Vedlegg I dimensjonering av støtte i akse B

Hvert par av stålbjelker gir skjærkraft på 300 kN, til summen - 600 kN. I tillegg til det antar vi at det finnes vindbelastning i midten med resultantkraftpåk 200 kN i y-retning. Vi antar at dybden i midten av elve er 2 m. Tar betong B45 og armering B500NC.

Antar at vi har en veldig lang søyle med slike dimensjonene:

$h_s := 2300 \cdot mm \quad b_s := 1000 \cdot mm \quad h_z := 3000 \cdot mm$

$V_s := h_s \cdot b_s \cdot h_z = 6.9\ m^3$

Tyngdetetthet armert betong skal minimum settes lik 25kN/m^3 etter pkt 7.3.2 HB N400

$\gamma_c := 25\ \frac{kN}{m^3} \qquad Q_k := V_s \cdot \gamma_c = 172.5\ kN$

$Q_d := Q_k \cdot 1.2 = 207\ kN$

$R_{Ved} := 600 \cdot kN$

$N_{ed} := R_{Ved} + Q_d = 807\ kN$

$N_{Rd} := f_{cd} \cdot (A_c - A'_s) - A_s + f_{yd} \cdot A'_s > N_{ed}$

$f_{ck} := 45\ MPa \qquad f_{cd} := \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{1.5} = 25.5\ \frac{N}{mm^2} \qquad f_{yd} := 434\ \frac{N}{mm^2}$

Ifølge NA.9.5.2(2) bestemmes minste lengdearmering

$A_{s.min}$ av utrykket

$A_{s.min} := \frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \le \frac{0.5\ N_{ed}}{f_{yd}}$ men ikke mindre enn $0.01 \cdot A_c$

$A_c := h_s \cdot b_s = 2.3\ m^2 \qquad N_{ed} := 807 \cdot kN$

$\frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = (2.703 \cdot 10^4)\ mm^2 \qquad \frac{0.5\ N_{ed}}{f_{yd}} = 929.724\ mm^2$

$(2.703 \cdot 10^4)\ mm^2 \ge 929.724\ mm^2$

$0.01 \cdot A_c = (2.3 \cdot 10^4)\ mm^2$

Derfor velger $A_{s.min}$ *lik* $A_{s.min} := 2.703 \cdot 10^4 \cdot mm^2 \qquad f_{yd} := 434\ \frac{N}{mm^2}$

$N_{Rd} := f_{cd} \cdot (A_c - A_{s.min}) + (f_{yd} \cdot A_{s.min}) = (6.969 \cdot 10^4)\ kN$

$N_{Rd} > N_{ed}$ *OK*

Non-Commercial Use Only

Lengdearmering i søyle plasseres på to motstående sider.

$\frac{A_{s.min}}{2} = (1.352 \cdot 10^4)\ mm^2$ $\quad A_{ø.32} := \pi \cdot 16^2 = 804.248 \quad A_{ø32} := 804.248 \cdot mm^2$

$n := \frac{\frac{A_{s.min}}{2}}{A_{ø32}} = 16.805 \qquad n := 17$ Dvs, at vi må plassere 17 stenger på en side

Ifølge EC2, 8.2(2) fri avstand (horisontalt og vertikalt) mellom parallelle enkeltstenger eller horisontale lag av parallelle stenger bør ikke være mindre enn den største verdien av (kaller fri avstand a_h):

$k_1 := 2 \qquad ø32 := 32 \cdot mm \qquad d_g := 16 \cdot mm \qquad k_2 := 5 \cdot mm$

$k_1 \cdot ø32 = 64\ mm$

$d_g + k_2 = 21\ mm$

dvs fri avstand må være ikke mindre enn 64 mm

$20 \cdot mm$

$c_{nom} := 45 \cdot mm$ Detaljert forklasere av valg til overdekning stør ned

Sjekker side på 1 m, ser bort fra bøylearmering:

$a_h := b_s - 2 \cdot c_{nom} - 17 \cdot ø32 = 366\ mm$ det er fri avstand som finnes på 1 m bredde av søyle

$\frac{a_h}{64 \cdot mm} = 5.719$ dvs, at fri avstand er nok for å plassere med 64 mm avstand bare 5 stenger

Sjekker side på 2.3 m:

$a_h := h_s - 2 \cdot c_{nom} - 17 \cdot ø32 = (1.666 \cdot 10^3)\ mm$

$\frac{a_h}{64 \cdot mm} = 26.031$ dvs at på den største siden av søyle finnes det nok plass for alle 17 stenger

Men det finnes påvirkning fra vind, dvs at søylen må dimensjoneres med hensyn på kapasitet for kombinasjon av moment og aksialkraft med bruk av M-N diagram. Og vi vurderer at det bør dimensjoneres to søyler med mindre tverrsnitt, for å redusere overdimensjonering.

Dimensjonering av to søyler

Velger å ha to søyler med b=500 mm, høyde=1000mm og lengde=3000mm. Vher søyle påkjennes av skjærkraft på 300 kN og kraft fra vindlast på 200 kN.

$b_s := 500 \cdot mm \qquad h_s := 1000 \cdot mm \qquad h_z := 3000 \cdot mm$

Non-Commercial Use Only

$V_{per_par_søyle} := 300\ kN$

I tillegg til må vi beregne jevn fordelt last som vi har pga egenvekt til betongen.
Tyngdetetthet armert betong skal minimum settes lik 25kN/m^3 etter pkt 7.3.2 HB N400.

$\gamma_c := 25\ \frac{kN}{m^3}$

$V_{søyle} := h_s \cdot b_s \cdot h_z = 1.5\ m^3$ $\qquad Q_{k_søyle} := V_{søyle} \cdot \gamma_c = 37.5\ kN$

$Q_{d_søyle} := Q_{k_søyle} \cdot 1.2 = 45\ kN$

$N_{Ed} := Q_{d_søyle} + V_{per_par_søyle} = 345\ kN$

Velger Betong B30, Armering B500C. Tar i utgangspumkt at søylene er ikke i kontakt med vann, dvs vi bruker ikke eksta reduksjonsfaktor fra punkt 7.2.2 Håndbok N400.

$f_{ck} := 30 \cdot \frac{N}{mm^2}$ $\qquad \gamma_c := 1.5$ $\qquad f_{yk} := 500 \cdot \frac{N}{mm^2}$ $\qquad \gamma_s := 1.15$ $\qquad \alpha_{cc} := 0.85$

$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17\ \frac{N}{mm^2}$ $\qquad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783\ \frac{N}{mm^2}$

$A_c := h_s \cdot b_s = (5 \cdot 10^5)\ mm^2$

Aksialkraftkapasitet

$N_{Rd} := f_{cd} \cdot (A_c - A'_s) + f_{yd} \cdot A'_s \geq N_{Ed}$

$25.5 \cdot ((5 \cdot 10^5) - A'_s) + 434 \cdot A'_s \geq 345 \cdot 10^3$

Men ifølge NA.9.5.2(2) EC2 en minimum lengdearmering som skal være symmetrisk i tverrsnittet (dvs minst en stang i hvert hjørne), som den største av:

$A_{s.min} := \frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \leq \frac{0.5\ N_{ed}}{f_{yd}}$ men ikke mindre enn $0.01 \cdot A_c$

$\frac{0.2 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = (3.91 \cdot 10^3)\ mm^2$ $\qquad \frac{0.5\ N_{ed}}{f_{yd}} = 928.05\ mm^2$

$0.01 \cdot A_c = (5 \cdot 10^3)\ mm^2$ dvs at vi tar $A_{s.min} := 5 \cdot 10^3 \cdot mm^2$ $\qquad A'_s := A_{s.min}$

$N_{Rd} := f_{cd} \cdot (A_c - A'_s) + f_{yd} \cdot A'_s \geq N_{Ed}$

$N_{Rd} := f_{cd} \cdot (A_c - A'_s) + f_{yd} \cdot A'_s = (1.059 \cdot 10^4)\ kN$

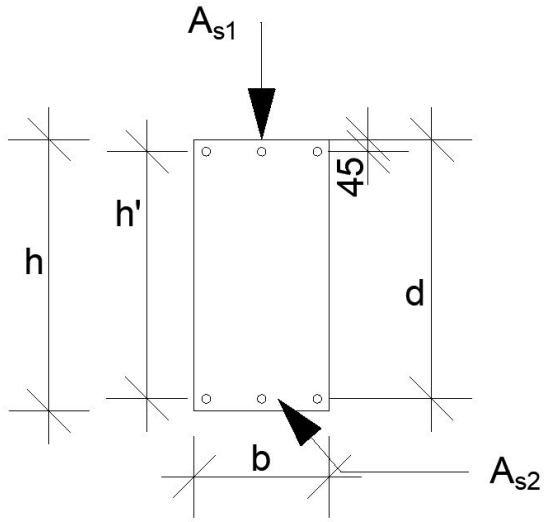
$N_{Rd} > N_{Ed}$ $\qquad OK$

Non-Commercial Use Only

Tabell 7.2 Håndbok N400 $c_{min.dur} := 35 \cdot mm$ $\Delta c_{dev} := 10 \cdot mm$

$c_{nom} := c_{min.dur} + \Delta c_{dev} = 45\ mm$

Pga at søyler påkjennes av en kombinasjon av bøymoment og aksialkraft må kapasiteten til denne kombinasjonen sjekkes.



EC2 angir i 6.1(6) at aksialkapasiteten skal ikke regnes større enn den verdi som svarer til en gjennomsnittlig trykktøyning lik

ε_{c2} 3.1.7(1) - tøyningen idet maksimalspenningen nås

ε_c - trykktøyning i betong

ε_{cu2} 3.1.7(1) - tøyningsgrensen i bruddtilstanden

ε_{ud} - dimensjonerende tøyning i armering eller spennstål ved største last

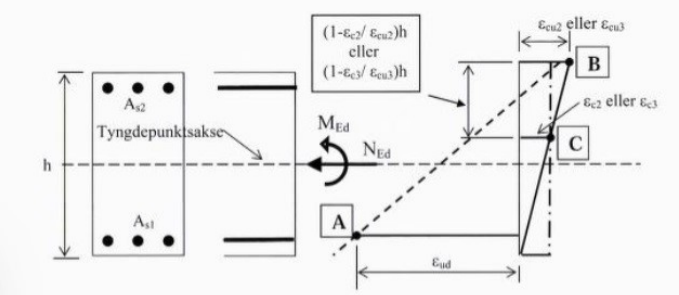


Fig. 4.28 Tøyningstilstander ved brudd for kombinert moment og aksialkraft

Det finnes tre bruddkriterier:

A - brudd i armering når $\varepsilon_s := \varepsilon_{ud}$

B - trykkbrudd i betong når $\varepsilon_c := \varepsilon_{cu2}$

C - trykkbrudd i betong når $\varepsilon_c := \varepsilon_{c2}$

ved rent trykk

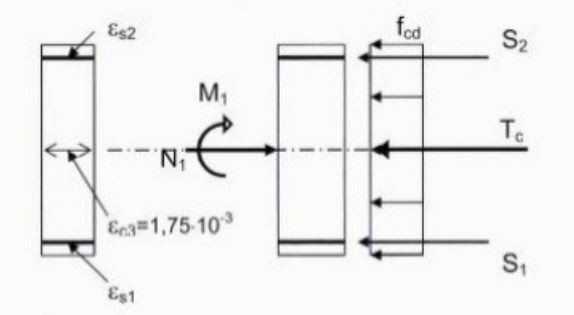
Vi skal sjekke forskjellige tøyningstilstander for å konstruere M-N diagram

Ifølge 3.1.7(2) EC2 ε_{c3} *og* ε_{cu3} vises som absolut verdier

Non-Commercial Use Only

1. Ren trykk

Bruddkriterium C $\varepsilon_c := \varepsilon_{c3}$ $\varepsilon_{c3} := 1.75 \cdot 10^{-3}$ $E_s := 200 \cdot GPa$



$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.002$

$\varepsilon_{yd} \geq \varepsilon_{c3}$ armeringen flyter ikke

$T_c := f_{cd} \cdot b_s \cdot h_s = (8.5 \cdot 10^6)\ N$

$\sigma_{sd} := E_s \cdot \varepsilon_{c3} = 350\ \frac{N}{mm^2}$

$A_{s1} := 3 \cdot (\pi \cdot 16^2) \cdot mm^2 = (2.413 \cdot 10^3)\ mm^2$

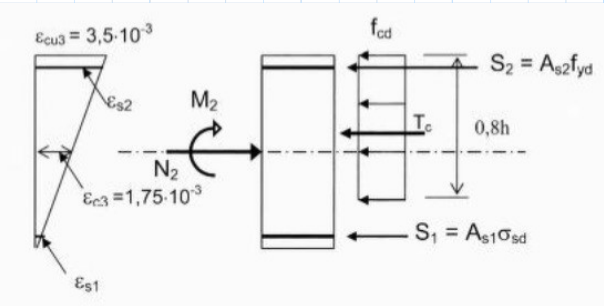
$S_1 := \sigma_{sd} \cdot A_{s1} = (8.445 \cdot 10^5)\ N$ $S_2 := S_1$

Aksial likevekt: $N_1 := S_2 + S_1 + T_c = (1.019 \cdot 10^4)\ kN$

Momentlikevekt: $M_1 := 0$

2. Trykk i betong

Bruddkriterium B og C samtidig $\varepsilon_{cu3} := 3.5 \cdot 10^{-3}$ $h' := 0.91 \cdot h_s$



$\varepsilon_{s1} := \frac{c_{nom} \cdot 2 \cdot \varepsilon_{cu3}}{h_s} = 3.15 \cdot 10^{-4}$

$\varepsilon_{s1} \leq \varepsilon_{yd}$ flytning finnes ikke

$\sigma_{sd} := E_s \cdot \varepsilon_{s1} = 63\ \frac{N}{mm^2}$

$T_c := f_{cd} \cdot b_s \cdot h' = (7.735 \cdot 10^6)\ N$

$S_1 := \sigma_{sd} \cdot A_{s1} = (1.52 \cdot 10^5)\ N$

$S_2 := f_{yd} \cdot A_{s1} = (1.049 \cdot 10^6)\ N$

Aksial likevekt: $N_2 := S_2 + S_1 + T_c = (8.936 \cdot 10^3)\ kN$

Momentlikevekt: $M_2 := T_c \cdot (0.5 \cdot h_s - 0.4 \cdot h_s) + S_2 \cdot \frac{h'}{2} - S_1 \cdot \frac{h'}{2} = (1.182 \cdot 10^3)\ kN \cdot m$

Bildene ble hentet fra Betongkonstruksjoner av Svein Ivar Sørensen. I eksemlen fra boka h'=0.8*h, mens i tilfellet vårt h'=0.91*h, av denne grunnen verdien i bildene og i beregningene er ikke lik.

Non-Commercial Use Only

3. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i armering

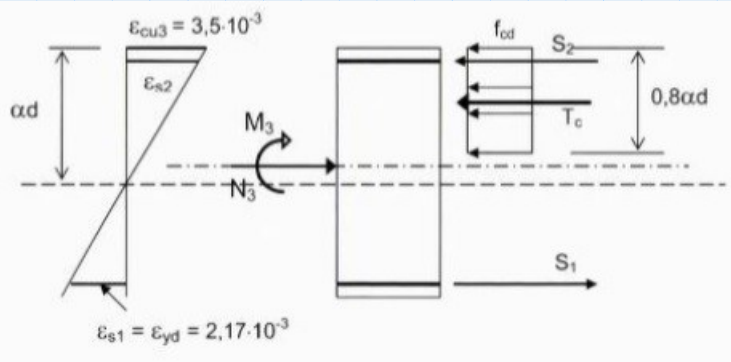
Bruddkriterium B $\varepsilon_c := \varepsilon_{cu3}$ $\varepsilon_s := \varepsilon_{yd}$ $h' := 0.91 \cdot h_s$ $d := 955 \cdot mm$

$\alpha_b := \dfrac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} = 0.617$ $\alpha_b \cdot d = 0.589\ m$ - Trykksonehøyde

Tøyning i trykkarmering:

$$\varepsilon_{s2} := \frac{\alpha_b \cdot d - 2 \cdot c_{nom}}{\alpha_b \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu3} = 0.003$$

$\varepsilon_{s2} \geq \varepsilon_{yd}$ armering flyter



$T_c := f_{cd} \cdot b_s \cdot 0.91 \cdot \alpha_b \cdot d = (4.557 \cdot 10^6)\ N$

$S_2 := f_{yd} \cdot A_{s1} = (1.049 \cdot 10^6)\ N$ $S_2 := S_1$

Aksial likevekt: $N_3 := S_2 - S_1 + T_c = (4.557 \cdot 10^3)\ kN$

Momentlikevekt om tyngdepunktsaksen:

$$M_3 := T_c \cdot (0.5 \cdot h_s - 0.4 \cdot \alpha_b \cdot d) + S_1 \cdot h' = (1.343 \cdot 10^3)\ kN \cdot m$$

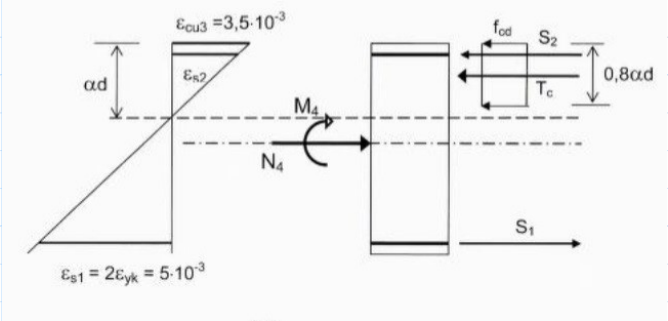
4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering

Bruddkriterium B $\varepsilon_c := \varepsilon_{cu3}$ $\varepsilon_{s1} := 2 \cdot \boxed{\varepsilon_{yk}}$ $2 \cdot \varepsilon_{yk}$ er lik 0.005 - vanlig praksis i Norge

$\varepsilon_{s1} := 0.005$ $\alpha_b := \dfrac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + 2 \cdot \boxed{\varepsilon_{yk}}}$ $d := 955 \cdot mm$

$\alpha_b := \dfrac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{s1}} = 0.412$ $\alpha_b \cdot d = 0.393\ m$ - Trykksonehøyde

Non-Commercial Use Only



Tøyning i trykkarmering:

$$\varepsilon_{s2} := \frac{\alpha_b \cdot d - 2 \cdot c_{nom}}{\alpha_b \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu3} = 0.003$$

$\varepsilon_{s2} \geq \varepsilon_{yd}$ armering flyter

$$T_c := f_{cd} \cdot b_s \cdot 0.91 \cdot \alpha_b \cdot d = \left(3.042 \cdot 10^6\right) N$$

$$S_2 := f_{yd} \cdot A_{s1} = \left(1.049 \cdot 10^6\right) N \qquad S_2 := S_1$$

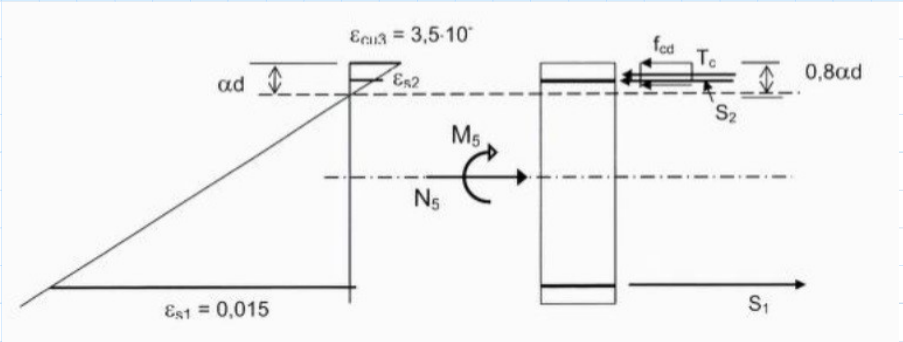
Aksial likevekt: $N_4 := S_2 - S_1 + T_c = \left(3.042 \cdot 10^3\right) kN$

Momentlikevekt om tyngdepunktsaksen:

$$M_4 := T_c \cdot \left(0.5 \cdot h_s - 0.4 \cdot \alpha_b \cdot d\right) + S_1 \cdot h' = \left(1.181 \cdot 10^3\right) kN \cdot m$$

5. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering

Bruddkriterium B $\quad \varepsilon_c := \varepsilon_{cu3} \quad \varepsilon_{s1} := 0.015$



$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{s1}} = 0.189 \qquad \alpha_b \cdot d = 0.181\ m$$ - Trykksonehøyde

Trykkarmeringstøyning:

$$\varepsilon_{s2} := \frac{\alpha_b \cdot d - 2 \cdot c_{nom}}{\alpha_b \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu3} = 0.002$$

$\varepsilon_{s2} \leq \varepsilon_{yd}$ flytter ikke

$$\sigma_{sd} := E_s \cdot \varepsilon_{s2} = 351.309 \frac{N}{mm^2} \qquad T_c := f_{cd} \cdot b_s \cdot 0.91 \cdot \alpha_b \cdot d = \left(1.398 \cdot 10^6\right) N$$

Non-Commercial Use Only

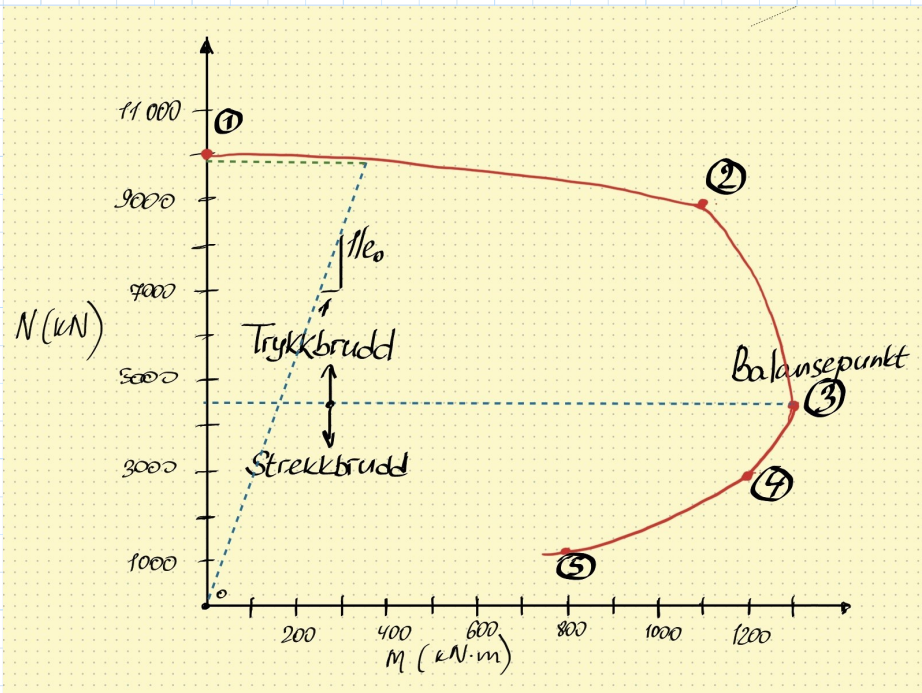
$S_1 := f_{yd} \cdot A_{s1} = (1.049 \cdot 10^6)\ N$ $\qquad S_2 := \sigma_{sd} \cdot A_{s1} = (8.476 \cdot 10^5)\ N$

Aksial likevekt: $N_5 := S_2 - S_1 + T_c = (1.196 \cdot 10^3)\ kN$

Momentlikevekt om tyngdepunktsaksen:

$$M_5 := T_c \cdot (c_{nom} - 0.4 \cdot \alpha_b \cdot d) + S_1 \cdot \frac{h'}{2} + S_2 \cdot \frac{h'}{2} = 824.859\ kN \cdot m$$

Konstruerer M-N diagram



Punkt for tøyningstilstand 3 kalles **"balansepunkt"**, dette punktet representerer trykkbrudd i betong ved trykkrand samtidig med at armeringen på strekksiden begynner å flytte. For denne tøyningstilstanden har tversnittet den største momentkapasiteten.

Punktet 1 i diagrammet representerer kapasiteten for sentrisk aksialtrykk. Mens EC2, 6.1(4) begrenser denne kapasiteten ved å forlange at det regnes med en minsteeksentrisitet, e_0 , gitt som

$$e_0 := \max \quad \frac{h}{30} \quad eller \quad 20 \cdot mm$$

$e_0 := \frac{h_s}{30} = 0.033\ m$ tar den for å finne $\qquad M_0 := N_1 \cdot e_0 = 339.631\ kN \cdot m$

Kravet om minsteeksentrisitet betyr at den maksimale bæreevnen for sæyletverrsnittet blir N=9800 kN istedet for N1= 10 000 kN dersom lasten var ideelt sentrisk plassert.

Dvs at valgte søyles dimensjoner og dimensjonert armering har god nok kapasitet sammenlignet med påkjening.

Non-Commercial Use Only

For praktisk dimensjonering brukes M-N diagrammene fra Appendiks A fra BS-EN 1992 1-1, 2004 for h'=0,5*h - 0,9*h. I tilfellet vårt har vi h'=0,9*h.
Hvis vi antar at vi har kraft, som virker på 900 kN i x-retning med arm på 3m og aksialkraft på 2500 kN, da får vi:

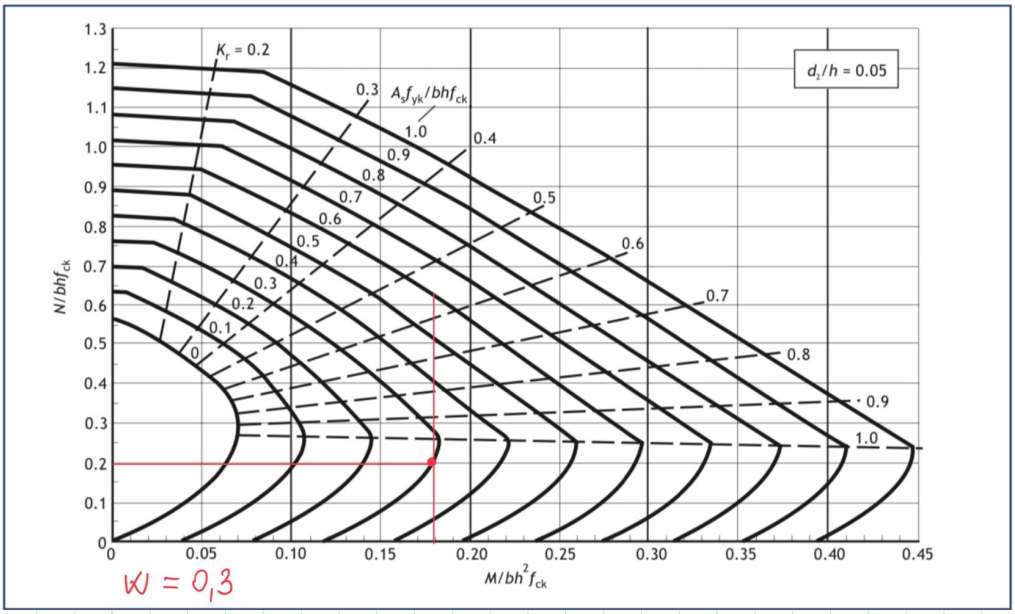
$$N_{Ed1} := 2500 \cdot kN$$

$$M_{Ed1y} := 2700 \cdot kN \cdot m$$

$$n := \frac{N_{Ed1}}{f_{ck} \cdot b_s \cdot h_s} = 0.167 \qquad m_{_1} := \frac{M_{Ed1y}}{f_{ck} \cdot b_s \cdot h_s^{\ 2}} = 0.18$$

Fra M-N diagram for d2/h=0.05 avleser w=0.3 $\qquad w := 0.3$

Figure 9a
Column design chart for rectangular columns $d_2/h = 0.05$

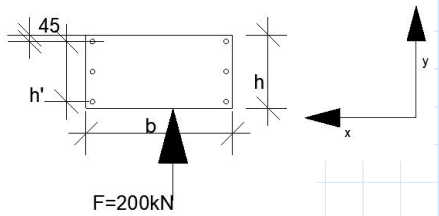


$$A_s := \frac{b_s \cdot h_s \cdot f_{ck}}{f_{yk}} \cdot w = \left(9 \cdot 10^3\right) mm^2$$

Søyler kan bli påkjent om to aksene og må holde to momenter samtidig: M_x og M_y.

I tilfellet vårt har vi M_x eller kraft i y-retning. Bildet med plassering av armering ble tatt fra øvrige eksempel.

Non-Commercial Use Only



Dvs:

$b_s := 1000 \cdot mm \qquad h_s := 500 \cdot mm \qquad h' := 410 \cdot mm$

$F := 200 \cdot kN$

$M_x := F \cdot h_z = 600\ kN \cdot m \qquad N_{Ed} = 345\ kN$

Vi skal ikke konstruere M-N diagram på nytt. Istedet for skal praktisk dimensjonering for kombinert moment og aksialkraft brukes.

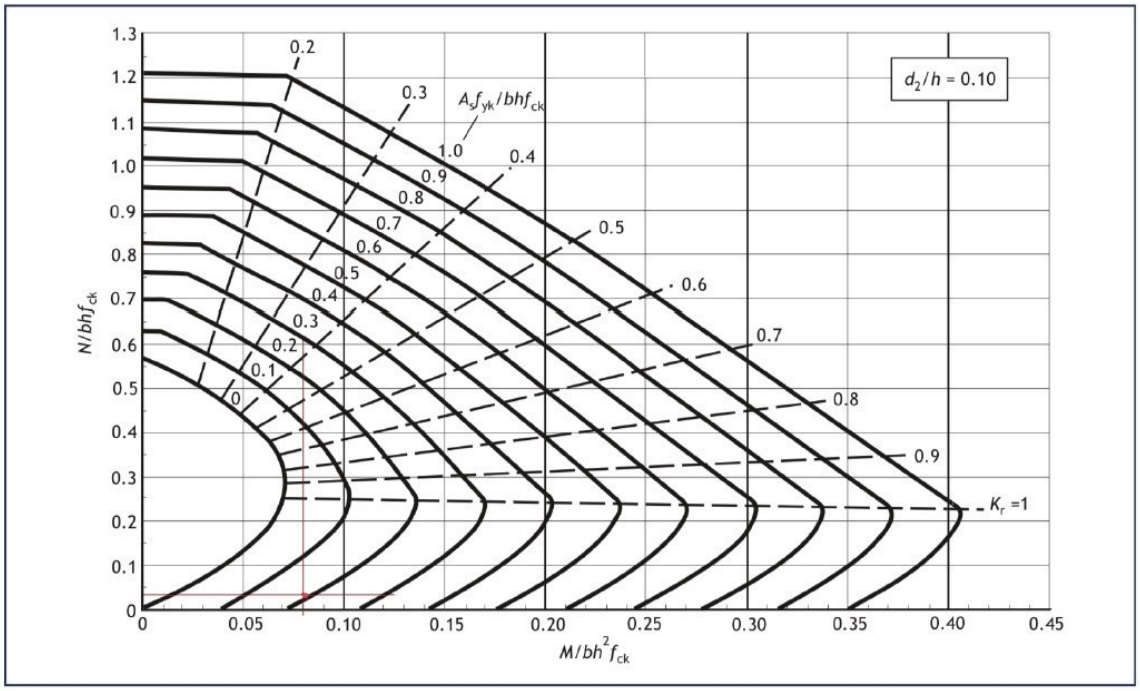
$d_2 := c_{nom} \qquad \frac{d_2}{h_s} = 0.09$ avrunder til 0.1

Avleser at $w := 0.19$

$n := \frac{N_{Ed}}{f_{ck} \cdot b_s \cdot h_s} = 0.023$

$m_1 := \frac{M_x}{f_{ck} \cdot b_s \cdot h_s^2} = 0.08 \qquad A_s := \frac{b_s \cdot h_s \cdot f_{ck}}{f_{yk}} \cdot w = \left(5.7 \cdot 10^3\right)\ mm^2$

m-n diagram



$A_s = \left(5.7 \cdot 10^3\right)\ mm^2 \qquad \frac{A_s}{2} = \left(2.85 \cdot 10^3\right)\ mm^2 \qquad A := \frac{A_s}{2} \qquad A_{s1} := A \qquad A_{s2} := A$

Non-Commercial Use Only

$A_{s1} := A_{s2}$ $A_{ø25} := \pi \cdot 12.5^2 = 490.874$ $A_{ø_25} := 490.874 \cdot mm^2$

$\frac{A_{s1}}{A_{ø_25}} = 5.806$ $n := 6$ $6 \cdot A_{ø25} = 2.945 \cdot 10^3$

Ifølge EC2, 8.2(2) fri avstand (horisontalt og vertikalt) mellom parallelle enkeltstenger eller horisontale lag av parallelle stenger bør ikke være mindre enn den største verdien av (kaller fri avstand a_h):

$k_1 := 2$ $ø25 := 25 \cdot mm$ $d_g := 16 \cdot mm$ $k_2 := 5 \cdot mm$

$k_1 \cdot ø25 = 50\ mm$

$d_g + k_2 = 21\ mm$

dvs fri avstand må være ikke mindre enn 64 mm

$20 \cdot mm$

$c_{nom} := 45 \cdot mm$ Detaljert forklasere av valg til overdekning stør ned

Sjekker side på 1 m, ser bort fra bøylearmering:

$a_h := b_s - 2 \cdot c_{nom} - 6 \cdot ø25 = 760\ mm$ det er fri avstand som finnes på 1 m bredde av søyle

$\frac{a_h}{50 \cdot mm} = 15.2$ dvs, at fri avstand er nok for å plassere med 55 mm avstand 6 stenger

I tillegg til det må bøylearmering settes. Pkt. 9.5.3 EC2:

$s_{cl.tmax} := min$ $20 \cdot ø_{min}$ $eller$ h_{min} $eller$ $400 \cdot mm$

hvor $ø_{min}$ er diameter av minste lengdearmering, h_{min} er minste tverrsnittsdimensjon.

$20 \cdot 25 \cdot mm = 500\ mm$ $h_{min} := 500 \cdot mm$ tar den minste verdien - 400 mm.

Men ifølge pkt.7.8.6 Hb N400 skal vertikal- og horisontalarmering i søyler $s \le 200 \cdot mm$
Og horisontalarmering skal ha diameter $ø \ge 16 \cdot mm$, derfor tar vi ø=16

Dimensjonering av fundament

s.438 Betongboka inneholder informasjon at tillat σ_{gd} - dimensjonerende grunntrykk i brudgrensetilstanden for bløt leire er 20 -100 kN/m^2

$\sigma_{gd} := 100\ \frac{kN}{m^2}$ $q_{ed} \le \sigma_{gd}$ $N_{Ed} = 345\ kN$ $\sigma_{gd} := 100\ kN$ $M_{ed.max} := M_x$

For symmetrisk fundament: $m := 1 \cdot m$

Non-Commercial Use Only

$$b := \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\sigma_{gd}}} = 1.857 \qquad e := \frac{M_x}{N_{Ed}} = 1.739\ m \qquad b_0 := 1.857 \cdot m \qquad 2 \cdot e = 3.478\ m$$

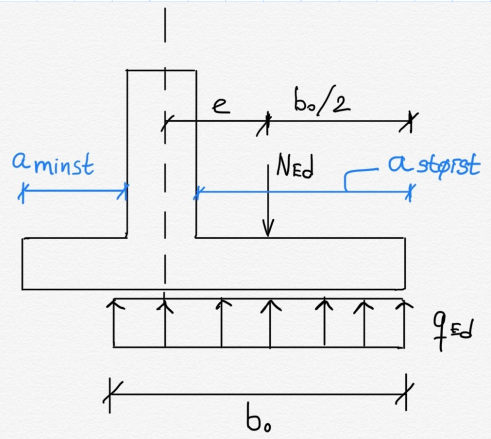
$$b_x := b_0 + 2 \cdot e = 5.335\ m \qquad b_y := b_0 = 1.857\ m$$

I tilfellet vårt b_x plasseres i y-retningen og b_y i x-retningen

For usymmetrisk fundament:

$$b_y := b_0 = 1.857\ m \qquad b_x := b_0 + \frac{M_x}{N_{Ed}} = 3.596\ m \qquad b_{søyleMy} := 500 \cdot mm$$

$$a_{størst} := \frac{b_0}{2} + \left(e - \frac{b_{søyleMy}}{2}\right) = 2.418\ m \qquad a_{minst} := b_x - a_{størst} - b_{søyleMy} = 0.679\ m$$



Avstanden mellom senter av stålbjelkene er 2 m, hvis vi antar at det også må være 2 m senteravstand mellom søylene. Dvs med tanke på geometri, moment påkjenning og fordeling må den korteste fundamentflensen plasseres mot en fri avstand (mot elve), mens den lengste må plasseres mot bru/ en annen søyle. Ifølge matematikk kan vi avrunde 2.418 til 2, dvs at vi har nok plass til den lengste flensen (antar at reduksjon på 400 mm skal ikke skape svært store og farlige konsekvenser). Dvs at vi skal ha et kontinuelig betongfundament for begge to søylene.

Fundamentet kan være armert eller uarmert. I pkt. 12.9.3 (1) EC2 kan fundamenter dimensjoneres og utføres i uarmert betong forutsatt at:

$$\frac{0.85 \cdot h_F}{a} \geq \sqrt{\frac{3 \cdot \sigma_{gd}}{f_{ctd.pl}}}$$

$$\alpha_{ct.pl} := 0.8 \qquad f_{ctk.0.05} := 2 \cdot MPa$$

$$f_{ctd.pl} := \alpha_{ct.pl} \cdot \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = \left(1.067 \cdot 10^3\right) \frac{kN}{m^2}$$ EC 2 12.3.3(2)

$$\frac{h_F}{a} \geq \frac{1}{0.85} \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot \sigma_{gd}}{f_{ctd.pl}}} \qquad \frac{1}{0.85} \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot \sigma_{gd}}{f_{ctd.pl}}} = 0.624\ m$$

$$h_F \geq 0.624\ m \cdot a_{størst} \qquad 0.624\ m \cdot a_{størst} = 1.509\ m^2$$

$h_F \geq 1.509 \cdot m$ avrunder til 2 m

Non-Commercial Use Only

Forenkelt forholdet:

$\frac{h_F}{a} \geq 2$ $\quad h_F \geq 4.836 \cdot m$ avrunder til 5 m

Men hensyn på dypden og høyden av søyler, som skal ikke være i kontakt med vann, velger vi h_F lik 3,5 m.

Sjekker momentkapasitet

$h_F := 3.5 \cdot m$

$M_{Rd} := \frac{h_F^{\ 2}}{6} \cdot f_{ctd.pl}$ $\quad L := b_0 = 1.857\ m$ $\quad w_u := \frac{L \cdot h_F^{\ 2}}{6}$ $\quad f_{ctd.pl} := \frac{M_{Rd}}{w_u}$

$\sigma_u := \frac{M_{Rd}}{w_u}$ hvor σ_u er strekkspenningen i underkant

$f_{ctd.pl} := \left(1.067 \cdot 10^6\right) \frac{kN}{m^2}$ $\quad h_{f2} := h_F^{\ 2}$ $\quad h_{f2} := 12.25 \cdot m^2 \cdot m$

$M_{Rd} := \frac{h_{f2}}{6} \cdot f_{ctd.pl} = \left(2.178 \cdot 10^6\right)\ m \cdot kN$

$\sigma_{gd} := 100\ \frac{kN}{m^2}$ $\quad q_{ed} \leq \sigma_{gd}$ $\quad q_{ed} := \sigma_{gd}$ $\quad a_{størst}^{\ 2} = 5.845\ m^2$

$M_{Ed} := \frac{q_{ed} \cdot a_{størst}^{\ 2}}{2}$ $\quad a2 := a_{størst}^{\ 2}$ $\quad a2 := 5.845\ m^2 \cdot m$

$M_{Ed} := \frac{q_{ed} \cdot a2}{2} = 292.25\ kN \cdot m$

$M_{Rd} \geq M_{Ed}$ $\quad OK$

Dimensjonerende skjærkraft

$V_{Ed} := q_{ed} \cdot \frac{b_y + b_s}{2} \cdot a_{størst} = 345.359\ kN$

$\theta := 21.8\ deg$ $\quad \alpha := 45\ deg$

Skjærtrykkapasitet

$cot\theta := \frac{1}{\tan(\theta)} = 2.5$ $\quad cot\alpha := \frac{1}{\tan(\alpha)} = 1$

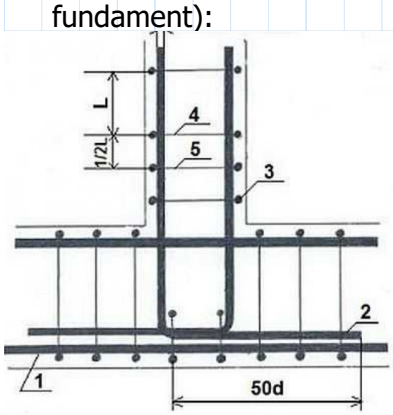
$\nu := 0.6$ $\quad cot\theta^2 = 6.251$

$V_{Rd.max} := \nu \cdot f_{cd} \cdot 0.9 \cdot d \cdot \frac{cot\theta + cot\alpha}{1 + cot\theta^2} = 4231.992\ \frac{kN}{m}$

Skjærtrykkapasitet er mye mer større enn Skjærkraft OK!

Non-Commercial Use Only

Armeringen i søyler må forankres i fundamentet. Vi foreslår å bruke litt anerledes metode til akse B (med tankegang på utforming av fundament):



$d := 32 \cdot mm$ $\quad d \cdot 50 = 1.6\ m$

Antageligvis må halvparten av d*50 være inne fundamentet i tillegg til den horisontale delen. Det må huskes ved utstøping av betong.

I tillegg til det bør det legges armeringsnett i øvredelen av betongfundamentet for å få en bedre og stabil overgang mellon søylene og fundament.

Non-Commercial Use Only