,Rd} = (A_v f_y) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = (2485 \text{ mm}^2 \cdot 275 \text{ N/mm}^2) / (\sqrt{3} \cdot 1,05) = 376 \text{ kN} < N_{Ed}$$

Fasthetsklasse S275 er ikke tilstrekkelig. Prøver fasthetsklasse S355:

$$V_{pl,Rd} = (2485 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2) / (\sqrt{3} \cdot 1,05) = 485 \text{ kN} > N_{Ed}$$

Altså er fasthetsklasse S355 tilstrekkelig for søylens skjærkapasitet. Søylen trykkkapasitet:

$$N_{c,Rd} = (A f_y) / \gamma_{M0} = (7810 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2) / 1,05 = 2640 \text{ kN}$$

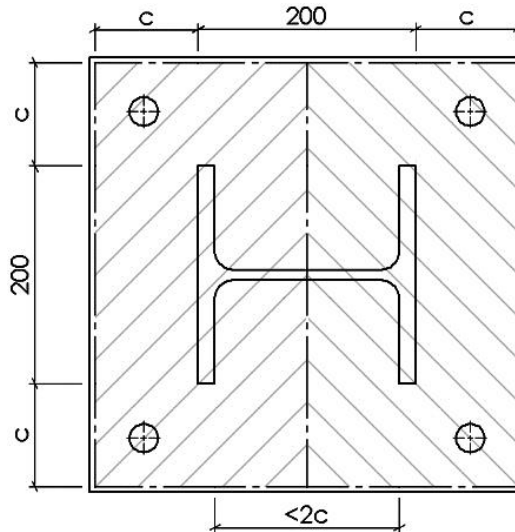
Da søylen har god nok skjær- og trykkapasitet kan resten av søylefoten kontrolleres. Fundamentet er forholdsvis lite og med størrelsen 600 · 600 mm gir det spenningskonsentrasjonsfaktoren:

$$k_j = \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} = \sqrt{(600 \cdot 600 \text{ mm}) / (400 \cdot 400 \text{ mm})} = 1,5$$

Dette gir fundamentets fasthet  $f_{jd}$  og fotplatens teoretiske utstikk "c":

$$f_{jd} = k_j (2/3) f_{cd} = 1,5 (2/3) (\alpha_{cc} f_{ck}) / \gamma_c = (0,85 \cdot 20 \text{ N/mm}^2) / 1,5 = 11,3 \text{ N/mm}^2$$

$$c = t \sqrt{f_y / (3 f_{jd} \gamma_{M0})} = 30 \text{ mm} \cdot \sqrt{355 \text{ N/mm}^2 / (3 \cdot 11,3 \text{ N/mm}^2 \cdot 1,05)} = 94,7 \text{ mm}$$



**Figur 51: Effektivt areal for t-stykkene til flensene. Alle mål i mm.**

Dette utstikket gir de to effektive arealene vist på figur 51. Utstikket er altså så stort slik at t-stykkene til søylens flenser får et effektivt areal som dekker hele området mellom flensene. Det totale effektive arealet fyller nesten hele fotplaten:

$$A_{\text{eff}} = (94,7 \text{ mm} + 200 \text{ mm} + 94,7 \text{ mm}) \cdot (94,7 \text{ mm} + 200 \text{ mm} + 94,7 \text{ mm}) = 151632 \text{ mm}^2$$

Søylefotens trykkapasitet:

$$N_{j,Rd} = f_{jd} A_{\text{eff}} = 11,3 \text{ N/mm}^2 \cdot 151632 \text{ mm}^2 = 1713 \text{ kN}$$

Søylefoten har god nok trykkapasitet. Friksjonen mellom fotplate og fundament gir skjærkapasiteten:

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{c,Ed} = 0,20 \cdot 1500 \cdot 10^3 \text{ N} = 300 \text{ kN}$$

Samtidig har hver bolt en skjærkapasitet hvor  $F_{2,vb,Rd}$  er den laveste:

$$F_{vb,Rd} = F_{2,vb,Rd} = (\alpha_{bc} f_{ub} A_s) / \gamma_{M2} = (0,248 \cdot 800 \text{ N/mm}^2 \cdot 353 \text{ mm}^2) / 1,25 = 56 \text{ kN}$$

Den totale skjærkapasiteten til søylefoten blir med 4 bolter:

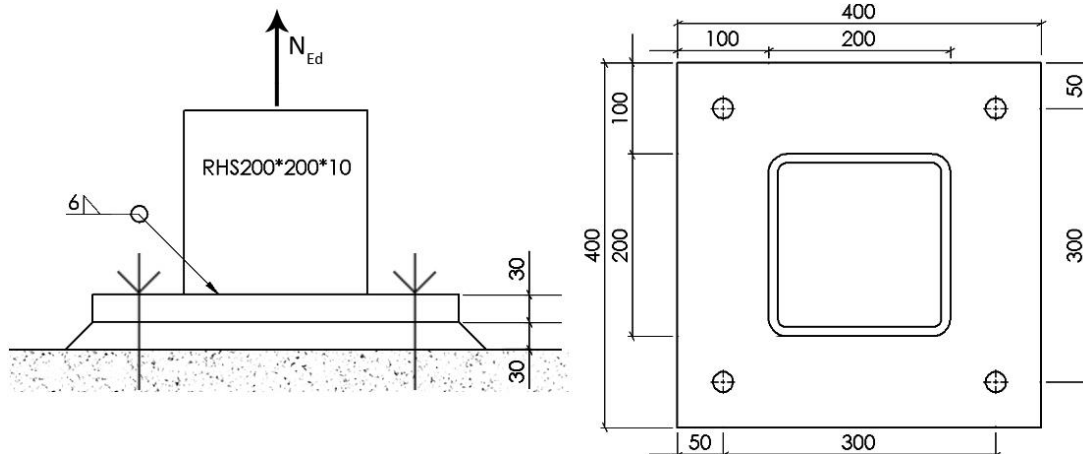
$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n F_{vb,Rd} = 300 \cdot 10^3 \text{ N} + 4 \cdot 56 \cdot 10^3 \text{ N} = 524 \text{ kN}$$

Søylefoten har både god nok trykkapasitet og skjærkapasitet. Det siste som må kontrolleres er kapasiteten til sveisen som overfører skjærkraften. Kontroll av stegsveisens skjærkapasitet:

$$F_{w,Rd} = (f_u a l) / (\sqrt{3} \beta_w \gamma_{M2}) = (510 \text{ N/mm}^2 \cdot 6 \text{ mm} \cdot 2 \cdot 135 \text{ mm}) / (\sqrt{3} \cdot 0,9 \cdot 1,25) = 424 \text{ kN}$$

Søylefoten har altså god nok kapasitet for de påsatte lastvirkningene med stålfastheten S355.

#### 6.4. Eksempel 4: Søylefot med hulprofil påkjent av strekkraft



Figur 52: Søylefot med hulprofil påkjent av strekkraft. Alle lengdemål i mm.

Det er ønskelig å finne strekkapasiteten til søylefoten på figur 52. Det benyttes en kvadratisk hulprofil med dimensjonene 200 · 200 · 10 mm på en fotplate 30 · 400 · 400 mm. Fotplaten er forankret med 4 stykk M24-8.8 forankringsbolter med valsede gjenger. Sveisen med et a-mål på 6 mm er ført rundt hele profilen. S355 er benyttet til søyle, fotplate og sveis. Hva er søylefotens strekkapasitet?

#### Løsning:

Strekkapasiteten per bolt:

$$F_{t,Rd} = (0,9 f_{ub} A_s) / \gamma_{M2} = (0,9 \cdot 800 \text{ N/mm}^2 \cdot 353 \text{ mm}^2) / 1,25 = 203,3 \text{ kN}$$

Strekkapasiteten til bruddform 3 er dermed:

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 4 \cdot 203,3 \cdot 10^3 \text{ N} = 813 \text{ kN}$$

Da det ikke oppstår hevarmkrefter på grunn av lange forankringsbolter er det kun bruddform 3 og bruddform 1-2 som er aktuelle. Flytelinjene som kan oppstå per bolt:

$$L_{10} = \pi m_a = \pi (50 \text{ mm} - \sqrt{2} \cdot 6 \text{ mm}) = 130,4 \text{ mm}$$

$$L_{11} = b / 4 = 400 \text{ mm} / 4 = 100 \text{ mm}$$

$$L_{12} = \left( \frac{\sqrt{(400 \text{ mm} - 200 \text{ mm})^2 + (400 \text{ mm} - 200 \text{ mm})^2}}{8} \right) \left( \frac{50 \text{ mm}}{50 \text{ mm}} + \frac{50 \text{ mm}}{50 \text{ mm}} \right) = 70,7 \text{ mm}$$

Dette gir effektiv lengde  $l_{eff}$  per bolt og total effektiv lengde  $\sum l_{eff,1}$ :

$$l_{eff} = 70,7 \text{ mm}$$

$$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff} = 4 \cdot 70,7 \text{ mm} = 282,8 \text{ mm}$$

Som gir den plastiske momentkapasiteten til fotplaten:

$$M_{pl,1,Rd} = (0,25 \sum l_{eff,1} t_f^2 f_y) / \gamma_{M0} = (0,25 \cdot 282,8 \text{ mm} \cdot (30 \text{ mm})^2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2) / 1,05$$

$$M_{pl,1,Rd} = 21,5 \text{ kNm}$$

Strekkapasiteten til bruddform 1-2:

$$F_{T,1-2,Rd} = (2 M_{pl,1,Rd}) / m = (2 \cdot 21,5 \cdot 10^6 \text{ Nmm}) / (50 \text{ mm} - \sqrt{2} \cdot 6 \text{ mm}) = 1036 \text{ kN}$$

Det er bruddform 3 som har lavest strekkapasitet. Strekkapasiteten til søylefoten er dermed:

$$N_{j,Rd} = \sum F_{T,Rd} = F_{T,3,Rd} = 813 \text{ kN}$$

Kontroll av sveisen viser at den er dimensjonert godt nok og har høyere kapasitet enn søylefotens strekkapasitet. Utregning av tverrgående kilsveis hvor sveisen har fire lengder på 200 mm:

$$F_{w,Rd} = (f_u a l) / (\sqrt{2} \beta_w \gamma_{M2}) = (510 \text{ N/mm}^2 \cdot 6 \text{ mm} \cdot 4 \cdot 200 \text{ mm}) / (\sqrt{2} \cdot 0,9 \cdot 1,25) = 1539 \text{ kN}$$

## 6.5. Eksempel 5: Momentkapasitet til søylefot belastet av aksialkraft

Det er ønskelig å finne momentkapasiteten til en søylefot kun belastet av en aksialkraft. Søylefoten er den samme som i eksempel 4 med de dimensjoner vist på figur 52. I stedet for en strekkraft er den nå belastet med en sentrisk trykkraft  $N_{Ed} = 500 \text{ kN}$ . Profilen er valset. Det er benyttet et fundament av B20 betong med størrelsen  $1000 \cdot 1000 \text{ mm}$ . Finn momentkapasiteten etter alternativ metode.

### Løsning:

For utregningen ses det for seg at momentet er positivt og dermed skaper strekk på venstre side av søylefoten og trykk på høyre side av søylefoten. Finner først minste strekkapasitet til venstre side av søylefoten. Strekkapasiteten per bolt:

$$F_{t,Rd} = (0,9 f_{ub} A_s) / \gamma_{M2} = (0,9 \cdot 800 \text{ N/mm}^2 \cdot 353 \text{ mm}^2) / 1,25 = 203,3 \text{ kN}$$

Strekkapasiteten til bruddform 3 for de to boltene på venstre side er dermed:

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \cdot 203,3 \cdot 10^3 \text{ N} = 407 \text{ kN}$$

På grunn av lange forankringsbolter oppstår det ikke hevarmkrefter. Det er kun bruddform 3 og 1-2 som er aktuelle. Flytelinjene som kan oppstå per bolt er de samme som for eksempel 4:

$$L_{10} = 130,4 \text{ mm}$$

$$L_{11} = 100 \text{ mm}$$

$$L_{12} = 70,7 \text{ mm}$$

Som gir effektiv lengde  $l_{eff}$  per bolt:

$$l_{eff} = 70,7 \text{ mm}$$

Total effektiv lengde  $\sum l_{eff,1}$  for de to boltene på venstre side blir dermed:

$$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff} = 2 \cdot 70,7 \text{ mm} = 141,4 \text{ mm}$$

Den plastiske momentkapasiteten til fotplaten er dermed:

$$M_{pl,1,Rd} = (0,25 \sum l_{eff,1} t_f^2 f_y) / \gamma_{M0} = (0,25 \cdot 141,4 \text{ mm} \cdot (30 \text{ mm})^2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2) / 1,05$$

$$M_{pl,1,Rd} = 10,8 \text{ kNm}$$

Strekkapasiteten til bruddform 1-2:

$$F_{T,1-2,Rd} = (2 M_{pl,1,Rd}) / m = (2 \cdot 10,8 \cdot 10^6 \text{ Nmm}) / (50 \text{ mm} - \sqrt{2} \cdot 6 \text{ mm}) = 520 \text{ kN}$$

Kapasiteten til steget i tverrstrekk vil i denne situasjonen være kapasiteten til de to søyleveggene med samme retning som bøyemomentet. Den effektive bredden til "stegene" i tverrstrekk:

$$b_{eff,t,wc} = \sqrt{2} a + 2,5 (t_f + r) = \sqrt{2} \cdot 6 \text{ mm} + 2,5 (10 \text{ mm} + 10 \text{ mm}) = 58,5 \text{ mm}$$

Reduksjonsfaktoren  $\omega$  er avhengig av skjærarealet  $A_v$  til profilen. Tverrsnittsarealet  $A = 7257 \text{ mm}^2$ .

$$A_v = (A h) / (b + h) = (7257 \text{ mm}^2 \cdot 200 \text{ mm}) / (200 \text{ mm} + 200 \text{ mm}) = 3629 \text{ mm}^2$$

$$\omega = 1 / \sqrt{1 + 1,3 (b_{eff,t,wc} t_w / A_v)^2} = 1 / \sqrt{1 + 1,3 (58,5 \text{ mm} \cdot 2 \cdot 10 \text{ mm} / 3629 \text{ mm}^2)^2} = 0,94$$

Merk at tallet 2 kommer av at det er to vegger i retningen til strekkraften, begge med en effektiv bredde  $b_{eff,t,wc}$  og en tykkelse  $t_w$ . Dette gir kapasiteten til "stegene" i tverrstrekk:

$$F_{t,wc,Rd} = (0,94 \cdot 58,5 \text{ mm} \cdot 2 \cdot 10 \text{ mm} \cdot 355 \text{ N/mm}^2) / 1,05 = 372 \text{ kN}$$

Strekkapasiteten  $F_{T,l,Rd}$  til venstre side av søylefoten er den minste av de tre strekkapasitetene:

$$F_{T,l,Rd} = \min (F_{t,wc,Rd}, F_{T,3,Rd}, F_{T,1-2,Rd}) = F_{t,wc,Rd} = 372 \text{ kN}$$

Så er det over til trykkapasiteten på høyre side av søylefoten. Først må den dimensjonerende trykkapasiteten  $f_{jd}$  til fundamentet beregnes:

$$k_j = \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} = \sqrt{(1000 \cdot 1000 \text{ mm}) / (400 \cdot 400 \text{ mm})} = 2,5$$

$$f_{jd} = k_j (2/3) f_{cd} = 2,5 (2/3) (\alpha_{cc} f_{ck}) / \gamma_c = (5/3) (0,85 \cdot 20 \text{ N/mm}^2) / 1,5 = 18,9 \text{ N/mm}^2$$

Som fører til et utstikk "c" på følgende:

$$c = t \sqrt{f_y / (3 f_{jd} \gamma_{M0})} = 30 \text{ mm} \sqrt{355 \text{ N/mm}^2 / (3 \cdot 18,9 \text{ N/mm}^2 \cdot 1,05)} = 73,3 \text{ mm}$$

Deretter kan det effektive trykkarealet på høyre side av søylefoten beregnes på bakgrunn av likevektsberegning som tar hensyn til trykkraften  $N_{Ed}$  og strekkapasiteten  $F_{T,l,Rd}$ :

$$A_{eff} = (F_{T,l,Rd} - N_{Ed}) / f_{jd} = (372 \cdot 10^3 \text{ N} - (-500 \cdot 10^3 \text{ N})) / 18,9 \text{ N/mm}^2 = 46138 \text{ mm}^2$$

Hvor den effektive lengden  $l_{eff}$  holdes konstant på:

$$l_{eff} = 200 \text{ mm} + 2 c = 200 \text{ mm} + 2 \cdot 73,3 \text{ mm} = 346,6 \text{ mm}$$

Som gir den effektive bredden til det effektive trykkarealet:

$$b_{\text{eff}} = A_{\text{eff}} / l_{\text{eff}} = 46138 \text{ mm}^2 / 346,6 \text{ mm} = 133,1 \text{ mm}$$

Momentarmen  $z_{C,r}$  til trykkkapasiteten på høyre side er dermed:

$$z_{C,r} = 0,5 h + c - 0,5 b_{\text{eff}} = 0,5 \cdot 200 \text{ mm} + 73,3 \text{ mm} - 0,5 \cdot 133,1 \text{ mm} = 106,8 \text{ mm}$$

Dette gir en momentkapasitet  $M_{Rd}$  for søylefoten:

$$M_{Rd} = F_{T,l,Rd} z_{T,l} + f_{jd} A_{\text{eff}} z_{C,r} = 372 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 150 \text{ mm} + 18,9 \text{ N/mm}^2 \cdot 46138 \text{ mm}^2 \cdot 106,8 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = 149 \text{ kNm}$$

Denne momentkapasiteten forutsetter at sveisen har god nok kapasitet. Kontroll av sveisen viser at den ikke er tilstrekkelig. Strekkraften i venstre flens  $N_{f,1,Ed}$  vil ved et opptredende moment på  $M_{Ed} = 149 \text{ kNm}$  være:

$$N_{f,1,Ed} = (M_{Ed} / h_f) + (N_{Ed} / 2) = (149 \cdot 10^6 \text{ Nmm} / 190 \text{ mm}) + (-500 \cdot 10^3 \text{ N} / 2) = 534 \text{ kN}$$

Hvor kapasiteten  $F_{w,Rd}$  til sveisen er mindre enn  $N_{f,1,Ed}$ :

$$F_{w,Rd} = (f_u a l) / (\sqrt{2} \beta_w \gamma_{M2}) = (510 \text{ N/mm}^2 \cdot 6 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}) / (\sqrt{2} \cdot 0,9 \cdot 1,25) = 385 \text{ kN}$$

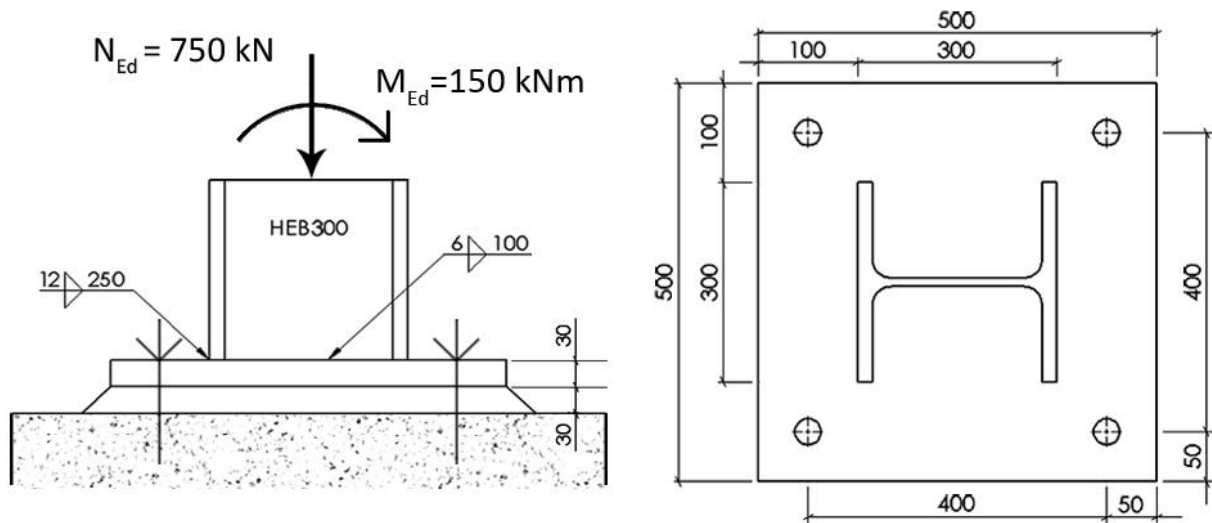
Da sveisens kapasitet er mindre enn momentkapasiteten til resten av søylefoten må en ny momentkapasitet utregnes på bakgrunn av sveisens kapasitet. Finner maks momentkapasitet ved å sette  $N_{f,1,Ed} \leq F_{w,Rd} = 385 \text{ kN}$  og løse følgende ligning med hensyn på  $M_{Ed}$ :

$$N_{f,1,Ed} = (M_{Ed} / h_f) + (N_{Ed} / 2) \rightarrow M_{Ed} = h_f \cdot (N_{f,1,Ed} - (N_{Ed} / 2))$$

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = h_f \cdot (F_{w,Rd} - (N_{Ed} / 2)) = 190 \text{ mm} \cdot (385 \cdot 10^3 \text{ N} - (-500 \cdot 10^3 \text{ N} / 2)) = 121 \text{ kNm}$$

På grunn av sveisens kapasitet kan ikke søylefoten belastes med mer enn  $M_{Ed} \leq 121 \text{ kNm}$ . Samtidig er a-målet nesten maksimalt av hva som er anbefalt og altså veggtykkelsen delt på  $\sqrt{2}$ . For en høyere kapasitet til sveisen ville alternativene vært en profil med større veggtykkelse eller en helt annen profil hvor det er mulig å sveise på begge sider av søyleveggen. For eksempel en H-profil med sveis rundt hele flensen.

## 6.6. Eksempel 6: Søylefot med H-profil påkjent av eksentrisk trykkraft



Figur 53: Søylefot med H-profil påkjent av eksentrisk trykkraft.

En søylefot bestående av en valset HEB300 søyle sveiset til en fotplate  $30 \cdot 500 \cdot 500$  mm er belastet av en eksentrisk trykkraft  $N_{Ed} = 750$  kN. Eksentrisiteten skaper et moment om y-aksen på  $M_{Ed} = 150$  kNm. Se figur 53. Det benyttes 4 M30-8.8 forankringsbolter med valsede gjenger til å forankre søylefoten til fundamentet. Fundamentet er  $1000 \cdot 1000$  mm stort og utført i B20 betong. Har søylefoten god nok momentkapasitet?

### Løsning:

Sjekker momentkapasiteten til søylen. Den plastiske momentmotstanden til HEB300-søylen er  $W_{pl} = 1868 \cdot 10^3$  mm<sup>3</sup>.

$$M_{pl,Rd} = (W_{pl} f_y) / \gamma_{M0} = (1868 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 355 \text{ N/mm}^2) / 1,05 = 632 \text{ kNm}$$

Søylen har altså god nok momentkapasitet. Utrekker deretter trykkapasiteten til høyresiden. Begynner med spenningskonsentrasjonsfaktoren  $k_j$ :

$$k_j = \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} = \sqrt{(1000 \cdot 1000 \text{ mm}) / (500 \cdot 500 \text{ mm})} = 2$$

Fundamentets dimensjonerende fasthet er dermed:

$$f_{jd} = k_j (2/3) f_{cd} = 2 (2/3) (\alpha_{cc} f_{ck}) / \gamma_c = (4/3) (0,85 \cdot 20 \text{ N/mm}^2) / 1,5 = 15,1 \text{ N/mm}^2$$

Som fører til et utstikk "c" på følgende:

$$c = t \sqrt{f_y / (3 f_{jd} \gamma_{M0})} = 30 \text{ mm} \sqrt{355 \text{ N/mm}^2 / (3 \cdot 15,1 \text{ N/mm}^2 \cdot 1,05)} = 82,0 \text{ mm}$$

Dette gir det effektive arealet under høyre trykkflens. Metoden etter Eurokode 3 forenkler ved å se bort i fra alle eventuelle effektive arealer enn flensens effektive areal.

$$A_{eff} = (82,0 \text{ mm} + 300 \text{ mm} + 82,0 \text{ mm}) \cdot (82,0 \text{ mm} + 19,0 \text{ mm} + 82,0 \text{ mm}) = 84912 \text{ mm}^2$$



Trykkkapasiteten  $F_{C,Rd}$  til det effektive arealet under høyre flens:

$$F_{C,Rd} = A_{eff} f_{jd} = 84912 \text{ mm}^2 \cdot 15,1 \text{ N/mm}^2 = 1282 \text{ kN}$$

Trykkkapasiteten til høyre side av søylefoten er også avhengig av kapasiteten  $F_{c,fc,Rd}$  til høyre flens:

$$F_{c,fc,Rd} = M_{c,Rd} / (h - t_f) = 632 \cdot 10^6 \text{ Nmm} / (300 \text{ mm} - 19 \text{ mm}) = 2246 \text{ kN}$$

Trykkkapasiteten  $F_{C,r,Rd}$  til høyre side av søylefoten er den minste av de to foregående kapasitetene:

$$F_{C,r,Rd} = \min ( F_{c,fc,Rd} , F_{C,Rd} ) = F_{C,Rd} = 1282 \text{ kN}$$

Så er det over til strekkapasiteten til venstre side av søylefoten. Begynner med strekkapasiteten for hver bolt og deretter total strekkapasitet til bruddform 3 med 2 bolter på venstre side:

$$F_{t,Rd} = (0,9 f_{ub} A_s) / \gamma_{M2} = (0,9 \cdot 800 \text{ N/mm}^2 \cdot 561 \text{ mm}^2) / 1,25 = 323 \text{ kN}$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \cdot 323 \cdot 10^3 \text{ N} = 646 \text{ kN}$$

På grunn av lange forankringsbolter oppstår det ikke hevarmkrefter og dermed kun bruddform 3 og 1-2 som er aktuelle. Flytelinjene til bruddform 1-2 er følgende per bolt:

$$L_{10} = \pi m_a = \pi (50 \text{ mm} - \sqrt{2} \cdot 12 \text{ mm}) = 103,8 \text{ mm}$$

$$L_{11} = b / 4 = 500 \text{ mm} / 4 = 125 \text{ mm}$$

$$L_{12} = \left( \frac{\sqrt{(500 \text{ mm} - 300 \text{ mm})^2 + (500 \text{ mm} - 300 \text{ mm})^2}}{8} \right) \left( \frac{50 \text{ mm}}{50 \text{ mm}} + \frac{50 \text{ mm}}{50 \text{ mm}} \right) = 70,7 \text{ mm}$$

Dette gir effektiv lengde  $l_{eff}$  per bolt og total effektiv lengde  $\sum l_{eff,1}$ :

$$l_{eff} = 70,7 \text{ mm}$$

$$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff} = 2 \cdot 70,7 \text{ mm} = 141,4 \text{ mm}$$

Som gir den plastiske momentkapasiteten til fotplaten:

$$M_{pl,1,Rd} = (0,25 \sum l_{eff,1} t_f^2 f_y) / \gamma_{M0} = (0,25 \cdot 141,4 \text{ mm} \cdot (30 \text{ mm})^2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2) / 1,05$$

$$M_{pl,1,Rd} = 10,8 \text{ kNm}$$

Strekkapasiteten  $F_{T,1-2,Rd}$  til bruddform 1-2:

$$F_{T,1-2,Rd} = (2 M_{pl,1,Rd}) / m = (2 \cdot 10,8 \cdot 10^6 \text{ Nmm}) / (50 \text{ mm} - \sqrt{2} \cdot 12 \text{ mm}) = 655 \text{ kN}$$

Strekkapasiteten til venstre side av søylefoten er også avhengig av kapasiteten  $F_{t,wc,Rd}$  til steget. Den effektive bredden til steget påkjent av tverrstrekk:

$$b_{eff,t,wc} = \sqrt{2} a + 2,5 (t_f + r) = \sqrt{2} \cdot 12 \text{ mm} + 2,5 (19 \text{ mm} + 27 \text{ mm}) = 132 \text{ mm}$$

Reduksjonsfaktoren " $\omega$ " for interaksjonen med skjær i søylesteget er avhengig av skjærarealet til søylen. Skjærarealet  $A_v$  til søylen er følgende hvor tverrsnittsarealet til HEB300 er  $A = 14900 \text{ mm}^2$ :

$$A_v = A - (2 b t_f) + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 14900 \text{ mm}^2 - (2 \cdot 300 \text{ mm} \cdot 19 \text{ mm}) + (11 \text{ mm} + 2 \cdot 27 \text{ mm}) \cdot 19 \text{ mm} = 4735 \text{ mm}^2$$

Reduksjonsfaktoren " $\omega$ ":

$$\omega = 1 / \sqrt{1 + 1,3 (b_{\text{eff},t,wc} t_w / A_v)^2} = 1 / \sqrt{1 + 1,3 (132 \text{ mm} \cdot 11 \text{ mm} / 4735 \text{ mm}^2)^2} = 0,94$$

Dette gir søylestegets kapasitet mot tverrstrekk:

$$F_{t,wc,Rd} = (\omega b_{\text{eff},t,wc} t_w f_y) / \gamma_{M0} = (0,94 \cdot 132 \text{ mm} \cdot 11 \text{ mm} \cdot 355 \text{ N/mm}^2) / 1,05 = 461 \text{ kN}$$

Strekkapasiteten  $F_{T,l,Rd}$  til venstre side av søylefoten er den minste av:

$$F_{T,l,Rd} = \min (F_{t,wc,Rd}, F_{T,3,Rd}, F_{T,1-2,Rd}) = F_{t,wc,Rd} = 461 \text{ kN}$$

Da er både trykkapasiteten til høyre side og strekkapasiteten til venstre side beregnet. Momentkapasiteten til søylefoten er avhengig av momentarmene " $z$ " og eksentrisiteten " $e$ ":

$$z_{T,l} = 400 \text{ mm} / 2 = 200 \text{ mm}$$

$$z_{C,r} = (h - t_f) / 2 = (300 \text{ mm} - 19 \text{ mm}) / 2 = 140,5 \text{ mm}$$

$$z = z_{T,l} + z_{C,r} = 200 \text{ mm} + 140,5 \text{ mm} = 340,5 \text{ mm}$$

$$e = -(M_{Ed} / N_{Ed}) = -(150 \cdot 10^6 \text{ Nmm} / 750 \cdot 10^3 \text{ N}) = -200 \text{ mm}$$

Eksentrisiteten er negativ da den er på høyre side av søylens nøytralakse. Momentkapasiteten  $M_{j,Rd}$  til søylefoten er dermed den minste av:

$$M_{j,Rd} = (F_{T,l,Rd} z) / (z_{C,r} / e + 1) = (461 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 340,5 \text{ mm}) / ((140,5 \text{ mm} / -200 \text{ mm}) + 1)$$

$$M_{j,Rd} = 528 \text{ kNm}$$

$$M_{j,Rd} = (-F_{C,r,Rd} z) / (z_{T,l} / e - 1) = (-1282 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 340,5 \text{ mm}) / ((140,5 \text{ mm} / -200 \text{ mm}) - 1)$$

$$M_{j,Rd} = 218 \text{ kNm}$$

Søylefotens momentkapasitet er altså  $M_{j,Rd} = 218 \text{ kNm}$ . Søylefoten har dermed god nok momentkapasitet. Til slutt kontroll om sveisen har god nok kapasitet. Sveisens strekkapasitet:

$$F_{w,Rd} = (f_u a l) / (\sqrt{2} \beta_w \gamma_{M2}) = (510 \text{ N/mm}^2 \cdot 12 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm}) / (\sqrt{2} \cdot 0,9 \cdot 1,25) = 962 \text{ kN}$$

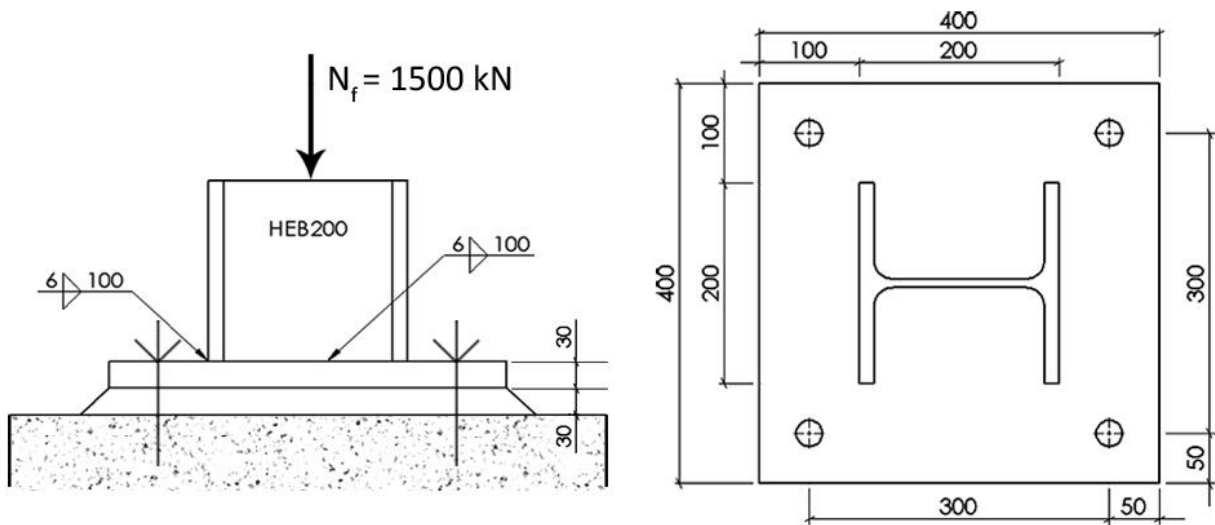
Finner maks momentkapasitet til sveisen ved å sette strekkraften  $N_{f,1,Ed}$  i venstre flens til  $N_{f,1,Ed} \leq F_{w,Rd} = 962 \text{ kN}$  og løse følgende ligning med hensyn på  $M_{Ed}$ :

$$N_{f,1,Ed} = (M_{Ed} / h_f) + (N_{Ed} / 2) \rightarrow M_{Ed} = h_f \cdot (N_{f,1,Ed} - (N_{Ed} / 2))$$

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = h_f \cdot (F_{w,Rd} - (N_{Ed} / 2)) = 281 \text{ mm} \cdot (962 \cdot 10^3 \text{ N} - (-750 \cdot 10^3 \text{ N} / 2)) = 481 \text{ kNm}$$

Sveisen har altså mer en god nok kapasitet for det opptredende momentet.

## 6.7. Eksempel 7: Søylefot påkjent av trykkraft etter NS3472:2001



**Figur 54: Søylefot med H-profil påkjent av sentrisk trykkraft.**

En søylefot bestående av en HEB200 søyle på en fotplate med størrelse  $30 \cdot 500 \cdot 500$  mm er belastet med en trykkraft  $N_f = 750$  kN. Søylene og fotplaten benytter fasthetsklasse S355. Det benyttes 4 M20-8.8 forankringsbolter og betongfundamentet har en fasthet på  $f_{jd} = 22,7$  N/mm<sup>2</sup> i henhold til dagens Eurokode 2. Se figur 54. Har søylefoten god nok trykkapasitet?

### Løsning:

Det største opprettede bøyemomentet i fotplaten er ved snitt B-B:

$$h_2 = 100 \text{ mm} + 200 \text{ mm} / 10 = 120 \text{ mm}$$

$$M_{BB} = f_{jd} b h_2 (h_2 / 2) = 22,7 \text{ N/mm}^2 \cdot 400 \text{ mm} \cdot 120 \text{ mm} (120 \text{ mm} / 2) = 65,4 \text{ kNm}$$

Dette bøyemomentet krever en fotplate med tykkelse:

$$t \geq \sqrt{(4 M_{AA} \gamma_{M1}) / (f_y b)} = \sqrt{(4 \cdot 65,4 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \cdot 1,10) / (355 \text{ N/mm}^2 \cdot 400 \text{ mm})} = 45 \text{ mm}$$

Tykkelsen til fotplaten er altså ikke god nok. Endres fotplatetykkelsen til over 45 mm vil aksialkraftkapasiteten  $N_d$  til søylefoten være:

$$N_d = f_{jd} l b = 22,7 \text{ N/mm}^2 \cdot 400 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm} = 3632 \text{ kN}$$

Søylefoten har altså god nok trykkapasitet i henhold til NS3472:2001 hvis fotplatens tykkelse økes til over 45 mm. Samtidig er det gjort en forenkling ved å beregne betongfundamentets fasthet med dagens Eurokode 2.

## 7. KONKLUSJON

Denne rapporten presenterer beregningsmetodene som omhandler søyleføtter på en oversiktlig og helhetlig måte. Praktiske hensyn, Eurokode 3 og NS3472:2001 er behandlet hver for seg. Delen om praktiske hensyn gjør det lettere for leseren å velge typiske og gode løsninger. Innføringen av Eurokode 3 som gjeldende standard var bakgrunnen til denne oppgaven og det er derfor lagt mest vekt på dimensjonering av søyleføtter etter Eurokode 3. Kapittelet om NS3472:2001 kunne inneholdt mer om dimensjonering av søyleføtter. Men samtidig er det viktigste av NS3472:2001 vist og sammen med kapitlene om praktiske hensyn og Eurokode 3 danner rapporten et helhetlig bilde.

Oppbygningen av rapporten er basert på en inndeling av delkomponenter i en søylefot. Dette gjør det lett for leseren å følge rapporten igjennom og samtidig lett å benytte som et oppslagsverk. Inndelingen etter delkomponenter er valgt for oversiktighet og bør ikke skape forvirring med basiskomponentene i Eurokode 3.

En anbefalt stegvis fremgangsmetode for dimensjonering av søyleføtter er nødvendig da det kan være en omfattende prosess. Fremgangsmetoden er laget slik at den kan benyttes med de fleste belastningssituasjoner. Beregning av trykk- eller strekkpåkjennte søyleføtter samt søyleføtter påkjent av dominerende moment er mulig med fremgangsmetoden. Det er forsøkt å holde antallet punkter til et minimum ved vise den mest direkte metoden. Derfor inneholder den ikke absolutt alle mulige punkter ved dimensjonering av søyleføtter.

Eksemplene laget for denne rapporten viser bruken av beregningsmetodene på samme direkte metode som den anbefalte fremgangsmetoden. Kun det nødvendige av forklaring er tatt med for å ikke overlesse leseren med informasjon og eksemplene krever tilbakeblikk til de relevante delene av rapporten. Eksemplene 1-4 etter Eurokode 3 fremstår som enkle og lettfattelige. Eksempel 5 og 6 som viser dimensjonering av momentkapasitet kan være mer krevende og følge på grunn av lengden.

### 7.1. Anbefalinger

Følgende punkter anbefales og er styrkene til denne rapporten:

- Innledningen om søyleføtter og deretter inndelingen av delkomponenter til en søylefot forklarer søyleføtter på en lettfattelig måte og rapporten bygger videre på inndelingen.
- Kapittelet om praktiske hensyn forklarer vanlige løsninger benyttet for søyleføtter og det er en fordel å lese denne før dimensjonering av søyleføtter.
- Kapittelet om beregning etter Eurokode 3 er omfattende og inkluderer det meste som er relevant for søyleføtter. Den representerer en mer oversiktlig og lettfattelig forklaring av dimensjonering av søyleføtter enn Eurokode 3: Del 1-8. Samtidig blir det foreslått enkelte beregningsmetoder som ikke er direkte vist i Eurokode 3 for søyleføtter men som følger beregningsreglene i Eurokode 3.
- Eksemplene etter Eurokode 3 viser de fleste beregningsmetodene for søyleføtter på den mest direkte måten. Det er forsøkt å ikke inkludere mer enn nødvendig i eksemplene slik at de skal være lette å følge.

- Nesten alle figurene i denne rapporten er egenprodusert for denne rapporten. Figurene gjør teksten mye lettere å følge og er i mange tilfeller forklarende for leseren. Figurene spiller en viktig rolle for å skape en oversiktlig rapport.

## 7.2. Videre arbeid

Samtidig utelates enkelte områder for å sikre hovedfokus med oppgaven. Se kapittel 1.4 Begrensninger. Det er derfor enkelte punkter som anbefales som videre arbeid:

- Dimensjonering av betongfundamentet ble begrenset til trykkapasiteten mellom fotplate og fundamentet. Det er flere områder hvor dimensjonering av betongfundamentet er relevant for søyleføtter og disse områdene kunne med fordel blitt undersøkt. Dette gjelder spesielt forankringskapasiteten og skjærkapasiteten til betongfundamentet.
- Noen sammenligning mellom dimensjonering av søyleføtter med Eurokode 3 og NS3472:2001 er ikke gjort. Det er av interesse å vite hvilken som er mest konservativ på de forskjellige områdene. Samtidig burde NS3472:2001 bli gjennomgått i større grad.
- Søyleføtter kan også benyttes hvor underlaget ikke er et betongfundament. Søyleføtter montert direkte mot stål er av interesse. Se figur 6 for illustrasjon.
- Søyleføtter i aluminium vil innebære andre standarder men kan også være interessant hvor lavere vekt og andre egenskaper til konstruksjonen er viktig.

## 8. REFERANSER

### Skriftlige kilder:

- [4] **Standard Norge (2009)**. Eurokode 3: Del 1-8. *6.2.8 Dimensjonerende kapasitet for søyleføtter med fotplater*: s. 89-91
- [6] **Norges Standardiseringsforbund (1985)**. NS3472 2. utg. juni 1984. *0 Orientering*: s. 2
- [8] **J. Wardenier (2001)**. Hollow sections in structural applications. *2.3 Geometrical Properties*: s. 2.2-2.6
- [9] **Steel Construction Institute (2011)**. Joints in steel construction: Simple joints to Eurocode 3. *7.2 Practical considerations*: s. 224-226
- [10] **G. Dahlvig (1991)**. Konstruksjonselementer. *Kilsveiser*: s. 33
- [11] **Steel Construction Institute (1995)**. Joints in steel construction: Moment connections. *6.8 Stiffened base plates*: s. 90
- [12] **ECCS TC10 (1999)**. COST C1: Column bases in steel building frames. *1.1.1 Practical column base details*: s. 1.1-1.4
- [13] **G. Dahlvig (1991)**. Konstruksjonselementer. *Tilvirkningsmetoder*: s. 85-86
- [14] **Standard Norge (2009)**. Eurokode 3: Del 1-8. *6.2.5 Ekvivalent t-stykke med trykk*: s. 70-71
- [15] **Standard Norge (2009)**. Eurokode 3: Del 1-8.
- [16] **G. Terjesen (2012)**. Introduksjon av Eurokode 3 (Stålkonstruksjoner). *Nominelle fasthetsverdier og sikkerhetsfaktorer*: s. 8-15
- [17] **Standard Norge (2008)**. Eurokode 3: Del 1-1.
- [18] **P. K. Larsen (2010)**. Dimensjonering av stålkonstruksjoner. *Retningsmetoden*: s. 394-396
- [19] **CESTRUCO (2003)**. Design of structural connections to Eurocode 3 FAQ. *7 Column bases*: s. 62
- [20] **ECCS TC10 (1999)**. COST C1: Column bases in steel building frames. *2.3 Base plate in bending and anchor bolts in tension*: s. 2.17-2.18
- [21] **F. Wald med flere (2000)**. Effective length of t-stub of RHS column base plates. *2 Component method for base plate*: s. 2-6
- [22] **ECCS TC10 (1999)**. COST C1: Column bases in steel building frames. *2.3.3 Extension to base plates*: s. 2.28-2.32
- [23] **ECCS TC10 (1999)**. COST C1: Column bases in steel building frames. *2.1 Concrete in compression and base plate in bending*: s. 2.2-2.4
- [24] **G. Dahlvig (1991)**. Konstruksjonselementer. *Dimensjonering av festeskruer*: s. 96

- [25] **G. Dahlvig (1991)**. Konstruksjonselementer. *Hull for skruer*: s. 78-79
- [26] **CESTRUCO (2003)**. Design of structural connections to Eurocode 3 FAQ. *6 Moment connections*: s. 54
- [27] **CESTRUCO (2003)**. Design of structural connections to Eurocode 3 FAQ. *7 Column bases*: s. 64
- [28] **Standard Norge (2008)**. Eurokode 2: Del 1-1. *6.7 Partielt belastet betongflate*: s. 111
- [29] **P. K. Larsen (2010)**. Dimensjonering av stålkonstruksjoner. *Momentkapasitet av endeplate*: s. 428
- [30] **Standard Norge (2009)**. Eurokode 3: Del 1-8. *6.2.8 Dimensjonerende kapasitet for søyleføtter med fotplater*: s. 90
- [31] **CESTRUCO (2003)**. Design of structural connections to Eurocode 3 FAQ. *Worked example 7.2*.
- [32] **E. Thrane, J. Huslid (1985)**. Konstruksjoner i stål. *14.5 Beregning av søylefot*: s. 271-277
- [33] **Standard Norge (2009)**. Eurokode 3: Del 1-8. *6.2.6.5 Endeplate påkjent av bøyning*: s. 81

**Internettkilder:**

- [1] **Standard Norge, Eurokoder erstatter nasjonale standarder:**  
<http://www.standard.no/no/Fagomrader/Bygg-og-anlegg/Eurokoder/Eurokoder-erstatter-nasjonale-standarder/>
- [2] **Standard Norge, Eurokode 3:**  
<http://www.standard.no/no/Fagomrader/Bygg-og-anlegg/Eurokoder/NS-EN-1990-Grunnlag-for-prosjektering-av-konstruksjoner/Eurokode-3-Prosjektering-av-stalkonstruksjoner/>
- [3] **JRC, Eurocode time line:** <http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/showpage.php?id=12>
- [5] **Standard Norge, Om oss:** <http://www.standard.no/no/Om-oss/Standard-Norge/>
- [7] **Norsk Stålforbund, Om Eurokoder:** <http://www.stalforbund.com/Eurokoder/eurokoder.htm>

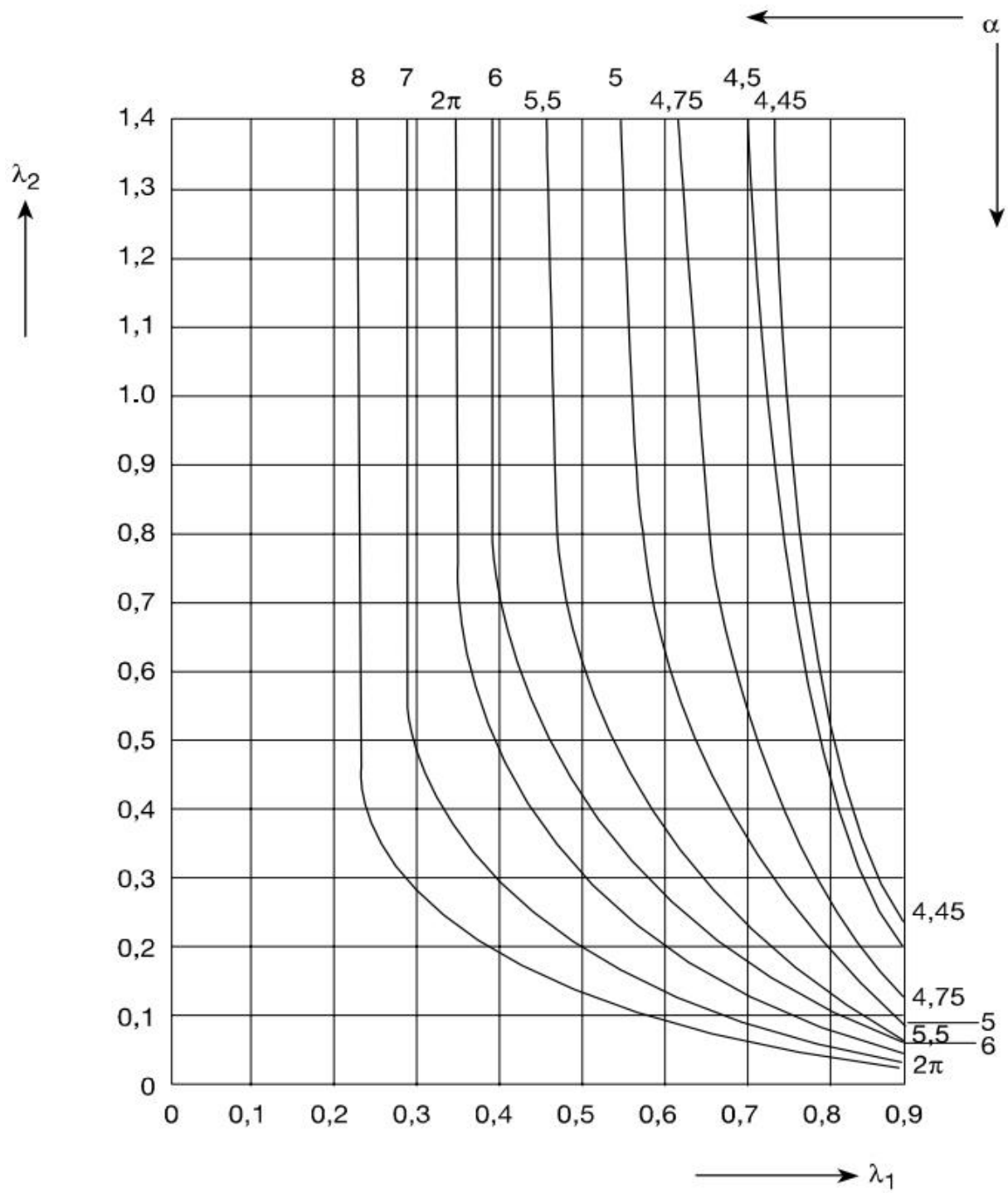
## 9. VEDLEGG

Vedlegg 1: Grafisk løsning på  $\alpha$  [33].

Vedlegg 2: Størrelser til relevante profiler.



Vedlegg 1: Grafisk løsning på  $\alpha$  [33].



## Vedlegg 2: Størrelser til relevante profiler.

Størrelser til HEB-profiler:

HEB	h mm	b mm	$t_w$ mm	$t_f$ mm	r mm	A $\cdot 10^{-3}$ mm <sup>2</sup>	$W_y$ $\cdot 10^{-3}$ mm <sup>3</sup>	$S_y$ $\cdot 10^{-3}$ mm <sup>3</sup>
200	200	200	9	15	18	7,81	570	321
300	300	200	11	19	27	14,9	1680	934

Størrelser til kvadratisk hulprofil 200 · 200 · 10 mm:

RHS	h mm	b mm	t mm	$r_o$ mm	$r_i$ mm	A $\cdot 10^{-3}$ mm <sup>2</sup>	$W_y$ $\cdot 10^{-3}$ mm <sup>3</sup>	$W_p$ $\cdot 10^{-3}$ mm <sup>3</sup>
200 · 10	200	200	10	20	10	7,45	442	526