



Universitetet  
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

## MASTEROPPGAVE

|   |   |
|---|---|
| Studieprogram/spesialisering:<br><i>Konstruksjoner og materialer</i><br><i>Bygg</i>   | Vårsemesteret, 2012<br><br>Åpen   |
| Forfatter:<br><br><i>Ole Anders Bekkelund</i>   | .....<br>(signatur forfatter)   |
| Fagansvarlige:<br><i>Rolf Arild Jacobsen og Sudath Siriwardane</i>  |   |
| Veiledere:<br><i>Vegard S. Bjoland og Patrik Eriksson, Reinertsen AS</i>  |   |
| Tittel på masteroppgaven:<br><i>Dimensjonering og standardisering av strekkpåkjente søyleføtter</i>   |   |
| Engelsk tittel:<br><i>Design and standardization of column footings in tension</i>  |   |
| Studiepoeng: 30   |   |
| Emneord:<br><br>Søylefot, standardisering, knutepunkt,<br>komponentmetode, basiskomponenter,<br>fotplate, innstøpt forankring, overstore hull,<br>Tekla-komponent | Sidetall: 114<br><br>+ vedlegg/annet: 71 + CD<br><br>Stavanger, 15.6.2012 |

## Forord

Denne rapporten oppsummerer arbeidet som er gjort i forbindelse med min masteroppgave ved studieprogram *Konstruksjoner og materialer* ved det teknisk-naturvitenskapelige fakultet, Universitetet i Stavanger. Oppgaven er skrevet i samarbeid med Reinertsen AS i Oslo, og har som formål å utvikle standardiserte løsninger for strekkpåkjennte søyleføtter.

Noen takksigelser er på sin plass. Takk til Hans Christian Elstad ved Reinertsen for kontorplass og hjelp til å finne en passende oppgaveformulering. Takk til Leif Bjarne Helgesen og Jon Ivar Elvsveen, henholdsvis prosjektleder og driftsleder betong i Reinertsen, for at de tok seg tid til å ta i mot meg og diskutere løsningene mine.

En stor takk retter jeg til veilederne mine her hos Reinertsen, Patrik Eriksson og Vegard Bjoland, som har vært engasjerte, tilgjengelige og til stor hjelp gjennom hele oppgaven.

Før denne våren hadde jeg knapt hørt om *Tekla Structures*. Det var derfor av stor nytte at jeg fikk delta på gratis introduksjonskurs hos EDR-Medeso i Sandvika.

Til slutt en takk til fagansvarlige ved UiS, Rolf A. Jacobsen og Sudath Siriwardane, for nyttige innspill.

Mitt håp er at oppgaven kan ha en nytteverdi som kan betale tilbake den velvilje jeg er blitt møtt med gjennom disse månedene.

## Sammendrag

Det er i denne oppgaven sett på dimensjonering av søyleføtter påkjent av en kombinasjon av skjær-, strekk- og momentbelastning. Denne situasjonen er særlig aktuell for innfestningen av søyler som inngår i vindavstivningssystem med stålfagverk. Denne type knutepunkter er svært arbeidskrevende å dimensjonere fordi de involverer et stort antall basiskomponenter og dimensjonering både i betong og stål. Det er derfor søkt å lage en standardisert metode for dimensjonering av denne type knutepunkter i denne oppgaven.

Det er gjort et litteratursøk i et stort antall kilder. En teoridel er sammenfattet på bakgrunn av disse, og er ment å danne et grunnlag for dimensjoneringen av denne type knutepunkter. Foruten dimensjoneringsgrunnlaget, er det utført en diskusjonsdel med den hensikt å lande på en løsning som kan brukes som standardløsning. Et intervju på byggeplass er gjennomført med dette i sikte.

På bakgrunn av diskusjonen er det valgt å benytte en søylefot bestående av ei fotplate med overstore hull sveist til søyla, fire innstøpte forankringsbolter med endeforankring, plateskiver sveist til fotplata for skjæroverføring og justeringsmuttere for høydejustering som standardløsning. Det er så utviklet et dimensjonerings skjema i Mathcad hvor man ved hjelp av relativt få inndata kan finne nødvendig minimumsgeometri og tilhørende kapasiteter av løsningene for forskjellige søyleverrsnitt. Dersom det ønskes en annen geometri enn minimumsgeometrien, kan dette ordnes relativt enkelt. Ønskes økte kapasiteter kan man øke forankringslengden, fotplatetykkelsen og/eller avstand mellom forankringsboltene.

Som hjelp til dimensjoneringsprosessen er det lagd et sett med dimensjoneringstabeller. I disse er minimumsgeometrien til løsningene for de forskjellige søyleverrsnitt oppsummert med tilhørende kapasiteter. Tabellene gjelder for et utvalg søyleverrsnitt og boltestørrelser. For hver boltestørrelse er kapasitetene for et visst intervall av strekkrefter gitt. Disse tabellene er ment som hjelp til å finne en utgangsverdi for dimensjonering i Mathcad-dokumentet. Dette er nyttig fordi dimensjoneringen i Mathcad-dokumentet delvis er en "prøve og feile"-prosess.

Til slutt er det utviklet en komponent i BIM-programmet Tekla av den standardiserte søylefoten. Dette kompletterer på mange måter standardiseringen, og gjør den anvendbar i dagens ingeniørhverdag. Inndata i denne komponenten kan hentes ut fra Mathcad-dokumentet eller dimensjoneringstabellene.

Til sammen utgjør dimensjonerings skjemaet, tabellene og Tekla-komponenten en praktisk og anvendelig metode for å dimensjonere søyleføtter med strekkbelastning.

## Innhold

|  |     |
|--|-----|
| Forord .....   | ii  |
| Sammendrag .....   | iii |
| Figurliste.....  | vii |
| Tabeller.....  | ix  |
| Indeksliste.....   | x   |
| 1. Innledning .....  | 1   |
| 1.1 Bakgrunn .....   | 1   |
| 1.2 Hensikt.....   | 2   |
| 1.3 Metode .....   | 2   |
| 2. Dimensjoneringsgrunnlag .....   | 4   |
| 2.1 Komponentmetoden.....  | 4   |
| 2.2 Knutepunktsklassifisering .....  | 4   |
| 2.2.1 Klassifisering av søyleføtter etter stivhet .....                              | 6   |
| 2.3 Basiskomponenter .....   | 11  |
| 2.3.1 Fotplate i bøyning.....  | 11  |
| 2.3.2 Forankringskapasitet innstøpte bolter .....                                    | 19  |
| 2.3.3 Forankringskapasitet limte bolter .....  | 23  |
| 2.3.4 Betong påkjent av trykk .....  | 25  |
| 2.3.5 Søylesteg med strekk.....  | 27  |
| 2.3.6 Trykkapasitet i søyle .....  | 28  |
| 2.3.7 Forankringsboltene kapasitet mot skjær .....                                   | 28  |
| 2.3.8 Skjærdebyls kapasitet mot skjærkrefter .....                                   | 32  |
| 2.3.9 Dimensjonerende kapasitet av sveis.....  | 34  |
| 2.4 Momentkapasitet .....  | 36  |
| 2.5 Skjærkraftkapasitet .....  | 38  |
| 2.6 Rotasjonsstivhet.....  | 39  |
| 2.6.1 Utledning av rotasjonsstivhetene .....   | 40  |
| 2.6.2 Utledning av komponentstivhet for betong påkjent av trykkrefter .....          | 42  |
| 2.6.3 Utledning av komponentstivhet for fotplate i bøyning og bolter med strekk .... | 44  |
| 2.7 Rotasjonskapasitet .....   | 46  |
| 2.8 Oversikt over beregningsgangen .....   | 47  |

|       |   |    |
|-------|---|----|
| 3.    | Praktiske hensyn .....  | 49 |
| 3.1   | Forankringsmetoder .....                                      | 49 |
| 3.1.1 | Innstøpte bolter/stenger .....                                | 49 |
| 3.1.2 | Kjemiske forankringer.....                                    | 54 |
| 3.1.3 | Ekspansjonsbolter.....  | 56 |
| 3.1.4 | Innstøpt fotplate.....  | 56 |
| 3.2   | Fotplate .....  | 57 |
| 3.3   | Plassering av bolter.....                                     | 57 |
| 3.4   | Sveiser .....   | 59 |
| 3.5   | Skjæradybler.....   | 59 |
| 4.    | Oversikt over løsninger.....                                  | 61 |
| 4.1   | Overstore hull, sveiste plateskiver og innstøpte bolter ..... | 61 |
| 4.1.1 | Fordeler .....  | 62 |
| 4.1.2 | Ulemper .....   | 62 |
| 4.2   | Overstore hull, sveiste plateskiver og limte bolter .....     | 63 |
| 4.2.1 | Fordeler .....  | 63 |
| 4.2.2 | Ulemper .....   | 63 |
| 4.3   | Innstøpte bolter og skjæradybel .....                         | 64 |
| 4.3.1 | Fordeler .....  | 65 |
| 4.3.2 | Ulemper .....   | 65 |
| 4.4   | Innstøpt fotplate med påsveist forankring .....               | 66 |
| 4.4.1 | Fordeler .....  | 66 |
| 4.4.2 | Ulemper .....   | 66 |
| 5.    | Anbefalinger .....  | 67 |
| 5.1   | Entreprenører og montørens anbefalinger.....                  | 67 |
| 5.2   | Intervju på byggeplass .....                                  | 69 |
| 6.    | Standardisering .....   | 71 |
| 6.1   | Diskusjon .....   | 71 |
| 6.1.1 | Løsning.....  | 71 |
| 6.1.2 | Metode.....   | 72 |
| 6.2   | Modell.....   | 74 |
| 6.3   | Dimensjonering .....  | 77 |

|     |                               |     |
|-----|-------------------------------|-----|
| 6.4 | Dimensjoneringstabeller ..... | 80  |
| 6.5 | Tekla-komponent.....          | 82  |
| 7.  | Diskusjon .....               | 93  |
| 7.1 | Problemer.....                | 93  |
| 7.2 | Nytteverdi .....              | 95  |
| 7.3 | Kontroll.....                 | 95  |
| 8.  | Konklusjon.....               | 97  |
| 9.  | Referanser .....              | 99  |
| 10. | Vedlegg .....                 | 101 |

## Figurliste

|   |    |
|---|----|
| Figur 2.1 Modell og klassifisering for stivhet .....                  | 5  |
| Figur 2.2 Bilineær moment-rotasjons-relasjon .....                    | 6  |
| Figur 2.3 Mål for ekvivalent T-stykke [7] .....                       | 12 |
| Figur 2.4 Bruddform 1 .....   | 13 |
| Figur 2.5 Bruddform 2 .....   | 14 |
| Figur 2.6 Flyteleddbetraktning .....                                  | 14 |
| Figur 2.7 Bruddform 3 .....   | 15 |
| Figur 2.8 Bruddform 1-2 .....   | 15 |
| Figur 2.9 Eksempler på bruddmønstre .....                             | 16 |
| Figur 2.10 Parametere for endeplate og modellering av T-stykker ..... | 17 |
| Figur 2.11 Bruddlinje lukket tverrsnitt .....                         | 19 |
| Figur 2.12 Kjeglebrudd .....  | 20 |
| Figur 2.13 Modell for kjeglebrudd [3] .....                           | 20 |
| Figur 2.14 Heftbrudd .....  | 21 |
| Figur 2.15 Spaltebrudd .....  | 22 |
| Figur 2.16 T-stykkets areal .....                                     | 25 |
| Figur 2.17 Betongtrykk mot ekvivalent T-stykke .....                  | 26 |
| Figur 2.18 Lastfordeling i betong .....                               | 27 |
| Figur 2.19 Modell for skjærkapasitet .....                            | 29 |
| Figur 2.20 Modell for skjærkapasitet betong .....                     | 31 |
| Figur 2.21 45 graders pyramidebrudd [11] .....                        | 32 |
| Figur 2.22 35 graders pyramidebrudd [11] .....                        | 33 |
| Figur 2.23 Modell skjærddybel .....                                   | 34 |
| Figur 2.24 Spenningskomponenter i kilsveis .....                      | 35 |
| Figur 2.25 Lastsituasjoner og tilhørende momentarmer .....            | 36 |
| Figur 2.26 Likevektsberegning .....                                   | 37 |
| Figur 2.27 Forhold mellom rotasjonsvinkel og deformasjon .....        | 41 |
| Figur 2.28 Fleksibel T-stykkeflens .....                              | 42 |
| Figur 2.29 Modeller for elastisk deformasjon av T-stykke .....        | 44 |
| Figur 2.30 Nedbøyning av T-stykke uten hevarmkrefter .....            | 45 |
| Figur 3.1 Topp av innstøpt bolt .....                                 | 50 |
| Figur 3.2 Innstøpte bolter med endeforankring .....                   | 52 |
| Figur 3.3 Utstikkslengde .....  | 53 |
| Figur 3.4 Kjemisk forankring .....                                    | 54 |
| Figur 3.5 Eksempel på kjemisk forankring fra Hilti .....              | 55 |
| Figur 3.6 Ekspansjonsbolt .....                                       | 56 |
| Figur 3.7 Eksempel på ekspansjonsbolt fra Hilti .....                 | 56 |
| Figur 3.8 Innstøpt søylefot .....                                     | 57 |
| Figur 3.9 Anbefalt plassering av bolter .....                         | 58 |
| Figur 3.10 Plassering av sveiser .....                                | 59 |
| Figur 4.1 Løsning med overstore hull og innstøpte bolter .....        | 61 |

|  |    |
|--|----|
| Figur 4.2 Løsning med overstore hull og limte bolter.....                | 63 |
| Figur 4.3 Løsning med innstøpte bolter og skjæradybel.....               | 64 |
| Figur 5.1 Utilgjengelig bolt.....  | 67 |
| Figur 6.1 Standardløsning, horisontalt snitt .....                       | 74 |
| Figur 6.2 Standardløsning, vertikalt snitt .....                         | 75 |
| Figur 6.3 Detalj bolt .....  | 83 |
| Figur 6.4 Tekla-modell av søylefot.....                                  | 83 |
| Figur 6.5 Liste over variable i Tekla .....                              | 84 |
| Figur 6.6 Component browser i Tekla .....                                | 85 |
| Figur 6.7 Ferdig parametrisert komponent i Tekla .....                   | 86 |
| Figur 6.8 Automatisk generert grensesnitt i Tekla.....                   | 87 |
| Figur 6.9 Komponentens .INP-fil.....                                     | 88 |
| Figur 6.10 Komponentkatalogen i Tekla.....                               | 89 |
| Figur 6.11 Eget grensesnitt, fane 1 .....                                | 90 |
| Figur 6.12 Eget grensesnitt, fane 2.....                                 | 91 |
| Figur 6.13 Eget grensesnitt, fane 3.....                                 | 92 |
| Figur 7.1 Momentkapasitet om a og b som funksjon av e for HE-A 140 ..... | 93 |
| Figur 7.2 Momentkapasitet som funksjon av e for HE-A 140 .....           | 94 |



## Tabeller

|  |    |
|--|----|
| Tabell 2.1 Knutepunktmodell.....   | 6  |
| Tabell 2.2 Effektive lengder for endeplate.....  | 17 |
| Tabell 2.3 Effektivlengder for fotplate i bøyning uten hevarmkrefter.....              | 18 |
| Tabell 2.4 Heftfastheter for heftbrudd ved innstøpt hylse.....                         | 24 |
| Tabell 2.5 Heftfastheter for heftbrudd ved boret hull.....                             | 24 |
| Tabell 2.6 Forankring i innstøpt hylse ved spaltebrudd.....                            | 25 |
| Tabell 2.7 Forankring i boret hull ved spaltebrudd.....                                | 25 |
| Tabell 2.8 Momentkapasitet for søyleføtter.....  | 36 |
| Tabell 2.9 Aktuelle stivhetskoeffisienter.....   | 39 |
| Tabell 2.10 Rotasjonsstivhet.....  | 39 |
| Tabell 3.1 Klaring i overstore hull.....   | 49 |
| Tabell 3.2 Anbefalte hullstørrelser og toleranser for innstøpte forankringsbolter..... | 50 |
| Tabell 3.3 Anbefalte plateskivedimensjoner.....  | 51 |
| Tabell 3.4 Minste dimensjoner forankringsfot.....                                      | 52 |
| Tabell 3.5 Minste verdier for lengde og plassering av innstøpte bolter.....            | 53 |
| Tabell 3.6 Anbefalte mørtellagtykkelse.....  | 54 |
| Tabell 3.7 Limtyper i forsøk.....  | 55 |
| Tabell 3.8 Startverdier for platetykkelse.....   | 57 |
| Tabell 3.9 Minste ende-, hull- og kantavstander.....                                   | 58 |
| Tabell 6.1 Dimensjoneringstabell HE-B 200.....   | 81 |
| Tabell 6.2 Objekter i Tekla-modell.....  | 82 |
| Tabell 6.3 Parametre i Tekla-komponent.....  | 85 |

## Indeksliste

### *Store latinske bokstaver*

|               |  |
|---------------|--|
| $A$           | bruttoareal skrue  |
| $A_{35}$      | areal basert på en 35 graders projeksjonsflate fra kantene av skjærdybel til kant betongfundament, eksklusiv areal av skjærdybel |
| $A_{45}$      | areal av grunnflate i 45 graders betongpyramide, eksklusiv areal av skjærdybel   |
| $A_{b,s}$     | strekkeareal bolt  |
| $A_c$         | overflateareal av betong   |
| $A_{c0}$      | belastningsflate i betongkjegle  |
| $A_{c1}$      | største belastningsflate i betongkjegle  |
| $A_r$         | reduert areal av kjegeoverflate  |
| $A_s$         | armeringsareal   |
| $A_s$         | bolteareal gjenget del   |
| $A_{st}$      | areal av tverrarmeringstang  |
| $C_{f,d}$     | friksjonskoeffisient   |
| $D$           | diameter bolt  |
| $E$           | elastisitetsmodul  |
| $E_c$         | elastisitetsmodul for betong   |
| $F$           | statisk last   |
| $F_a$         | normalkraft i bolt   |
| $F_{c,fc,Rd}$ | trykkapasitet i søyleflens   |
| $F_{El}$      | elastisk last  |
| $F_{f,Rd}$    | friksjonskapasitet   |
| $F_h$         | kraft i horisontal retning   |
| $F_{Rd}$      | bruddlast  |
| $F_{Rdu}$     | dimensjonerende lastkapasitet for konsentrerte laster  |
| $F_t$         | strekkeareal i bolt  |
| $F_{t,Ed}$    | dimensjonerende strekkraft i skrue   |
| $F_{t,i,Rd}$  | dimensjonerende kapasitet for bruddform $i$  |
| $F_{t,Rd}$    | dimensjonerende strekkapasitet i skrue   |
| $F_{t,wc,Rd}$ | kapasitet av søylesteg i tverrstrekk   |
| $F_{v,Ed}$    | dimensjonerende skjærkraft   |
| $F_{v,Rd}$    | dimensjonerende skjærkapasitet   |
| $F_w$         | friksjonskraft   |
| $G$           | mørtellagets tykkelse  |
| $H$           | skjærdybelens høyde  |
| $I_b$         | bjelkens arealmoment   |
| $I_c$         | søylas arealmoment   |

|               |  |
|---------------|--|
| $I_p$         | 2. arealmoment per lengdeenhet                               |
| $K$           | knekk lengdekoefisient                                       |
| $L$           | lengde   |
| $L_b$         | bjelkelengde   |
| $L_b$         | tøyningslengde av bolt                                       |
| $L_b^*$       | øvre grense for tøyningslengden                              |
| $L_c$         | søylelengde  |
| $M$           | bøyemoment   |
| $M_{Ed}$      | dimensjonerende bøyemoment                                   |
| $M_{j,Ed}$    | dimensjonerende bøyemoment                                   |
| $M_{j,Rd}$    | dimensjonerende momentkapasitet                              |
| $M_p$         | plastisk momentkapasitet                                     |
| $M_{pl,i,Rd}$ | plastisk momentkapasitet for bruddform $i$                   |
| $N_b$         | normalkraft i mørtel   |
| $N_{c,Ed}$    | dimensjonerende trykkraft som virker på betongkonstruksjon   |
| $N_{cd}$      | dimensjonerende strekkapasitet betong                        |
| $N_{Ed}$      | dimensjonerende aksiallast                                   |
| $N_u$         | bruddmotstand i søyle  |
| $N_p$         | bruddlast i søyle  |
| $N_{cr}$      | elastisk knekklast i søyle                                   |
| $P_{cr}$      | bruddlast eller kritisk last                                 |
| $Q$           | hevarmskraft   |
| $S_j$         | rotasjonsstivhet i knutepunkt                                |
| $S_{j,ini}$   | initialrotasjonsstivhet                                      |
| $V_{lg}$      | skjærkraft som virker på skjærdebel                          |
| $V_{cd}$      | betongens dimensjonerende kapasitet mot skjær med utkraging  |
| $V_{cd0}$     | betongens dimensjonerende kapasitet mot skjær uten utkraging |
| $W$           | total horisontal bredde av skjærdebel                        |
| $W_i$         | indre arbeid   |
| $W_p$         | plastisk motstandsmoment                                     |
| $W_y$         | ytre arbeid  |
| $\emptyset$   | diameter   |
| $\emptyset_u$ | innvendig diameter av innstøpt hylse                         |

### **Små latinske bokstaver**

|             |  |
|-------------|--|
| $a$         | avstand mellom senter forankring og betongkant |
| $a_{eq,el}$ | ekvivalent bredde                              |
| $a_{rig}$   | bredde av stiv plate                           |
| $b$         | bredde   |
| $b_{eff}$   | effektiv bredde av T-stykke                    |

|             |  |
|-------------|--|
| $c$         | avstand fra T-stykkets ytterkant til søyleflens                            |
| $c_{fl}$    | fleksibel lengde   |
| $c_r$       | ekvivalent stiv lengde   |
| $c_u$       | overdekning for hylse  |
| $e$         | eksentrisitet  |
| $e_k$       | faktor   |
| $f_{bd}$    | dimensjonerende heftfasthet betong   |
| $f_{bs}$    | tverrarmeringens bidrag til kapasitet mot spaltebrudd rundt innstøpt hylse |
| $f_{cd}$    | dimensjonerende betongtrykkfasthet   |
| $f_{ctd}$   | dimensjonerende strekkapasitet betong                                      |
| $f_{jd}$    | dimensjonerende betongfasthet  |
| $f_u$       | strekkfasthet stål   |
| $f_{ub}$    | strekkfasthet skruer   |
| $f_w$       | friksjonskoeffisient for kontakt mellom mørtellag og fotplate              |
| $f_y$       | flytespenning stål   |
| $h$         | høyde  |
| $h_{eq}$    | ekvivalent høyde av betong under fotplate                                  |
| $k$         | stivhetskoeffisient  |
| $k_a$       | reduksjonsfaktor for liten kantavstand                                     |
| $k_e$       | reduksjonsfaktor for utkraging   |
| $k_l$       | fleksibilitetskoeffisient i bunn av søyle                                  |
| $k_L$       | koeffisient for spalting rundt limpropp                                    |
| $k_u$       | fleksibilitetskoeffisient i topp av søyle                                  |
| $l$         | lengde   |
| $l_b$       | radius av kjeglebruddflate   |
| $l_{b,min}$ | minste forankringslengde   |
| $l_{b,rqd}$ | nødvendig kraftinnføringslengde  |
| $l_{bd}$    | dimensjonerende kraftinnføringslengde                                      |
| $l_{eff}$   | effektiv lengde av T-stykke  |
| $m$         | avstand mellom senter bolt og søyleflens                                   |
| $m_p$       | plastisk momentkapasitet per lengdeenhet                                   |
| $n$         | antall bolter i boltegruppe  |
| $n$         | avstand mellom senter bolt og hevarmskraftens angrepspunkt                 |
| $n_b$       | antall skruerader i et knutepunkt  |
| $n_{skjær}$ | antall bolter påkjent kun av skjær   |
| $n_{strek}$ | antall bolter påkjent av en kombinasjon av skjær og strekk                 |
| $r$         | radius   |
| $s$         | innbyrdes avstand mellom forankringsbolter                                 |
| $s_t$       | senteravstand mellom tverrarmeringsstenger                                 |

|          |                                       |
|----------|---------------------------------------|
| $t_f$    | flenstykkelse                         |
| $t_{fc}$ | tykkelse søyleflens                   |
| $t_w$    | stegtykkelse                          |
| $t_{wc}$ | tykkelse søylesteg                    |
| $v$      | tykkelse mørtellag                    |
| $v_r$    | tykkelse mørtellag i analytisk modell |
| $w$      | nedbøyning                            |
| $z$      | momentarm                             |

### ***Greske bokstaver***

|                    |  |
|--------------------|--|
| $\alpha$           | faktor   |
| $\alpha_v$         | faktor knyttet til bolters fasthetsklasse                              |
| $\beta$            | fasthetsfaktor   |
| $\beta_w$          | korrelasjonsfaktor avhengig av stålsort                                |
| $\gamma_c$         | materialfaktor for betong  |
| $\gamma_M$         | materialfaktor   |
| $\delta_a$         | forlengelse av bolt  |
| $\delta_b$         | sammentrekning mørtellag   |
| $\delta_h$         | horisontal forskyvning   |
| $\delta_{res}$     | horisontal forskyvning av reell ramme                                  |
| $\delta_{stif}$    | horisontal forskyvning av ideell stiv ramme                            |
| $\varepsilon$      | dimensjonsløs utkraging  |
| $\eta$             | modifikasjonsfaktor  |
| $\eta_1$           | faktor knyttet til betongens heftbetingelser og plassering av armering |
| $\eta_2$           | faktor knyttet til diameter av forankring                              |
| $\lambda_0$        | søylas reduserte slankhet  |
| $\lambda_{0,pin}$  | redusert slankhet av søyle leddet i topp og bunn                       |
| $\lambda_{0,res}$  | redusert slankhet av søyle med delvis stiv søylefot                    |
| $\lambda_{0,stif}$ | redusert slankhet av søyle med stiv søylefot                           |
| $\mu$              | faktor for forhold mellom initialrotasjonsstivhet og rotasjonsstivhet  |
| $\sigma$           | normalspenning   |
| $\sigma_{sd}$      | dimensjonerende spenning i forankringsbolt                             |
| $\tau$             | skjærspenning  |
| $\varphi$          | rotasjonsvinkel i knutepunkt   |
| $\omega$           | reduksjonsfaktor   |

## 1. Innledning

### 1.1 Bakgrunn

Det mest brukte bæresystemet for bygg i stål er søylebjelkekonstruksjoner, der de vertikale lastene i bygget bæres av bjelker og føres videre ned til fundament gjennom søylene. En hver konstruksjon må i tillegg til et system for vertikal lastbæring også ha et system for å ta opp horisontale laster fra vind og eventuelle jordskjelv: et avstivningssystem. Flere løsninger for dette eksisterer, avhengig av byggets utforming og størrelse.

For lave bygg (1-2 etasjers høyde) kan innspente søyler dimensjoneres for å tåle momentene som oppstår som følge av de horisontale kreftene. I høyere rammebygg kan rammene utføres med momentstive knutepunkter og slik sørge for at horisontallastene overføres til grunn. Også da må søyleføttene overføre momenter. En tredje metode er å la betongskiver og -sjakter, og/eller fagverk i stål sørge for avstivningen.

For norske rammebygg i stål er det mest vanlig å benytte fagverk som vindavstivning som supplement til den avstivende effekten av heis – og trappesjakter [25]. Søylene hvor fagverksstavene er innfestet vil ofte måtte overføre store bøyemomenter og skjærkrefter til fundament. Å bruke rammevirkning som avstivningssystem er ikke utbredt her til lands fordi dette krever store bjelke- og søyledimensjoner, og fordi momentstive knutepunkt er dyre å utføre.

Dimensjonering av søyleføtter påkjent av store bøyemomenter og skjærkrefter er en særdeles tid - og ressurskrevende prosess som involverer et stort antall basiskomponenter og dimensjonering både i betong og stål. Det virker ytterligere kompliserende at knutepunkter der hvor stål og betong møtes ikke er dekket direkte i Eurokodene, og at man derfor må kombinere stål- og betongstandardene. Disse har blitt utviklet separat, derfor eksisterer det forskjeller i forutsetninger for dimensjonering og i behandlingen av forskjellige aspekter. Dessuten er ikke alle basiskomponenter man kan støte på dekket i Eurokodene, noe som gjør at søk i, og bruk av, andre kilder kan være nødvendig.

Knutepunkter mellom stål og betong er et område det har vært drevet relativt lite forskning på, noe som ikke på noen måte reflekterer viktigheten av at slike knutepunkter er dimensjonert riktig. Hele konstruksjonen står og faller, bokstavelig talt, på det. Først i de senere år har forskningen på området tatt seg opp, og det er blitt utført en del storskala forsøk. Mye av de senere års forskning, særlig forskning knyttet til det tekniske universitetet i Delft i Nederland, er blitt inkorporert i de nye europeiske standardene.

## 1.2 Hensikt

Denne oppgaven skal i hovedsak se på forankringen av stålsøyler til betongfundament der avstivende stålstaver inngår. Disse forbindelsene må dimensjoneres for å motstå en kombinasjon av moment-, skjær-, og strekkbelastning, noe som gjør dem både vanskelige å dimensjonere og tidkrevende å produsere på byggeplass. Dimensjoneringen av knutepunkter mellom stål og betong tar uforholdsmessig mye ressurser, og det kan ha store fordeler å innføre standardiserte modeller. I utformingen av disse løsningene vil det være viktig å ta entreprenørens betraktninger og erfaringer med i prosessen. At knutepunktene er utført på en måte som både entreprenør og rådgiver er komfortabel med vil være avgjørende for nytteverdien av standardiseringen.

Denne masteroppgaven tar som mål å utarbeide en oversikt over teori- og dimensjoneringsgrunnlaget for forankring av søyler som må dimensjoneres for en kombinasjon av moment-, skjær- og aksiallast. På bakgrunn av dette skal det utformes en samling standardiserte løsninger. Dette skal gjøres slik at de er i overensstemmelse med gjeldende standarder og beregningsmetoder. Knutepunktene må også ha en hensiktsmessig utforming. Resultatet vil være et sett knutepunkter som er standardiserte med hensyn på utforming og som kan brukes innenfor gitte lastgrenser og randbetingelser. Nyten av standardiseringen og erfaringer rundt dette vil også bli diskutert.

## 1.3 Metode

En litteraturstudie vil bli gjennomført for å skaffe en oversikt over dimensjoneringsgrunnlaget, problemstillinger og praktiske løsninger knyttet til dimensjonering av søyleføtter påkjent bøyemomenter og strekk- og skjærkrefter. På grunnlag av denne vil en teoredel som skal skaffe leseren den nødvendige bakgrunn for å forstå problemstillingen forfettes. Dimensjoneringsgrunnlaget skal utledes, men det vil ikke være hensiktsmessig å utlede alt i detalj. Siden dimensjoneringsgrunnlaget er såpass omfattende som her, ville fort oppgaven ha blitt langdryg og uoversiktlig. Det søkes å utlede nok til at bakgrunnen for formlene kan forstås. Teorien deles opp i kapittel 2 *Dimensjoneringsgrunnlag* og kapittel 3 *Praktiske hensyn*.

På bakgrunn av kunnskapen innhentet i litteraturstudien, vil en samling løsninger med de ønskede egenskaper sammenfattes i kapittel 4 *Oversikt over løsninger*.

For videre å skaffe en oversikt over hvilke praktiske aspekter ved utformingen av løsningene som entreprenør og de som utfører montasjen anser å være viktige, vil et intervju på byggeplass gjennomføres. Dette vil utføres som en diskusjon rundt løsningene som framkommer i kapittel 4. En tidligere undersøkelse blant montører vil også benyttes. Dette oppsummeres i kapittel 5 *Anbefalinger*.

På bakgrunn av all den innhentede informasjonen, vil det bli gjennomført en diskusjonsdel. Denne har som mål å bestemme hvilke løsninger som skal standardiseres og hvorfor de bør benyttes. Til slutt vil løsningene standardiseres. Dette vil gjøres ved å sette opp

dimensjoneringsgangen i det matematiske programmet Mathcad. Dette vil danne grunnlag for et sett dimensjoneringstabeller. Det ønskes også å lage komponenter av de standardiserte løsningene som kan benyttes i BIM – programmet *Tekla structures*. Dette kan hjelpe til å gjøre standardiseringen mer praktisk anvendbar.



## 2. Dimensjoneringsgrunnlag

### 2.1 Komponentmetoden

NS-EN 1993-1-8 gir regler for prosjektering av knutepunkter og forbindelser i stålkonstruksjoner basert på komponentmetoden. Denne går ut på at et knutepunkt dekomponeres i basiskomponentene som utgjør knutepunktet. Eksempler på basiskomponenter i knutepunkter som forbinder stål og betong er boltegruppe i strekk, endeplate i bøyning eller trykkapasitet i betong. Deretter bestemmes basiskomponentenes relevante mekaniske egenskaper. Videre kombineres disse egenskapene for å finne knutepunktets totale mekaniske egenskaper. Dette danner så grunnlaget for klassifiseringen av knutepunktet. Videre benyttes dette til å bestemme knutepunktmodellen, som viser hvordan de mekaniske egenskaper tas hensyn til i systemet.

### 2.2 Knutepunktsklassifisering

I NS-EN 1993-1-8 klassifiseres knutepunktene etter to kriterier: stivhet og styrke. Klassifisering etter stivhet er gitt i NS-EN 1993-1-8 pkt. 5.2.2. Herunder kan knutepunktet klassifiseres som stivt, leddet eller delvis stivt. Klassifiseringsgrensene for dette er gitt i Figur 2.1 som gitt i NS-EN 1993-1-8 pkt.5.2.2.5. Dersom knutepunktet befinner seg innenfor sone 1 klassifiseres det som stivt, innenfor sone 2 delvis stivt og innenfor sone 3 leddet. Stive knutepunkter forutsettes å ha tilstrekkelig rotasjonsstivhet til å overføre momenter uten vinkelendring mellom komponentene, leddede knutepunkter dimensjoneres for å overføre opptredende krefter uten at momenter oppstår, mens for delvis stive knutepunkter må man ta hensyn til moment-rotasjon-relasjonen. For å finne denne relasjonen modelleres knutepunktet som en rotasjonsfjær som forbinder stavene i knutepunktet, se Figur 2.1 [16].

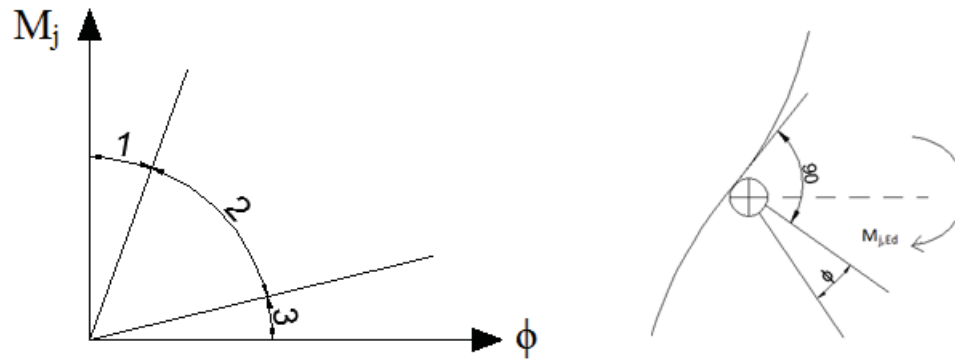
Stivhetsrelasjonen er da gitt ved

$$M_{j,Ed} = S_j \cdot \varphi_{Ed} \quad (2.1)$$

hvor

$$\begin{aligned} M_{j,Ed} &= \text{dimensjonerende bøyningmoment i knutepunktet} \\ S_j &= \text{rotasjonsstivhet i knutepunktet} \\ \varphi &= \text{rotasjonsvinkel i knutepunktet} \end{aligned}$$

Denne er ikke-lineær, men forenkles vanligvis med en lineærisert kurvetilpasning i NS-EN 1993-1-8.



Figur 2.1 Modell og klassifisering for stivhet

Klassifisering etter styrke er gitt i NS-EN 1993-1-8 pkt. 5.2.3. Knutepunktet kan klassifiseres som full-styrke-forbindelse, leddet, eller delvis-styrke-forbindelse. Dette gjøres ved å sammenligne knutepunktets dimensjonerende momentkapasitet med momentkapasitet for de konstruksjonsdeler som forbindes i knutepunktet. Dersom knutepunktet har større momentkapasitet enn konstruksjonsdelene, klassifiseres det full styrke. Dersom det motsatte er tilfelle klassifiseres det delvis styrke og dersom knutepunktets momentkapasitet er mindre enn 25 % av tilstøtende konstruksjonsdelers momentkapasitet, klassifiseres det som leddet.

De globale analysemetoder som kan brukes til å bestemme lastvirkningen er elastisk, stiv-plastisk og elastisk-plastisk i henhold til NS-EN 1993-1-8 pkt. 5.1.

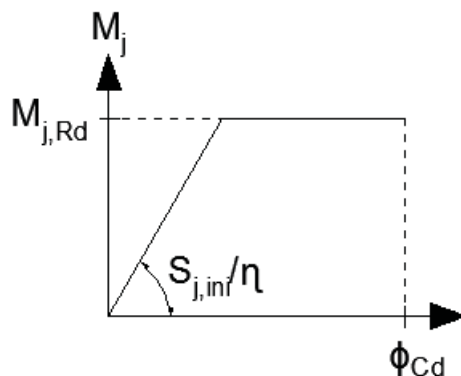
Ved elastisk analyse klassifiseres knutepunktene etter sin rotasjonsstivhet. For delvis stive knutepunkt brukes rotasjonsstivheten  $S_j = S_{j,ini}$ , det vil si initialrotasjonsstivheten, dersom bøyningsmomentet  $M_{j,Ed}$  ikke overskrider to tredjedeler av momentkapasiteten  $M_{j,Rd}$ . Denne faktoren på 2/3 begrunnes på bakgrunn av utførte forsøk. Dersom  $2/3 M_{j,Rd} < M_{j,Ed} < M_{j,Rd}$  kan rotasjonsstivheten som en forenkling settes lik:

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{\eta} \quad (2.2)$$

Her er  $\eta$  en modifikasjonsfaktor som bestemmes etter NS-EN 1993-1-8 tabell 5.2. For leddet forbindelse antas knutepunktet ikke å ha stivhet, dvs.  $S_j = 0$ .

I stiv-plastisk analyse klassifiseres knutepunktet etter styrke.

I elastisk-plastisk analyse klassifiseres knutepunktet etter både stivhet og styrke. Den bilineære moment-rotasjons-relasjonen kan da brukes som en forenkling.



Figur 2.2 Bilineær moment-rotasjons-relasjon

Sammenheng mellom global analysemetode og type knutepunktmodell er sammenfattet i Tabell 2.1 (NS-EN 1993-1-8 tabell 5.1).

Tabell 2.1 Knutepunktmodell

| Analysemetode           | Klassifisering av knutepunkt |                             |   |
|-------------------------|------------------------------|-----------------------------|---|
|                         | Elastisk                     | Nominelt leddet             | Bøyingsstivt  |
| Stiv-plastisk           | Nominelt leddet              | Full styrke                 | Delvis styrke   |
| Elastisk-plastisk       | Nominelt leddet              | Bøyingsstivt og full styrke | Delvis bøyingsstivt og delvis styrke<br>Delvis bøyingsstivt og full styrke<br>Bøyingsstivt og full styrke |
| <b>Knutepunktmodell</b> | Leddet                       | Kontinuerlig                | Delvis kontinuerlig   |

### 2.2.1 Klassifisering av søyleføtter etter stivhet

Betingelsene for klassifisering av søyleføtter etter stivhet er gitt i NS-EN 1993-1-8 pkt. 5.2.2.5(2). Det skilles her mellom søyleføtter i avstivede rammer og søyleføtter i uavstivede rammer. Utledningen av klassifiseringsgrensene er basert på Jaspert m.fl (2008) [14]. For utledningen er 5 % - kriteriet benyttet. Dette går ut på at knutepunkt kan klassifiseres som stiv dersom bruddmotstanden i ramma ikke påvirkes med mer enn 5 % i forhold til situasjonen med fullstendig stivt knutepunkt.

#### *Søyleføtter i avstivede rammer*

For ei avstivet ramme vil det være to grensetilfeller:

- 1) Stiv bjelke og stiv forbindelse mellom bjelke og søyle
- 2) Bjelke er fleksibel, eller det er leddet forbindelse mellom bjelke og søyle

I det første tilfellet vil knekk lengden nedad begrense seg til  $0,5L_c$ , der  $L_c$  er søylas lengde. Oppad vil knekk lengden begrenses til  $KL_c$ , der  $K$  er knekk lengdekoefisienten (større enn

0,5). Dersom elastisk knekklast (Eulerlast) brukes som mål for bruddmotstand, vil 5 % - kriteriet gi følgende klassifiseringsgrense for stive søyleføtter:

$$\frac{\frac{\pi^2 EI_c}{(KL_c^2)}}{\frac{\pi^2 EI_c}{(0,5L_c^2)}} \geq 0,95 \quad (2.3)$$

hvor

$$I_c = \text{søylas arealmoment}$$

Løses dette ut fås følgende grenseverdi for knekk lengdekoefisienten:

$$K = 0,513 \quad (2.4)$$

$K$  kan uttrykkes som en funksjon av fleksibilitetskoefisientene  $k_l$  og  $k_u$ :

$$K = \frac{1+0,145(k_l+k_u)-0,265k_lk_u}{2-0,364(k_l+k_u)-0,247k_lk_u} \quad (2.5)$$

Fleksibilitetskoefisienten i bunn er gitt som:

$$k_l = \frac{\frac{EI_c}{L_c}}{\frac{EI_c}{L_c} + S_{j,ini}} \quad (2.6)$$

Siden det i dette grensetilfelle er stiv forbindelse mellom bjelke og søyle, kan fleksibilitetskoefisienten i topp,  $k_u$ , settes lik 0. Settes dette inn i (2.5) og brukes videre i (2.3), får man følgende uttrykk for krav til stivhet:

$$S_{j,ini} \geq 48 \frac{EI_c}{L_c} \quad (2.7)$$

Tilsvarende kan krav til stivhet utledes for grensetilfelle 2). Dette kravet vil bli lavere enn kravet i (2.7) og benyttes derfor ikke.

(2.7) gir en forenklet klassifisering, fordi den kun refererer til elastisk knekklast. En mer presis klassifisering kan utledes dersom man benytter rammas plastiske bruddmotstand i stedet. Denne kan uttrykkes slik:

$$\frac{1}{N_u} = \frac{1}{N_p} + \frac{1}{N_{cr}} \quad (2.8)$$

hvor

$$\begin{aligned} N_u &= \text{søylas bruddmotstand} \\ N_p &= \text{bruddlast} \\ N_{cr} &= \text{elastisk knekklast} \end{aligned}$$

Elastisk knekklast kan uttrykkes ved:

$$N_{cr} = \frac{N_p}{\lambda_0^2} \quad (2.9)$$

hvor

$$\lambda_0 = \text{søyilas reduserte slankhet}$$

Dermed kan bruddmotstanden uttrykkes ved:

$$N_u = N_p \frac{1}{1 + \lambda_0^2} \quad (2.10)$$

Forholdet mellom slankheten til søyle med stiv søylefot,  $\lambda_{0,stif}$ , og slankheten til søyle som er leddet både i topp og i bunn,  $\lambda_{0,pin}$ , er gitt ved:

$$\lambda_{0,stif} = 0,5\lambda_{0,pin} \quad (2.11)$$

Slankheten til en søyle med delvis stiv søylefot vil være gitt som:

$$\lambda_{0,res} = K\lambda_{0,pin} \quad (2.12)$$

5 % - kriteriet gir da:

$$\frac{\frac{N_p}{1 + (K\lambda_{0,pin})^2}}{\frac{N_p}{1 + (0,5\lambda_{0,pin})^2}} = \frac{1 + 0,5^2\lambda_{0,pin}^2}{1 + K^2\lambda_{0,pin}^2} \geq 0,95 \quad (2.13)$$

Dette gir følgende grenseverdi for knekkengdekoefisienten:

$$K \leq 0,513 \sqrt{1 + \frac{1}{5\lambda_{0,pin}^2}} \quad (2.14)$$

For høye verdier av  $\lambda_{0,pin}$  vil (2.14) være lik (2.4). Dette gir høy grenseverdi for  $S_{j,ini}$ . Lavere verdier vil redusere knekkengdekoefisienten og dermed også grenseverdien for  $S_{j,ini}$ . For  $\lambda_{0,pin} = 0,48$  vil knekkengdekoefisienten være 0,7, noe som tilsvarer knekkengdekoefisienten for en innspent søyle. Settes  $\lambda_{0,pin} = 0,48$  inn i (2.14), og brukes resultatet fra (2.14) videre i formlene (2.5) – (2.7), fås  $S_{j,ini} = 0$ . Dersom  $\lambda_{0,pin} > 0,48$ , fås følgende uttrykk for rotasjonsstivheten:

$$S_{j,ini} \geq \frac{1,145 - 0,838\mu}{1,026\mu - 1} \cdot \frac{4EI_c}{L_c} \quad (2.15)$$

$$\text{hvor } \mu = \sqrt{1 + \frac{1}{5\lambda_{0,pin}^2}}$$

Dette kan forenkles noe for å gjøre det mer praktisk. Når dette gjøres fås grensene som er gitt i NS-EN 1993-1-8 pkt. 5.2.2.5(2). Knutepunktet kan klassifiseres som stivt dersom:

- $\lambda_0 \leq 0,5$  (rundet opp fra 0,48)
- $0,5 < \lambda_0 < 3,93$  og  $S_{j,ini} \geq 7(2\lambda_0 - 1) \frac{EI_c}{L_c}$
- $\lambda_0 \geq 3,93$  og  $S_{j,ini} \geq 48 \frac{EI_c}{L_c}$

Under disse grensene klassifiseres knutepunktet som delvis stivt. Det kunne også vært innført en grense mellom delvis stive og leddede knutepunkter, men denne vil være så lav at i praksis alle knutepunkt som ikke er stive bør klassifiseres som delvis stive. Delvis stive knutepunkter kan likevel betraktes å være leddede så lenge knutepunktet har tilstrekkelig rotasjonsduktilitet.

### ***Søyleføtter i uavstivede rammer***

For uavstivede rammer gjelder to grensetilfeller for knekk lengdekoefisienten:

- 1) Søyle leddet i bunn, fastholdt i topp,  $K = K$
- 2) Søyle leddet både i topp og bunn,  $K = 1,0$

5 % motstandskriteriet vil da gi:

$$\frac{\frac{\pi^2 EI_c}{(KL_c^2)}}{\frac{\pi^2 EI_c}{(1,0L_c^2)}} \geq 0,95 \Rightarrow K \leq 1,026 \quad (2.16)$$

Knekk lengdekoefisienten for søyler i uavstivede rammer er gitt som [14]:

$$K = \sqrt{\frac{1-0,2(k_l+k_u)-0,24k_lk_u}{1-0,8(k_l+k_u)+0,6k_lk_u}} \quad (2.17)$$

Ved tilsvarende fremgangsmåte som for søyleføtter i avstivede rammer, finnes grenseverdi for rotasjonsstivheten å være:

$$S_{j,ini} \geq 11 \frac{EI_c}{L_c} \quad (2.18)$$

5 % motstandskriteriet ser helt bort fra forskyvningen i ramma. Denne utgjør et viktig aspekt. Deformasjonen kan uttrykkes [14]:

$$\delta_{res} = \frac{F L_c^3}{12EI_c} \cdot \frac{4(3+\bar{S})+6(4+\bar{S})\zeta}{\bar{S}+6(1+\bar{S})\zeta} \quad (2.19)$$

$$\text{hvor } \zeta = \frac{EI_b}{\frac{L_b}{EI_c} L_c} \quad \text{og} \quad \bar{S} = \frac{S_{j,ini} L_c}{EI_c}$$

hvor

$$\begin{aligned} I_b &= \text{bjelkens arealmoment} \\ L_b &= \text{bjelkens lengde} \end{aligned}$$

Når  $\bar{S} \rightarrow \infty$ , dvs. at søyla er uendelig stiv, blir deformasjonen:

$$\delta_{stif} = \frac{FL_c^3}{24EI_c} \cdot \frac{4+6\zeta}{1+6\zeta} \quad (2.20)$$

Den faktiske rammen vil oppleve større forskyvninger, siden stivheten nødvendigvis vil være lavere enn uendelig. Denne økningen i horisontal forskyvning kan beskrives ved en prosentandel  $100\omega$ , slik at:

$$\frac{\delta_{res}}{\delta_{stif}} = 1 + \omega \quad (2.21)$$

Ved å kombinere (2.19), (2.20) og (2.21) finnes minste rotasjonsstivhet en søylefot bør ha for å kunne anses som et stivt knutepunkt:

$$\bar{S} \geq \frac{12+24\zeta-6\zeta(1+\omega)\frac{4+6\zeta}{1+6\zeta}}{(4+6\zeta)\omega} \quad (2.22)$$

$\zeta$  kan konservativt settes lik 0, siden denne likevel har liten innflytelse på rotasjonsstivheten. For  $100\omega = 10\%$  blir minste rotasjonsstivhet  $\bar{S} = 30$ . Settes dette inn i uttrykket for  $\bar{S}$ , finnes minste initielle rotasjonsstivhet søylefoten kan ha for å kunne klassifiseres som stivt knutepunkt:

$$S_{j,ini} \geq 30 \frac{EI_c}{L_c} \quad (2.23)$$

Dette er et mer konservativt anslag enn (2.18) og brukes derfor i NS-EN 1993-1-8.

## 2.3 Basiskomponenter

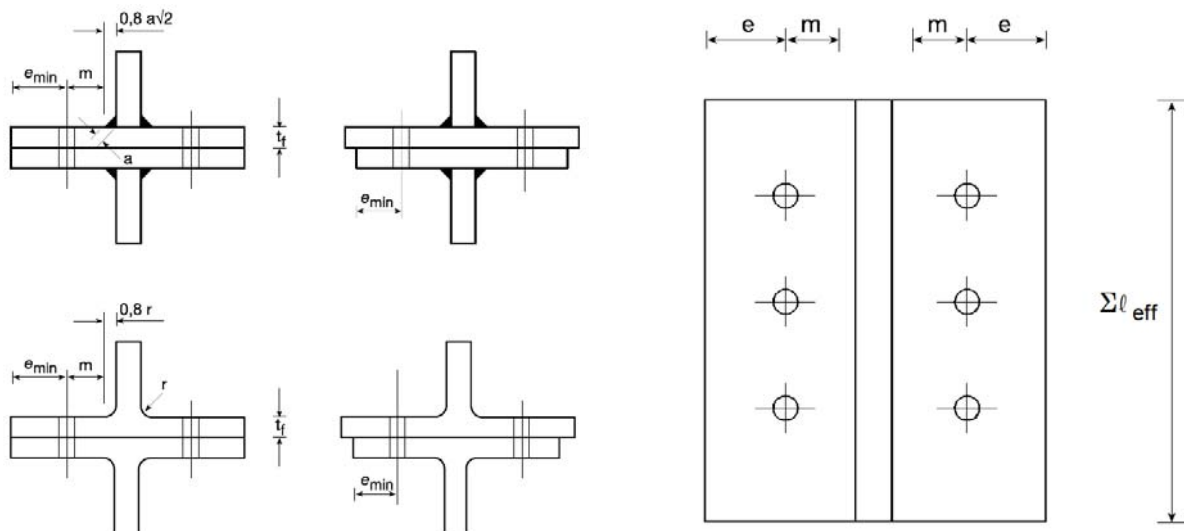
I dette kapitlet gjennomgås de forskjellige basiskomponentene som ofte opptrer i knutepunkter hvor konstruksjonsdeler av stål og betong møtes. En oversikt over basiskomponenter i stålknutepunkter finnes i tabell 6.1 i NS-EN 1993-1-8. I tillegg kan flere basiskomponenter være aktuelle. Disse gjennomgås i de følgende kapitlene, og oppsummeres her:

- 1) Fotplate i bøyning
- 2) Innstøpte forankringsbolter i strekk
- 3) Limte forankringer i strekk
- 4) Betong i trykk
- 5) Søylesteg i strekk
- 6) Søyle i trykk
- 7) Forankringsbolter i skjær
- 8) Skjæradybel i skjær
- 9) Kapasitet av sveiser

### 2.3.1 Fotplate i bøyning

I mange tilfeller vil en stålplate sveist til et stålprofil være festet til betongkonstruksjonen med skruer. Denne vil kunne være utsatt for bøyemoment som gir strekkspenninger i noen av boltene, som igjen gir løft i endeplata. Kapasiteten til denne må bestemmes ut fra flytelinjebetraktninger. Et antall bruddmekanismer må da undersøkes. I henhold til NS-EN 1993-1-8 pkt. 6.2.4 kan slike plater dimensjoneres med et ekvivalent T-stykke påkjent av strekk som modell. Dette er en forenkling som gjør jobben med å finne dimensjonerende bruddmekanisme enklere.





Figur 2.3 Mål for ekvivalent T-stykke [7]

Kapasiteten regnes ut ved hjelp av en effektiv lengde som representerer det ekvivalente T-stykkets utstrekning. De forskjellige bruddmekanismene gir ulike effektivlengder, hvorav den minste av disse blir dimensjonerende. I tabell 6.2 i NS-EN 1993-1-8 er dimensjonerende kapasitet for T-stykke med strekk oppgitt for de bruddformer som kan opptre. Dersom hevarmkrefter kan oppstå, er det tre bruddformer som må undersøkes; hvis ikke er det to. Hevarmkrefter opptrer dersom  $L_b \leq L_b^*$ .  $L_b$  er tøyningsslengden av bolt/skrue som settes lik 8 ganger skruediameteren pluss summen av tykkelsen av fotplaten, underlagsskiven, injeksjonslaget og halve mutterhøyden.  $L_b^*$  er gitt ved:

$$L_b^* = \frac{8,8m^3 A_s n_b}{\sum l_{eff,1} t_f^3} \quad (2.24)$$

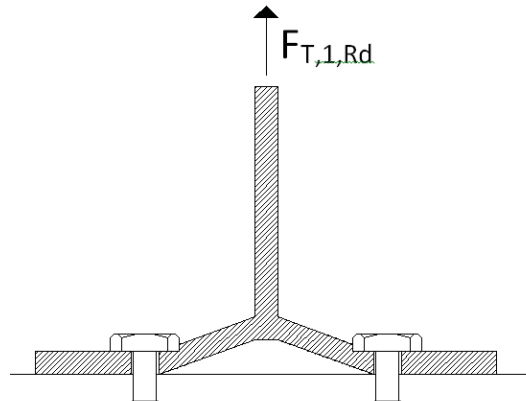
hvor

|                    |   |
|--------------------|---|
| $A_s =$            | areal av bolt i gjenget del                                   |
| $n_b =$            | antall skruerader i knutepunktet                              |
| $\sum l_{eff,1} =$ | $\sum l_{eff}$ for bruddform 1                                |
| $t_f =$            | T-stykkets flenstykkelse                                      |
| $m =$              | avstand mellom senter bolt og søyleflens som vist i Figur 2.3 |

**Bruddformer med hevarmkrefter**

Følgende bruddformer er aktuelle:

**Bruddform 1:** fullstendig flyt i flensen av T-stykket. Denne oppstår dersom flensen har mindre kapasitet enn boltene.



Figur 2.4 Bruddform 1

Den dimensjonerende kapasiteten er gitt i NS-EN 1993-1-8 tabell 6.2 som:

$$F_{t,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} \quad (2.25)$$

Der den plastiske kapasiteten av flytelinjen,  $M_{pl,1,Rd}$ , er gitt som:

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \sum l_{eff,1} t_f^2 \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.26)$$

Dette baserer seg på en flytelinje betraktning der flyteledd oppstår på hver side av flens i T-stykket og ved hver bolt. Momentlikevekt om senter bolt gir:

$$\sum M_{senterbolt} = 2M_p = \frac{F_{T,Rd,1}}{2} * m \quad (2.27)$$

Her er  $m$  avstand mellom senter bolt og søyleflens (med sveis/avrunding mellom steg og flens trukket fra). Løses  $F_{T,Rd,1}$  ut av dette fås ligning (2.25). (2.26) baserer seg på at plastisk motstandsmoment for rektangel er gitt ved:

$$W_p = \frac{1}{4} b h^2 \quad (2.28)$$

Bredden av rektangelet er i dette tilfellet effektivlengden av T-stykket.

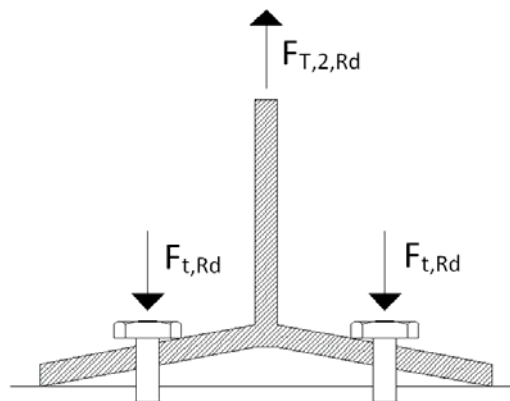
Flensendene får ved denne bruddformen kontakt med underlaget, slik at en hevarmskraft  $Q$  oppstår på hver ende:

$$Q = \frac{M_p}{n} \quad (2.29)$$

$n$  er avstanden fra senter bolt til hevarmkraftens angrepspunkt gitt ved den minste av  $e_{min}$  (se Figur 2.3) og 1,25 m. Hevarmkraften tas opp av boltene slik at boltkraften, ved momentlikevekt om senter bolt, blir:

$$F_t = \frac{F_{T,1,Rd}}{2} + Q \quad (2.30)$$

**Bruddform 2:** Skruebrudd sammenfallende med flytning i flensen.



Figur 2.5 Bruddform 2

Dimensjonerende kapasitet blir:

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n} \quad (2.31)$$

hvor

$n =$  den minste av  $e_{min}$  (se Figur 2.3) og  $1,25m$

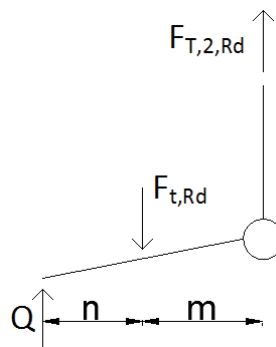
$F_{t,Rd} =$  hver skrues dimensjonerende strekkapasitet etter NS-EN 1993-1- tabell 3.4

$M_{pl,2,Rd} =$  plastisk momentkapasitet for T-stykke med bruddform 2

Den plastiske kapasiteten av flytelinjen,  $M_{pl,2,Rd}$ , er gitt som:

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \sum l_{eff,2} t_f^2 \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.32)$$

$F_{T,2,Rd}$  utledes ved at det dannes flyteledd på hver side av steget.



Figur 2.6 Flyteleddbetraktning

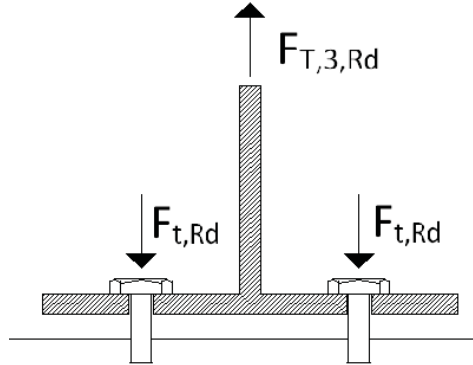
Momentlikevekt om hevarmkraftens angrepspunkt gir (se Figur 2.6):

$$\sum M = M_p = \frac{F_{T,2,Rd}}{2} * (n + m) - F_{t,Rd} * n \quad (2.33)$$

Skrives dette om fås (2.31) hvor det også er tatt hensyn til at flere bolter kan være involvert.

**Bruddform 3:** Skruebrudd. Dimensjonerende kapasitet blir summen av skruenes kapasitet mot brudd:

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} \quad (2.34)$$

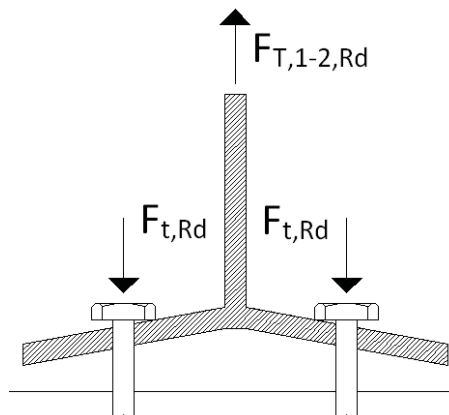


Figur 2.7 Bruddform 3

### Bruddformer uten hevarmkrefter

Følgende bruddform er aktuell for tilfellet uten hevarmkrefter:

**Bruddform 1-2:** Bruddformen er en kombinasjon av bruddform 1 og 2 med hevarmkrefter og gjelder for lange bolter ( $L_b^* > L_b$ ).



Figur 2.8 Bruddform 1-2

Dimensjonerende kapasitet er gitt ved:

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m} \quad (2.35)$$

Dette er basert på flytelinjebetraktning der flyteledd oppstår ved steg. Momentlikevekt om senter bolt gir:

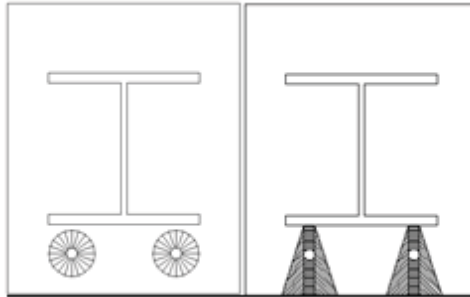
$$\sum M = M_p = \frac{F_{T,1-2,Rd}}{2} * m \quad (2.36)$$

Skrives dette om, fås (2.35).

Bruddform 3 (skruebrudd) gjelder også for tilfellet uten hevarmkrefter.

### Effektive lengder

Tabell 6.6 i NS-EN 1993-1-8 gir effektive lengder for endeplate forutsatt at hevarmkrefter opptrer og er gjengitt her i Tabell 2.2. Formlene er utledet ved flytelinjebetraktninger. Flytelinjemønstrene kan være kompliserte og vanskelige å etablere. I Figur 2.9 vises to eksempler på bruddmønstre rundt hver bolt, henholdsvis sirkulært og ikke-sirkulært. Bruddmønstre kan også oppstå rundt boltegrupper.



Figur 2.9 Eksempler på bruddmønstre

Som et eksempel utledes her formelen for sirkulært brudd rundt hver bolt i ytre skrue-rad utenfor bjelkeflens.

Bruddmønsteret består av radielle bruddlinjer som deler sirkelen i flere mindre trekantene. Ved å integrere opp bidragene fra disse trekantene kan man finne kapasiteten. Indre arbeid blir således:

$$W_i = \int_0^{2\pi} \frac{\delta}{r} \cdot m_p \cdot 2r d\phi = 4\pi m_p \cdot \delta \quad (2.37)$$

hvor

$$\begin{aligned} \delta &= \text{deformasjonen i flytelinjebetraktningen} \\ m_p &= \text{plastisk momentkapasitet per lengdeenhet} \\ r &= \text{radius av det sirkulære bruddmønsteret} \end{aligned}$$

Ytre arbeid blir:

$$W_y = \frac{P_{cr}}{2} \cdot \delta \quad (2.38)$$

Ved å sette indre og ytre arbeid lik hverandre finnes den kritiske lasta:

$$P_{cr} = 8\pi m_p \quad (2.39)$$

Dersom det regnes med hevarmkrefter vil  $F_{1,Rd}$  være dimensjonerende bruddlast. Får da:

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4m_p l_{eff}}{m} = 8\pi m_p \quad (2.40)$$

Løser ut med hensyn på  $l_{eff}$  og får:

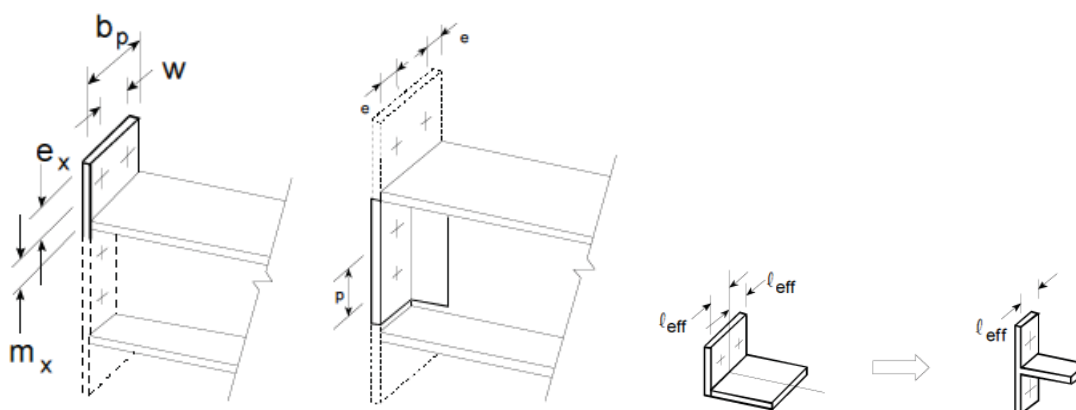
$$l_{eff} = 2\pi m \quad (2.41)$$

Dette stemmer overens med tilsvarende verdi i Tabell 2.2.

Tabell 2.2 Effektive lengder for endeplate

| Plassering av skruerad             | Skruerad betraktet individuelt                                  |   | Skruerad betraktet som del av gruppe av skruerader                        |                                    |
|------------------------------------|---|---|---|------------------------------------|
|                                    | Sirkulært mønster<br>$l_{eff,cp}$                               | Ikke-sirk. mønster<br>$l_{eff,nc}$  | Sirkulært mønster<br>$l_{eff,cp}$   | Ikke-sirk. mønster<br>$l_{eff,nc}$ |
| Ytre skruerad utenfor bjelkeflens  | Den minste av:<br>$2\pi m_x$<br>$\pi m_x + w$<br>$\pi m_x + 2e$ | Den minste av:<br>$4m_x + 1,25e_x$<br>$e + 2m_x + 0,625e_x$<br>$0,5b_p$<br>$0,5w + 2m_x + 0,625e_x$ | –   | –                                  |
| Indre skruerad utenfor bjelkeflens | $2\pi m$  | $\alpha m$  | $\pi m + p$   | $0,5p + \alpha m$                  |
| Øvrige indre skruerader            | $2\pi m$  | $4m + 1,25e$  | $2p$  | $p$                                |
| Øvrige ytre skruerader             | $2\pi m$  | $4m + 1,25e$  | $\pi m + p$   | $2m + 0,625e + 0,5p$               |
| Bruddform 1                        | $l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ men $l_{eff,1} < l_{eff,cp}$           |   | $\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ men $\sum l_{eff,1} < \sum l_{eff,cp}$ |                                    |
| Bruddform 2                        | $l_{eff,2} = l_{eff,nc}$  |   | $\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$  |                                    |

Parameterne i tabellen er definert i figur 6.10 i NS-EN 1993-1-8, gjengitt under.



Figur 2.10 Parametere for endeplate og modellering av T-stykker

Den utstikkende delen av endeplata og den delen av endeplata som befinner seg mellom flensene modelleres som to separate T-stykker. Måten disse modelleres som T-stykker på er også vist i Figur 2.10.  $\alpha$  i Tabell 2.2 er gitt i figur 6.11 i NS-EN 1993-1-8 og er avhengig av  $\lambda_1$  og  $\lambda_2$  som gitt i figuren.

I følge punkt 6.2.6.11 i NS-EN 1993-1-8, er det ikke nødvendig å ta hensyn til hevarmkrefter for fotplate med bøyning fra strekkpåkjenning. Dette fordi deformasjonen i forankringen er stor i forhold til deformasjonen i fotplata. Derfor gjelder ikke Tabell 2.2. for søyleføtter. Dersom hevarmkrefter ikke opptrer, vil de effektive lengdene for sirkulære bruddformer bli dobbelt så lange som de i Tabell 2.2. Effektivlengdene for ikke-sirkulære bruddformer vil

forbli de samme. Dette kan vises ved arbeidsbetraktninger og er utledet i Dalen og Wåsjo (2010) [8].

Som et eksempel på utledningen *uten* hevarmkrefter, gjennomgås i det følgende samme eksempel som over; sirkulært brudd rundt hver bolt i ytre skruerad utenfor bjelkeflens.

Indre arbeid og ytre arbeid blir som i eksemplet *med* hevarmkrefter. Kritisk last blir dermed den samme:

$$P_{cr} = 8\pi m_p \quad (2.42)$$

Dersom det regnes uten hevarmkrefter vil  $F_{1-2,Rd}$  være dimensjonerende bruddlast. Får da:

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2M_{pL,1,Rd}}{m} = \frac{2m_p l_{eff}}{m} = 8\pi m_p \quad (2.43)$$

Løser ut med hensyn på  $l_{eff}$  og får:

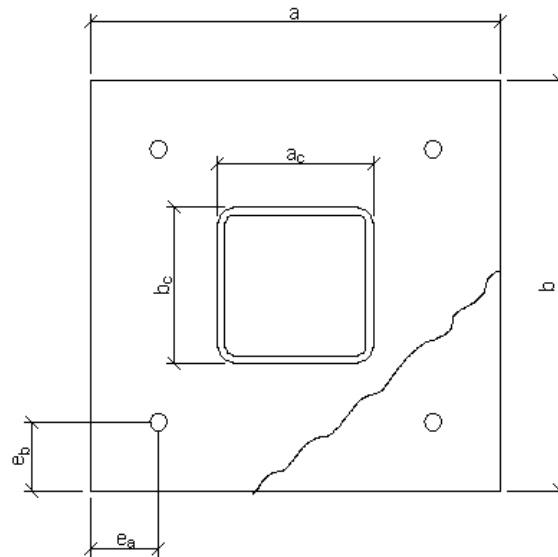
$$l_{eff} = 4\pi m \quad (2.44)$$

Verdiene for effektivlengder for fotplater i bøyning fra strekk uten hevarmkrefter er gitt i Tabell 2.3. For utledning av de øvrige formlene henvises det her til Dalen og Wåsjo (2010) [8]. For søyleføtter påkjent av bøyemomenter, vil det kun være aktuelt å plassere bolter utenfor søyleflenser.

Tabell 2.3 Effektivlengder for fotplate i bøyning uten hevarmkrefter

| Plassering av skruerad           | Skruerad betraktet individuelt                                     |   |
|----------------------------------|--|---|
|                                  | Sirkulært mønster<br>$l_{eff,cp}$                                  | Ikke-sirk. Mønster<br>$l_{eff,nc}$  |
| Ytre skruerad utenfor søyleflens | Den minste av:<br>$4\pi m_x$<br>$2\pi m_x + 2w$<br>$2\pi m_x + 4e$ | Den minste av:<br>$4m_x + 1,25e_x$<br>$e + 2m_x + 0,625e_x$<br>$0,5b_p$<br>$0,5w + 2m_x + 0,625e_x$ |

For søyleføtter vil det også kunne være aktuelt å plassere boltene symmetrisk rundt et lukket RHS-profil. Dersom dette er tilfelle, må ytterligere én bruddform undersøkes. Denne er vist i Figur 2.11.



Figur 2.11 Bruddlinje lukket tverrsnitt

Den effektive lengden for denne situasjonen er utledet i Wald m.fl. (2000) [22]. Denne er funnet å være:

$$l_{eff} = \frac{\sqrt{(b-b_c)^2 + (a-a_c)^2}}{8} \cdot \left( \frac{e_a}{e_b} + \frac{e_b}{e_a} \right) \quad (2.45)$$

Effektivlengdene i Tabell 2.3 må også regnes ut for lukkede tverrsnitt.

### 2.3.2 Forankringskapasitet innstøpte bolter

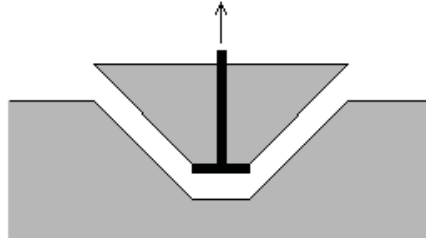
Stålprofilet vil ofte være forankret til betongkonstruksjonen ved bruk av innstøpte bolter. Uttrekk av forankringer i betong kan skje ved flere bruddformer: kjeglebrudd, heftbrudd, spaltebrudd og brudd i stål. Det anbefales å dimensjonere slik at brudd i stål blir dimensjonerende. Beregningene knyttet til disse er gitt i Betongelementboka bind B [3]. Disse er i det store og det hele basert på forsøk med uarmert og urisset betong. Vanligvis vil betongen både være armert og risset. Armeringen vil øke kapasiteten, mens riss og sprekker vil redusere den – men ikke like mye – slik at alt i alt kan uarmert og urisset betong brukes som en konservativ modell.

Man kan øke betongens uttrekkskapasitet opp til kapasitet for stålbrudd ved hjelp av armering. Dette bør man likevel være forsiktig med, siden en konsekvens vil kunne være at store sprekker oppstår i betongen. Da er det bedre å sørge for at søylefotens forankring er tilstrekkelig i uarmert (eller normalarmert) betong til å gjøre stålbrudd dimensjonerende.



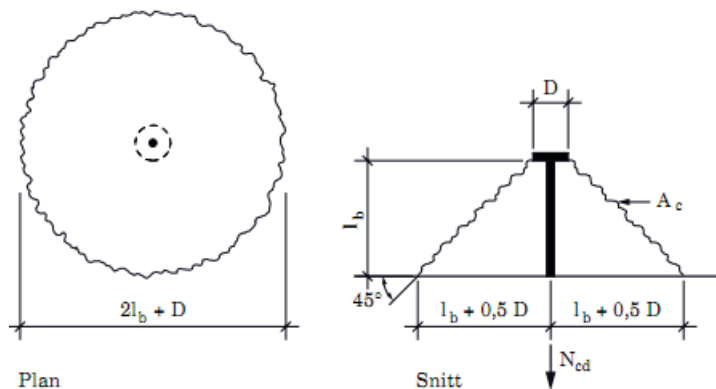
### Kjaglebrudd

Kjaglebrudd kan kun oppstå dersom forankringen har endeforankring. Stangen trekkes ut av betongen og tar med seg et tilnærmet kjegleformet utsnitt av betongen rundt.



Figur 2.12 Kjaglebrudd

Formlene for beregning av kapasitet mot kjaglebrudd baserer seg på at kjegleveggen danner en vinkel på 45 grader. I forsøk har det vist seg at denne vinkelen er lavere. Dette er tatt hensyn til ved å tilpasse formelene til forsøkene ved hjelp av faktorer.



Figur 2.13 Modell for kjaglebrudd [3]

Kjeglens overflateareal blir da:

$$A_c = \pi(l_b + D)l_b\sqrt{2} \quad (2.46)$$

For uarmert betong har kapasiteten vist seg å svare til:

$$N_{cd} = 0,425f_{ctd}A_c \quad (2.47)$$

hvor

$$f_{ctd} = \text{betongens dimensjonerende strekkapasitet.}$$

Dersom det legges tilleggsarmering under fotplata for å øke forankringskapasiteten, kan følgende formel benyttes:

$$N_{cd} = 0,425f_{ctd}(A_c + A_s) \leq 0,85f_{ctd}A_c \quad (2.48)$$

hvor

$$A_s = \text{areal av tilleggsarmering som krysser kjegletverrsnittet}$$

Dersom endeforankringen har rektangulær form, kan den ekvivalente diameteren til denne finnes ved å sette rektangelets areal lik arealet til en sirkel med den ekvivalente diameteren.

Dersom avstanden  $a$  fra senter av forankringen til betongkant er mindre enn kjeglens radius, dvs.:  $a < l_b + 0,5D$ , vil følgelig arealet av kjegleoverflaten reduseres med  $A_r$ :

$$A_r = \left[ (l_b + 0,5D)^2 \arccos\left(\frac{a}{l_b + 0,5D}\right) - a\sqrt{(l_b + 0,5D)^2 - a^2} \right] \sqrt{2} \quad (2.49)$$

Kantavstanden bør ikke være mindre enn  $2,5D$ .

Dersom innbyrdes senteravstand mellom 2 eller flere forankringsbolter  $s$  er mindre enn kjeglens radius, dvs.:  $s < 2(l_b + 0,5D)$ , vil kjeglearealet reduseres. Dersom avstanden mellom to bolter er mindre enn kjegleradiene, vil arealet bli:

$$A_c = \left[ (s + D)D - 2\frac{\pi D^2}{4} \right] + [2s + \pi(l_b + D)]l_b\sqrt{2} \quad (2.50)$$

Dersom avstanden mellom fire bolter er mindre enn kjegleradiusen vil arealet bli:

$$A_c = \left[ (s_1 + D)(s_2 + D) - 4\frac{\pi D^2}{4} \right] + [2s_1 + 2s_2 + \pi(l_b + D)]l_b\sqrt{2} \quad (2.51)$$

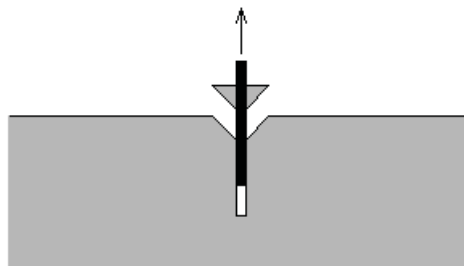
Tilstedeværelse av armering på tvers av lastretningen innenfor bruddkjeglen øker utrivningskapasiteten. Dersom  $A_s$  er det totale armeringsarealet som skjærer bruddflata, fås følgende formel for kapasiteten:

$$N_{cd} = 0,425f_{td}(A_c + 75A_s) \leq 0,85f_{td}A_c \quad (2.52)$$

Her er det verdt å legge merke til at dersom armeringen er gjennomgående, skjærer den bruddflata to ganger.

### ***Heftbrudd***

Her oppstår bruddet ved at stangen/bolten (som ikke har endeforankring) trekkes ut av betongen. Ofte følger en liten betongkjegle med nær overflaten.



Figur 2.14 Heftbrudd

Kapasiteten beregnes her som for vanlig armering. Regler for forankring av lengdearmering i NS-EN 1992-1-1 punkt 8.4 følges.

Dimensjonerende heftfasthet er gitt som:

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd} \quad (2.53)$$

$\eta_1$  er knyttet til betongens heftbetingelser og plassering av armering under utstøping og settes lik 1 under gode forhold og 0,7 under alle andre forhold.  $\eta_2$  har sammenheng med diameteren av forankringen og settes lik:

$$\eta_2 = 1,0 \text{ for } \varnothing \leq 32\text{mm}$$

$$\eta_2 = \frac{(132-\varnothing)}{100} \text{ for } \varnothing > 32\text{mm}$$

Nødvendig kraftinnføringslengde kan deretter finnes som:

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (2.54)$$

Der  $\sigma_{sd}$  er den dimensjonerende spenningen i forankringsbolten. Videre finnes dimensjonerende forankringslengde ved bruk av følgende ligning:

$$l_{bd} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (2.55)$$

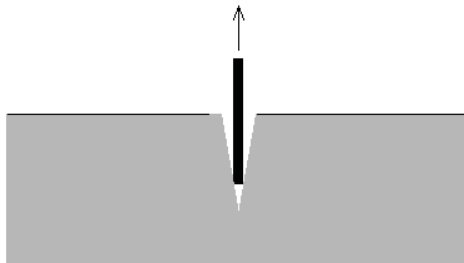
$\alpha$ -faktorene finnes fra tabell 8.2 i NS-EN 1992-1-1.  $l_{b,min}$  er minste forankringslengde gitt av:

$$l_{b,min} \geq \max(0,3l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100\text{mm}) \quad (2.56)$$

Dette gjelder for forankringer i strekk.

### **Spaltebrudd**

Bolten, som ikke har endeforankring, trekkes ut av betongen. Bruddflate blir spalting av betong langs bolt.



Figur 2.15 Spaltebrudd

Beregningsgangen er som for heftbrudd gitt i NS-EN 1992-1-1 punkt 8.4.

**Stålbrudd**

Stålbrudd utgjør naturlig nok øvre grense for forankringskapasiteten. Det er derfor anbefalt å utføre detaljene slik at øvrige bruddformer ikke blir dimensjonerende. Bolters dimensjonerende kapasiteter er gitt i NS-EN 1993-1-8 tabell 3.4. Strekkapasiteten er gitt ved:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} * n \quad (2.57)$$

hvor

$$\begin{aligned} k_2 &= 0,63 \text{ for senkskruer; } 0,9 \text{ ellers} \\ n &= \text{antall bolter i boltegruppe} \end{aligned}$$

Skjærkapasiteten er gitt ved:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} * n \quad (2.58)$$

hvor

$$\begin{aligned} \alpha_v &= 0,6 \text{ for fasthetsklasse 4.6, 5.6 og 8.8; } 0,5 \text{ for fasthetsklasse 4.8, 5.8, 6.8} \\ &\text{og 10.9 dersom avskjæringssnittet går gjennom gjenget del av bolt; } 0,6 \\ &\text{for alle fasthetsklasser dersom avskjæringssnittet går gjennom ugjenget} \\ &\text{del av bolt} \\ f_{ub} &= \text{skruens strekkfasthet} \\ A &= \text{skruens brutto areal} \end{aligned}$$

Forankringsboltene vil ofte være påkjent av kombinert strekk og skjær. Kravet til kapasitet er da gitt ved:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.59)$$

**2.3.3 Forankringskapasitet limte bolter**

*Betongelementboka, bind B* [3] inneholder beregningsregler for et utvalg limtyper (se Tabell 3.7). Disse baserer seg på forsøk. Limet kan enten fylles i borede hull, eller i innstøpte hylser. Bruddformer som er aktuelle er: heftbrudd mellom bolt/stang og limet, heftbrudd mellom lim og hylse, heftbrudd mellom hylse og betong, heftbrudd mellom lim og betong (for boret hull), og spaltebrudd rundt hylse.

***Heftebrudd i innstøpt hylse***

Følgende heftfastheter ble funnet i forsøkene:

Tabell 2.4 Heftefastheter for heftebrudd ved innstøpt hylse

| <b>Limtype:</b>                               | <b>Acryl/polyester/epoksy – lim</b> |                    | <b>Sementlim</b> |                    |
|---|-------------------------------------|--------------------|------------------|--------------------|
| <b>Forankring:</b>                            | <b>Kamstål</b>                      | <b>Gjengestang</b> | <b>Kamstål</b>   | <b>Gjengestang</b> |
| Lim – armering: $f_{bd}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 6,2                                 | 5,3                | 4,1              | 3,5                |
| Lim – hylse: $f_{bd}$ (N/mm <sup>2</sup> )    | 3,1                                 |                    | 2,1              |                    |
| <b>Fasthetsklasse betong:</b>                 | <b>B20</b>                          | <b>B30</b>         | <b>B35</b>       | <b>B45</b>         |
| Hylse – betong: $f_{bd}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 2,0                                 | 2,5                | 2,9              | 3,2                |

***Heftebrudd i boret hull***

Følgende heftfastheter ble funnet i forsøkene:

Tabell 2.5 Heftefastheter for heftebrudd ved boret hull

| <b>Limtype:</b>                               | <b>Epoksylin</b> |                    |
|---|------------------|--------------------|
| <b>Forankring:</b>                            | <b>Kamstål</b>   | <b>Gjengestang</b> |
| Lim – armering: $f_{bd}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 6,2              | 5,3                |
| Lim – betong: $f_{bd}$ (N/mm <sup>2</sup> )   | 2,2              |                    |

***Spaltebrudd rundt innstøpt hylse***

Formelen for spaltebrudd ble funnet å være:

$$f_{bd} = k_L f_{td} \frac{2R}{3\varnothing_u} + f_{bs} \quad (2.60)$$

hvor

- $\varnothing_u$  = innvendig diameter av innstøpt hylse  
 $c_u$  = overdekning av hylse  
 $R$  =  $c_u + \frac{\varnothing_u}{2}$   
 $k_L$  = koeffisient for spalting rundt limpropp  
 $f_{bs}$  = bidrag fra tverrarmering

Bidraget fra tverrarmeringen er gitt å være

$$f_{bs} = \frac{k_3 A_{st}}{s_t \varnothing_u} * n \quad (2.61)$$

hvor

- $k_3$  = en spenning som varierer fra 0 – 40 MPa avhengig av tverrarmeringens effekt  
 $A_{st}$  = areal av tverrarmeringsstang  
 $s_t$  = senteravstand mellom tverrarmeringsstenger

Bidraget fra tverrarmeringen kan ikke overstige 1 MPa for innstøpte hylser.

Tabell 2.6 Forankring i innstøpt hylse ved spaltebrudd

| Limtype:                      | Acryl/polyester/epoksy – lim |            | Sementlim  |            |
|-------------------------------|------------------------------|------------|------------|------------|
| $k_L$                         | 1,5                          |            | 1,1        |            |
| Fasthetsklasse betong:        | <b>B20</b>                   | <b>B30</b> | <b>B35</b> | <b>B45</b> |
| $f_{td}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 1,0                          | 1,3        | 1,4        | 1,6        |

### Spaltebrudd rundt boret hull

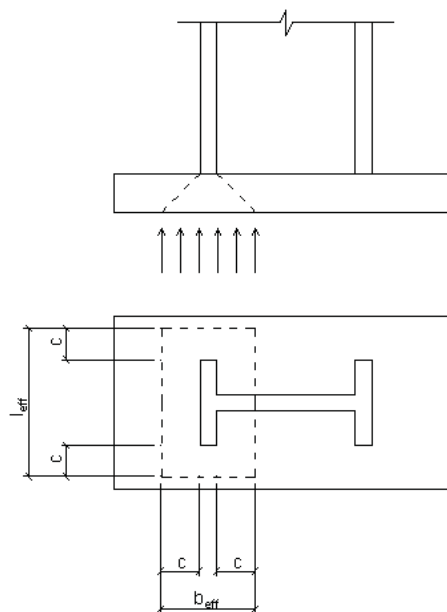
Samme formel som for spaltebrudd (2.60) benyttes. Bidraget fra tverrarmeringen (2.61) kan ikke overstige 0,5 MPa for liming i borede hull [3].

Tabell 2.7 Forankring i boret hull ved spaltebrudd

| Limtype:                      | Acryl/polyester/epoksy – lim |            |            |            |
|-------------------------------|------------------------------|------------|------------|------------|
| $k_L$                         | 1,4                          |            |            |            |
| Fasthetsklasse betong:        | <b>B20</b>                   | <b>B30</b> | <b>B35</b> | <b>B45</b> |
| $f_{td}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 0,7                          | 0,9        | 1,0        | 1,1        |

### 2.3.4 Betong påkjent av trykk

For betong i trykk skal det, ifølge NS-EN 1993-1-8 pkt. 6.2.5, benyttes et ekvivalent T-stykke med trykk som modell for kapasiteten til kombinasjonen av fotplate med bøyning og betong eller injeksjonsmasse med kontaktrykk. Avhengig av hvor fleksibel fotplata er, vil kontaktrykket mot betongen virke bare under en del av platas areal. T-stykket vil derfor ha en effektiv bredde  $b_{eff}$  og en effektiv lengde  $l_{eff}$ , som må være slik at trykkapasiteten i T-stykket er lik basiskomponentens kapasitet. Figur 2.16 gir det ekvivalente T-stykkets areal.

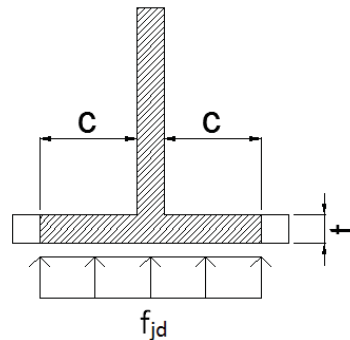


Figur 2.16 T-stykkets areal

Størrelsen  $c$  er gitt å være:

$$c = t \left[ \sqrt{\frac{f_y}{3f_{jd}\gamma_{M0}}} \right] \quad (2.62)$$

Der  $t$  er T-stykkets tykkelse. Formelen kan utledes ved likevektsbetraktning mellom momentkapasiteten i fotplata og kontaktrykk over avstand  $c$ .



Figur 2.17 Betongtrykk mot ekvivalent T-stykke

Den elastiske momentkapasiteten for T-stykket per enhetslengde er:

$$M = W_e f_y = \frac{1}{6} t^2 f_y \quad (2.63)$$

Moment om steget i T-stykket som følge av betongtrykket blir:

$$M = f_{jd} \cdot c \cdot \frac{c}{2} = \frac{1}{2} f_{jd} c^2 \quad (2.64)$$

Der  $f_{jd}$  er dimensjonerende betongfasthet. Settes (2.63) og (2.64) lik hverandre og løses ut for  $c$  fås uttrykket i standarden (2.62), med unntak av materialfaktoren  $\gamma_{M0}$ .

Uttrykkene for effektiv lengde og bredde av T-stykket blir (jfr. Figur 2.16):

$$l_{eff} = b + 2c \quad (2.65)$$

$$b_{eff} = t + 2c \quad (2.66)$$

Her er  $b$  flensens bredde og  $t$  flensens tykkelse. Dersom den virkelige størrelsen av fotplata er slik at avstanden  $c$  havner utenfor plata, må  $c$  settes lik den faktiske avstanden.

Den dimensjonerende trykkapasiteten til et T-stykke i trykk bestemmes som:

$$F_{C,Rd} = f_{jd} l_{eff} b_{eff} \quad (2.67)$$

Den dimensjonerende fastheten for betong er i følge NS-EN 1993-1-8 punkt 6.2.5.(7):

$$f_{jd} = \frac{\beta_j F_{Rdu}}{b_{eff} l_{eff}} \quad (2.68)$$

Fasthetsfaktoren  $\beta$  for knutepunktet forutsettes å være  $2/3$  dersom injeksjonsmassens karakteristiske fasthet ikke er mindre enn  $0,2$  ganger fundamentbetongens karakteristiske fasthet, og dersom injeksjonsmassens tykkelse ikke er større enn  $0,2$  ganger den minste bredden av fotplata.

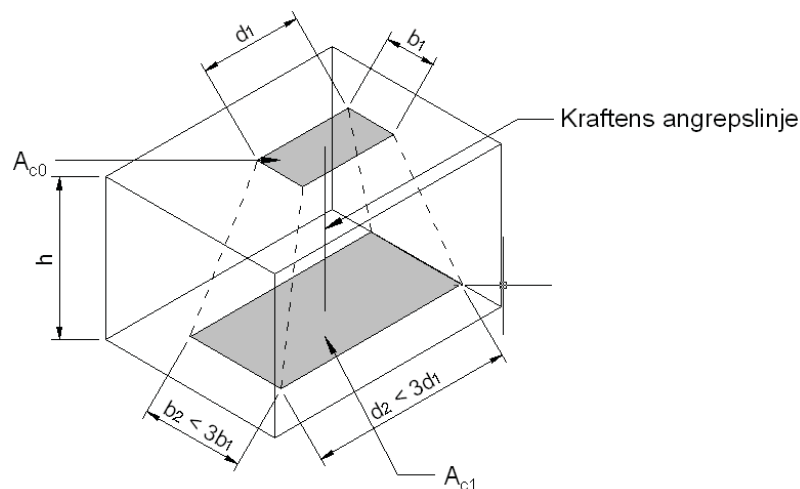
$F_{Rdu}$  er den dimensjonerende lastkapasiteten for konsentrerte laster og er gitt i NS-EN 1992-1-1 punkt 6.7:

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0 f_{cd} A_{c0} \quad (2.69)$$

hvor

$A_{c0}$  = belastningsflaten. Settes lik  $l_{eff} b_{eff}$   
 $A_{c1}$  = største beregningsmessige fordelingsflate med tilsvarende form som  $A_{c0}$

Figur 6.29 i NS-EN 1992-1-1, her Figur 2.18, gir retningslinjene for å finne  $A_{c1}$ . Ser av figuren at arealet av fordelingsflaten begrenses seg oppad til  $3b_1$  ganger  $3d_1$ , altså  $A_{c1} \leq 9A_{c0}$ . Dette forklarer øvre grense i formel (2.69).



Figur 2.18 Lastfordeling i betong

### 2.3.5 Søylesteg med strekk

Søylestegget kan bli utsatt for strekkrefter dersom det er plassert bolter mellom flensene. Hvis så er tilfelle beregnes denne fra følgende formel hentet fra NS-EN 1993-1-8 punkt 6.2.6.3:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (2.70)$$

hvor

$b_{eff,t,wc}$  = effektiv bredde. Settes lik den effektive lengden av T-stykket som representerer søyleflensen  
 $t_{wc}$  = søylestegets tykkelse  
 $\omega$  = reduksjonsfaktor som tar hensyn til mulig interaksjon med skjær i søylesteget og bestemmes etter tabell 6.3. i NS-EN 1993-1-8.



$\omega$  er avhengig av overføringsparameteren  $\beta$ , som i henhold til tabell 5.4 kan settes tilnærmet lik 1 for ensidige knutepunkter. Fra tabell 6.3 fås da:

$$\omega = \omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \left( \frac{b_{eff,c,w_c} t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}} \quad (2.71)$$

### 2.3.6 Trykkapasitet i søyle

Kapasiteten til trykkpåkjent søyleflens og -steg regnes ut etter NS-EN 1993-1-8 punkt 6.2.6.7. Det antas at resultanten av dimensjonerende trykkapasitet i søyleflens og tilstøtende trykksone i steget virker i trykksenteret. For søyleføtter betyr dette at resultantens angrepspunkt er i senter søyleflens.

$$F_{c,fc,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h - t_{fc}} \quad (2.72)$$

hvor

$$\begin{aligned} M_{c,Rd} &= \text{søyleverrsnittets momentkapasitet regnet ut etter NS-EN 1993-1-1} \\ t_{fc} &= \text{flenstykkelse} \\ h &= \text{tverrsnittets høyde} \end{aligned}$$

### 2.3.7 Forankringsboltens kapasitet mot skjær

#### **Brudd i forankring**

Underlagsmørtelen har ikke tilstrekkelig styrke til å motstå spenningene som opptrer mellom mørtel og bolt. Dette gjør at betraktelig bøyning av boltene kan oppstå. Følgende bruddformer vil kunne oppstå i en fotplateforbindelse påkjent av skjær:

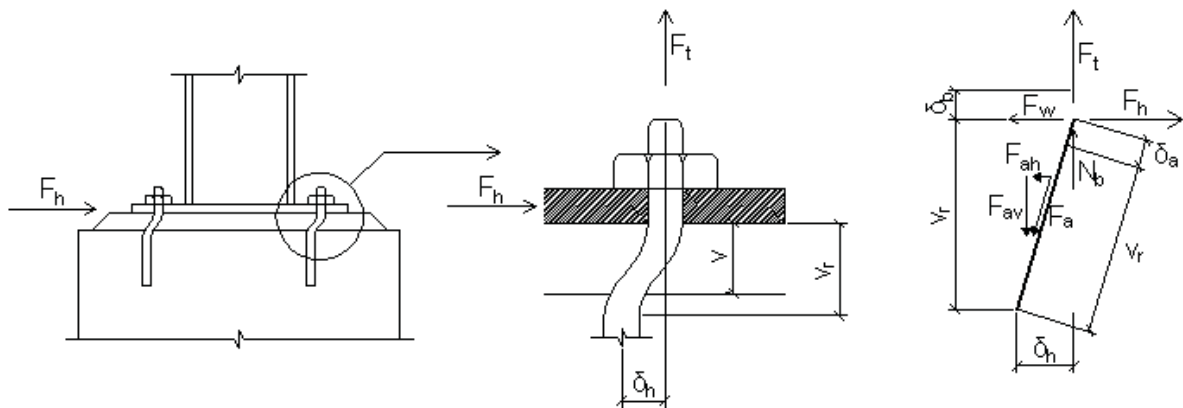
- 1) Brudd i bolter
- 2) Oppsmuldring av underlagsmørtel
- 3) Spalting av betong i fundament
- 4) Uttrekk av bolt

Den horisontale forskyvningen som oppstår vil føre til strekk i bolt som en følge av andreordens effekter. Denne strekkraften vil gi et ekstra bidrag til skjærmotstanden. Størrelsen av den horisontale forskyvningen avhenger i stor grad av mørtellagets tykkelse og av størrelsen på boltehullene. Effekten av store boltehull kan reduseres ved å bruke større skiver under mutteren som sveises fast i fotplata. Hullene kan også fylles med et lim.

I det følgende gjennomgås modellen som ligger til grunn for formelen for avskjæringskapasitet i pkt. 6.2.2(7) i NS-EN 1993-1-8. Modellen ble utarbeidet ved universitetet i Delft i Nederland i 1989. Utledningen er hentet fra Gresnigt m.fl. (2008) [12].

Modellen for avskjæringskapasitet er vist i Figur 2.19. Tegnforklaring er som følger:

|              |  |
|--------------|--|
| $F_h =$      | <i>kraft i horisontalretning</i>   |
| $F_t =$      | <i>strekkraft i bolt</i>   |
| $F_a =$      | <i>normalkraft i bolt</i>  |
| $F_w =$      | <i>friksjonskraft</i>  |
| $N_b =$      | <i>normalkraft i mørtel</i>  |
| $v =$        | <i>tykkelse mørtellag</i>  |
| $v_r =$      | <i>tykkelse av mørtellag i analytisk modell, <math>v_r = v + 0,5d_b</math></i> |
| $\delta_h =$ | <i>forflytning av fotplate</i>   |
| $\delta_a =$ | <i>forlengelse av bolt</i>   |
| $\delta_b =$ | <i>mørtellagets sammentrykking</i>   |
| $A_{b,s} =$  | <i>boltens strekkareal</i>   |
| $f_w =$      | <i>friksjonskoeffisient mellom fotplate og underlagsmørtel</i>                 |



Figur 2.19 Modell for skjærkapasitet

Spenningsene mellom bolt og mørtel antas å være så små at de ikke tas med i utregningen.

Horisontal likevekt gir:

$$F_h = F_a \frac{\delta_h}{v_r + \delta_a} + F_w \quad (2.73)$$

Friksjonskraften er gitt ved:

$$F_w = f_w \frac{v_r - \delta_b}{v_r + \delta_a} - F_t \quad (2.74)$$

Horisontal deformasjonen kan bestemmes fra følgende forhold (se Figur 2.19):

$$\delta_h^2 = (v_r + \delta_a)^2 - (v_r - \delta_b)^2 \quad (2.75)$$

$\delta_h^2$  er liten sammenlignet med  $\delta_h$ . Uttrykket kan derfor forenkles til:

$$\delta_h^2 = 2v_r(\delta_a + \delta_b) \quad (2.76)$$

Elastisk oppførsel gir følgende uttrykk for forlengelse av bolt og sammentrykking av mørtel:

$$\delta_a = \frac{F_a v_r}{E A_{b,s}} \text{ og } \delta_b = \frac{(F_a - F_t) v_r}{E_{mørtel} A_{mørtel}} \quad (2.77)$$

Siden arealet av mørtellaget er stort i forhold til boltens strekkareal, vil uttrykket for  $\delta_b$  bli veldig lite i forhold til uttrykket for  $\delta_a$ . Derfor ses  $\delta_b$  bort fra videre i beregningene.

Geometrien i modellen gir:

$$v_r + \delta_a = \sqrt{\delta_h^2 + v_r^2} \quad (2.78)$$

Setter man dette inn i (2.73) og (2.74), og benytter  $\delta_b = 0$  i (2.76), får man:

$$F_h = F_a \frac{\delta_h}{\sqrt{\delta_h^2 + v_r^2}} + F_w \quad (2.79)$$

$$F_w = f_w \left( F_a \frac{v_r}{\sqrt{\delta_h^2 + v_r^2}} - F_t \right) \quad (2.80)$$

$$\delta_h = \sqrt{2v_r \delta_a} \quad (2.81)$$

Disse gjelder i elastisk område, det vil si så lenge normalkraften i boltene  $F_a \leq F_{a,y} = A_s f_{y,b}$ .

Settes  $F_a = F_{a,y}$  inn i uttrykkene (2.77), (2.79) og (2.80) fås:

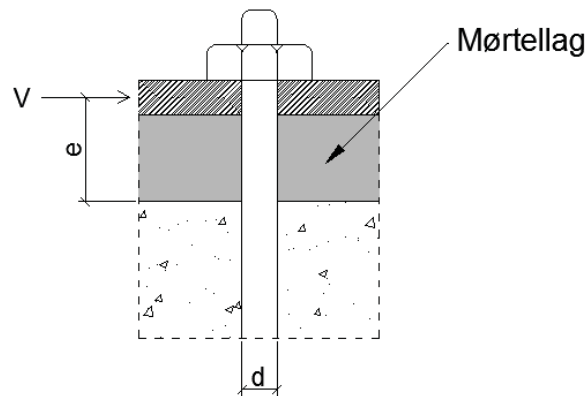
$$F_h = \frac{f_{y,b} A_{b,s}}{\sqrt{\delta_h^2 + v_r^2}} (\delta_h + f_w v_r) - f_w F_t \quad (2.82)$$

$$\delta_h = v_r \sqrt{\frac{2f_{y,b}}{E}} \quad (2.83)$$

Denne modellen har gjennom forsøk vist seg å gi et konservativt anslag på skjærkapasiteten og er brukt som grunnlag for kapasitetsformelen i NS-EN 1993-1-8. Denne er en forenklet utgave av modellen over, der en faktor  $\alpha_{bc} = 0,4 - 0,0003f_{yb}$  tar høyde for duktiliteten i boltene. Denne faktoren er funnet på bakgrunn av utførte forsøk.

### ***Brudd i betong***

Betongens kapasitet mot å brytes ut som følge av kreftene fra forankringsbolter i skjær, er avhengig av om knutepunktet inneholder stålplate med god kontakt mot betongen eller ikke. Fotplata vil fungere som en barriere som forhindrer avskalling av betongen, og dermed øker kapasiteten. Det skilles derfor mellom knutepunkter med og uten stålplate [3]. I tilfeller der det brukes et injiserende mørtellag under fotplata er det ikke god kontakt mellom stålplate og betong. Beregningsgangen er utledet i *Betongelementboka* [3] og er basert på forsøk.



Figur 2.20 Modell for skjærkapasitet betong

Den dimensjonsløse utkragingen er fra forsøk funnet å være:

$$\varepsilon = 3,3 \frac{e}{d} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_y}} \quad (2.84)$$

hvor

$e =$  avstand fra skjærkraften til betongens overflate  
 $d =$  forankringens diameter

Denne benyttes videre for å bestemme reduksjonsfaktor for utkraging:

$$k_e = \sqrt{1 + \varepsilon^2} - \varepsilon \quad (2.85)$$

Betongens dimensjonerende kapasitet mot avskjæring uten utkraging er:

$$V_{cd0} = 0,91d^2 \sqrt{\frac{f_{ck}f_y}{\gamma_c^2}} \quad (2.86)$$

Dersom det er en stålplate med god kontakt med betongen kan kapasiteten uten utkraging økes med en faktor på 1,45. For tilfellet med utkraging, blir kapasiteten:

$$V_{cd} = k_e V_{cd0} \quad (2.87)$$

Dersom kantavstanden,  $a$ , til bolten er mindre enn 10 ganger boltens diameter, må kapasiteten reduseres med følgende faktor:

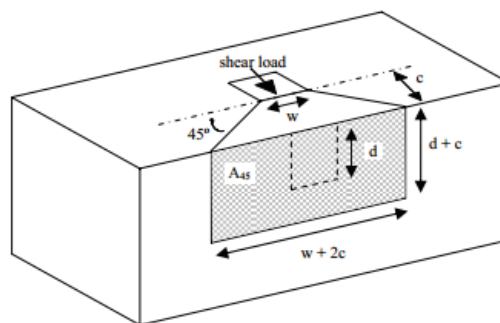
$$k_a = 0,1 \frac{a}{d} \quad (2.88)$$

Reglene over kan også benyttes for limte bolter i innstøpte hylser. Diameteren må da settes lik hylsenes diameter.

### 2.3.8 Skjærdeybels kapasitet mot skjærkrefter

#### *Brudd i mørtel eller betong foran skjærdeybelen i lastretningen*

Et storskala forsøk utført ved University of California [11] konkluderte med at betongens kapasitet mot krefter fra skjærdeybler bør settes lik den minste av kapasitetene utregnet fra to metoder. Den ene metoden, her oversatt til *45 graders pyramide-metode*, er en metode beskrevet i *Steel design guide 1* [9]. Med denne metoden beregnes utsprenningskapasiteten til betongen som følge av overføringen av skjær fra dybelen ut fra en antagelse om at en konstant strekkspenning virker på bruddflatas projeksjonsflate. Denne flata antas å utgjøre arealet av bunnen av en pyramide dannet av flater som danner  $45^\circ$  vinkler ut fra dybelen til kant av betongfundamentet.



Figur 2.21 45 graders pyramidebrudd [11]

Kapasiteten kan finnes ved følgende formel:

$$V_n^{45} = 4\sqrt{f_{cd}}A_{45} \quad (2.89)$$

hvor

$$\begin{aligned} f_{cd} &= \text{dimensjonerende betongtrykkfasthet} \\ A_{45} &= \text{areal av grunnflate i betongpyramiden ekskludert areal av skjærdeybel} \end{aligned}$$

Arealet kan av Figur 2.21 defineres som:

$$A_{45} = (d + c)(w + 2c) - d \cdot w = c \cdot (w + 2d + 2c) \quad (2.90)$$

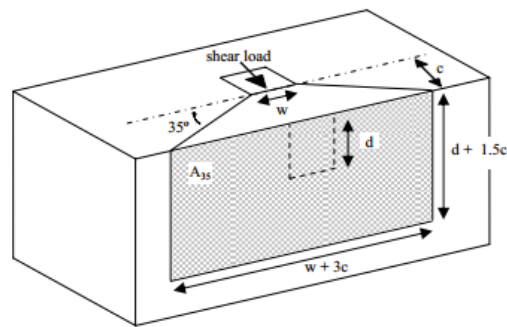
Den andre metoden, her oversatt som *Betongkapasitetsmetoden*, baserer seg på at utsprenningskapasiteten for store betongfundamenter har sammenheng med sprekkinitiering. Kapasiteten utledes derfor ved bruddmekanikk. Denne er i Gomez m.fl. (2009) [11] vist å være:

$$V_n^{CCD} = \frac{40}{9} \left( \frac{1}{\sqrt{c}} \right) A_{35} \sqrt{f_{cd}} \quad (2.91)$$

hvor

$c =$  avstand fra skjæradybel til kant av betongfundament  
 $A_{35} =$  areal basert på en 35 graders projeksjonsflate fra kantene av skjæradybel til kant betongfundament, eksklusive areal av skjæradybel

Det er her antatt en idealisert, pyramideformet bruddform, med flater som danner  $35^\circ$  vinkler med skjæradybelen.



Figur 2.22 35 graders pyramidebrudd [11]

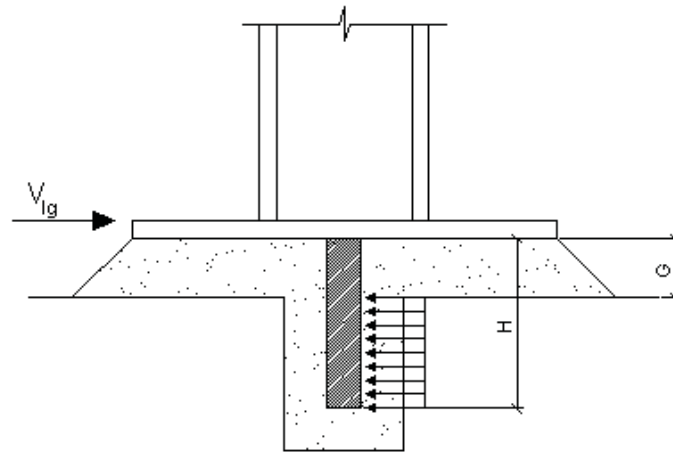
Arealet er da gitt som

$$A_{35} = (d + 1,5c) \cdot (w + 3c) - d \cdot w = 1,5c \cdot (w + 2d + 3c) \quad (2.92)$$

45 graders pyramide-metoden har vist seg å være konservativ for kapasiteten av skjæradybler i fundamenter av liten utbredelse, mens den for store fundamenter har en tendens til å overestimere kapasiteten. Betongkapasitetsmetoden, derimot, har vist seg å være relativt nøyaktig for skjæradybler der avstand til fri ende er stor, men mer unøyaktig for mindre avstander. Derfor anbefales det å bruke den minste verdien fra de to metodene som dimensjonerende verdi for bruddkapasiteten til betong/mørtel [11].

**Brudd i skjæradybel**

Skjæradybelen virker som en utkraget bjelke når den overfører skjærkraften til betongen.



Figur 2.23 Modell skjæradybel

Momentet som virker på skjæradybelen blir [9]:

$$M_{lg} = \left(\frac{V_{lg}}{W}\right) \left(\frac{H+G}{2}\right) \quad (2.93)$$

hvor

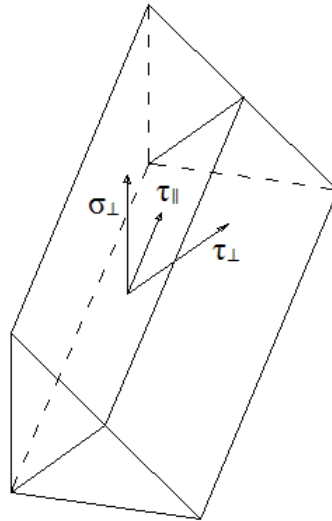
|            |   |
|------------|---|
| $V_{lg} =$ | <i>skjærkraft som virker på skjæradybelen</i> |
| $W =$      | <i>dybelens totale horisontale bredde</i>     |
| $H =$      | <i>skjæradybelens høyde</i>                   |
| $G =$      | <i>mørtellagets tykkelse</i>                  |

Dette momentet må sammenlignes med dybelens momentkapasitet. Denne er avhengig av hvilket tverrsnitt skjæradybelen har.

**2.3.9 Dimensjonerende kapasitet av sveis**

Det er stort sett to typer sveis – kilsveis og buttsveis – som brukes i forbindelser mellom stålkomponenter. Det mest lønnsomme er å bruke kilsveis dersom denne kan begrenses til ikke å ha større a-mål enn 6 mm [25].

Bæreevnen til en sveis bestemmes av dens beregningstverrsnitt. For kilsveis skal halstverrsnittet i følge NS-EN 1993-1-8 være det dimensjonerende beregningstverrsnittet. Denne er definert som høyden av den største trekanten som kan inntegnes i kilsveisens tverrsnitt.



Figur 2.24 Spenningskomponenter i kilsveis

To metoder er gitt i NS-EN 1993-1-8 for å finne kilsveisens dimensjonerende kapasitet; retningsmetoden og forenklet metode. Retningsmetoden, gitt i punkt 4.5.3.2, dekomponerer kreftene som virker på sveisen i spenningskomponenter som virker på tvers og på langs av sveisen. Ved hjelp av Von Mises flytekriterium finnes dimensjonerende kapasitet for kilsveis:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (2.94)$$

hvor

$$\begin{aligned} f_u &= \text{strekkfasthet i svakeste konstruksjonsdel i forbindelsen} \\ \beta_w &= \text{korrelasjonsfaktor avhengig av stålsort gitt i tab. 4.1. i NS-EN 1993-1-8} \end{aligned}$$

For konstruksjonskomponenter som forbindes vinkelrett på hverandre (som tilfelle er for søyleføtter), vil sveisens beregningstverrsnitt utgjøre en likebent trekant. Dette gjør at spenningskomponentene  $\sigma_{\perp}$  og  $\tau_{\perp}$  kan settes lik hverandre.

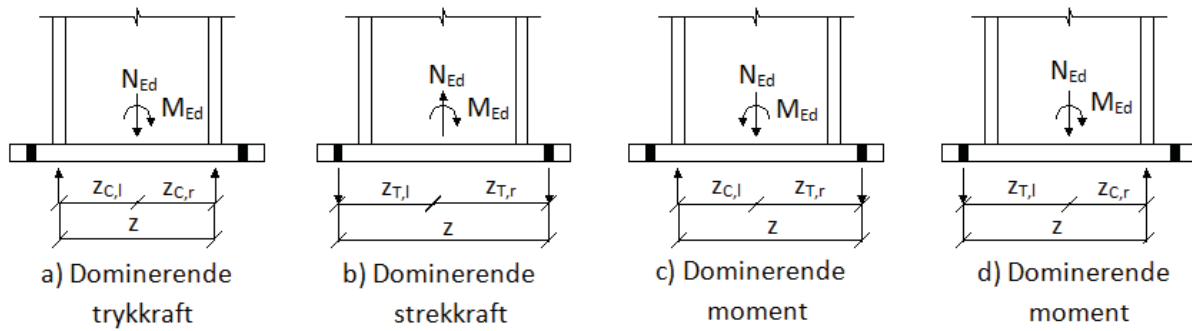


## 2.4 Momentkapasitet

Kapasitet til søyleføtter påkjent av en kombinasjon av aksialkraft og bøyingsmoment bestemmes ut fra metoden som er gitt i NS-EN 1993-1-8 punkt 6.2.8.3. I denne ses bidraget fra betongtrykket under søylesteget bort fra.

Avhengig av forskjellige lastsituasjoner vil momentarmen i knutepunktet få ulike verdier.

Disse lastsituasjonene og tilhørende momentarmer er:



Figur 2.25 Lastsituasjoner og tilhørende momentarmer

Momentkapasiteten for de forskjellige situasjonene er gitt i tabell 6.7 i NS-EN 1993-1-8 og er funnet fra likevekt om enten trykk- eller strekkraftens angrepspunkt.

Tabell 2.8 Momentkapasitet for søyleføtter

| Belastning                                       | Momentarm $z$           | Dimensjonerende momentkapasitet $M_{i,Rd}$   |  |
|--|-------------------------|--|--|
| Venstre side med strekk<br>Høyre side med trykk  | $z = z_{T,l} + z_{C,r}$ | $N_{Ed} > 0$ og $e > z_{T,l}$  | $N_{Ed} \leq 0$ og $e \leq -z_{C,r}$     |
|  |                         | Den minste av $\frac{F_{T,l,Rd}z}{z_{C,r}+1}$ og $\frac{-F_{C,r,Rd}z}{z_{T,l}-1}$  |  |
| Venstre side med strekk<br>Høyre side med strekk | $z = z_{T,l} + z_{T,r}$ | $N_{Ed} > 0$ og $0 < e < z_{T,l}$  | $N_{Ed} > 0$ og $-z_{T,r} < e \leq 0$    |
|  |                         | Den minste av $\frac{F_{T,l,Rd}z}{z_{T,r}+1}$ og $\frac{F_{T,r,Rd}z}{z_{T,l}-1}$   |  |
| Venstre side med trykk<br>Høyre side med strekk  | $z = z_{C,l} + z_{T,r}$ | $N_{Ed} > 0$ og $e \leq -z_{T,r}$  | $N_{Ed} \leq 0$ og $e > z_{C,l}$         |
|  |                         | Den minste av $\frac{-F_{C,l,Rd}z}{z_{T,r}+1}$ og $\frac{F_{T,r,Rd}z}{z_{C,l}-1}$  |  |
| Venstre side med trykk<br>Høyre side med trykk   | $z = z_{C,l} + z_{C,r}$ | $N_{Ed} \leq 0$ og $0 < e < z_{C,l}$   | $N_{Ed} \leq 0$ og $-z_{C,r} < e \leq 0$ |
|  |                         | Den minste av $\frac{-F_{C,l,Rd}z}{z_{C,r}+1}$ og $\frac{-F_{C,r,Rd}z}{z_{C,l}-1}$ |  |

Positive momenter i urviserens retning og positive krefter er strekk.  

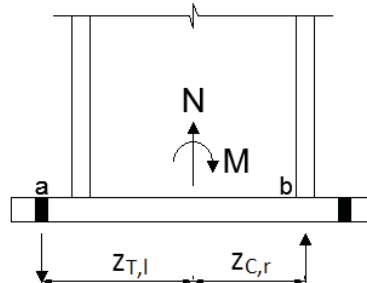
$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}}$$

$F_{T,l,Rd}$  er dimensjonerende strekkapasitet på venstre side av forbindelsen og settes lik den minste verdien av kapasitet for søylesteg påkjent strekk,  $F_{l,wc,Rd}$  (se kapittel 2.3.5), og kapasitet for fotplate i bøyning,  $F_{l,pl,Rd}$  (se kapittel 2.3.1).  $F_{T,r,Rd}$  er dimensjonerende strekkapasitet på høyre side av forbindelsen og settes lik den minste av de samme kapasitetene.

$F_{C,l,Rd}$  er dimensjonerende trykkapasitet på venstre side av forbindelsen og settes lik den minste verdien av kapasitet for betong påkjent av trykk,  $F_{c,pl,Rd}$  (se kapittel 2.3.4), og kapasitet

for søyleflens og –steg i trykk,  $F_{c,fc,Rd}$  (se kapittel 2.3.6).  $F_{C,r,Rd}$  er dimensjonerende trykkkapasitet på høyre side av forbindelsen og settes lik den minste av de samme kapasitetene.

I det følgende utledes kapasiteten for én av lastsituasjonene: venstre side med strekk, høyre side med trykk og  $N_{Ed} > 0$ , det vil si strekk:



Figur 2.26 Likevektsberegning

Momentlikevekt om a gir:

$$\sum M_a = M - N \cdot z_{T,l} \leq F_{C,r,Rd} \cdot z$$

Omorganiserer og får:

$$M \left( 1 - \frac{N \cdot z_{T,l}}{M} \right) \leq F_{C,r,Rd} \cdot z$$

Løser ut med hensyn på  $M$  og setter inn eksentrisiteten  $e = M/N$ :

$$M \leq \frac{F_{C,r,Rd} \cdot z}{\left( 1 - \frac{N \cdot z_{T,l}}{M} \right)} = \frac{-F_{C,r,Rd} \cdot z}{\frac{z_{T,l}}{e} - 1} \quad (2.95)$$

Momentlikevekt om b gir tilsvarende:

$$\sum M_b = M + N \cdot z_{C,r} \leq F_{T,l,Rd} \cdot z$$

$$M \left( 1 + \frac{N \cdot z_{C,r}}{M} \right) \leq F_{T,l,Rd} \cdot z$$

$$M \leq \frac{F_{T,l,Rd} \cdot z}{\left( 1 + \frac{N \cdot z_{C,r}}{M} \right)} = \frac{F_{T,l,Rd} \cdot z}{\frac{z_{C,r}}{e} + 1} \quad (2.96)$$

Momentkapasiteten blir den minste av (2.95) og (2.96), det vil si de samme verdier som er oppgitt i Tabell 2.8.

## 2.5 Skjærkraftkapasitet

Skjærkreftene som virker på søylefot kan tas opp på flere måter.

Dersom man har samtidig virkende trykk i søyla, kan friksjonen som eksisterer mellom fotplate og betong ta opp hele eller deler av skjærkraften. For søyler som er involvert i vindavstivningssystem e.l. vil søylefoten ofte være belastet av bøyemomenter og strekkrefter. For slike vil det ikke være mulig å dimensjonere for at kun friksjonen tar unna skjærkreftene.

Når det er strekkrefter i søyla må skjærkreftene overføres på annet vis. Fundamentbolter vil ha en viss avskjæringskapasitet som kan ta unna skjærkreftene. Denne kapasiteten er den minste av bruddkapasiteten til bolten  $F_{1,vb,Rd} = F_{vb,Rd}$  gitt i tabell 3.4 i NS-EN 1993-1-8 og verdien  $F_{2,vb,Rd}$  gitt i NS-EN 1993-1-8 pkt. 6.2.2(7). Modellen for sistnevnte er utledet i kapittel 2.3.7. Boltene vil, i følge NS-EN 1993-1-8 pkt. 6.2.2, ha full strekkapasitet dersom skjærkraften ikke overskrider summen av avskjæringskapasitetene for eventuelle skruer som ikke er i strekk, og 0,4/1,4 ganger den samlede avskjæringskapasiteten for de skruene som overfører strekkrefter. For bolter som ikke er innstøpt, for eksempel ekspansjonsbolter og kjemiske ankre, er det begrenset hvor mye man kan stole på boltene avskjæringskapasitet, siden boltene ligger i en injeksjonsmasse.

Betongens kapasitet mot skjærkraften fra forankringsboltene er utledet i 2.3.7. Her er det ønskelig å dimensjonere slik at brudd i forankringen blir dimensjonerende. Dette gjøres ved å sette skjærkraften lik forankringens kapasitet og fra dette beregne nødvendig avstand til betongkant.

Dersom skjærkraften er stor, kan en skjærdebel eller lignende dimensjoneres for å ta opp denne. Denne kan være et I- eller T-profil, eller ei vanlig stålplate, som er sveist fast til fotplatas underside og støpt ned i en utsparring i betongen. Skjærdebler vanskeliggjør montasjen og krever mer sveising, og må derfor ikke brukes utidig. Dimensjonering av skjærdebler er ikke dekket av Eurokodene og det er utført relativt lite eksperimentelt arbeid rundt problemet. Gomez m.fl. (2009) [11] danner grunnlaget for dimensjoneringsreglene i 2.3.7.

Ved bruk av skjærdebel kan tre bruddtilfeller oppstå:

- 1) Brudd i mørtel eller betong foran skjærdebelen i lastretningen.
- 2) Brudd i skjærdebel.
- 3) Bøyning av fotplata pga. lasten mot skjærdebelen.

Modellene for de to første tilfellene er utledet i 2.3.8. Bøyning av fotplata kan være et problem ved høye skjæraster, men det eksisterer lite, om i det hele tatt noe, litteratur på området [11]. Dette tilfellet behandles derfor ikke videre.

Kontakttrykk kan også føre skjærkreftene ned i fundament. Dette gjøres ved at fotplata blir montert i en fordypning i betongen. Fordypningen fylles igjen med mørtel.

## 2.6 Rotasjonsstivhet

Et knutepunkts rotasjonsstivhet bestemmes på grunnlag av basiskomponentenes fleksibilitet. Denne er bestemt ved basiskomponentens elastiske stivhetskoeffisient  $k_i$  som er gitt i tabell 6.11 i NS-EN 1993-1-8. For fotplateforbindelser gjelder tre av disse koeffisientene, gjengitt her i Tabell 2.9.

Tabell 2.9 Aktuelle stivhetskoeffisienter

| Basiskomponent   | Stivhetskoeffisient $k_i$                            |  |
|--|--|--|
| Betong påkjent av trykk                                      | $k_{13} = \frac{E_C \sqrt{b_{eff} l_{eff}}}{1,275E}$ |  |
| Fotplate med bøyning fra strekk (for én skruerad med strekk) | Med hevarmkrefter                                    | Uten hevarmkrefter                         |
|  | $k_{15} = \frac{0,85 l_{eff} t_p^3}{m^3}$            | $k_{15} = \frac{0,425 l_{eff} t_p^3}{m^3}$ |
| Fundamentbolter påkjent av strekk                            | Med hevarmkrefter                                    | Uten hevarmkrefter                         |
|  | $k_{16} = 1,6 \frac{A_s}{l_b}$                       | $k_{16} = 2,0 \frac{A_s}{l_b}$             |

Dersom forbindelsen har mer enn én skruerad i strekk må stivhetskoeffisientene kombineres ved bruk av en ekvivalent stivhetskoeffisient  $k_{eq}$  som gitt i NS-EN 1993-1-8 punkt 6.3.3.1.

Rotasjonsstivheten for en søylefot beregnes etter tabell 6.12 i NS-EN 1993-1-8. De samme benevninger og lastsituasjoner gjelder som i kapittel 2.4.

Tabell 2.10 Rotasjonsstivhet

| Belastning   | Momentarm $z$           | Rotasjonsstivhet $S_j$  |  |
|--|-------------------------|---|--|
| Venstre side med strekk<br>Høyre side med trykk  | $z = z_{T,l} + z_{C,r}$ | $N_{Ed} > 0$ og $e > z_{T,l}$   | $N_{Ed} \leq 0$ og $e \leq -z_{C,r}$     |
|  |                         | $\frac{Ez^2}{\mu \left( \frac{1}{k_{T,l}} + \frac{1}{k_{C,r}} \right) e + e_k} e$ der $e_k = \frac{z_{C,r} k_{C,r} - z_{T,l} k_{T,l}}{k_{T,l} + k_{C,r}}$ |  |
| Venstre side med strekk<br>Høyre side med strekk   | $z = z_{T,l} + z_{T,r}$ | $N_{Ed} > 0$ og $0 < e < z_{T,l}$   | $N_{Ed} > 0$ og $-z_{T,r} < e \leq 0$    |
|  |                         | $\frac{Ez^2}{\mu \left( \frac{1}{k_{T,l}} + \frac{1}{k_{T,r}} \right) e + e_k} e$ der $e_k = \frac{z_{T,r} k_{T,r} - z_{T,l} k_{T,l}}{k_{T,l} + k_{T,r}}$ |  |
| Venstre side med trykk<br>Høyre side med strekk  | $z = z_{C,l} + z_{T,r}$ | $N_{Ed} > 0$ og $e \leq -z_{T,r}$   | $N_{Ed} \leq 0$ og $e > z_{C,l}$         |
|  |                         | $\frac{Ez^2}{\mu \left( \frac{1}{k_{C,l}} + \frac{1}{k_{T,r}} \right) e + e_k} e$ der $e_k = \frac{z_{T,r} k_{T,r} - z_{C,l} k_{C,l}}{k_{C,l} + k_{T,r}}$ |  |
| Venstre side med trykk<br>Høyre side med trykk   | $z = z_{C,l} + z_{C,r}$ | $N_{Ed} \leq 0$ og $0 < e < z_{C,l}$  | $N_{Ed} \leq 0$ og $-z_{C,r} < e \leq 0$ |
|  |                         | $\frac{Ez^2}{\mu \left( \frac{1}{k_{C,l}} + \frac{1}{k_{C,r}} \right) e + e_k} e$ der $e_k = \frac{z_{C,r} k_{C,r} - z_{C,l} k_{C,l}}{k_{C,l} + k_{C,r}}$ |  |
| Positive momenter i urviserens retning og positive krefter er strekk.<br>$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}}$ |                         |   |  |

$k_{T,l}$  er stivhetskoeffisienten for strekk på venstre side av søylefoten. Denne settes lik  $k_{T,l} = \frac{1}{\frac{1}{k_{15}} + \frac{1}{k_{16}}}$ . Dette fordi det er disse to komponentene som har med strekk å gjøre.  $k_{T,r}$  er

stivhetskoeffisienten for strekk på høyre side av søylefoten. Denne settes også lik  $k_{T,r} = \frac{1}{\frac{1}{k_{15}} + \frac{1}{k_{16}}}$ .

$k_{C,l}$  er stivhetskoeffisienten for trykk på venstre side av søylefoten. Denne settes lik  $k_{C,l} = k_{13}$ . Dette fordi dette er den eneste av komponentene som involverer trykk.  $k_{C,r}$  er stivhetskoeffisienten for trykk på høyre side av søylefoten. Denne settes også lik  $k_{C,r} = k_{13}$ .

$\mu$  er en faktor for forholdet mellom initialrotasjonsstivheten  $s_{j,ini}$  og rotasjonsstivheten  $s_j$ . For momenter mindre enn to tredjedeler av momentkapasiteten settes  $\mu=0$ . Dersom momentet overstiger dette, kan faktoren bestemmes som:

$$\mu = \left( \frac{1,5M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \right)^\psi \quad (2.97)$$

Koeffisienten  $\psi$  bestemmes fra tabell 6.8 i NS-EN 1993-1-8. For fotplateforbindelser settes denne lik 2,7.

I de følgende kapitler, er metoder for å komme frem til formlene for rotasjonsstivhet og stivhetskoeffisienter utledet.

### 2.6.1 Utledning av rotasjonsstivhetene

Rotasjonsstivheten utledes ved hjelp av momentlikevekt etter samme prinsipp som for momentkapasiteten. Unntaket er at kapasiteten i komponentene erstattes med komponentenes stivhetsegenskaper, dvs. at  $F_{Rd} = Ek\delta$  der  $k$  er aktuell komponents totale stivhet og  $\delta$  er dens deformasjon.  $E$  er stålets elastisitetsmodul. Utleder her for samme eksempel som i utledningen av momentkapasitet i kapittel 2.4, dvs. venstre side med strekk og høyre side med trykk og  $N_{Ed} > 0$ . Momentlikevekt om a gir:

$$\sum M_a = M - N \cdot z_{T,l} = F_{C,r,Rd}z = Ek_{C,r}\delta_{C,r} \cdot z \quad (2.98)$$

Ved å løse ut for deformasjonen fås:

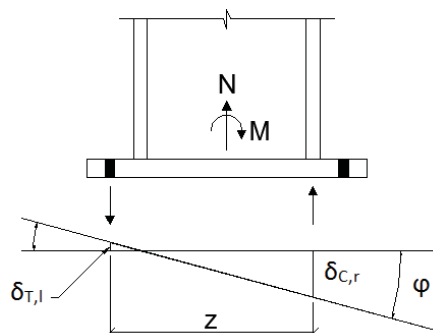
$$\delta_{C,r} = \frac{M - N \cdot z_{T,l}}{Ek_{C,r}z} \quad (2.99)$$

Momentlikevekt om b gir:

$$\sum M_b = M + N \cdot z_{C,r} = F_{T,l,Rd}z = Ek_{T,l}\delta_{T,l} \cdot z \quad (2.100)$$

Ved å løse ut for deformasjonen fås:

$$\delta_{T,l} = \frac{M + N \cdot z_{C,r}}{Ek_{T,l}z} \quad (2.101)$$



Figur 2.27 Forhold mellom rotasjonsvinkel og deformasjon

Rotasjonsvinkelen finnes fra Figur 2.27 å være:

$$\varphi = \frac{\delta_{T,l} + \delta_{C,r}}{z} \quad (2.102)$$

Dersom man setter inn uttrykkene (2.99) og (2.101) fås:

$$\varphi = \frac{1}{Ez^2} \left( \frac{M+N \cdot z_{C,r}}{k_{T,l}} + \frac{M-N \cdot z_{T,l}}{k_{C,r}} \right) \quad (2.103)$$

Følgende forhold beskriver rotasjonsstivheten:

$$S_{j,ini} = \frac{M}{\varphi} \quad (2.104)$$

Setter her inn uttrykk (2.103), noe som gir:

$$S_{j,ini} = M \left( \frac{Ez^2}{\frac{M+N \cdot z_{C,r}}{k_{T,l}} + \frac{M-N \cdot z_{T,l}}{k_{C,r}}} \right) = M \left( \frac{Ez^2}{\frac{M(k_{T,l} + k_{C,r}) + N(z_{C,r}k_{C,r} - z_{T,l}k_{T,l})}{k_{T,l}k_{C,r}}} \right) \quad (2.105)$$

I Tabell 2.10 er en faktor  $e_k$  innført. Denne er beregnet fra uttrykket for rotasjon (2.98) satt lik null. Denne er for dette lasttilfellet:

$$e_k = \frac{z_{C,r}k_{C,r} - z_{T,l}k_{T,l}}{k_{T,l} + k_{C,r}} \quad (2.106)$$

Dette uttrykket kan finnes igjen i (2.105), noe som gir:

$$S_{j,ini} = M \left( \frac{Ez^2}{\frac{M(k_{T,l} + k_{C,r}) + Ne_k(k_{T,l} + k_{C,r})}{k_{T,l}k_{C,r}}} \right) = \frac{M}{M + Ne_k} \cdot \frac{Ez^2}{\frac{k_{T,l} + k_{C,r}}{k_{T,l}k_{C,r}}} \quad (2.107)$$

Setter man her også inn for eksentrisiteten  $e = M/N$  fås til slutt uttrykket i tabellen:

$$S_{j,ini} = \frac{e}{e + e_k} \cdot \frac{Ez^2}{\frac{1}{k_{T,l}} + \frac{1}{k_{C,r}}} \quad (2.108)$$

I følge punkt 6.3.1(6) i NS-EN 1993-1-8 skal rotasjonsstivheten settes lik den initielle rotasjonsstivheten dividert med en faktor  $\mu$ . Denne er inkludert i uttrykkene i tabellen.

## 2.6.2 Utledning av komponentstivhet for betong påkjent av trykkrefter

Utledningen bak formelen for stivhetskoeffisienten for betong i trykk,  $k_{13}$ , baserer seg på Steenhuis m.fl. (2008) [20]. Utledningen er basert på en stivhetsmodell utarbeidet av en arbeidsgruppe fra den europeiske stålorganisasjonen ECCS.

Utgangspunktet for modellen er ei stiv, rektangulær plate støttet opp av et elastisk halvrom. En forenklet formel for deformasjonen av ei slik plate er gitt ved:

$$\delta_r = \frac{F\alpha a_{rig}}{E_c A_r} \quad (2.109)$$

hvor

|             |  |
|-------------|--|
| $F =$       | <i>påkjent trykkraft</i>                                       |
| $a_{rig} =$ | <i>platas bredde</i>   |
| $E_c =$     | <i>betongens elastisitetsmodul</i>                             |
| $A_r =$     | <i>platas areal</i>  |
| $\alpha =$  | <i>faktor som avhenger av halvrommets mekaniske egenskaper</i> |

Med en betong med Poissons forholdstall  $\nu$  lik 0,15 – noe som dekker de fleste tilfeller – kan  $\alpha$  som en forenkling settes lik:

$$\alpha \approx 0,85 \sqrt{\frac{L}{a_{rig}}} \quad (2.110)$$

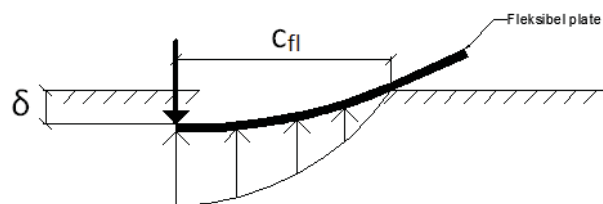
hvor

|       |                        |
|-------|------------------------|
| $L =$ | <i>lengde av plate</i> |
|-------|------------------------|

Siden arealet av plata er  $A_r = a_{rig}L$ , kan formelen for deformasjon av stiv plate skrives:

$$\delta_r = \frac{0,85F}{E_c \sqrt{L} \cdot a_{rig}} \quad (2.111)$$

Ei fleksibel plate kan uttrykkes med en ekvivalent stiv plate basert på samme deformasjoner. Dette kan modelleres som en halv T-stykke-flens i trykk.



Figur 2.28 Fleksibel T-stykkeflens

Denne antas å være elastisk støttet av fjærer, slik at deformasjonen av plata kan uttrykkes:

$$\delta(x) = \delta \sin\left(\frac{0,5\pi x}{c_{fl}}\right) \quad (2.112)$$

Spenningsene i plata kan uttrykkes som fjerde-differensialet av deformasjonen, multiplisert med  $EI$  av plata. Satt inn for at arealmoment per lengdeenhet av plata er  $I_p = t^3/12$ , fås da:

$$\sigma_x = EI \cdot \frac{\partial^4 \delta}{\partial x^4} = E \frac{t^3}{12} \left( \frac{0,5\pi x}{c_{fl}} \right)^4 \delta \sin \left( \frac{0,5\pi x}{c_{fl}} \right) \quad (2.113)$$

Betongdelens deformasjon skal være kompatibel med denne spenningen, derfor blir denne:

$$\delta(x) = \frac{\sigma(x)h_{eq}}{E_c} \quad (2.114)$$

hvor

$$h_{eq} = \text{ekvivalent høyde av betong under fotplata}$$

Forholdet mellom  $h_{eq}$  og  $c_{fl}$  kan uttrykkes som  $\zeta$ . Denne antas å være 2,2 [9]. Dette gir videre:

$$\delta(x) = \frac{\sigma(x)\zeta c_{fl}}{E_c} \quad (2.115)$$

Deformasjonen i betongen og deformasjonen i fotplata antas å være lik. Ved å sette (2.112) og (2.115) lik hverandre og sette inn uttrykk (2.113) for spenningen fås:

$$\delta \sin \left( \frac{0,5\pi x}{c_{fl}} \right) = \frac{\sigma(x)\zeta c_{fl}}{E_c} = E \frac{t^3}{12} \left( \frac{0,5\pi x}{c_{fl}} \right)^4 \delta \sin \left( \frac{0,5\pi x}{c_{fl}} \right) \frac{\zeta c_{fl}}{E_c} \quad (2.116)$$

Av dette kan den fleksible lengden  $c_{fl}$  utledes:

$$c_{fl} = t^3 \sqrt{\frac{(0,5\pi)^4 E_s}{12 E_c} \zeta} \quad (2.117)$$

Denne kan videre erstattes med en ekvivalent stiv lengde  $c_r$ , slik at uniforme deformasjoner under den ekvivalente stive plata gir samme kraft som ikke-uniforme deformasjoner under den fleksible plata. Dette forholdet er gitt ved:

$$c_r = \frac{2}{\pi} c_{fl} \quad (2.118)$$

Dersom man setter inn for stålets elastisitetsmodul  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$  og for betongens elastisitetsmodul  $E_c = 30000 \text{ N/mm}^2$  (noe som er dekkende for de fleste tilfeller) i (2.117) og bruker denne videre i (2.118), fås at  $c_r = 1,25t$ . Den ekvivalente bredden av plata blir da to ganger den ekvivalente stive lengden pluss stegtykkelsen  $t_w$ :

$$a_{eq,el} = a_{rig} = t_w + 2,5c_r \quad (2.119)$$

Det har blitt vist, se Wald (2000) [21], at forskjellen mellom formelen for  $a_{eq,el}$  og formelen for  $b_{eff}$  (se kapittel 2.3.4 i denne oppgaven) er liten. Altså kan  $b_{eff}$  for enkelhets skyld også brukes for stivhetsberegninger.

Kvaliteten av betongoverflaten og injiseringsmørtel påvirker stivheten og man har etter tester kommet fram til at dette kan tas høyde for med en reduksjonsfaktor på 1,5. Dermed kan følgende formel brukes for stivheten for betong i trykk:

$$k_c = \frac{F}{\delta E} = \frac{E_c \sqrt{a_{eq,el} L}}{1,5 \cdot 0,85 E} = \frac{E_c \sqrt{b_{eff} L_{eff}}}{1,275 E} = k_{13} \quad (2.120)$$

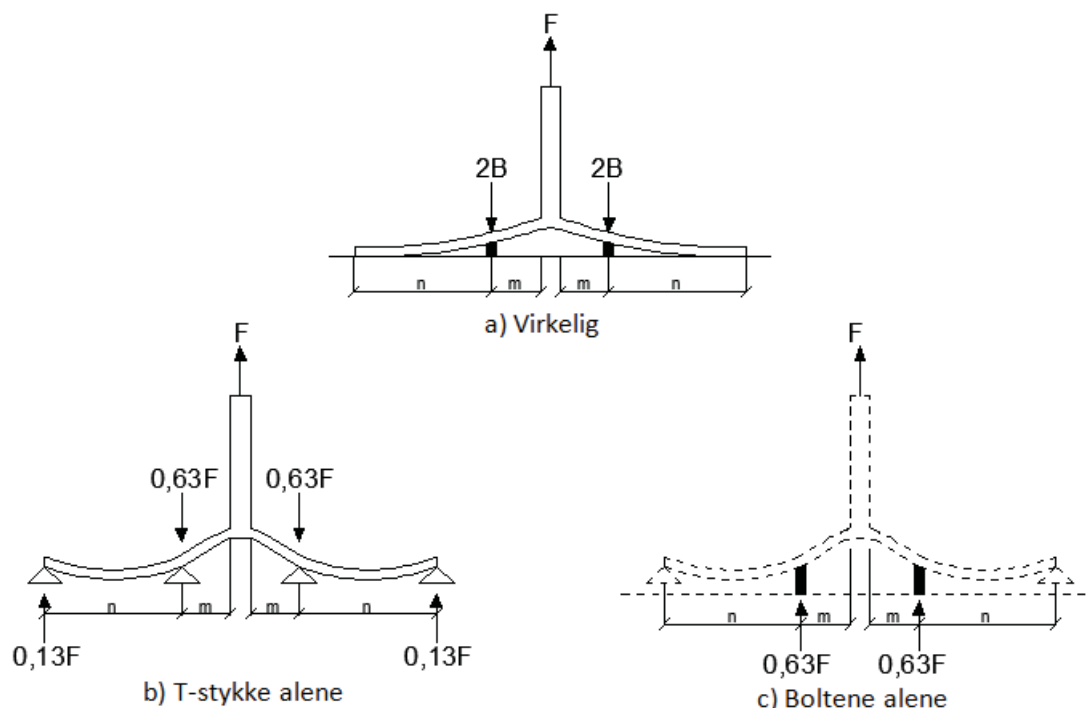
Her er uttrykk (2.111) brukt for  $\delta$ .



### 2.6.3 Utledning av komponentstivhet for fotplate i bøyning og bolter med strekk

#### Med hevarmkrefter

Utledningen er basert på Weynand m.fl. (1996) [23]. T-stykkemodellen som brukes for kapasitetsberegninger kan også brukes for stivhetsberegninger, men modellen skiller seg fra idealiseringen som gjøres ved kapasitetsberegninger ved at det ekvivalente T-stykket i det elastiske området krever bestemmelse av en initiell effektiv lengde  $L_{eff,ini}$ . Ved strekk vil deformasjonen av T-stykkeflensen være som i Figur 2.29.



Figur 2.29 Modeller for elastisk deformasjon av T-stykke

Antagelsene for laststørrelser er tatt fra Weynand m.fl. (1996) [11]. Dersom  $n$  settes lik  $1,25m$ , kan det vises, ved hjelp av flytelinjebetraktning og momentlikevekt, at T-stykkets komponentstivhet blir:

$$k_{15,ini} = \frac{l_{eff,ini}^3}{m^3} \quad (2.121)$$

Forholdet mellom  $l_{eff,ini}$  og  $l_{eff}$  kan uttrykkes ved å se på momentkapasiteten ved flyteledd i overgang mellom flens og steg i T-stykket og sette denne lik maksimalt moment. Maksimalt bøyemoment om overgang flens – steg er her  $M_{max} = 0,322Fm$ . Videre gir dette:

$$M_{max} = 0,322Fm = f_y W_p = f_y \frac{l_{eff,ini}^2}{4} \quad (2.122)$$

Maksimal elastisk last for T-stykket kan da leses ut som:

$$F_{el} = f_y \frac{l_{eff,ini}^2}{4 \cdot 0,322m} = f_y \frac{l_{eff,ini}^2}{1,288m} \quad (2.123)$$

Lineær deformasjon antas opp til to tredjedeler av kapasiteten, altså finnes følgende forhold:

$$F_{el} = \frac{2}{3} F_{Rd} \quad (2.124)$$

Bruddlasten for modellen i Figur 2.29 er lik bruddlasten for bruddform 1 i kapittel 2.3.1 (se Figur 2.4 Bruddform 1). Dette gir:

$$F_{Rd} = \frac{l_{eff} t^2 f_y}{m} = \frac{3}{2} f_y \frac{l_{eff,ini} t^2}{1,288m} \quad (2.125)$$

Videre kan den initielle effektive lengde løses ut:

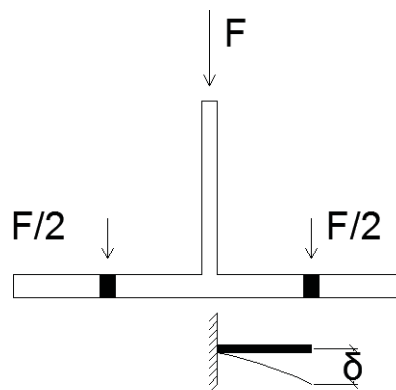
$$l_{eff,ini} = 0,859 l_{eff} \approx 0,85 l_{eff} \quad (2.126)$$

Settes dette inn i (2.121), fås uttrykket for komponentstivheten i tabell 2-4:

$$k_{15} = \frac{0,85 l_{eff} t^3}{m^3} \quad (2.127)$$

### Uten hevarmkrefter

Formelen for komponentstivhet for fotplate i bøyning uten hevarmkrefter kan utledes ved å betrakte det ekvivalente T-stykkets flens som fast innspent ved steg.



Figur 2.30 Nedbøyning av T-stykke uten hevarmkrefter

Nedbøyningen for utkragerbjelke påkjent av punktlast er gitt ved følgende formel [15]:

$$w = \frac{PL^3}{3EI} \quad (2.128)$$

For flensen blir nedbøyningen:

$$\delta = \frac{F m^3}{3EI} \quad (2.129)$$

$F$  kan så løses ut:

$$F = \frac{6\delta EI}{m^3} = Ek_p \delta \quad (2.130)$$

Komponentstivheten løses ut og man kommer frem til uttrykket i Tabell 2.9:

$$k_{15} = k_p = \frac{6I}{m^3} = \frac{6 \cdot \frac{1}{12} l_{eff,ini} t^3}{m^3} = \frac{0,5 \cdot 0,85 l_{eff} t^3}{m^3} = \frac{0,425 l_{eff} t^3}{m^3} \quad (2.131)$$

## 2.7 Rotasjonskapasitet

Når stiv plastisk analyse skal benyttes må det undersøkes om knutepunktet har tilstrekkelig rotasjonskapasitet. I følge pkt. 6.4.1 i NS-EN 1993-1-8 kan påvisning av rotasjonskapasitet likevel utelates dersom den dimensjonerende momentkapasiteten i knutepunktet er minst 1,2 ganger så stor som tilstøtende tverrsnittdels dimensjonerende plastiske momentkapasitet. Dette fordi man da vil være sikret at flyteledd oppstår i tilstøtende konstruksjonsdel i stedet for i knutepunktet.

Rotasjonskapasitet av søyleføtter er ikke nevnt spesielt i NS-EN 1993-1-8. Det antas her at reglene for knutepunkter med endeplate også er gjeldende for fotplater. Disse finner man i pkt. 6.4.2(2). Det er to kriterier som skal være oppfylt for at et knutepunkt med endeplate kan forutsettes å ha tilstrekkelig rotasjonskapasitet. Det ene er at dimensjonerende momentkapasitet i knutepunktet må være styrt av dimensjonerende kapasitet i enten søyleflens med bøyning, eller endeplate med bøyning. Det andre kravet er at tykkelsen av enten søyleflens eller endeplate må oppfylle følgende:

$$t \leq 0,36d \sqrt{\frac{f_{ub}}{f_y}} \quad (2.132)$$

Kravene er utformet med tanke på bjelke – søyle forbindelser. For søyleføtter vil ikke søyleflens med bøyning være aktuelt. Tykkelseskravet er innført for å sikre at det oppstår flyt i endeplata før det oppstår brudd i bolten.

## 2.8 Oversikt over beregningsgangen

Her følger en kort oversikt over beregningsgangen. For detaljer, se de respektive kapitler.

### 1) Bestem kapasiteten til fotplate:

Finn den minste effektive lengden av det ekvivalente T-stykket. Bruk flytelinjebetraktning til å finne fotplatas kapasitet mot strekk fra bøyning.

### 2) Finn forankringskapasiteten:

Finn forankringskapasiteten for gitt forankringslengde eller finn nødvendig forankringslengde for gitt lastsituasjon. Kan også dimensjonere slik at boltebrudd blir dimensjonerende. Husk at endeforankring, tilleggsarmering og økt avstand mellom boltene øker uttrekkskapasiteten.

### 3) Finn betongens trykkapasitet:

Bestem lastspredningsflate. Finn fra denne dimensjonerende trykkfasthet. Bruk videre T-stykkebetraktning til å finne trykkapasiteten.

### 4) Bestem trykkapasitet til søyleflens og steg

### 5) Bestem søylefotens momentkapasitet:

Bestem lastsituasjon og momentarmer. Dimensjonerende strekkapasitet finnes av den minste av kapasitetene til fotplate og boltebrudd. Dimensjonerende trykkapasitet bestemmes av den minste av kapasitetene til betong og søyleflens/-steg. Bruk videre formlene i Tabell 2.8.

### 6) Bestem søylefotens normalkraftkapasitet

### 7) Bestem søylefotens skjærkraftkapasitet:

Boltenes avskjæringskapasitet reduseres med 0,4/1,4 dersom de er påkjent både strekk- og skjærkrefter. Følgende formel kan derfor benyttes for søylefotens skjærkraftkapasitet, forutsatt at boltene skal overføre skjærkreftene:

$$F_{v,Rd} = n_{skjær} \cdot F_{vb,Rd} + \frac{0,4}{1,4} \cdot F_{1,vb,Rd} \cdot n_{strekk} \quad (2.133)$$

hvor

$$\begin{aligned} n_{skjær} &= \text{antall bolter påkjent kun av skjær} \\ n_{strekk} &= \text{antall bolter påkjent av en kombinasjon av skjær og strekk} \\ F_{vb,Rd} &= \text{den minste av } F_{1,vb,Rd} \text{ og } F_{2,vb,Rd} \text{ etter NS-EN 1993-1-8 pkt. 6.2.2(7)} \end{aligned}$$

Dersom skjærdybel benyttes til opptak av skjærkreftene, må betongens kapasitet mot kreftene fra skjærdybelen bestemmes fra den minste av kapasitetene funnet fra 45 graders pyramide-metoden og betongkapasitetsmetoden. Opptredende moment på skjærdybelen som følge av skjærkraftens eksentrisitet må beregnes og sammenlignes med tverrsnittets momentkapasitet.

**8) Dimensjoner sveiser**

Finn nødvendig a-mål sveisene behøver å ha for å motstå krefter tilsvarende knutepunktets moment-, skjær- og normalkraftkapasiteter.

**9) Finn rotasjonsstivheten:**

Bestem stivhetskoeffisientene fra Tabell 2.9. Undersøk om hevarmkrefter opptrer. Beregn initiell rotasjonsstivhet for gitt lasttilfelle fra Tabell 2.10.

**10) Bestem knutepunktsklassifisering**

Klassifiser etter rotasjonsstivhet og styrke. Benytt Tabell 2.1.

### 3. Praktiske hensyn

I dette kapittelet gjennomgås de praktiske aspektene rundt de forskjellige komponentene som kan inngå i søyleføtter.

#### 3.1 Forankringsmetoder

##### 3.1.1 Innstøpte bolter/stenger

Forankringsboltene eller -stengene kan støpes fast i fundamentet. Dette gjør at de oppnår stor kapasitet mot uttrekk fra betongen. Den delen av boltene som stikker over betongflata vil være gjenget. Søyle med påsveiset endeplate kan så plasseres over boltene og skrues fast med muttere. Underliggende muttere eller mellomleggsplater kan benyttes for å justere høyden, slik at søyla får riktig vertikal posisjon og blir stående plant. Muttere er generelt enklere å justere høyden med. Etter at søyla er montert på plass støpes det etter med ekspanderende mørtel under fotplata.

##### *Toleranser*

Feilplassering av innstøpte bolter er et vanlig problem og det vil være behov for en viss toleranse for avvik. Mye av ansvaret ligger her på entreprenøren, som må være ekstra påpasselig under montasje og utstøping, men det er også en del som kan gjøres i dimensjoneringsfasen.

For å forhindre at vertikal feilplassering av boltene blir et problem, kan det være lurt å dimensjonere boltene lenger enn det som er nødvendig. Den ekstra lengden må da være gjenget.

Horisontal feilplasseringstoleranse kan ivaretas ved at det bores overstore hull i fotplata. Nominell klaring for overstore hull er gitt i tabell 11 i NS-EN 1090-2 og gjengitt her i Tabell 3.1. Nominell klaring er definert som forskjellen mellom nominell hulldiameter og nominell skrue diameter.

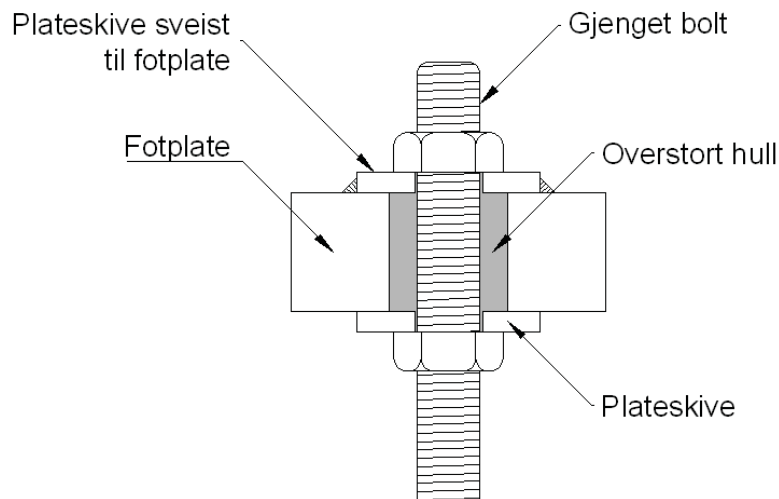
Tabell 3.1 Klaring i overstore hull

| Boltediameter                   | 20 | 22 | 24 | >27 |
|---------------------------------|----|----|----|-----|
| Nominell klaring overstore hull | 4  | 6  | 8  |     |

I forbindelser med overstore hull skal, i følge NS-EN 1090-2, underlagsskiver benyttes. Dette er for å unngå at mutter trekkes gjennom hullet. Underlagsskivens tykkelse må være større eller lik 4 mm.

Klaringene i Tabell 3.1 er i minste laget for bolter som skal støpes inn i betong. Det vil være vanskelig for entreprenør å utføre plasseringen med en toleranse på bare 2-4 mm i horisontalretningen.

Hullene i fotplata kan gjøres større dersom man bruker ei større og tykkere plate med hull i (heretter kalt plateskive) som underlagsskive og sveiser denne fast til fotplata. Man sørger slik for at skjærkreftene føres fra plata og ned i boltene. Hullet i ei plateskive behandles som normalt hull i NS-EN 1090-2. Krav til nominell klaring er da 2 mm for M20 – M24-bolter og 3 mm for større bolter enn dette. Hullet i fotplata kan være adskillig større, noe som gjør at toleransen for feil i innstøpingen av bolter øker.



Figur 3.1 Topp av innstøpt bolt

Regler for en slik løsning finnes ikke i europeiske standarder, men de er behandlet både i det amerikanske stålinstituttet (AISC) og det amerikanske betonginstituttet (ACI) sine standarder. Kravene i disse avviker fra hverandre ved at AISC gir krav til toleranse som er vel strenge i forhold til hva som er rimelig å påkrevne fra entreprenørens side, men som er greie å forholde seg til for rådgivende ingeniør, mens ACI gir toleranser som er vel store. *American society of concrete contractors* (ASCC) har utgitt *Anchor bolt tolerances* [2] som gir toleranser som er mer balansert. Disse er gjengitt i Tabell 3.2 sammen med anbefalt hullstørrelse. Verdiene er regnet om fra tommer til millimeter og rundet av og tilpasset metriske bolter.

Tabell 3.2 Anbefalte hullstørrelser og toleranser for innstøpte forankringsbolter

| Boltestørrelse | Anbefalt hull diameter [mm] | Toleranse ved montasje [mm] |
|----------------|-----------------------------|-----------------------------|
| M20            | 35                          | ± 6                         |
| M22            | 40                          | ± 6                         |
| M24            | 45                          | ± 10                        |
| M30            | 50                          | ± 10                        |
| M36            | 60                          | ± 10                        |
| M45            | 70                          | ± 12                        |
| M50            | 80                          | ± 12                        |

Det finnes få retningslinjer for nødvendige dimensjoner av plateskiver, men som en tommelfingerregel bør tykkelsen være større enn en tredjedel av forankringens diameter, og platas bredde og lengde bør være større enn hullstørrelsen pluss én tomme [10]. Man må også huske på at sveisene rundt plateskivene må være lange nok til at de kan overføre krefter (se kap. 3.4). Ut fra dette gis i Tabell 3.3 anbefalinger for plateskivers dimensjoner. Verdiene for bredde og høyde er regnet ut med utgangspunkt i hulldiameterne gitt i Tabell 3.2.

Tabell 3.3 Anbefalte plateskivedimensjoner

| Forankringsbolt | Anbefalt tykkelse [mm] | Anbefalt bredde og høyde [mm] |
|-----------------|------------------------|-------------------------------|
| M20             | 7                      | 60                            |
| M22             | 8                      | 65                            |
| M24             | 8                      | 70                            |
| M30             | 10                     | 80                            |
| M36             | 12                     | 85                            |
| M45             | 15                     | 95                            |
| M50             | 17                     | 105                           |

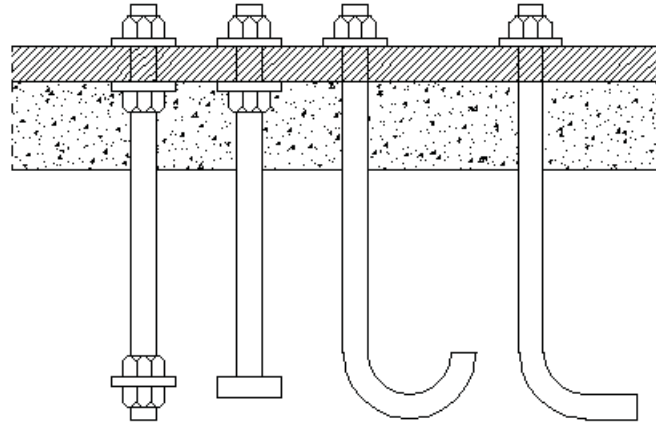
Ved dimensjoneringen av plateskiver er det viktig å ta hensyn til plassbehovet med hensyn på sveisingen.

Entreprenør har ansvaret for at boltene blir riktig plassert. Maler i metall for hver boltegruppe kan hjelpe til med dette. Det kan også være nyttig med en uavhengig kontrollør som går over bolteplassingene før reisning av søyler. Boltene må stå fast både i topp og bunn under utstøping, slik at de ikke forflyttes. Stålplater som forbinder boltene i bunn av forankringen bør vurderes for å holde boltene på plass under utstøping.



### Forankring

Boltene kan forankres ved heft mellom bolt og betong. Heftkapasiteten vil øke dersom bolten er helgjenget. Boltene kan også monteres med endeforankring. Dette kan være ei skive mellom to muttere som er skrudd på bolten i enden, ei påsveist plateskive, eller bøyde ende.



Figur 3.2 Innstøpte bolter med endeforankring

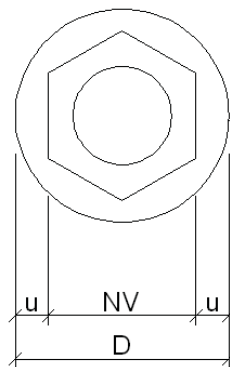
Hovedproblemet med bøyde stenger som forankring er at kroken har en tendens til å rette seg ut ved strekk. Dermed trekkes stangen ut av betongen lenge før man opplever brudd i selve betongen. I NS-EN 1993-1-8 pkt. 6.2.6.12(4) anbefales det å dimensjonere endekroken slik at heftbrudd ikke oppstår før skruen når flytegrensen. Det anbefales ikke å bruke krok som endeforankring dersom boltens flytegrense er høyere enn  $300 \text{ N/mm}^2$ .

For forankringsbolter med forankringsfot (muttere og skive) må dimensjoneringen foregå slik at heftfastheten langs bolten ikke regnes med, altså må forankringsfoten dimensjoneres for å motstå hele strekkraften. Forsøk har vist at dimensjonene i Tabell 3.4 gir tilstrekkelig areal til at komplett betongkjegle utvikles ved brudd. Verdiene er hentet fra Betongelementboka, bind B [3].

Tabell 3.4 Minste dimensjoner forankringsfot

| Festemiddel   | Diameter sirkulær plate | Sidekant kvadratisk plate |
|---------------|-------------------------|---------------------------|
| Kamstål B500C | 2,0 Ø                   | 1,8 Ø                     |
| Bolt 4.6      | 1,6 Ø <sub>nom</sub>    | 1,4 Ø <sub>nom</sub>      |
| Bolt 5.6      | 1,7 Ø <sub>nom</sub>    | 1,5 Ø <sub>nom</sub>      |
| Bolt 8.8      | 2,2 Ø <sub>nom</sub>    | 2,0 Ø <sub>nom</sub>      |

Ei eventuell forankrings-skive må være meget stiv. For å sørge for dette må tykkelsen av skiva være minst like stor som utstikkslengden som vist i Figur 3.3 [3]. For å unngå at skiva tipper under utstøping, bør den plasseres mellom to muttere eller punktveises.



Figur 3.3 Utstikkslengde

Shipp og Haninger (1983) [9] presenterer minste innstøpte boltelengde og kantavstand for innstøpte forankringsbolter. Dette er her gjengitt i Tabell 3.5, der  $d$  er boltens nominelle diameter. Minste kantavstand er viktig for å forhindre utsprengning av betongen og er derfor en viktig parameter i bestemmelsen av fundamentets dimensjoner. Betongelementforeningen [3] gir også krav til minste kantavstand. Denne er  $2,5\varnothing$ , der  $\varnothing$  er karakteristisk diameter for forankringen. For innstøpt bolt med endeforankring er  $\varnothing$  diameter eller sidekant av endeforankringen. Sammenligner man dette med verdiene i Tabell 3.5 og bruker minste dimensjoner for forankringsfot fra Tabell 3.4, ser man at verdiene i *Betongelementboka* er mindre konservative. Minste forankringslengde i henhold til *Betongelementboka* er  $10d$ , også dette mindre konservativt.

Tabell 3.5 Minste verdier for lengde og plassering av innstøpte bolter

| Fasthetsklasse | Minste innstøpte boltelengde | Minste kantavstand    |
|----------------|------------------------------|-----------------------|
| 4.6            | $12d$                        | $5d > 100 \text{ mm}$ |
| 8.8            | $17d$                        | $7d > 100 \text{ mm}$ |

### Underlagsmørtel

Det bør brukes ekspanderende injeksjonsmørtel under fotplata for å påse at hulrommet fylles helt. Mørtelsjiktet bør ha en slik tykkelse at det er plass til justeringsmutter. I tillegg må det være nok plass til at mutteren kan justeres ned en lengde som tilsvarer vertikal toleranse gitt i *NS-EN 1090-2* [4]. Tykkelsen skal også stå i forhold til fotplatetykkelsen [13]. Dette vil i praksis si at mørtellaget bør ha minst samme tykkelse som fotplata.

Dersom man eksempelvis bruker M24 bolter, vil mutterhøyden være 19mm. Vertikal toleranse vil være 10mm. Mørtellagets minimumtykkelse blir dermed  $19\text{mm} + 10\text{mm} = 29\text{mm}$ . Det vil være lurt å legge til et par centimeter i tillegg til dette for at det skal være lett å støpe ut under fotplata. I *Konstruksjonsdetaljer* [24] anbefales mørtellagtykkelsen å være 60

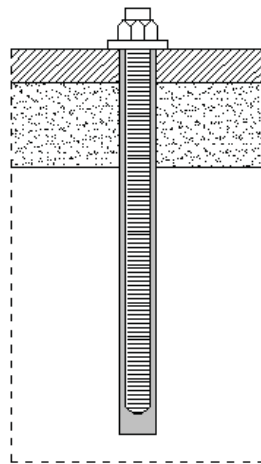
mm for M24-, 60 mm for M30- og 70 mm for M36-bolter. På bakgrunn av disse gis her følgende anbefalinger for mørtellagtykkelse:

Tabell 3.6 Anbefalte mørtellagtykkelse

| Boltestørrelse | Mørtellagtykkelse [mm] |
|----------------|------------------------|
| M20            | 50                     |
| M22            | 50                     |
| M24            | 60                     |
| M30            | 60                     |
| M36            | 70                     |

### 3.1.2 Kjemiske forankringer

Dersom man ikke ønsker å benytte innstøpte bolter, kan kjemiske ankere være et alternativ. Ferdige hull kan lages i betongfundamentet ved å støpe inn rør. Hullene kan også bores på byggeplass. Rengjøring av hullet er da viktig. Dette hullet fylles så med lim, før bolten, som er gjenget over hele lengden, skrues ned i limet. Limet vil ofte komme i en ampulle eller hylse av glass som settes inn i hullet før skruen skrues inn. Ampullen knuses og limet fyller hulrommet. Limet kan være akryl-, epoksy-, polyester- eller sementbasert. Epoksylimet har den fordel at den har lite svinn under herding. Til gjengjeld er herdetiden lang og laveste anbefalte brukstemperatur er 5°C. Akryllimet har noe svinn, middels herdetid og kan brukes ned til -10°C. Polyesterlimet har betydelig svinn og kan reagere kjemisk med fuktig betong. Det anbefales derfor ikke å bruke polyesterlim i borede hull. Polyesterlimet herder raskt. Sementlimet herder raskt og har en svinnkompenserende ekspansjon i herdetiden. Siden det er sementbasert, kreves tilsvarende herdeforhold som for betong. [3]



Figur 3.4 Kjemisk forankring

Det eksisterer et stort antall løsninger og produsenter av limforankringer. For kapasiteter og plasseringsanvisning henvises til produsentenes datablader.

Det anbefales i *Betongelementboka, bind B* [3] å bruke en forhøyet materialkoeffisient ved dimensjonering av limankere. Dette fordi kapasiteten til limankere er sterkt avhengig av

kvaliteten på monteringen. En materialfaktor på 2,0 anbefales [3]. Det er også viktig å følge produsentenes monteringsanvisninger.



Figur 3.5 Eksempel på kjemisk forankring fra Hilti

Utover produsentenes standardløsninger finnes det også lim man kan fylle rett i ei innstøpt hylse eller i et boret hull for så å plassere forankringsbolten. I denne oppgaven benyttes beregningsgangen i *Betongelementboka, bind B* [3]. Denne er basert på forsøk med et begrenset antall limtyper, hvorav mange av dem ikke er å finne lenger. Siden egenskapene til de forskjellige limtypene kan variere mye, kan denne beregningsmetoden (gitt i 2.3.3) kun benyttes for limtypene gitt i Tabell 3.7.

Tabell 3.7 Limtyper i forsøk

| Limtype | Produktnavn            | Leverandør      |
|---------|------------------------|-----------------|
| Akryl   | Sikadur 12             | Sika Norge A/S  |
| Epoksy  | Sikadur 42 Flytemørtel | Sika Norge A/S  |
| Sement  | Thorogrip              | Thoro Norge A/S |

Sementbaserte limtyper er såpass like hverandre at reglene kan benyttes for alle sementbaserte limtyper som tilfredsstiller følgende krav:

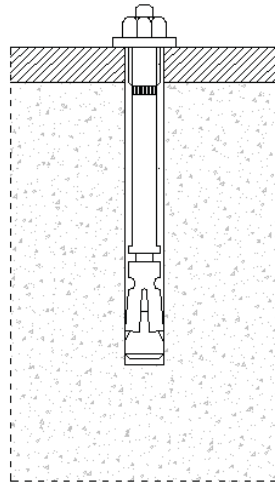
- Fabrikkfremstilt, svinnkompensert tørrmørtel benyttes.
- Fastheten er dokumentert å være minst like høy som fasthetsklasse B35.
- Produsentens anvisninger til lagring, blanding og utstøping er fulgt.

Andre limprodukter kan benyttes dersom egenskapene er veldokumenterte. Andre metoder for beregningen av kapasiteten enn metoden som er gitt i 2.3.3 kan da være aktuelle.

Det anbefales å bruke innstøpte hylser av korrugerte rør med en diameter som ikke er større enn boltediameter pluss 30 mm. Borede hull kan benyttes dersom man bruker epoksybasert lim og rengjør hullet godt. Dette anbefales likevel kun som en nødløsning, fordi det i forsøkene viste seg at heften mellom betong og lim er ømfintlig for fuktighet i hullet og svinn i limet.

### 3.1.3 Ekspansjonsbolter

Ekspansjonsbolter består av en bolt med en eller annen form for hylse som plasseres i forboret hull. Hylsa ekspanderer når det skrues på mutteren og gir på den måten forankring i betongen.



Figur 3.6 Ekspansjonsbolt

Mange løsninger eksisterer og det henvises til produsentenes produktkataloger for kapasiteter. Generelt er uttrekkskapasiteten for ekspansjonsbolter lav sammenlignet med kjemiske forankringsmidler. Løsninger som kombinerer kjemisk og mekanisk (ekspansjonsbolter) forankring eksisterer. Disse har høyere strekkapasitet.

Ekspansjonsbolter bør ikke benyttes i bærende søyler ifølge Aasen (2010) [25].

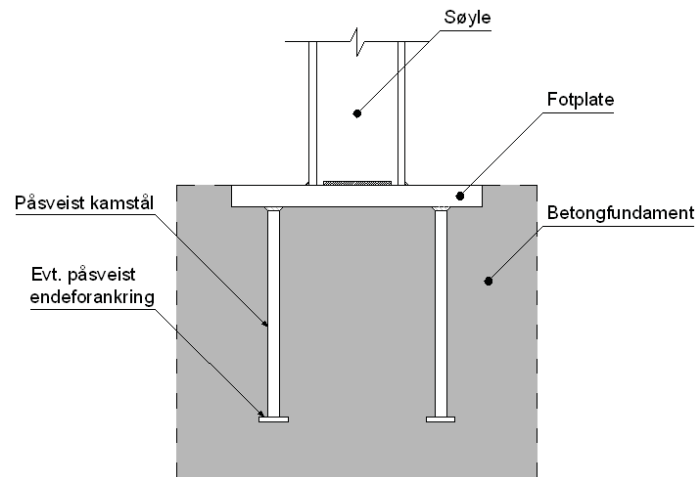


Figur 3.7 Eksempel på ekspansjonsbolt fra Hilti

### 3.1.4 Innstøpt fotplate

Innstøpte fotplater med fastsveiste forankringsbolter/-stenger, kan også benyttes. Fotplata støpes da fast i betongfundamentet før montering av søyla. Søyla monteres til fotplata ved sveising på byggeplass. Fordelen med innstøpte plater er at man oppnår høyere toleranse for avvik i plasseringen av søyla horisontalt, siden man ikke har bolter plata må tres nedpå. Den er også relativt rask å montere på byggeplass. Ulempen er at vertikal plassering er følsom for avvik i utstøpingen.

Som for innstøpte bolter må stengene ha tilstrekkelig heft mot betongen for å unngå uttrekk. Påsveiste endeforankringer eller bøyning av stengene vil kunne øke uttrekkskapasiteten. Siden fotplata er innstøpt, vil kontakttrykket mellom fotplata og betongen bidra til å overføre skjærkreftene.



Figur 3.8 Innstøpt søylefot

### 3.2 Fotplate

Fotplater i søyleføtter påkjent av moment vil ofte være tykke. Avstiving av fotplater benyttes kun unntaksvis, da dette kompliserer montasjearbeidet. Fotplatetykkelser helt opp til 75 mm er ikke uvanlig [1]. Dersom tykkelser over dette er påkrevd bør man vurdere om man skal stive av søylefoten. Man må da veie sveisearbeidet som tilkommer avstivingen opp mot kostnad og tilgjengelighet av så tykke stålplater. Som et utgangspunkt for beregninger, kan Tabell 3.8 benyttes – se Allen (1995) [1].

Tabell 3.8 Startverdier for platetykkelse

| Boltestørrelse | Platetykkelse (mm) |
|----------------|--------------------|
| M20            | 35                 |
| M24            | 45                 |
| M30            | 50                 |

Dersom fotplatas bredde og høyde overskrider 700 mm, bør det bores hull med minst 50 mm diameter i fotplata. Dette for å slippe ut luft som kan ha blitt fanget i støpen under plata. Ett hull er anbefalt for hver  $0,5 \text{ m}^2$ . Dersom hullene skal brukes til å støpe mørtelen gjennom, bør diameteren økes til 100 mm [1].

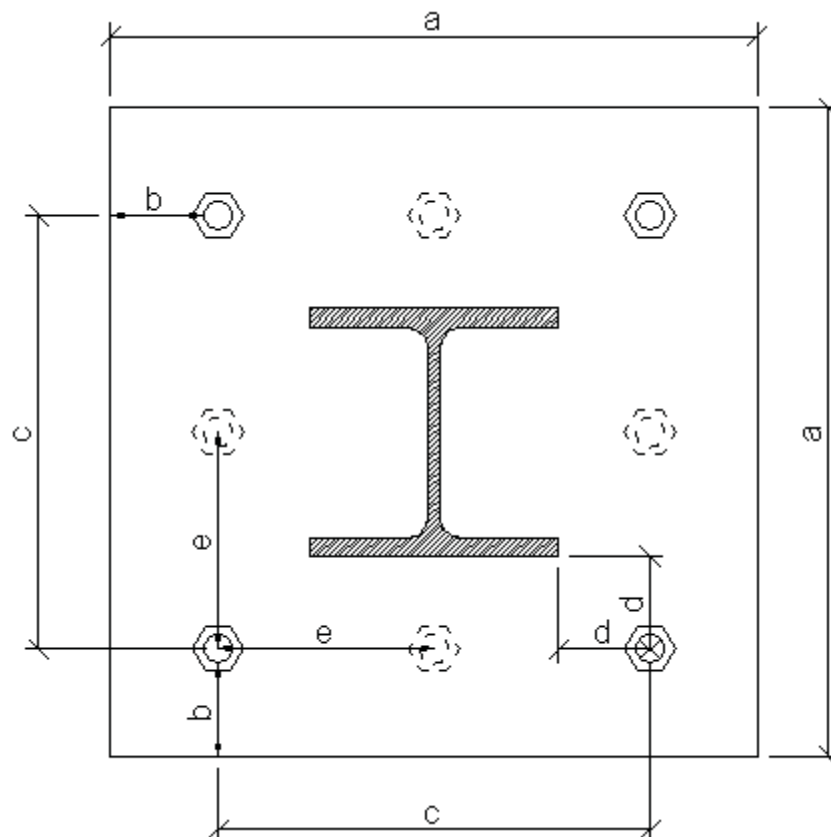
### 3.3 Plassering av bolter

Minste og største hull-, ende- og kantavstander for bolter gjennom et ståltverrsnitt er gitt i tabell 3.3 i NS-EN 1993-1-8. Dersom en fotplate er påkjent av skjærkrefter må disse reglene tas hensyn til i utformingen. Tabell 3.9 oppsummerer de minste hullavstandene som er aktuelle for en fotplate med symmetrisk plassering av boltene.

Tabell 3.9 Minste ende-, hull- og kantavstander

|  | Minste avstand |  |
|--|----------------|--|
| Endeavstand $e_1$                          | $1,2d_0$       |  |
| Endeavstand $e_2$                          | $1,2d_0$       |  |
| Hullavstand $p_1$                          | $2,2d_0$       |  |
| Hullavstand $p_2$                          | $2,4d_0$       |  |
| $d_0$ er bolten eller skruens hulldiameter |                |  |

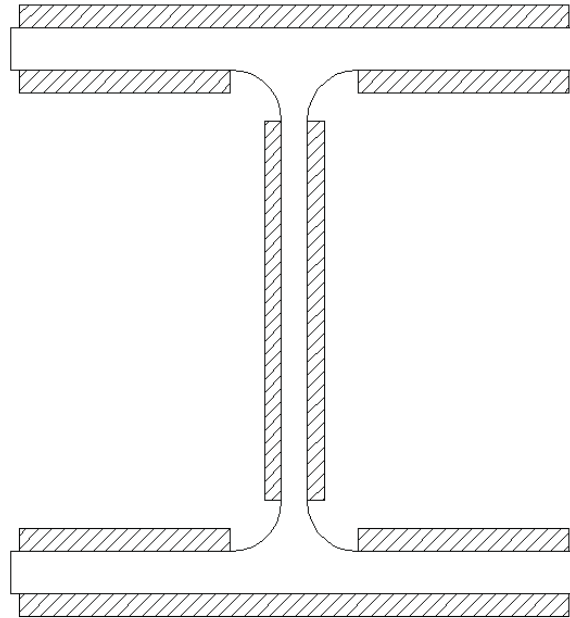
Mest mulig symmetri bør etterstrebnes i plasseringen av boltene for å unngå misforståelser ved montering. Anbefalt plassering av bolter er vist i Figur 3.9. Dersom søylefoten eksempelvis skal plasseres på betongvegg og ikke et fundament, vil fotplatas bredde være begrenset til veggens bredde. Det er ikke sikkert det da vil være rom til ei dobbeltsymmetrisk plate. Dette er likevel ikke noe problem, da det blir selvsagt hvilken vei plata skal stå.



Figur 3.9 Anbefalt plassering av bolter

### 3.4 Sveiser

Den dimensjonerende sveiselengden kan fordeles som vist i Figur 3.10. Det er verdt å huske på at sveiser med lengde mindre enn den største av 30 mm og seks ganger sveisens a-mål, i følge NS-EN 1993-1-8 punkt 4.5.1 ikke kan forutsettes å overføre krefter. Sveisens a-mål bør heller ikke være mindre enn 3 mm.



Figur 3.10 Plassering av sveiser

Ofte ønskes det å unngå sveising på byggeplass i mest mulig grad. Grunnene til dette er flere. Sveising krever kvalifisert arbeidskraft, noe som koster mer ute på byggeplass enn på et verksted. I forhold til på et verksted er byggeplass et ukontrollerbart miljø, noe som gir flere feilkilder. Dette igjen vil bety at man trenger inspeksjon av sveisene for å være sikker på at sveisene holder ønsket kvalitet. Dette koster. I tillegg vil korrosjonsbeskyttelsen på stålet bli ødelagt ved sveising. Vil man unngå rustdannelse må derfor sveisene påføres rustbeskyttelse. Dette koster mer og tar mer tid på byggeplass enn på et verksted.

### 3.5 Skjær dybler

For å overføre skjærkraftene uten å måtte sveise plateskivene til fotplata, kan en såkalt skjær dybel benyttes. Dette kan være en bit av et HE – profil eller lignende. Hovedsaken er at dybelen må kunne motstå momentet som oppstår som følge av skjærkraftens eksentrisitet. Jo lenger skjær dybelen er, jo høyere blir eksentrisiteten. Derfor blir det en balansegang mellom hvor lang skjær dybelen *må* være for å overføre skjærkraften og hvor lang den *kan* være for at ikke momentet som oppstår blir høyere enn dybelens momentkapasitet.

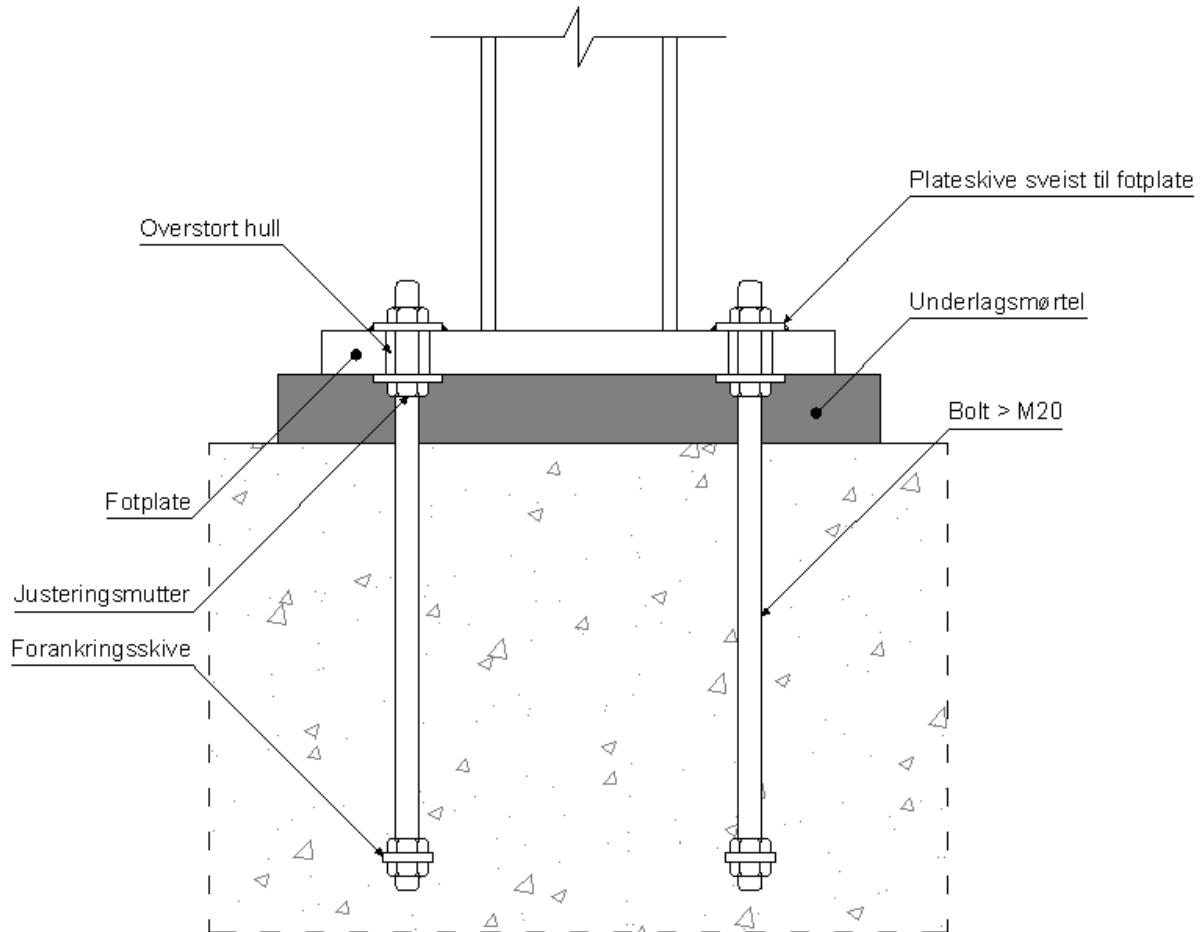


Det må støpes ut ei lomme i fundamentet som er stor nok for skjærdebelen, i tillegg til toleransen i plasseringen av knutepunktet. Her er det viktig å ta hensyn til eventuell armering som kan komme i konflikt med denne lomma.

## 4. Oversikt over løsninger

I dette kapittelet vil en del mulige løsninger for søyleføtter påkjent av bøyningmomenter, strekkrefter og skjærkrefter gjennomgå og diskuteres.

### 4.1 Overstore hull, sveiste plateskiver og innstøpte bolter



Figur 4.1 Løsning med overstore hull og innstøpte bolter

Løsningen består av ei fotplate med overstore hull som er sveist til søyletverrsnittet på verksted. Plateskiver benyttes på begge sider av fotplata for å unngå at mutterne dras gjennom hullene. Plateskivene på oversida av fotplata sveises fast til fotplata for å overføre skjærkreftene til boltene. Dimensjonene til hullene i fotplata følger verdiene gitt i Tabell 3.2 og plateskivenes dimensjoner bestemmes fra Tabell 3.3.

Innstøpingen av boltene må følge toleransene gitt i Tabell 3.2. Boltene bør stikke en del over fotplata for å ta høyde for vertikal feilplassering under utstøping. Denne ekstra lengden må være gjenget. Mutterne på undersiden av fotplata benyttes til justering av høyden etter støping, slik at søylefoten får riktig høyde og står plant.

Maler med hull med diameter tilsvarende boltediameteren bør benyttes for å sikre at boltene får riktig innbyrdes avstand. Ei slik plate kan med fordel brukes både i topp og i bunn av boltegruppa. I bunn bør malen være i stål. I topp trenger den ikke nødvendigvis være i stål, den kan like gjerne være utført i finér eller lignende materiale.

Når søyla er på plass støpes det etter med ekspanderende injeksjonsmørtel under fotplata. Dersom plata er større enn  $0,5\text{m}^2$  må fotplata ha støpehull.

Endeforankringen, som minst har dimensjoner som angitt i Tabell 3.4, utgjøres av ei skive skrudd fast mellom to muttere, eller kun mutter dersom dette er tilstrekkelig.

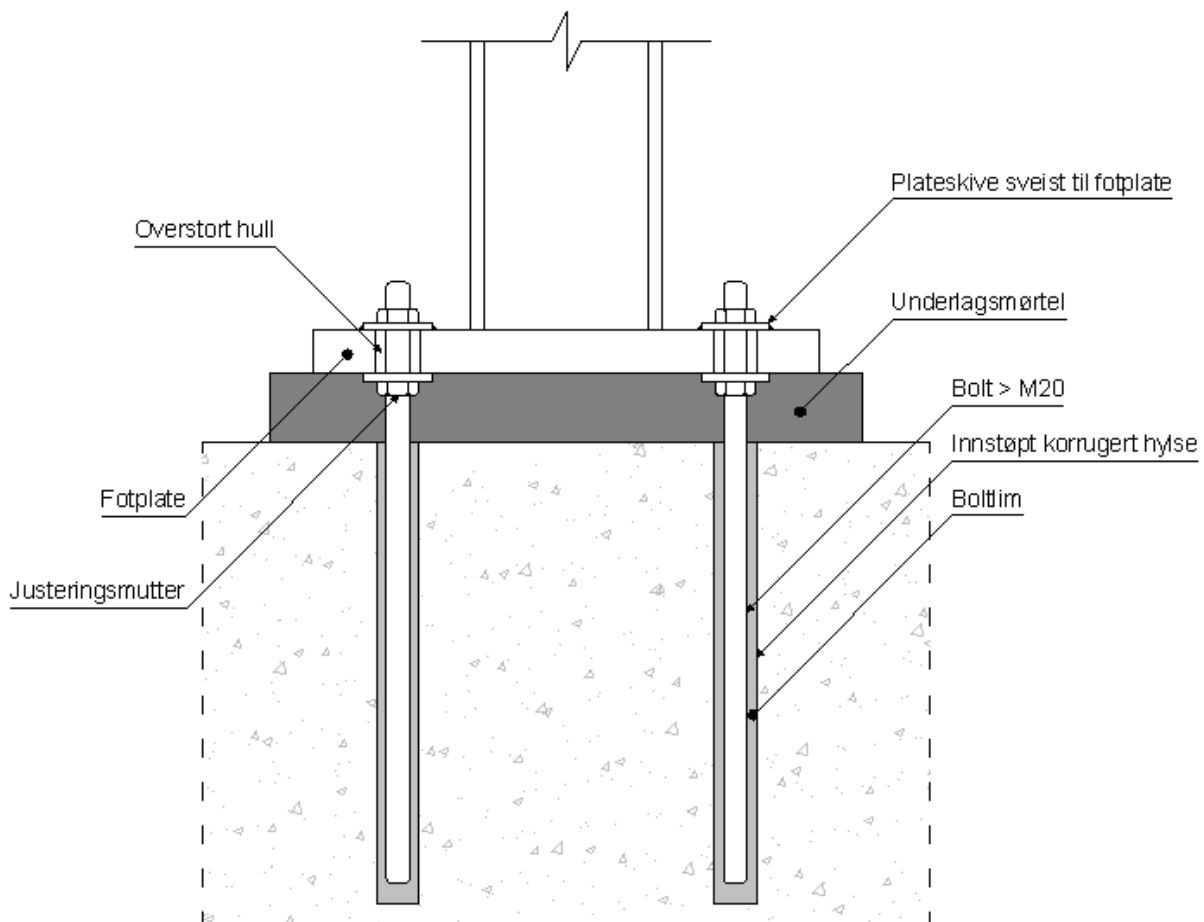
#### **4.1.1 Fordeler**

Denne løsningen gir høy forankringskapasitet. Ingen boring og minimalt med sveising på byggeplass. Gode justeringsmuligheter som gir tilstrekkelig toleranse i montasjen.

#### **4.1.2 Ulemper**

Løsningen krever relativt stor presisjon i plassering av bolter under utstøping. Det er vanskelig og kostbart å rette opp feil i plasseringen. Behov for maler for plassering, noe som innebærer en liten økning i material- og arbeidskostnader.

## 4.2 Overstore hull, sveiste plateskiver og limte bolter



Figur 4.2 Løsning med overstore hull og limte bolter

Denne løsningen er lik løsningen i 4.1, med unntak av at boltene ikke er innstøpte og at det ikke benyttes endeforankring. I stedet for støpes det inn korrugerte stålhylser eller det bores hull til boltene ved kjerneboring. Sistnevnte gjøres kun i nødtilfelle. Hylsene eller hullene fylles med en type lim før boltene plasseres. Dersom beregningsgangen som er beskrevet i kapittel 2.3.3 skal kunne benyttes, må limet som benyttes være en av limtypene angitt i Tabell 3.7, eller et sementbasert lim som tilfredsstiller kravene som er gitt i kapittel 2.3.3. Endeforankring vil ikke gi noen effekt, siden det ikke kan utvikles kjeglebrudd.

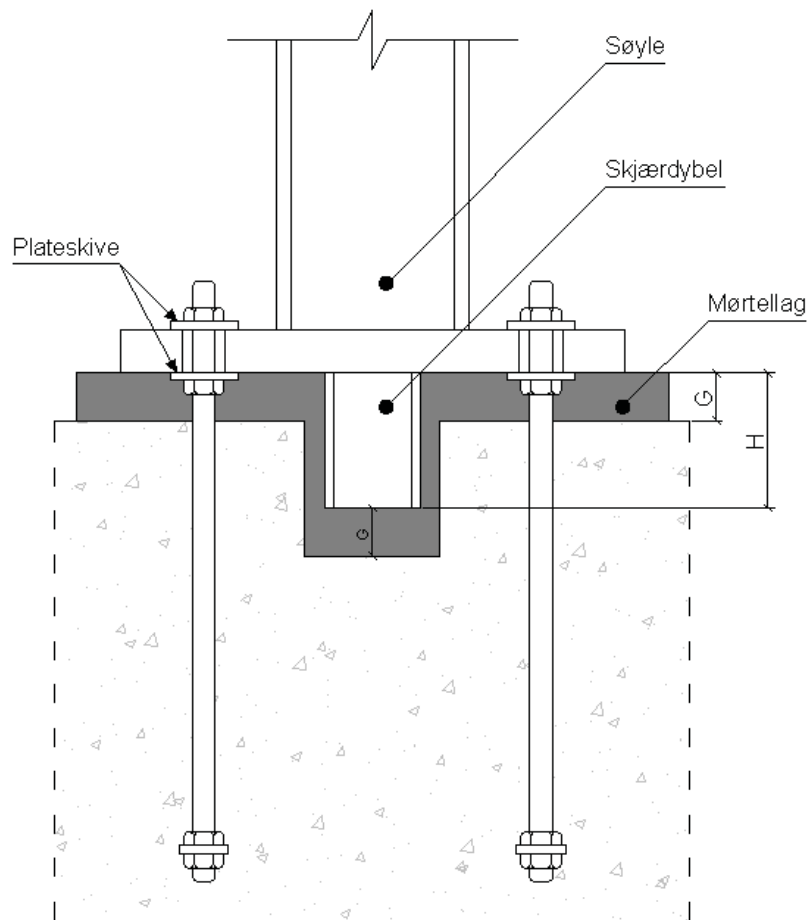
### 4.2.1 Fordeler

Mindre krav til presisjon i utstøpingen enn for innstøpte bolter.

### 4.2.2 Ulemper

Forankringskapasiteten er sterkt avhengig av kvaliteten av limet som brukes og av utførelsen av limingen. Ofte er limets kvaliteter lite dokumenterte. Endeforankring kan ikke benyttes og man kan derfor ikke oppnå den forankringskapasiteten som løsningen i 4.1 kan ha.

### 4.3 Innstøpte bolter og skjærdebel



Figur 4.3 Løsning med innstøpte bolter og skjærdebel

Denne løsningen innbefatter en skjærdebel som er sveist fast til fotplata som igjen er sveist til søyla. Dette gjøres på verksted. Skjærdebelens overflateareal må være stort nok til at betongen kan stå imot skjærkreftene. Samtidig må ikke dybelens lengde være så stor at det oppstår et moment som følge av eksentrisiteten som er større enn dybelens momentkapasitet.

Ei lomme som er stor nok til å romme dybelen må støpes ut i betongen. Denne må være dyp til at det er plass til skjærdebelens lengde pluss en dybde som tilsvarer mørtellagets tykkelse. Dermed blir vertikal toleranse ivaretatt. Bredden må være slik at det er plass til dybtevernsnittets bredde og lengde, samt en bredde som minst tilsvarer toleransen i hullene i fotplata. Slik ivaretas den horisontale toleransen.

Fotplata utstyres med overstore hull, slik at toleransene ved støping er ivaretatt. Tykke plateskiver benyttes for å hindre at mutterne dras gjennom hullene. Siden skjærdebelen tar opp skjærkreftene, trenger ikke plateskivene å sveises til fotplata. Derfor er det ikke behov for sveising på byggeplass med denne løsningen. Justeringsmuttere brukes for justering i høyden.

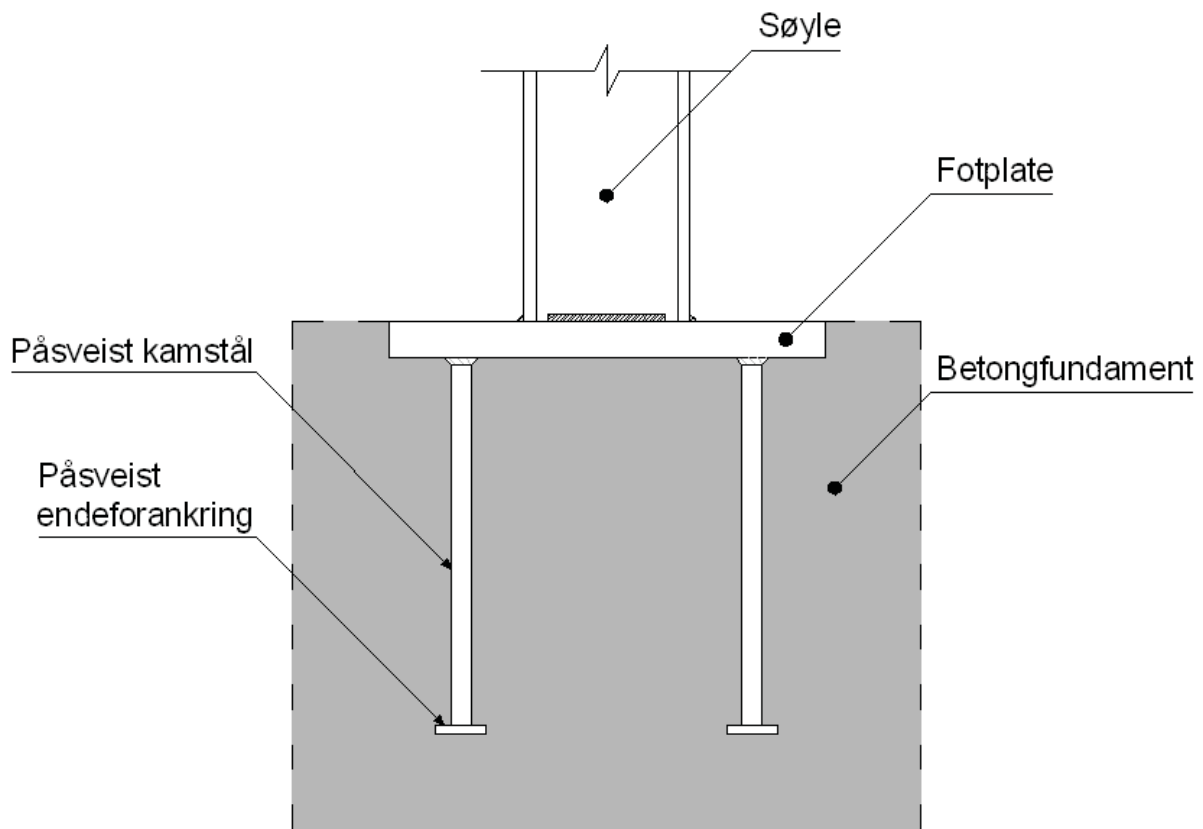
**4.3.1 Fordeler**

Ingen sveising på byggeplass. Høy forankrings- og skjærkraftkapasitet.

**4.3.2 Ulemper**

Løsningen krever stor presisjon i plassering av bolter under utstøping. Det er vanskelig og kostbart å rette opp feil i plasseringen. Utstøpingen blir mer komplisert, særlig med tanke på armering.

#### 4.4 Innstøpt fotplate med påsveist forankring



Fotplata, som er påsveist stenger av kamstål, støpes inn i betongen. Søyla sveises fast til fotplata på byggeplass. Her dimensjoneres fotplatas kontaktflate mot betongen for skjærkreftene. Det vil være viktig å sørge for at utstøpingen skjer med høyeste mulige presisjon. Man kan justere inn noe avvik under sveisingen av søyla.

Sveisene rundt forankringene som forbinder fotplata med forankringene, vil ha en lengde som begrenser seg til forankringens diameter. Dette, sammen med kravet om at sveiselengden ikke skal være mindre enn 6 ganger  $a$ -målet, gjør at denne løsningens kapasitet oftest vil bli begrenset av sveisenes kapasiteter.

##### 4.4.1 Fordeler

God skjæroverføring. Utføres i kun to byggetrinn og er derfor økonomisk. Knutepunktet gjemmes bort i fundamentet og kommer derfor ikke i veien for andre konstruksjonsdeler. Boltene blir stående akkurat der hvor de skal i forhold til fotplata.

##### 4.4.2 Ulemper

Involverer en god del sveising på byggeplass. Krever veldig høy presisjon i utstøpingen. Brudd i sveisen mellom fotplata og forankringen vil oftest være dimensjonerende. Siden det er begrenset hvor stort sveisearealet rundt forankringene kan være, vil man ikke oppnå de kapasiteter som løsningen i 4.1 gir.

## 5. Anbefalinger

### 5.1 Entreprenører og montørers anbefalinger

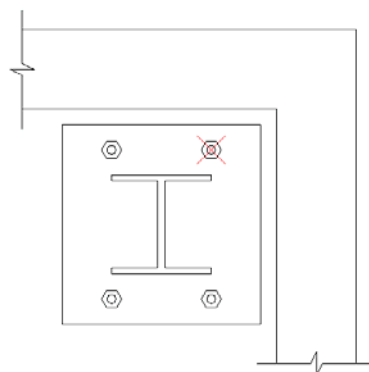
Ofte er det et sprik mellom hva rådgivende ingeniør og montør mener er et godt knutepunkt. I dette kapitlet følger en gjennomgang av aspekter ved utformingen av knutepunkter med fotplater som entreprenører og montører synes de rådgivende ingeniørene kunne gitt mer oppmerksomhet. Det følgende er basert på en undersøkelse som *Structural steel educational council* (SSEC) utførte blant sine medlemmer [13].

I denne undersøkelsen kom det frem at i en del tilfeller er montørene kritiske til rådgivende ingeniørers formgivning av søyleføtter fordi de kan være vanskelige å utføre, fordi de er planlagt utført i materialer som ikke er å få i de ønskede dimensjoner eller fordi de er dyrere enn strengt nødvendig.

Et viktig aspekt er at materiale er relativt billig i forhold til arbeidskraft. Dette er verdt å huske på når man skal planlegge et knutepunkt. Eksempelvis gjør det å bruke en tykkere fotplate i stedet for å måtte bruke avstivende plater i knutepunktet at utførelsen blir mindre arbeidskrevende. Dette gjør utførelsen billigere selv om kanskje mer materiale har gått med.

For sveising er det viktig at fotplatetykkelsen minst matcher flenstykkelsen av tilstøtende konstruksjonsdel. Dette for å forhindre at vridning oppstår. Videre er det en fordel å holde sveisens a-mål så lavt som mulig og heller benytte kilsveis enn buttsveis. Dette gir mindre arbeid og bedre økonomi. Sveiser som går rundt hele tverrsnittet bør unngås. Man slipper da at det oppstår spenningskonsentrasjoner i sveisens hjørner som kan føre til oppsprekking av sveisen. Rådgiver bør også tenke igjennom om sveisen faktisk er gjennomførbar, det vil si om det er planlagt med tilstrekkelig arbeidsrom.

Dersom det er mulig, bør fotplatas dimensjoner og boltemønster være symmetrisk om begge akser. Man forhindrer da at plata monteres feil vei. Man må påse at boltene er plassert slik at det faktisk lar seg gjøre å skru fast fotplata. Ofte kan fotplata stå inntil vegger og andre gjenstander som i praksis kan gjøre det umulig å skru på plass boltene.



Figur 5.1 Utilgjengelig bolt



Alle hull i plata bør ha samme størrelse slik at man slipper å bruke forskjellige borstørrelser. Man må selvsagt også passe på at plata er stor nok til at søyletverrsnitt og bolter får stor nok plass. Det vil si at krav til avstander mellom boltene, mellom bolter og tverrsnitt, og mellom bolter og endene av plata er innfridd.

Før montering vil fundamentboltene være utsatt for skader. Jo større diameter boltene har, jo mindre utsatte er de. Derfor er få, store bolter å foretrekke fremfor flere små. Boltstørrelser mindre enn M20 bør ikke benyttes [13].

Ofte vil det også være en fordel å bruke kun én type fotplateløsning over hele prosjektet, altså den med størst kapasitet, selv om det rent kapasitetsmessig ikke er nødvendig. Dette vil kunne være økonomisk riktig fordi det ikke fører til unødig forvirring på byggeplass og fordi man slipper å tilpasse seg flere forskjellige typer forbindelser.

## 5.2 Intervju på byggeplass

Intervjuet med Leif Bjarne Helgesen, prosjektleder hos Reinertsen AS, og Jon Ivar Elvsveen, driftsleder betong i Reinertsen AS, ble gjennomført på byggeplassen på Sogn Studentby i Oslo. Intervjuet ble gjennomført som en diskusjon rundt noen forslag til løsninger. De forelagte løsninger lignet i stor grad de løsninger som er gjennomgått i kapittel 4.

Løsning med innstøpte bolter ble diskutert først. De hadde vært borte i lignende løsninger tidligere, og uttalte at en slik løsning er fullt gjennomførbar. De hadde likevel et par anmerkninger.

For det første mente de at løsningen innebærer en opphøyning fra betonggulvet som ikke er helt forenlig med hva de ønsker i boligbygg. I boligbygg, som er deres referanse, vil det være ønskelig at søyleføttene ikke stikker opp over gulv. Dette er fordi de vanligvis støper gulvet ferdig før montering av søyler, for deretter å legge et avrettingslag og gulvbelegg. Dette bygger på langt nær så mye opp som mørtellag, fotplate og mutter. Dersom søylene står på vegg, kan søyleføttene komme i konflikt med kledning. Samtidig understreket de at de vanligvis ikke ser forbindelser med så store boltedimensjoner i boligbygg, og at det oftest vil forholde seg annerledes for industribygg og lignende.

For det andre påpekte de at antall operasjoner for å utføre knutepunktet bør være så lavt som mulig, fordi dette øker fremgangen på prosjektet og dermed bedrer økonomien. De antydte at løsningen med innstøpte bolter, med sine fire operasjoner – innstøping av bolter, plassering av fotplate, sveising av plateskiver og understøping – kan være litt for omstendelig.

Det ble videre anbefalt å bruke ei stålplate med hull som tilsvarer ønsket plassering av boltene i bunn og ei tilsvarende plate i finer eller lignende i topp. Slik unngår man at boltene blir stående skjevt. De påpekte at skjevstilling av bolter er det verste som kan skje ved bruk av innstøpte bolter, fordi man da ikke får skrudd mutteren helt ned til plateskiva og dermed ikke oppnår ønsket kraftoverføring.

De påpekte også at liming av boltene er en vanlig løsning, som har vist seg å fungere bra. Både innstøping av korrugerte stålrør og kjerneboring av hull blir brukt. Boring blir stort sett brukt i nødstilfeller fordi man risikerer å treffe armeringen. Større toleranse oppnås når man støper inn hylser, slik at man slipper å være så nøyaktig i utstøpingen. De anbefalte at rørene har minst dobbelt så stor diameter som boltene. Erfaringen var at boltene får vel så god heft mot limet, som det de ville oppnådd mot betongen.

Når det kom til mørtellaget under fotplata, var det en viss uenighet. På den ene siden ble det sagt at dette er en løsning som er mye brukt, og som gir gode vertikale justeringsmuligheter. På den andre siden ble det påpekt at man ikke kan se under fotplata, og derfor ikke kan være sikker på at det ikke oppstår luftlommer. Et hull i fotplata ble anbefalt, slik at man bedre kan se når det er fullt ved at mørtelen renner over.

En løsning de var mye mer entusiastiske for, var innstøpt fotplate. De påpekte at denne kunne utføres i kun to etapper, innstøping og sveising. Generelt var de ikke redd for sveising på byggeplass. Så å si alle stålmontører er kvalifiserte sveisere, slik at det ikke utgjør noen særlig ekstra kostnad å sveise på plass. De var heller ikke redd for toleransen som er nødvendig med en slik løsning. Generelt mente de at alt går, så lenge man er nøyaktig nok i utførselen. De påpekte også at man har litt justeringsmuligheter i sveisinga.

De kom også med et forslag som ikke innebærer sveising og som de hadde sett i bruk. Denne innebærer ei innstøpt fotplate nedsenket i ei lomme i betongen. Denne plata har gjengestenger som er sveist til undersiden av fotplata i verksted og som stikker opp på oversiden av plata. Dermed kan ei søyle med påsveist endeplate plasseres over gjengestengene og skrus fast på samme måte som løsningen med innstøpte bolter. Hele løsningen vil befinne seg nede i lomma i betongen, slik at skjærkraften tas opp ved kontaktrykk mot betongen. Man slipper også overstore hull, fordi plasseringen av boltene er utført på verksted, slik at avviket blir tilnærmet null.

En løsning med skjærdebel ble også diskutert. Denne var de ikke begeistret for, og mente at den virket unødig komplisert i forbindelse med utstøping. De så ikke nytteverdien i at man med denne løsningen vil unngå sveising på byggeplass. I tillegg mente de det vil bli enda vanskeligere å få fylt hulrommet under fotplata med injeksjonsmørtel.

## 6. Standardisering

### 6.1 Diskusjon

#### 6.1.1 Løsning

Det er mange hensyn som må vurderes i valget av løsning. Kapasiteten må veies opp mot utforming og økonomi. Det er en gang sånn at det er lite hensiktsmessig med en løsning som tilfredsstillende alle entreprenørens ønsker, dersom ikke kapasiteten er god nok. Kapasiteten er og blir ethvert knutepunkts viktigste egenskap.

Limte forankringsbolter, som er en godt likt løsning på byggeplass, vil ikke gi den samme forankringskapasiteten som innstøpte bolter. Dette kommer av at man ikke kan utnytte effekten av endeforankring og at limenes kapasiteter ofte er dårlig dokumentert. Skal man benytte fremgangsmåten i *Betongelementboka* [3], får man kapasiteter som er vesentlig lavere enn de man får ved bruk av innstøpte bolter. Et eksempel med en forankringsbolt med diameter på 30 mm, forankringslengde 300 mm, minimumsgeometri for HEB 140 søyletverrsnitt og epoksyrim i korrugerte hylser, viste seg ved bruk av beregningsmetoden gitt i *Betongelementboka* [3] å ha en momentkapasitet på snaut 25 kNm ved en strekkbelastning på 100 kN (se *vedlegg D*). Til sammenligning har en tilsvarende innstøpt bolt med endeforankring en momentkapasitet på 120 kNm (se *vedlegg B*). I tillegg blir de limte knutepunktene lettere klassifisert som leddet, fordi kapasiteten i knutepunktet er så lav i forhold til søylas kapasitet. Erfaringen på byggeplass om at limte forankringer har vel så god heft som innstøpte forankringer, kan derfor ikke understøttes vitenskapelig. Forklaringen på at dette er deres erfaring ligger antageligvis i at det aldri er oppnådd en lastsituasjon og en materialkvalitet som tilsvarer de materialfaktorer og lastfaktorer som benyttes i dimensjoneringen.

Et annet problem med bruken av limte forankringer i korrugerte hylser, er at hylsene vil ha en diameter som gir mye høyere krav til minste avstand til betongkant. Dette kan gjøre denne løsningen inkompatibel med en situasjon der kantavstandene er små, for eksempel i en vegg.

Ofte vil likevel limte forankringer kunne gi tilstrekkelig kapasitet, men da finnes det ferdigløsninger som gir like god kapasitet og som likeså gjerne kan benyttes. Dersom man finner at løsningen med innstøpte bolter blir vel overdimensjonerende, anbefales man derfor å undersøke hvilke løsninger de forskjellige produsentene har å tilby.

Løsningen hvor hele fotplata støpes inn i fundamentet viste seg å være den mest ønskede løsningen på byggeplass. Det er likevel et par ting som taler imot å velge denne som løsning. Den ene er at man ikke kan oppnå de samme kapasiteter som løsningen med innstøpte bolter på grunn av begrensningen i sveiseareal rundt forankringene. Hvis man skal begrense sveisens a-mål til et akseptabelt nivå, vil sveisens kapasitet være adskillig mindre enn de kapasitetene man kan oppnå med løsningen med innstøpte bolter. En annen, og kanskje større, ulempe med bruken av innstøpte fotplater, er at man ikke har de samme justeringsmulighetene som

innstøpte forankringsbolter gir. Man er avhengig av at utstøpingen blir utført med størst mulig presisjon hver eneste gang og at ingenting går galt. Dette kan man ikke forvente. Toleransen ved støping av betong er i henhold til standardene 10 mm [5]. Tilsvarende er toleransen for plassering i høyden av søyle 5 mm, se NS-EN 1090-2 [4]. Det står da igjen 5 mm som må tilpasses ved hjelp av sveising. Dette vil oftest føre til at det må utføres ikke-destruktiv prøving av sveisene, noe som ofte søkes unngått på grunn av kostnaden medfører. Det kan nok likevel godt være at dette er den mest økonomiske løsningen av de som er vurdert dersom alt går som det skal, men sannsynligheten for at noe går feil i montasjen er relativt stor og da kan det fort bli dyrt å rette opp igjen.

Å la en skjæradybel overføre skjærkreftene til fundamentet var en løsning de ikke ble begeistret for på byggeplass. De mente det var unødig kompliserende. Den øker heller ikke skjærkapasiteten betraktelig i forhold til om man dimensjonerer boltene for skjærkreftene. Grunnen til dette er at skjærkraften gir et moment om dybelens festningspunkt som gjør at kapasiteten begrenses betraktelig. Det er derfor ikke noen stor gevinst ved å bruke skjæradybel utover at man unngår sveising på byggeplass.

Alt i alt er løsningen med innstøpte forankringsbolter å foretrekke fremfor de andre løsningene. Den har sine ulemper, men den er fullt utførbar og gir høye kapasiteter. Hovedproblemet vil være å få plassert boltene riktig. Ved bruk av maler både i bunn og topp av forankringsboltene vil man sørge for at boltene står loddrett, og de overstore hullene i fotplata vil sørge for at boltene treffer selv om de skulle bli plassert 10 mm feil. Denne løsningen koster nok mer å utføre enn løsningen med innstøpt fotplate, men den kostnaden må man ta for å få en god løsning.

### 6.1.2 Metode

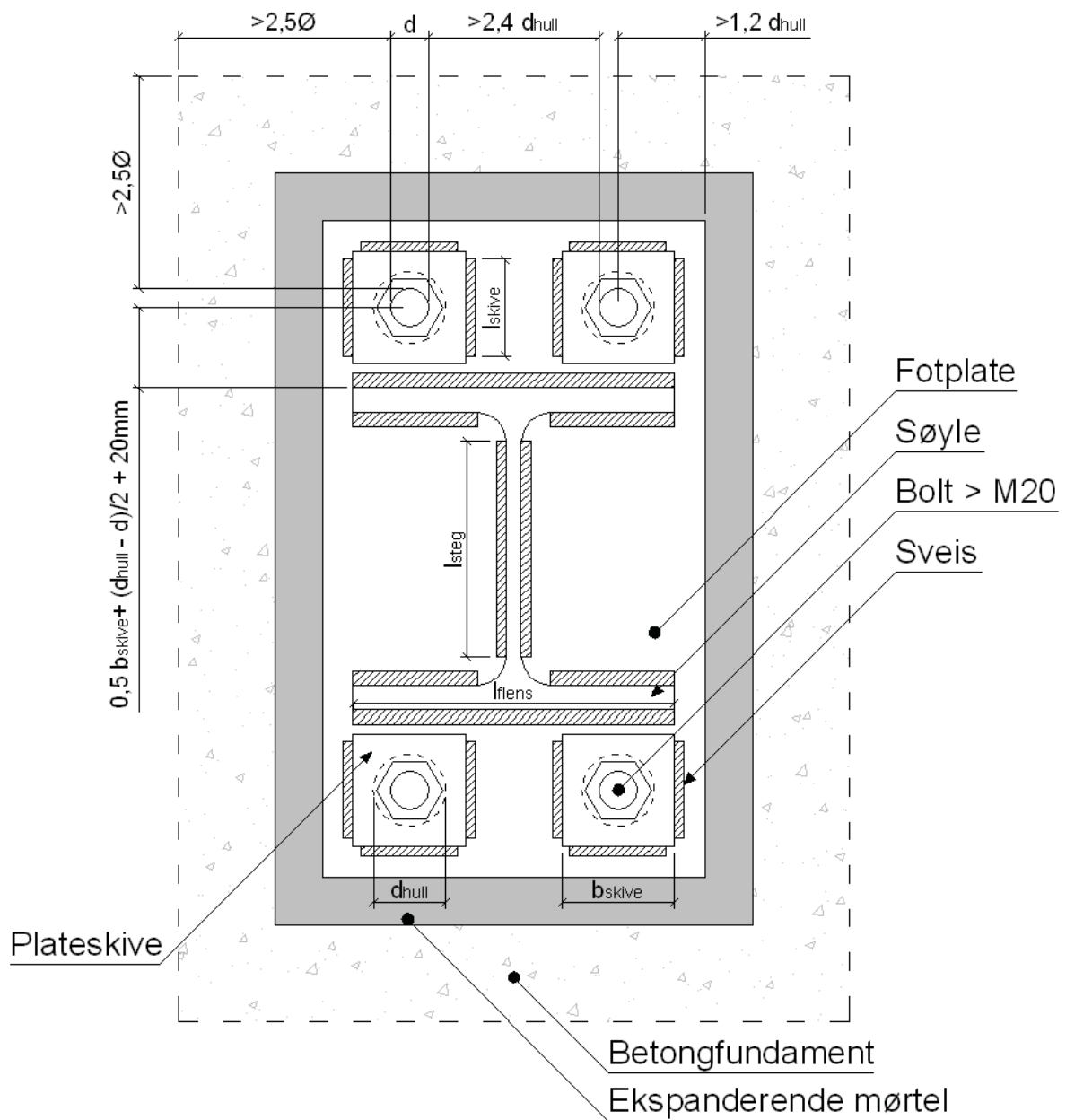
Som metode for standardiseringen velges det å benytte beregningsprogrammet *Mathcad* for dimensjoneringen, siden forfatteren har en del erfaring med dette fra tidligere. *Mathcad*-dokumentet vil måtte utføres slik at det er lett å forstå hvordan det kan brukes. Det vil være av betydning å begrense antallet inndata mest mulig, slik at det blir raskt og relativt ukomplisert å benytte dokumentet. Det vil være en målsetting at man selv uten særlig erfaring med *Mathcad* kan forstå og benytte seg av dokumentet. Momentkapasiteten og normalkraftkapasiteten for søyleføtter er avhengig av hverandre, derfor vil opptredende strekkraft måtte være inndata i dokumentet. Moment- og skjærkapasitet vil være utdata.

Dimensjoneringen av knutepunkter vil til dels være en “prøve-og-feile-prosess”, siden kapasiteten er avhengig av så mange faktorer. For å forenkle prosessen vil det derfor settes opp dimensjoneringstabeller på bakgrunn av resultatene fra *Mathcad*-dokumentet. Disse kan enten benyttes for direkte å finne nødvendige dimensjoner av knutepunktet, eller for å finne et utgangspunkt for dimensjoneringen. Forfatteren ser for seg at man kan slå opp i tabellene med gitte forutsetninger i mente for å finne den løsningen som passer best til det gitte tilfellet, for så å bruke dette som utgangspunkt i *Mathcad*-dokumentet for å finne et mer eksakt resultat.

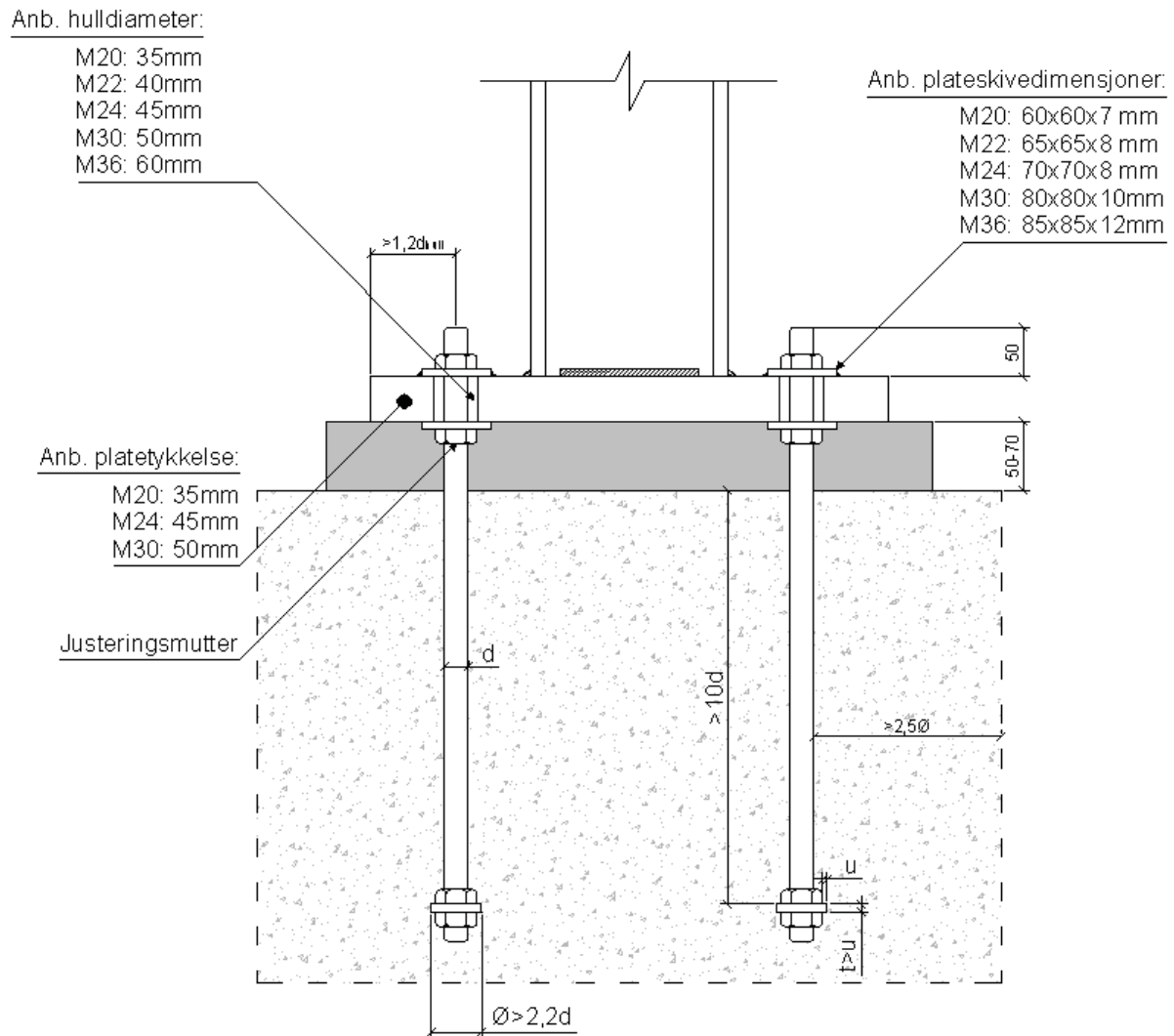
I dag benyttes BIM-programmer i alle faser av et byggeprosjekt. Ved hjelp av disse programmene kan man lage en digital, tredimensjonal modell som i tillegg til geometri også kan inneholde informasjon om tid og kostnader. *Tekla Structures* er et slikt program for bruk i konstruksjonsteknikk. I dette kan knutepunkter modelleres fra bunnen av, eller man kan benytte seg av ferdiglagde komponenter hvor alt man gjør er å sette inn visse inndata og bestemme hvilke konstruksjonsdeler som skal kobles sammen. For å gjøre standardiseringen komplett og mest mulig anvendbar i dagens ingeniørhverdag, er det ønskelig å programmere en slik komponent som har som inndata de data som kan hentes ut fra Mathcad-dokumentet eller dimensjoneringstabellene. Her vil det også være viktig å utvikle et intuitivt grensesnitt som gjør komponenten enkel å bruke.

## 6.2 Modell

Følgende modell ble valgt for standardiseringen:



Figur 6.1 Standardløsning, horisontalt snitt



Figur 6.2 Standardløsning, vertikalt snitt

Det er valgt å benytte HEA – og HEB – profiler som standard siden disse er mest aktuelle for søyler påkjent av momenter. Som standard velges det også å benytte fire gjengestenger som forankring. Det benyttes videre kvadratiske platetverrsnitt som plateskiver og endeforankring. Endeforankringen festes mellom to muttere. Muttere benyttes på undersiden av fotplata for høydetilpasning.

Det velges å ikke dimensjonere med sveis rundt hele plateskiva, fordi avstanden mellom bolt og søyleflens,  $m$ , da ville måtte økes. Sveisen legges derfor på de tre sidene som ikke grenser mot søyla. Det viste seg at én sveis er tilstrekkelig for å motstå skjærpåkjenningen. Avstanden mellom flens og bolt velges å være halve bredden av plateskiva pluss toleransen i plassering av boltene pluss 20 mm. Det er da plass til en sveis med maksimalt  $a$ -mål 14 mm, siden  $\frac{20\text{mm}}{\sqrt{2}} = 14\text{mm}$ . Noe særlig større sveis enn dette burde det ikke være behov for. Det er en fordel å holde  $m$  så liten som mulig, fordi fotplatas kapasitet reduseres når  $m$  økes (se 2.3.1).



Det er etterstrebet å holde fotplatas dimensjoner så små som mulig, slik at løsningen kan benyttes for flest mulig situasjoner. Dette er likevel bare et utgangspunkt; det er fullt mulig å øke dimensjonene og dermed også kapasiteten.

Dersom søyleverrsnittet er bredere enn minimumsdimensjonene til fotplata, justeres avstanden mellom boltene,  $w$ , slik at fotplata blir like bred som søyleverrsnittet. Grunnen til at  $w$  – og ikke avstanden fra bolt til kant,  $e$  – justeres, er at kapasiteten økes når  $w$  økes. Dette fordi arealet av kjeglebruddet i betongen som oftest vil være begrenset av  $w$ , så når  $w$  økes, økes også forankringskapasiteten.  $e$  påvirker ikke kapasiteten i den grad.

For minimumskrav til avstander til betongkant, bredde og tykkelse av endeforankring, samt forankringslengde, er det valgt å benytte retningslinjene i *Betongelementboka* fremfor de amerikanske retningslinjene i Tabell 3.5, siden denne er mye benyttet i Norge og er vel utprøvd.

### 6.3 Dimensjonering

Dimensjoneringen ble utført i Mathcad. Dokumentet kan ses i *Vedlegg A*. Først i dokumentet er inndataene ramset opp og markert i skraverte felter for å gjøre de mer synlige. Inndata i Mathcad-dokumentet er:

- Søyleverrsnittets høyde, bredde, flenstykkelse, stegtykkelse, radius i overgang flens/steg, areal, plastisk motstandsmoment og arealmoment.
- Antall bolter og bolter per boltegruppe
- Diameter bolt
- Betongens trykk- og strekkfasthet og elastisitetsmodul
- Tykkelse betongfundament
- Evt. tilleggsarmering under fotplate
- Dimensjonerende strekkraft
- Etasjehøyde
- Betongdata

Følgende forutsetninger gjelder:

- Stålkvalitet S355
- Bolter med fasthetsklasse 8.8

Deretter følger fotplatas geometriske data. Disse beregnes automatisk ut fra minimumskravene som er spesifisert tidligere i denne oppgaven. Disse er stort sett avhengig av boltediameteren. Boltene kan ha størrelse M20, M22, M24, M30 eller M36. For andre boltestørrelser må geometridata legges inn manuelt. Følgende data styres av boltediameteren:

- Areal av ugjenget og gjenget del av bolt
- Høyde og nøkkelvidde av mutter
- Bredde og tykkelse av plateskive
- Minste forankringslengde
- Diameter, tykkelse og utstikk av endeforankring
- Hulldiameter i fotplate
- Tykkelse, bredde og lengde av fotplate
- Avstand fra hull til betongkant
- Avstand mellom bolter, mellom bolter og kant av fotplate, og mellom bolter og søyleflens
- Tykkelse mørtellag

Til slutt i inndataene kommer den dimensjonerende strekkraften. Denne kan ikke være lik null, så dersom det er ønskelig å undersøke for tilfellet med kun bøyning og skjærkraft, anbefales det å gi strekkraften en desimalverdi.

Etter inndataene følger beregningene av knutepunktets kapasiteter. Disse følger retningslinjene som er samlet i denne oppgaven. Først beregnes fotplatas kapasitet i bøyning. Dersom denne blir lavere enn det som er ønskelig, kan man øke fotplatetykkelsen. Å øke avstanden mellom boltene kan også hjelpe. Deretter bestemmes forankringskapasiteten. Som utgangspunkt benyttes minimum forankringslengde. Dersom man ønsker å øke forankringskapasiteten, anbefales det først å øke forankringslengden. Er ikke dette nok, kan man forsøke å øke avstanden mellom boltene, eller også avstanden fra bolt til betongkant. Ved minimum fotplatestørrelse vil oftest bruddkjeglenes areal være begrenset av at de "kolliderer" med hverandre eller betongkanten. Økes avstandene, økes arealet av betong som står imot belastningen. Dermed økes også kapasiteten. Man kan også legge til et tilleggssarmeringsareal (som man finner i inndataene) for å øke kapasiteten. Man må da være obs på at dette kan føre til oppsprekking av betongen. Til slutt beregnes trykkkapasiteten i betongen og i søyla.

Ut fra kapasitetene bestemmes så dimensjonerende moment- og strekkraftkapasitet. Den minste av strekkapasitetene og den minste av trykkapasitetene brukes som kraftparet som danner knutepunktets momentkapasitet. Angrepspunkt for strekkraften blir ved bolt, mens trykkraftens angrepspunkt er under søyleflens. Siden denne oppgaven ikke omfatter knutepunkter i trykk, blir dimensjonerende lastsituasjon enten strekk i begge sider av knutepunktet, eller strekk i én side og trykk i én side. Strekk i begge sider oppstår dersom eksentrisiteten  $e$  er mindre enn strekkraftens momentarm,  $z_T$ . Ellers vil det være strekk i én side og trykk i én side. Eksentrisiteten er gitt av forholdet mellom momentet og aksialkraften. Strekkraftkapasiteten settes lik den dimensjonerende strekkraften fra inndataene og momentkapasiteten finnes som en funksjon av eksentrisiteten.

Skjærkraftkapasiteten følger så. Først bestemmes det hvor mange bolter som er påkjent av strekk og hvor mange som ikke er det. Så lenge boltene er likt fordelt på begge sider av søyletverrsnittet, vil halve antallet bolter være påkjent av strekk dersom lasteksentrisiteten,  $e$ , er større enn strekkraftens momentarm,  $z_T$ . Ellers vil alle boltene være i strekk. Boltenes avskjæringskapasitet med og uten strekkraft bestemmes så. Boltenes dimensjonerende skjærkapasitet bestemmes av summen av boltenes avskjæringskapasitet med og uten strekkbelastning. Betongens avskjæringskapasitet bestemmes også. Denne kan eventuelt økes ved å øke avstanden fra bolt til kant av betong opp til ti ganger boltediameteren. Ved denne avstanden er reduksjonsfaktor for kantavstand lik 1. Knutepunktets dimensjonerende skjærkapasitet bestemmes av den minste av boltenes og betongens skjærkapasiteter.

Når moment-, aksial- og skjærkraftkapasitet er bestemt, kan sveisene dimensjoneres. Sveisene i flens dimensjoneres for den strekkraften som oppstår i flens som følge av moment- og strekkraftkapasiteten. Lengde av sveis rundt flens settes lik to ganger bredden av flensen, minus stegtykkelsen og to ganger radien av overgangen mellom steg og flens. Sveisene i steget dimensjoneres for strekk- og skjærkraftkapasiteten. Lengde av sveis settes her lik høyden av steget eksklusiv avrundingene mot flensene. Sveisene rundt plateskivene dimensjoneres for skjærkraftkapasiteten. Lengden av sveis settes lik bredden av plateskivene, minus 10 mm i hver ende for å unngå spenningskonsentrasjon i hjørnene. Denne lengden

multipliseres med antall plateskiver. For alle sveisene benyttes Von Mises flytkriterium til å bestemme nødvendige a-mål.

Etter at sveisene er dimensjonert, følger beregningene av knutepunktets rotasjonsstivhet. Her følges reglene som er gjennomgått i 2.6. Rotasjonsstivheten danner grunnlag for klassifiseringen av knutepunktet som så følger. Her betraktes kun søyler *med* avstivningssystem. Det er ønskelig med en klassifisering etter styrke som enten *delvis styrke* eller *full styrke*, og etter stivhet som enten *stiv* eller *delvis stiv*. Leddet klassifisering søkes å unngå, ettersom knutepunktet må kunne overføre momenter. Dersom knutepunktet klassifiseres som leddet, kan man forsøke å øke forankringslengden eller fotplatetykkelsen for å se om man oppnår en annen klassifisering, eller man kan finne en annen konfigurasjon av knutepunktet.

Til slutt i Mathcad- dokumentet er det lagt inn en kapasitetskontroll av søyla. Dette er ment som en rask sjekk av om søyla kan stå imot krefter tilsvarende knutepunktets kapasiteter og er ikke ment å erstatte dimensjoneringen av søyleverrsnittet. Kontrollen gir svaret "OK" eller "Ikke OK".

På de to siste sidene i dokumentet er søylefotens geometriske data, kapasiteter og sveisemål oppsummert. I praktisk bruk av dokumentet, kan man føre inn inndataene og deretter hoppe rett til siste side for å se over resultatet.

## 6.4 Dimensjoneringstabeller

For å skaffe en oversikt over hvilke kapasiteter og geometrier de forskjellige løsningene har, er det blitt laget et sett tabeller som her kan ses i *Vedlegg B*. For et noenlunde representativt utvalg ble det dimensjonert søyleføtter for følgende søyletverrsnitt: HE-A/HE-B 140, 200, 240, 300 og 400. Én tabell ble utarbeidet for hvert tverrsnitt. Følgende boltediametre ble benyttet i tabellene: M20, M24, M30 og M36. Tilhørende minimumsgeometri for hver boltediameter vises i tabellene. De geometriske dataene i tabellene er:

- Tykkelse, lengde og bredde av fotplate
- Avstand mellom bolter,  $w$
- Avstand fra kant av fotplate til senter bolt,  $e$
- Avstand fra søyleflens til senter bolt,  $m$
- Hulldiameter,  $d_0$
- Bredde og tykkelse av plateskive
- Bredde og tykkelse av endeforankring
- Forankringslengde

For hver boltediameter ble det beregnet kapasiteter for et representativt utvalg strekkklaster. Strekkklasterne er valgt i fem intervaller, hvor den øverste verdien noenlunde representerer strekkkapasiteten til den respektive løsningen, og hvor de andre verdiene tilpasses denne. Intervallenes verdier velges til hele 100 kN. Beregningene stoppes når kapasiteten er nådd, eller dersom knutepunktet klassifiseres som leddet. Der hvor det er mulig, justeres forankringslengden for å øke kapasiteten eller for å hindre at knutepunktet blir leddet. Fotplatetykkelsen endres det ikke på.

For hver strekklast ramses også de nødvendige a-mål av sveisene opp. Dersom sveisene får større a-mål enn hva det er plass til, stoppes beregningene. Til sist oppgis klassifiseringen etter styrke og stivhet, samt resultatet av kapasitetskontrollen av søyla.

Til sammen utgjør dataene i tabellene det man trenger av informasjon for å kunne bestemme hvilke dimensjoner søylefoten må ha. I prinsippet kan dermed tabellen brukes direkte for dimensjonering. Man må da være klar over at man risikerer å overdimensjonere knutepunktet, siden man ikke har detaljert for akkurat de forutsetninger man har i det enkelte tilfelle. Det er viktig å huske på at søyleføttene i tabellene er så små som det er mulig å få dem, og at man lett kan øke kapasiteten ved å øke dimensjonene.

På neste side er tabellen for en søyle av typen HE-B 200 gjengitt.

Tabell 6.1 Dimensjoneringstabell HE-B 200

| Kapaciteter for søylefotter med søyleverrsnitt HE-B 200, 4 bolter |                |                  |     |    |    |                |              |                |                |                     |                    |                    |                   |                          |                         |        |         |         |
|---|----------------|------------------|-----|----|----|----------------|--------------|----------------|----------------|---------------------|--------------------|--------------------|-------------------|--------------------------|-------------------------|--------|---------|---------|
| d   | t <sub>p</sub> | Platedimensjoner | w   | e  | m  | d <sub>0</sub> | Plateskive   | Endeforankring | l <sub>b</sub> | N <sub>d</sub> [kN] | a <sub>flans</sub> | a <sub>skive</sub> | a <sub>steg</sub> | M <sub>j,rad</sub> [kNm] | V <sub>j,rad</sub> [kN] | Styrke | Stivhet | MVN     |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 0                   | 5                  | 3                  | 3                 | 89,4                     | 51,7                    | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 100                 | 5                  | 3                  | 3                 | 80,2                     | 51,7                    | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 200                 | 5                  | 3                  | 3                 | 70,9                     | 51,7                    | Delvis | Stivt   | OK      |
| M20   | 35             | 400 x 200        | 116 | 42 | 58 | 35             | 60 x 60 x 7  | 44 x 7         | 200            | 300                 | 5                  | 3                  | 4                 | 61,7                     | 51,7                    | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 0                   | 8                  | 3                  | 3                 | 144,8                    | 76,5                    | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 100                 | 8                  | 3                  | 3                 | 135,6                    | 76,5                    | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 200                 | 8                  | 3                  | 3                 | 126,3                    | 76,5                    | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 300                 | 8                  | 3                  | 4                 | 117,1                    | 76,5                    | Delvis | Stivt   | OK      |
| M24   | 45             | 440 x 216        | 108 | 54 | 66 | 45             | 70 x 70 x 8  | 53 x 9         | 240            | 500                 | 8                  | 3                  | 6                 | 98,6                     | 76,5                    | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 0                   | 10                 | 3                  | 3                 | 190,2                    | 121,9                   | Full   | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 100                 | 10                 | 3                  | 3                 | 180,9                    | 121,9                   | Full   | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 300                 | 10                 | 3                  | 4                 | 162,4                    | 121,9                   | Full   | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 500                 | 10                 | 3                  | 6                 | 143,9                    | 121,9                   | Delvis | Stivt   | OK      |
| M30   | 50             | 460 x 240        | 120 | 60 | 70 | 50             | 80 x 80 x 10 | 66 x 11        | 300            | 700                 | 10                 | 3                  | 8                 | 125,4                    | 121,9                   | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 0                   | 11                 | 3                  | 3                 | 217                      | 180,1                   | Full   | Stivt   | Ikke OK |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 200                 | 11                 | 3                  | 4                 | 198,6                    | 180,1                   | Full   | Stivt   | Ikke OK |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 400                 | 11                 | 3                  | 5                 | 180,1                    | 180,1                   | Full   | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 600                 | 11                 | 3                  | 7                 | 161,6                    | 180,1                   | Delvis | Stivt   | OK      |
| M36   | 50             | 494 x 288        | 144 | 72 | 75 | 60             | 85 x 85 x 12 | 80 x 13        | 360            | 800                 | 11                 | 3                  | 9                 | 143,1                    | 180,1                   | Delvis | Stivt   | OK      |

*Alle verdier i millimeter dersom ikke annet er angitt. MNV angir om søyleverrsnittet har tilstrekkelig kapasitet til å motstå krefter tilsvarende knutepunktets kapasiteter. Dimensjonene i denne tabellen er de minste mulige for de gitte boltediametere og søyleverrsnitt. Kapasitetene kan økes ved å øke w, fotplatenyttelsen eller forankringslengden. Verdierne i tabellen er forutsatt bruk av betong av klasse C35, stålkvalitet S355 og bolter av fasthetsklasse 8.8.*

## 6.5 Tekla-komponent

For å komplettere standardiseringen, ble det valgt å lage en såkalt komponent i *Tekla Structures*. Komponenter benyttes til enkelt å kunne legge inn detaljer i en modell med bakgrunn i et sett med parametre. Et utall komponenter følger med i Tekla, også søyleføtter. Problemet med disse er at de ikke er helt kompatible med reglene gitt i denne oppgaven. De er også veldig generelle, slik at det blir litt for mange valg å forholde seg til. En egen komponent knyttet til denne oppgaven vil gi fordeler i form av at den blir mer spesialisert og dermed enklere å bruke.

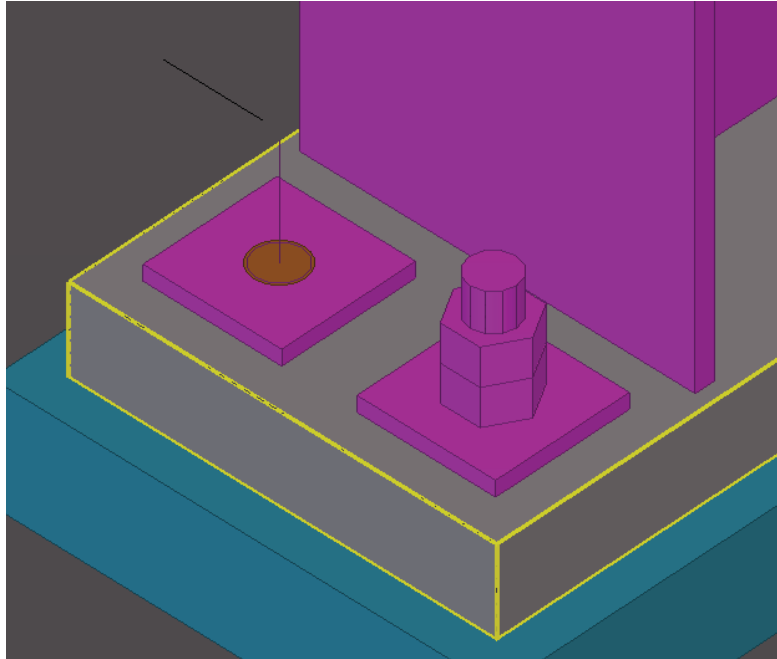
I Tekla kan man lage egne komponenter ved hjelp av *Custom component editor*. Man lager først en modell av komponenten man ønsker å lage, slik at den ser ut omtrent slik man vil at den skal. Her er det ikke så nøye at dimensjonene stemmer helt, bare geometriene stemmer sånn noenlunde til hverandre. Man må også legge inn de konstruksjonsdeler man vil at komponenten skal være knyttet til, i dette tilfellet ei stålsøyle og et betongfundament.

I dette tilfellet ble verdiene for en søylefot for en HE-B 200-søyle med M24 forankringsbolter hentet fra dimensjoneringstabellene og modellert i Tekla for å ha et godt utgangspunkt for parametriseringen. Objektene i denne modellen er ramset opp i Tabell 6.2.

Tabell 6.2 Objekter i Tekla-modell

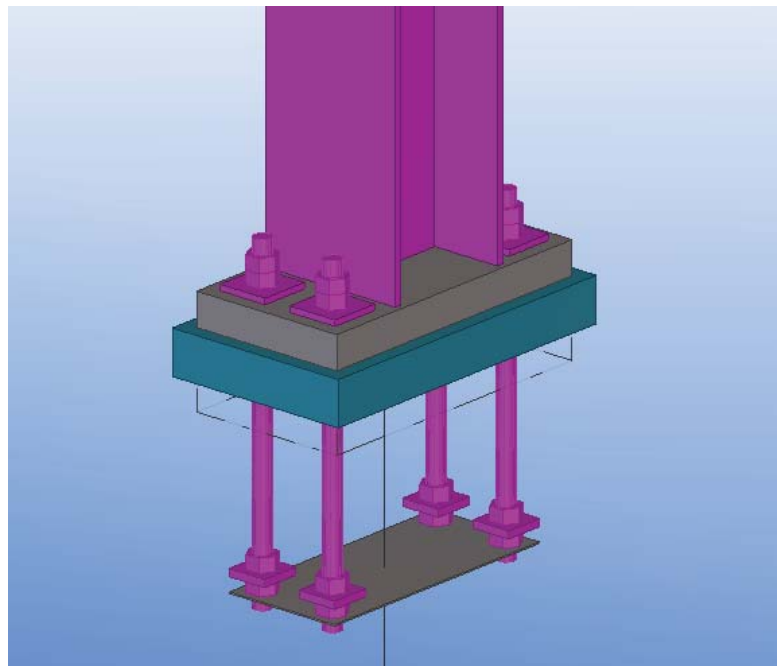
| Profil       | Funksjon                       | Dimensjoner | Antall |
|--------------|--------------------------------|-------------|--------|
| PL45         | Fotplate                       | 216 x 414   | 1      |
| SLAB 60      | Mørtellag                      | 256 x 454   | 1      |
| D45 (kutt)   | Hull i fotplate                | h = 45      | 4      |
| D24          | Forankringsbolter              | l = 460     | 4      |
| HXGON40-40   | Mutter                         | h = 19      | 16     |
| PL8          | Plateskive                     | 70 x 70     | 8      |
| PL9          | Endeforankring                 | 53 x 53     | 4      |
| PL2          | Utplasseringsplate             | 162 x 360   | 1      |
| PL150 (kutt) | Kutter søyle ved topp fotplate | 216 x 414   | 1      |

I tillegg til disse, ble det lagd kutt der hvor objektene “krasjer” med hverandre, for eksempel i mutter rundt bolt og i betong rundt bolt. Det ble også lagt inn bolter i senter av de øverste plateskivene, ved hjelp av boltefunksjonen i Tekla. Disse boltene har ingen geometri i modellen, de bare ligger der for å identifisere stengene som bolter. Dette er viktig dersom man ønsker å lage en såkalt *Anchor bolt plan* i Tekla. Dette er en tegning som blir automatisk generert og da er det nødvendig at programmet kan identifisere forankringene. Boltene har samme diameter som forankringstengene. I Figur 6.3 er en slik bolt vist (brun sirkel). Her er gjengestang og muttere gjemt for å kunne vise “boltene”. Grunnen til at boltefunksjonen i Tekla ikke benyttes til å lage forankringsboltene, er at man kun kan lage standardbolter med standard skiver.



Figur 6.3 Detalj bolt

Modellen er vist i Figur 6.4. I figuren er betongfundamentet gjemt for bedre å vise knutepunktet.



Figur 6.4 Tekla-modell av søylefot

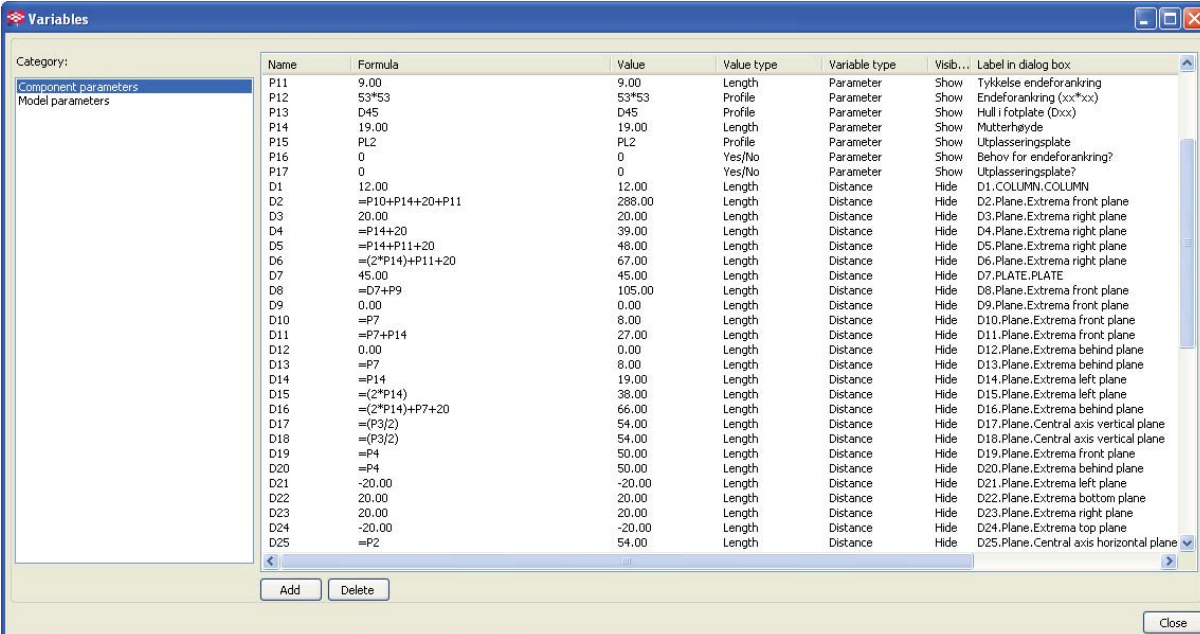
Deretter bruker man funksjonen *Define custom component* til å lage en komponent av modellen. Man merker her alle objektene som skal utgjøre komponenten, inkludert konstruksjonsdelene som komponenten skal kobles til. Deretter velges hvilke objekter som skal sammenføres, i dette tilfellet søyla og fundamentet. Når dette er gjort, er de løse



objektene blitt føyd sammen til én komponent og komponenten er lagt til i komponentkatalogen.

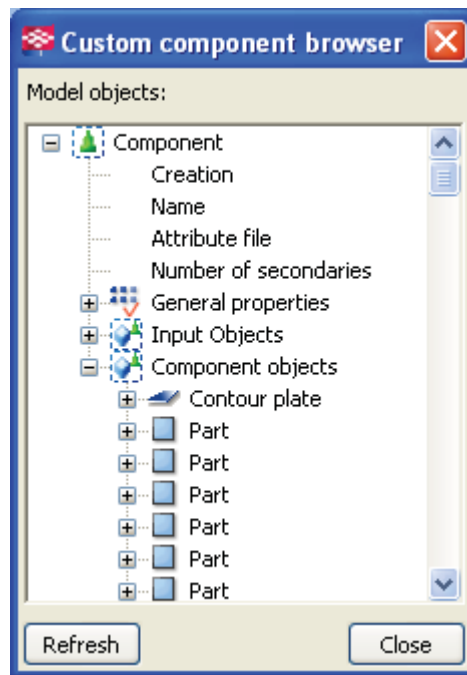
Nå gjenstår å parametrisere modellen. Dette gjøres ved bruk av funksjonen *Edit custom component*. Her kan de forskjellige objektenes geometri knyttes til hverandre og tilegnes formler. Man må her bestemme seg for hvilke parametre som skal styre komponentens geometri. De forskjellige objektenes *handles*, eller håndtak, må så knyttes opp mot disse. Alle objekter i Tekla har håndtak som definerer objektets posisjon og geometri. Antall håndtak for hvert objekt avhenger av objektets profil. Et plateprofil har eksempelvis fire håndtak, ett i hvert hjørne, mens et søyleprofil har to, ett i senter av hver ende. *Bind to plane* er en funksjon som binder håndtakene til et plan i komponenten. Håndtakene kan også knyttes til magnetiske plan, som så kan bindes til et annet plan. Dette reduserer antall variabler betraktelig og magnetiske plan er derfor benyttet i så stor grad som mulig i denne oppgaven.

Når håndtakene er bundet til et plan, dukker verdien av avstanden mellom håndtaket og det aktuelle plan opp i ei liste over variablene. I denne kan man legge inn formler og knytte variablene til parametre, som man også kan legge inn her. I tillegg finnes det en *Custom component browser*, hvor alle objektene i komponenten og de tilhørende egenskaper er listet opp. I denne kan objektenes profiler knyttes opp til parametrene i variabellista. I tillegg kan man knytte *Creation* opp mot en Yes/No-parameter. Dette bestemmer om det aktuelle objektet skal være med i modellen eller ikke. Her ble Yes/No-parametre brukt for å gi brukeren et valg om man vil benytte endeforankring utover mutter og utplasseringsplate i modellen.



| Category:            | Name | Formula         | Value  | Value type | Variable type | Visib... | Label in dialog box                     |
|----------------------|------|-----------------|--------|------------|---------------|----------|---|
| Component parameters | P11  | 9.00            | 9.00   | Length     | Parameter     | Show     | Tykkelse endeforankring                 |
| Model parameters     | P12  | 53*53           | 53*53  | Profile    | Parameter     | Show     | Endeforankring (xx*xx)                  |
|                      | P13  | D45             | D45    | Profile    | Parameter     | Show     | Hull i fotplate (Dxx)                   |
|                      | P14  | 19.00           | 19.00  | Length     | Parameter     | Show     | Mutterhøyde                             |
|                      | P15  | PL2             | PL2    | Profile    | Parameter     | Show     | Utplasseringsplate                      |
|                      | P16  | 0               | 0      | Yes/No     | Parameter     | Show     | Behov for endeforankring?               |
|                      | P17  | 0               | 0      | Yes/No     | Parameter     | Show     | Utplasseringsplate?                     |
|                      | D1   | 12.00           | 12.00  | Length     | Distance      | Hide     | D1.COLUMN.COLUMN                        |
|                      | D2   | =P10+P14+20+P11 | 288.00 | Length     | Distance      | Hide     | D2.Plane.Extrema front plane            |
|                      | D3   | 20.00           | 20.00  | Length     | Distance      | Hide     | D3.Plane.Extrema right plane            |
|                      | D4   | =P14+20         | 39.00  | Length     | Distance      | Hide     | D4.Plane.Extrema right plane            |
|                      | D5   | =P14+P11+20     | 48.00  | Length     | Distance      | Hide     | D5.Plane.Extrema right plane            |
|                      | D6   | =(2*P14)+P11+20 | 67.00  | Length     | Distance      | Hide     | D6.Plane.Extrema right plane            |
|                      | D7   | 45.00           | 45.00  | Length     | Distance      | Hide     | D7.PLATE.PLATE                          |
|                      | D8   | =D7+P9          | 105.00 | Length     | Distance      | Hide     | D8.Plane.Extrema front plane            |
|                      | D9   | 0.00            | 0.00   | Length     | Distance      | Hide     | D9.Plane.Extrema front plane            |
|                      | D10  | =P7             | 8.00   | Length     | Distance      | Hide     | D10.Plane.Extrema front plane           |
|                      | D11  | =P7+P14         | 27.00  | Length     | Distance      | Hide     | D11.Plane.Extrema front plane           |
|                      | D12  | 0.00            | 0.00   | Length     | Distance      | Hide     | D12.Plane.Extrema behind plane          |
|                      | D13  | =P7             | 8.00   | Length     | Distance      | Hide     | D13.Plane.Extrema behind plane          |
|                      | D14  | =P14            | 19.00  | Length     | Distance      | Hide     | D14.Plane.Extrema left plane            |
|                      | D15  | =(2*P14)        | 38.00  | Length     | Distance      | Hide     | D15.Plane.Extrema left plane            |
|                      | D16  | =(2*P14)+P7+20  | 66.00  | Length     | Distance      | Hide     | D16.Plane.Extrema behind plane          |
|                      | D17  | =(P3/2)         | 54.00  | Length     | Distance      | Hide     | D17.Plane.Central axis vertical plane   |
|                      | D18  | =(P3/2)         | 54.00  | Length     | Distance      | Hide     | D18.Plane.Central axis vertical plane   |
|                      | D19  | =P4             | 50.00  | Length     | Distance      | Hide     | D19.Plane.Extrema front plane           |
|                      | D20  | =P4             | 50.00  | Length     | Distance      | Hide     | D20.Plane.Extrema behind plane          |
|                      | D21  | -20.00          | -20.00 | Length     | Distance      | Hide     | D21.Plane.Extrema left plane            |
|                      | D22  | 20.00           | 20.00  | Length     | Distance      | Hide     | D22.Plane.Extrema bottom plane          |
|                      | D23  | 20.00           | 20.00  | Length     | Distance      | Hide     | D23.Plane.Extrema right plane           |
|                      | D24  | -20.00          | -20.00 | Length     | Distance      | Hide     | D24.Plane.Extrema top plane             |
|                      | D25  | =P2             | 54.00  | Length     | Distance      | Hide     | D25.Plane.Central axis horizontal plane |

Figur 6.5 Liste over variable i Tekla



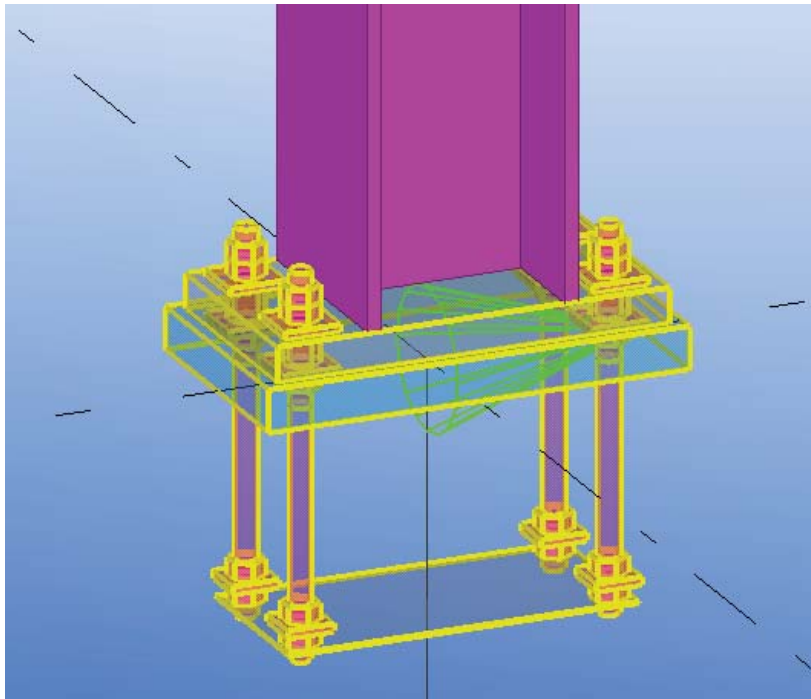
Figur 6.6 Component browser i Tekla

I Tabell 6.3 er parametrene som ble brukt i denne oppgaven vist. De fleste av disse kan hentes fra dimensjoneringstabellene. En del av parametrene er profildata. For disse representerer x-ene i tabellen tallverdier.

Tabell 6.3 Parametre i Tekla-komponent

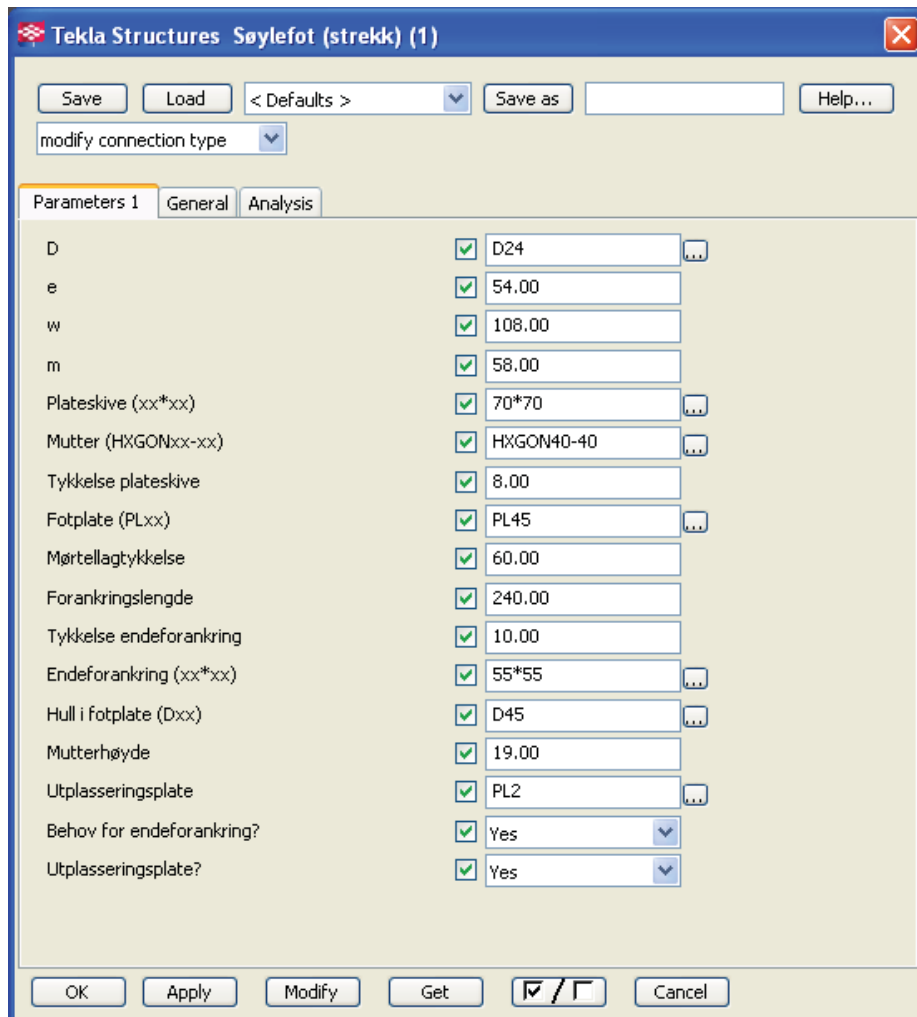
| Parameter | Forklaring                           | Inndata    |
|-----------|--------------------------------------|------------|
| P1        | Profil forankringsbolt (diameter)    | Dxx        |
| P2        | Avstand kant til bolt, e             | Lengde     |
| P3        | Avstand mellom bolter, w             | Lengde     |
| P4        | Avstand flens til bolt, m            | Lengde     |
| P5        | Plateskiveprofil (b x h)             | xx*xx      |
| P6        | Mutterprofil                         | HXGONxx-xx |
| P7        | Tykkelse plateskive                  | Lengde     |
| P8        | Fotplateprofil (tykkelse)            | PLxx       |
| P9        | Mørtellagtykkelse                    | Lengde     |
| P10       | Forankringslengde                    | Lengde     |
| P11       | Tykkelse endeforankring              | Lengde     |
| P12       | Profil endeforankring (b x h)        | xx*xx      |
| P13       | Profil av hull i fotplate (diameter) | Dxx        |
| P14       | Mutterhøyde                          | Lengde     |
| P15       | Profil utplasseringsplate (tykkelse) | PLx        |
| P16       | Behov for endeforankring?            | Yes/No     |
| P17       | Behov for utplasseringsskive?        | Yes/No     |

Gjennom en god del prøving og feiling ble disse knyttet til de forskjellige objektene slik at komponenten til slutt oppførte seg slik det er ønskelig. Den ferdig parametriserte komponenten kan ses i Figur 6.7. Her er søyletverrsnittet HE-B 300 og søylefoten er gitt verdier deretter. Betongfundamentet er gjemt for å vise komponenten bedre. Den grønne kjeglen i midten av komponenten er et symbol som tilegnes alle komponenter i Tekla. Fargen på komponentsymbolet viser komponentens status. Grønn betyr at komponenten ble dannet uten problemer, gul betyr at komponenten ble dannet, men med visse problemer, og rød betyr at komponenten ikke kunne bli dannet.



*Figur 6.7 Ferdig parametrisert komponent i Tekla*

Til slutt ble det lagd et brukergrensesnitt til komponenten. Når man åpner egenskapene til en egendefinert komponent i komponentkatalogen, får man opp en liste over de parametre man har valgt skal vises i variabellista.

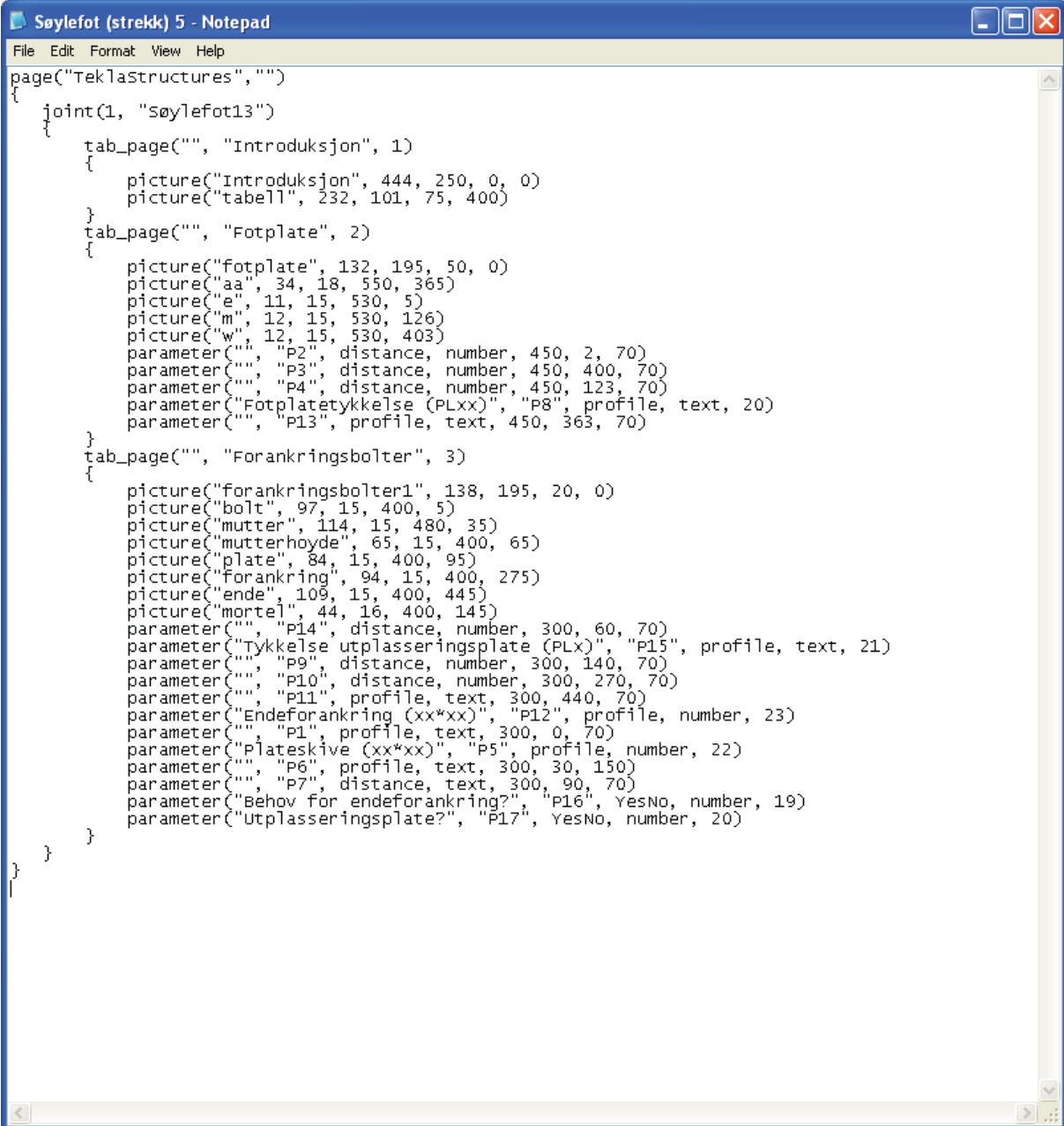


Figur 6.8 Automatisk generert grensesnitt i Tekla

Denne kan endres ved å redigere .INP-filen som dukker opp i mappa *CustomComponentDialogFiles* i modellmappen. Dette kan gjøres i et tekstbehandlingsprogram som Notepad. Her kan man legge inn bilder (i .bmp-format), endre tekst, legge til faner og endre plasseringen av tekst og tekstbokser. Eventuelle bilder må i det minste ha én piksel i øvre venstre hjørne med samme farge som bakgrunnen i Teklas dialogbokser for å bli godtatt av Tekla. Denne har RGB-kode 236, 233, 216.

Det ble i denne oppgaven søkt å lage et grensesnitt som gjør det enkelt å forstå hvordan man kan bruke komponenten. Det ble valgt å spre informasjonen over tre faner. I den første fanen gis det litt informasjon om når komponenten kan benyttes, hva som er bakgrunnen for den og hvordan man benytter seg av den. Det er også lagt ved en tabell som viser hvilke

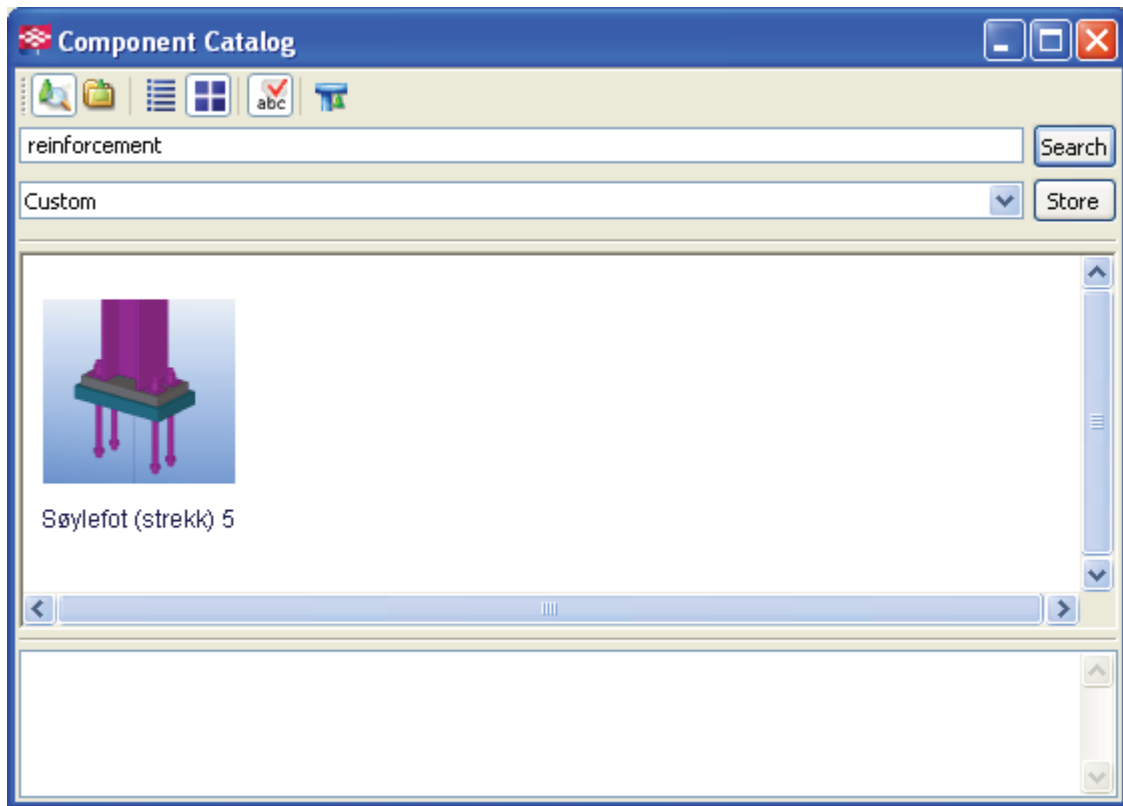
mutterprofiler som kan brukes til hvilke boltediametre. I den andre fanen vises parametrene knyttet til fotplata og i den tredje vises parametrene knyttet til forankringen. Tegningene er laget i Autocad og omgjort til bitmap-filer. Det viste seg vanskelig å plassere tekst andre steder enn helt til venstre i dialogboksene. Derfor ble teksten som ikke kunne plasseres til venstre gjort om til bitmap-filer og lagt inn som bilder i .INP-filen.



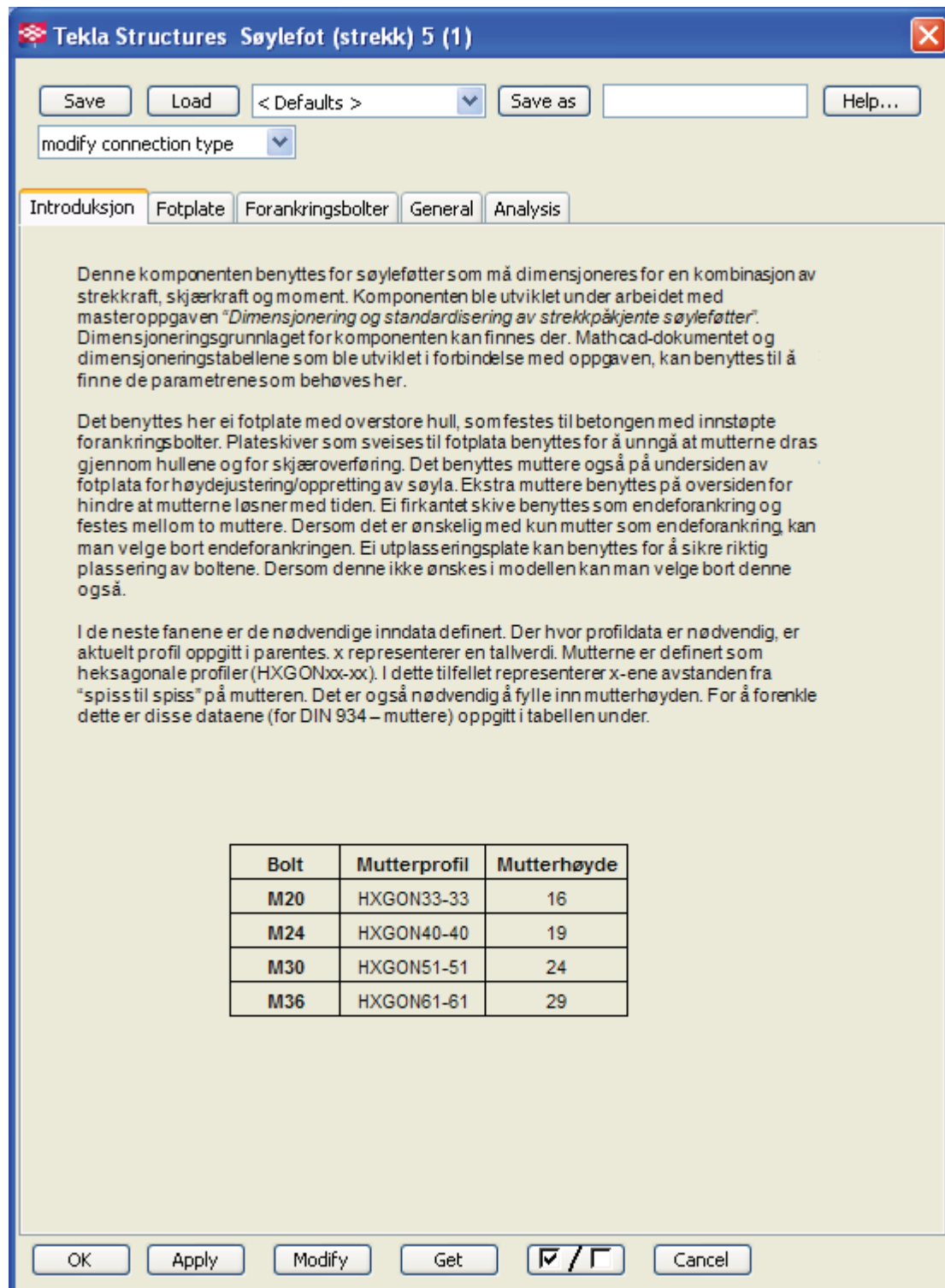
```
page("teklstructures","")
{
  joint(1, "Søylefot13")
  {
    tab_page("", "Introduksjon", 1)
    {
      picture("Introduksjon", 444, 250, 0, 0)
      picture("tabell", 232, 101, 75, 400)
    }
    tab_page("", "Fotplate", 2)
    {
      picture("fotplate", 132, 195, 50, 0)
      picture("aa", 34, 18, 550, 365)
      picture("e", 11, 15, 530, 5)
      picture("m", 12, 15, 530, 126)
      picture("w", 12, 15, 530, 403)
      parameter("", "P2", distance, number, 450, 2, 70)
      parameter("", "P3", distance, number, 450, 400, 70)
      parameter("", "P4", distance, number, 450, 123, 70)
      parameter("Fotplatetykkelse (PLxx)", "P8", profile, text, 20)
      parameter("", "P13", profile, text, 450, 363, 70)
    }
    tab_page("", "Forankringsbolter", 3)
    {
      picture("forankringsbolter1", 138, 195, 20, 0)
      picture("bolt", 97, 15, 400, 5)
      picture("mutter", 114, 15, 480, 35)
      picture("mutterhoyde", 65, 15, 400, 65)
      picture("plate", 84, 15, 400, 95)
      picture("forankring", 94, 15, 400, 275)
      picture("ende", 109, 15, 400, 445)
      picture("morte1", 44, 16, 400, 145)
      parameter("", "P14", distance, number, 300, 60, 70)
      parameter("Tykkelse utplasseringsplate (PLx)", "P15", profile, text, 21)
      parameter("", "P9", distance, number, 300, 140, 70)
      parameter("", "P10", distance, number, 300, 270, 70)
      parameter("", "P11", profile, text, 300, 440, 70)
      parameter("Endeforankring (xx*xx)", "P12", profile, number, 23)
      parameter("", "P1", profile, text, 300, 0, 70)
      parameter("Plateskive (xx*xx)", "P5", profile, number, 22)
      parameter("", "P6", profile, text, 300, 30, 150)
      parameter("", "P7", distance, text, 300, 90, 70)
      parameter("Behov for endeforankring?", "P16", YesNo, number, 19)
      parameter("Utplasseringsplate?", "P17", YesNo, number, 20)
    }
  }
}
```

Figur 6.9 Komponentens .INP-fil

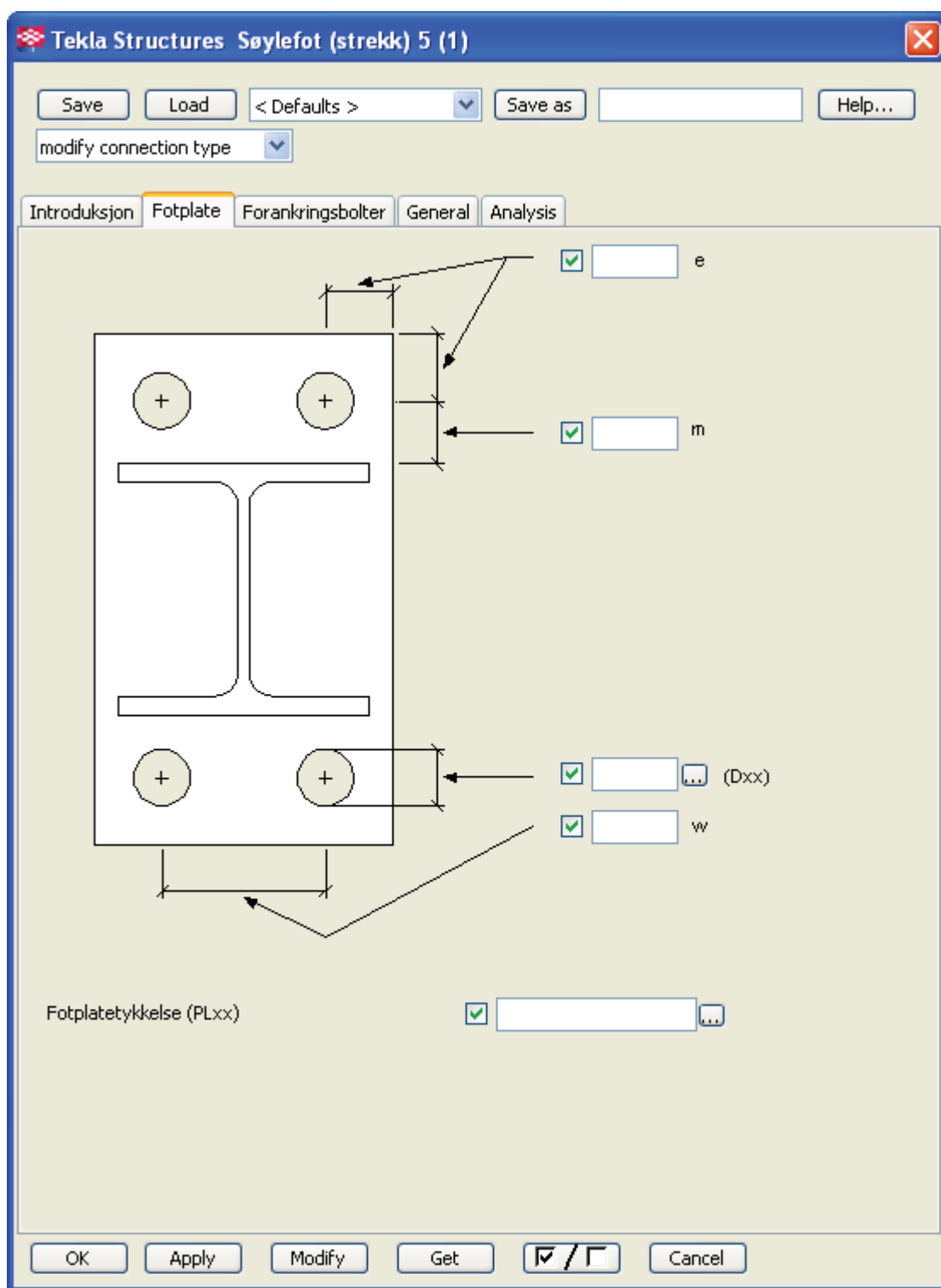
Slik ble komponentens grensesnitt seende ut:



Figur 6.10 Komponentkatalogen i Tekla

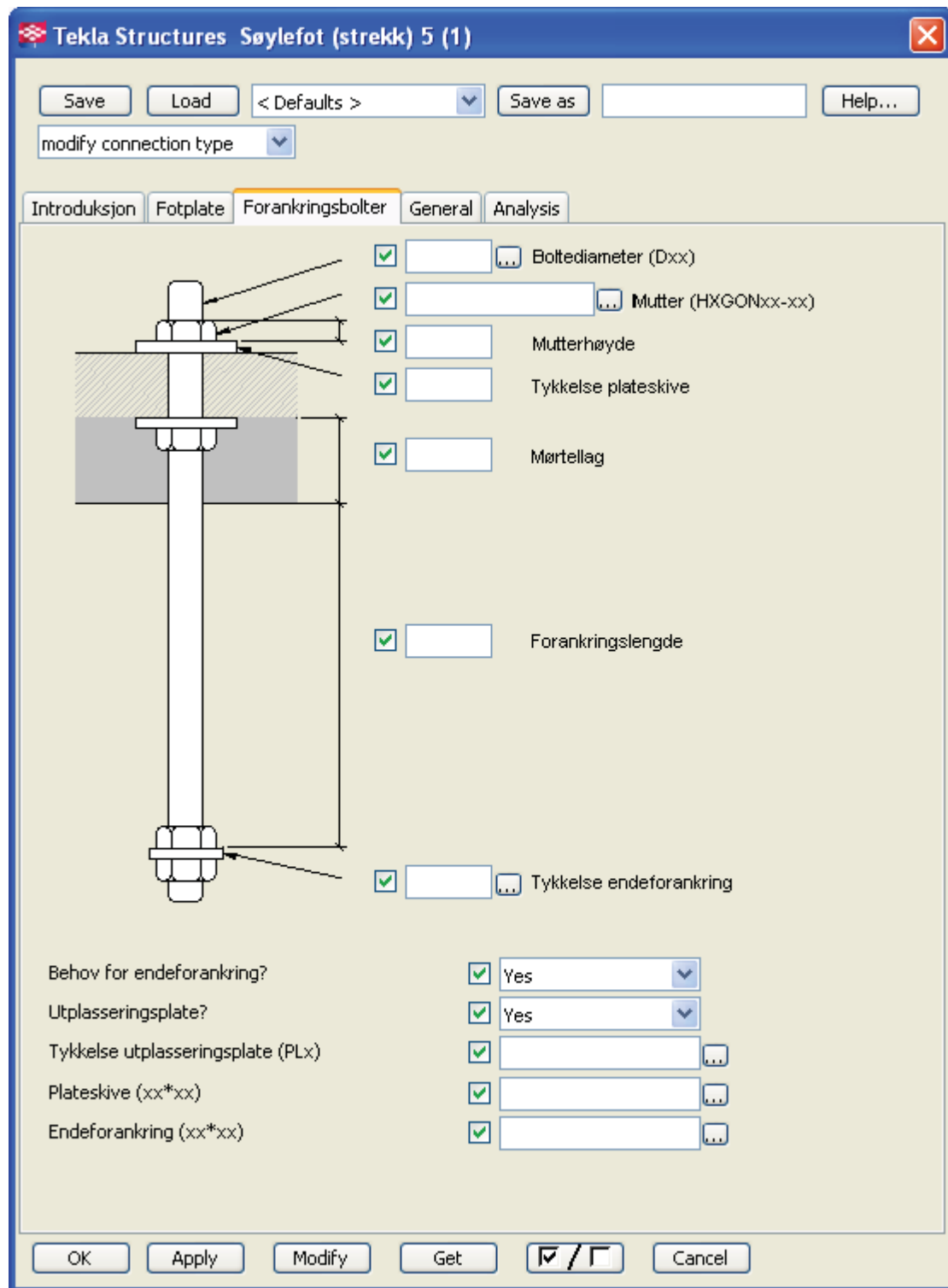


Figur 6.11 Eget grensesnitt, fane 1



Figur 6.12 Eget grensesnitt, fane 2





Figur 6.13 Eget grensesnitt, fane 3

For at komponenten skal kunne brukes av andre, må komponenten eksporteres. Det lages da en .uel-fil av komponenten. Dersom andre vil benytte seg av komponenten må de importere komponenten inn i komponentkatalogen. Dette må gjøres i hver modell.

## 7. Diskusjon

### 7.1 Problemer

For de fleste løsningene det er beregnet for, minker momentkapasiteten når strekklasten økes, noe som er i overensstemmelse med det som er forventet. Unntaket er for beregningene med HE-A 140 og HE-B 140. For visse løsninger med disse søyletverrsnittene økes momentkapasiteten når strekkbelastningen økes. Dette virker umiddelbart noe merkelig, og fikk forfatteren til å gå nøye gjennom beregningsskjemaet på leting etter feil. Det ble ikke funnet noen feil. Derimot ble det funnet en forklaring på fenomenet. Problemet, hvis man kan kalle det det, viser seg å være knyttet til formlene for dimensjonerende momentkapasitet for søyleføtter i tabell 6.7 i NS-EN 1993-1-8, se her Tabell 2.8.

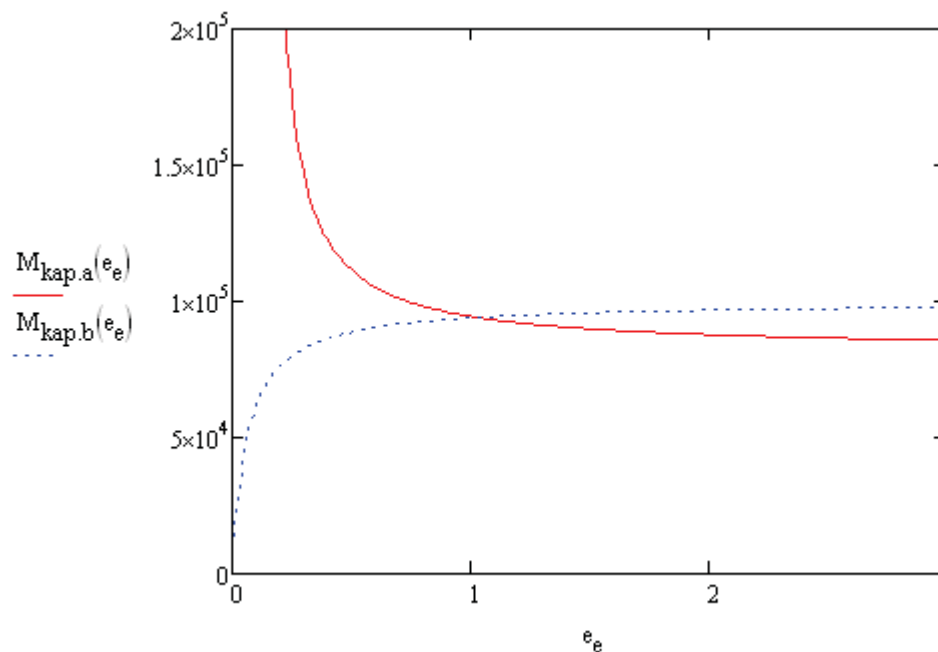
For hver belastningssituasjon er momentkapasiteten bestemt som den minste av to verdier. Disse baserer seg på momentlikevekt om strekkkraftens og trykkraftens angrepspunkt (hvis lastsituasjonen er slik), se Figur 2.26. Momentlikevekt om a gir:

$$M_{\text{kap.a}} = \frac{-F_c \cdot z}{\frac{z_T}{e} - 1} \quad (7.1)$$

Momentlikevekt om b gir:

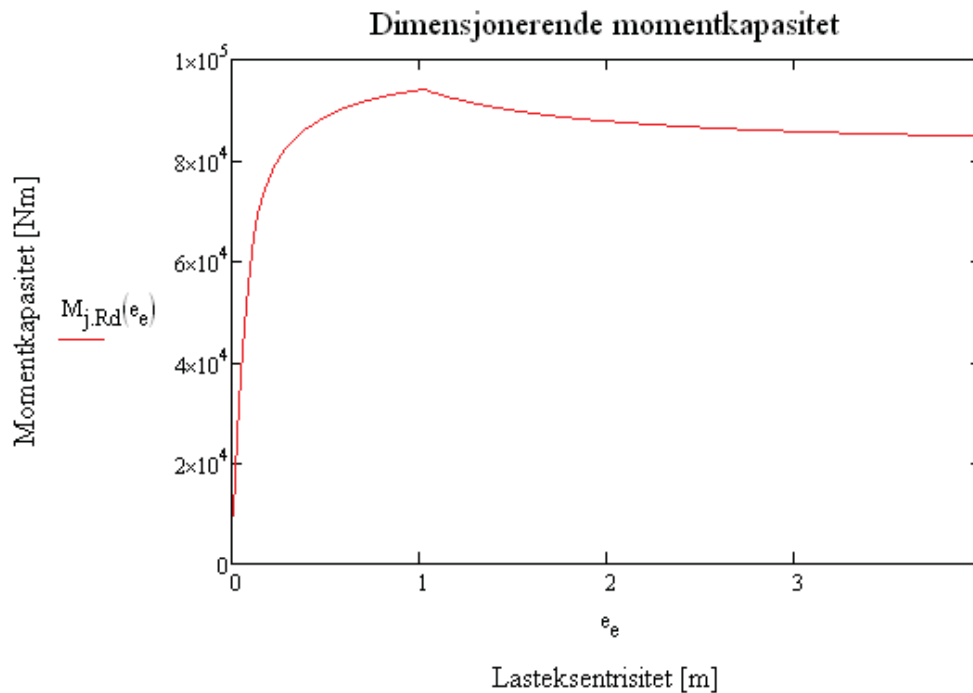
$$M_{\text{kap.b}} = \frac{F_T \cdot z}{\frac{z_C}{e} + 1} \quad (7.2)$$

Hvis disse to for HE-A 140 tegnes opp i en graf som funksjon av eksentrisiteten,  $e$ , fås følgende:



Figur 7.1 Momentkapasitet om a og b som funksjon av  $e$  for HE-A 140

Vi ser her at momentkapasiteten om a minker med økende eksentrisitet. Økende eksentrisitet betyr at strekkraften minker. Altså virker strekkraften gunstig for momentkapasiteten ved likevekt om a. Dette kan man også observere fra Figur 2.26, så det er ikke egentlig direkte overraskende. Grunnen til at dette får innvirkning på den totale momentkapasiteten for visse søyleverrsnitt, er at grafen for momentkapasitet om a krysser grafen for momentkapasiteten om b. Den totale momentkapasiteten for HE-A 140 som funksjon av eksentrisiteten blir som følger:



Figur 7.2 Momentkapasitet som funksjon av  $e$  for HE-A 140

For mindre søyleverrsnitt vil forholdet mellom strekkarm og trykkarm være mindre. Derfor vil momentkapasiteten om a kunne bli mindre enn momentkapasiteten om b ved økende eksentrisitet. Over en viss verdi av strekkraften vil derfor momentkapasiteten øke for økt verdi av strekkraften.

Det kan også oppstå et annet, mer reelt, problem i bruken av mathcad-dokumentet. I visse tilfeller kan man oppleve å ikke få noe utdata av dokumentet. Det mest sannsynlige problemet er da at startverdien for eksentrisiteten i utregningen av momentkapasiteten er for lav. Dette er et rent teknisk problem, som enkelt kan løses ved å sette startverdien til en høyere verdi. Her er det bare å prøve seg fram til man får et svar.

Også modellen har et par spørsmål knyttet til seg. Det ene er om plateskivenes sveiser burde vært dimensjonert for andre krefter enn bare skjær. Det er ikke funnet litteratur som tilsier dette, men diskusjonen ble reist om strekkraften i forankringen gjør at plateskiva bøyes ned på midten og dermed løftes ute ved kantene. Resultatet av dette vil være at sveisene må dimensjoneres for en strekkraft. Det antas her at tommelfingerregelen i Fisher og West (1997) [10] gir plateskiver som er så stive at dette ikke blir tilfelle og at sveisene kun må

dimensjoneres for skjærkraften. En utredning på området kunne vært interessant, men har ikke fått plass i denne oppgaven.

Det andre spørsmålet er om fotplata burde vært utstyrt med støpehull, selv for lavere dimensjoner enn 0,7 m ganger 0,7 m. Slike hull har klare fordeler ved at de gjør det lettere å se når rommet under fotplata er fullt. Det er ikke her gjennomgått hvilken effekt et slikt hull vil ha på fotplatas kapasitet, derfor vil det ikke bli gitt andre anbefalinger enn det som er gitt i 3.2. Man kan likevel se for seg at mindre hull enn det som er anbefalt i 3.2 kan være nyttige og at disse ikke ville påvirke kapasiteten i nevneverdig grad.

## 7.2 Nytteverdi

Slik forfatteren ser det, har den standardiserte metoden som her er presentert en nytteverdi fordi den kan medføre en stor tidsbesparelse fremfor om man skulle gjøre hele dimensjoneringen fra bunn av. Beregningsgangen for søyleføtter er lang og uoversiktlig, og innebærer at man er nødt til å gjøre noen valg hva gjelder hvilke forutsetninger man skal bruke. Her er det valgt å bruke strekkraft og minimumsgeometri etter gjeldende krav som utgangspunkt for beregningene. Siden moment- og aksiallastkapasiteten er avhengig av hverandre, er det umulig å finne den ene uten å vite den andre. Derfor ble strekkraften valgt å være inndata. Ofte vil det være begrenset med plass der hvor søyla skal stå, det antas derfor å være nyttig at tabellene gir en oversikt over hvor små søyleføttene kan være og hvilke kapasiteter de har.

I alle tilfeller vil dimensjoneringsgangen være en “prøve og feile”-prosess.

Dimensjoneringsstabellene kan brukes direkte, men de vil sannsynligvis være likeså nyttige som et utgangspunkt for dimensjoneringen ved at de gir en indikasjon på hvilken løsning man trenger. Så kan man deretter gå inn i dimensjonerings skjemaet og tilpasse løsningen til de aktuelle forutsetningene.

Mathcad-dokumentet har i utgangspunktet relativt få inndata. Ønskes det å gi knutepunktet andre dimensjoner enn minimumsdimensjonene blir det noen flere, men det er uansett så få at det skulle være fullt mulig å beholde oversikten.

## 7.3 Kontroll

Det er ikke blitt utført elementmetode-analyser for å kontrollere resultatene i denne oppgaven, selv om dette i utgangspunktet var ønskelig. Grunnen til dette er at det har vært begrenset med tid, og en elementmetode-modell av knutepunktene ville blitt relativt omfattende. Det ble i stedet valgt å fokusere på å produsere en standardiseringsmetode med størst mulig praktisk nytteverdi. Valget sto mellom å lage en Tekla-komponent og å lage en modell av knutepunktet i et elementmetodeprogram. Det førstnevnte ble ansett å være av større praktisk nytteverdi, da beregningsreglene som er presentert i denne oppgaven i hovedsak er vel utprøvde og derfor er til å stole på.

Det er ikke dermed sagt at resultatene ikke har blitt kontrollert. Gjennom hele prosessen har både forfatter og veiledere kontrollert dimensjoneringskjemaet ved hjelp av håndberegninger og sammenligning med kildene. Forfatteren er derfor trygg på kapasitetene som er beregnet stemmer overens med kravene i eurokodene og de andre kildene som er gjengitt i oppgaven.

## 8. Konklusjon

Det er i denne oppgaven utarbeidet en omfattende oversikt over dimensjoneringsgrunnlaget for søyleføtter belastet med moment, strekk- og skjæraster. Denne er utarbeidet fra et stort antall kilder.

Oppgaven viser at innstøpte forankringsbolter er den mest hensiktsmessige løsningen for søyleføtter av denne typen, så fremt kravene til kapasitet er over et visst nivå.

Dimensjoneringskjemaet, som er utarbeidet i Mathcad, fungerer godt og gir svar som er i overensstemmelse med det som er forventet, med unntak av problemet beskrevet i 7.1. Dette tilskrives ikke feil ved dimensjoneringskjemaet. Det tilsvarende skjemaet for løsningen med limte forankringsbolter viser at kapasitetene til disse er langt lavere enn for løsningene med innstøpte bolter og at man like godt kan benytte seg av ferdige løsninger fra de forskjellige produsentene av kjemiske forankringer, som å dimensjonere noe selv.

Løsningen som er valgt her har kapasiteter som er mest aktuelle i industribygg. Dersom det skulle være behov for så høye kapasiteter i et boligbygg eller lignende, bør man vurdere om løsningen gir for stor opphøyning fra gulv og om løsningen med innstøpt fotplate heller bør benyttes.

Det viser seg at utgangsverdiene for fotplatas geometri som benyttes i oppgaven gir gode resultater. Fotplatetykkelsen er stor nok til at forankringskapasiteten oftest blir dimensjonerende, uten at den noen gang virker overdimensjonert. For de fleste tilfeller blir knutepunktet klassifisert som delvis kontinuerlig for minimum forankringslengder. Unntaket gjelder for søyler med HE 140-tverrsnitt.

Dimensjoneringstabellene gir kapasiteter for knutepunkter med minimumsgeometri og et utvalg strekkaster. Disse gir en god indikasjon på kapasiteten til de forskjellige geometriene når man skal velge knutepunkt. Siden Mathcad-dokumentet er basert på "prøve og feile"-metoden, kan det være nyttig å kunne bruke tabellene som et utgangspunkt for dimensjoneringen. For å øke kapasiteten til knutepunktene i forhold til kapasitetene i tabellene, kan man:

- øke forankringslengden
- øke avstand mellom bolter,  $w$
- øke fotplatetykkelsen
- øke avstand til betongkant
- legge inn tilleggsarmering under fotplata

Siste punkt skal man være forsiktig med, siden det fort kan oppstå sprekker i betongen.

Man ser av tabellene at de fleste søyleføttene med minimumsgeometri klassifiseres bøyingsstive og delvis styrke. Av Tabell 2.1 ser man at knutepunktet da kan regnes å være kontinuerlig i en elastisk globalanalyse og delvis kontinuerlig i stiv plastisk og elastisk-plastisk globalanalyse. For noen av konfigurasjonene i tabellene er klassifiseringen stiv og full

styrke. Disse vil være kontinuerlige for alle globalanalysemetodene. Leddede knutepunkter er ikke tatt med i tabellen, da disse ikke kan overføre momenter.

For delvis kontinuerlige knutepunkter må moment-rotasjons-relasjonen regnes med. Denne tar tid å etablere, og det er derfor sjelden hensiktsmessig å dimensjonere med delvis kontinuerlige knutepunkter. Dersom det ønskes å dimensjonere kontinuerlige knutepunkter i en elastisk-plastisk eller stiv plastisk globalanalyse, bør man derfor forsøke å øke knutepunktets momentkapasitet slik at den blir høyere enn søyleverrsnittets momentkapasitet. Knutepunktet vil da klassifiseres full styrke.

Det anbefales å dimensjonere for største belastningssituasjon og benytte den resulterende løsningen for alle strekkpåkjennte søyleføtter i den aktuelle konstruksjonen. Dette vil ha mange økonomiske fordeler. Blant annet vil tiden som blir brukt i dimensjoneringsfasen gå ned, man vil kun behøve å bestille én fotplate-løsning fra verksted og man vil unngå forvirring på byggeplass.

Tekla-komponenten som er utviklet i denne oppgaven, har vist seg å fungere bra under uttesting. Den skjønner hvor den skal plassere seg så lenge søyla har sitt startpunkt på toppen av fundamentet. Komponentens grensesnitt som gjør den enkel å benytte sammen med dimensjoneringskjema/tabeller.

Dimensjoneringshjelpemidlene som er utarbeidet i denne masteroppgaven har potensial til å forenkle jobben til de som skal dimensjonere strekkbelastede søyleføtter. Tids- og pengebruken vil således kunne gå betraktelig ned.

## 9. Referanser

- [1] Allen, P. *Joints in steel construction: Moment connections* [online]. SCI, 1995. Tilgjengelig fra: <<http://www.scribd.com/doc/8163107/SCI-Publication-Joints-in-Steel-Construction-Moment-Connections>> [Lastet ned 20/2-12]
- [2] ASCC, *Anchor bolt tolerances* [online]. ASCC. Tilgjengelig fra: <[http://www.asconline.org/PDF/PositionStmt\\_14\\_Web.pdf](http://www.asconline.org/PDF/PositionStmt_14_Web.pdf)> [Lastet ned 7/3-12]
- [3] Betongelementforeningen, *Betongelementboken bind B*. Betongelementforeningen, 2005.
- [4] CEN, *NS-EN 1090-2: Utførelse av stålkonstruksjoner og aluminiumskonstruksjoner Del 2: Tekniske krav til stålkonstruksjoner*. Standard Norge, 2010
- [5] CEN, *NS-EN 1992-1-1: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Standard Norge, 2008.
- [6] CEN, *NS-EN 1993-1-1: Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Standard Norge, 2008.
- [7] CEN, *NS-EN 1993-1-8: Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser*. Standard Norge, 2009.
- [8] Dalen, E., Wåsjør, K., *Søylefotpunkter*. Masteroppgave NTNU, 2010.
- [9] DeWolf, J., Ricker, D. *Column base plates*, Steel Design Guide Series [online]. AISC, 2003. Tilgjengelig fra: <<http://willycw.files.wordpress.com/2008/12/design-guide-1-column-bases.pdf>> [Lastet ned 6/3-12]
- [10] Fisher, J., West, M. *Erection bracing of low-rise structural steel buildings*, Steel design guide series. AISC, Milwaukee, 1997.
- [11] Gomez, I., Kanvinde, A., Smith, C., Deierlein, G. *Shear transfer in exposed column base plates*. AISC, 2009. Tilgjengelig fra <[http://www.aisc.org/uploadedFiles/Research/Research\\_Reports/Kanvinde%20-%20Shear%20Transfer%20in%20Exposed%20Column%20Base%20Plates.pdf](http://www.aisc.org/uploadedFiles/Research/Research_Reports/Kanvinde%20-%20Shear%20Transfer%20in%20Exposed%20Column%20Base%20Plates.pdf)> [Lastet ned 6/3-12]
- [12] Gresnigt, N., Romeijn, A., Wald, F., Steenhuis, M. *Column bases in shear and normal force* [online]. HERON Vol. 53, 2008. Tilgjengelig fra: <<http://repository.tudelft.nl/view/ir/uuid%3A92eb3bfe-4dbb-4420-9f35-f75f2633df05/>> [Lastet ned 21/2-12]
- [13] Honeck, W., Westphal, D. *Practical Design and Detailing of Steel Column Base Plates* [online]. Forell Elsesser Engineers, Inc., 1999 Tilgjengelig fra: <<http://www.bear.design.net/phpmyfaq/attachments/33/Practical%20Design%20and%20Detailing%20of%20Steel%20Column%20Base%20Plates%20-%20Forell%20Elsesser-%20Honeck%20Westphal%201999.pdf>>. [Lastet ned 16/2-12]
- [14] Jaspart, J., Wald, F., Weynand, K., Gresnigt, N. *Steel column base classification* [online]. HERON Vol. 53, 2008. Tilgjengelig fra: <<http://repository.tudelft.nl/view/ir/uuid%3A964fae8a-b2a0-49e9-a63b-4c547c91a05b/>> [Lastet ned 13/3-12].



- [15] Larsen, P.K., Clausen, A.H., Aalberg, A. *Stålkonstruksjoner – Profiler og formler*. Tapir, Trondheim, 2003
- [16] Larsen, P.K., *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. Tapir akademisk forlag, Trondheim, 2010
- [17] Roy, S. *Anchor bolt design philosophy* [online]. 2009. Tilgjengelig fra: <<http://civildesignhelp.info/ab.html>> [Lastet ned 12/3-12]
- [18] Shipp, J., Haninger, E. *Design of headed anchor bolts* [online]. AISC, 1983. Tilgjengelig fra: <<http://www.scribd.com/doc/11345880/Design-of-Headed-Anchor-Bolts>> [Lastet ned 7/3-12]
- [19] Stark, J.W.B., *Where structural steel and concrete meet* [online]. Delft University of Technology / Stark Partners, Delft, Nederland  
Tilgjengelig fra: <<http://ccvi.ce.gatech.edu/Papers%20March%20PDF/StarkJan.pdf>>. [Lastet ned 6/2-12].
- [20] Steenhuis, M., Wald, F., Stark, J., Sokol, Z. *Concrete in compression and base plate in bending* [online]. HERON Vol. 53, 2008. Tilgjengelig fra: <<http://repository.tudelft.nl/view/ir/uuid%3Aabb2e04b1-6f1f-4ffd-8fea-ba1370f0d23f/>> [Lastet ned 16/2-12]
- [21] Wald, F. *Column base modeling*, kapittel IV i Ivanyi, M., Baniotopoulos, C. *Semi-rigid joints in structural steelwork*. CISM, 2000
- [22] Wald, F., Bouguin, V., Sokol, Z., Muzeau, J. *Effective length of T-stub of RHS column base plates* i *Connections in Steel structures IV* [online]. AISC, 2000. Tilgjengelig fra: <<http://www.aisc.org/WorkArea/showcontent.aspx?id=3596>> [Lastet ned 1/3-12]
- [23] Weynand, K., Jaspert, J., Steenhuis, M. *The Stiffness Model of revised Annex J of Eurocode 3* i *Connections in steel structures III* [online]. AISC, 1996. Tilgjengelig fra: <<http://www.aisc.org/WorkArea/showcontent.aspx?id=29170>> [Lastet ned 19/2-12]
- [24] Østspenn. *Konstruksjonsdetaljer*. Østspenngruppen, Hønefoss, 1983.
- [25] Aasen, B. *Stål Håndbok Del 3: 2010 Konstruksjoner av stål*. Norsk Stålforbund, Oslo, 2010

**10.Vedlegg**

|   |     |
|---|-----|
| Vedlegg A: Dimensjoneringskjema.....                                  | 102 |
| Vedlegg B: Dimensjoneringsstabeller .....                             | 129 |
| Vedlegg C: Eksempel på dimensjoneringskjema for limt forankring ..... | 141 |
| Vedlegg D: Tegninger av Tekla-modell.....                             | 168 |

Vedlegg A  
Dimensjoneringskjema

### **Introduksjon til dimensjoneringskjema:**

Med dette Mathcad-dokumentet kan man beregne kapasiteten av søyleføtter med innstøpte bolter og fotplate som er påvirket av bøyning og evt. strekkrefter. I dette dokumentet betraktes søyler med H-profil.

Først følger et kapittel med geometri og de inndata som trengs for beregningene. Det er også lagt ved figurer som forklarer en del av parametrene. Alle inndata er angitt i skraverter felter. I disse inngår: søyletverrsnittsdata, antall bolter, boltestørrelse, betongdata, tykkelse av betongfundament, evt. tilleggsarmering, dimensjonerende strekkraft og søylehøyde.

Boltestørrelsen styrer alle dimensjonene som hører fotplata til. Minimumsavstander fra hull til kant av fotplate og til kant av betongfundamentet følger eurocodene og *Betongelementboka*. Dette gjelder også minste forankringslengde. I dette dokumentet er det valgt å ta med boltestørrelsene M20, M22, M24, M30 og M36. Boltediametre som varierer fra dette, vil ikke bli god tatt av programmet med mindre man modifierer det.

Det er valgt å beregne for den minste mulige fotplatestørrelsen og for minste avstand til betongkant. Dette vil være av viktighet når søyla skal plasseres på et begrenset areal. Dersom man har bedre plass enn minimumsfundament og ønsker høyere kapasitet, kan man enkelt redigere dokumentet for å gjøre fotplaten større. Først og fremst er det avstanden mellom boltene i platas bredderetning,  $w$ , som har innvirkning på kapasiteten. Avstanden mellom bolt og flens i søyle, er her satt lik den halve bredden av plateskiva pluss toleransen i plasseringen av boltene pluss 20 mm. Dette gir plass til en sveis med  $a$ -mål opptil 14 mm.

Det er valgt å bruke opptredende strekkraft som parameter. Denne kan ikke være under 0 (det vil si trykk) og kan heller ikke være lik 0. For å finne momentkapasiteten uten opptredende strekkrefter anbefales det å sette strekkraften lik en desimalverdi.

Det er viktig å påse at forankringslengden er lang nok. Som utgangspunkt benyttes minimum forankringslengde, men denne kan vise seg for liten for strekkraften, eller den kan gjøre at søylefoten klassifiseres som leddet. Dersom dette er tilfelle, må forankringslengden økes. Dette gjøres på side 9. Feltet er skraverter. Eventuelt kan man legge inn tilleggsarmering.

Man kan støte på problemer i forbindelse med utregningen av momentkapasitetene på sidene 12-14. Særlig gjelder dette for høye belastninger og/eller små dimensjoner. Problemet knytter seg til utregningen av momentet som en funksjon av eksentrisiteten, og kan enkelt løses ved å sette utgangsverdien for eksentrisiteten,  $e.e1$  (se side 14), til en høyere verdi. Her må man prøve seg litt fram. Standardverdien av denne er 10mm, og bør settes tilbake til dette når det er mulig.

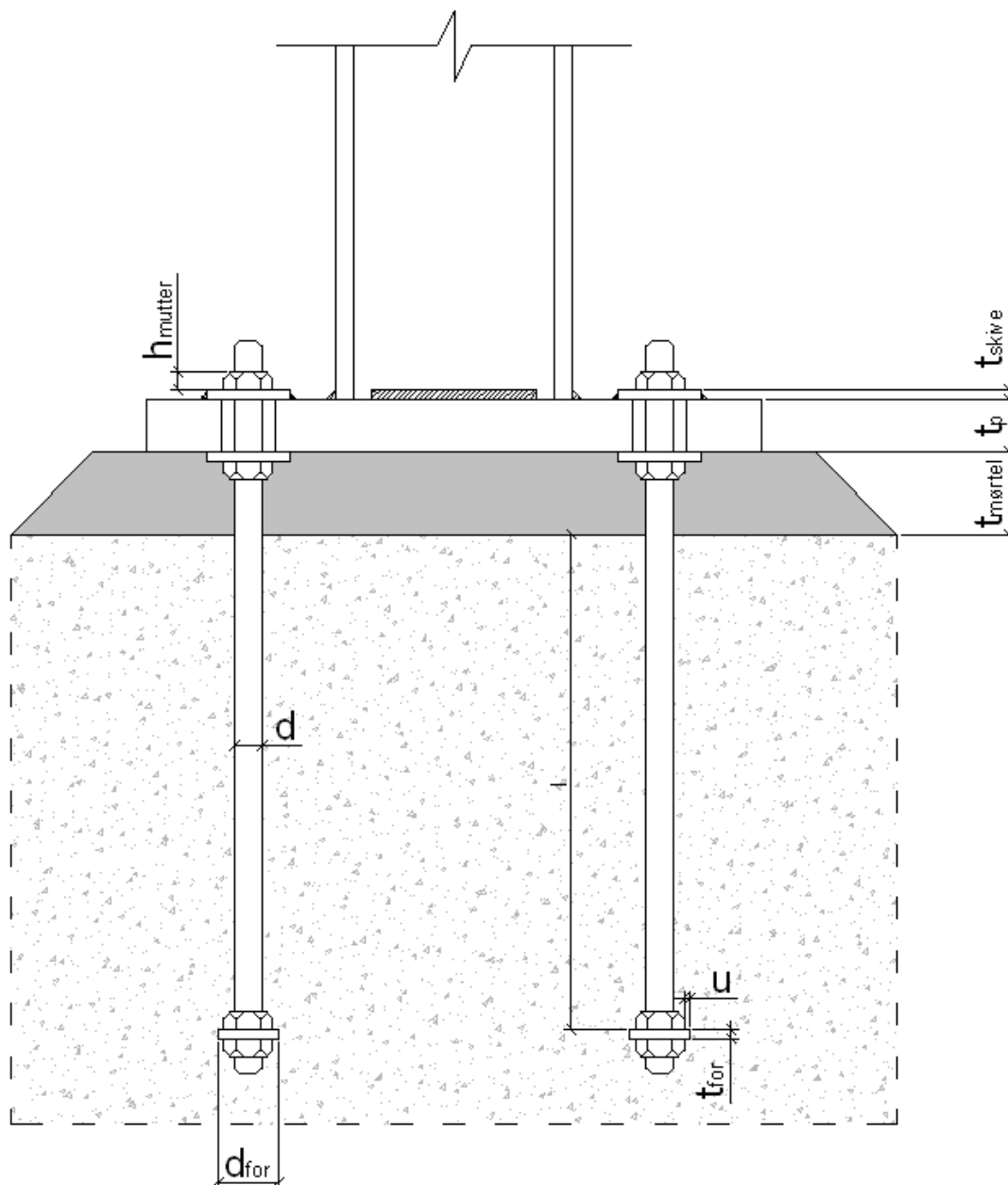
På de to siste sidene er de viktigste geometriske dataene og utdataene oppsummert. Som utdata gis følgende: momentkapasitet, skjærkapasitet, strekkapasitet, nødvendig  $a$ -mål av sveiser, klassifisering etter styrke og stivhet, samt om søylen har kapasitet til å motstå krefter tilsvarende knutepunktets kapasiteter. Denne siste sjekken er kun ment som en pekepinn. Man bør selv sjekke søylas kapasitet. Det er også viktig å sjekke klassifiseringen, samt at opptredende strekkraft ikke overgår dimensjonerende strekkapasitet. For å øke strekkapasiteten kan man enten øke forankringslengden, øke avstanden mellom forankringene, legge til tilleggsarmering eller øke boltediameteren. Er det fotplata som begrenser kapasiteten kan også tykkelsen på denne økes. Tilleggsarmering må brukes med forsiktighet.

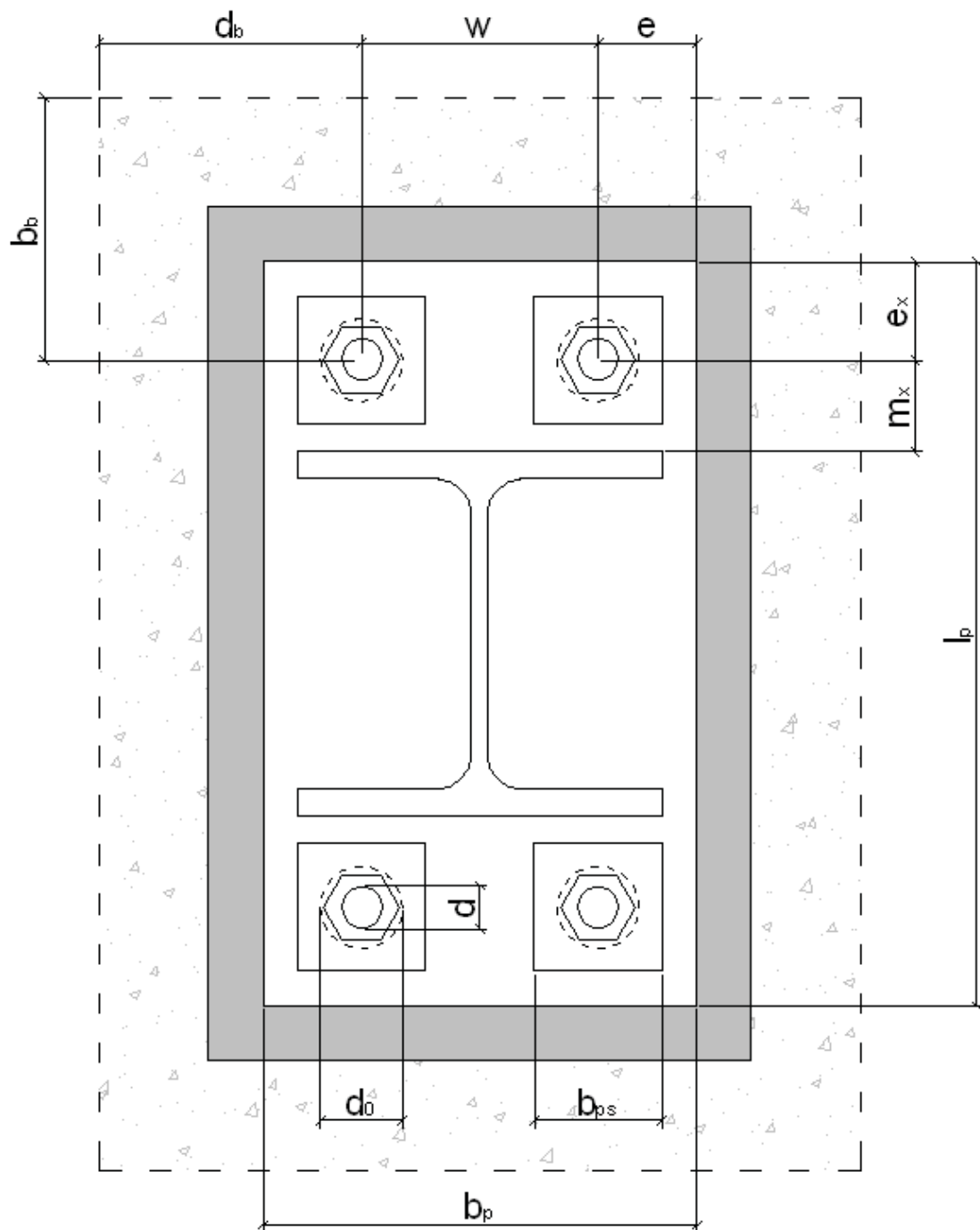
Følgende forutsetninger er gjort: stålkvalitet S355, boltekvalitet 8.8 og muttere av type DIN 934.

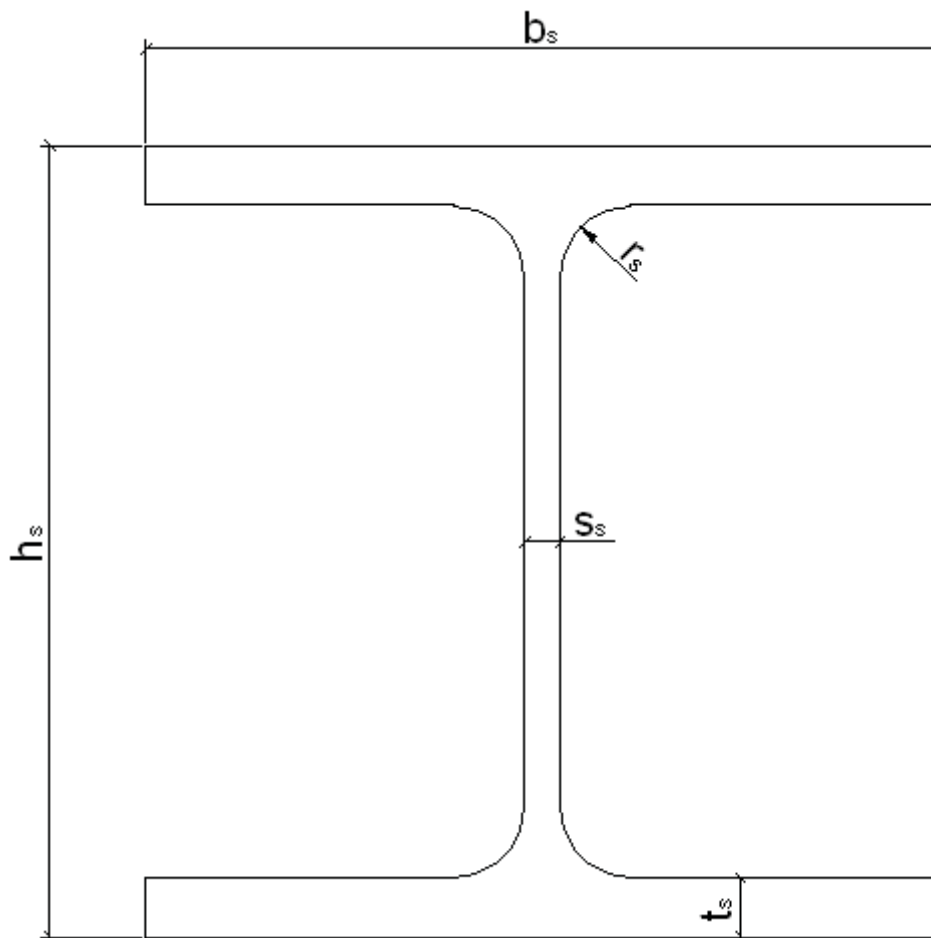
For referanse er alle formler som er benyttet i dokumentet utledet og vist i *Dimensjonering og standardisering av strekkpåkjennte søyleføtter*, masteroppgaven dokumentet er knyttet til.

### Geometri og inndata:

#### Figurer:





**Ståldata:**

|                        |                                     |
|------------------------|-------------------------------------|
| Flytespenning:         | $f_y := 355 \text{ MPa}$            |
| Brudspenning:          | $f_u := 510 \text{ MPa}$            |
| Elastisitetsmodul:     | $E_s := 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ |
| Poissons forholdstall: | $\nu := 0.3$                        |

**Søyle: HE-B 200**

|                        |                         |
|------------------------|-------------------------|
| Høyde søyleverrsnitt:  | $h_s := 200 \text{ mm}$ |
| Bredde søyleverrsnitt: | $b_s := 200 \text{ mm}$ |
| Flenstykkelse:         | $t_s := 15 \text{ mm}$  |
| Stegtykkelse:          | $s_s := 9 \text{ mm}$   |

Radius overgang flens/steg:

$$r_s := 18\text{mm}$$

Areal søyleverrsnitt:

$$A_{\text{søyle}} := 7810\text{mm}^2$$

Plastisk motstandsmoment:

$$W_{\text{ys}} := 570 \cdot 10^3 \text{mm}^3$$

Arealmoment:

$$I_{\text{ys}} := 57 \cdot 10^6 \text{mm}^4$$

Areal flens:

$$A_{\text{flens}} := b_s \cdot t_s = 3000 \cdot \text{mm}^2$$

Etasjehøyde:

$$L_s := 3000\text{mm}$$

### Bolter; fasthetsklasse 8.8

Flytespenning bolt:

$$f_{\text{yb}} := 640\text{MPa}$$

Bruddspenning bolt:

$$f_{\text{ub}} := 800\text{MPa}$$

Antall bolter:

$$n := 4$$

Antall bolter per gruppe:

$$n_g := 2$$

Diameter:

$$d := 24\text{mm}$$

Areal ugjenget del:

$$A_b := \begin{cases} 314\text{mm}^2 & \text{if } d = 20\text{mm} \\ 380\text{mm}^2 & \text{if } d = 22\text{mm} \\ 452\text{mm}^2 & \text{if } d = 24\text{mm} \\ 707\text{mm}^2 & \text{if } d = 30\text{mm} \\ 1018\text{mm}^2 & \text{if } d = 36\text{mm} \end{cases} = 452 \cdot \text{mm}^2$$

Areal gjenget del:

$$A_{\text{sb}} := \begin{cases} 245\text{mm}^2 & \text{if } d = 20\text{mm} \\ 303\text{mm}^2 & \text{if } d = 22\text{mm} \\ 353\text{mm}^2 & \text{if } d = 24\text{mm} \\ 561\text{mm}^2 & \text{if } d = 30\text{mm} \\ 817\text{mm}^2 & \text{if } d = 36\text{mm} \end{cases} = 353 \cdot \text{mm}^2$$



Høyde mutter:

$$h_{\text{mutter}} := \begin{cases} 16\text{mm} & \text{if } d = 20\text{mm} & = 19\text{mm} \\ 18\text{mm} & \text{if } d = 22\text{mm} \\ 19\text{mm} & \text{if } d = 24\text{mm} \\ 24\text{mm} & \text{if } d = 30\text{mm} \\ 29\text{mm} & \text{if } d = 36\text{mm} \end{cases}$$

Nøkkelvidde mutter:

$$d_{\text{mutter}} := \begin{cases} 30\text{mm} & \text{if } d = 20\text{mm} & = 36\text{mm} \\ 32\text{mm} & \text{if } d = 22\text{mm} \\ 36\text{mm} & \text{if } d = 24\text{mm} \\ 46\text{mm} & \text{if } d = 30\text{mm} \\ 55\text{mm} & \text{if } d = 36\text{mm} \end{cases}$$

Bredde av kvadratisk plateskive:

$$b_{\text{ps}} := \begin{cases} 60\text{mm} & \text{if } d = 20\text{mm} & = 70\text{mm} \\ 65\text{mm} & \text{if } d = 22\text{mm} \\ 70\text{mm} & \text{if } d = 24\text{mm} \\ 80\text{mm} & \text{if } d = 30\text{mm} \\ 85\text{mm} & \text{if } d = 36\text{mm} \end{cases}$$

Tykkelse av plateskive:

$$t_{\text{ps}} := \begin{cases} 7\text{mm} & \text{if } d = 20\text{mm} & = 8\text{mm} \\ 8\text{mm} & \text{if } d = 22\text{mm} \\ 8\text{mm} & \text{if } d = 24\text{mm} \\ 10\text{mm} & \text{if } d = 30\text{mm} \\ 12\text{mm} & \text{if } d = 36\text{mm} \end{cases}$$

Minste forankringslengde:

$$l_{\text{b,min}} := 10d = 240\text{mm}$$

Minste diameter endeforankring:

$$\varnothing_{\text{min}} := 2.2d = 52.8\text{mm}$$

Diameter endeforankring:

$$\varnothing := \text{ceil}\left(\frac{\varnothing_{\text{min}}}{1\text{mm}}\right) \cdot 1\text{mm} = 53\text{mm}$$

Utstikk endeforankring:

$$u := \frac{\varnothing - d_{\text{mutter}}}{2} = 8.5\text{mm}$$

Minste tykkelse forankringsskive:

$$t_{\text{for}} := \text{ceil}\left(\frac{u}{1\text{mm}}\right) \cdot 1\text{mm} = 9\text{mm}$$

**Fotplate:**

Hulldiameter:

$$d_0 := \begin{cases} 35\text{mm} & \text{if } d = 20\text{mm} \\ 40\text{mm} & \text{if } d = 22\text{mm} \\ 45\text{mm} & \text{if } d = 24\text{mm} \\ 50\text{mm} & \text{if } d = 30\text{mm} \\ 60\text{mm} & \text{if } d = 36\text{mm} \end{cases} = 45 \cdot \text{mm}$$

Startverdi for platetykkelse:

$$t_p := \begin{cases} 35\text{mm} & \text{if } d = 20\text{mm} \\ 35\text{mm} & \text{if } d = 22\text{mm} \\ 45\text{mm} & \text{if } d = 24\text{mm} \\ 50\text{mm} & \text{if } d = 30\text{mm} \\ 50\text{mm} & \text{if } d = 36\text{mm} \end{cases} = 45 \cdot \text{mm}$$

Minste avstand fra senter hull til søyleflens:

$$m_x := \text{ceil} \left( \frac{\frac{d_0 - d}{2} + 0.5b_{ps} + 20\text{mm}}{1\text{mm}} \right) \cdot 1\text{mm}$$

$$m_x = 66 \cdot \text{mm}$$

Minste avstand fra senter hull til kant fotplate:

$$e_x := 1.2d_0 = 54 \cdot \text{mm}$$

$$e := e_x$$

Minste avstand mellom bolter:

$$w := \max(2.4d_0, b_{ps} + 20\text{mm}, b_s - 2e_x) = 108 \cdot \text{mm}$$

Minste bredde fotplate:

$$b_p := \max(2 \cdot e_x + w, b_s) = 216 \cdot \text{mm}$$

Minste lengde fotplate:

$$l_p := h_s + 2m_x + 2e_x = 440 \cdot \text{mm}$$

**Betongdata:**

Betongfasthet:

$$f_{ck} := 35\text{MPa}$$

Betongens strekkfasthet:

$$f_{ctk} := 2.2\text{MPa}$$

Elastisitetsmodul:

$$E_c := 34 \cdot 10^3 \text{MPa}$$

Minste avstander fra hull til kant betong:  $d_b := \max(2.5\phi, e_x) = 132.5 \cdot \text{mm}$

$$b_b := d_b$$

*Endre disse dersom betongfundamentet kan være større. Dette vil øke forankringskapasitet og betongens skjærkapasitet.*

Betongtykkelse:

$$t_b := 500 \text{mm}$$

Tykkelse mørtellag:

$$t_{\text{mørtel}} := \begin{cases} 50 \text{mm} & \text{if } d = 20 \text{mm} \\ 50 \text{mm} & \text{if } d = 22 \text{mm} \\ 60 \text{mm} & \text{if } d = 24 \text{mm} \\ 60 \text{mm} & \text{if } d = 30 \text{mm} \\ 70 \text{mm} & \text{if } d = 36 \text{mm} \end{cases} = 60 \cdot \text{mm}$$

Tilleggsarmering under fotplate som krysser en bruddkjegle:

$$A_s := 0 \text{mm}^2$$

*Det kan velges å legge til tilleggsarmering under fotplata for å øke forankringskapasiteten.*

#### Materialfaktorer:

Tverrsnittskapasitet:  $\gamma_{M0} := 1.05$

Stavers kapasitet mot instabilitet:  $\gamma_{M1} := 1.05$

Kapasitet for brudd ved strekk:  $\gamma_{M2} := 1.25$

Betong:  $\gamma_c := 1.5$

#### Dimensjonerende strekkraft:

Normalkraft:  $N_d := 0.1 \text{kN}$

**NB!** Normalkraften kan ikke settes lik null. Bruk heller en desimalverdi.

**Kapasitetsberegninger:****1) Kapasitet av fotplate i bøyning:**Effektivlengder:

Bruddmønster 1:

$$l_1 := 4 \cdot \pi \cdot m_x = 829.4 \cdot \text{mm}$$

Bruddmønster 2:

$$l_2 := 2\pi \cdot m_x + 2w = 630.7 \cdot \text{mm}$$

Bruddmønster 3:

$$l_3 := 2\pi m_x + 4e_x = 630.7 \cdot \text{mm}$$

Bruddmønster 4:

$$l_4 := 4m_x + 1.25e_x = 331.5 \cdot \text{mm}$$

Bruddmønster 5:

$$l_5 := e + 2m_x + 0.625e_x = 219.8 \cdot \text{mm}$$

Bruddmønster 6:

$$l_6 := 0.5b_p = 108 \cdot \text{mm}$$

Bruddmønster 7:

$$l_7 := 0.5w + 2m_x + 0.625e_x = 219.8 \cdot \text{mm}$$

Effektivlengde:

$$l_{\text{eff}} := \min(l_1, l_2, l_3, l_4, l_5, l_6, l_7) = 108 \cdot \text{mm}$$

**Kapasitet av ekvivalent T-stykke:**

Momentkapasitet per enhetslengde:

$$m_p := \frac{t_p^2}{4} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 171.2 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Strekkapasitet fotplate:

$$F_{t.12.Rd} := \frac{2m_p \cdot l_{\text{eff}}}{m_x} = 560.2 \cdot \text{kN}$$

*Dersom denne er mindre enn opptredende strekkraft, må fotplatas tykkelse økes.*

**2) Forankringskapasitet:****Areal av betongkjegle:**

Avstand mellom forankringer i platas bredde:

$$s_1 := w = 108 \cdot \text{mm}$$

Avstand mellom forankringer i platas lengde:

$$s_2 := l_p - 2e_x = 332 \cdot \text{mm}$$

Valgt forankringslengde:

$$l_b := l_{b,\text{min}} = 240 \cdot \text{mm}$$

Beregningen av arealet av betongkjeglen må gjøres i flere trinn. Først beregnes det arealet som følger av at avstanden mellom forankringene er mindre enn radiusen av en kjegele som danner 45 graders vinkel ut fra forankringsfoten. Herunder bestemmes det først om avstanden mellom boltene i platas lengderetning er tilstrekkelig. Dersom dette ikke er tilfelle, beregnes det resulterende arealet. Dersom det derimot er tilfelle, beregnes arealet av at senteravstanden i platas bredderetning ikke er tilstrekkelig. Deretter bestemmes det om dette arealet skal benyttes eller ikke, det vil si om avstanden i bredderetningen faktisk er tilstrekkelig eller ikke.

Når dette er gjort, bestemmes det om avstanden fra forankring til betongkant er mindre eller større enn kjegelegraden og eventuelt det reduserende arealet av for liten avstand til betongkant. Når dette er gjort, kan endelig arealet av betongkjeglen beregnes. Denne gjelder per bolt.

Overflateareal dersom radius av kjegele er større enn avstanden mellom forankringene:

$$A_{\text{cred}} := \begin{cases} \left[ (s_1 + \emptyset) \cdot \emptyset - \frac{\pi \emptyset^2}{2} \right] + [2s_1 + \pi(l_b + \emptyset)] l_b \cdot \sqrt{2} & \text{if } 2(l_b + 0.5\emptyset) < s_2 \\ \left[ (s_1 + \emptyset)(s_2 + \emptyset) - \pi \emptyset^2 \right] + [2s_1 + 2s_2 + \pi(l_b + \emptyset)] l_b \cdot \sqrt{2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$A_{\text{cred}} = 6.6 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Overflateareal av betongkjegele uten hensyn til avstand til betongkant:

$$A_{\text{cu}} := \begin{cases} \pi(l_b + \emptyset) l_b \cdot \sqrt{2} & \text{if } 2(l_b + 0.5\emptyset) < s_1 \\ A_{\text{cred}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$A_{\text{cu}} = 6.6 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Redusert areal dersom avstand fra forankring til betongkant er mindre enn radius av kjegele:

$$A_{\text{red1}} := \begin{cases} 0 & \text{if } (l_b + 0.5\emptyset) < b_b \\ \left[ (l_b + 0.5\emptyset)^2 \cdot \arccos\left(\frac{b_b}{l_b + 0.5\emptyset}\right) - b_b \cdot \sqrt{(l_b + 0.5\emptyset)^2 - b_b^2} \right] \cdot \sqrt{2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$A_{\text{red2}} := \begin{cases} 0 & \text{if } (l_b + 0.5\emptyset) < d_b \\ \left[ (l_b + 0.5\emptyset)^2 \cdot \arccos\left(\frac{d_b}{l_b + 0.5\emptyset}\right) - d_b \cdot \sqrt{(l_b + 0.5\emptyset)^2 - d_b^2} \right] \cdot \sqrt{2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$A_{\text{red}} := A_{\text{red1}} + A_{\text{red2}} = 1.2 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Totalt areal av betongkjegle:

$$A_c := A_{cu} - A_{red} = 5.4 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

**Forankringskapasitet:**

Dimensjonerende strekkfasthet:

$$f_{ctd} := \frac{0.85f_{ctk}}{\gamma_c} = 1.2 \cdot \text{MPa}$$

Forankringskapasitet for bolter på strekkside:

$$N_{cd} := \frac{n}{2} \cdot \min[0.425f_{ctd} \cdot (A_c + 75A_s), 0.85f_{ctd} \cdot A_c]$$

$$N_{cd} = 572.1 \cdot \text{kN}$$

*Dersom denne er mindre enn dimensjonerende strekklast, må forankringslengden økes. Det kan også legges til tilleggsarmering under fotplata. Forankringslengden kan også økes for å hindre at knutepunktet klassifiseres som leddet.*

**3) Trykkapasitet betong:**

Partielt belastet flate:

$$A_{c0} := b_p \cdot l_p = 9.5 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Lastspredningsflate (noe forenklet):

$$A_{c1} := (b_p + 2 \cdot b_b)(l_p + 2d_b) = 3.4 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Lastspredningsfaktor:

$$k_s := \min\left(\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}, 3\right) = 1.9$$

Dimensjonerende trykkfasthet:

$$f_{cd} := \frac{0.85f_{ck}}{\gamma_c} = 19.8 \cdot \text{MPa}$$

Fasthetsfaktor:

$$\beta_j := \frac{2}{3}$$

Dim. trykkfasthet for konsentrerte laster:

$$f_{jd} := \beta_j \cdot f_{cd} \cdot k_s = 25 \cdot \text{MPa}$$

Utstikkende lengde av flens i T-stykke:

$$c_b := t_p \sqrt{\frac{f_y}{3f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}} = 95.6 \cdot \text{mm}$$

Effektiv lengde av T-stykke:

$$l_{b,eff} := \min[(b_s + 2c_b), b_p] = 216 \cdot \text{mm}$$

Effektiv bredde av T-stykke:

$$b_{b,eff} := t_s + \min(c_b, e_x + m_x) + \min\left(c_b, \frac{h_s}{2} - t_s\right) = 195.6 \cdot \text{mm}$$

Dimensjonerende trykkapasitet:

$$F_{c,Rd} := f_{jd} \cdot b_{b,eff} \cdot l_{b,eff} = 1055.2 \cdot \text{kN}$$

**4) Søyleflens og -steg påkjent av trykk:**

Dimensjonerende moment i søyle:

$$M_{c,Rd} := \frac{f_y \cdot W_{ys}}{\gamma_{M0}} = 192.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende trykkapasitet i søyleflens og steg:

$$F_{c,fc,Rd} := \frac{M_{c,Rd}}{h_s - t_s} = 1041.7 \cdot \text{kN}$$

**Dimensjonerende moment- og strekkraftkapasitet:**

Dimensjonerende strekkraft fra bøyning:

$$F_{T,Rd} := \min(N_{cd}, F_{t,12,Rd}) = 560.2 \cdot \text{kN}$$

Strekkraftens momentarm:

$$z_T := m_x + \frac{h_s}{2} = 166 \cdot \text{mm}$$

Dimensjonerende trykkraft:

$$F_{C,Rd} := \min(F_{c,Rd}, F_{c,fc,Rd}) = 1041.7 \cdot \text{kN}$$

Trykkraftens momentarm:

$$z_C := \frac{h_s}{2} - \frac{t_s}{2} = 92.5 \cdot \text{mm}$$

Lasteksentrisitet:

$$e_e := 0 \text{mm}, 10 \text{mm}.. 10000 \text{mm}$$

Ved  $N > 0$ , der positiv  $N$  er strekk, vil dimensjonerende belastningssituasjon bli trykk i en side og strekk i en side eller strekk i begge sider:

**Strekk i en side og trykk i en side:**

Momentkapasitet:

$$M_{j,Rd,st}(e_e) := \min \left[ \left| F_{T,Rd} \cdot \frac{(z_T + z_C)}{\frac{z_C}{e_e} + 1} \right|, \left| -F_{C,Rd} \cdot \frac{(z_T + z_C)}{\frac{z_T}{e_e} - 1} \right| \right]$$

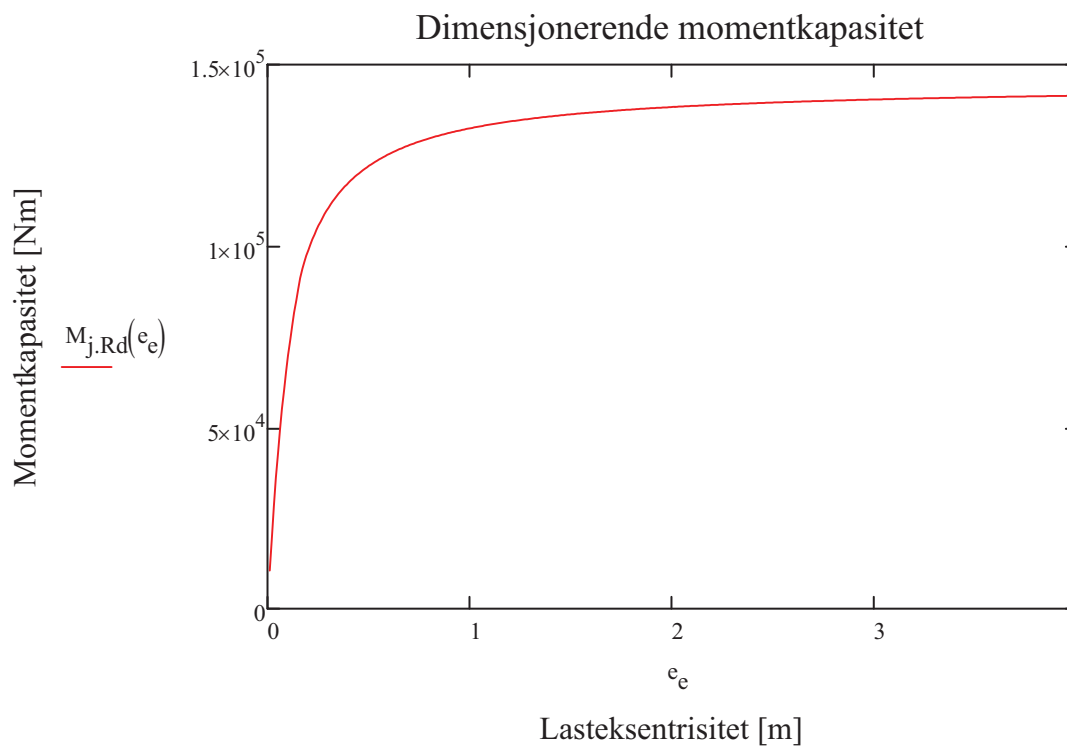
**Strekk i begge sider:**

Momentkapasitet:

$$M_{j.Rd.ss}(e_e) := \min \left[ \left| F_{T.Rd} \cdot \frac{(z_T + z_T)}{\frac{z_T}{e_e} + 1} \right|, \left| F_{T.Rd} \cdot \frac{(z_T + z_T)}{\frac{z_T}{e_e} - 1} \right| \right]$$

**Dimensjonerende momentkapasitet som funksjon av lasteksentrisiteten:**

$$M_{j.Rd}(e_e) := \begin{cases} M_{j.Rd.ss}(e_e) & \text{if } 0 < e_e \leq z_T \\ M_{j.Rd.st}(e_e) & \text{if } e_e > z_T \end{cases}$$

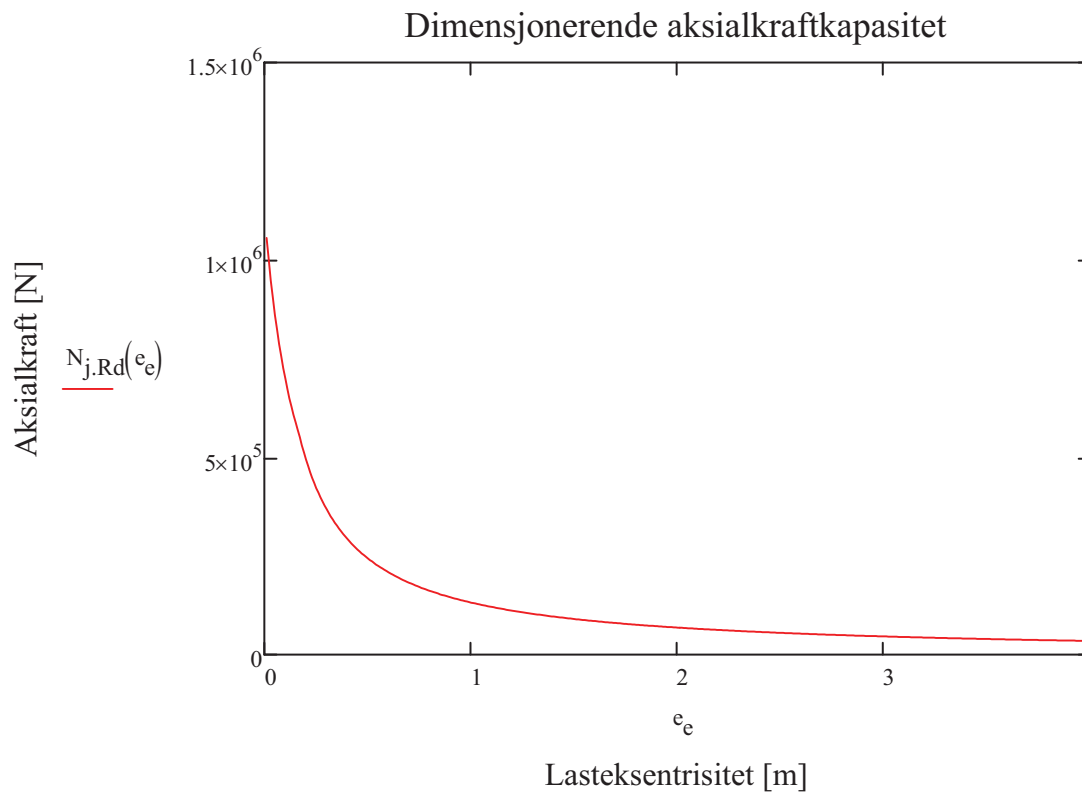
**Dimensjonerende strekkapasitet som funksjon av lasteksentrisiteten:**

$$F_{s.Rd}(e_e) := \frac{M_{j.Rd}(e_e)}{e_e}$$

**Dimensjonerende strekkapasitet:**

$$N_{j.Rd}(e_e) := F_{s.Rd}(e_e)$$





$$\epsilon_{e1} := 10\text{mm}$$

Given

$$N_{j.Rd}(\epsilon_{e1}) = N_d$$

$$\epsilon_{e2} := \text{Find}(\epsilon_{e1}) = 1.4 \times 10^6 \cdot \text{mm}$$

**Momentkapasitet for gitt strekkraft:**

$$M_{j.Rd.Nd} := M_{j.Rd}(\epsilon_{e2}) = 144.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

*Dersom det oppstår problemer her, juster den initielle verdien,  $\epsilon_{e1}$ , opp eller ned til problemet er løst.*

**Dimensjonerende skjærkraftkapasitet:****Boltene avskjæringskapasitet:**

Antall bolter påkjent av både skjær og strekk:

$$n_n := \begin{cases} n & \text{if } \frac{M_j \cdot R_d \cdot N_d}{N_d} < z_T \\ \frac{n}{2} & \text{if } \frac{M_j \cdot R_d \cdot N_d}{N_d} \geq z_T \end{cases} = 2$$

Antall bolter kun påkjent av skjær:

$$n_s := \begin{cases} 0 & \text{if } \frac{M_j \cdot R_d \cdot N_d}{N_d} < z_T \\ \frac{n}{2} & \text{if } \frac{M_j \cdot R_d \cdot N_d}{N_d} \geq z_T \end{cases} = 2$$

Faktorer:

$$\alpha_{bc} := 0.44 - \frac{0.0003 \cdot f_{yb}}{1 \text{ MPa}} = 0.25$$

$$\alpha_v := 0.6 \quad \text{For 8.8-bolter}$$

Boltene avskjæringskapasitet:

$$F_{1.vb.Rd} := \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_{sb}}{\gamma_{M2}} = 135.6 \cdot \text{kN}$$

$$F_{2.vb.Rd} := \frac{\alpha_{bc} \cdot f_{ub} \cdot A_{sb}}{\gamma_{M2}} = 56 \cdot \text{kN}$$

Boltene kapasitet når påkjent av både strekk og skjær:

$$F_{3.vb.Rd} := \frac{0.4}{1.4} \cdot F_{1.vb.Rd} = 38.7 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende avskjæringskapasitet:

$$F_{vb.Rd} := \min(F_{1.vb.Rd}, F_{2.vb.Rd}) = 56 \cdot \text{kN}$$

**Dimensjonerende skjærkapasitet:**

$$V_j.Rd.1 := n_s \cdot F_{vb.Rd} + n_n \cdot F_{3.vb.Rd} = 189.5 \cdot \text{kN}$$

**Betongens avskjæringskapasitet:**

Skjærkraftens eksentrisitet:

$$e_V := t_{\text{mørtel}} + t_p = 105 \cdot \text{mm}$$

Dimensjonsløs utkraging:

$$\varepsilon_V := 3.3 \cdot \frac{e}{d} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_y}} \cdot 1 \text{ mm} = 0.12$$

Reduksjonsfaktor for utkraging:

$$k_e := \sqrt{1 + \varepsilon_V^2} - \varepsilon_V = 0.89$$

Kantavstand:

$$a_V := \min(d_b, b_b) = 132.5 \cdot \text{mm}$$

Reduksjonsfaktor for kantavstand:

$$k_a := \min\left(\frac{0.1a_V}{d}, 1\right) = 0.6$$

Betongens avskjæringskapasitet:

$$V_{cd.ny} := 0.91k_e \cdot k_a \cdot d^2 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck} \cdot f_y}{\gamma_c}} = 19.1 \cdot \text{kN}$$

*Dersom det ønskes høyere skjærkapasitet og det er mulighet for større avstand til betongkant enn minimumskravet: øk kantavstandene. Når kantavstanden er over 10d blir reduksjonsfaktoren lik 1.*

**Dimensjonerende skjærkapasitet for knutepunkt:**

$$V_{j.Rd} := \min(n_s \cdot F_{vb.Rd} + n_n \cdot F_{3.vb.Rd}, n \cdot V_{cd.ny})$$

$$V_{j.Rd} = 76.5 \cdot \text{kN}$$

## **Dimensjonering av sveiser for gitte kapasiteter:**

### **Sveis i flens:**

*Sveisene ved flenser dimensjoneres for opptredende strekk i flens ved belastning tilsvarende moment- og strekkraftkapasitet.*

Opptredende strekkraft i flens:

$$F_{t.flens} := \frac{N_d}{2} + \frac{|M_{j.Rd.Nd}|}{z_T} = 872.3 \cdot \text{kN}$$

Korrelasjonsfaktor sveis:

$$\beta_w := 0.9$$

Mulig lengde av sveis rundt flens:

$$l_{flens} := 2b_s - 2r_s - s_s = 355 \cdot \text{mm}$$

Spenninger normalt på sveisesnitt:

$$\sigma_{n.f}(a_f) := \frac{F_{t.flens}}{l_{flens} \cdot a_f}$$

$$\tau_{n.f}(a_f) := \sigma_{n.f}(a_f)$$

Von Mises flytkriterium:

$$\sqrt{\sigma_{n.f}(a_f)^2 + 3 \tau_{n.f}(a_f)^2} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2} \cdot \beta_w}$$

Nødvendig a-mål:

$$a_{n.flens} := \frac{2F_{t.flens} \cdot \gamma_{M2} \cdot \beta_w}{\sqrt{2} \cdot l_{flens} \cdot f_u} = 7.7 \cdot \text{mm}$$

Valgt a-mål:

$$a_{\text{flens}} := \begin{cases} \left( \text{ceil} \left( \frac{a_{\text{n.flens}}}{1 \text{ mm}} \right) \cdot 1 \text{ mm} \right) & \text{if } a_{\text{n.flens}} \geq 3 \text{ mm} \\ 3 \text{ mm} & \text{if } a_{\text{n.flens}} < 3 \text{ mm} \end{cases} = 8 \cdot \text{mm}$$

### Sveis i steg:

*Sveisene i steg må dimensjoneres for dimensjonerende strekkkapasitet og skjærkapasitet.*

Maksimal lengde av sveis rundt steget:  $l_s := 2 \cdot (h_s - 2s_s - 2r_s) = 292 \cdot \text{mm}$

Spenninger normalt på tverrsnitt:  $\sigma_{\text{n.s}}(a_s) := \frac{N_d}{\sqrt{2} \cdot l_s \cdot a_s}$

$$\tau_{\text{n.s}}(a_s) := \sigma_{\text{n.s}}(a_s)$$

Spenning parallelt med tverrsnitt:  $\tau_{\text{p.s}}(a_s) := \frac{V_j \cdot R_d}{l_s \cdot a_s}$

Von Mises flytkriterium:  $\sqrt{\sigma_{\text{n.s}}(a_s)^2 + 3(\tau_{\text{n.s}}(a_s)^2 + \tau_{\text{p.s}}(a_s)^2)} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2} \cdot \beta_w}$

Venstre side:  $v(a_s) := \sqrt{\sigma_{\text{n.s}}(a_s)^2 + 3(\tau_{\text{n.s}}(a_s)^2 + \tau_{\text{p.s}}(a_s)^2)}$

Høyre side:  $h := \frac{f_u}{\gamma_{M2} \cdot \beta_w}$

Initiell verdi:  $a_s := 0.1 \text{ mm}$

Given

$$v(a_s) = h$$

Nødvendig a-mål:  $a_{\text{n.steg}} := \text{Find}(a_s) = 1 \cdot \text{mm}$

Valgt a-mål:  $a_{\text{steg}} := \begin{cases} \left( \text{ceil} \left( \frac{a_{\text{n.steg}}}{1 \text{ mm}} \right) \cdot 1 \text{ mm} \right) & \text{if } a_{\text{n.steg}} \geq 3 \text{ mm} \\ 3 \text{ mm} & \text{if } a_{\text{n.steg}} < 3 \text{ mm} \end{cases}$

$$a_{\text{steg}} = 3 \cdot \text{mm}$$

**Sveiser rundt plateskiver:**

Sveisene rundt plateskivene må dimensjoneres for knutepunktets skjærkapasitet. Kun sveisene i skjærkraftens retning kan oppta skjærkrefter. Skjærkreftene kan opptre både på tvers og på langs av fotplata under bygging.

Mulig sveiselengde for opptak av skjær:  $l_{\text{skive}} := n \cdot (b_{\text{ps}} - 2 \cdot 10\text{mm}) = 200 \cdot \text{mm}$

Spenning parallelt med sveisetverrsnitt:  $\tau_{\text{p.sk}}(a_{\text{skive}}) := \frac{V_{\text{j.Rd}}}{l_{\text{skive}} \cdot a_{\text{skive}}}$

Von Mises flytkriterium:  $\sqrt{3 \cdot \tau_{\text{p.pl}}^2} \leq \frac{f_{\text{u}}}{\gamma_{\text{M2}} \cdot \beta_{\text{w}}}$

Nødvendig a-mål:  $a_{\text{sk.nødv}} := \frac{V_{\text{j.Rd}} \cdot \gamma_{\text{M2}} \cdot \beta_{\text{w}} \cdot \sqrt{3}}{f_{\text{u}} \cdot l_{\text{skive}}} = 1.5 \cdot \text{mm}$

Valgt a-mål:

$$a_{\text{skive}} := \begin{cases} \text{ceil}\left(\frac{a_{\text{sk.nødv}}}{1\text{mm}}\right) \cdot 1\text{mm} & \text{if } a_{\text{sk.nødv}} \geq 3\text{mm} \\ 3\text{mm} & \text{if } a_{\text{sk.nødv}} < 3\text{mm} \end{cases} = 3 \cdot \text{mm}$$

**Rotasjonsstivhet:****Stivhetskoeffisienter:****Trykkside:**

Stivhetskoeffisient for betong påkjent av trykk:  $k_{13} := \frac{E_c \cdot \sqrt{b_{b,eff} \cdot l_{b,eff}}}{1.275 E_s} = 26.1 \cdot \text{mm}$

Stivhetskoeffisient trykkside:  $k_C := k_{13}$

**Strekkside:**

*For fotplate i bøyning fra strekk skal, ifølge NS-EN 1993-1-8, hevarmkrefter ikke tas hensyn til.*

Stivhetskoeffisient for fotplate i bøyning:  $k_{15} := \frac{0.425 l_{eff} \cdot t_p^3}{m_x^3} = 14.5 \cdot \text{mm}$

*For fundamentbolter i strekk, må hevarmkrefter tas hensyn til.*

Tøyningslengde bolt:  $L_b := 8 \cdot d + t_p + t_{ps} + t_{mørtel} + 0.5 h_{mutter}$

$$L_b = 314.5 \cdot \text{mm}$$

Grense for tøyningslengde:  $L_{b,lim} := \frac{8.8 \cdot m_x^3 \cdot A_{sb}}{l_{eff} \cdot t_p^3} = 90.7 \cdot \text{mm}$

Må ta hensyn til hevarmkraft dersom:  $L_b \leq L_{b,lim}$

$$\text{Hevarm} := \begin{cases} 1 & \text{if } L_b \leq L_{b,lim} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} = 0$$

Stivhetskoeffisient for fundamentbolter i strekk:  $k_{16} := \begin{cases} \left( 1.6 \cdot \frac{A_{sb}}{L_b} \right) & \text{if Hevarm} = 1 \\ \left( 2.0 \cdot \frac{A_{sb}}{L_b} \right) & \text{if Hevarm} = 0 \end{cases} = 2.2 \cdot \text{mm}$

Stivhetskoeffisient for strekkside:  $k_T := \frac{1}{\frac{1}{k_{15}} + \frac{1}{k_{16}}} = 1.9 \cdot \text{mm}$

**Rotasjonsstivhet:**

Lasteksentrisitet:

$$e_s := \frac{M_j \cdot R_d \cdot N_d}{N_d} = 1.4 \times 10^6 \cdot \text{mm}$$

$$z := z_C + z_T = 258.5 \cdot \text{mm}$$

$$e_k := \begin{cases} \frac{z_C \cdot k_C - z_T \cdot k_T}{k_T + k_C} & \text{if } e_s > z_T \\ 0 & \text{if } e_s \leq z_T \end{cases}$$

$$e_k = 74.6 \cdot \text{mm}$$

Rotasjonsstivhet:

$$S_j := \begin{cases} \left[ \frac{E_s \cdot z^2}{\left( \frac{1}{k_T} + \frac{1}{k_C} \right)} \cdot \frac{e_s}{e_s + e_k} \right] & \text{if } e_s > z_T \\ \left[ \frac{E_s \cdot z^2}{\left( \frac{1}{k_T} + \frac{1}{k_T} \right)} \cdot \frac{e_s}{e_s + e_k} \right] & \text{if } e_s \leq z_T \end{cases}$$

$$S_j = 2.5 \times 10^4 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{rad}}$$

**Klassifisering av knutepunkt:****Klassifisering etter styrke:**

Dimensjonerende plastisk momentkapasitet i søyle:  $M_{s,Rd} := \frac{W_{ys} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 192.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Klassifisering:

$$\text{Klasse}_{\text{styrke}} := \begin{cases} \text{"Leddet"} & \text{if } M_{j,Rd,Nd} \leq 0.25M_{s,Rd} \\ \text{"Delvis styrke"} & \text{if } 0.25M_{s,Rd} < M_{j,Rd,Nd} < M_{s,Rd} \\ \text{"Full styrke"} & \text{if } M_{j,Rd,Nd} \geq M_{s,Rd} \end{cases}$$

$\text{Klasse}_{\text{styrke}} = \text{"Delvis styrke"}$

**Klassifisering etter stivhet:**

*Betrakt her kun søyler med avstivningssystem.*

Antatt etasjehøyde søyle:  $L_s = 3 \text{ m}$

Knekk lengde for søyle leddet i begge ender:  $L_k := L_s$

Kritisk Eulerlast:  $N_{cr} := \frac{\pi^2 E_s \cdot I_{ys}}{L_k^2} = 1.3 \times 10^4 \cdot \text{kN}$

Relativ slankhet:  $\lambda_0 := \sqrt{\frac{A_{søyle} \cdot f_y}{N_{cr}}} = 0.4596$

Klassifisering:

$$\text{Klasse}_{\text{stivhet}} := \begin{cases} \text{"Stiv 1"} & \text{if } \lambda_0 \leq 0.5 \\ \text{"Stiv 2"} & \text{if } 0.5 < \lambda_0 < 3.93 \wedge S_j \geq 7 \cdot (2\lambda_0 - 1) \cdot \frac{E_s \cdot I_{ys}}{L_s} \\ \text{"Stiv 3"} & \text{if } \lambda_0 \geq 3.93 \wedge S_j \geq 48 \cdot \frac{E_s \cdot I_{ys}}{L_s} \\ \text{"Leddet"} & \text{if } S_j \leq 0.5 \cdot \frac{E_s \cdot I_{ys}}{L_s} \\ \text{"Delvis stiv"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$\text{Klasse}_{\text{stivhet}} = \text{"Stiv 1"}$



**Kapasitet av søyle:****Tverrsnittsklassifisering:****Klassifisering av steg:**

Steghøyde:

$$c_{\text{steg}} := h_s - 2t_s - 2r_s = 134 \cdot \text{mm}$$

Stegtykkelse:

$$t_{\text{steg}} := s_s = 9 \cdot \text{mm}$$

$$\varepsilon_1 := \sqrt{\frac{235 \text{MPa}}{f_y}} = 0.81$$

Tverrsnittsklasse:

$$\text{Klasse}_{\text{steg}} := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{c_{\text{steg}}}{t_{\text{steg}}} \leq 72\varepsilon_1 \\ 2 & \text{if } 72\varepsilon_1 < \frac{c_{\text{steg}}}{t_{\text{steg}}} \leq 83\varepsilon_1 \\ 3 & \text{if } 83\varepsilon_1 < \frac{c_{\text{steg}}}{t_{\text{steg}}} \leq 124\varepsilon_1 \\ 4 & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

**Klassifisering av utstikkende flens:**

Bredden av utstikkende flens:

$$c_{\text{flens}} := \frac{b_s}{2} - r_s - \frac{t_s}{2} = 74.5 \cdot \text{mm}$$

Tykkelse av flens:

$$t_{\text{flens}} := t_s = 15 \cdot \text{mm}$$

Tverrsnittsklasse:

$$\text{Klasse}_{\text{flens}} := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{c_{\text{flens}}}{t_{\text{flens}}} \leq 9\varepsilon_1 \\ 2 & \text{if } 9\varepsilon_1 < \frac{c_{\text{flens}}}{t_{\text{flens}}} \leq 10\varepsilon_1 \\ 3 & \text{if } 10\varepsilon_1 < \frac{c_{\text{flens}}}{t_{\text{flens}}} \leq 14\varepsilon_1 \\ 4 & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

**Klassifisering av søyletverrsnitt:**

$$\text{Klasse}_{\text{søyle}} := \max(\text{Klasse}_{\text{steg}}, \text{Klasse}_{\text{flens}}) = 1$$

**Strekkapasitet:**

Dimensjonerende strekkapasitet:

$$N_{t.Rd} := \frac{A_{s\ddot{o}yle} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 2640.5 \cdot \text{kN}$$

Kapasitetskontroll:

$$N_{kap} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{N_d}{N_{t.Rd}} \leq 1 \\ \text{"Ikke OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

**Momentkapasitet:**

Dimensjonerende momentkapasitet:

$$M_{c.Rd} = 192.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

*Gjelder kun for tverrsnittsklasse 1 og 2.*

Kapasitetskontroll:

$$M_{kap} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{M_{j.Rd} \cdot N_d}{M_{c.Rd}} \leq 1 \\ \text{"Ikke OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

**Skjærkapasitet:**

Skjærareal:

$$A_v := A_{s\ddot{o}yle} - 2b_s \cdot t_s + (s_s + 2r_s) \cdot t_s = 2485 \cdot \text{mm}^2$$

*For H- eller I-profil.*

Dimensjonerende skjærkapasitet:

$$V_{pl.Rd} := \frac{A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = 485.1 \cdot \text{kN}$$

Kapasitetskontroll:

$$V_{kap} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{V_{j.Rd}}{V_{pl.Rd}} \leq 1 \\ \text{"Ikke OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

**Kombinert bøyning, aksial- og skjærkraft:**

Reduksjonsfaktor fra skjærkraft:

$$\rho_V := \left( 2 \frac{V_{j.Rd}}{V_{pl.Rd}} - 1 \right)^2 = 0.5$$

Momentkapasitet redusert for skjærkraft:

$$M_{V.y.Rd} := \begin{cases} M_{c.Rd} & \text{if } \frac{V_{j.Rd}}{V_{pl.Rd}} \leq 0.5 \\ [(1 - \rho_V) \cdot M_{c.Rd}] & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$M_{V.y.Rd} = 192.7 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$n_N := \frac{N_d}{N_{t.Rd}} = 3.8 \times 10^{-5}$$

$$a_N := \frac{A_{s\text{øyle}} - 2 \cdot b_s \cdot t_s}{A_{s\text{øyle}}} = 0.2$$

$$a := \begin{cases} a_N & \text{if } a_N \leq 0.5 \\ 0.5 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.2$$

Momentkapasitet redusert for normalkraft:

$$M_{N.y.Rd} := \begin{cases} M_{V.y.Rd} & \text{if } n_N \leq 0.25 \\ M_{V.y.Rd} \cdot \frac{1 - n_N}{1 - 0.5a} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$M_{N.y.Rd} = 192.7 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

*Gjelder kun for tverrsnittsklasse 1 og 2.*

Kapasitetskontroll:

$$MNV_{\text{kap}} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{M_{j.Rd.Nd}}{M_{N.y.Rd}} \leq 1 \\ \text{"Ikke OK"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$MNV_{\text{kap}} = \text{"OK"}$$

**Oppsummering:**

|                            |                                    |
|----------------------------|------------------------------------|
| Lengde fotplate:           | $l_p = 440 \cdot \text{mm}$        |
| Bredde fotplate:           | $b_p = 216 \cdot \text{mm}$        |
| Tykkelse fotplate:         | $t_p = 45 \cdot \text{mm}$         |
| Hulldiameter:              | $d_0 = 45 \cdot \text{mm}$         |
| Avstand mellom bolter:     | $w = 108 \cdot \text{mm}$          |
| Avstand bolt til kant:     | $e_x = 54 \cdot \text{mm}$         |
| Avstand bolt til flens:    | $m_x = 66 \cdot \text{mm}$         |
| Sidekant plateskive:       | $b_{ps} = 70 \cdot \text{mm}$      |
| Tykkelse plateskive:       | $t_{ps} = 8 \cdot \text{mm}$       |
| Forankringslengde:         | $l_b = 240 \cdot \text{mm}$        |
| Diameter forankringsfot:   | $\varnothing = 53 \cdot \text{mm}$ |
| Tykkelse forankringsfot:   | $t_{for} = 9 \cdot \text{mm}$      |
| Avstander til betongkant:  | $d_b = 132.5 \cdot \text{mm}$      |
|                            | $b_b = 132.5 \cdot \text{mm}$      |
| Maksimal strekkbelastning: | $F_{T,Rd} = 560.2 \cdot \text{kN}$ |

*Dersom  $N_d$  overstiger  $F_{T,Rd}$ , må forankringslengde og/eller fotplatetykkelse revideres.*

|                                  |  |
|----------------------------------|--|
| Dimensjonerende trykkapasitet:   | $N_{j,Rd.c} := \min(F_{c,Rd}, F_{c.fc,Rd}) = 1041.7 \cdot \text{kN}$ |
| Dimensjonerende strekkapasitet:  | $N_{j,Rd.t} := N_d = 0.1 \cdot \text{kN}$                            |
| Dimensjonerende momentkapasitet: | $M_{j,Rd.Nd} = 144.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$                 |

Dimensjonerende skjærkapasitet:  $V_{j,Rd} = 76.5 \cdot \text{kN}$

a-mål for sveis i flens:  $a_{\text{flens}} = 8 \cdot \text{mm}$

a-mål for sveis i steg:  $a_{\text{steg}} = 3 \cdot \text{mm}$

a-mål for sveis rundt skive:  $a_{\text{skive}} = 3 \cdot \text{mm}$

Klassifisering etter styrke: Klasse<sub>styrke</sub> = "Delvis styrke"

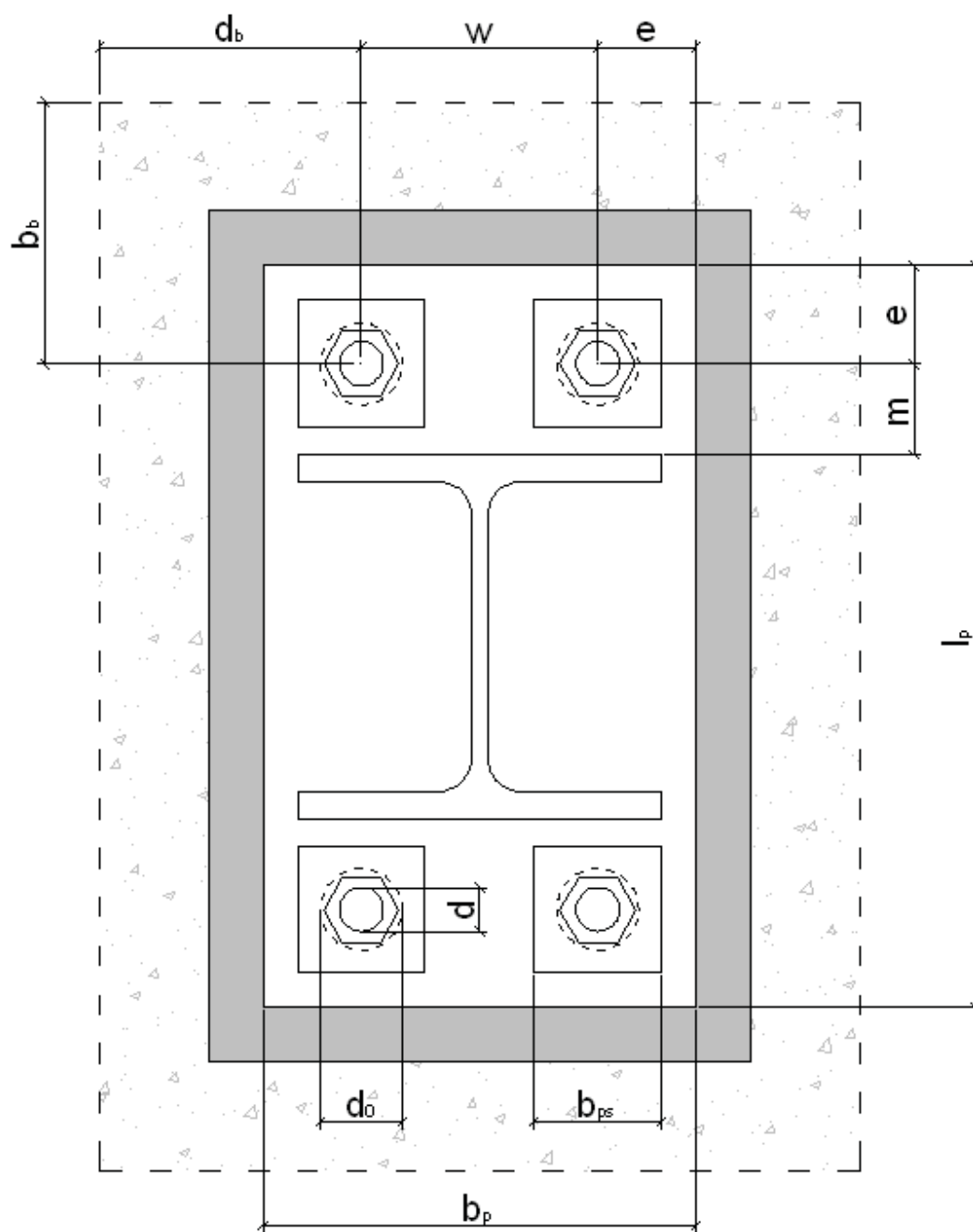
Klassifisering etter stivhet: Klasse<sub>stivhet</sub> = "Stiv 1"

Kapasitet av søyle pålastet laster tilsvarende knutepunktets kapasitet:  $MNV_{\text{kap}} = \text{"OK"}$

## Vedlegg B

### Kapasitetstabeller for søyleføtter med H-søyer

**Figur med tegnforklaring**



| Kapasiteter for søyleføtter med søyleverrsnitt HE-A 140, 4 bolter |                |                  |     |    |    |                |              |                |                |                     |                    |                    |                   |                         |                        |        |         |         |
|---|----------------|------------------|-----|----|----|----------------|--------------|----------------|----------------|---------------------|--------------------|--------------------|-------------------|-------------------------|------------------------|--------|---------|---------|
| d   | t <sub>p</sub> | Platedimensjoner | w   | e  | m  | d <sub>0</sub> | Plateskive   | Endeforankring | l <sub>b</sub> | N <sub>d</sub> [kN] | a <sub>flens</sub> | a <sub>skive</sub> | a <sub>steg</sub> | M <sub>j,Rd</sub> [kNm] | V <sub>i,Rd</sub> [kN] | Styrke | Stivhet | MVN     |
| M20   |                | 333 x 168        | 84  | 42 | 58 | 35             | 60 x 60 x 7  | 44 x 7         | 200            | 0                   | 6                  | 3                  | 3                 | 56                      | 51,7                   | Full   | Stivt   | Ikke OK |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 100                 | 6                  | 3                  | 3                 | 49,8                    | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 200                 | 6                  | 3                  | 4                 | 43,6                    | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 300                 | 6                  | 3                  | 5                 | 37,3                    | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK      |
| M24   | 45             | 373 x 216        | 108 | 54 | 66 | 45             | 70 x 70 x 8  | 53 x 9         | 240            | 0                   | 8                  | 3                  | 3                 | 82                      | 76,5                   | Full   | Stivt   | Ikke OK |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 100                 | 10                 | 3                  | 3                 | 93,6                    | 76,5                   | Full   | Stivt   | Ikke OK |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 200                 | 10                 | 3                  | 4                 | 86,9                    | 76,5                   | Full   | Stivt   | Ikke OK |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 300                 | 10                 | 3                  | 6                 | 81,1                    | 76,5                   | Full   | Stivt   | Ikke OK |
| M30   | 50             | 393 x 240        | 120 | 60 | 70 | 50             | 80 x 80 x 10 | 66 x 11        | 300            | 500                 | 10                 | 3                  | 9                 | 68,7                    | 76,5                   | Full   | Stivt   | Ikke OK |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 0                   | 8                  | 3                  | 3                 | 83,7                    | 121,9                  | Full   | Stivt   | Ikke OK |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 100                 | 10                 | 3                  | 3                 | 97,3                    | 121,9                  | Full   | Stivt   | Ikke OK |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 200                 | 12                 | 3                  | 4                 | 111                     | 121,9                  | Full   | Stivt   | Ikke OK |
| M36   | 50             | 427 x 288        | 144 | 72 | 75 | 60             | 85 x 85 x 12 | 80 x 13        | 360            | 300                 | 13                 | 3                  | 6                 | 123,6                   | 121,9                  | Full   | Stivt   | Ikke OK |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 500                 | 14                 | 3                  | 9                 | 111,2                   | 121,9                  | Full   | Stivt   | Ikke OK |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 0                   | 8                  | 3                  | 4                 | 85,8                    | 180,1                  | Full   | Stivt   | Ikke OK |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 100                 | 10                 | 3                  | 4                 | 99,9                    | 180,1                  | Full   | Stivt   | Ikke OK |
| M36   | 50             | 427 x 288        | 144 | 72 | 75 | 60             | 85 x 85 x 12 | 80 x 13        | 360            | 200                 | 12                 | 3                  | 5                 | 114,1                   | 180,1                  | Full   | Stivt   | Ikke OK |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 300                 | 14                 | 3                  | 6                 | 128,2                   | 180,1                  | Full   | Stivt   | Ikke OK |

Alle verdier i millimeter dersom ikke annet er angitt. MNV angir om søyleverrsnittet har tilstrekkelig kapasitet til å motstå krefter tilsvarende knutepunktets kapasiteter. Dimensjonene i denne tabellen er de minste mulige for de gitte boltediametere og søyleverrsnitt. Kapasitetene kan økes ved å øke w, fotplatetykkelsen eller forankringslengden. Verdiene i tabellen er forutsatt bruk av klasse C35, stålqualität S355 og bolter av fasthetsklasse 8.8.



| Kapasiteter for søyleføtter med søyleverrsnitt HE-A 200, 4 bolter |                |                  |   |   |   |                |            |                |                |                     |                    |                    |                   |                         |                        |         |              |         |
|---|----------------|------------------|---|---|---|----------------|------------|----------------|----------------|---------------------|--------------------|--------------------|-------------------|-------------------------|------------------------|---------|--------------|---------|
| d   | t <sub>p</sub> | Platedimensjoner | w | e | m | d <sub>0</sub> | Plateskive | Endeforankring | l <sub>b</sub> | N <sub>d</sub> [kN] | a <sub>flens</sub> | a <sub>skive</sub> | a <sub>steg</sub> | M <sub>j,Rd</sub> [kNm] | V <sub>j,Rd</sub> [kN] | Styrke  | Stivhet      | MVN     |
| M20   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 0                   | 5                  | 3                  | 3                 | 86,8                    | 51,7                   | Delvis  | Stivt        | OK      |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 100                 | 5                  | 3                  | 3                 | 77,8                    | 51,7                   | Delvis  | Stivt        | OK      |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 200                 | 5                  | 3                  | 3                 | 68,8                    | 51,7                   | Delvis  | Stivt        | OK      |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 350                 | 5                  | 3                  | 4                 | 55,3                    | 51,7                   | Delvis  | Stivt        | OK      |
| M24   |                |                  |   |   |   |                |            |                | 200            | 0                   | 8                  | 3                  | 3                 | 140,6                   | 76,5                   | Full    | Stivt        | Ikke OK |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 100                 | 8                  | 3                  | 3                 | 131,6                   | 76,5                   | Full    | Stivt        | Ikke OK |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 200                 | 8                  | 3                  | 3                 | 122,6                   | 76,5                   | Delvis  | Stivt        | OK      |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 300                 | 8                  | 3                  | 4                 | 113,6                   | 76,5                   | Delvis  | Stivt        | OK      |
| M30   |                |                  |   |   |   |                |            |                | 240            | 500                 | 8                  | 3                  | 6                 | 95,6                    | 76,5                   | Delvis  | Stivt        | OK      |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 0                   | 10                 | 3                  | 3                 | 184,7                   | 121,9                  | Full    | Stivt        | Ikke OK |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 100                 | 10                 | 3                  | 3                 | 175,7                   | 121,9                  | Full    | Stivt        | Ikke OK |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 300                 | 10                 | 3                  | 4                 | 157,7                   | 121,9                  | Full    | Stivt        | Ikke OK |
| M36   |                |                  |   |   |   |                |            |                | 300            | 500                 | 10                 | 3                  | 6                 | 139,7                   | 121,9                  | Full    | Stivt        | Ikke OK |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 700                 | 10                 | 3                  | 8                 | 121,7                   | 121,9                  | Delvis  | Stivt        | Ikke OK |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 0                   | 10                 | 3                  | 3                 | 190                     | 180,1                  | Full    | Stivt        | Ikke OK |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 100                 | 11                 | 3                  | 3                 | 202                     | 180,1                  | Full    | Stivt        | Ikke OK |
| M36   |                |                  |   |   |   |                |            |                | 360            | 300                 | 11                 | 3                  | 5                 | 184                     | 180,1                  | Full    | Stivt        | Ikke OK |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 500                 | 11                 | 3                  | 7                 | 166                     | 180,1                  | Full    | Stivt        | Ikke OK |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 700                 | 11                 | 3                  | 9                 | 148                     | 180,1                  | Full    | Stivt        | Ikke OK |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 80 x 13             | 85 x 85 x 12       | 80 x 13            | 85 x 85 x 12      | 80 x 13                 | 85 x 85 x 12           | 80 x 13 | 85 x 85 x 12 | 80 x 13 |

Alle verdier i millimeter dersom ikke annet er angitt. MNV angir om søyleverrsnittet har tilstrekkelig kapasitet til å motstå krefter tilsvarende knutepunktets kapasiteter. Dimensjonene i denne tabellen er de minste mulige for de gitte boltediametere og søyleverrsnitt. Kapasitetene kan økes ved å øke w, fotplatetykkelsen eller forankringslengden. Verdiene i tabellen er forutsatt bruk av klasse C35, stålklasse S355 og bolter av fasthetsklasse 8.8.

| Kapasiteter for søyleføtter med søyleverrsnitt HE-A 240, 4 bolter |                |                  |   |   |   |                |            |                |                |                     |                    |                    |                   |                         |                        |        |         |         |
|---|----------------|------------------|---|---|---|----------------|------------|----------------|----------------|---------------------|--------------------|--------------------|-------------------|-------------------------|------------------------|--------|---------|---------|
| d   | t <sub>p</sub> | Platedimensjoner | w | e | m | d <sub>0</sub> | Plateskive | Endeforankring | l <sub>b</sub> | N <sub>d</sub> [kN] | a <sub>flens</sub> | a <sub>skive</sub> | a <sub>steg</sub> | M <sub>j,Rd</sub> [kNm] | V <sub>j,Rd</sub> [kN] | Styrke | Stivhet | MVN     |
| M20   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 0                   | 6                  | 3                  | 3                 | 120,8                   | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 100                 | 5                  | 3                  | 3                 | 109,9                   | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 200                 | 5                  | 3                  | 3                 | 99                      | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 300                 | 5                  | 3                  | 3                 | 88,1                    | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 400                 | 5                  | 3                  | 4                 | 77,2                    | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK      |
| M24   |                |                  |   |   |   |                |            |                | 240            | 0                   | 8                  | 3                  | 3                 | 180,5                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 100                 | 8                  | 3                  | 3                 | 169,6                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 200                 | 8                  | 3                  | 3                 | 158,7                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 300                 | 8                  | 3                  | 3                 | 147,8                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 500                 | 7                  | 3                  | 5                 | 126                     | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK      |
| M30   |                |                  |   |   |   |                |            |                | 300            | 0                   | 9                  | 3                  | 3                 | 213                     | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 100                 | 9                  | 3                  | 3                 | 202,1                   | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 300                 | 9                  | 3                  | 4                 | 180,3                   | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 500                 | 9                  | 3                  | 5                 | 158,5                   | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 700                 | 8                  | 3                  | 7                 | 136,7                   | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK      |
| M36   |                |                  |   |   |   |                |            |                | 360            | 0                   | 10                 | 3                  | 3                 | 242,6                   | 180,1                  | Full   | Stivt   | Ikke OK |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 100                 | 10                 | 3                  | 3                 | 231,7                   | 180,1                  | Full   | Stivt   | Ikke OK |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 300                 | 10                 | 3                  | 4                 | 209,9                   | 180,1                  | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 500                 | 9                  | 3                  | 5                 | 188,1                   | 180,1                  | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |   |   |   |                |            |                |                | 800                 | 9                  | 3                  | 8                 | 155,4                   | 180,1                  | Delvis | Stivt   | OK      |

Alle verdier i millimeter dersom ikke annet er angitt. MNV angir om søyleverrsnittet har tilstrekkelig kapasitet til å motstå krefter tilsvarende knutepunktets kapasiteter. Dimensjonene i denne tabellen er de minste mulige for de gitte boltediametere og søyleverrsnitt. Kapasitetene kan økes ved å øke w, fotplatetykkelsen eller forankringslengden. Verdiene i tabellen er forutsatt bruk av klasse C35, stålklasse S355 og bolter av fasthetsklasse 8.8.

| Kapasitet for søyleføtter med søyleverrsnitt HE-A 300, 4 bolter |                |                  |     |    |    |                |              |                |                |                     |                    |                    |                   |                         |                        |        |         |     |
|---|----------------|------------------|-----|----|----|----------------|--------------|----------------|----------------|---------------------|--------------------|--------------------|-------------------|-------------------------|------------------------|--------|---------|-----|
| d   | t <sub>p</sub> | Platedimensjoner | w   | e  | m  | d <sub>0</sub> | Plateskive   | Endeforankring | l <sub>b</sub> | N <sub>d</sub> [kN] | a <sub>flens</sub> | a <sub>skive</sub> | a <sub>steg</sub> | M <sub>j,Rd</sub> [kNm] | V <sub>j,Rd</sub> [kN] | Styrke | Stivhet | MVN |
| M20   | 35             | 490 x 300        | 216 | 42 | 58 | 35             | 60 x 60 x 7  | 44 x 7         | 200            | 0                   | 6                  | 3                  | 3                 | 182,6                   | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 100                 | 6                  | 3                  | 3                 | 168,8                   | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 200                 | 6                  | 3                  | 3                 | 155                     | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 300                 | 5                  | 3                  | 3                 | 141,2                   | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 500                 | 5                  | 3                  | 4                 | 113,6                   | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK  |
| M24   | 45             | 530 x 300        | 192 | 54 | 66 | 45             | 70 x 70 x 8  | 53 x 9         | 240            | 0                   | 8                  | 3                  | 3                 | 263,5                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 100                 | 8                  | 3                  | 3                 | 249,7                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 300                 | 7                  | 3                  | 3                 | 222,1                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 500                 | 7                  | 3                  | 4                 | 194,5                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 700                 | 7                  | 3                  | 6                 | 166,9                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK  |
| M30   | 50             | 550 x 300        | 180 | 60 | 70 | 50             | 80 x 80 x 10 | 66 x 11        | 300            | 0                   | 9                  | 3                  | 3                 | 319,7                   | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 200                 | 9                  | 3                  | 3                 | 292,1                   | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 500                 | 9                  | 3                  | 4                 | 250,7                   | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 700                 | 9                  | 3                  | 6                 | 223,1                   | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 900                 | 8                  | 3                  | 7                 | 195,5                   | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK  |
| M36   | 50             | 584 x 300        | 156 | 72 | 75 | 60             | 85 x 85 x 12 | 80 x 13        | 360            | 0                   | 8                  | 3                  | 3                 | 302,6                   | 180,1                  | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 200                 | 8                  | 3                  | 3                 | 275,5                   | 180,1                  | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 400                 | 8                  | 3                  | 4                 | 247,4                   | 180,1                  | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 600                 | 8                  | 3                  | 5                 | 219,8                   | 180,1                  | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 800                 | 8                  | 3                  | 6                 | 192,2                   | 180,1                  | Delvis | Stivt   | OK  |

Alle verdier i millimeter dersom ikke annet er angitt. MNV angir om søyleverrsnittet har tilstrekkelig kapasitet til å motstå krefter tilsvarende knutepunktets kapasiteter. Dimensjonene i denne tabellen er de minste mulige for de gitte boltediametere og søyleverrsnitt. Kapasitetene kan økes ved å øke w, fotplatetykkelsen eller forankringslengden. Verdiene i tabellen er forutsatt bruk av betong av klasse C35, stålklasse S355 og bolter av fasthetsklasse 8.8.

| Kapasiteter for søyleføtter med søyleverrsnitt HE-A 400, 4 bolter |                |                  |     |    |    |                |              |                |                |                     |                    |                    |                   |                         |                        |        |         |     |
|---|----------------|------------------|-----|----|----|----------------|--------------|----------------|----------------|---------------------|--------------------|--------------------|-------------------|-------------------------|------------------------|--------|---------|-----|
| d   | t <sub>p</sub> | Platedimensjoner | w   | e  | m  | d <sub>0</sub> | Plateskive   | Endeforankring | l <sub>b</sub> | N <sub>d</sub> [kN] | a <sub>flens</sub> | a <sub>skive</sub> | a <sub>steg</sub> | M <sub>j,Rd</sub> [kNm] | V <sub>i,Rd</sub> [kN] | Styrke | Stivhet | MVN |
| M20   | 35             | 590 x 300        | 216 | 42 | 58 | 35             | 60 x 60 x 7  | 44 x 7         | 250            | 0                   | 6                  | 3                  | 3                 | 234,8                   | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 100                 | 6                  | 3                  | 3                 | 216,3                   | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 200                 | 6                  | 3                  | 3                 | 197,7                   | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK  |
| M24   | 45             | 630 x 300        | 192 | 54 | 66 | 45             | 70 x 70 x 8  | 53 x 9         | 240            | 0                   | 8                  | 3                  | 3                 | 347,4                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 100                 | 8                  | 3                  | 3                 | 328,8                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 300                 | 8                  | 3                  | 3                 | 291,7                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 500                 | 8                  | 3                  | 3                 | 254,6                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 700                 | 7                  | 3                  | 4                 | 217,5                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK  |
| M30   | 50             | 650 x 300        | 180 | 60 | 70 | 50             | 80 x 80 x 10 | 66 x 11        | 300            | 0                   | 9                  | 3                  | 3                 | 408                     | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 200                 | 9                  | 3                  | 3                 | 370,9                   | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 500                 | 9                  | 3                  | 3                 | 315,2                   | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 700                 | 9                  | 3                  | 4                 | 278,1                   | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 900                 | 8                  | 3                  | 5                 | 241                     | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK  |
| M36   | 50             | 684 x 300        | 156 | 72 | 75 | 60             | 85 x 85 x 12 | 80 x 13        | 360            | 0                   | 9                  | 3                  | 3                 | 385                     | 180,1                  | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 200                 | 9                  | 3                  | 3                 | 347,9                   | 180,1                  | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 400                 | 8                  | 3                  | 3                 | 310,8                   | 180,1                  | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 600                 | 8                  | 3                  | 4                 | 273,7                   | 180,1                  | Delvis | Stivt   | OK  |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 800                 | 8                  | 3                  | 5                 | 236,6                   | 180,1                  | Delvis | Stivt   | OK  |

Alle verdier i millimeter dersom ikke annet er angitt. MNV angir om søyleverrsnittet har tilstrekkelig kapasitet til å motstå krefter tilsvarende knutepunktets kapasiteter. Dimensjonene i denne tabellen er de minste mulige for de gitte boltediametere og søyleverrsnitt. Kapasitetene kan økes ved å øke w, fotplatetykkelsen eller forankringslengden. Verdiene i tabellen er forutsatt bruk av betong av klasse C35, stålqualität S355 og bolter av fasthetsklasse 8.8.

| Kapasiteter for søyleføtter med søyleverrsnitt HE-B 140, 4 bolter |                |                  |     |    |    |                |              |                |                |                     |                    |                    |                   |                         |                        |        |         |         |
|---|----------------|------------------|-----|----|----|----------------|--------------|----------------|----------------|---------------------|--------------------|--------------------|-------------------|-------------------------|------------------------|--------|---------|---------|
| d   | t <sub>p</sub> | Platedimensjoner | w   | e  | m  | d <sub>0</sub> | Plateskive   | Endeforankring | l <sub>b</sub> | N <sub>d</sub> [kN] | a <sub>flens</sub> | a <sub>skive</sub> | a <sub>steg</sub> | M <sub>j,rd</sub> [kNm] | V <sub>j,rd</sub> [kN] | Styrke | Stivhet | MVN     |
| M20   | 35             | 340 x 168        | 84  | 42 | 58 | 35             | 60 x 60 x 7  | 44 x 7         | 200            | 0                   | 6                  | 3                  | 3                 | 57,6                    | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 100                 | 6                  | 3                  | 3                 | 51,2                    | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 200                 | 6                  | 3                  | 4                 | 44,8                    | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 300                 | 6                  | 3                  | 5                 | 38,4                    | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK      |
| M24   | 45             | 380 x 216        | 108 | 54 | 66 | 45             | 70 x 70 x 8  | 53 x 9         | 240            | 0                   | 10                 | 3                  | 3                 | 103,7                   | 76,5                   | Full   | Stivt   | Ikke OK |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 100                 | 10                 | 3                  | 3                 | 97,3                    | 76,5                   | Full   | Stivt   | Ikke OK |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 200                 | 10                 | 3                  | 4                 | 90,9                    | 76,5                   | Full   | Stivt   | Ikke OK |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 300                 | 10                 | 3                  | 5                 | 84,5                    | 76,5                   | Full   | Stivt   | Ikke OK |
| M30   | 50             | 400 x 240        | 120 | 60 | 70 | 50             | 80 x 80 x 10 | 66 x 11        | 300            | 0                   | 11                 | 3                  | 3                 | 116,4                   | 121,9                  | Full   | Stivt   | Ikke OK |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 100                 | 13                 | 3                  | 3                 | 130,4                   | 121,9                  | Full   | Stivt   | Ikke OK |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 300                 | 14                 | 3                  | 6                 | 128,4                   | 121,9                  | Full   | Stivt   | Ikke OK |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 500                 | 14                 | 3                  | 8                 | 115,6                   | 121,9                  | Full   | Stivt   | Ikke OK |
| M36   | 50             | 434 x 288        | 144 | 72 | 75 | 60             | 85 x 85 x 12 | 80 x 13        | 360            | 0                   | 11                 | 3                  | 4                 | 119,3                   | 180,1                  | Full   | Stivt   | Ikke OK |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 100                 | 13                 | 3                  | 4                 | 133,7                   | 180,1                  | Full   | Stivt   | Ikke OK |

Alle verdier i millimeter dersom ikke annet er angitt. MNV angir om søyleverrsnittet har tilstrekkelig kapasitet til å motstå krefter tilsvarende knutepunktets kapasiteter. Dimensjonene i denne tabellen er de minste mulige for de gitte boltediametere og søyleverrsnitt. Kapasitetene kan økes ved å øke w, foiplatebykkelsen eller forankringslengden. Verdiene i tabellen er forutsatt bruk av betong av klasse C35, stålvalitet S355 og bolter av fasthetsklasse 8.8.

| Kapasiteter for søyleføtter med søyleverrsnitt HE-B 200, 4 bolter |                |                  |     |    |    |                |              |                |                |                     |                    |                      |                   |                         |                        |        |         |         |
|---|----------------|------------------|-----|----|----|----------------|--------------|----------------|----------------|---------------------|--------------------|----------------------|-------------------|-------------------------|------------------------|--------|---------|---------|
| d   | t <sub>p</sub> | Platedimensjoner | w   | e  | m  | d <sub>0</sub> | Plateskive   | Endeforankring | l <sub>b</sub> | N <sub>d</sub> [kN] | a <sub>flens</sub> | a <sub>s,skive</sub> | a <sub>steg</sub> | M <sub>f,Rd</sub> [kNm] | V <sub>f,Rd</sub> [kN] | Styrke | Stivhet | MVN     |
| M20   | 35             | 400 x 200        | 116 | 42 | 58 | 35             | 60 x 60 x 7  | 44 x 7         | 200            | 0                   | 5                  | 3                    | 3                 | 89,4                    | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 100                 | 5                  | 3                    | 3                 | 80,2                    | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 200                 | 5                  | 3                    | 3                 | 70,9                    | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 300                 | 5                  | 3                    | 4                 | 61,7                    | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK      |
| M24   | 45             | 440 x 216        | 108 | 54 | 66 | 45             | 70 x 70 x 8  | 53 x 9         | 240            | 100                 | 8                  | 3                    | 3                 | 144,8                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 200                 | 8                  | 3                    | 3                 | 135,6                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 300                 | 8                  | 3                    | 3                 | 126,3                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 500                 | 8                  | 3                    | 4                 | 117,1                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 0                   | 10                 | 3                    | 3                 | 190,2                   | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 100                 | 10                 | 3                    | 3                 | 180,9                   | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK      |
| M30   | 50             | 460 x 240        | 120 | 60 | 70 | 50             | 80 x 80 x 10 | 66 x 11        | 300            | 300                 | 10                 | 3                    | 4                 | 162,4                   | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 500                 | 10                 | 3                    | 6                 | 143,9                   | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 700                 | 10                 | 3                    | 8                 | 125,4                   | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 0                   | 11                 | 3                    | 3                 | 217                     | 180,1                  | Full   | Stivt   | Ikke OK |
| M36   | 50             | 494 x 288        | 144 | 72 | 75 | 60             | 85 x 85 x 12 | 80 x 13        | 360            | 200                 | 11                 | 3                    | 4                 | 198,6                   | 180,1                  | Full   | Stivt   | Ikke OK |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 400                 | 11                 | 3                    | 5                 | 180,1                   | 180,1                  | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 600                 | 11                 | 3                    | 7                 | 161,6                   | 180,1                  | Delvis | Stivt   | OK      |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 800                 | 11                 | 3                    | 9                 | 143,1                   | 180,1                  | Delvis | Stivt   | OK      |

Alle verdier i millimeter dersom ikke annet er angitt. MNV angir om søyleverrsnittet har tilstrekkelig kapasitet til å motstå krefter tilsvarende knutepunktets kapasiteter  
 Dimensjonene i denne tabellen er de minste mulige for de gitte boltediametere og søyleverrsnitt. Kapasitetene kan økes ved å øke w, fo/platetykkelsen eller forankringslengden. Verdiene i tabellen er forutsatt bruk av betong av klasse C35, stålvallet S355 og bolter av fasthetsklasse 8.8.

| Kapasiteter for søyleføtter med søyleverrsnitt HE-B 240, 4 bolter |                |                  |     |    |    |                |              |                |                |                     |                    |                    |                   |                         |                        |        |         |      |
|---|----------------|------------------|-----|----|----|----------------|--------------|----------------|----------------|---------------------|--------------------|--------------------|-------------------|-------------------------|------------------------|--------|---------|------|
| d   | t <sub>p</sub> | Platedimensjoner | w   | e  | m  | d <sub>0</sub> | Plateskive   | Endeforankring | l <sub>b</sub> | N <sub>d</sub> [kN] | a <sub>flens</sub> | a <sub>skive</sub> | a <sub>steg</sub> | M <sub>j,Rd</sub> [kNm] | V <sub>j,Rd</sub> [kN] | Styrke | Stivhet | MV/N |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 0                   | 6                  | 3                  | 3                 | 124                     | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 100                 | 5                  | 3                  | 3                 | 112,9                   | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 200                 | 5                  | 3                  | 3                 | 101,7                   | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 300                 | 5                  | 3                  | 3                 | 90,6                    | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK   |
| M20   | 35             | 440 x 240        | 156 | 42 | 58 | 35             | 60 x 60 x 7  | 44 x 7         | 200            | 400                 | 5                  | 3                  | 4                 | 79,4                    | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 0                   | 8                  | 3                  | 3                 | 185,2                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 100                 | 8                  | 3                  | 3                 | 174                     | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 200                 | 8                  | 3                  | 3                 | 162,9                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 400                 | 7                  | 3                  | 4                 | 140,6                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK   |
| M24   | 45             | 480 x 240        | 132 | 54 | 66 | 45             | 70 x 70 x 8  | 53 x 9         | 240            | 600                 | 7                  | 3                  | 6                 | 118,3                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 0                   | 9                  | 3                  | 3                 | 218,4                   | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 100                 | 9                  | 3                  | 3                 | 207,3                   | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 300                 | 9                  | 3                  | 3                 | 185                     | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 500                 | 9                  | 3                  | 5                 | 162,7                   | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK   |
| M30   | 50             | 500 x 240        | 120 | 60 | 70 | 50             | 80 x 80 x 10 | 66 x 11        | 300            | 700                 | 8                  | 3                  | 7                 | 140,4                   | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 0                   | 10                 | 3                  | 3                 | 248,7                   | 180,1                  | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 200                 | 10                 | 3                  | 3                 | 226,4                   | 180,1                  | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 400                 | 10                 | 3                  | 5                 | 204,1                   | 180,1                  | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 600                 | 9                  | 3                  | 6                 | 181,8                   | 180,1                  | Delvis | Stivt   | OK   |
| M36   | 50             | 534 x 288        | 144 | 72 | 75 | 60             | 85 x 85 x 12 | 80 x 13        | 360            | 800                 | 9                  | 3                  | 8                 | 159,5                   | 180,1                  | Delvis | Stivt   | OK   |

Alle verdier i millimeter dersom ikke annet er angitt. MNV angir om søyleverrsnittet har tilstrekkelig kapasitet til å motstå krefter tilsvarende knutepunktets kapasiteter  
 Dimensjonene i denne tabellen er de minste mulige for de gitte boltediametere og søyleverrsnitt. Kapasitetene kan økes ved å øke w, fojplattetykkelsen eller forankringslengden. Verdiene i tabellen er forutsatt bruk av klasse C35, stålvalitet S355 og bolter av fasthetsklasse 8.8.

| Kapasiteter for søyleføtter med søyleverrsnitt HE-B 300, 4 bolter |                |                  |     |    |    |                |              |                |                |                     |                    |                    |                   |                         |                        |        |         |      |
|---|----------------|------------------|-----|----|----|----------------|--------------|----------------|----------------|---------------------|--------------------|--------------------|-------------------|-------------------------|------------------------|--------|---------|------|
| d   | t <sub>p</sub> | Platedimensjoner | w   | e  | m  | d <sub>0</sub> | Plateskive   | Endeforankring | l <sub>b</sub> | N <sub>d</sub> [kN] | a <sub>flens</sub> | a <sub>skive</sub> | a <sub>steg</sub> | M <sub>j,Rd</sub> [kNm] | V <sub>j,Rd</sub> [kN] | Styrke | Stivhet | MV/N |
| M20   | 35             | 500 x 300        | 216 | 42 | 58 | 35             | 60 x 60 x 7  | 44 x 7         | 200            | 0                   | 6                  | 3                  | 3                 | 186,6                   | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 100                 | 6                  | 3                  | 3                 | 172,6                   | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 200                 | 6                  | 3                  | 3                 | 158,5                   | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 300                 | 5                  | 3                  | 3                 | 144,5                   | 51,7                   | Delvis | Stivt   | OK   |
| M24   | 45             | 540 x 300        | 192 | 54 | 66 | 45             | 70 x 70 x 8  | 53 x 9         | 240            | 0                   | 8                  | 3                  | 3                 | 272,6                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 100                 | 8                  | 3                  | 3                 | 258,6                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 300                 | 8                  | 3                  | 3                 | 230,5                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 500                 | 7                  | 3                  | 4                 | 202,4                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK   |
| M30   | 50             | 560 x 300        | 180 | 60 | 70 | 50             | 80 x 80 x 10 | 66 x 11        | 300            | 700                 | 7                  | 3                  | 5                 | 174,3                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 0                   | 9                  | 3                  | 3                 | 326,5                   | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 200                 | 9                  | 3                  | 3                 | 298,4                   | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 500                 | 9                  | 3                  | 4                 | 256,2                   | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK   |
| M36   | 50             | 594 x 300        | 156 | 72 | 75 | 60             | 85 x 85 x 12 | 80 x 13        | 360            | 700                 | 9                  | 3                  | 5                 | 228,1                   | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 900                 | 8                  | 3                  | 7                 | 200                     | 121,9                  | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 0                   | 9                  | 3                  | 3                 | 308,9                   | 180,1                  | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 200                 | 8                  | 3                  | 3                 | 280,8                   | 180,1                  | Delvis | Stivt   | OK   |
| M36   | 50             | 594 x 300        | 156 | 72 | 75 | 60             | 85 x 85 x 12 | 80 x 13        | 360            | 400                 | 8                  | 3                  | 4                 | 252,7                   | 180,1                  | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 600                 | 8                  | 3                  | 5                 | 224,6                   | 180,1                  | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 800                 | 8                  | 3                  | 6                 | 196,5                   | 180,1                  | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |              |                |                | 800                 | 8                  | 3                  | 6                 | 196,5                   | 180,1                  | Delvis | Stivt   | OK   |

Alle verdier i millimeter dersom ikke annet er angitt. MNV angir om søyleverrsnittet har tilstrekkelig kapasitet til å motstå krefter tilsvarende knutepunktets kapasiteter  
 Dimensjonene i denne tabellen er de minste mulige for de gitte boltediametere og søyleverrsnitt. Kapasitetene kan økes ved å øke w, forplatebykkelsen eller  
 forankringslengden. Verdiene i tabellen er forutsatt bruk av klasse C35, stålkvalitet S355 og bolter av fasthetsklasse 8.8.



| Kapasiteter for søyleføtter med søyleverrsnitt HE-B 400, 4 bolter |                |                  |     |    |    |                |             |                |                |                     |                    |                    |                   |                         |                        |        |         |      |
|---|----------------|------------------|-----|----|----|----------------|-------------|----------------|----------------|---------------------|--------------------|--------------------|-------------------|-------------------------|------------------------|--------|---------|------|
| d   | t <sub>p</sub> | Platedimensjoner | w   | e  | m  | d <sub>0</sub> | Plateskive  | Endeforankring | l <sub>b</sub> | N <sub>d</sub> [kN] | a <sub>flens</sub> | a <sub>skive</sub> | a <sub>steg</sub> | M <sub>j,Rd</sub> [kNm] | V <sub>j,Rd</sub> [kN] | Styrke | Stivhet | MV/N |
| M24   | 45             | 640 x 300        | 192 | 54 | 66 | 45             | 70 x 70 x 8 | 53 x 9         | 240            | 0                   | 8                  | 3                  | 3                 | 353,2                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |             |                |                | 100                 | 8                  | 3                  | 3                 | 334,4                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |             |                |                | 200                 | 8                  | 3                  | 3                 | 315,6                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK   |
|   |                |                  |     |    |    |                |             |                |                | 300                 | 8                  | 3                  | 3                 | 296,8                   | 76,5                   | Delvis | Stivt   | OK   |
| M30   | 50             | 660 x 300        | 180 | 60 | 70 | 80 x 80 x 10   | 66 x 11     | 300            | 0              | 9                   | 3                  | 3                  | 414,8             | 121,9                   | Delvis                 | Stivt  | OK      |      |
|   |                |                  |     |    |    |                |             |                | 200            | 9                   | 3                  | 3                  | 377,2             | 121,9                   | Delvis                 | Stivt  | OK      |      |
|   |                |                  |     |    |    |                |             |                | 500            | 9                   | 3                  | 3                  | 320,8             | 121,9                   | Delvis                 | Stivt  | OK      |      |
|   |                |                  |     |    |    |                |             |                | 700            | 9                   | 3                  | 4                  | 283,2             | 121,9                   | Delvis                 | Stivt  | OK      |      |
| M36   | 50             | 694 x 300        | 156 | 72 | 75 | 85 x 85 x 12   | 80 x 13     | 360            | 0              | 9                   | 3                  | 3                  | 391,3             | 180,1                   | Delvis                 | Stivt  | OK      |      |
|   |                |                  |     |    |    |                |             |                | 200            | 9                   | 3                  | 3                  | 353,7             | 180,1                   | Delvis                 | Stivt  | OK      |      |
|   |                |                  |     |    |    |                |             |                | 400            | 9                   | 3                  | 3                  | 316,1             | 180,1                   | Delvis                 | Stivt  | OK      |      |
|   |                |                  |     |    |    |                |             |                | 600            | 8                   | 3                  | 4                  | 278,5             | 180,1                   | Delvis                 | Stivt  | OK      |      |

Alle verdier i millimeter dersom ikke annet er angitt. MNV angir om søyleverrsnittet har tilstrekkelig kapasitet til å motstå krefter tilsvarende knutepunktets kapasiteter. Dimensjonene i denne tabellen er de minste mulige for de gitte boltediametere og søyleverrsnitt. Kapasitetene kan økes ved å øke w, foiplatetykkelsen eller forankringslengden. Verdiene i tabellen er forutsatt bruk av betong av klasse C35, stålvalitet S355 og bolter av fasthetsklasse 8.8.

## Vedlegg C

Eksempel på dimensjonerings skjema for limt forankring

### **Introduksjon til beregningskjema:**

Med dette Mathcad-dokumentet kan man beregne kapasiteten av søyleføtter med limte bolter og fotplate som er pålastet av bøyning og evt. strekkrefter. I dette dokumentet betraktes søyler med H-profil.

Først følger et kapittel med geometri og de inndata som trengs for beregningene. Det er også lagt ved figurer som forklarer en del av parametrene. Alle inndata er angitt i skraverter felter. I disse inngår: søylevernsnittdata, antall bolter, boltestørrelse, limdata, tykkelse av betongfundament, evt. tilleggsarmering, dimensjonerende strekkraft og søylehøyde.

Boltestørrelsen styrer alle dimensjonene som hører fotplata til. Minimumsavstander fra hull til kant av fotplate og til kant av betongfundamentet følger eurocodene og *Betongelementboka*. Dette gjelder også minste forankringslengde. I dette dokumentet er det valgt å ta med boltestørrelsene M20, M22, M24, M30 og M36. Boltediametre som varierer fra dette, vil ikke bli godtatt av programmet, med mindre man modifiserer det.

Det er valgt å beregne for den minste mulige fotplatestørrelsen og for minste avstand til betongkant. Dette vil være av viktighet når søyla skal plasseres på et begrenset areal. Dersom man har bedre plass enn minimumsfundament og ønsker høyere kapasitet, kan man enkelt redigere dokumentet for å gjøre fotplaten større. Først og fremst er det avstanden mellom boltene i platas bredderetning,  $w$ , som avgjør fotplatas dimensjoner, og som har innvirkning på kapasiteten. Avstanden mellom bolt og flens i søyle, er her satt lik den halve bredden av plateskiva pluss toleransen i plasseringen av boltene pluss 20 mm. Dette gir plass til en sveis med  $a$ -mål opptil 14 mm.

Det er valgt å bruke opptredende strekkraft som parameter. Denne kan ikke være under 0 (det vil si trykk) og kan heller ikke være lik 0. For å finne momentkapasiteten uten opptredende strekkrefter anbefales det å sette strekkraften lik en desimalverdi.

Det er viktig å påse at forankringslengden er lang nok. Som utgangspunkt benyttes minimum forankringslengde, men denne kan vise seg for liten for strekkraften, eller den kan gjøre at søylefoten klassifiseres som leddet. Dersom dette er tilfelle, må forankringslengden økes. Dette gjøres på side 9. Feltet er skraveret. Eventuelt kan man legge inn tilleggsarmering.

Man kan støte på problemer i forbindelse med utregningen av momentkapasitetene på sidene 12-14. Særlig gjelder dette for høye belastninger og/eller små dimensjoner. Problemet knytter seg til utregningen av momentet som en funksjon av eksentrisiteten, og kan enkelt løses ved å sette utgangsverdien for eksentrisiteten,  $e.e1$  (se side 14), til en høyere verdi. Her må man prøve seg litt fram. Standardverdien av denne er 10mm, og bør settes tilbake til dette når det er mulig.

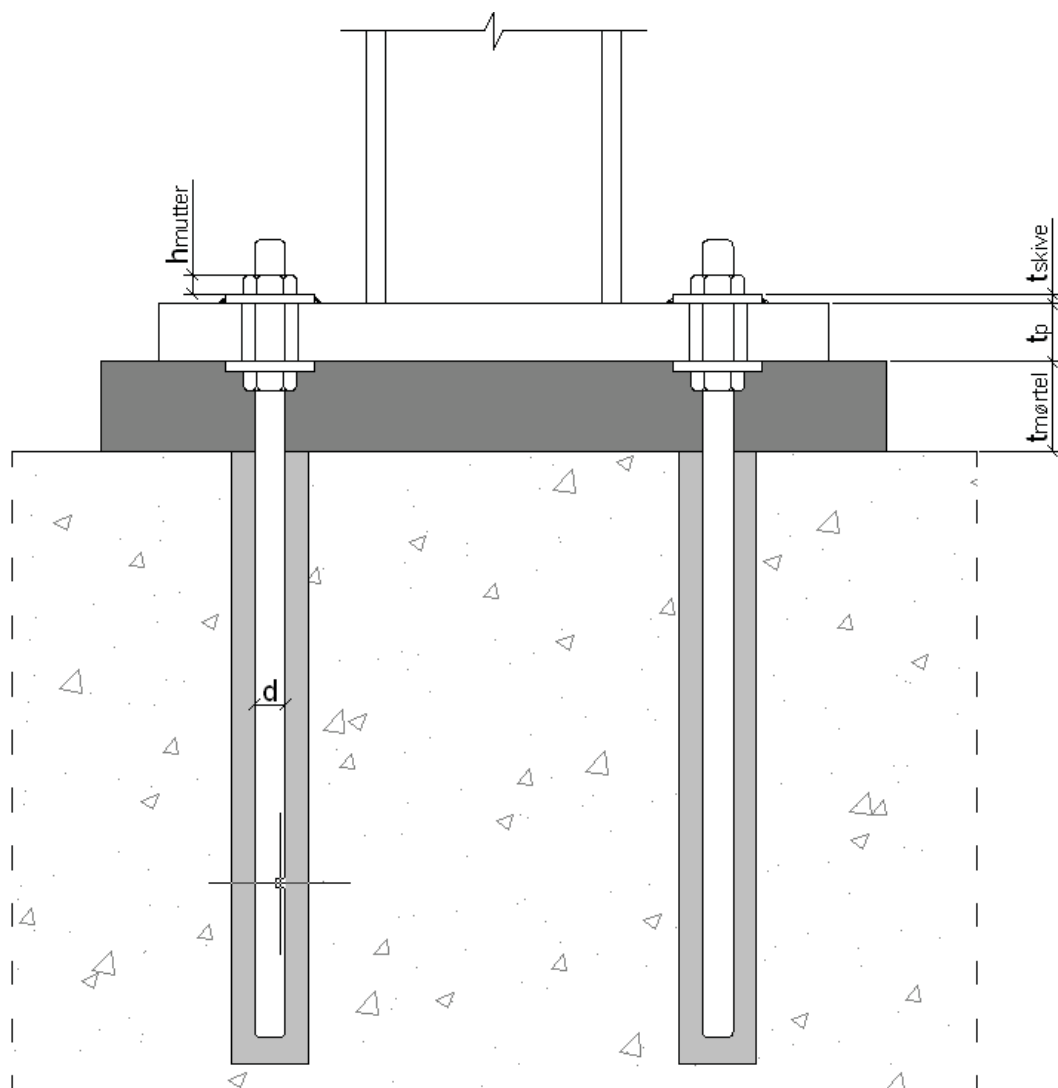
På de to siste sidene er de viktigste geometriske dataene og utdataene oppsummert. Som utdata gis følgende: momentkapasitet, skjærkapasitet, strekkapasitet, nødvendig  $a$ -mål av sveiser, klassifisering etter styrke og stivhet, samt om søylen har kapasitet til å motstå krefter tilsvarende knutepunktets kapasiteter. Denne sjekken er kun ment som en pekepinn. Man bør selv sjekke søylas kapasitet. Det er også viktig å sjekke klassifiseringen, samt at opptredende strekkraft ikke overgår dimensjonerende strekkapasitet. For å øke strekkapasiteten kan man enten øke forankringslengden, øke avstanden mellom forankringene, legge til tilleggsarmering eller øke boltediameteren. Er det fotplata som begrenser kapasiteten kan også tykkelsen på denne økes.

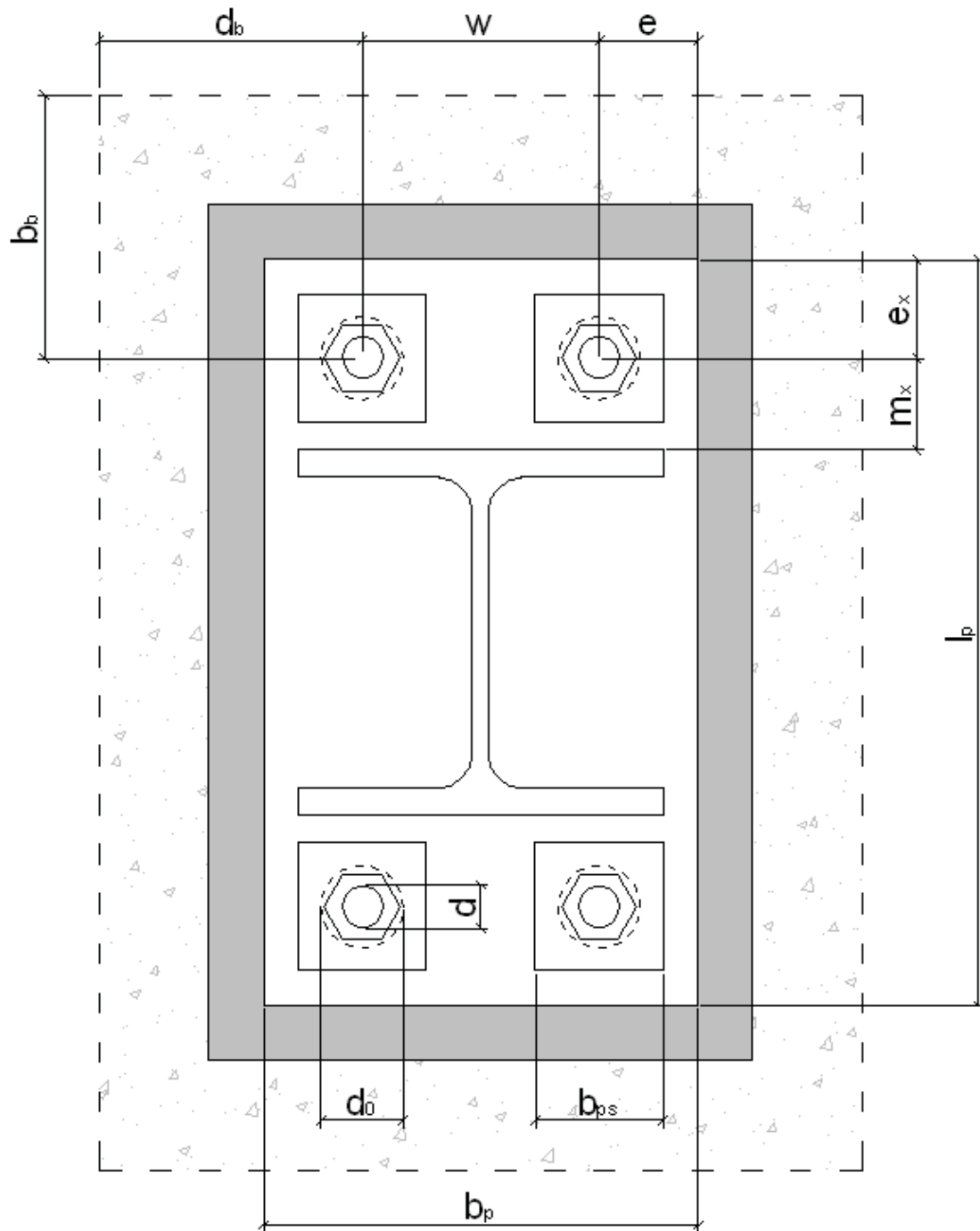
Følgende forutsetninger er gjort: stål kvalitet S355, boltekvalitet 8.8 og muttere av type DIN 934.

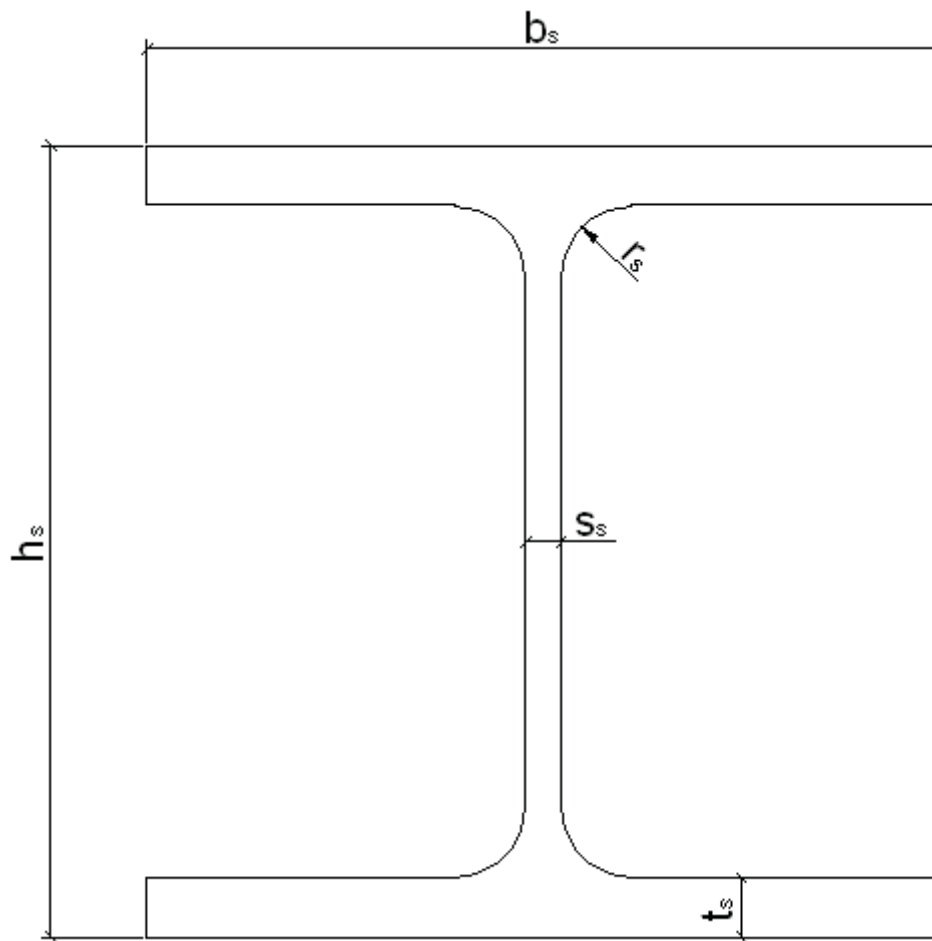
For referanse er alle formler som er benyttet i dokumentet utledet og vist i *Dimensjonering og standardisering av strekkpåkjennte søyleføtter*, masteroppgaven dokumentet er knyttet til.

### Geometri og inndata:

#### Figurer:





**Ståldata:**

|                        |                                     |
|------------------------|-------------------------------------|
| Flytespenning:         | $f_y := 355 \text{ MPa}$            |
| Bruddspenning:         | $f_u := 510 \text{ MPa}$            |
| Elastisitetsmodul:     | $E_s := 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ |
| Poissons forholdstall: | $\nu := 0.3$                        |

**Søyle: HE-B 140**

|                        |                         |
|------------------------|-------------------------|
| Høyde søyleverrsnitt:  | $h_s := 140 \text{ mm}$ |
| Bredde søyleverrsnitt: | $b_s := 140 \text{ mm}$ |
| Flenstykkelte:         | $t_s := 12 \text{ mm}$  |
| Stegtykkelse:          | $s_s := 7 \text{ mm}$   |

Radius overgang flens/steg:

$$r_s := 12\text{mm}$$

Areal søyletverrsnitt:

$$A_{\text{søyle}} := 4300\text{mm}^2$$

Plastisk motstandsmoment:

$$W_{\text{ys}} := 216 \cdot 10^3 \text{mm}^3$$

Arealmoment:

$$I_{\text{ys}} := 15.1 \cdot 10^6 \text{mm}^4$$

Areal flens:

$$A_{\text{flens}} := b_s \cdot t_s = 1680 \cdot \text{mm}^2$$

Etasjehøyde:

$$L_s := 3000\text{mm}$$

### Bolter; fasthetsklasse 8.8

Flytespenning bolt:

$$f_{\text{yb}} := 640\text{MPa}$$

Bruddspenning bolt:

$$f_{\text{ub}} := 800\text{MPa}$$

Antall bolter:

$$n := 4$$

Antall bolter per gruppe:

$$n_g := 2$$

Diameter:

$$d := 30\text{mm}$$

Areal ugjenget del:

$$A_b := \begin{cases} 314\text{mm}^2 & \text{if } d = 20\text{mm} \\ 380\text{mm}^2 & \text{if } d = 22\text{mm} \\ 452\text{mm}^2 & \text{if } d = 24\text{mm} \\ 707\text{mm}^2 & \text{if } d = 30\text{mm} \\ 1018\text{mm}^2 & \text{if } d = 36\text{mm} \end{cases} = 707 \cdot \text{mm}^2$$

Areal gjenget del:

$$A_{\text{sb}} := \begin{cases} 245\text{mm}^2 & \text{if } d = 20\text{mm} \\ 303\text{mm}^2 & \text{if } d = 22\text{mm} \\ 353\text{mm}^2 & \text{if } d = 24\text{mm} \\ 561\text{mm}^2 & \text{if } d = 30\text{mm} \\ 817\text{mm}^2 & \text{if } d = 36\text{mm} \end{cases} = 561 \cdot \text{mm}^2$$

Høyde mutter:

$$h_{\text{mutter}} := \begin{cases} 16\text{mm} & \text{if } d = 20\text{mm} & = 24\cdot\text{mm} \\ 18\text{mm} & \text{if } d = 22\text{mm} \\ 19\text{mm} & \text{if } d = 24\text{mm} \\ 24\text{mm} & \text{if } d = 30\text{mm} \\ 29\text{mm} & \text{if } d = 36\text{mm} \end{cases}$$

Nøkkelvidde mutter:

$$d_{\text{mutter}} := \begin{cases} 30\text{mm} & \text{if } d = 20\text{mm} & = 46\cdot\text{mm} \\ 32\text{mm} & \text{if } d = 22\text{mm} \\ 36\text{mm} & \text{if } d = 24\text{mm} \\ 46\text{mm} & \text{if } d = 30\text{mm} \\ 55\text{mm} & \text{if } d = 36\text{mm} \end{cases}$$

Bredden av kvadratisk plateskive:

$$b_{\text{ps}} := \begin{cases} 60\text{mm} & \text{if } d = 20\text{mm} & = 80\cdot\text{mm} \\ 65\text{mm} & \text{if } d = 22\text{mm} \\ 70\text{mm} & \text{if } d = 24\text{mm} \\ 80\text{mm} & \text{if } d = 30\text{mm} \\ 85\text{mm} & \text{if } d = 36\text{mm} \end{cases}$$

Tykkelse av plateskive:

$$t_{\text{ps}} := \begin{cases} 7\text{mm} & \text{if } d = 20\text{mm} & = 10\cdot\text{mm} \\ 8\text{mm} & \text{if } d = 22\text{mm} \\ 8\text{mm} & \text{if } d = 24\text{mm} \\ 10\text{mm} & \text{if } d = 30\text{mm} \\ 12\text{mm} & \text{if } d = 36\text{mm} \end{cases}$$

Minste forankringslengde:

$$l_{\text{b,min}} := 10d = 300\cdot\text{mm}$$

Minste diameter endeforankring:

$$\varnothing_{\text{min}} := 2.2d = 66\cdot\text{mm}$$

Diameter endeforankring:

$$\varnothing := \text{ceil}\left(\frac{\varnothing_{\text{min}}}{1\text{mm}}\right) \cdot 1\text{mm} = 66\cdot\text{mm}$$

Utstikk endeforankring:

$$u := \frac{\varnothing - d_{\text{mutter}}}{2} = 10\cdot\text{mm}$$

Minste tykkelse forankringsskive:

$$t_{\text{for}} := \text{ceil}\left(\frac{u}{1\text{mm}}\right) \cdot 1\text{mm} = 11\cdot\text{mm}$$



**Fotplate:**

Hulldiameter:

$$d_0 := \begin{cases} 35\text{mm} & \text{if } d = 20\text{mm} \\ 40\text{mm} & \text{if } d = 22\text{mm} \\ 45\text{mm} & \text{if } d = 24\text{mm} \\ 50\text{mm} & \text{if } d = 30\text{mm} \\ 60\text{mm} & \text{if } d = 36\text{mm} \end{cases} = 50\cdot\text{mm}$$

Startverdi for platetykkelse:

$$t_p := \begin{cases} 25\text{mm} & \text{if } d = 20\text{mm} \\ 35\text{mm} & \text{if } d = 22\text{mm} \\ 45\text{mm} & \text{if } d = 24\text{mm} \\ 50\text{mm} & \text{if } d = 30\text{mm} \\ 50\text{mm} & \text{if } d = 36\text{mm} \end{cases} = 50\cdot\text{mm}$$

Minste avstand fra senter hull til søyleflens:

$$m_x := \text{ceil}\left(\frac{\frac{d_0 - d}{2} + 0.5b_{ps} + 20\text{mm}}{1\text{mm}}\right) \cdot 1\text{mm}$$

$$m_x = 70\cdot\text{mm}$$

Minste avstand fra senter hull til kant fotplate:

$$e_x := 1.2d_0 = 60\cdot\text{mm}$$

$$e := e_x$$

Minste avstand mellom bolter:

$$w := \max(2.4d_0, b_{ps} + 20\text{mm}, b_s - 2e_x) = 120\cdot\text{mm}$$

Minste bredde fotplate:

$$b_p := \max(2 \cdot e_x + w, b_s) = 240\cdot\text{mm}$$

Minste lengde fotplate:

$$l_p := h_s + 2m_x + 2e_x = 400\cdot\text{mm}$$

**Betongdata:**

Betongfasthet:

$$f_{ck} := 35\text{MPa}$$

Betongens strekkfasthet:

$$f_{ctk} := 2.2\text{MPa}$$

Elastisitetsmodul:

$$E_c := 34 \cdot 10^3 \text{MPa}$$

Minste avstander fra hull til kant betong:

$$d_b := \max(2.5\emptyset, e_x) = 165\cdot\text{mm}$$

$$b_b := d_b$$

*Endre disse dersom betongfundamentet kan være større. Dette vil øke forankringskapasitet og betongens skjærkapasitet.*

Betongtykkelse:

$$t_b := 500\text{mm}$$

Tykkelse mørtellag:

$$t_{\text{mørtel}} := \begin{cases} 50\text{mm} & \text{if } d = 20\text{mm} \\ 50\text{mm} & \text{if } d = 22\text{mm} \\ 60\text{mm} & \text{if } d = 24\text{mm} \\ 60\text{mm} & \text{if } d = 30\text{mm} \\ 70\text{mm} & \text{if } d = 36\text{mm} \end{cases} = 60\cdot\text{mm}$$

**Limdata:**

Type lim:

Epoksy

Kapasitet mot heftbrudd mellom lim og bolt:

$$f_{bd1} := 5.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kapasitet mot heftbrudd mellom lim og hylse:

$$f_{bd2} := 3.1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kapasitet mot heftbrudd mellom lim og betong:

$$f_{bd3} := 2.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{td} := 1.4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Spaltebruddfaktor:

$$k_L := 1.5$$

Diameter av innstøpt hylse:

$$\varnothing_u := d + 30\text{mm} = 60\cdot\text{mm}$$

Overdekning hylse:

$$c_u := d_b = 165\cdot\text{mm}$$

**Materialfaktorer:**

Tverrsnittskapasitet:

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

Stavers kapasitet mot instabilitet:

$$\gamma_{M1} := 1.05$$

Kapasitet for brudd ved strekk:

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

Betong:

$$\gamma_c := 1.5$$

Lim:  $\gamma_{\text{lim}} := 2.0$

### Dimensjonerende strekkraft:

Normalkraft:  $N_d := 100 \text{ kN}$

**NB! Normalkraften kan ikke settes lik null. Bruk heller en desimalverdi.**

### Kapasitetsberegninger:

#### 1) Kapasitet av fotplate i bøyning:

Effektivlengder:

Bruddmønster 1:  $l_1 := 4 \cdot \pi \cdot m_x = 879.6 \cdot \text{mm}$

Bruddmønster 2:  $l_2 := 2\pi \cdot m_x + 2w = 679.8 \cdot \text{mm}$

Bruddmønster 3:  $l_3 := 2\pi m_x + 4e_x = 679.8 \cdot \text{mm}$

Bruddmønster 4:  $l_4 := 4m_x + 1.25e_x = 355 \cdot \text{mm}$

Bruddmønster 5:  $l_5 := e + 2m_x + 0.625e_x = 237.5 \cdot \text{mm}$

Bruddmønster 6:  $l_6 := 0.5b_p = 120 \cdot \text{mm}$

Bruddmønster 7:  $l_7 := 0.5w + 2m_x + 0.625e_x = 237.5 \cdot \text{mm}$

Effektivlengde:  $l_{\text{eff}} := \min(l_1, l_2, l_3, l_4, l_5, l_6, l_7) = 120 \cdot \text{mm}$

#### Kapasitet av ekvivalent T-stykke:

Momentkapasitet per enhetslengde:  $m_p := \frac{t_p^2}{4} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 211.3 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$

Strekkapasitet fotplate:  $F_{t.12.Rd} := \frac{2m_p \cdot l_{\text{eff}}}{m_x} = 724.5 \cdot \text{kN}$

**Dersom denne er mindre enn opptredende strekkraft, må fotplatas tykkelse økes.**

**2) Forankringskapasitet:**Heftbrudd:

Dimensjonerende heftbruddkapasitet:

$$f_{bd.min} := \min(f_{bd1}, f_{bd2}, f_{bd3}) = 2.9 \cdot \text{MPa}$$

Faktorer:

$$\eta_1 := 1.0$$

$$\eta_2 := \begin{cases} 1.0 & \text{if } d \leq 32\text{mm} \\ \frac{\left(132 - \frac{d}{1\text{mm}}\right)}{100} & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

Dimensjonerende hefffasthet:

$$f_{bd.h} := \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{bd.min} = 2.9 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerte forankringslengde:

$$l_{bd} := l_{b.min} = 300 \cdot \text{mm}$$

Strekkspenningskapasitet:

$$\sigma_{sd.h} := \frac{4l_{bd} \cdot f_{bd.h}}{d} = 116 \cdot \text{MPa}$$

Strekkekapasitet heftbrudd:

$$N_{cd.h} := \sigma_{sd.h} \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4} = 82 \cdot \text{kN}$$

Spaltebrudd:

Dimensjonerende fasthet mot spaltebrudd:

$$f_{bd.s} := k_L \cdot f_{td} \cdot 2 \cdot \frac{\left(c_u + \frac{\phi_u}{2}\right)}{3\phi_u} = 4.6 \cdot \text{MPa}$$

Strekkspenningskapasitet:

$$\sigma_{sd.s} := \frac{4l_{bd} \cdot f_{bd.s}}{d} = 182 \cdot \text{MPa}$$

Strekkekapasitet spaltebrudd:

$$N_{cd.s} := \sigma_{sd.s} \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4} = 128.6 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende strekkekapasitet:

$$N_{cd} := \frac{n}{2} \cdot \min(N_{cd.h}, N_{cd.s}) = 164 \cdot \text{kN}$$

*Dersom denne er mindre enn dimensjonerende strekklast, må forankringslengden økes. Det kan også legges til tilleggsarmering under fotplata.*

**3) Trykkapasitet betong:**

Partielt belastet flate:

$$A_{c0} := b_p \cdot l_p = 9.6 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Lastspredningsflate (noe forenklet):

$$A_{c1} := (b_p + 2 \cdot b_b)(l_p + 2d_b) = 4.2 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Lastspredningsfaktor:

$$k_s := \min\left(\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}, 3\right) = 2.1$$

Dimensjonerende trykkfasthet:

$$f_{cd} := \frac{0.85f_{ck}}{\gamma_c} = 19.8 \cdot \text{MPa}$$

Fasthetsfaktor:

$$\beta_j := \frac{2}{3}$$

Dim. trykkfasthet for konsentrerte laster:

$$f_{jd} := \beta_j \cdot f_{cd} \cdot k_s = 27.5 \cdot \text{MPa}$$

Utstikkende lengde av flens i T-stykke:

$$c_b := t_p \sqrt{\frac{f_y}{3f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}} = 101.2 \cdot \text{mm}$$

Effektiv lengde av T-stykke:

$$l_{b,\text{eff}} := \min[(b_s + 2c_b), b_p] = 240 \cdot \text{mm}$$

Effektiv bredde av T-stykke:

$$b_{b,\text{eff}} := t_s + \min(c_b, e_x + m_x) + \min\left(c_b, \frac{h_s}{2} - t_s\right) = 171.2 \cdot \text{mm}$$

Dimensjonerende trykkapasitet:

$$F_{c,\text{Rd}} := f_{jd} \cdot b_{b,\text{eff}} \cdot l_{b,\text{eff}} = 1130.8 \cdot \text{kN}$$

**4) Søyleflens og -steg påkjent av trykk:**

Dimensjonerende moment i søyle:

$$M_{c,\text{Rd}} := \frac{f_y \cdot W_{ys}}{\gamma_{M0}} = 73 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende trykkapasitet i søyleflens og steg:

$$F_{c,\text{fc},\text{Rd}} := \frac{M_{c,\text{Rd}}}{h_s - t_s} = 570.5 \cdot \text{kN}$$

**Dimensjonerende moment- og strekkraftkapasitet:**

Dimensjonerende strekkraft fra bøyning:  $F_{T.Rd} := \min(N_{cd}, F_{t.12.Rd}) = 164 \cdot \text{kN}$

Strekraftens momentarm:  $z_T := m_x + \frac{h_s}{2} = 140 \cdot \text{mm}$

Dimensjonerende trykkraft:  $F_{C.Rd} := \min(F_{c.Rd}, F_{c.fc.Rd}) = 570.5 \cdot \text{kN}$

Trykkraftens momentarm:  $z_C := \frac{h_s}{2} - \frac{t_s}{2} = 64 \cdot \text{mm}$

Lasteksentrisitet:  $e_e := 0 \text{mm}, 10 \text{mm}.. 10000 \text{mm}$

Ved  $N > 0$ , der positiv  $N$  er strekk, vil dimensjonerende belastningssituasjon bli trykk i en side og strekk i en side eller strekk i begge sider:

**Strekk i en side og trykk i en side:**

Momentkapasitet:

$$M_{j.Rd.st}(e_e) := \min \left[ \left| F_{T.Rd} \cdot \frac{(z_T + z_C)}{\frac{z_C}{e_e} + 1} \right|, \left| -F_{C.Rd} \cdot \frac{(z_T + z_C)}{\frac{z_T}{e_e} - 1} \right| \right]$$

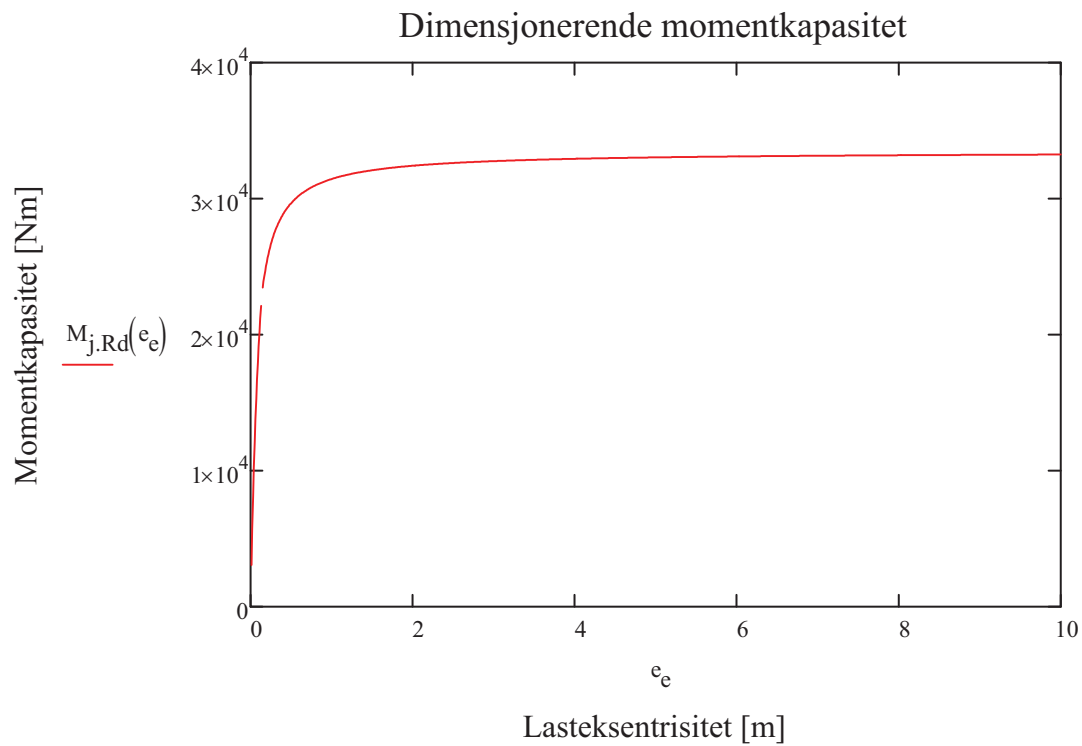
**Strekk i begge sider:**

Momentkapasitet:

$$M_{j.Rd.ss}(e_e) := \min \left[ \left| F_{T.Rd} \cdot \frac{(z_T + z_T)}{\frac{z_T}{e_e} + 1} \right|, \left| F_{T.Rd} \cdot \frac{(z_T + z_T)}{\frac{z_T}{e_e} - 1} \right| \right]$$

**Dimensjonerende momentkapasitet som funksjon av lasteksentrisiteten:**

$$M_{j.Rd}(e_e) := \min(M_{j.Rd.st}(e_e), M_{j.Rd.ss}(e_e))$$

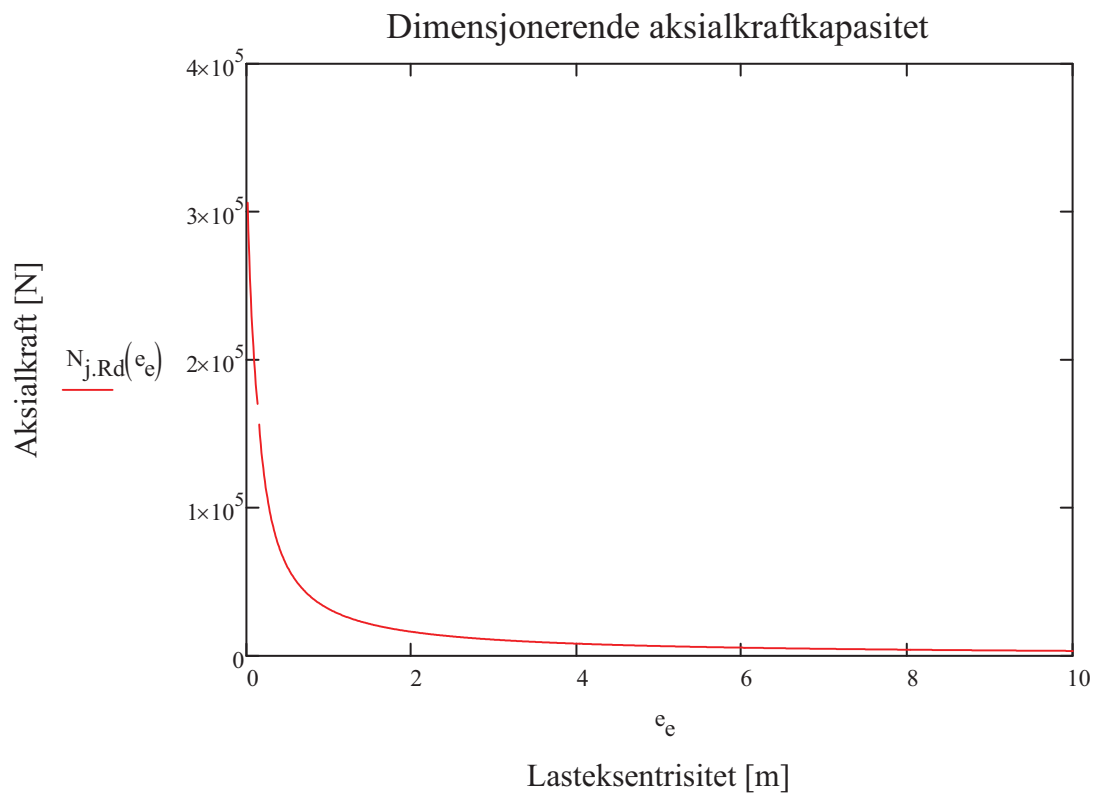


**Dimensjonerende strekkapasitet som funksjon av lasteksentrisiteten:**

$$F_{s.Rd}(e_e) := \frac{M_{j.Rd}(e_e)}{e_e}$$

**Dimensjonerende strekkapasitet:**

$$N_{j.Rd}(e_e) := F_{s.Rd}(e_e)$$



$$\epsilon_{e1} := 100\text{mm}$$

Given

$$N_{j,Rd}(\epsilon_{e1}) = N_d$$

$$\epsilon_{e2} := \text{Find}(\epsilon_{e1}) = 270.5\text{mm}$$

**Momentkapasitet for gitt strekkraft:**

$$M_{j,Rd,Nd} := M_{j,Rd}(\epsilon_{e2}) = 27.1\text{ kN}\cdot\text{m}$$

*Dersom det oppstår problemer her, juster den initielle verdien,  $\epsilon_{e1}$ , opp eller ned, til problemet er løst.*



**Dimensjonerende skjærkraftkapasitet:****Boltene avskjæringskapasitet:**

Antall bolter påkjent av både skjær og strekk:

$$n_n := \begin{cases} n & \text{if } \frac{M_{j.Rd.Nd}}{N_d} < z_T \\ \frac{n}{2} & \text{if } \frac{M_{j.Rd.Nd}}{N_d} \geq z_T \end{cases} = 2$$

Antall bolter kun påkjent av skjær:

$$n_s := \begin{cases} 0 & \text{if } \frac{M_{j.Rd.Nd}}{N_d} < z_T \\ \frac{n}{2} & \text{if } \frac{M_{j.Rd.Nd}}{N_d} \geq z_T \end{cases} = 2$$

Faktorer:

$$\alpha_{bc} := 0.44 - \frac{0.0003 \cdot f_{yb}}{1 \text{ MPa}} = 0.25$$

$$\alpha_v := 0.6 \quad \text{For 8.8-bolter}$$

Boltene avskjæringskapasitet:

$$F_{1.vb.Rd} := \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_{sb}}{\gamma_{M2}} = 215.4 \cdot \text{kN}$$

$$F_{2.vb.Rd} := \frac{\alpha_{bc} \cdot f_{ub} \cdot A_{sb}}{\gamma_{M2}} = 89 \cdot \text{kN}$$

Boltene kapasitet når påkjent av både strekk og skjær:

$$F_{3.vb.Rd} := \frac{0.4}{1.4} \cdot F_{1.vb.Rd} = 61.5 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende avskjæringskapasitet:

$$F_{vb.Rd} := \min(F_{1.vb.Rd}, F_{2.vb.Rd}) = 89 \cdot \text{kN}$$

**Dimensjonerende skjærkapasitet:**

$$V_{j.Rd.1} := n_s \cdot F_{vb.Rd} + n_n \cdot F_{3.vb.Rd} = 301.2 \cdot \text{kN}$$

**Betongens avskjæringskapasitet:**

Skjærkraftens eksentrisitet:

$$e_V := t_{mørtel} + t_p = 110 \cdot \text{mm}$$

Dimensjonsløs utkraging:

$$\varepsilon_V := 3.3 \frac{e}{\varnothing_u} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_y}} \cdot 1 \text{ mm} = 0.05$$

Reduksjonsfaktor for utkraging:  $k_e := \sqrt{1 + \varepsilon_V^2} - \varepsilon_V = 0.954$

Kantavstand:  $a_V := \min(d_b, b_b) = 165 \cdot \text{mm}$

Reduksjonsfaktor for kantavstand:  $k_a := \min\left(\frac{0.1a_V}{d}, 1\right) = 0.6$

Betongens avskjæringskapasitet:  $V_{cd.ny} := 0.91k_e \cdot k_a \cdot d^2 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck} \cdot f_y}{\gamma_c}} = 31.9 \cdot \text{kN}$

*Dersom det ønskes høyere skjærkapasitet og det er mulighet for større avstand til betongkant enn minimumskravet: øk kantavstandene. Når kantavstanden er over 10d blir reduksjonsfaktoren lik 1.*

**Dimensjonerende skjærkapasitet for knutepunkt:**

$$V_{j.Rd} := \min(n_s \cdot F_{vb.Rd} + n_n \cdot F_{3.vb.Rd}, n \cdot V_{cd.ny})$$

$$V_{j.Rd} = 127.8 \cdot \text{kN}$$

**Dimensjonering av sveiser for gitte kapasiteter:**

**Sveis i flens:**

*Sveisene ved flenser dimensjoneres for opptredende strekk i flens ved belastning tilsvarende moment- og strekkraftkapasitet.*

Opptredende strekkraft i flens:  $F_{t.flens} := \frac{N_d}{2} + \frac{|M_{j.Rd} \cdot N_d|}{z_T} = 243.2 \cdot \text{kN}$

Korrelasjonsfaktor sveis:  $\beta_w := 0.9$

Mulig lengde av sveis rundt flens:  $l_{flens} := 2b_s - 2r_s - s_s = 249 \cdot \text{mm}$

Spenninger normalt på sveisesnitt:  $\sigma_{n.f}(a_f) := \frac{F_{t.flens}}{l_{flens} \cdot a_f}$

$$\tau_{n.f}(a_f) := \sigma_{n.f}(a_f)$$

Von Mises flytkriterium:  $\sqrt{\sigma_{n.f}(a_f)^2 + 3\tau_{n.f}(a_f)^2} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2} \cdot \beta_w}$

Nødvendig a-mål:  $a_{n.flens} := \frac{2F_{t.flens} \cdot \gamma_{M2} \cdot \beta_w}{\sqrt{2} \cdot l_{flens} \cdot f_u} = 3 \cdot \text{mm}$

Valgt a-mål:

$$a_{\text{flens}} := \begin{cases} \left( \text{ceil} \left( \frac{a_{\text{n.flens}}}{1 \text{ mm}} \right) \cdot 1 \text{ mm} \right) & \text{if } a_{\text{n.flens}} \geq 3 \text{ mm} \\ (3 \text{ mm}) & \text{if } a_{\text{n.flens}} < 3 \text{ mm} \end{cases} = 4 \cdot \text{mm}$$

### Sveis i steg:

Sveisene i steg må dimensjoneres for dimensjonerende strekkapasitet og skjærkapasitet.

Maksimal lengde av sveis rundt steget:  $l_s := 2 \cdot (h_s - 2s_s - 2r_s) = 204 \cdot \text{mm}$

Spenninger normalt på tverrsnitt:  $\sigma_{\text{n.s}}(a_s) := \frac{N_d}{\sqrt{2} \cdot l_s \cdot a_s}$

$$\tau_{\text{n.s}}(a_s) := \sigma_{\text{n.s}}(a_s)$$

Spenning parallelt med tverrsnitt:  $\tau_{\text{p.s}}(a_s) := \frac{V_j \cdot R_d}{l_s \cdot a_s}$

Von Mises flytkriterium:  $\sqrt{\sigma_{\text{n.s}}(a_s)^2 + 3(\tau_{\text{n.s}}(a_s)^2 + \tau_{\text{p.s}}(a_s)^2)} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2} \cdot \beta_w}$

Venstre side:  $v(a_s) := \sqrt{\sigma_{\text{n.s}}(a_s)^2 + 3(\tau_{\text{n.s}}(a_s)^2 + \tau_{\text{p.s}}(a_s)^2)}$

Høyre side:  $h := \frac{f_u}{\gamma_{M2} \cdot \beta_w}$

Initiell verdi:  $a_s := 0.1 \text{ mm}$

Given

$$v(a_s) = h$$

Nødvendig a-mål:  $a_{\text{n.steg}} := \text{Find}(a_s) = 2.8 \cdot \text{mm}$

Valgt a-mål:  $a_{\text{steg}} := \begin{cases} \left( \text{ceil} \left( \frac{a_{\text{n.steg}}}{1 \text{ mm}} \right) \cdot 1 \text{ mm} \right) & \text{if } a_{\text{n.steg}} \geq 3 \text{ mm} \\ 3 \text{ mm} & \text{if } a_{\text{n.steg}} < 3 \text{ mm} \end{cases}$

$$a_{\text{steg}} = 3 \cdot \text{mm}$$

### Sveiser rundt plateskiver:

Sveisene rundt plateskivene må dimensjoneres for knutepunktets skjærkapasitet. Kun sveisene i skjærkraftens retning kan oppta skjærkrefter. Skjærkreftene kan opptre både på tvers og på langs av fotplata under bygging.

Mulig sveiselengde for opptak av skjær:  $l_{\text{skive}} := n \cdot (b_{\text{ps}} - 2 \cdot 10 \text{mm}) = 240 \cdot \text{mm}$

Spenning parallelt med sveisetverrsnitt:  $\tau_{\text{p.sk}}(a_{\text{skive}}) := \frac{V_{\text{j.Rd}}}{l_{\text{skive}} \cdot a_{\text{skive}}}$

Von Mises flytkriterium:  $\sqrt{3 \cdot \tau_{\text{p.pl}}^2} \leq \frac{f_{\text{u}}}{\gamma_{\text{M2}} \cdot \beta_{\text{w}}}$

Nødvendig a-mål:  $a_{\text{sk.nødv}} := \frac{V_{\text{j.Rd}} \cdot \gamma_{\text{M2}} \cdot \beta_{\text{w}} \cdot \sqrt{3}}{f_{\text{u}} \cdot l_{\text{skive}}} = 2 \cdot \text{mm}$

Valgt a-mål:

$$a_{\text{skive}} := \begin{cases} \text{ceil}\left(\frac{a_{\text{sk.nødv}}}{1 \text{mm}}\right) \cdot 1 \text{mm} & \text{if } a_{\text{sk.nødv}} \geq 3 \text{mm} \\ 3 \text{mm} & \text{if } a_{\text{sk.nødv}} < 3 \text{mm} \end{cases} = 3 \cdot \text{mm}$$

**Rotasjonsstivhet:****Stivhetskoeffisienter:****Trykkside:**

Stivhetskoeffisient for betong påkjent av trykk:  $k_{13} := \frac{E_c \cdot \sqrt{b_{b,eff} \cdot l_{b,eff}}}{1.275 E_s} = 25.7 \cdot \text{mm}$

Stivhetskoeffisient trykkside:  $k_C := k_{13}$

**Strekkside:**

For fotplate i bøyning fra strekk skal, ifølge NS-EN 1993-1-8, hevarmkrefter ikke tas hensyn til.

Stivhetskoeffisient for fotplate i bøyning:  $k_{15} := \frac{0.425 l_{eff} \cdot t_p^3}{m_x^3} = 18.6 \cdot \text{mm}$

For fundamentbolter i strekk, må hevarmkrefter tas hensyn til.

Tøyningslengde bolt:  $L_b := 8 \cdot d + t_p + t_{ps} + t_{mørtel} + 0.5 h_{mutter}$

$$L_b = 372 \cdot \text{mm}$$

Grense for tøyningslengde:  $L_{b,lim} := \frac{8.8 \cdot m_x^3 \cdot A_{sb}}{l_{eff} \cdot t_p^3} = 112.9 \cdot \text{mm}$

Må ta hensyn til hevarmkraft dersom:  $L_b \leq L_{b,lim}$

$$\text{Hevarm} := \begin{cases} 1 & \text{if } L_b \leq L_{b,lim} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} = 0$$

Stivhetskoeffisient for fundamentbolter i strekk:  $k_{16} := \begin{cases} \left( 1.6 \cdot \frac{A_{sb}}{L_b} \right) & \text{if Hevarm} = 1 \\ \left( 2.0 \cdot \frac{A_{sb}}{L_b} \right) & \text{if Hevarm} = 0 \end{cases} = 3 \cdot \text{mm}$

Stivhetskoeffisient for strekkside:  $k_T := \frac{1}{\frac{1}{k_{15}} + \frac{1}{k_{16}}} = 2.6 \cdot \text{mm}$

**Initialrotasjonsstivhet:**

Lasteksentrisitet:

$$e_s := \frac{M_j \cdot R_d \cdot N_d}{N_d} = 270.5 \cdot \text{mm}$$

$$z := z_C + z_T = 204 \cdot \text{mm}$$

$$e_k := \begin{cases} \frac{z_C \cdot k_C - z_T \cdot k_T}{k_T + k_C} & \text{if } e_s > z_T \\ 0 & \text{if } e_s \leq z_T \end{cases}$$

$$e_k = 45.3 \cdot \text{mm}$$

Initiell rotasjonsstivhet:

$$S_{j,\text{ini}} := \begin{cases} \left[ \frac{E_s \cdot z^2}{\left( \frac{1}{k_T} + \frac{1}{k_C} \right)} \cdot \frac{e_s}{e_s + e_k} \right] & \text{if } e_s > z_T \\ \left[ \frac{E_s \cdot z^2}{\left( \frac{1}{k_T} + \frac{1}{k_T} \right)} \cdot \frac{e_s}{e_s + e_k} \right] & \text{if } e_s \leq z_T \end{cases}$$

$$S_{j,\text{ini}} = 1.8 \times 10^4 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{rad}}$$

**Klassifisering av knutepunkt:****Klassifisering etter styrke:**

Dimensjonerende plastisk momentkapasitet i søyle:

$$M_{s,Rd} := \frac{W_{ys} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 73 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Klassifisering:

$$\text{Klasse}_{\text{styrke}} := \begin{cases} \text{"Leddet"} & \text{if } M_{j,Rd,Nd} \leq 0.25M_{s,Rd} \\ \text{"Delvis styrke"} & \text{if } 0.25M_{s,Rd} < M_{j,Rd,Nd} < M_{s,Rd} \\ \text{"Full styrke"} & \text{if } M_{j,Rd,Nd} \geq M_{s,Rd} \end{cases}$$

$$\text{Klasse}_{\text{styrke}} = \text{"Delvis styrke"}$$

**Klassifisering etter stivhet:**

*Betrakt her kun søyler med avstivningssystem.*

Antatt etasjehøyde søyle:

$$L_s = 3 \text{ m}$$

Knekk lengde for søyle leddet i begge ender:

$$L_k := L_s$$

Kritisk Eulerlast:

$$N_{cr} := \frac{\pi^2 E_s \cdot I_{ys}}{L_k^2} = 3477.4 \cdot \text{kN}$$

Relativ slankhet:

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{A_{søyle} \cdot f_y}{N_{cr}}} = 0.6626$$

Klassifisering:

$$\text{Klasse}_{\text{stivhet}} := \begin{cases} \text{"Stiv 1"} & \text{if } \lambda_0 \leq 0.5 \\ \text{"Stiv 2"} & \text{if } 0.5 < \lambda_0 < 3.93 \wedge S_{j,ini} \geq 7 \cdot (2\lambda_0 - 1) \cdot \frac{E_s \cdot I_{ys}}{L_s} \\ \text{"Stiv 3"} & \text{if } \lambda_0 \geq 3.93 \wedge S_{j,ini} \geq 48 \cdot \frac{E_s \cdot I_{ys}}{L_s} \\ \text{"Delvis stiv"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Klasse}_{\text{stivhet}} = \text{"Stiv 2"}$$

**Kapasitet av søyle:****Tverrsnittsklassifisering:****Klassifisering av steg:**

Steghøyde:

$$c_{\text{steg}} := h_s - 2t_s - 2r_s = 92 \cdot \text{mm}$$

Stegtykkelse:

$$t_{\text{steg}} := s_s = 7 \cdot \text{mm}$$

$$\epsilon_1 := \sqrt{\frac{235 \text{MPa}}{f_y}} = 0.81$$

Tverrsnittsklasse:

$$\text{Klasse}_{\text{steg}} := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{c_{\text{steg}}}{t_{\text{steg}}} \leq 72\epsilon_1 \\ 2 & \text{if } 72\epsilon_1 < \frac{c_{\text{steg}}}{t_{\text{steg}}} \leq 83\epsilon_1 \\ 3 & \text{if } 83\epsilon_1 < \frac{c_{\text{steg}}}{t_{\text{steg}}} \leq 124\epsilon_1 \\ 4 & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

**Klassifisering av utstikkende flens:**

Bredden av utstikkende flens:

$$c_{\text{flens}} := \frac{b_s}{2} - r_s - \frac{t_s}{2} = 52 \cdot \text{mm}$$

Tykkelse av flens:

$$t_{\text{flens}} := t_s = 12 \cdot \text{mm}$$

Tverrsnittsklasse:

$$\text{Klasse}_{\text{flens}} := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{c_{\text{flens}}}{t_{\text{flens}}} \leq 9\epsilon_1 \\ 2 & \text{if } 9\epsilon_1 < \frac{c_{\text{flens}}}{t_{\text{flens}}} \leq 10\epsilon_1 \\ 3 & \text{if } 10\epsilon_1 < \frac{c_{\text{flens}}}{t_{\text{flens}}} \leq 14\epsilon_1 \\ 4 & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

**Klassifisering av søyletverrsnitt:**

$$\text{Klasse}_{\text{søyle}} := \max(\text{Klasse}_{\text{steg}}, \text{Klasse}_{\text{flens}}) = 1$$



**Strekkapasitet:**

Dimensjonerende strekkapasitet:

$$N_{t.Rd} := \frac{A_{s\ddot{o}yle} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1453.8 \cdot \text{kN}$$

Kapasitetskontroll:

$$N_{kap} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{N_d}{N_{t.Rd}} \leq 1 \\ \text{"Ikke OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

**Momentkapasitet:**

Dimensjonerende momentkapasitet:

$$M_{c.Rd} = 73 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

*Gjelder kun for tverrsnittsklasse 1 og 2.*

Kapasitetskontroll:

$$M_{kap} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{M_{j.Rd} \cdot N_d}{M_{c.Rd}} \leq 1 \\ \text{"Ikke OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

**Skjærkapasitet:**

Skjærareal:

$$A_v := A_{s\ddot{o}yle} - 2b_s \cdot t_s + (s_s + 2r_s) \cdot t_s = 1312 \cdot \text{mm}^2$$

*For H- eller I-profil.*

Dimensjonerende skjærkapasitet:

$$V_{pl.Rd} := \frac{A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = 256.1 \cdot \text{kN}$$

Kapasitetskontroll:

$$V_{kap} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{V_{j.Rd}}{V_{pl.Rd}} \leq 1 \\ \text{"Ikke OK"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"OK"}$$

**Kombinert bøyning, aksial- og skjærkraft:**

Reduksjonsfaktor fra skjærkraft:

$$\rho_V := \left( 2 \frac{V_{j.Rd}}{V_{pl.Rd}} - 1 \right)^2 = 5.3 \times 10^{-6}$$

Momentkapasitet redusert for skjærkraft:

$$M_{V.y.Rd} := \begin{cases} M_{c.Rd} & \text{if } \frac{V_{j.Rd}}{V_{pl.Rd}} \leq 0.5 \\ [(1 - \rho_V) \cdot M_{c.Rd}] & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$M_{V.y.Rd} = 73 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$n_N := \frac{N_d}{N_{t.Rd}} = 0.1$$

$$a_N := \frac{A_{s\text{øyle}} - 2 \cdot b_s \cdot t_s}{A_{s\text{øyle}}} = 0.2$$

$$a := \begin{cases} a_N & \text{if } a_N \leq 0.5 \\ 0.5 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.2$$

Momentkapasitet redusert for normalkraft:

$$M_{N.y.Rd} := \begin{cases} M_{V.y.Rd} & \text{if } n_N \leq 0.25 \\ M_{V.y.Rd} \cdot \frac{1 - n_N}{1 - 0.5a} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$M_{N.y.Rd} = 73 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

*Gjelder kun for tverrsnittsklasse 1 og 2.*

Kapasitetskontroll:

$$MNV_{\text{kap}} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{M_{j.Rd.Nd}}{M_{N.y.Rd}} \leq 1 \\ \text{"Ikke OK"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$MNV_{\text{kap}} = \text{"OK"}$$

**Oppsummering:**

|                            |                                    |
|----------------------------|------------------------------------|
| Lengde fotplate:           | $l_p = 400 \cdot \text{mm}$        |
| Bredde fotplate:           | $b_p = 240 \cdot \text{mm}$        |
| Tykkelse fotplate:         | $t_p = 50 \cdot \text{mm}$         |
| Hulldiameter:              | $d_0 = 50 \cdot \text{mm}$         |
| Avstand mellom bolter:     | $w = 120 \cdot \text{mm}$          |
| Avstand bolt til kant:     | $e_x = 60 \cdot \text{mm}$         |
| Avstand bolt til flens:    | $m_x = 70 \cdot \text{mm}$         |
| Sidekant plateskive:       | $b_{ps} = 80 \cdot \text{mm}$      |
| Tykkelse plateskive:       | $t_{ps} = 10 \cdot \text{mm}$      |
| Forankringslengde:         | $l_{bd} = 300 \cdot \text{mm}$     |
| Diameter forankringsfot:   | $\varnothing = 66 \cdot \text{mm}$ |
| Tykkelse forankringsfot:   | $t_{for} = 11 \cdot \text{mm}$     |
| Avstander til betongkant:  | $d_b = 165 \cdot \text{mm}$        |
|                            | $b_b = 165 \cdot \text{mm}$        |
| Maksimal strekkbelastning: | $F_{T,Rd} = 164 \cdot \text{kN}$   |

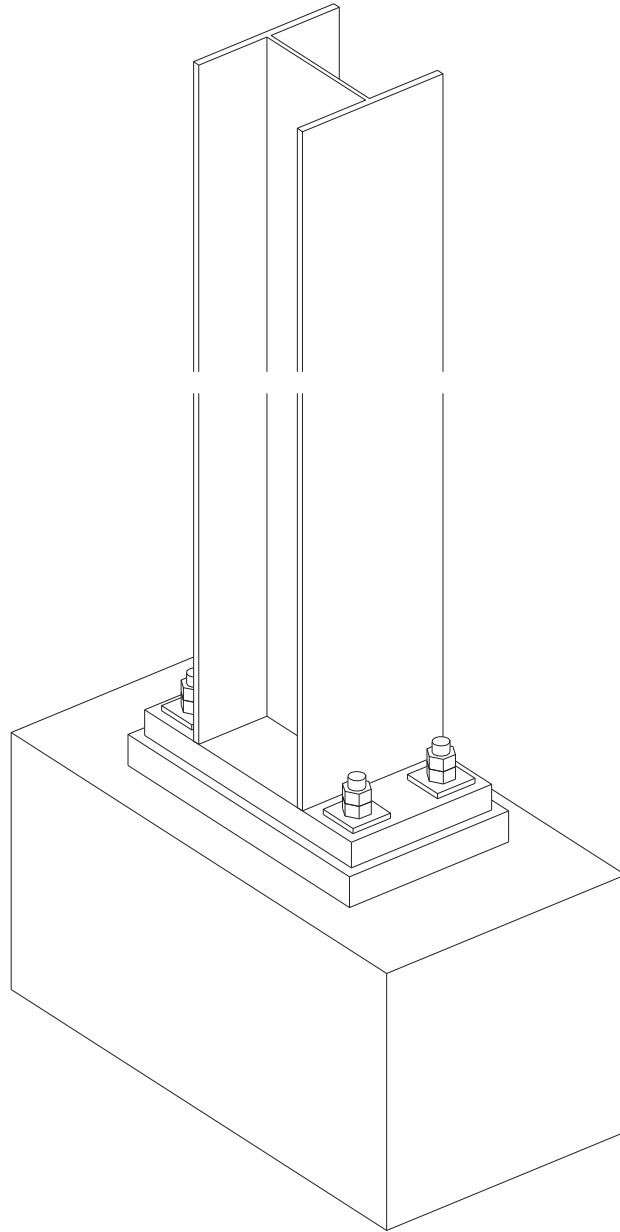
*Dersom  $N_d$  overstiger  $F_{T,Rd}$ , må forankringslengde og/eller fotplatetykkelse revideres.*


|                                  |   |
|----------------------------------|---|
| Dimensjonerende trykkapasitet:   | $N_{j,Rd,c} := \min(F_{c,Rd}, F_{c,fc,Rd}) = 570.5 \cdot \text{kN}$ |
| Dimensjonerende strekkapasitet:  | $N_{j,Rd,t} := N_d = 100 \cdot \text{kN}$                           |
| Dimensjonerende momentkapasitet: | $M_{j,Rd,Nd} = 27.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$                 |

|   |  |
|---|--|
| Dimensjonerende skjærkapasitet:   | $V_{j,Rd} = 127.8 \cdot \text{kN}$         |
| a-mål for sveis i flens:  | $a_{\text{flens}} = 4 \cdot \text{mm}$     |
| a-mål for sveis i steg:   | $a_{\text{steg}} = 3 \cdot \text{mm}$      |
| a-mål for sveis rundt skive:  | $a_{\text{skive}} = 3 \cdot \text{mm}$     |
| Klassifisering etter styrke:  | Klasse <sub>styrke</sub> = "Delvis styrke" |
| Klassifisering etter stivhet:   | Klasse <sub>stivhet</sub> = "Stiv 2"       |
| Kapasitet av søyle pålastet laster tilsvarende knutepunktets kapasitet: | $MNV_{\text{kap}} = \text{"OK"}$           |

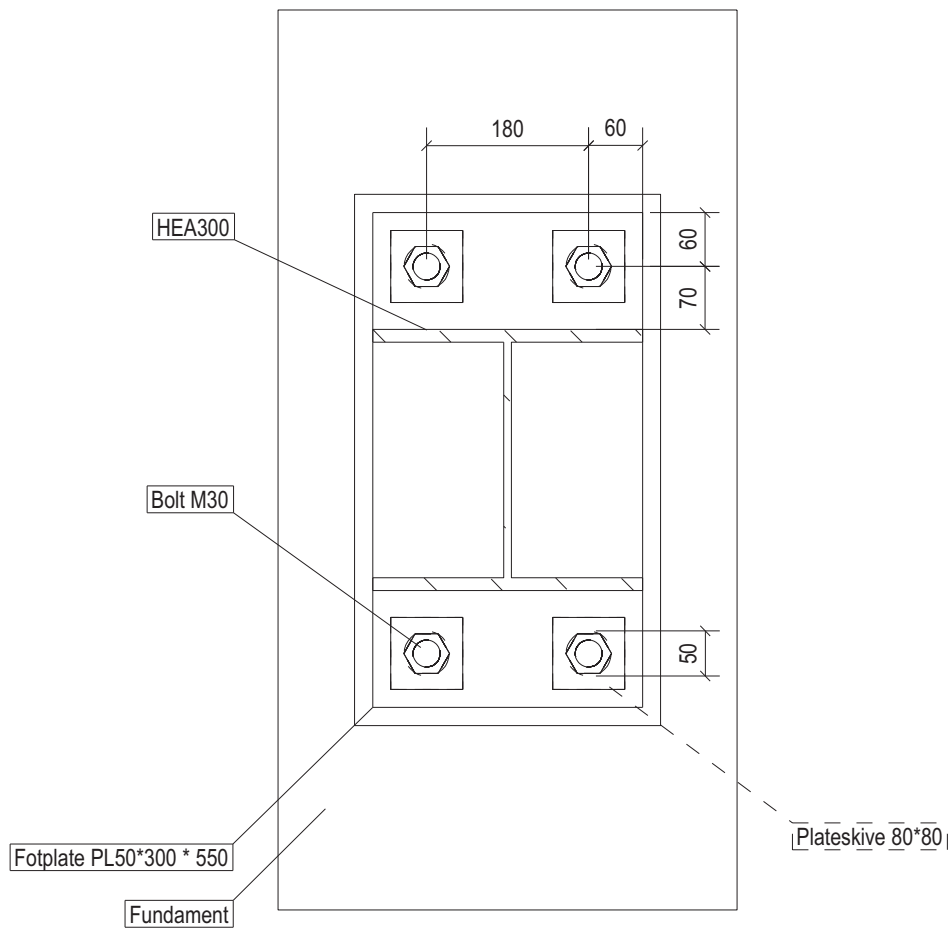
Vedlegg D  
Tegninger av Tekla-modell


3d

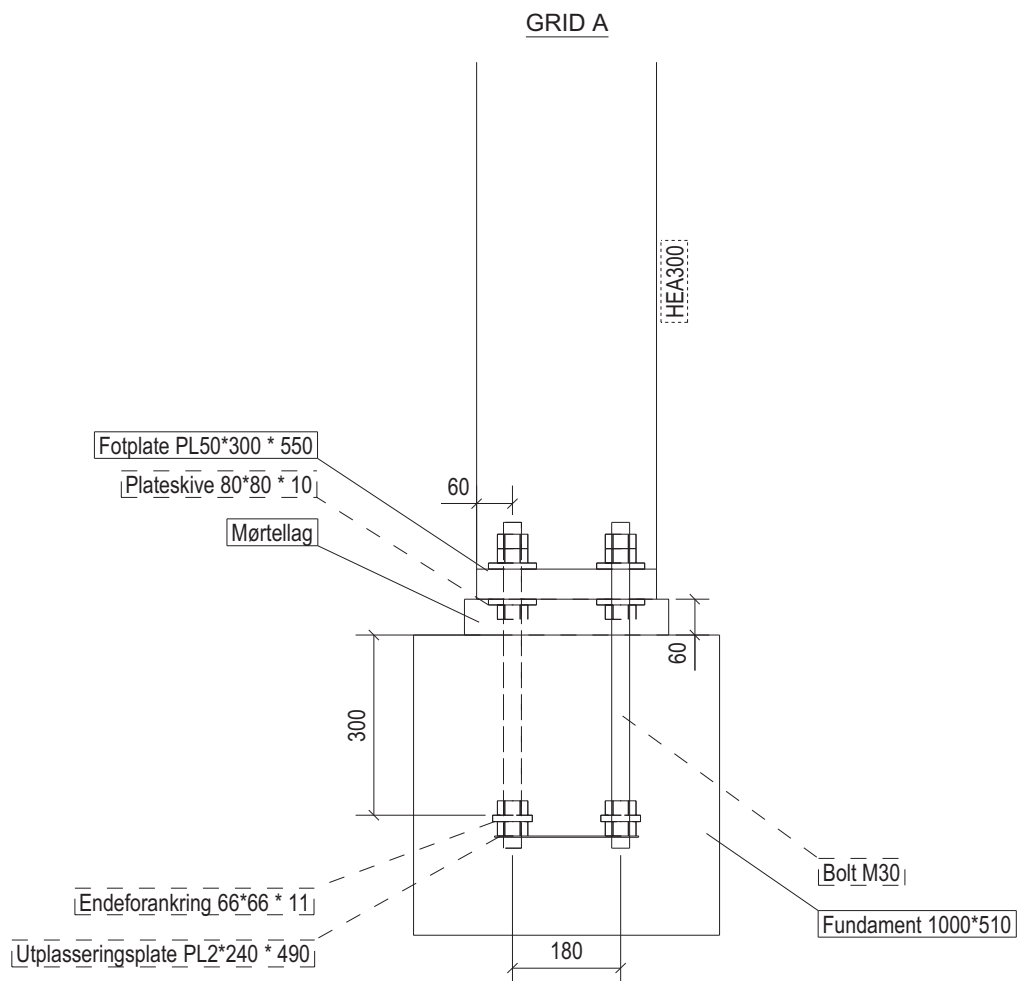



| No   | REV MARK | REVISION DESCRIPTION | REV. DATE      |
|--|----------|----------------------|----------------|
|  |          |                      |                |
| DRAWING TITLE  |          | Typisk søylefot - 3d |                |
| CONTRACT   |          | Tekla Corporation    |                |
| MODELLED BY  |          | ISSUE DATE           |                |
| CONTRACT NO  |          | 1                    | SCALE 1:12     |
| DRAWING No   |          | [9]                  | REVISION No. 0 |

PLAN +0

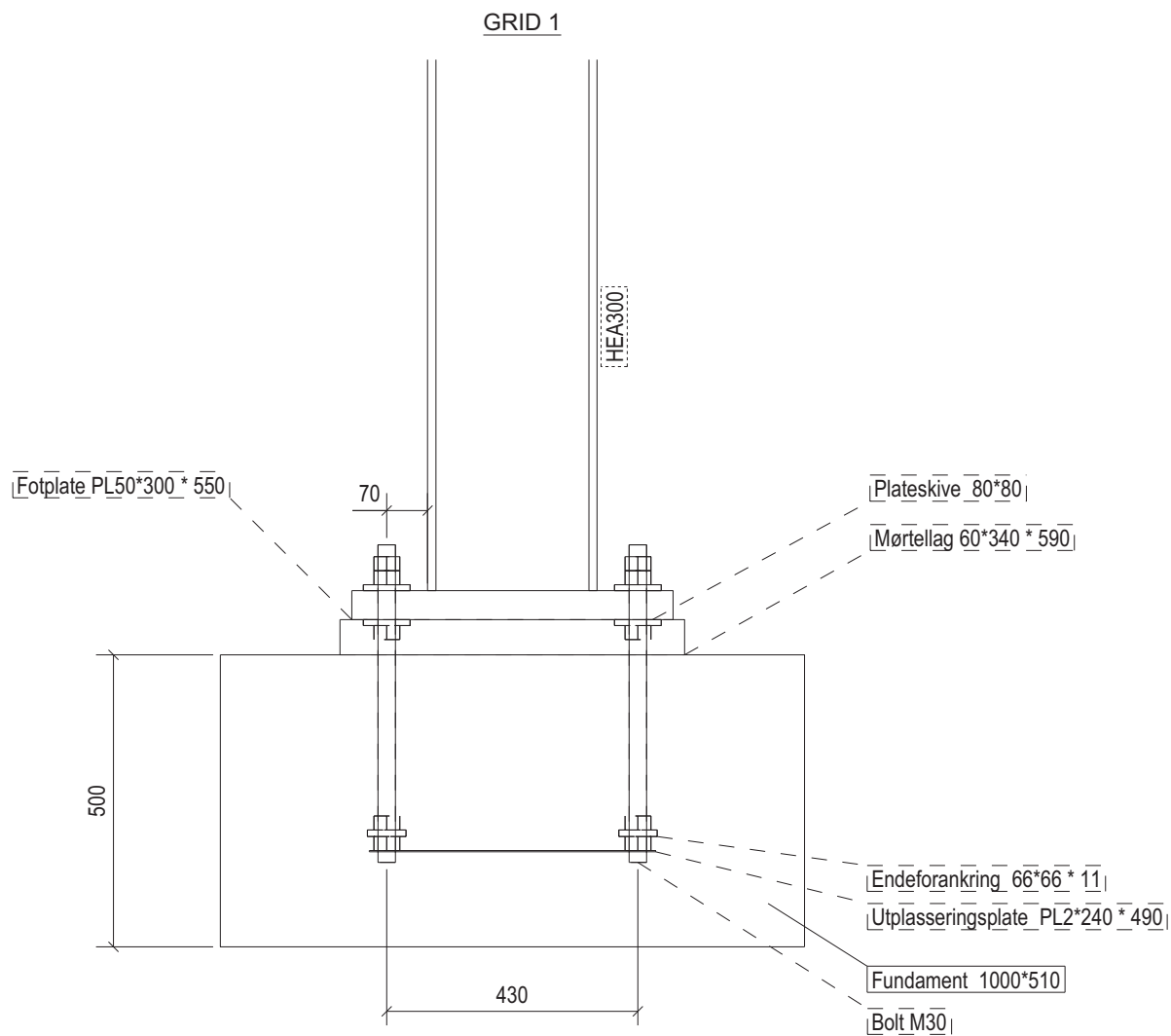



| No   | REV MARK | REVISION DESCRIPTION                | REV. DATE      |
|--|----------|-------------------------------------|----------------|
|  |          |                                     |                |
| DRAWING TITLE  |          | Typisk søylefot - horisontalt snitt |                |
| CONTRACT   |          | Tekla Corporation                   |                |
| MODELLED BY  |          | ISSUE DATE                          |                |
| CONTRACT NO  |          | 1                                   | SCALE 1:8      |
| DRAWING No   |          | [8]                                 | REVISION No. 0 |



| No   | REV MARK | REVISION DESCRIPTION             | REV. DATE      |
|--|----------|----------------------------------|----------------|
|  |          |                                  |                |
| DRAWING TITLE  |          | Typisk søylefot - snitt i Grid A |                |
| CONTRACT   |          | Tekla Corporation                |                |
| MODELLED BY  |          | ISSUE DATE                       |                |
| CONTRACT NO  |          | 1                                | SCALE 1:12     |
| DRAWING No   |          | [7]                              | REVISION No. 0 |





| No   | REV MARK | REVISION DESCRIPTION             | REV. DATE |
|--|----------|----------------------------------|-----------|
|  |          |                                  |           |
| DRAWING TITLE  |          | Typisk søylefot - snitt i Grid 1 |           |
| CONTRACT   |          | Tekla Corporation                |           |
| MODELLED BY  |          | ISSUE DATE                       |           |
| CONTRACT NO  |          | SCALE 1:12                       |           |
| DRAWING No   |          | REVISION No. 0                   |           |