Vedlegg J Dimensjonering av landkar i akse C

Dimensjonering av fundament

Vi antar at vi har betong skive på 3 m lengde, 4 m høyde, 1 m bredde

$a := 4\ m \qquad b := 3\ m \qquad c := 1\ m$

Volum av skive:

$V := a \cdot b \cdot c = 12\ m^3 \qquad V_{per_meter} := a \cdot 1\ m \cdot 1\ m = 4\ m^3$

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

$\gamma_c := 25\ \frac{kN}{m^3} \qquad Q_{fra_egenvekt} := V \cdot \gamma_c = 300\ kN$

$Q_{fra_egenvekt_per_meter} := V_{per_meter} \cdot \gamma_c = 100\ kN$

$g_{d_per_m} := 100\ kN \cdot 1.2 \cdot \frac{1}{1 \cdot m} = 120\ \frac{1}{m} \cdot kN$

Dvs. at fundamentet vårt må overføre 341, 14 kN (avrunder til 345 kN) av skjærkraft og 128 kN resultatkraft fra jordtrykk med arm på 1,6 m.

Da totalt skjærkraft per meter skal være lik:

$V_{total} := g_{d_per_m} + \frac{345}{3}\ \frac{kN}{m} = 235\ \frac{1}{m} \cdot kN$

Moment pga jordtrykk:

$M := 128\ kN \cdot 1.6\ m = 204.8\ kN \cdot m$

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

$\sigma_{gd} := 100\ \frac{kN}{m^2} \qquad q_{ed} \le \sigma_{gd} \qquad N_{ed} := V_{total} = 235\ \frac{kN}{m}$

$q_{ed} := \frac{N_{ed}}{b} \qquad M_{ed.max} := M$

$b_0 := \frac{N_{ed}}{\sigma_{gd}} = 2.35\ m \qquad e := \frac{M_{ed.max}}{N_{ed}} = 0.871\ m^2 \qquad e1 := e \cdot 1\ \frac{1}{m} = 0.871\ m$

$b := b_0 + e1 = 3.221\ m$

$b_x := b = 3.221\ m \qquad b_y := b_0 = 2.35\ m$

$a1 := \frac{b_0}{2} + e1 - 0.5\ m = 1.546\ m$

1 m bredde av vegg men 1/2 av veggen er 0.5 m

Non-Commercial Use Only

Vi antar at vi skal støpe betong mot berg og det vil gi oss ifølge 4.4.1.1 EC2 Del 1-1

$c_{nom} := 100 \cdot mm + 10 \cdot mm = 0.11\ m$

Vi velger B30, B500NC, antar at betong i XC2 klasse (tabell 4.1 EC2 Del 1-1)

$f_{ck} := 30\ MPa$ $\quad h_f := 420 \cdot mm$ $\quad d := h_f - c_{nom} = 0.31\ m$

$f_{cd} := \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{1.5} \cdot 0.8 = 13.6\ \frac{N}{mm^2}$ hvor 0.8 er en reduksjonsfaktor til betong i vann ifølge 7.2.2 HB N400

$Snitt1$ $\quad q_{ed} := \sigma_{gd}$

$M_{ed1} := \frac{q_{ed} \cdot (a1)^2\ m}{2} = 119.581\ m \cdot kN$

Momentkapasitet $\quad b_{vegg} := 1000 \cdot mm$

$M_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b_{vegg} \cdot d^2 = 359.414\ kN \cdot m$

Momentkapasitet er avhengig av betongsfasthet og d-verdi. Hvis vi velger B45 - får vi for lav momentkapasitet, velger B50 - får Mrd lik 948 kNm, hvis vi øker fundamentshøyde til 550 mm får vi Mrd lik 1086 kNm. Vi velger økning av høyde

$M_{Rd} \geq M_{ed1}$ OK

$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{ed1}}{M_{Rd}}\right) \cdot d = 0.292\ m$

Nødvendig armering i x-retning

$f_{yd} := 434\ \frac{N}{mm^2} \cdot 0.9 = 390.6\ \frac{N}{mm^2}$

$A_s := \frac{M_{ed1}}{z \cdot f_{yd}} = \left(1.047 \cdot 10^3\right)\ mm^2$ tar ø16 mm $\quad A_{1stag_arm_16} := 201.062\ mm^2$

$n := \frac{A_s}{A_{1stag_arm_16}} = 5.206$ $\quad n := 6$

$s := 1000\ \frac{mm}{n} = 166.667\ mm$ Trenger 6ø16 per 1m, s=150mm

$A_{s1} := \frac{1000}{150} \cdot 201.062\ mm^2 = \left(1.34 \cdot 10^3\right)\ mm^2$ per 1 m

Non-Commercial Use Only

Tverrarmering:

$A_{tverr} := 0.2 \cdot A_{s1} = 268.083\ mm^2$ ifølge 9.3.1.1. EC tverrarmering er 20% av hovedarmering

tar minst tillat ø16mm

$A_{ø16} := \pi \cdot 8^2 = 201.062$ $A_{ø16} := 201.062 \cdot mm^2$

$n := \frac{A_{tverr}}{A_{ø16}} = 1.333$ $n := 5$ Ifølge kravene av Hb N400 største tillat senteravstand er på 200 mm, av denne grunnen må antallet av armeringssteger i y-retning økes

$s := 1000\ \frac{mm}{n} = 0.2\ m$

Velger ø16mm s200 mm

$A_{tverr} := \frac{1000}{200} \cdot A_{ø16} = \left(1.005 \cdot 10^3\right)\ mm^2$ per 1 m

Snitt 2 Skjærkraft
Skjærstrekk

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

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

$V_{ed} := \sigma_{gd} \cdot (a1 - d) = 123.649\ \frac{kN}{m}$

$k_2 := 0.18$
$\gamma_c := 1.5$

NA 6.2.2: $C_{Rd.c} := \frac{k_2}{\gamma_c}\ m = 0.12\ m$ $d := h_f - c_{nom} = 0.31\ m$

$V_{Rd.c} := C_{Rd.c} \cdot k \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}}\ b_{vegg} \cdot d$

k er lik $1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$ $k := 1.67$ $1.67 \le 2.0$ OK $A_{sl} := A_{s1}$

$\rho_l := \frac{A_{sl}}{b_{vegg} \cdot d} = 0.004$ $0.015 \le 0.02$ OK $k := 1.67$

$V_{Rd.c} := 773.485\ \frac{kN}{m}$

$V_{Rd.c} \ge V_{ed}$

Non-Commercial Use Only

dvs. at det finnes ikke beregningsmesig behov for skjærarmering
EC 2 6.2.1 (4) hvor påvisning av skjærkraftkapasitet gir at det ikke er nødvendig med skjærarmering burde alikevel legges inn en minste skjærarmering etter 9.2.2. Den minste skjærarmeringen kan utelates i konstruksjonsdeler som f.eks. plater(massive dekker, ribbe dekker eller hulldekker) der omfordeling av laster i tverretning er mulig. Den minste skjærarmeringen kan ikke utelates i tilfellet vårt, pga at vi har ikke valig plate eller dekke, vi har fundament som fra statisk synspunkt kan anses som to utkrager. Bjelker må alltid ha minst skjærarmering. Derimot fårstår vi at det er en svært kontroversiell påstand at vi må sette minste skjærarmeringen pga at fundament er på en måte en kombinasjon av to utkrager. Men uansett vi må skjærarmere overgangen mellom plate og veggen og området i nærheten av overgangen. I tillegg til det kan vertikal skjærarmering anses som støtte til øvre armeringsnett, som skal hjelpe ved støping av betong og en mulighet for å unngå situasjonen av nedbøyning/fall av øvre nett mot nedre armeringsnettlag, spesielt i tilfelle når totalbredde på fundament er 15m. Dette spørsmælet kan og må diskuteres med hensyn på teoretiske og praktiske sammenhengene for å gi en rett og eksakt løsning. Vi har beregnet skjærarmering ifølge to metoder for å vise forskjell i resultater. Men hvis vi skal se veldig konservativt og påstå at vi armerer plate, da som hoved regel for armering av plater - det er aldri nødvendig å ha minste skjærarmering i plater.

$$V_{Rd.s} := \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \sin(\alpha) \qquad V_{Rd.s} \geq V_{ed}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{ed}}{z \cdot f_{yd} \cdot (cot(\theta) + cot(\alpha))\ sin(\alpha)} \qquad P := \frac{A_{sw}}{s}$$

$$P := \frac{128.415 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 310 \cdot 390.6 \cdot (2.5 + 1) \cdot 0.707} = 0.476$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0.476\ \frac{mm^2}{m}$$

$$s \leq \frac{A_{sw}}{0.476} \leq \frac{201.062}{0.476} \leq 422$$

Velger skjærarmering ø16 s 300, men

Den minste skjærarmering

$$sin\alpha := 1 \qquad \alpha := 90°$$

$$\rho_w := \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin(\alpha)} \qquad f_{yk} := 500\ \frac{N}{mm^2} \qquad f_{ck} := 30 \cdot \frac{N}{mm^2} \qquad b_w := 1000 \cdot mm$$

ifølge NA. 9.2.2(6)

$$\rho_w := \frac{\left(0.1 \cdot \sqrt{f_{ck}}\right)}{f_{yk}} \cdot b_w \qquad \rho_w := 1.095 \cdot \frac{mm^2}{mm}$$

Velger ø16mm

$$A_{ø16} := 201.062 \cdot mm^2$$

Non-Commercial Use Only

$\frac{A_{sw}}{s} = 1.095 \cdot \frac{mm^2}{mm}$ $\frac{201.062}{s} = 1.095$ $s := 183 \cdot mm$

Velger skjærarmering ø16 s180

Skjærtrykk dim skjærkraft for snitt 1

$V_{ed} := \sigma_{gd} \cdot a1 = 154.649 \frac{1}{m} \cdot kN$

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

$V_{Rd.max} := \nu \cdot f_{cd} \cdot 0.9 \cdot d \cdot \frac{cot\theta + cot\alpha}{1 + cot\theta^2} = 1098.988 \frac{kN}{m}$

Skjærtrykkapasitet er mye mer større enn Skjærkraft OK!

Forankring av hovedarmering

$a := 1.594\ m$ $e := 0.919\ m$ $L_{AB} := a + e = 2.513\ m$ $\sigma_{gd} := 100 \frac{kN}{m}$

$h_f := 420\ mm$ $x_{min} := \frac{h_f}{2}$ $x := x_{min}$ $R := \sigma_{gd} \cdot x$

$R := \sigma_{gd} \cdot x = 21\ kN$ $x = 210\ mm$

$z_e := L_{AB} - \frac{x}{2} = 2.408\ m$

$z_i := 0.9 \cdot d = 279\ mm$

Armeringskraft i snitt x fra kant:

$F_s := \frac{R \cdot z_e}{z_i} = 181.247\ kN$ $A_{s1} := \frac{1000}{150} \cdot 201.062\ mm^2 = (1.34 \cdot 10^3)\ mm^2$

Armeringsspenning

$\sigma_s := \frac{F_s}{A_{s1}} = 135.217 \frac{N}{mm^2}$ $\alpha_{ct} := 0.85$ $f_{ctk.0.05} := 2.0\ MPa$ $\gamma_c := 1.5$

$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = 1.133 \frac{N}{mm^2}$

dim heftefasthet:

$f_{bd} := 2.25 \cdot f_{ctd} = 2.55 \frac{N}{mm^2}$

$L_{bd} := L_{bd.rqd}$

Nødvendig forankringslengde i snitt x fra kant er

Non-Commercial Use Only

$$L_{bd.rqd} := \frac{0.25 \cdot ø_{16} \cdot \sigma_s}{f_{bd}} \qquad L_{bd.rqd} := \frac{0.25 \cdot 16\ mm \cdot \sigma_s}{f_{bd}} = 212.106\ mm$$

$L_{bd.rqd} \geq x$ ikke OK, armeringen må bøyes

Punkt 8.4.1(2) EC2 foreslår forskjellige forankrinngsmetoder. Vi skal velge mellom c) og d), mens vi trenger å finne $L_{b.eq}$

$L_{bd} := \alpha 1 \cdot \alpha 2 \cdot \alpha 3 \cdot \alpha 4 \cdot \alpha 5 \cdot L_{bd.rqd} \geq L_{b.min}$

8.4.4(1) EC2, verdiene til alle α kan hentes fra tabell 8.2 i EC2

$L_{bd} := 0.7 \cdot 0.7 \cdot 0.7 \cdot L_{bd.rqd} \geq L_{b.min}$

$ø := 16 \cdot mm$

Produktet $\alpha 2 \cdot \alpha 3 \cdot \alpha 5 \geq 0.7$

$L_{b.min}$ for forankringer i strekk er max av

$0.3 \cdot L_{bd.rqd} = 63.632\ mm$ *eller* $10 \cdot ø = 160\ mm$ *eller* $100 \cdot mm$

$L_{b.min} := 160 \cdot mm$ dvs at vi må ta $L_{bq} := 160 \cdot mm$

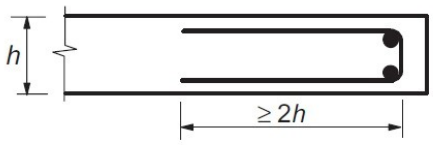
$L_{bq} := 0.7 \cdot 0.7 \cdot 0.7 \cdot L_{bd.rqd} = 72.752\ mm$

Ifølge 8.4.4(2) som et forenklet alternativ til 8.4.4(1) kan forankringslengden i strekk for former vist på figur 8.1 settes lik en ekvivalent forankringslengde $L_{b.eq}$

som kan antas å være $\alpha_1 \cdot L_{b.rqd}$ for former vist på figur 8.1b til 8.1d

$\alpha_1 := 0.7$ $\alpha_1 \cdot L_{bd.rqd} = 148.474\ mm$ Vi kan godt velge $L_{b.eq} := 160 \cdot mm$

I tillegg til det må vi huske på 9.3.1.4 (1) EC: langs en fri)ikke opplagret) kant bør plater normalt ha lengde- og tverrarmering, som vist på figur 9.8



Figur 9.8 – Kantarmering i plater

Så hvis høyde er lik 420 mm, da lengde på tverrarmeringen er lik 2*420=840 mm. Senteravstand til slike kroker må være maks på 300 mm.

Dimensjonering av skive

$h_{skive} := 4\ m$ $l_{skive} := 3\ m$ $b_{skive} := 1\ m$

$V_{per_bjelke} := 170.57\ kN$ $q := 113.7\ \frac{kN}{m}$ $q_{avrundet} := 114\ \frac{kN}{m}$

Non-Commercial Use Only

$\gamma_c := 25 \ \frac{kN}{m^3}$ Tyngdetetthet armert betong skal minimum settes lik 25kN/m^3 etter pkt 7.3.2 HB N400

I tillegg til de ytterste lastene må vi beregne jevn fordelt last som vi har pga egenvekt til betongen

$V_{betong} := h_{skive} \cdot b_{skive} \cdot l_{skive} = 12 \ m^3$

$F_{betong} := V_{betong} \cdot \gamma_c = 300 \ kN$

$F_{betong.d} := F_{betong} \cdot 1.2 = 360 \ kN$

Hvis vi ser på det konservativt, da antar vi at egenvekten fra betongen fordeles jevnt gjennom helle konstruksjonen og det gir til oss mulighet å plassere jevn fordelt last på toppen av skive

Hvis vi antar at kraft som vi fikk fra betongsegenvekt er resultantkraft fra jevn fordelt last, får vi at q er lik 100 kN/m

$q_{betong} := 100 \ \frac{kN}{m}$

$q_{totalt} := q_{avrundet} + q_{betong} = 214 \ \frac{kN}{m}$

Betong: dimensjonerer etter en levetid på 100 år etter pkt 7.2.3 hb N400, velger klasse B30

$f_{ck} := 30 \ MPa$ $f_{ctm} := 2.9 \ MPa$ $f_{yk} := 500 \ MPa$ $\gamma_s := 1.15$

$\alpha_{cc} := 0.85$ $\gamma_c := 1.5$

$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \cdot 0.8 = 13.6 \ \frac{N}{mm^2}$ $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot 0.9 = 391.304 \ \frac{N}{mm^2}$

Antar opplager på 200mm

$b_{opplager} := 200 \ mm$ $L_{uk.skive} := l_{skive} - 2 \ b_{opplager} = 2.6 \ m$

$L := \frac{L_{uk.skive}}{4} = 650 \ mm$

Etter tabell 7.2 HB N400 kan vi anta at

$c_{min.dur} := 60 \ mm - 100 \ mm$ kan variere.

$h_{skive} > l_{skive}$ $z := 0.62 \cdot h_{skive} = 2.48 \ m$

$mot := 2480 \ mm$ $hos := L$

Non-Commercial Use Only

$$\varphi := \operatorname{atan}\left(\frac{mot}{hos}\right) = 75.313\ deg$$

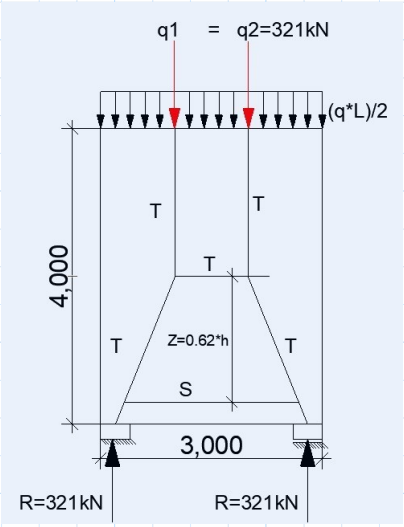
$$q1 := \frac{q_{totalt} \cdot l_{skive}}{2} = 321\ kN$$

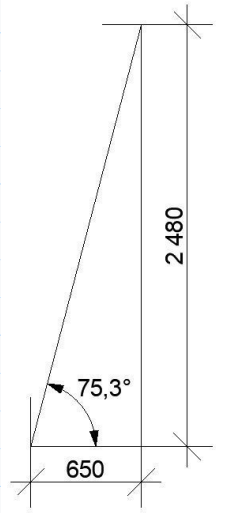
$$q1 = q2 = R \qquad R := 321 \cdot kN$$

$$sin\varphi := \frac{R}{T_3} \qquad \sin(75.313°) = 0.967$$

$$T_3 := \frac{R}{\sin(75.313°)} = 331.843\ kN$$

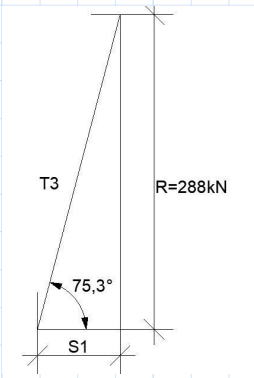
$$S_1 := T_3 \cdot \cos(\varphi) = 84.133\ kN$$





Ingen last på undersiden gir S2 = 0

$$S_2 := 0\ kN$$



Nødvendig armering horisontalt

$$A_{sh} := \frac{S_1}{f_{yd}} = 215.007\ mm^2$$

$$A_c := b_{skive} \cdot 1\ m$$

$$A_{sv} := \frac{2 \cdot S_2}{f_{yd}} = 0\ m^2$$

NA.9.6.3 EC gir at minstearmeringsareal på hver side i dobbeltarmerte vegger, As,hmin , settes lik den største av 25% av vertikalarmeringen på samme side eller for yttervegger:

$$\frac{0.3 \cdot A_c \cdot f_{ctm}}{f_{yk}}$$

$NA.9.6.2 \quad EC$ setter minste armeringsareal $A_{s.vmin}$ lik $0.002 \cdot A_c$

$A_{s.vmax} \quad settes \quad lik \quad 0.04 \cdot A_c$

$$A_c := 1\ m \cdot 1\ m = 1\ m^2 \qquad A_{s.vmin} := 0.002 \cdot A_c = \left(2 \cdot 10^3\right)\ mm^2$$

$$A_{s.vmax} := 0.04 \cdot A_c = \left(4 \cdot 10^4\right)\ mm^2$$

Da minste vertikalarmering er lik 2000 mm^2 og det gir:

Non-Commercial Use Only

$A_{s.hmin} := 0.25 \cdot A_{s.vmin} = 500\ mm^2$

velger den største verdien

$A_{s.hmin} := \frac{0.3 \cdot A_c \cdot f_{ctm}}{f_{yk}} = (1.74 \cdot 10^3)\ mm^2$

hvis vi tar 23ø20mm

$A_{ø20} := \pi \cdot 10^2 = 314.159$ $\qquad s := \frac{4000}{23} = 173.913$

$\frac{23 \cdot A_{ø20}}{4} = 1.806 \cdot 10^3\ \frac{mm^2}{m}$ Velger senteravstand 170mm

Nødvendig armering vertikalt

EC 9.6.2

$A_{sv.min} := 0.002 \cdot A_c = 2000\ mm^2$

$A_{sv.max} := 0.04 \cdot A_c = (4 \cdot 10^4)\ mm^2$

$\frac{22\ A_{ø20}}{3} = 2.304 \cdot 10^3\ \frac{mm^2}{m}$

ifølge 9.6.2(2) der minste armeringsareal er bestemmende, legges halvparten av arealet på hver side

$A_{s.vmin_halvparten} := \frac{A_{sv.min}}{2} = (1 \cdot 10^3)\ mm^2$ velger minst tillat ø16

$A_{ø16} := \pi \cdot 8^2 = 201.062$ $\qquad s := \frac{3000}{16} = 187.5$

$\frac{16 \cdot A_{ø16}}{3} = 1.072 \cdot 10^3\ \frac{mm^2}{m}$ Velger ø16 s 180mm

Spenninger i knutepunkt

EC 6.5.4

$k_1 := 1.0$ $\qquad k_2 := 0.85$ $\qquad k_3 := 0.75$

(NA.6.5(2)N) $\nu' := \left(1 - \frac{f_{ck}}{250\ MPa}\right) = 0.88$

$\sigma_{Rd.max}$ er avhengig av om det legges inn en forankring av strekkstav eller ikke.

a) Under trykk uten forankring av strekkstaver i knutepunkter vil

$\sigma_{Rd.max} := k_1 \cdot \nu' \cdot f_{cd} = 11.968\ \frac{N}{mm^2}$

b) for knutepunkter med trykk-strekk med forankring av strekkstaver i en retning vil.

Non-Commercial Use Only

$\sigma_{Rd.max} := k_2 \cdot \nu' \cdot f_{cd} = 10.173 \ \frac{N}{mm^2}$

c) knutepunkt med trykk-strekk med forankring av strekkstaver i mer enn en retning vil

$\sigma_{Rd.max} := k_3 \cdot \nu' \cdot f_{cd} = 8.976 \ \frac{N}{mm^2}$

$\varphi = 75.313 \ deg$

$t_1 := \cos(\varphi) \cdot 400 = 101.413$

$t_2 := \sin(\varphi) \cdot 200 = 193.465$

$t := t_1 + t_2 = 294.879$

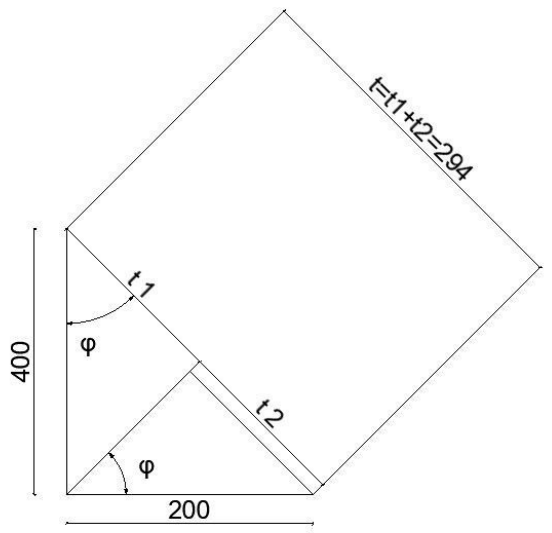
$\frac{T_3}{t \cdot b} \leq \sigma_{Rd.max}$

$T_3 = 331.843 \ kN$

$t := 294.879 \cdot mm$

$b := 1000 \cdot mm$

$\frac{T_3}{t \cdot b} = 1.125 \ \frac{N}{mm^2}$



9.5.3 Tverrarmeringens diameter (bøyler,kroker eller spiralarmering) bør ikke være mindre enn 6 mm eller en fjedredel av største diameter av stengene i lengderetningen, avhengig avhvilken verdi som er størst.

$A_{ø10} := \pi \cdot 5^2 = 78.54$

Ifølge 7.8.1 Håndbok N400 det kan gjøres unntak fra regel at armering med diameter mindre enn 12mm skal ikke benyttes. Diameter 10mm kan benyttes for tverrarmering beregnet etter NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, punkt 9.5.3(6) og 9.6.4 i tilfeller der armeringen som skal fastholdes ikke er beregningsmessig utnyttet i trykk.

Velger n=6 (med hensyn på innholdet av punkt 9.6.4 (2) EC) og da

$s := \frac{1000}{6} = 166.667$

velger ø10s150

punkt 7.8.6 Håndbok N400 sier at vertikal- og horisontalarmering skal ha senteravstand ≤ 200 mm, derfor reglene fra punkt 9.5.3(3) og NA.9.5.3(3) skal ikke brukes fordi de gir større verdi av senteravstand.

$A_{s_tverr} := \frac{1000}{150} \cdot 78.54 \cdot mm^2 = 523.6 \ mm^2$ per meter

Non-Commercial Use Only