

INNHOLDSFORTEGNELSE

1. PLATE-001, Utkragerplate
 - 1.1. Tverrsnittsdimensjoner, laster
 - 1.2. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand
2. PLATE-002, Kontinuerlig plate
 - 2.1. Tverrsnittsdimensjoner, laster
 - 2.2. Dimensjonering laster, skjærkrefter og bøyningsmoment
 - 2.3. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand
3. PLATE-003, Kontinuerlig ribbeplate
 - 3.1. Tverrsnittsdimensjoner, laster
 - 3.2. Dimensjonering laster, skjærkrefter og bøyningsmoment
 - 3.3. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand
4. BJELKE-001, T-bjelketverrsnitt med bøyningsmoment og skjærkraft
 - 4.1. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand
 - 4.2. Dimensjonering mot skjærbrudd
5. BJELKE-002, Bjelketverrsnitt med bøyningsmoment, skjærkraft og torsjonsmoment
 - 5.1. Dimensjonering for torsjon
6. BJELKE-003, Momentkapasitet av bjelketverrsnitt med FRP forsterkning
 - 6.1. Deformasjoner forårsaket av brukslast før FRP forsterkning
 - 6.2. Tverrsnittets momentkapasitet, uten FRP forsterkning
 - 6.3. Tverrsnittets momentkapasitet, med FRP forsterkning
 - 6.4. Økning av bjelkens skjærkapasitet
7. SØYLE-001, Enkeltstående søyle
 - 7.1. Dimensjonering med første ordens teori
 - 7.2. Dimensjonering med andre ordens teori
8. SØYLE-002, Kapasitet av søyle
 - 8.1. Maksimum aksiallast N_{sd} , og maksimum bøyningsmoment M_{sdx}
 - 8.2. Maksimum aksiallast N_{sd} , og maksimum bøyningsmoment M_{sdy}
9. FUNDAMENT-001, Symmetrisk fundament med sentrisk belastning
 - 9.1. Dimensjoner-Materialer-Laster
 - 9.2. Kontroll av grunnens bæreevne
 - 9.2.1. Lasttilfelle-1, $1.35 \times \text{Permanent} + 1.50 \times \text{Variabel}$
 - 9.3. Dimensjonerende laster for armering betong
 - 9.3.1. Lasttilfelle-1, $1.35 \times \text{Permanent} + 1.50 \times \text{Variabel}$
 - 9.4. Dimensjonering for bøyning

- 9.5. Dimensjonering for skjær
- 9.6. Dimensjonering for gjennomlukking
- 10. FUNDAMENT-002, Asymmetrisk fundament med eksentrisk belastning
 - 10.1. Dimensjoner-Materialer-Laster
 - 10.2. Kontroll av grunnens bæreevne
 - 10.2.1. Lasttilfelle-1, 1.35xPermanent + 1.50xVariabel
 - 10.3. Dimensjonerende laster for armering betong
 - 10.3.1. Lasttilfelle-1, 1.35xPermanent + 1.50xVariabel
 - 10.4. Dimensjonering for bøyning
 - 10.5. Dimensjonering for skjær
 - 10.6. Dimensjonering for gjennomlukking
- 11. STØTTEMUR-001, Gravitasjonsmur
 - 11.1. Beregninger av aktivt jordtrykk , Veggdel fra $y=0.000$ m til $y=3.500$ m, $H=3.500$ m
 - 11.2. Veggegenskaper og parametere
 - 11.3. Kontroll av veggstabilitet
 - 11.4. Dimensjonering med seismisk last , Kontroll av veggstabilitet
 - 11.5. Dimensjonering av vegg
 - 11.6. Spenningskontroll med tillatte spenninger
 - 11.7. Dimensjonering av vegg
 - 11.8. Spenningskontroll med tillatte spenninger
- 12. STØTTEMUR-002, Vinkelmur
 - 12.1. Beregninger av aktivt jordtrykk , Veggdel fra $y=0.000$ m til $y=4.000$ m, $H=4.000$ m
 - 12.2. Beregninger av passivt jordtrykk , Veggdel fra $y=3.400$ m til $y=4.000$ m, $H=0.600$ m
 - 12.3. Veggegenskaper og parametere
 - 12.4. Kontroll av veggstabilitet
 - 12.5. Dimensjonering med seismisk last , Kontroll av veggstabilitet
 - 12.6. Dimensjonering av vegg
 - 12.7. Dimensjonering av vegg
 - 12.8. Armering av veggsteg
 - 12.9. Dimensjonering av støttemurfundament og armering
 - 12.10. Armering av støttemurfundament
 - 12.11. Materialestimat
- 13. KONSOLL-001, Konsoll
 - 13.1. Tverrsnittdimensjoner, laster
 - 13.2. Dimensjoneringsmodell
 - 13.3. Kontroll av betongen mot trykkbrudd, $V_{sd} \leq V_{rd2}$,
 - 13.4. Strekkraft

13.5. Bøyer

13.6. Kontroll av trykk under oppleggsplate

13.7. Forankring av armering

14. HØY BJELKE-001, Høy bjelke

14.1. Dimensjoner, laster

14.2. Beregningsmodell

14.3. Kontroll av betongens trykkfasthet

14.4. Kontroll av strekk i underkant

14.5. Horisontal transversarmering

14.6. Minimum påkrevd armering

14.7. Opphengt armering

14.8. Forankringslengde

Tilegg A Bøyeliste Plater

Tilegg B Bøyeliste Bjelker

Tilegg C Bøyeliste (uten ref.)

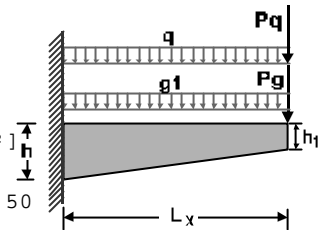
Tilegg D Nummerering og plassering av armering

BETONexpress - rapporteksempel**1. PLATE-001****Utkragerplate**

Betongkvalitet-stålkvalitet: C25/30-S500

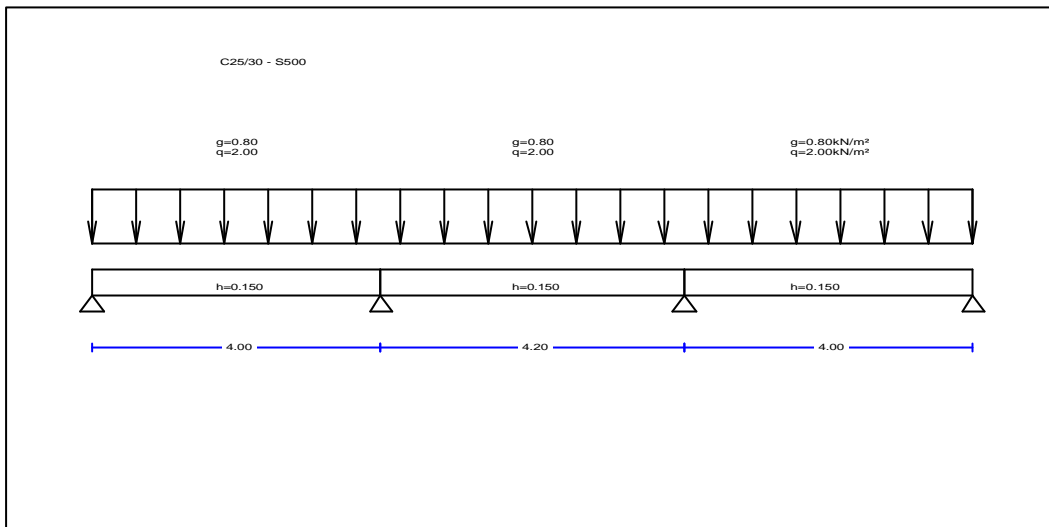
Betongoverdekning 15 mm (ENV1992, §4.1.3.3)

gammaC=1.50, gammaS=1.15 (EC2, ENV1992-1-1:1993, Tabell 2.3)

1.1. Tverrsnittsdimensjoner, lasterUtkragerplate, utkragerlengde $L_x=1.25$ m, tverrlengde $L_y=5.00$ mPlatetykkelse, i opplag $h=0.150$ [m], i fri ende $h_1=0.150$ [m]Platelaster: permanent $g=(3.75+0.80)=4.55$ [kN/m²], nytte $q=5.00$ [kN/m²]konsentrert last ved fri ende, $P_g=0.00$ [kN/m], $P_q=0.00$ [kN/m]Lastfaktorer: permanente laster $\gamma_G=1.35$, variable laster $\gamma_Q=1.50$ Kombinasjonsfaktorer for variable laster: $\psi_{11}=0.60$, $\psi_{12}=0.30$ **1.2. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (EC2, ENV1992-1-1:1993, §4.3.1, §5.4.3)**Opplagsmoment $M=-0.5 \times (1.35 \times 4.55 + 1.50 \times 5.00) \times 1.25^2 = -10.66$ kNm/mSkjærkraft $V=(1.35 \times 4.55 + 1.50 \times 5.00) \times 1.25 = 17.05$ kN/mReaksjonskraft, $V_g A = 1.35 \times 4.55 \times 1.25 = 7.68$ kN/m, $V_q A = 1.50 \times 5.00 \times 1.25 = 9.38$ kN/mArmering av plate, (EC2, ENV1992-1-1:1993, §5.4.3)Msd=-10.66kNm/m, $d=13.5$ cm, $K_d=4.14$, $x/d=0.07$, $e_c/e_s=1.6/20.0$, $K_s=2.36$, $A_s=1.86$ cm²/mMinimumsarmering,, hovedarmering $\varnothing 8/20.0(2.50$ cm²/m), fordelingsarmering $\varnothing 8/20.0(2.00$ cm²/m)spenn/effektiv høyde, $L/d=1.25/0.135=9.26 < 10.00$ (EC2, ENV1992-1-1:1993, T.4.14)**Hovedarmering $\varnothing 8/20.0(2.52$ cm²/m) overkant, $\varnothing 8/20.0(2.52$ cm²/m fordelingsarmering)**

2. PLATE-002

Kontinuerlig plate



Betongkvalitet-stålkvalitet: C25/30-S500

Betongoverdekning 15 mm (ENV1992, §4.1.3.3)

$\gamma_{C}=1.50$, $\gamma_{S}=1.15$ (EC2, ENV1992-1-1:1993, Tabell 2.3)



2.1. Tverrsnittsdimensjoner, laster

Kontinuerlig plate, antall spenn=3, tverrlengde $L_y=10.00$ m

Lastfaktorer: permanente laster $\gamma_{G}=1.35$, variable laster $\gamma_{Q}=1.50$

Kombinasjonsfaktorer for variable laster: $\psi_{11}=0.60$, $\psi_{12}=0.30$

Spenn, tykkelser, laster i felt (g =egenvekt + permanentlast, q =nyttelast)

Felt -1, $L=4.00$ m, $h=0.150$ m, $g=3.75+0.80=4.55$ kN/m², $q=2.00$ kN/m²

Felt -2, $L=4.20$ m, $h=0.150$ m, $g=3.75+0.80=4.55$ kN/m², $q=2.00$ kN/m²

Felt -3, $L=4.00$ m, $h=0.150$ m, $g=3.75+0.80=4.55$ kN/m², $q=2.00$ kN/m²

2.2. Dimensjonering laster, skjærkrefter og bøyningmoment

Maksimum feltmoment for lastkombinasjoner $1.35g+1.50q$

Felt -1, $M_{sd}=13.12$ kNm/m, $x_0=1.69$ m, $x_1=0.00$ m, $x_2=0.61$ m

Felt -2, $M_{sd}=8.40$ kNm/m, $x_0=2.10$ m, $x_1=0.74$ m, $x_2=0.74$ m

Felt -3, $M_{sd}=13.12$ kNm/m, $x_0=2.31$ m, $x_1=0.61$ m, $x_2=0.00$ m



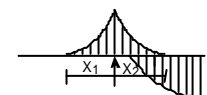
Maksimum støttemoment for lastkombinasjon $1.35g+1.50q$

Opplager-0, $M_{sd}=0.00$ kNm/m, $x_1=0.00$ m, $x_2=0.00$ m

Opplager-1, $M_{sd}=-16.12$ kNm/m, $x_1=0.88$ m, $x_2=1.05$ m

Opplager-2, $M_{sd}=-16.12$ kNm/m, $x_1=1.05$ m, $x_2=0.88$ m

Opplager-3, $M_{sd}=0.00$ kNm/m, $x_1=0.00$ m, $x_2=0.00$ m



Maksimal skjærkraft for lastkombinasjoner $1.35g+1.50q$

Felt -1, $V_{sd,venstre}=15.49$ kN/m, $V_{sd,høyre}=-22.32$ kN/m

Felt -2, $V_{sd,venstre}=20.14$ kN/m, $V_{sd,høyre}=-20.14$ kN/m

Felt -3, $V_{sd,venstre}=22.32$ kN/m, $V_{sd,høyre}=-15.49$ kN/m

Maksimum reaksjonskrefter fra egenlast og nyttelast (Rg og Rq)

Opplager-0, $R_g(x1.35) = 9.71$ kN/m, $R_q(x1.50) = 5.78$ kN/m
 Opplager-1, $R_g(x1.35) = 27.76$ kN/m, $R_q(x1.50) = 14.69$ kN/m
 Opplager-2, $R_g(x1.35) = 27.76$ kN/m, $R_q(x1.50) = 14.69$ kN/m
 Opplager-3, $R_g(x1.35) = 9.71$ kN/m, $R_q(x1.50) = 5.78$ kN/m

Dimensjonerende moment etter omfordeling av moment med 0% og reduksjon i ytterkant av opplager, (bsup=0.20 [m]).

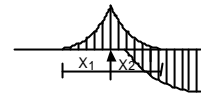
Kontroll for minimumsverdier EC2, ENV1992-1-1:1993, §2.5.3.4.2(7), $(0.65q_l^2/8$ or $0.65q_l^2/12)$

Maksimum feltmoment og maksimum skjærkraft for lastkombinasjoner 1.35g+1.50q

Felt -1, $M_{sd} = 13.12$ kNm/m, $V_{sd,venstre} = 15.49$ kN/m, $V_{sd,høyre} = -22.32$ kN/m
 Felt -2, $M_{sd} = 8.40$ kNm/m, $V_{sd,venstre} = 20.14$ kN/m, $V_{sd,høyre} = -20.14$ kN/m
 Felt -3, $M_{sd} = 13.12$ kNm/m, $V_{sd,venstre} = 22.32$ kN/m, $V_{sd,høyre} = -15.49$ kN/m

Maksimum støttemoment for lastkombinasjon 1.35g+1.50q

Opplager-0, $M_{sd} = 0.00$ kNm/m, $x_1 = 0.00$ m, $x_2 = 0.00$ m
 Opplager-1, $M_{sd} = -14.11$ kNm/m, $x_1 = 0.88$ m, $x_2 = 1.05$ m
 Opplager-2, $M_{sd} = -14.11$ kNm/m, $x_1 = 1.05$ m, $x_2 = 0.88$ m
 Opplager-3, $M_{sd} = 0.00$ kNm/m, $x_1 = 0.00$ m, $x_2 = 0.00$ m

2.3. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (EC2, ENV1992-1-1:1993, §4.3.1, §5.4.3)Armering i felt, (EC2, ENV1992-1-1:1993, §5.4.3)

$M_{sd1} = 13.12$ kNm/m, $d = 13.5$ cm, $K_d = 3.73$, $x/d = 0.08$, $e_c/e_s = 1.8/20.0$, $K_s = 2.37$, $A_s = 2.30$ cm²/m
 $M_{sd2} = 8.40$ kNm/m, $d = 13.5$ cm, $K_d = 4.66$, $x/d = 0.06$, $e_c/e_s = 1.4/20.0$, $K_s = 2.35$, $A_s = 1.46$ cm²/m
 $M_{sd3} = 13.12$ kNm/m, $d = 13.5$ cm, $K_d = 3.73$, $x/d = 0.08$, $e_c/e_s = 1.8/20.0$, $K_s = 2.37$, $A_s = 2.30$ cm²/m

Spenn/effektiv høyde (EC2, ENV1992-1-1:1993, §4.4.3.2)

Felt -1, $L/d = 4.00/0.135 = 29.63 < 32.00$ (EC2, ENV1992-1-1:1993, T.4.14)
 Felt -2, $L/d = 4.20/0.135 = 31.11 < 35.00$ (EC2, ENV1992-1-1:1993, T.4.14)
 Felt -3, $L/d = 4.00/0.135 = 29.63 < 32.00$ (EC2, ENV1992-1-1:1993, T.4.14)

Felt -1, hovedarmering $\emptyset 8/20.0$ (2.50 cm²/m), fordelingsarmering $\emptyset 8/20.0$ (2.00 cm²/m)
 Felt -2, hovedarmering $\emptyset 8/20.0$ (2.50 cm²/m), fordelingsarmering $\emptyset 8/20.0$ (2.00 cm²/m)
 Felt -3, hovedarmering $\emptyset 8/20.0$ (2.50 cm²/m), fordelingsarmering $\emptyset 8/20.0$ (2.00 cm²/m)

Armering over støtte, (EC2, ENV1992-1-1:1993, §5.4.3)

$M_{sd1} = -14.11$ kNm/m, $d = 13.5$ cm, $K_d = 3.59$, $x/d = 0.09$, $e_c/e_s = 1.9/20.0$, $K_s = 2.38$, $A_s = 2.48$ cm²/m
 $M_{sd2} = -14.11$ kNm/m, $d = 13.5$ cm, $K_d = 3.59$, $x/d = 0.09$, $e_c/e_s = 1.9/20.0$, $K_s = 2.38$, $A_s = 2.48$ cm²/m

Feltarmering

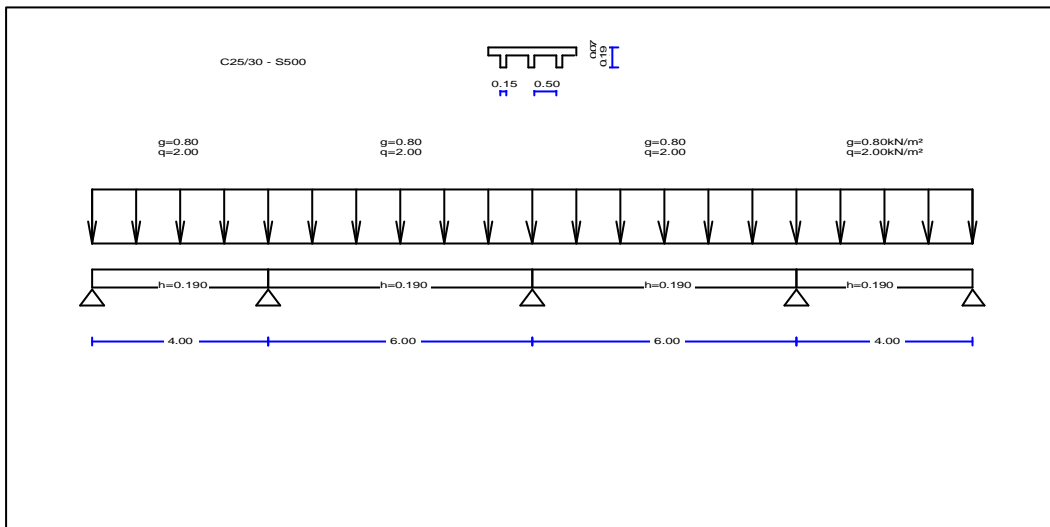
felt-1, $\emptyset 8/20.0$ (2.52 cm²/m hovedarmering) i underkant, $\emptyset 8/20.0$ (2.52 cm²/m fordelingsarmering)
 felt-2, $\emptyset 8/20.0$ (2.52 cm²/m hovedarmering) i underkant, $\emptyset 8/20.0$ (2.52 cm²/m fordelingsarmering)
 felt-3, $\emptyset 8/20.0$ (2.52 cm²/m hovedarmering) i underkant, $\emptyset 8/20.0$ (2.52 cm²/m fordelingsarmering)

Armering over støtte

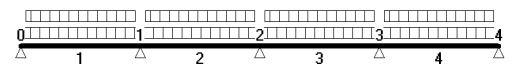
støtteamerking-0, $\emptyset 8/20.0$ (2.52 cm²/m) i overkant
 støtteamerking-1, $\emptyset 8/20.0$ (2.52 cm²/m) i overkant
 støtteamerking-2, $\emptyset 8/20.0$ (2.52 cm²/m) i overkant
 støtteamerking-3, $\emptyset 8/20.0$ (2.52 cm²/m) i overkant

3. PLATE-003

Kontinuerlig ribbeplate

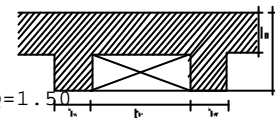


Betongkvalitet-stålkvalitet: C25/30-S500
 Betongoverdekning 15 mm (ENV1992, §4.1.3.3)
 gammaC=1.50, gammaS=1.15 (EC2, ENV1992-1-1:1993, Tabell 2.3)



3.1. Tverrsnittsdimensjoner, laster

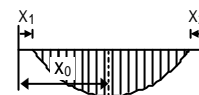
Kontinuerlig plate, antall spenn=4, tverrlengde $L_y=6.00$ m
 Lastfaktorer: permanente laster $\gamma_G=1.35$, variable laster $\gamma_Q=1.50$
 Kombinasjonsfaktorer for variable laster: $\psi_{11}=0.60$, $\psi_{12}=0.30$
 Platetykkelse $h_s=0.070$ [m]
 Bjelkebredde $b_w=0.150$ [m], fri avstand mellom bjelkene $b_l=0.500$ [m]



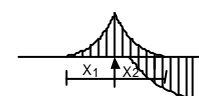
Spenn, tykkelser, laster i felt (g =egenvekt + permanentlast, q =nyttelast)
 Felt -1, $L=4.00$ m, $h=0.190$ m, $g=2.44+0.80=3.24$ kN/m², $q=2.00$ kN/m²
 Felt -2, $L=6.00$ m, $h=0.190$ m, $g=2.44+0.80=3.24$ kN/m², $q=2.00$ kN/m²
 Felt -3, $L=6.00$ m, $h=0.190$ m, $g=2.44+0.80=3.24$ kN/m², $q=2.00$ kN/m²
 Felt -4, $L=4.00$ m, $h=0.190$ m, $g=2.44+0.80=3.24$ kN/m², $q=2.00$ kN/m²

3.2. Dimensjonering laster, skjærkrefter og bøyningmoment

Maksimum feltmoment for lastkombinasjoner $1.35g+1.50q$
 Felt -1, $M_{sd}=10.39$ kNm/m, $x_0=1.68$ m, $x_1=0.00$ m, $x_2=0.64$ m
 Felt -2, $M_{sd}=15.93$ kNm/m, $x_0=3.00$ m, $x_1=0.93$ m, $x_2=0.92$ m
 Felt -3, $M_{sd}=15.93$ kNm/m, $x_0=3.00$ m, $x_1=0.92$ m, $x_2=0.93$ m
 Felt -4, $M_{sd}=10.39$ kNm/m, $x_0=2.32$ m, $x_1=0.64$ m, $x_2=0.00$ m



Maksimum støttemoment for lastkombinasjon $1.35g+1.50q$
 Opplager-0, $M_{sd}=0.00$ kNm/m, $x_1=0.00$ m, $x_2=0.00$ m
 Opplager-1, $M_{sd}=-20.12$ kNm/m, $x_1=1.36$ m, $x_2=1.10$ m
 Opplager-2, $M_{sd}=-25.28$ kNm/m, $x_1=1.35$ m, $x_2=1.35$ m
 Opplager-3, $M_{sd}=-20.12$ kNm/m, $x_1=1.10$ m, $x_2=1.36$ m
 Opplager-4, $M_{sd}=0.00$ kNm/m, $x_1=0.00$ m, $x_2=0.00$ m



Maksimal skjærkraft for lastkombinasjoner 1.35g+1.50g

Felt -1, Vsd,venstre= 12.38 kN/m, Vsd,høyre= -19.78 kN/m
 Felt -2, Vsd,venstre= 22.31 kN/m, Vsd,høyre= -23.71 kN/m
 Felt -3, Vsd,venstre= 23.71 kN/m, Vsd,høyre= -22.31 kN/m
 Felt -4, Vsd,venstre= 19.78 kN/m, Vsd,høyre= -12.38 kN/m

Maksimum reaksjonskrefter fra egenlast og nyttelast (Rg og Rq)

Opplager-0, Rg(x1.35)= 5.99 kN/m, Rq(x1.50)= 6.39 kN/m
 Opplager-1, Rg(x1.35)= 24.14 kN/m, Rq(x1.50)= 17.96 kN/m
 Opplager-2, Rg(x1.35)= 27.29 kN/m, Rq(x1.50)= 20.12 kN/m
 Opplager-3, Rg(x1.35)= 24.14 kN/m, Rq(x1.50)= 17.96 kN/m
 Opplager-4, Rg(x1.35)= 5.99 kN/m, Rq(x1.50)= 6.39 kN/m

Dimensjonerende moment etter omfordeling av moment med 5% og reduksjon i ytterkant av opplager, (bsup=0.20 [m]).

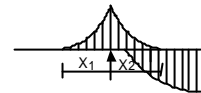
Kontroll for minimumsverdier EC2, ENV1992-1-1:1993, §2.5.3.4.2(7), (0.65q¹/8 or 0.65q¹/12)

Maksimum feltmoment og maksimum skjærkraft for lastkombinasjoner 1.35g+1.50g

Felt -1, Msd= 10.39 kNm/m, Vsd,venstre= 12.38 kN/m, Vsd,høyre= -19.53 kN/m
 Felt -2, Msd= 15.93 kNm/m, Vsd,venstre= 22.31 kN/m, Vsd,høyre= -23.63 kN/m
 Felt -3, Msd= 15.93 kNm/m, Vsd,venstre= 23.63 kN/m, Vsd,høyre= -22.31 kN/m
 Felt -4, Msd= 10.39 kNm/m, Vsd,venstre= 19.53 kN/m, Vsd,høyre= -12.38 kN/m

Maksimum støttemoment for lastkombinasjon 1.35g+1.50g

Opplager-0, Msd= 0.00 kNm/m, x1= 0.00 m, x2= 0.00 m
 Opplager-1, Msd= -17.16 kNm/m, x1= 1.30 m, x2= 1.03 m
 Opplager-2, Msd= -21.65 kNm/m, x1= 1.27 m, x2= 1.27 m
 Opplager-3, Msd= -17.16 kNm/m, x1= 1.03 m, x2= 1.30 m
 Opplager-4, Msd= 0.00 kNm/m, x1= 0.00 m, x2= 0.00 m

**3.3. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (EC2, ENV1992-1-1:1993, §4.3.1, §5.4.3)**Armering i felt, (EC2, ENV1992-1-1:1993, §5.4.3)

Ms_{d1}= 10.39kNm/m, d=17.5cm, K_d=5.43, x/d=0.05, ec/es=1.1/20.0, K_s=2.34, A_s= 1.39cm²/m
 x=0.05*17.5=0.9cm<=7.0cm=hs, nøytralakse i flensen
 Ms_{d2}= 15.93kNm/m, d=17.5cm, K_d=4.38, x/d=0.07, ec/es=1.5/20.0, K_s=2.36, A_s= 2.15cm²/m
 x=0.07*17.5=1.2cm<=7.0cm=hs, nøytralakse i flensen
 Ms_{d3}= 15.93kNm/m, d=17.5cm, K_d=4.38, x/d=0.07, ec/es=1.5/20.0, K_s=2.36, A_s= 2.15cm²/m
 x=0.07*17.5=1.2cm<=7.0cm=hs, nøytralakse i flensen
 Ms_{d4}= 10.39kNm/m, d=17.5cm, K_d=5.43, x/d=0.05, ec/es=1.1/20.0, K_s=2.34, A_s= 1.39cm²/m
 x=0.05*17.5=0.9cm<=7.0cm=hs, nøytralakse i flensen

Spenn/effektiv høyde (EC2, ENV1992-1-1:1993, §4.4.3.2)

Felt -1, L/d= 4.00/0.175=22.86<32.00 (EC2, ENV1992-1-1:1993, T.4.14)
 Felt -2, L/d= 6.00/0.175=34.29<35.00 (EC2, ENV1992-1-1:1993, T.4.14)
 Felt -3, L/d= 6.00/0.175=34.29<35.00 (EC2, ENV1992-1-1:1993, T.4.14)
 Felt -4, L/d= 4.00/0.175=22.86<32.00 (EC2, ENV1992-1-1:1993, T.4.14)

Felt -1 2Ø12/65.00(3.48cm²/m)

Felt -2 2Ø12/65.00(3.48cm²/m)

Felt -3 2Ø12/65.00(3.48cm²/m)

Felt -4 2Ø12/65.00(3.48cm²/m)

Armering over støtte, (EC2, ENV1992-1-1:1993, §5.4.3)

Ms_{d1}=-17.16kNm/m, d=17.5cm, K_d=4.22, x/d=0.07, ec/es=1.5/20.0, K_s=2.36, A_s= 2.31cm²/m
 Ms_{d2}=-21.65kNm/m, d=17.5cm, K_d=3.76, x/d=0.08, ec/es=1.8/20.0, K_s=2.37, A_s= 2.93cm²/m
 Ms_{d3}=-17.16kNm/m, d=17.5cm, K_d=4.22, x/d=0.07, ec/es=1.5/20.0, K_s=2.36, A_s= 2.31cm²/m

Feltarmering

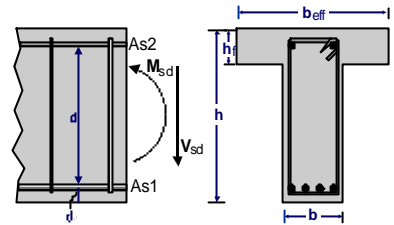
felt-1 2Ø12/65.0(3.48cm²/m hovedarmering) i underkant, tverretning 2Ø12/200.0
felt-2 2Ø12/65.0(3.48cm²/m hovedarmering) i underkant, tverretning 2Ø12/200.0
felt-3 2Ø12/65.0(3.48cm²/m hovedarmering) i underkant, tverretning 2Ø12/200.0
felt-4 2Ø12/65.0(3.48cm²/m hovedarmering) i underkant, tverretning 2Ø12/200.0

Armering over støtte

støttearmering-0, Ø 8/20.0(2.52cm²/m) i overkant
støttearmering-1, Ø 8/19.0(2.65cm²/m) i overkant
støttearmering-2, Ø 8/17.0(2.96cm²/m) i overkant
støttearmering-3, Ø 8/19.0(2.65cm²/m) i overkant
støttearmering-4, Ø 8/20.0(2.52cm²/m) i overkant

4. BJELKE-001**T-bjelketverrsnitt med bøyningsmoment og skjærkraft**

Betongkvalitet-stålkvalitet: C25/30-S500
 Betongoverdekning 20 mm (ENV1992, §4.1.3.3)
 $\gamma_{\text{C}}=1.50$, $\gamma_{\text{S}}=1.15$ (EC2, ENV1992-1-1:1993, Tabell 2.3)

**Tverrsnittsdimensjoner, laster**

Stegbredde $b=0.250$ [m], høyde $h=0.500$ [m]
 Medvirkende flensbredde $b_{\text{eff}}=1.000$ [m], platetykkelse $h_{\text{f}}=0.150$ [m]
 Bøyningsmoment $M_{\text{sd}}=100.00$ [kNm], skjærkraft $V_{\text{sd}}=10.00$ [kN]

4.1. Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (EC2, ENV1992-1-1:1993, §4.3.1, §5.4.2)

Antar $d=h-\text{nomc}-\text{Øs}-\text{Ø}/2=500-20-8-14/2=465$ mm
 Nødvendig armering for bøyning (trykkarmering ikke påkrevd)
 $M_{\text{sd}}=100.00$ kNm, $b_{\text{eff}}=100.0$ cm, $d=46.5$ cm, $K_{\text{d}}=4.65$, $x/d=0.06$, $e_{\text{c}}/e_{\text{s}}=1.4/20.0$, $K_{\text{s}}=2.35$, $A_{\text{s1}}=5.06$ cm²
 $x=0.06 \times 46.5=3.0 < h_{\text{f}}=15.0$ cm nøytralakse i flensen

Minimum lengdearmering for å unngå brudd uten forvarsel (ENV1992, §5.4.2.1.1)

$r_{\text{min}}=0.6/f_{\text{yk}}=0.6/500=0.00120$, and $r_{\text{min}} > 0.0015$, $\text{min} A_{\text{s}}=0.00150 \times 25.0 \times 46.5=1.74$ cm²

Maksimum lengdearmering (unntatt ved i områder med overlappende armering) (ENV1992, §5.4.2.1.1)

$r_{\text{max}}=0.04 A_{\text{c}}$ $\text{max} A_{\text{s}}=0.04 \times 25.0 \times 46.5=46.50$ cm²

Bøyningsarmering, 3Ø12 + 1Ø16 (5.40 cm²) (underkant)

4.2. Dimensjonering mot skjærbrudd (EC2, ENV1992-1-1:1993, §4.3.2, §5.4.2)Skjærkapasitet uten skjærarmering (EC2, ENV1992-1-1:1993, §4.3.2.3)

$V_{\text{rd1}}=\text{trd.k.}(1.2+40r_1).b_w.d$, $\text{trd}=0.30$ N/mm², $k=1.0$
 $r_1=A_{\text{s1}}/(b_w.d)=0.0001 \times 5.40/(0.25 \times 0.47)=0.0046$
 $V_{\text{rd1}}=0.30 \times 1.0(1.2+40 \times 0.0046) \times 0.25 \times 0.465 \times 1000=48.27$ kN
 $V_{\text{sd}}=10.00$ kN < $V_{\text{rd1}}=48.27$ kN, skjærarmering ikke påkrevd

Minimum bøylearmering (EC2, ENV1992-1-1:1993, §5.4.2.2)

Minimum skjærarmeringsforhold $(\rho)_{\text{w,min}}$ (EC2, ENV1992-1-1:1993, Tabell 5.5)

Betong C25/30, Stål S500, $(\rho)_{\text{w,min}}=0.0011$
 $\text{min} A_{\text{sw}}/s=10000 \times 0.0011 \times 0.25 \times \sin(45^\circ)=2.75$ cm²/m

Maksimum avstand mellom bøyer, (skjær) $V_{\text{sd}} \leq 0.2 V_{\text{rd2}}$, $s_{\text{max}}=0.8d (<=0.30)=0.30$ m

Maksimum avstand mellom bøyerbeina, (skjær) $V_{\text{sd}} \leq 0.2 V_{\text{rd2}}$, $s_{\text{max}}=1.0d (<=0.50)=0.47$ m

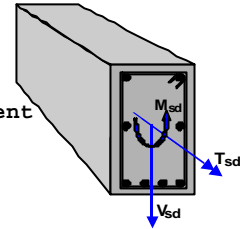
$V_{\text{sd}}/V_{\text{rd2}}=0.02$. Minimum skjærarmering, $A_{\text{sw}}/s=2.75$ cm²/m, bøyer Ø8/30.0

Skjærarmering, $A_{\text{sw}}/s=(3.35$ cm²/m) closed bøyer Ø8/30.0

5. BJELKE-002

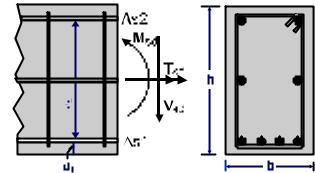
Bjelketverrsnitt med bøyningsmoment, skjærkraft og torsjonsmoment

Betongkvalitet-stålkvalitet: C25/30-S500
 Betongoverdekning 20 mm (ENV1992, §4.1.3.3)
 $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2, ENV1992-1-1:1993, Tabell 2.3)



Tverrsnittsdimensjoner, laster

Bjelkebredde $b=0.250$ [m], høyde $h=0.500$ [m]
 Medvirkende flensbredde $b_{eff}=0.250$ [m], platetykkelse $h_f=0.150$ [m]
 Torsjonsmoment $T_{sd}=5.00$ [kNm]
 Bøyningsmoment $M_{sd}=0.00$ [kNm], skjærkraft $V_{sd}=0.00$ [kN]



5.1. Dimensjonering for torsjon

Antar $d=h-nomc-\phi_s-\phi/2=500-20-8-14/2=465$ mm
Kapasitetsberegningen av $Trd1$ and $Trd2$ er basert på en 3dimensjonal stavmodell, med trykkstaver i 45° vinkel (EC2, ENV1992-1-1:1993, §4.3.3)
 $Trd1=2n \cdot f_{cd} \cdot t \cdot A_k / (\cot U + \tan U)$, $U=45^\circ$
 $n=0.7(0.7-f_{ck}/200)=0.7(0.7-25.00/200)=0.402 \geq 0.35$
 $t=A/u=0.500 \times 0.250 / (2 \times 0.500 + 2 \times 0.250)=0.083$ m $\geq 2 \times 0.020=0.040$ m
 $A_k=(0.500-0.083) \times (0.250-0.083)=0.069$ m², $u_k=2 \times (0.167+0.417)=1.167$ m
 $Trd1=1000 \times 0.402 \times 16.67 \times 0.069 \times 0.083=38.78$ kNm $> T_{sd}=5.00$ kNm Kontroll tilfredstilt

$A_{sw}/s=10 \times 5.00 / (2 \times 0.069 \times 435)=0.83$ cm²/m

Påkrevd lengdearmering for torsjon (EC2, ENV1992-1-1:1993, §4.3.3.1)

$A_{sl}/s=10 \times 5.00 / (2 \times 0.069 \times 435)=0.83$ cm²/m

Minimum bøylearmering (EC2, ENV1992-1-1:1993, §5.4.2.2)

Minimum skjærarmeringsforhold $(\rho)_w, \min$ (EC2, ENV1992-1-1:1993, Tabell 5.5)

Betong C25/30, Stål S500, $(\rho)_w, \min=0.0011$

$\min A_{sw}/s=10000 \times 0.0011 \times 0.25 \times \sin(45^\circ)=2.75$ cm²/m

Maksimum avstand mellom bøyer (torsjon) $s_w=0.15$ ($\leq u/8=1.17/8 \leq 0.20$ m)

Maksimum avstand mellom bøyerbeina, (torsjon) $T_{sd} \leq 0.2 Trd1$, $s_{max}=1.0d$ (≤ 0.50) = 0.47 m

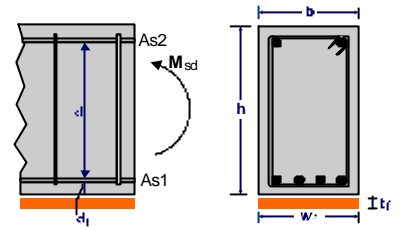
Bøyer for skjær og torsjon, $A_{sw}/s=closed$ (6.71 cm²/m) bøyer Ø8/15.0

additional longitudinal reinforcement for torsion, $A_{sl}/s=0.83$ cm²/m Ø14/21.0 (4Ø14)

6. BJELKE-003

Momentkapasitet av bjelketverrsnitt med FRP forsterkning

Betongkvalitet-stålkvalitet: C25/30-S500
 Betongoverdekning 20 mm (ENV1992, §4.1.3.3)
 gammaC=1.50, gammaS=1.15 (EC2, ENV1992-1-1:1993, Tabell 2.3)



Bjelketverrsnitt b=0.250 m, h=0.500 m
 Armering i underkant 4Ø14 As1= 6.16 cm²
 Armering i overkant 2Ø14 As1= 3.08 cm²
 d1=20.0 mm, d2=20.0 mm, d=500.0-20.0=480.0 mm

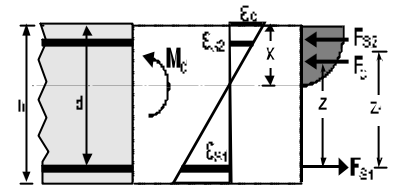
Fiberarmert polymer materialer (FRP): FRP+epoxy, tykkelse :1.000 mm
 tverrsnittsareal av FRP materiale : 1.00x250.00= 250.00 mm²
 Elastisitetsmodul av FRP materiale : 100.000 GPa
 Trykkapasitet av FRP materiale : 1000.000 MPa
 Moment i bruksgrenselast, før FRP belegg: 0.150 kNm

6.1. Deformasjoner forårsaket av brukslast før FRP forsterkning

Beregning i stadium II, Es/Ec=200.00/30.50=6.56
 Msd= 0.15kNm, b=250.0mm, d=480.0mm, x=103.9mm, z=445.4mm
 fc=0.010/mm², fs1=0.244/mm², fs2=0.054/mm², ec=0.000%, es1=0.000%, es2=0.000%

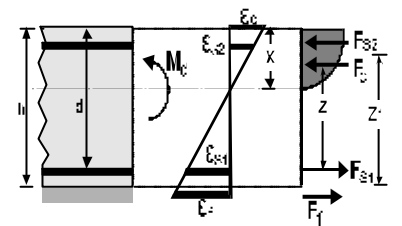
6.2. Tverrsnittets momentkapasitet, uten FRP forsterkning

(gjentakelser :12). Likevekt av indre krefter er tilfredsstilt:
 ec=0.350%, Fc=a0.85fcd.b.x, a=0.810, x=48.9 mm
 $F_c = -a \cdot 0.85 f_{cd} \cdot b \cdot x = 0.001 \cdot 0.810 \cdot 0.85 \cdot 16.67 \cdot 250 \cdot 48.9 = -140 \text{ kN}$
 es1= 2.000%>0.217%=ey, Fs1= As1.fyd= 0.10x 6.16x435.00 = 268 kN
 es2= 0.207%<0.217%=ey, Fs2=-As2.Es.es2= 3.08x200x 2.070= -128 kN
 z=d-Ka.x, Ka=0.416, z=480.00-0.416x48.95=450 mm
 $z_1 = (z F_c + (d-d_2) F_{s2}) / (F_c + F_{s2}) = (450 \cdot 140 + 460 \cdot 128) / (140 + 128) = 455 \text{ mm}$
 Momentkapasitet av tverrsnittet Md=z1*Fs=0.455x268= 121.94 kNm



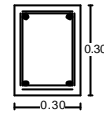
6.3. Tverrsnittets momentkapasitet, med FRP forsterkning

(gjentakelser :10). Likevekt av indre krefter er tilfredsstilt:
 initial deformasjon av bunnflate eLo=0.000%
 ec=0.350%, Fc=a0.85fcd.b.x, a=0.810, x=131.9 mm
 $F_c = -a \cdot 0.85 f_{cd} \cdot b \cdot x = 0.001 \cdot 0.810 \cdot 0.85 \cdot 16.67 \cdot 250 \cdot 131.9 = -378 \text{ kN}$
 es1= 0.923%>0.217%=ey, Fs1= As1.fyd= 0.10x 6.16x435.00 = 268 kN
 es2= 0.297%>0.217%=ey, Fs2=-As2.fyd= 0.10x 3.08x435.00 = -134 kN
 eL+eLo=0.978%, eL=0.978%, fL=EL.eL=100x9.775=978MPa
 fL= 978 MPa<1000(strekkapasitet) FL=Af.fL=250.00x 978= 244 kN
 z=d-Ka.x, Ka=0.416, z=480.00-0.416x131.94=425 mm
 $z_1 = ((d-z-d_2) \cdot F_{s2} + (d_1+t_f/2) \cdot F_f) / (F_s + F_f) + z = (35 \cdot 134 + 21 \cdot 244) / 512 + 425 = 444 \text{ mm}$
 Momentkapasitet av tverrsnittet Md=z1*(Fs+Ff)=0.444x(268+244)= 227.33 kNm
Momentkapasitet av bjelketverrsnittet Md= 227.33 kNm



6.4. Økning av bjelkens skjærkapasitet

FRP forsterkning på bjelkens vertikale sider med tykkelse 1.000 mm
 Vsf=a.ef.Ef.tf.h.cot(theta)=2.00x0.002x100.00x1.000x0.50x1000x1.00=200 kN
 (Antar effektiv beregningstøyning ef=0.002, formkoeffisient=2.00)

7. SØYLE-001**Enkeltstående søyle (stabilitetskontroll)**

Betongkvalitet-stålkvalitet: C25/30-S500
 Betongoverdekning 30 mm (ENV1992, §4.1.3.3)
 $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2, ENV1992-1-1:1993, Tabell 2.3)

Søyler med rektangulære tverrsnitt $b=0.300$ m, $h=0.300$ m

Laster i topp, aksial $N_{sd}=100.00$ kN, moment $M_{sdxx}=0.00$ kNm, $M_{sdyy}=0.00$ kNm
 Laster i bunn, aksial $N_{sd}=100.00$ kN, moment $M_{sdxx}=0.00$ kNm, $M_{sdyy}=0.00$ kNm

7.1. Dimensjonering med første ordens teoriSøyletopp

$M_{sdxx}=0.0$ kNm $m_{sdxx}=M_{sdxx}/(bh^2 \cdot f_{cd})=0.0/(0.300 \times 0.300^2 \times 16670)=0.000$
 $M_{sdyy}=0.0$ kNm $m_{sdyy}=M_{sdyy}/(hb^2 \cdot f_{cd})=0.0/(0.300 \times 0.300^2 \times 16670)=0.000$
 $N_{sd}=-100.0$ kN $n=N_{sd}/(bh \cdot f_{cd})=-100.0/(0.300 \times 0.300 \times 16670)=-0.067$
 fra diagram med toakset moment og aksiallast $w=0.10$
 $A_{s,tot}=w \cdot b \cdot h / (f_{yd}/f_{cd})=0.10 \times 30.0 \times 30.0 \times 16.67/435.00=3.45$ cm²
 Minimum armering $0.008 \times 30.0 \times 30.0=7.20$ cm² 4Ø16 (8.04 cm²)

Søylebunn

$M_{sdxx}=0.0$ kNm $m_{sdxx}=M_{sdxx}/(bh^2 \cdot f_{cd})=0.0/(0.300 \times 0.300^2 \times 16670)=0.000$
 $M_{sdyy}=0.0$ kNm $m_{sdyy}=M_{sdyy}/(hb^2 \cdot f_{cd})=0.0/(0.300 \times 0.300^2 \times 16670)=0.000$
 $N_{sd}=-100.0$ kN $n=N_{sd}/(bh \cdot f_{cd})=-100.0/(0.300 \times 0.300 \times 16670)=-0.067$
 fra diagram med toakset moment og aksiallast $w=0.10$
 $A_{s,tot}=w \cdot b \cdot h / (f_{yd}/f_{cd})=0.10 \times 30.0 \times 30.0 \times 16.67/435.00=3.45$ cm²
 Minimum armering $0.008 \times 30.0 \times 30.0=7.20$ cm² 4Ø16 (8.04 cm²)

7.2. Dimensjonering med andre ordens teoriBruddgrensetilstand, slanke komponenter (EC2, ENV1992-1-1:1993, §4.3.5)

Vi betrakter enkeltstående søyle i uforskyvelig konstruksjon (ENV1992, §4.3.5.3.4)
 Fra graf EC2, ENV1992-1-1:1993, fig 4.27 vi har $\beta=0.73$, $(\lambda)_x=(\beta) \cdot s=0.73 \times 3.00=2.18$ m
 Fra graf EC2, ENV1992-1-1:1993, fig 4.27 vi har $\beta=0.73$, $(\lambda)_y=(\beta) \cdot s=0.73 \times 3.00=2.18$ m
 slankhetsforhold $(\lambda)=s_k/i$, $(\lambda)_x=2.18/(0.289 \times 0.300)=25.1$, $(\lambda)_y=2.18/(0.289 \times 0.300)=25.1$

Total eksentrisitet $e_{tot}=e_o+e_a+e_2$ (ENV1992, §4.3.5.6.2), e_o første ordens eksentrisitet
 e_a tilleggseksentrisitet pga. formfeil, e_2 andre ordens eksentrisitet
 Eksentrisiteter i x-x, $e_{o1x}=0.00/100.00=0.000$ m, $e_{o2x}=0.00/100.00=0.000$ m
 Eksentrisiteter i y-y, $e_{o1y}=0.00/100.00=0.000$ m, $e_{o2y}=0.00/100.00=0.000$ m
 Ekvivalent første ordens eksentrisiteter (ENV1992, §4.3.5.6.2), $e_{ox}=0.000$ m, $e_{oy}=0.000$ m

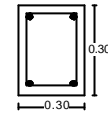
$(\lambda)_{crit}=25(2-e_{o1}/e_{o2})$ (EC2, ENV1992-1-1:1993, §4.3.5.5.3), $(\lambda)_{crit}(x-x)=50.0$, $(\lambda)_{crit}$
 $\nu=N_{sd}/(A_c \cdot f_{cd})=0.100/(0.300 \times 0.300 \times 16.67)=0.07$, $15/\nu^{1/2}=56.7$, $(\lambda)_{lim}=\max(25, 56.7)=56.7$

Tilleggseksentrisitet pga. formfeil $e_a=(1/(100L^{1/2}))(L_o/2)<(1/200)(L_o/2)$
 $e_{ax}=(1/(100 \times 3.00^{1/2}))(2.18/2)=0.006$ m, $e_{ay}=(1/(100 \times 3.00^{1/2}))(2.18/2)=0.006$ m (ENV1992, §2.5.1.3)

$(\lambda)_x=25.1 \leq 56.7=(\lambda)_{lim}$ and $(\lambda)_y=25.1 \leq 56.7=(\lambda)_{lim}$
 Søylene er ikke slanke, kontroll med 2.ordens teori er ikke nødvendig (ENV1992, §4.3.5.6.3)

Søylearmering 4Ø16, (8.04cm²)

Bøyler 2Ø10/19, i kritiske områder 2Ø10/10

8. SØYLE-002**Kapasitet av søyle (enkel eksentrisitet)**

Betongkvalitet-stålkvalitet: C25/30-S500

Betongoverdekning 20 mm (ENV1992, §4.1.3.3)

$\gamma_{\text{C}}=1.50$, $\gamma_{\text{S}}=1.15$ (EC2, ENV1992-1-1:1993, Tabell 2.3)

Rektangulærtverrsnitt $b=0.300$ m, $h=0.300$ m

Armering 4Ø20

8.1. Maksimum aksiallast N_{sd} , og maksimum bøyningsmoment M_{sdxx}

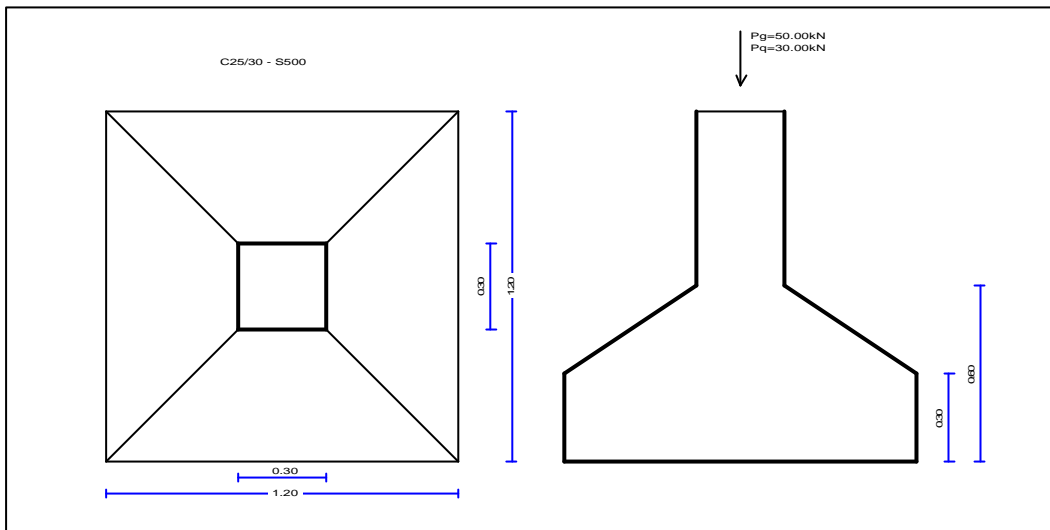
$N_{\text{sd}}=$	1822 kN,	$M_{\text{sdxx}}=$	0 kNm,	($x/d=10.00$,	$ec2/es1=$	-3.50/	-3.15)
$N_{\text{sd}}=$	1763 kN,	$M_{\text{sdxx}}=$	7 kNm,	($x/d=$	2.00,	$ec2/es1=$	-3.50/ -1.75)
$N_{\text{sd}}=$	1202 kN,	$M_{\text{sdxx}}=$	68 kNm,	($x/d=$	1.00,	$ec2/es1=$	-3.50/ 0.00)
$N_{\text{sd}}=$	1061 kN,	$M_{\text{sdxx}}=$	80 kNm,	($x/d=$	0.90,	$ec2/es1=$	-3.50/ 0.39)
$N_{\text{sd}}=$	823 kN,	$M_{\text{sdxx}}=$	96 kNm,	($x/d=$	0.75,	$ec2/es1=$	-3.50/ 1.17)
$N_{\text{sd}}=$	590 kN,	$M_{\text{sdxx}}=$	111 kNm,	($x/d=$	0.62,	$ec2/es1=$	-3.50/ 2.10)
$N_{\text{sd}}=$	465 kN,	$M_{\text{sdxx}}=$	109 kNm,	($x/d=$	0.50,	$ec2/es1=$	-3.50/ 3.50)
$N_{\text{sd}}=$	348 kN,	$M_{\text{sdxx}}=$	103 kNm,	($x/d=$	0.38,	$ec2/es1=$	-3.50/ 5.83)
$N_{\text{sd}}=$	203 kN,	$M_{\text{sdxx}}=$	90 kNm,	($x/d=$	0.25,	$ec2/es1=$	-3.50/ 10.50)
$N_{\text{sd}}=$	50 kN,	$M_{\text{sdxx}}=$	73 kNm,	($x/d=$	0.18,	$ec2/es1=$	-3.50/ 16.50)

8.2. Maksimum aksiallast N_{sd} , og maksimum bøyningsmoment M_{sdyy}

$N_{\text{sd}}=$	1822 kN,	$M_{\text{sdyy}}=$	0 kNm,	($x/d=10.00$,	$ec2/es1=$	-3.50/	-3.15)
$N_{\text{sd}}=$	1763 kN,	$M_{\text{sdyy}}=$	7 kNm,	($x/d=$	2.00,	$ec2/es1=$	-3.50/ -1.75)
$N_{\text{sd}}=$	1202 kN,	$M_{\text{sdyy}}=$	68 kNm,	($x/d=$	1.00,	$ec2/es1=$	-3.50/ 0.00)
$N_{\text{sd}}=$	1061 kN,	$M_{\text{sdyy}}=$	80 kNm,	($x/d=$	0.90,	$ec2/es1=$	-3.50/ 0.39)
$N_{\text{sd}}=$	823 kN,	$M_{\text{sdyy}}=$	96 kNm,	($x/d=$	0.75,	$ec2/es1=$	-3.50/ 1.17)
$N_{\text{sd}}=$	590 kN,	$M_{\text{sdyy}}=$	111 kNm,	($x/d=$	0.62,	$ec2/es1=$	-3.50/ 2.10)
$N_{\text{sd}}=$	465 kN,	$M_{\text{sdyy}}=$	109 kNm,	($x/d=$	0.50,	$ec2/es1=$	-3.50/ 3.50)
$N_{\text{sd}}=$	348 kN,	$M_{\text{sdyy}}=$	103 kNm,	($x/d=$	0.38,	$ec2/es1=$	-3.50/ 5.83)
$N_{\text{sd}}=$	203 kN,	$M_{\text{sdyy}}=$	90 kNm,	($x/d=$	0.25,	$ec2/es1=$	-3.50/ 10.50)
$N_{\text{sd}}=$	50 kN,	$M_{\text{sdyy}}=$	73 kNm,	($x/d=$	0.18,	$ec2/es1=$	-3.50/ 16.50)

9. FUNDAMENT-001

Symmetrisk fundament med sentrisk belastning

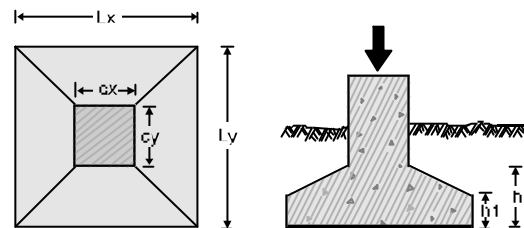


Betongkvalitet-stålkvalitet: C25/30-S500
 Betongoverdekning 75 mm (ENV1992, §4.1.3.3)
 gammaC=1.50, gammaS=1.15 (EC2, ENV1992-1-1:1993, Tabell 2.3)

9.1. Dimensjoner-Materialer-Laster

Dimensjoner

Fundament Lx= 1.20 m Ly= 1.20 m
 Søyle cx= 0.30 m cy= 0.30 m
 Høyder h= 0.60 m hl= 0.30 m
 Fundamentareal A= 1.44 m²
 Fundamentvolum V= 0.62 m³



Fundamentmaterialer

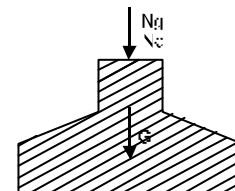
Betongkvalitet-stålkvalitet: C25/30-S500
 Betongoverdekning 75 mm (ENV1992, §4.1.3.3)

Grunn

Bærekapasitet av jord/grunn qu=0.200 N/mm² (MPa)

Last

Egenvekt fundament 0.62x25.00) G= 15.50 kN
 Vertikal egenvekt Ng= 50.00 kN
 Vertikal nyttelast Nq= 30.00 kN



Standardkontroller

Kontroll av jordtrykkskapasitet med EC7, ENV1997-1-1:1997

Partialfaktorer (EC7, ENV1997-1-1:1997, Tabell 2.1)

Laster : permanent ugunstig=1.35, permanent gunstig=1.00, variabel ugunstig=1.50

Kombinasjonsfaktor for variable laster $\phi=0.30$, ulykke laster =1.00

Grunnens egenskaper, $\tan\delta=1.00$, $c=1.00$, $c_u=1.00$, $q_u=1.00$

Dimensjonering for seismisk (ulykke) last (EC8, ENV1998-5:1994)

Koeffisienter for seismisk dimensjonering (EC8, ENV1998-5:1994)

(Effektivt fundamentareal)/(fundamentareal) i seismisk last =0.50 (EC8, ENV1998-5:1994)

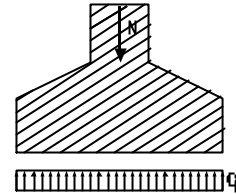
Dimensjonering av armert betong med EC2, ENV1992-1-1:1993

9.2. Kontroll av grunnens bæreevne

9.2.1. Lasttilfelle-1, 1.35xPermanent + 1.50xVariabel

Dimensjonerende laster

$$N_{sd} = 1.35 \times 65.50 + 1.50 \times 30.00 = 133.43 \text{ kN}$$



Jordtrykk $q = 0.001 \times 133.43 / (1.20 \times 1.20) = 0.093 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$

Kontroll av jordtrykkskapasitet (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2)

Effektivt fundamentareal $A = 1.20 \times 1.20 = 1.44 \text{ m}^2$ (EC7, ENV1997-1-1:1997, Annex B)

bæreevnekapasitet av fundament $R_d = 1000 \times 1.44 \times 0.200 = 288.00 \text{ kN} > V_d = 133.43 \text{ kN}$

9.3. Dimensjonerende laster for armering betong

9.3.1. Lasttilfelle-1, 1.35xPermanent + 1.50xVariabel

Dimensjonerende laster

$$N_{sd} = 1.35 \times 50.00 + 1.50 \times 30.00 = 112.50 \text{ kN}$$

9.4. Dimensjonering for bøyning (EC2, ENV1992-1-1:1993, §4.3.1)

$$M_{sd}(yy) = 0.125 \times 112.50 \times 1.20 \times (1 - 0.30 / 1.20)^2 = 9.49 \text{ kNm}$$

$$M_{sd}(xx) = 0.125 \times 112.50 \times 1.20 \times (1 - 0.30 / 1.20)^2 = 9.49 \text{ kNm}$$

$M_{sd} = 9.49 \text{ kNm}$, $b = 30 \text{ cm}$, $d = 50.5 \text{ cm}$, $K_d = 8.98$, $x/d = 0.03$

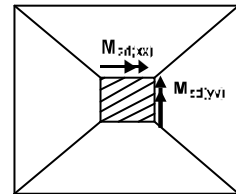
$ec/es = 0.6/20.0$, $K_s = 2.32$, $A_s = 0.44 \text{ cm}^2$

Minimumsarmering $\phi 12/15.0$ ($7.53 \text{ cm}^2/\text{m}$)

$M_{sd} = 9.49 \text{ kNm}$, $b = 30 \text{ cm}$, $d = 50.5 \text{ cm}$, $K_d = 8.98$, $x/d = 0.03$

$ec/es = 0.6/20.0$, $K_s = 2.32$, $A_s = 0.44 \text{ cm}^2$

Minimumsarmering $\phi 12/15.0$ ($7.53 \text{ cm}^2/\text{m}$)



Fundamentarmering

Armering i x-x retning: $\phi 12/ 15.0$ ($7.53 \text{ cm}^2/\text{m}$) 9 $\phi 12$ ($A_s = 10.2 \text{ cm}^2$)

Armering i y-y retning: $\phi 12/ 15.0$ ($7.53 \text{ cm}^2/\text{m}$) 9 $\phi 12$ ($A_s = 10.2 \text{ cm}^2$)

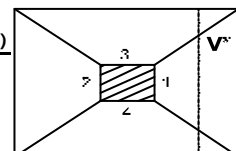
9.5. Dimensjonering for skjær (EC2, ENV1992-1-1:1993, §4.3.2)

Skjærkontrollen er dekket gjennom kontroll av skjærkapasitet for gjennomlokking fordi den kritiske skjærflaten for gjennomlokking er antatt å ha en vinkel lik 45°

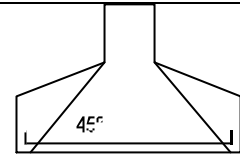
9.6. Dimensjonering for gjennomlukking (EC2, ENV1992-1-1:1993, §4.3.4)

fundament utkrager x-x, $a_{xx1} = 0.45 \text{ m} < d = 0.51 \text{ m}$, $a_{xx2} = 0.45 \text{ m} < d = 0.51 \text{ m}$

fundament utkrager y-y, $a_{yy1} = 0.45 \text{ m} < d = 0.51 \text{ m}$, $a_{yy2} = 0.45 \text{ m} < d = 0.51 \text{ m}$

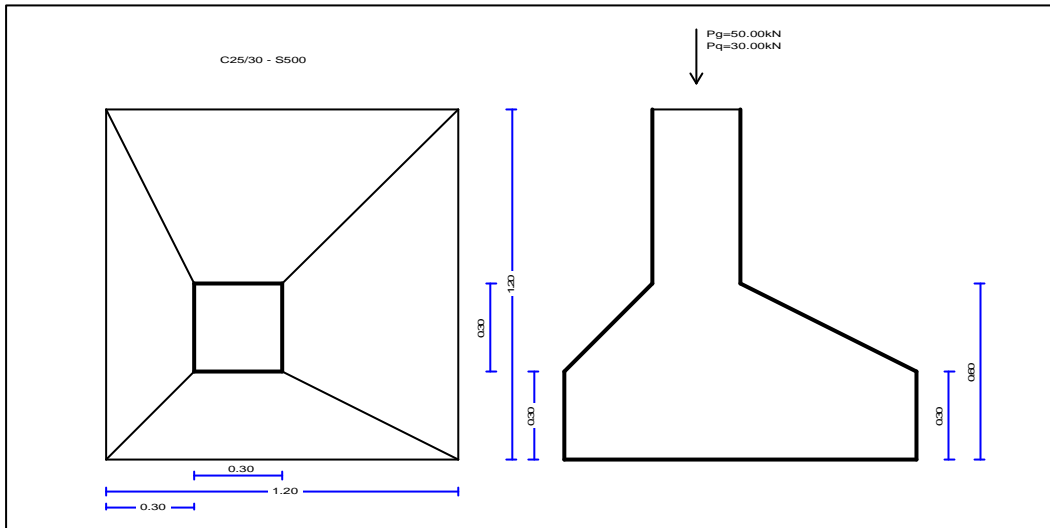


fundamentutkragingen er $<$ effektive fundament høyden d .
Kritisk bruddflate i vinkel 45° ,
er utenfor fundamentflate.
Kontroll av skjærkapasitet for gjennomlokking er tilfredsstillt



10. FUNDAMENT-002

Asymmetrisk fundament med eksentrisk belastning

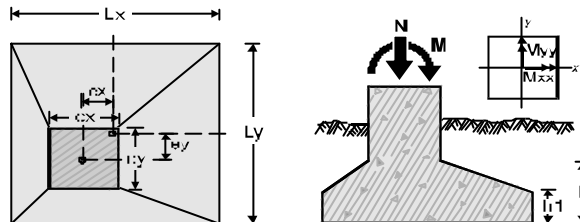


Betongkvalitet-stålkvalitet: C25/30-S500
 Betongoverdekning 75 mm (ENV1992, §4.1.3.3)
 gammaC=1.50, gammaS=1.15 (EC2, ENV1992-1-1:1993, Tabell 2.3)

10.1. Dimensjoner-Materialer-Laster

Dimensjoner

Fundament Lx= 1.20 m Ly= 1.20 m
 Søyle cx= 0.30 m cy= 0.30 m
 Eksentr. ex=-0.15 m ey= -0.15 m
 Høyder h= 0.60 m h1= 0.30 m
 Fundamentareal A= 1.44 m²
 Fundamentvolum V= 0.62 m³



Fundamentmaterialer

Betongkvalitet-stålkvalitet: C25/30-S500
 Betongoverdekning 75 mm (ENV1992, §4.1.3.3)

Grunn

Bærekapasitet av jord/grunn qu=0.200 N/mm² (MPa)

Last

	Egenlast	Nyttelast	Ulykke-X	Ulykke-Y
Egenvekt (0.62x25.00)kN	15.50			
Vertikal last	kN	50.00	30.00	0.00
Moment Mxx	kNm	0.00	0.00	0.00
Moment Myy	kNm	0.00	0.00	0.00

Standardkontroller

Kontroll av jordtrykkskapasitet med EC7, ENV1997-1-1:1997

Partialfaktorer (EC7, ENV1997-1-1:1997, Tabell 2.1)

Laster : permanent ugunstig=1.35, permanent gunstig=1.00, variabel ugunstig=1.50

Kombinasjonsfaktor for variable laster $\phi=0.30$, ulykke laster =1.00Grunnens egenskaper, $\tan\delta=1.00$, $c=1.00$, $c_u=1.00$, $q_u=1.00$

Dimensjonering for seismisk (ulykke) last (EC8, ENV1998-5:1994)

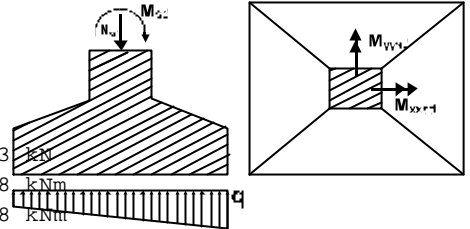
Koeffisienter for seismisk dimensjonering (EC8, ENV1998-5:1994)

(Effektivt fundamentareal)/(fundamentareal) i seismisk last =0.50 (EC8, ENV1998-5:1994)

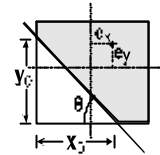
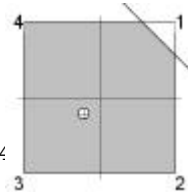
Dimensjonering av armert betong med EC2, ENV1992-1-1:1993

10.2. Kontroll av grunnens bæreevne**10.2.1. Lasttilfelle-1, 1.35xPermanent + 1.50xVariabel****Dimensjonerende laster**

Nsd	= 1.35x	65.50+1.50x	30.00	=	133.43	kN
Mxxsd	= 1.35x	0.00+1.50x	0.00+(-0.15)x	112.50	=	-16.88
Myysd	= 1.35x	0.00+1.50x	0.00+(-0.15)x	112.50	=	-16.88

**Eksentrisiteter, jordtrykk, fundamentareal**eksentrisitet $e_x/L_x=-0.105$ eksentrisitet $e_y/L_y=-0.105$ jordtrykk $q_1:= 0.000$ N/mm²jordtrykk $q_2:= 0.092$ N/mm²jordtrykk $q_3:= 0.211$ N/mm²jordtrykk $q_4:= 0.092$ N/mm²linje med nulltrykk $x_0=2.14$ m, $y_0=2.14$ m, $\theta=4$

effektivt fundamentareal 97.69%

**Kontroll av jordtrykkskapasitet (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2)**lasteksentrisiteter/bredde $e_x/L_x=0.105$, $e_y/L_y=0.105$ lasteksentrisiteter/bredde $\leq 1/3$ (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.4)effektivt fundamentlengde $L'=1.20 \times (1-2 \times 0.105)=0.95$ m (EC7, ENV1997-1-1:1997, Annex B)effektivt fundamentbredde $B'=1.20 \times (1-2 \times 0.105)=0.95$ m (EC7, ENV1997-1-1:1997, Annex B)effektivt fundamentareal $L'B'=0.95 \times 0.95=0.90$ m² (EC7, ENV1997-1-1:1997, Annex B)bæreevnekapasitet av fundament $R_d=1000 \times 0.90 \times 0.200=180.00$ kN > $V_d=133.43$ kN

Effektivt fundamentareal 97.69% > 50.00% (EC8, ENV1998-5:1994)

10.3. Dimensjonerende laster for armering betong

Momenter M og skjærkraft V, beregnes i ytterkant av søyle.

Skjærkrefter V^* beregnes i avstand $d=0.51$ m fra ytterkant av søyle.

Verdiene er beregnet gjennom numerisk integrasjon av jordtrykk.

10.3.1. Lasttilfelle-1, 1.35xPermanent + 1.50xVariabel**Dimensjonerende laster**

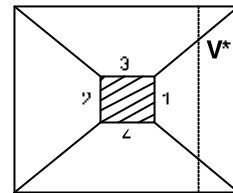
Nsd	= 1.35x	65.50+1.50x	30.00	=	133.43	kN
Mxxsd	= 1.35x	0.00+1.50x	0.00+(-0.15)x	112.50	=	-16.88
Myysd	= 1.35x	0.00+1.50x	0.00+(-0.15)x	112.50	=	-16.88

Eksentrisiteter, jordtrykk, fundamentareal

lasteksentrisiteter/bredde $e_x/L_x = -0.105$, $e_y/L_y = -0.105$
 jordtrykk $q_1 = 0.000$, $q_2 = 0.092$, $q_3 = 0.211$, $q_4 = 0.092$ N/mm²
 linje med nulltrykk $x_0 = 2.14$ m, $y_0 = 2.14$ m, $\theta = 45^\circ$
 konstant trykk fra egenvekt $q_g = 0.015$ K/mm²
 Skjærkraft i kritisk snitt +egenvekt $q_{xAcr} + q_{gxF} = 126.38$ kN

Snittkrefter (bøyningsmoment, skjærkraft)

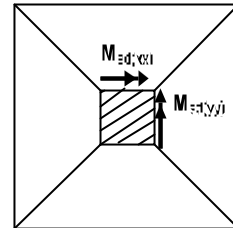
$M_{yy}(1) =$	9 kNm,	$V(1) =$	36 kN,	$V^*(1) =$	3 kN
$M_{yy}(2) =$	7 kNm,	$V(2) =$	44 kN,	$V^*(2) =$	0 kN
$M_{xx}(3) =$	9 kNm,	$V(3) =$	36 kN,	$V^*(3) =$	3 kN
$M_{xx}(4) =$	7 kNm,	$V(4) =$	44 kN,	$V^*(4) =$	0 kN

**10.4. Dimensjonering for bøyning (EC2, ENV1992-1-1:1993, §4.3.1)****Maksimum momenter for dimensjonering**

$M_{sd}(yy) = 8.87$ kNm, $b = 0.30$ m, $d = 0.51$ m
 $M_{sd}(xx) = 8.87$ kNm, $b = 0.30$ m, $d = 0.51$ m

$M_{sd} = 8.87$ kNm, $b = 30$ cm, $d = 50.5$ cm, $K_d = 9.29$, $x/d = 0.03$
 $e_c/e_s = 0.6/20.0$, $K_s = 2.32$, $A_s = 0.41$ cm²
 Minimumsarmering $\varnothing 12/15.0$ (7.53 cm²/m)

$M_{sd} = 8.87$ kNm, $b = 30$ cm, $d = 50.5$ cm, $K_d = 9.29$, $x/d = 0.03$
 $e_c/e_s = 0.6/20.0$, $K_s = 2.32$, $A_s = 0.41$ cm²
 Minimumsarmering $\varnothing 12/15.0$ (7.53 cm²/m)

**Fundamentarmering**

Armering i x-x retning: $\varnothing 12/15.0$ (7.53 cm²/m) 9 $\varnothing 12$ ($A_s = 10.2$ cm²)
 Armering i y-y retning: $\varnothing 12/15.0$ (7.53 cm²/m) 9 $\varnothing 12$ ($A_s = 10.2$ cm²)

10.5. Dimensjonering for skjær (EC2, ENV1992-1-1:1993, §4.3.2)

Skjærkontrollen er dekket gjennom kontroll av skjærkapasitet for gjennomlokking fordi den kritiske skjærflaten for gjennomlokking er antatt å ha en vinkel lik 45°

10.6. Dimensjonering for gjennomlukking (EC2, ENV1992-1-1:1993, §4.3.4)

fundament utkrager x-x, $a_{xx1} = 0.60$ m > $d = 0.51$ m, $a_{xx2} = 0.30$ m < $d = 0.51$ m
 fundament utkrager y-y, $a_{yy1} = 0.60$ m > $d = 0.51$ m, $a_{yy2} = 0.30$ m < $d = 0.51$ m

Omkretsen av kritisk gjennomlokkingstverrsnitt (bruddflatehelning lik 45°)
 $U_{cr} = (0.30 + 0.00 + 0.00 + 0.30) + 3.14 \times (0.25 + 0.25) = 2.20$ m
 Effektiv fundament høyde i kritisk tverrsnitt (minimum) $d_{cr} = 0.21$ m
 Areal av kritisk snitt (bruddflatehelning lik 45°)
 $A_{cr} = 0.30 \times 0.30 + 0.30 \times 0.51 + 0.30 \times 0.51 + 3.14 \times 0.25 \times 0.25 = 0.60$ m²

Dimensjonerende skjærspenning ved kritisk snitt $V_{sd} = N_{sd} - q_0 \cdot A_{cr}$, $v_{sd} = V_{sd} \cdot x(\beta) / U_{cr}$
 $v_{sd} = (133.43 - 126.38) \times 1.50 / 2.20 = 4.80$ kN/m

Armering ved kritisk snitt $A_{sxx} = 7.53$ cm²/m, $A_{syy} = 7.53$ cm²/m
 Areal av strekkarmering $A_s^2 = 7.53 \times 7.53$, $A_{s1} = 7.53$ cm²

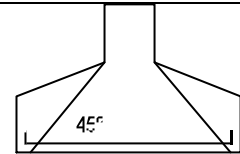
Skjærkapasitet uten skjærarmoring (EC2, ENV1992-1-1:1993, §4.3.2.3)

$V_{rd1} = \text{trd} \cdot k \cdot (1.2 + 40r_1) \cdot b_w \cdot d$, $\text{trd} = 0.30 \text{ N/mm}^2$, $k = 1.0$

$r_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 0.0001 \times 7.53 / (1.00 \times 0.21) = 0.0036$

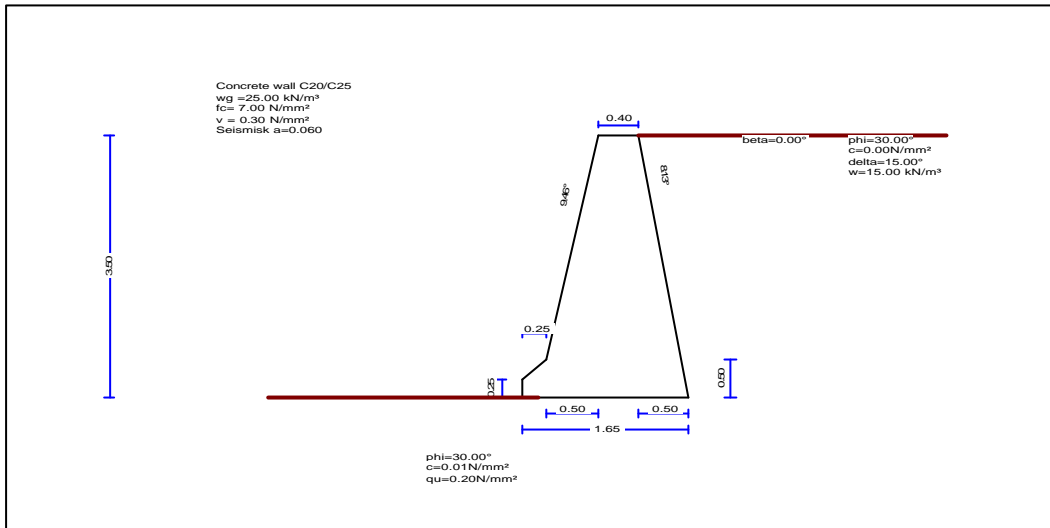
$v_{rd1} = 0.30 \times 1.0 (1.2 + 40 \times 0.0036) \times 1.00 \times 0.210 \times 1000 = 84.67 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 4.80 \text{ kN/m} < V_{rd1} = 84.67 \text{ kN/m}$, skjær og gjennomlokkingskapasitet OK



11. STØTTEMUR-001

Gravitasjonsmur



11.1. Beregninger av aktivt jordtrykk (Coulomb teori)

Veggdel fra y=0.000 m til y=3.500 m, H=3.500 m

Toppunkt A x= 0.000 m y= 0.000 m
 Bunnpunkt B x=-0.500 m y= 3.500 m

Grunnens egenskaper

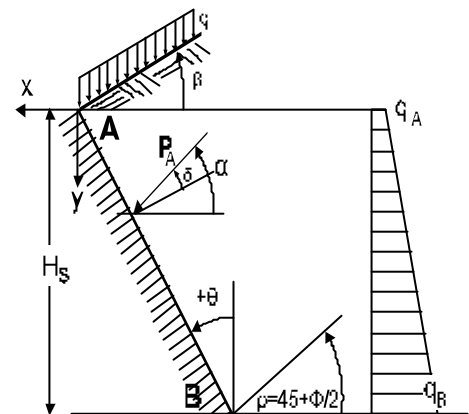
Grunntype : Sand
 Grunnens egenvekt w=15.00 kN/m³
 Egenvekt av våt masse ws=19.00 kN/m³
 Egenvekt av vann ww=10.00 kN/m³
 Jordfriksjonsvinkel phi=30.00°
 Jordkohesjonskoeffisient c=0.005 N/mm²
 Terrenghelling beta= 0.00°
 Bakre veggghelling theta= 8.13°
 Friksjonsvinkel mellom grunn og vegg delta=15.00°

Terrenglaster

Terrenglaster (permanent) g= 0.00 kN/m²
 Terrenglaster (nytte) q= 0.00 kN/m²

Jordtrykk ifølge Coulombs teori

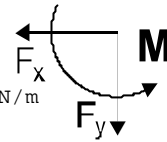
Vinkel av bruddflate =45°+(phi)/2=60.00°
 Aktiv Jordtrykkskoeffisient Ka= 0.363
 Jordtrykk q(y)=qA+w.y.Ka



$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \beta)}} \right]^2}$$

Permanente laster

Jordtrykk på topp ($y-y_A=0$ m) $q_A= 0.00$ kN/m²
 Jordtrykk i bunn ($y-y_A= 3.500$ m) $q_B= 19.06$ kN/m²
 Kraft fra jordtrykk $P_a=\frac{1}{2}(q_A+q_B)H= 33.35$ kN/m i vinkel $\alpha=23.13^\circ$
 Kraft fra jordtrykk i x og y retning, $P_{ax}= 30.67$ kN/m, $P_{ay}= 13.10$ kN/m
 Angrepspunkt for jordlast $x=-0.333$ m, $y=2.333$ m
 Jordkraftmoment i punkt ($x=0$, $y=0$), $M= -75.92$ kNm/m

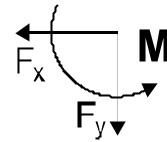


Totale krefter og momenter

krefter og momenter i bunnpunkt B ($x=-0.500$ m, $y=3.500$ m)

Permanente laster

Total horisontalkraft fra jordtrykk $F_{sx}= 30.67$ kN/m
 Total vertikalkraft fra jordtrykk $F_{sy}= 13.10$ kN/m
 Totalt moment fra jordtrykk $M_s = 37.98$ kNm/m



Variable laster

Total horisontalkraft fra jordtrykk $F_{sx}= 0.00$ kN/m
 Total vertikalkraft fra jordtrykk $F_{sy}= 0.00$ kN/m
 Totalt moment fra jordtrykk $M_s = 0.00$ kNm/m

Hydrostatisk trykk (vanndrykk)

Total horisontalkraft fra vanndrykk $F_{wx}= 0.00$ kN/m
 Total vertikalkraft fra vanndrykk $F_{wy}= 0.00$ kN/m
 Totalt moment fra vanndrykk $M_w = 0.00$ kNm/m

Seismisk last (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3 and Annex E)

Horisontal seismisk koeffisient $k_h=0.06/1.50=0.040$ (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.2.2)
 Vertikal seismisk koeffisient $k_v=0.50 \times 0.06=0.030$ (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.2.2)

Teori Mononobe-Okabe (EC8, ENV1998-5:1994, Annex E)

for Passiv jordtrykklast i seismisk last (vegg med lite gliding) (ENV1998-5, Annex E)

$$K_E = \frac{\cos^2(\varphi-\omega-\theta)}{\cos\omega \cos^2\theta \cos(\delta+\theta+\omega) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\omega-\beta)}{\cos(\theta+\omega+\delta)\cos(\theta-\beta)}} \right]^2}$$

$\omega = \arctan(k_h/(1-k_v)) = \arctan(0.040/(1-0.030)) = 2.36^\circ$

Aktive jordtrykkskoeffisienter i.f.g. (Mononobe-Okabe), $K_e = 0.390$

Jordtrykk fra seismisk last $= (0.390/0.363-1) = 0.074$

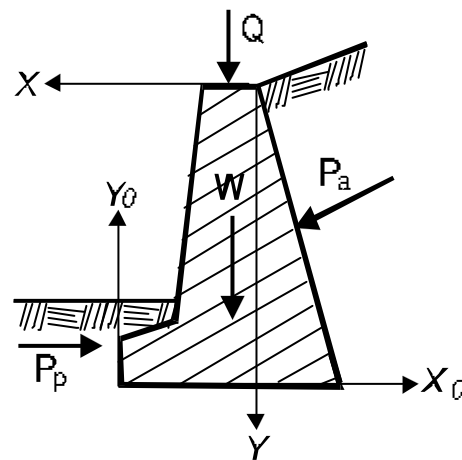
Permanente laster

Kraft fra jordtrykk fra seismisk last $F_x=30.67 \times 0.074=2.27$ kN/m

11.2. Veggegenskaper og parametere

Dimensjoner

Vegghøyde 3.500 m
 Vegglengde $L= 10.000$ m
 Tykkelse av støttemur i toppen 0.400 m
 Tykkelse av støttemur i bunnen 1.329 m
 Fundamentbredde 1.650 m
 Bredde fundamenttå 0.250 m
 Bredde bakre fundamentutkrager 0.000 m
 Høyde av steg i støttemur 3.000 m
 Høyde fundament 0.500 m
 Høyde fundamenttå 0.250 m
 Høyde bakre fundamentutkrager 0.000 m
 Helning på fremre vegg 9.462°
 Helning på bakre vegg 8.130°



Laster

Permanentlast på toppen veggen $Q_p= 0.00$ kN/m
 Nyttelast på toppen veggen $Q_v= 0.00$ kN/m

Vegghøyde

Enhetsvekt av veggmateriale 25.000 kN/m³
 Tverrsnittsareal av vegg 3.351 m²
 Vegg egenvekt per meter W= 3.351x25.000= 83.78 kN/m
 Veggtyngdepunkt x=0.246 m, y=2.105 m (xo=0.904 m, yo=1.395 m)

Veggmaterialer

Tillatt trykkfasthet = 7.00 N/mm²
 Tillatt strekkfasthet = 0.00 N/mm²
 Tillatt skjærfasthet = 0.30 N/mm²

Seismiske koeffisienter

Seismisk grunnakselerasjon gh=axg, a=0.06 (EC8, ENV1998-5:1994, §4.2.2)
 Reduksjonskoeffisient r=1.50 (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.3.2)
 Horisontal seismisk koeffisient kh=0.06/1.50=0.040 (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.3.2)
 Vertikal seismisk koeffisient kv=0.50*0.06=0.030 (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.3.2)

Krefter som følge av seismisk last (unntatt jordtrykk)

Horisontal seismisk kraft av egenvekt Fwx= 83.78x0.040= 3.35 kN/m
 Vertikal seismisk kraft av egenvekt Fwy= 83.78x0.030= 2.51 kN/m

Partialfaktorer (EC7, ENV1997-1-1:1997, Tabell 2.1)

Permanente laster, Ugunstig =1.35, Gunstig =1.00
 Variable laster, Ugunstig =1.50
 Grunnens egenskaper, tan(phi)=1.00, c=1.00, cu=1.00,qu=1.00
 Ulykkeslaster =1.00

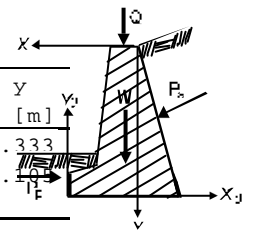
Egenskaper av grunnen/jorden under fundament

Jordtrykkskapasitet qu=0.20 N/mm²
 Friksjonsvinkel mellom grunn og fundament phi=30.00°, Friksjonskoeffisient tan(phi)=0.577
 Kohesjon mellom grunn og fundament c=0.010 N/mm²

11.3. Kontroll av veggstabilitet

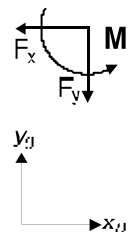
Laster (gunstige og ugunstige) på støttemuren

Laster		y1 - y2	Kraft Fx [kN/m]	Kraft Fy [kN/m]	x [m]	Y [m]
Aktivt jordtrykk	Pa x1.35	0.00- 3.50	41.40	17.69	-0.333	2.333
Egenvekt vegg	W x1.00		0.00	83.78	0.246	2.105

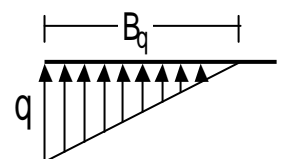


Kontroll av bæreevnebrudd (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2)

Laster		y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	xo [m]	yo [m]	M [kNm/m]
Aktivt jordtrykk	Pa x1.35	0.00- 3.50	41.40	17.69	1.483	1.167	22.09
Egenvekt vegg	W x1.00		0.00	83.78	0.904	1.395	-75.73
Sum			=	101.46			-53.64



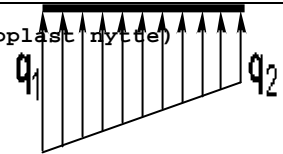
Sum av vertikalkrefter = 101.46 kN/m
 Sum av momenter i fremre tå = -53.64 kNm/m
 Sum av momenter i midtpunkt av fundament = 30.06 kNm/m
 Eksentrisitet =30.06/101.46=0.296 m > 1.650/6=0.275m
 Jordtrykk q=0.128 N/mm² Bq=1.586 m



Effektiv fundamentbredde (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1) L=1.650-2x0.296= 1.057 m
 Fundamentets dimensjonerende bæreevne Rd=Lxqu/gamma=1.057x(1000x0.20)/1.00= 211.40 kN/m
Bæreevnekontroll Vd=101.46 <= Rd=211.40 kN/m tilfredstilt

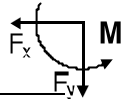
Kontroll for lastkombinasjon 1.35x(egenvekt+topplast permanent)+1.50x(topplast nytt)

Sum av vertikalkrefter = 130.78 kN/m
 Sum av momenter i fremre tå = -80.15 kNm/m
 Sum av momenter i midtpunkt av fundament = 27.75 kNm/m
 Eksentrisitet = $27.75/130.78 = 0.212 \text{ m} \leq 1.650/6 = 0.275 \text{ m}$
 Jordtrykk $q_1 = 0.140 \text{ N/mm}^2$ $q_2 = 0.018 \text{ N/mm}^2$
 Effektiv fundamentbredde (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1) $L = 1.650 - 2 \times 0.212 = 1.226 \text{ m}$
 Fundamentets dimensjonerende bæreevne $R_d = Lxq_u/\gamma = 1.226 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 245.20 \text{ kN/m}$
 Bæreevnekontroll $V_d = 130.78 \leq R_d = 245.20 \text{ kN/m}$ tilfredstilt



Bruddkontroll ved velting (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3)

velting rundt fundamenttå ($x_0=0, y_0=0$) ($x=1.150, y=3.500 \text{ m}$)

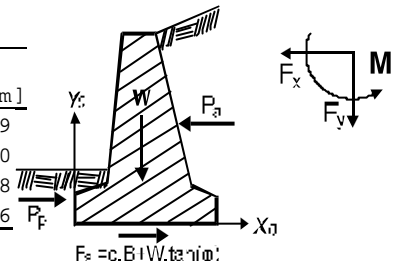


Laster		y1 - y2	Fx	Fy	xo	yo	Mo+	Mo-
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Aktivt jordtrykk	Pa x1.35	0.00- 3.50	41.40	17.69	1.483	1.167	48.32	26.23
Egenvekt vegg	W x1.00		0.00	83.78	0.904	1.395	0.00	75.73
			Sum				= 48.32	101.96

Sum av veltingsmomenter = 48.32 kNm/m
 Sum av momenter mot velting = 101.96 kNm/m
 Veltingskontroll $M_{sd} = 48.32 \leq M_{rd} = 101.96 \text{ kNm/m}$ tilfredsstilt

Bruddkontroll ved glidning (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3)

Laster		y1 - y2	Fx+	Fx-	Fy
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Aktivt jordtrykk	Pa x1.35	0.00- 3.50	41.40	0.00	17.69
Passivt jordtrykk	Pp x1.00	0.00- 0.00	0.00	0.00	0.00
Egenvekt vegg	W x1.00		0.00	0.00	83.78
		Sum =	41.40	0.00	101.46



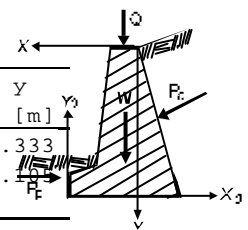
Grunnfriksjon $S_d = V_d \cdot \tan(\phi) / \gamma = 101.46 \times \tan(30^\circ) / 1.00 = 58.58 \text{ kN/m}$
 Grunnkohesjon $S_d = A \cdot c_u / \gamma = 1.59 \times (0.010 \times 1000) / 1.00 = 15.86 \text{ kN/m}$
 Sum av glidningskrefter = 41.40 kN/m
 Sum av krefter mot glidning = 74.44 kN/m
 Glidningskontroll $H_d = 41.40 \leq S_d + E_{pd} = 74.44 \text{ kN/m}$ tilfredsstilt

11.4. Dimensjonering med seismisk last (EC8, ENV1998-5:1994)

Kontroll av veggstabilitet (med seismisk last)

Laster (gunstige og ugunstige) på støttemuren

Laster		y1 - y2	Kraft Fx	Kraft Fy	x	y
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]
Aktivt jordtrykk	Pa x1.00	0.00- 3.50	30.67	13.10	-0.333	2.333
Egenvekt vegg	W x1.00		0.00	83.78	0.246	2.333



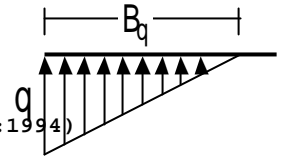
Tilleggskrefter fra seismisk last

Laster		y1 - y2	Fx	Fy	xo	yo	Mo+
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Aktivt jordtrykk	Pa x1.00	0.00- 3.50	2.27		1.483	1.167	2.65
Egenvekt vegg	W x1.00		3.35	-2.51	0.904	1.395	6.94
		Sum =	5.62	-2.51			9.59

Kontroll av bæreevnebrudd (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (med seismisk last)

Laster		y1 - y2	Fx	Fy	xo	yo	M
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Aktivt jordtrykk	Pa x1.00	0.00- 3.50	32.94	13.10	1.483	1.167	19.01
Egenvekt vegg	W x1.00		3.35	81.27	0.904	1.395	-68.79
		Sum	=	94.37			-49.78

Sum av vertikalkrefter = 94.37 kN/m
 Sum av momenter i fremre tå = -49.78 kNm/m
 Sum av momenter i midtpunkt av fundament = 28.07 kNm/m



Kontroll av bæreevnebrudd (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2)(EC8, ENV1998-5:1994)

Eksentrisitet = $28.07/94.37=0.297$ m > $1.650/6=0.275$ m
 Jordtrykk $q=0.119$ N/mm² $Bq=1.583$ m
 Effektiv fundamentbredde (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1) $L=1.650-2 \times 0.297= 1.055$ m
 Fundamentets dimensjonerende bæreevne $Rd=Lxqu/\gamma=1.055 \times (1000 \times 0.20)/1.00= 211.00$ kN/m
Bæreevnekontroll $Vd=94.37 \leq Rd=211.00$ kN/m tilfredstilt

Bruddkontroll ved velting (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (med seismisk last)

velting rundt fundamenttå ($xo=0, yo=0$) ($x=1.150, y=3.500$ m)

Laster		y1 - y2	Fx	Fy	xo	yo	Mo+	Mo-
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Aktivt jordtrykk	Pa x1.00	0.00- 3.50	32.94	13.10	1.483	1.167	38.44	19.43
Egenvekt vegg	W x1.00		3.35	81.27	0.904	1.395	6.94	75.73*
		Sum					= 45.38	95.16

(*momenter av negative seismiske laster, er tillagt i veltingsmomenter)

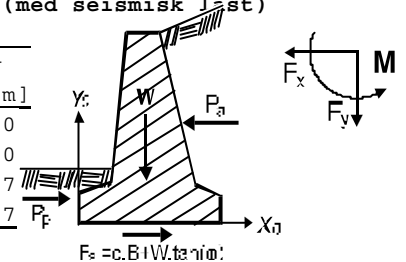
Bruddkontroll ved velting (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3)(EC8, ENV1998-5:1994)

velting rundt fundamenttå ($xo=0, yo=0$) ($x=1.150, y=3.500$ m)

Sum av veltingsmomenter = 45.38 kNm/m
 Sum av momenter mot velting = 95.16 kNm/m
Veltingskontroll $Msd= 45.38 \leq Mrd= 95.16$ kNm/m tilfredsstilt

Bruddkontroll ved glidning (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (med seismisk last)

Laster		y1 - y2	Fx+	Fx-	Fy
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Aktivt jordtrykk	Pa x1.00	0.00- 3.50	32.94	0.00	13.10
Passivt jordtrykk	Pp x0.50	0.00- 0.00	0.00	0.00	0.00
Egenvekt vegg	W x1.00		3.35	0.00	81.27
		Sum	= 36.29	0.00	94.37



Bruddkontroll ved glidning (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3)(EC8, ENV1998-5:1994)

Grunnfriksjon $Sd=Vd.tan(\phi)/\gamma= 94.37 \times \tan(30^\circ)/1.00= 54.48$ kN/m
 Sum av glidningskrefter = 36.29 kN/m
 Sum av krefter mot glidning = 54.48 kN/m (Eurocode 8)
Glidingskontroll $Hd= 36.29 \leq Sd+Ep= 54.48$ kN/m tilfredsstilt

11.5. Dimensjonering av vegg

Last 1.35x(permanent ugunstig)+1.00x(permanent gunstig)+1.50x(nytte ugunstig)

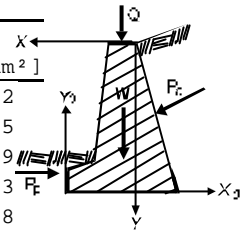
Krefter i tverrsnittstygdepunkt og fastheter i veggsteg

x,y:tverrsnittstygdepunkt, b:tverrsnittsbredde, e:eksentrisitet

Fx:horisontalkraft, Fy:vertikalkraft, M:moment, e/b:relativ eksentrisitet

fc1, fc2: tverrsnitt normale fastheter, δ:Skjaerfasthet, Bq:effektiv tverrsnittsbredde

y	x	b	Fx	Fy	M	e/b	fc1	fc2	Bq/B	v
[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]		[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]
0.50	0.206	0.555	0.85	6.33	0.04	-0.012	-0.012	-0.011	1.000	0.002
1.00	0.212	0.710	3.38	15.31	0.60	-0.056	-0.029	-0.014	1.000	0.005
1.50	0.218	0.864	7.61	26.96	2.45	-0.105	-0.051	-0.011	1.000	0.009
2.00	0.224	1.019	13.51	41.25	6.27	-0.149	-0.077	-0.004	1.000	0.013
2.50	0.230	1.174	21.13	58.21	12.77	-0.187	-0.106	0.000	0.939	0.018
3.00	0.236	1.329	30.42	77.81	22.69	-0.220	-0.139	0.000	0.841	0.023



11.6. Spenningskontroll med tillatte spenninger

Trykk $fc \text{ max} = 0.14 \leq fc(\text{tillatte}) = 7.00 \text{ N/mm}^2$
 Strekk $fc \text{ max} = 0.00 \leq fc(\text{tillatte}) = 0.00 \text{ N/mm}^2$
 Skjaer $v \text{ max} = 0.02 \leq v(\text{tillatte}) = 0.30 \text{ N/mm}^2$

11.7. Dimensjonering av vegg (med seismisk last)

Last 1.00x(permanent ugunstig)+1.00x(permanent gunstig)+1.00x(nytte)+1.00x(seismisk)

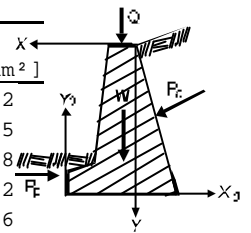
Krefter i tverrsnittstygdepunkt og fastheter i veggsteg (med seismisk last)

x,y:tverrsnittstygdepunkt, b:tverrsnittsbredde, e:eksentrisitet

Fx:horisontalkraft, Fy:vertikalkraft, M:moment, e/b:relativ eksentrisitet

fc1, fc2: tverrsnitt normale fastheter, δ:Skjaerfasthet, Bq:effektiv tverrsnittsbredde

y	x	b	Fx	Fy	M	e/b	fc1	fc2	Bq/B	v
[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]		[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]
0.50	0.206	0.555	0.92	6.24	0.09	-0.026	-0.013	-0.010	1.000	0.002
1.00	0.212	0.710	3.24	14.94	0.74	-0.068	-0.030	-0.013	1.000	0.005
1.50	0.218	0.864	7.01	26.12	2.61	-0.112	-0.052	-0.010	1.000	0.008
2.00	0.224	1.019	12.17	39.76	6.27	-0.149	-0.077	-0.004	1.000	0.012
2.50	0.230	1.174	18.78	55.87	12.34	-0.181	-0.104	0.000	0.958	0.016
3.00	0.236	1.329	26.79	74.44	21.45	-0.208	-0.133	0.000	0.877	0.020

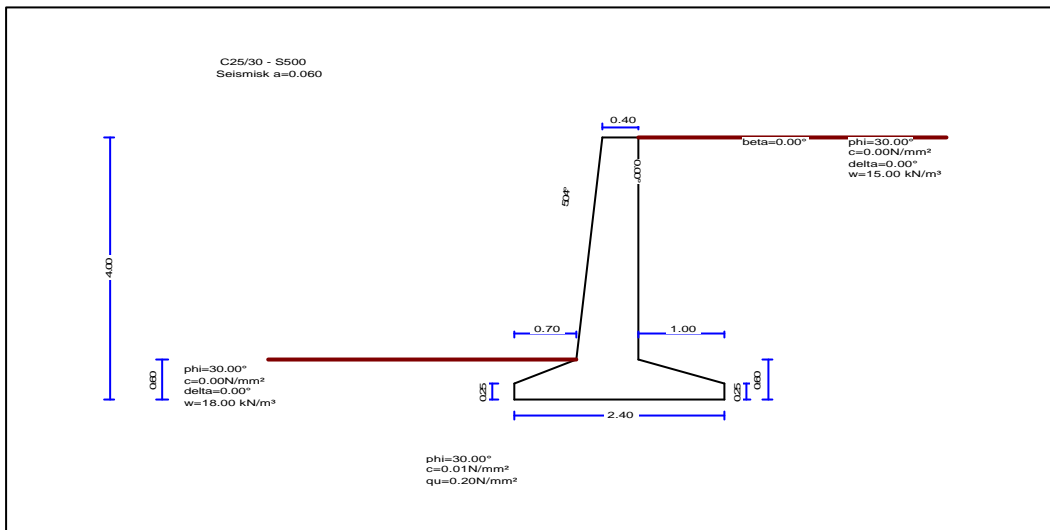


11.8. Spenningskontroll med tillatte spenninger (med seismisk last)

Trykk $fc \text{ max} = 0.13 \leq fc(\text{tillatte}) = 7.00 \text{ N/mm}^2$
 Strekk $fc \text{ max} = 0.00 \leq fc(\text{tillatte}) = 0.00 \text{ N/mm}^2$
 Skjaer $v \text{ max} = 0.02 \leq v(\text{tillatte}) = 0.30 \text{ N/mm}^2$

12. STØTEMUR-002

Vinkelmur



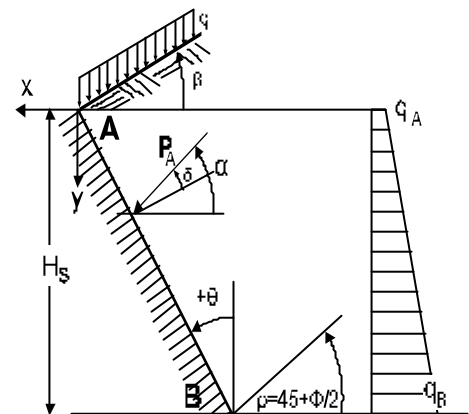
12.1. Beregninger av aktivt jordtrykk (Coulomb teori)

Veggdel fra y=0.000 m til y=4.000 m, H=4.000 m

Toppunkt A x=-1.000 m y= 0.000 m
 Bunnpunkt B x=-1.000 m y= 4.000 m

Grunnens egenskaper

Grunntype : Sand
 Grunnens egenvekt w=15.00 kN/m³
 Egenvekt av våt masse ws=19.00 kN/m³
 Egenvekt av vann ww=10.00 kN/m³
 Jordfriksjonsvinkel phi=30.00°
 Jordkohesjonskoeffisient c=0.005 N/mm²
 Terrenghelling beta= 0.00°
 Bakre veggghelling theta= 0.00°
 Friksjonsvinkel mellom grunn og vegg delta= 0.00°



Terrenglaster

Terrenglaster (permanent) g= 0.00 kN/m²
 Terrenglaster (nytte) q= 0.00 kN/m²

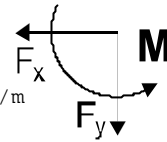
Jordtrykk ifølge Coulombs teori

Vinkel av bruddflate =45°+(phi)/2=60.00°
 Aktiv Jordtrykkskoeffisient Ka= 0.333
 Jordtrykk q(y)=qA+w.y.Ka

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \beta)}} \right]^2}$$

Permanente laster

Jordtrykk på topp ($y-y_A=0$ m) $q_A= 0.00$ kN/m²
 Jordtrykk i bunn ($y-y_A= 4.000$ m) $q_B= 19.98$ kN/m²
 Kraft fra jordtrykk $P_a=\frac{1}{2}(q_A+q_B)H= 39.96$ kN/m i vinkel $\alpha= 0.00^\circ$
 Kraft fra jordtrykk i x og y retning, $P_{ax}= 39.96$ kN/m, $P_{ay}= 0.00$ kN/m
 Angrepspunkt for jordlast $x=-1.000$ m, $y=2.667$ m
 Jordkraftmoment i punkt ($x=0$, $y=0$), $M= -106.57$ kNm/m

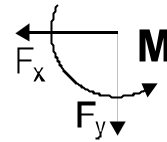


Totale krefter og momenter

krefter og momenter i bunnpunkt B ($x=-1.000$ m, $y=4.000$ m)

Permanente laster

Total horisontalkraft fra jordtrykk $F_{sx}= 39.96$ kN/m
 Total vertikalkraft fra jordtrykk $F_{sy}= 0.00$ kN/m
 Totalt moment fra jordtrykk $M_s = 53.27$ kNm/m



Variable laster

Total horisontalkraft fra jordtrykk $F_{sx}= 0.00$ kN/m
 Total vertikalkraft fra jordtrykk $F_{sy}= 0.00$ kN/m
 Totalt moment fra jordtrykk $M_s = 0.00$ kNm/m

Hydrostatisk trykk (vanntrykk)

Total horisontalkraft fra vanntrykk $F_{wx}= 0.00$ kN/m
 Total vertikalkraft fra vanntrykk $F_{wy}= 0.00$ kN/m
 Totalt moment fra vanntrykk $M_w = 0.00$ kNm/m

Seismisk last (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3 and Annex E)

Horisontal seismisk koeffisient $k_h=0.06/1.50=0.040$ (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.2.2)
 Vertikal seismisk koeffisient $k_v=0.50 \times 0.06=0.030$ (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.2.2)

Teori Mononobe-Okabe (EC8, ENV1998-5:1994, Annex E)

for Passiv jordtrykklast i seismisk last (vegg med lite gliding) (ENV1998-5, Annex E)

$$K_E = \frac{\cos^2(\varphi-\omega-\theta)}{\cos\omega \cos^2\theta \cos(\delta+\theta+\omega) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\omega-\beta)}{\cos(\theta+\omega+\delta)\cos(\theta-\beta)}} \right]^2}$$

$\omega = \arctan(k_h/(1-k_v)) = \arctan(0.040/(1-0.030)) = 2.36^\circ$

Aktive jordtrykkskoeffisienter i.f.g. (Mononobe-Okabe), $K_e = 0.360$

Jordtrykk fra seismisk last $= (0.360/0.333-1) = 0.081$

Permanente laster

Kraft fra jordtrykk fra seismisk last $F_x = 39.96 \times 0.081 = 3.24$ kN/m

12.2. Beregninger av passivt jordtrykk (Coulomb teori)

Veggdel fra $y=3.400$ m til $y=4.000$ m, $H=0.600$ m

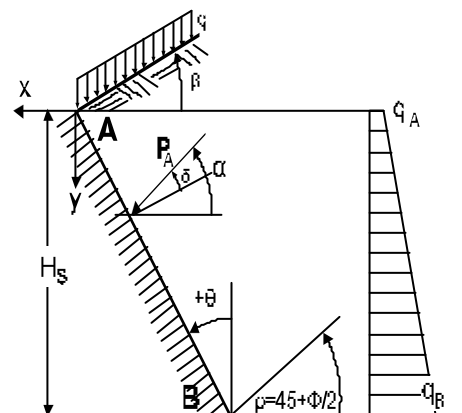
Toppunkt A $x= 0.700$ m $y= 3.400$ m

Bunnpunkt B $x= 0.753$ m $y= 4.000$ m

Grunnens egenskaper

Grunntype :

Grunnens egenvekt $w=18.00$ kN/m³
 Egenvekt av våt masse $ws=23.00$ kN/m³
 Egenvekt av vann $ww=10.00$ kN/m³
 Jordfriksjonsvinkel $\phi=30.00^\circ$
 Jordkohesjonskoeffisient $c=0.000$ N/mm²
 Terrenghelling $\beta= 0.00^\circ$
 Bakre veggelling $\theta= -5.04^\circ$
 Friksjonsvinkel mellom grunn og vegg $\delta= 0.00^\circ$



Terrenglaster

Terrenglaster (permanent) $g = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 Terrenglaster (nytte) $q = 0.00 \text{ kN/m}^2$

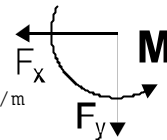
Jordtrykk ifølge Coulombs teori

Vinkel av bruddflate $= 45^\circ - (\phi)/2 = 30.00^\circ$
 Passiv Jordtrykkskoeffisient $K_p = 2.734$
 Jordtrykk $q(y) = q_A + w \cdot y \cdot K_p$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \theta)}{\cos^2\theta \cos(\theta - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\theta - \delta) \cos(\theta - \beta)}} \right]^2}$$

Permanente laster

Jordtrykk på topp ($y - y_A = 0 \text{ m}$) $q_A = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 Jordtrykk i bunn ($y - y_A = 0.600 \text{ m}$) $q_B = -29.53 \text{ kN/m}^2$
 Kraft fra jordtrykk $P_a = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H = 8.86 \text{ kN/m}$ i vinkel $a = 5.04^\circ$
 Kraft fra jordtrykk i x og y retning, $P_{ax} = -8.83 \text{ kN/m}$, $P_{ay} = 0.78 \text{ kN/m}$
 Angrepspunkt for jordlast $x = 0.735 \text{ m}$, $y = 3.800 \text{ m}$
 Jordkraftmoment i punkt ($x = 0$, $y = 0$), $M = 34.13 \text{ kNm/m}$

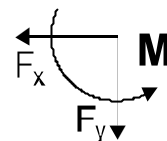


Totale krefter og momenter

krefter og momenter i bunnpunkt B ($x = 0.753 \text{ m}$, $y = 4.000 \text{ m}$)

Permanente laster

Total horisontalkraft fra jordtrykk $F_{sx} = -8.83 \text{ kN/m}$
 Total vertikalkraft fra jordtrykk $F_{sy} = 0.78 \text{ kN/m}$
 Totalt moment fra jordtrykk $M_s = -1.78 \text{ kNm/m}$



Variable laster

Total horisontalkraft fra jordtrykk $F_{sx} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Total vertikalkraft fra jordtrykk $F_{sy} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Totalt moment fra jordtrykk $M_s = 0.00 \text{ kNm/m}$

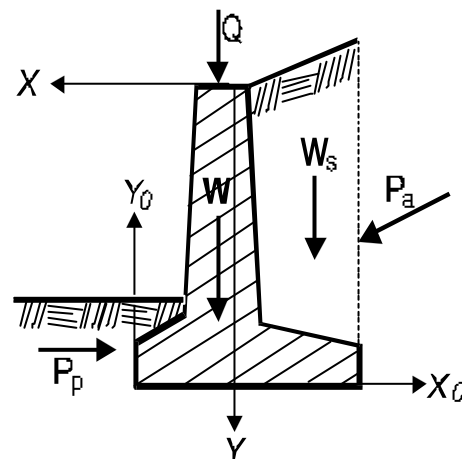
Hydrostatisk trykk (vanntrykk)

Total horisontalkraft fra vanntrykk $F_{wx} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Total vertikalkraft fra vanntrykk $F_{wy} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Totalt moment fra vanntrykk $M_w = 0.00 \text{ kNm/m}$

12.3. Veggegenskaper og parametere

Dimensjoner

Vegghøyde 4.000 m
 Vegglengde $L = 10.000 \text{ m}$
 Tykkelse av støttemur i toppen 0.400 m
 Tykkelse av støttemur i bunnen 0.700 m
 Fundamentbredde 2.400 m
 Bredder fundamenttå 0.700 m
 Bredder bakre fundamentutkrager 1.000 m
 Høyde av steg i støttemur 3.400 m
 Høyde fundament 0.600 m
 Høyde fundamenttå 0.250 m
 Høyde bakre fundamentutkrager 0.250 m
 Helning på fremre vegg 5.042°
 Helning på bakre vegg 0.000°



Laster

Permanentlast på toppen veggen $Q_p = 0.00 \text{ kN/m}$
 Nyttelast på toppen veggen $Q_v = 0.00 \text{ kN/m}$

Vegghøyde

Enhetsvekt av veggmateriale 25.000 kN/m^3
 Tverrsnittsareal av vegg 3.012 m^2
 Vegg egenvekt per meter $W = 3.012 \times 25.000 = 75.30 \text{ kN/m}$
 Veggtynghdepunkt $x = 0.262 \text{ m}$, $y = 2.573 \text{ m}$ ($x_0 = 1.138 \text{ m}$, $y_0 = 1.427 \text{ m}$)

Egenlast bakfylling

Vekt av fyllingsmasse over bakre fundamentutkrager $W_s=51.00$ kN/m

Tyngdepunkt av fyllingsmasse over bakre fundamentutkrager $x=-0.500$ m, $y=1.700$ m

Veggmaterialer

Vegg Betongkvalitet-stålkvalitet: C25/30-S500, Betongoverdekning 30 mm (ENV1992, §4.1.3.3)

Fundament Betongkvalitet-stålkvalitet: C25/30-S500, Betongoverdekning 30 mm (ENV1992, §4.1.3.3)

Seismiske koeffisienter

Seismisk grunnakselerasjon $g_h=a_{xg}$, $a=0.06$ (EC8, ENV1998-5:1994, §4.2.2)

Reduksjonskoeffisient $r=1.50$ (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.3.2)

Horisontal seismisk koeffisient $k_h=0.06/1.50=0.040$ (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.3.2)

Vertikal seismisk koeffisient $k_v=0.50 \cdot 0.06=0.030$ (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.3.2)

Krefter som følge av seismisk last (unntatt jordtrykk)

Horisontal seismisk kraft av egenvekt $F_{wx}=75.30 \cdot 0.040=3.01$ kN/m

Vertikal seismisk kraft av egenvekt $F_{wy}=75.30 \cdot 0.030=2.26$ kN/m

Horisontal seismisk kraft av bakfylling $F_{wsx}=51.00 \cdot 0.040=2.04$ kN/m

Vertikal seismisk kraft av bakfylling $F_{wsy}=51.00 \cdot 0.030=1.53$ kN/m

Partialfaktor (EC7, ENV1997-1-1:1997, Tabell 2.1)

Permanente laster, Ugunstig =1.35, Gunstig =1.00

Variable laster, Ugunstig =1.50

Grunnens egenskaper, $\tan(\phi)=1.00$, $c=1.00$, $c_u=1.00$, $q_u=1.00$

Ulykkeslaster =1.00

Egenskaper av grunnen/jorden under fundament

Jordtrykkskapasitet $q_u=0.20$ N/mm²

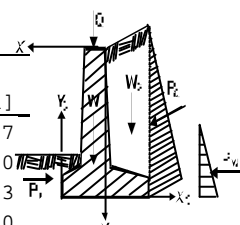
Friksjonsvinkel mellom grunn og fundament $\phi=30.00^\circ$, Friksjonskoeffisient $\tan(\phi)=0.577$

Kohesjon mellom grunn og fundament $c=0.010$ N/mm²

12.4. Kontroll av veggstabilitet

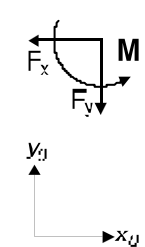
Laster (gunstige og ugunstige) på støttemuren

Laster		$y_1 - y_2$	Kraft F_x [kN/m]	Kraft F_y [kN/m]	x [m]	Y [m]
Aktivt jordtrykk	$P_a \cdot 1.35$	0.00- 4.00	53.95	0.00	-1.000	2.667
Passivt jordtrykk	$P_p \cdot 1.00$	3.40- 4.00	-8.83	0.78	0.735	3.800
Egenvekt vegg	$W \cdot 1.00$		0.00	75.30	0.262	2.573
Egenvekt bakfyll	$W_s \cdot 1.00$		0.00	51.00	-0.500	1.700

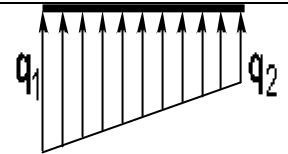


Kontroll av bæreevnebrudd (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2)

Laster		$y_1 - y_2$	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M [kNm/m]
Aktivt jordtrykk	$P_a \cdot 1.35$	0.00- 4.00	53.95	0.00	2.400	1.333	71.91
Egenvekt vegg	$W \cdot 1.00$		0.00	75.30	1.138	1.427	-85.69
Egenvekt bakfyll	$W_s \cdot 1.00$		0.00	51.00	1.900	2.300	-96.90
Sum			=	126.30			-110.68

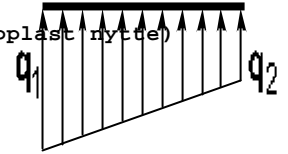


Sum av vertikalkrefter = 126.30 kN/m
 Sum av momenter i fremre tå = -110.68 kNm/m
 Sum av momenter i midtpunkt av fundament = 40.88 kNm/m
 Eksentrisitet = $40.88/126.30 = 0.324 \text{ m} \leq 2.400/6 = 0.400 \text{ m}$
 Jordtrykk $q_1 = 0.095 \text{ N/mm}^2$ $q_2 = 0.010 \text{ N/mm}^2$
 Effektiv fundamentbredde (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1) $L = 2.400 - 2 \times 0.324 = 1.753 \text{ m}$
 Fundamentets dimensjonerende bæreevne $R_d = L \times q_u / \gamma = 1.753 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 350.60 \text{ kN/m}$
 Bæreevnekontroll $V_d = 126.30 \leq R_d = 350.60 \text{ kN/m}$ tilfredstilt



Kontroll for lastkombinasjon 1.35x(egenvekt+topplast permanent)+1.50x(topplast nytt)

Sum av vertikalkrefter = 170.51 kN/m
 Sum av momenter i fremre tå = -174.58 kNm/m
 Sum av momenter i midtpunkt av fundament = 30.02 kNm/m
 Eksentrisitet = $30.02/170.51 = 0.176 \text{ m} \leq 2.400/6 = 0.400 \text{ m}$
 Jordtrykk $q_1 = 0.102 \text{ N/mm}^2$ $q_2 = 0.040 \text{ N/mm}^2$
 Effektiv fundamentbredde (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1) $L = 2.400 - 2 \times 0.176 = 2.048 \text{ m}$
 Fundamentets dimensjonerende bæreevne $R_d = L \times q_u / \gamma = 2.048 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 409.60 \text{ kN/m}$
 Bæreevnekontroll $V_d = 170.51 \leq R_d = 409.60 \text{ kN/m}$ tilfredstilt



Bruddkontroll ved velting (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3)

velting rundt fundamenttå ($x_0=0, y_0=0$) ($x=1.400, y=4.000 \text{ m}$)

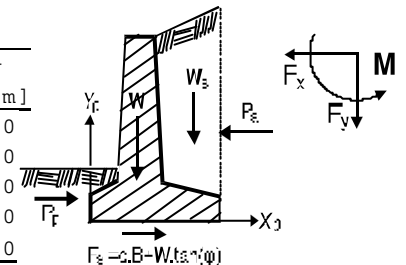


Laster		y1 - y2	Fx	Fy	xo	yo	Mo+	Mo-	
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	
Aktivt jordtrykk	Pa x1.35	0.00- 4.00	53.95	0.00	2.400	1.333	71.91	0.00	
Egenvekt vegg	W x1.00		0.00	75.30	1.138	1.427	0.00	85.69	
Egenvekt bakfyll	Ws x1.00		0.00	51.00	1.900	2.300	0.00	96.90	
Sum							=	71.91	182.59

Sum av veltingsmomenter = 71.91 kNm/m
 Sum av momenter mot velting = 182.59 kNm/m
 Veltingskontroll $M_{sd} = 71.91 \leq M_{rd} = 182.59 \text{ kNm/m}$ tilfredsstilt

Bruddkontroll ved glidning (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3)

Laster		y1 - y2	Fx+	Fx-	Fy	
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	
Aktivt jordtrykk	Pa x1.35	0.00- 4.00	53.95	0.00	0.00	
Passivt jordtrykk	Pp x1.00	3.40- 4.00	0.00	8.83	0.00	
Egenvekt vegg	W x1.00		0.00	0.00	75.30	
Egenvekt bakfyll	Ws x1.00		0.00	0.00	51.00	
Sum			=	53.95	8.83	126.30



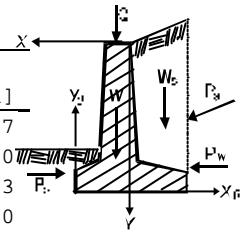
Grunnfriksjon $S_d = V_d \cdot \tan(\phi) / \gamma = 126.30 \times \tan(30^\circ) / 1.00 = 72.92 \text{ kN/m}$
 Grunnkohesjon $S_d = A \cdot c_u / \gamma = 2.40 \times (0.010 \times 1000) / 1.00 = 24.00 \text{ kN/m}$
 Sum av glidningskrefter = 53.95 kN/m
 Sum av krefter mot glidning = 105.75 kN/m
 Glidningskontroll $H_d = 53.95 \leq S_d + E_{pd} = 105.75 \text{ kN/m}$ tilfredsstilt

12.5. Dimensjonering med seismisk last (EC8, ENV1998-5:1994)

Kontroll av veggstabilitet (med seismisk last)

Laster (gunstige og ugunstige) på støttemuren

Laster		y1 - y2	Kraft Fx [kN/m]	Kraft Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Aktivt jordtrykk	Pa x1.00	0.00- 4.00	39.96	0.00	-1.000	2.667
Passivt jordtrykk	Pp x0.50	3.40- 4.00	-4.41	0.39	0.735	3.800
Egenvekt vegg	W x1.00		0.00	75.30	0.262	2.573
Egenvekt bakfyll	Ws x1.00		0.00	51.00	-0.500	1.700



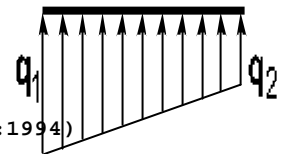
Tilleggskrefter fra seismisk last

Laster		y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	xo [m]	yo [m]	Mo+ [kNm/m]
Passivt jordtrykk	Pa x1.00	0.00- 4.00	3.24	0.00	2.400	1.333	4.31
Egenvekt vegg	W x1.00		3.01	-2.26	1.138	1.427	6.87
Egenvekt bakfyll	Ws x1.00		2.04	-1.53	1.900	2.300	7.60
		Sum =	8.29	-3.79			18.78

Kontroll av bæreevnebrudd (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (med seismisk last)

Laster		y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	xo [m]	yo [m]	M [kNm/m]
Aktivt jordtrykk	Pa x1.00	0.00- 4.00	43.20	0.00	2.400	1.333	57.58
Egenvekt vegg	W x1.00		3.01	73.04	1.138	1.427	-78.82
Egenvekt bakfyll	Ws x1.00		2.04	49.47	1.900	2.300	-89.30
		Sum =	122.51				-110.54

Sum av vertikalkrefter = 122.51 kN/m
 Sum av momenter i fremre tå = -110.54 kNm/m
 Sum av momenter i midtpunkt av fundament = 36.47 kNm/m



Kontroll av bæreevnebrudd (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2)(EC8, ENV1998-5:1994)

Eksentrisitet $= 36.47/122.51 = 0.298 \text{ m} \leq 2.400/6 = 0.400 \text{ m}$
 Jordtrykk $q_1 = 0.089 \text{ N/mm}^2$ $q_2 = 0.013 \text{ N/mm}^2$
 Effektiv fundamentbredde (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1) $L = 2.400 - 2 \times 0.298 = 1.805 \text{ m}$
 Fundamentets dimensjonerende bæreevne $R_d = L \times q_u / \gamma = 1.805 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 361.00 \text{ kN/m}$
Bæreevnekontroll $V_d = 122.51 \leq R_d = 361.00 \text{ kN/m}$ tilfredstilt

Bruddkontroll ved velting (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (med seismisk last)

velting rundt fundamenttå ($x_o = 0, y_o = 0$) ($x = 1.400, y = 4.000 \text{ m}$)

Laster		y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	xo [m]	yo [m]	Mo+ [kNm/m]	Mo- [kNm/m]
Aktivt jordtrykk	Pa x1.00	0.00- 4.00	43.20	0.00	2.400	1.333	57.58	0.00
Egenvekt vegg	W x1.00		3.01	73.04	1.138	1.427	6.87	85.69*
Egenvekt bakfyll	Ws x1.00		2.04	49.47	1.900	2.300	7.60	96.90*
		Sum =					72.05	182.59

(*momenter av negative seismiske laster, er tillagt i veltingsmomenter)

Bruddkontroll ved velting (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3)(EC8, ENV1998-5:1994)

velting rundt fundamenttå ($x_o = 0, y_o = 0$) ($x = 1.400, y = 4.000 \text{ m}$)

Sum av veltingsmomenter = 72.05 kNm/m
 Sum av momenter mot velting = 182.59 kNm/m
Veltingskontroll $M_{sd} = 72.05 \leq M_{rd} = 182.59 \text{ kNm/m}$ tilfredstilt

Bruddkontroll ved glidning (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (med seismisk last)

Laster		y1 - y2	Fx+	Fx-	Fy
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Aktivt jordtrykk	Pa x1.00	0.00- 4.00	43.20	0.00	0.00
Passivt jordtrykk	Pp x0.50	3.40- 4.00	0.00	4.41	0.00
Egenvekt vegg	W x1.00		3.01	0.00	73.04
Egenvekt bakfyll	Ws x1.00		2.04	0.00	49.47
		Sum =	48.25	4.41	122.51

Bruddkontroll ved glidning (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3)(EC8, ENV1998-5:1994)

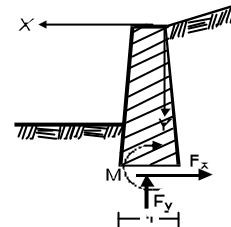
Grunnfriksjon $S_d = V_d \cdot \tan(\phi) / \gamma = 122.51 \cdot \tan(30^\circ) / 1.00 = 70.73 \text{ kN/m}$
 Sum av glidningskrefter = 48.25 kN/m
 Sum av krefter mot glidning = 75.15 kN/m (Eurocode 8)
Glidingskontroll $H_d = 48.25 \leq S_d + E_{pd} = 75.15 \text{ kN/m}$ tilfredsstilt

12.6. Dimensjonering av vegg

Last 1.35x(permanent ugunstig)+1.00x(permanent gunstig)+1.50x(nytte ugunstig)

Krefter (i tverrsnittstyngdepunkt) av veggsteg

y	h	Fx	Fy	M
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
0.50	0.444	0.84	5.28	0.08
1.00	0.488	3.38	11.10	0.88
1.50	0.532	7.59	17.48	3.24
2.00	0.576	13.49	24.41	7.98
2.50	0.621	21.07	31.89	15.92
3.40	0.700	38.97	46.75	40.97



Dimensjonering av veggsteg i bøyning med EC2, ENV1992-1-1:1993

Betongkvalitet-stålkvalitet: C25/30-S500 Betongoverdekning 30 mm (ENV1992, §4.1.3.3)

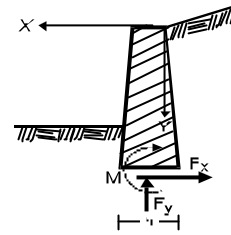
y	Msd	Nsd	d	Kd	x/d	ec/es	Ks	As	min armer.
[m]	[kN/m]	[kN]	[cm]					[cm ² /m]	[cm ² /m]
0.50	0.08	-5.28	41.4	39.65	0.01	0.1/20.0	2.30	0.00	(4.44)
1.00	0.88	-11.10	45.8	25.38	0.01	0.2/20.0	2.31	0.00	(4.88)
1.50	3.24	-17.48	50.2	18.50	0.01	0.3/20.0	2.31	0.00	(5.32)
2.00	7.98	-24.41	54.6	14.46	0.02	0.4/20.0	2.31	0.04	(5.76)
2.50	15.92	-31.89	59.1	11.85	0.02	0.5/20.0	2.32	0.24	(6.21)
3.40	40.97	-46.75	67.0	8.96	0.03	0.6/20.0	2.32	0.87	(7.00)

12.7. Dimensjonering av vegg (med seismisk last)

Last 1.00x(permanent ugunstig)+1.00x(permanent gunstig)+0.30x(nytte)+1.00x(seismisk)

Krefter (i tverrsnittstygndepunkt) av veggsteg (med seismisk last)

y	h	F _x	F _y	M
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
0.50	0.444	1.18	5.28	0.18
1.00	0.488	3.75	11.10	1.18
1.50	0.532	7.67	17.48	3.68
2.00	0.576	12.98	24.41	8.34
2.50	0.621	19.65	31.89	15.83
3.40	0.700	35.12	46.75	38.63



Dimensjonering av veggsteg i bøyning med EC2, ENV1992-1-1:1993 (med seismisk last)

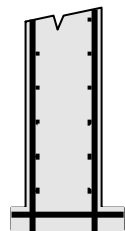
Betongkvalitet-stålkvalitet: C25/30-S500 Betongoverdekning 30 mm (ENV1992, §4.1.3.3)

y	Msd	Nsd	d	Kd	x/d	ec/es	Ks	As	min armer.
[m]	[kN/m]	[kN]	[cm]					[cm ² /m]	[cm ² /m]
0.50	0.18	-5.28	41.4	37.91	0.01	0.1/20.0	2.30	0.00	(4.44)
1.00	1.18	-11.10	45.8	24.29	0.01	0.2/20.0	2.31	0.00	(4.88)
1.50	3.68	-17.48	50.2	17.98	0.02	0.3/20.0	2.31	0.00	(5.32)
2.00	8.34	-24.41	54.6	14.28	0.02	0.4/20.0	2.31	0.06	(5.76)
2.50	15.83	-31.89	59.1	11.87	0.02	0.5/20.0	2.32	0.24	(6.21)
3.40	38.63	-46.75	67.0	9.15	0.03	0.6/20.0	2.32	0.78	(7.00)

12.8. Armering av veggsteg

Armering i bakre flate av steg Ø12/16.0 (7.06cm²/m)
 Fordelingsarmering Ø8/20.0 (2.52cm²/m)

Armering i fremre flate av steg Ø12/16.0 (7.06cm²/m)
 Fordelingsarmering Ø8/20.0 (2.52cm²/m)



Skjærkontroll av veggsteg, EC2, ENV1992-1-1:1993

Betongkvalitet-stålkvalitet: C25/30-S500 Betongoverdekning 30 mm (ENV1992, §4.1.3.3)

Jordtrykket varierer lineært, skjærkraften varierer derfor parabolisk.

Variasjonen av veggtykkelsen er lineær.

Den mest kritiske snittet for skjærkraft er derfor ved innspenningen til fundamentet.

Vsd=38.97 kN/m, Vsd (+seismisk)=35.12 kN/m, Nsd=46.75 kN/m

Vrd1=[trd.k.(1.2+40r1)+0.15fcp].bw.d, trd=0.30 N/mm², k=1.0

r1=As1/(bw.d)=0.0001x7.06/(1.00x0.67)=0.0011

fcp=Nsd/Ac=0.001x46.75/(1.00x0.70)=0.067 N/mm²

vrd1=[0.30x1.0(1.2+40x 0.0011)+0.15x0.067]x0.67x1.00x1000=256.76 kN/m

Vsd=38.97 kN/m < Vrd1=256.76 kN/m, skjærkapasitet OK

12.9. Dimensjonering av støttemurfundament og armering

Armering av støttemurfundament, EC2, ENV1992-1-1:1993

Dimensjonering av fremre fundamenttå x=1.400 m til x=0.700 m

Sum av vertikalkrefter = 170.51 kN/m

Sum av momenter i midtpunkt av fundament = 30.02 kNm/m

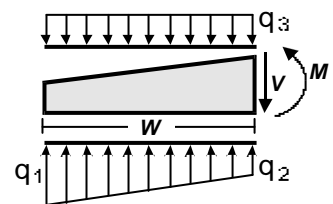
q1= 0.102 N/mm², q2= 0.084 N/mm², w= 0.700 m

trykk på topp fra bakfyll og egenvekt q3= 0.015 N/mm²

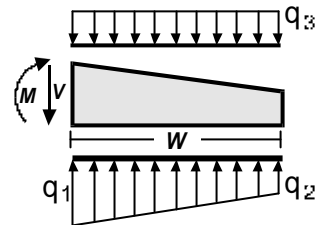
M= 19.90k Nm/m, V= 54.74 kN/m

V avstand h=53cm fra veggkant= 14.97 kN/m

Msd= 19.90k Nm/m, Vsd= 14.97 kN/m



Armering av støttemurfundament, EC2, ENV1992-1-1:1993
Dimensjonering bakre fundamentutkrager $x=-1.000$ m til $x=0.000$ m
 Sum av vertikalkrefter = 170.51 kN/m
 Sum av momenter i midtpunkt av fundament = 30.02 kNm/m
 $q_1 = 0.066$ N/mm², $q_2 = 0.040$ N/mm², $w = 1.000$ m
 trykk på topp fra bakfyll og egenvekt $q_3 = 0.066$ N/mm²
 $M = -8.77$ k Nm/m, $V = 13.20$ kN/m
 V avstand $h=53$ cm fra veggkant = 9.62 kN/m
 $M_{sd} = -8.77$ k Nm/m, $V_{sd} = 9.62$ kN/m



Dimensjonering av fremre fundamentttå $x=1.400$ m til $x=0.700$ m (med seismisk last)
 Sum av vertikalkrefter = 122.51 kN/m
 Sum av momenter i midtpunkt av fundament = 36.47 kNm/m
 $q_1 = 0.089$ N/mm², $q_2 = 0.067$ N/mm², $w = 0.700$ m
 trykk på topp fra bakfyll og egenvekt $q_3 = 0.015$ N/mm²
 $M = 16.33$ k Nm/m, $V = 44.07$ kN/m
 V avstand $h=53$ cm fra veggkant = 12.44 kN/m
 $M_{sd} = 16.33$ k Nm/m, $V_{sd} = 12.44$ kN/m

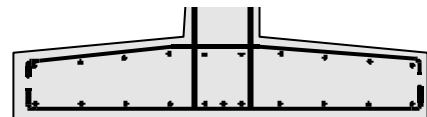
Dimensjonering bakre fundamentutkrager $x=-1.000$ m til $x=0.000$ m (med seismisk last)
 Sum av vertikalkrefter = 122.51 kN/m
 Sum av momenter i midtpunkt av fundament = 36.47 kNm/m
 $q_1 = 0.045$ N/mm², $q_2 = 0.013$ N/mm², $w = 1.000$ m
 trykk på topp fra bakfyll og egenvekt $q_3 = 0.066$ N/mm²
 $M = -21.20$ k Nm/m, $V = 37.11$ kN/m
 V avstand $h=53$ cm fra veggkant = 21.67 kN/m
 $M_{sd} = -21.20$ k Nm/m, $V_{sd} = 21.67$ kN/m

Dimensjonering av fundament i bøyning

Betongkvalitet-stålkvalitet: C25/30-S500 Betongoverdekning 75 mm (ENV1992, §4.1.3.3)
 $M_{sd} = 19.90$ kNm/m, $d=52.5$ cm, $K_d=11.77$, $x/d=0.02$, $e_c/e_s=0.5/20.0$, $K_s=2.32$, $A_s = 0.88$ cm²/m
 $M_{sd} = -21.20$ kNm/m, $d=52.5$ cm, $K_d=11.40$, $x/d=0.02$, $e_c/e_s=0.5/20.0$, $K_s=2.32$, $A_s = 0.94$ cm²/m
 Minimumsarmering $\varnothing 12/15.0$ (7.53cm²/m)

12.10. Armering av støttemurfundament

Fundamentarmering i bunnflate $\varnothing 12/15.0$ (7.53cm²/m)
 Fundamentarmering i toppflate $\varnothing 12/15.0$ (7.53cm²/m)
 Fordelingsarmering $\varnothing 12/15.0$ (7.53cm²/m)



Dimensjonering av fundament i skjær gjennomlokking EC2, ENV1992-1-1:1993

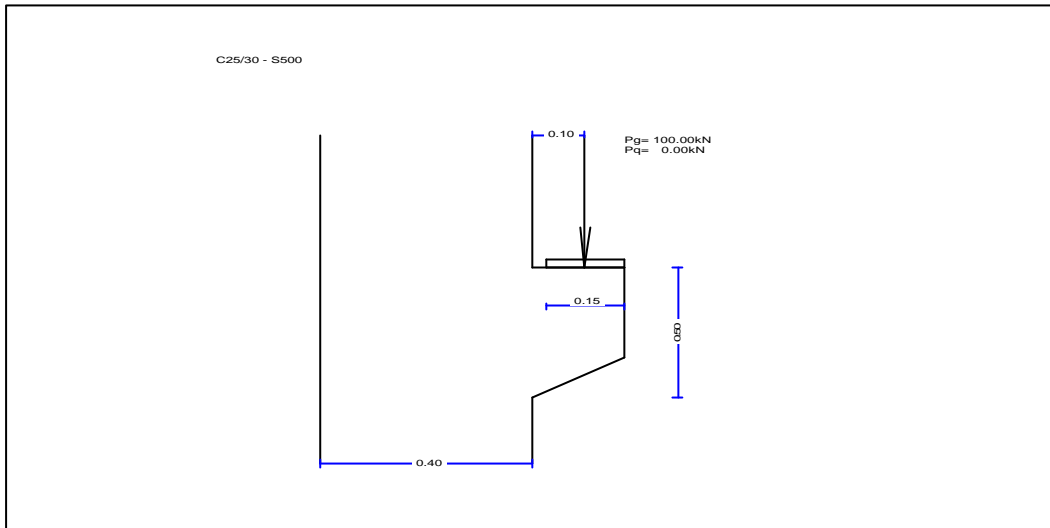
Betongkvalitet-stålkvalitet: C25/30-S500 Betongoverdekning 75 mm (ENV1992, §4.1.3.3)
 Skjærkapasitet uten skjærarmering (EC2, ENV1992-1-1:1993, §4.3.2.3)
 $V_{rd1} = \text{trd.k.}(1.2+40r_1).bw.d$, $\text{trd}=0.30$ N/mm², $k=1.0$
 $r_1 = A_{s1}/(bw.d) = 0.0001 \times 7.53 / (1.00 \times 0.53) = 0.0014$
 $v_{rd1} = 0.30 \times 1.0 (1.2 + 40 \times 0.0014) \times 1.00 \times 0.525 \times 1000 = 197.82$ kN/m
 $V_{sd} = 21.67$ kN/m < $V_{rd1} = 197.82$ kN/m, skjær og gjennomlokkingskapasitet OK

12.11. Materialestimat

Betong per meter av støttemur 3.012 m³/m
 Totalt volum av støttemur i betong 10.00x3.012 = 30.124 m³

13. KONSOLL-001

Konsoll



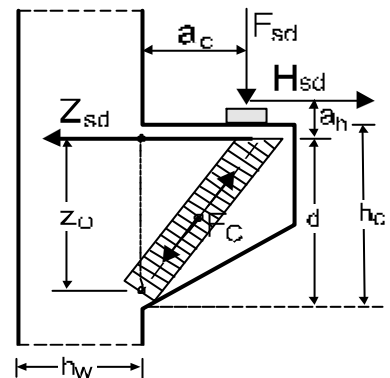
Betongkvalitet-stålkvalitet: C25/30-S500
 Betongoverdekning 20 mm (ENV1992, §4.1.3.3)
 gammaC=1.50, gammaS=1.15 (EC2, ENV1992-1-1:1993, Tabell 2.3)

13.1. Tverrsnittsdimensjoner, laster

Dimensjoner $h_c=0.500\text{m}$, $b_w=0.400\text{m}$, $a_c=0.100\text{m}$, $h_w=0.400\text{m}$
 oppleggsplate $b_l \times h_l \times t_l = 150.000 \times 100.000 \times 10.000 \text{ mm}$
 Egen last $P_{gk}=100.00\text{kN}$, Nyttelast $P_{qk}=0.00\text{kN}$
 Lastfaktor: $\gamma_G=1.35$, $\gamma_Q=1.50$

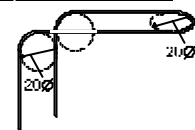
13.2. Dimensjoneringsmodell (EC2, ENV1992-1-1:1993, §2.5.3.7)

$a_c < 0.40h_c$ ($0.100 < 0.200 \text{ m}$)
 Betingelser for konsoll
 dimensjoneringsbredde $h_c = 2.50 \times a_c = 2.50 \times 0.100 = 0.250 \text{ m}$
 Dimensjoneringsmodell: stav med betong trykkdiagonaler, og strekk i armeringsstål
 $d = 0.250 - 0.020 - 0.030 = 0.200 \text{ m}$
 $a_H = 0.020 + 0.030 + 0.001 \times 10 = 0.060 \text{ m}$
 $F_{sd} = 1.35 \times 100.00 + 1.50 \times 0.00 = 135.0 \text{ kN}$
 $H_{sd} = 0.20 \times 135.00 = 27.0 \text{ kN}$



13.3. Kontroll av betongen mot trykkbrudd, $V_{sd} \leq V_{rd2}$, (EC2, ENV1992-1-1:1993, §4.3.2.4)

$V_{rd2} = (1/2) \cdot n \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot (0.9) \cdot d$, $n = 0.7 - f_{ck}/200 = 0.7 - 25.00/200 = 0.575 > 0.50$
 $V_{rd2} = 1000 \times (1/2) \times 0.575 \times 16.67 \times 0.400 \times 0.9 \times 0.200 = 345.1 \text{ kN}$
 $V_{sd} = 135.0 \text{ kN} < 345.1 \text{ kN} = V_{rd2}$ Kontroll tilfredstilt



13.4. Strekkraft

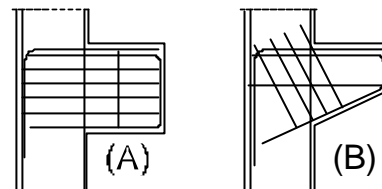
$$z_o = d \cdot (1 - 0.4V_{sd}/V_{rd2}) = 0.200 \times (1 - 0.4 \times 135.0/345.1) = 0.169 \text{ m}$$

$$\text{Strekkraft } Z_{sd} = F_{sd} \cdot a_c / z_o + H_{sd} \cdot (a_H + z_o) / z_o$$

$$Z_{sd} = 135.0 \times 0.100 / 0.169 + 27.0 \times (0.060 + 0.169) / 0.169 = 116.6 \text{ kN}$$

$$A_{s, req} = Z_{sd} / f_{yd} = 10 \times 116.6 / 435.0 = 2.68 \text{ cm}^2$$

Hoved strekkarmering 1014 lukkede (3.08 cm²)

**13.5. Bøyler (EC2, ENV1992-1-1:1993, §5.4.4)**

$$a_c / h_c = 0.100 / 0.250 = 0.400 < 0.50$$

Lukkede horisontale bøyler, Figur A

eller skråstilte bøyler, Figur B

$$\text{Totalareal } A_{sw} = 0.50 \times 3.08 = 1.54 \text{ cm}^2$$

Bruk 2 bøyler(r) Ø8 lukkede (A_{sw}=2.01cm²)

13.6. Kontroll av trykk under oppleggsplate

Midlere trykkspenning $f_b = F_{sd} / A_c$ må være $\leq 0.60 \times f_{cd}$ (ENV1992, §2.5.3.6)

$$f_c = 1000 \times 135.0 / (150 \times 100) = 9.00 < 0.60 \times 16.67 = 10.00 \text{ N/mm}^2 \text{ Kontroll tilfredstilt}$$

13.7. Forankring av armering

Minimum bøyediameter av hovedarmering (EC2, ENV1992-1-1:1993, Tabell 5.1) $20 \times 14 = 280 \text{ mm}$

$$\text{Påkrevd konsollbredde } b_{req} = 280 + 2 \times 14 + 2 \times 20 = 348 \text{ mm}$$

$b_{req} = 348 \text{ mm} \leq b_w = 400 \text{ mm}$ eksisterende konsollbredde er tilstrekkelig

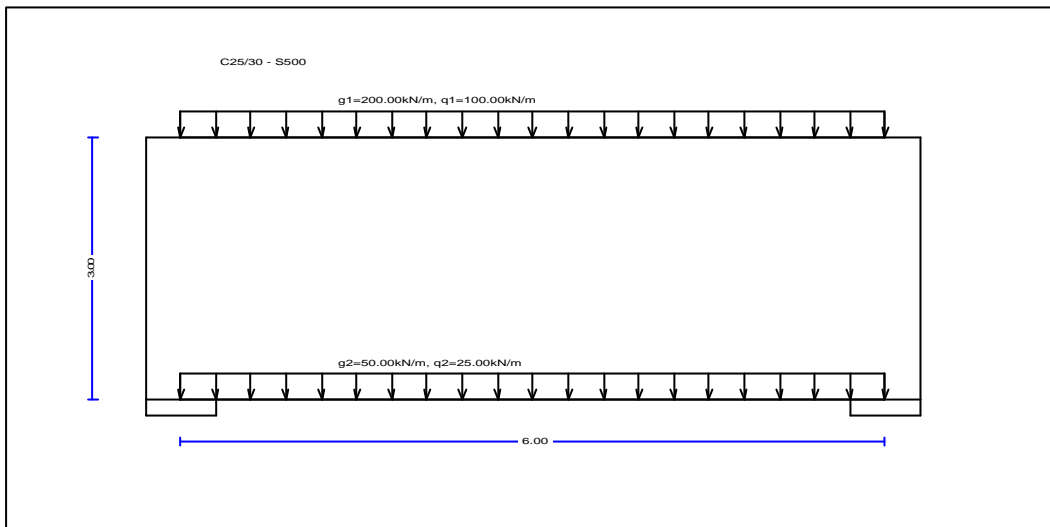
Forankringslengde av vertikal bend av hovedarmering (EC2, ENV1992-1-1:1993, §5.2.2.3)

i heftområde I $L_{bnet} = 1.0 (\sigma / 4) \times (f_{yd} / f_{bd}) (A_{s, req} / A_{s, prov})$

$$L_{bnet} = 1.0 \times (14/4) \times (435.00/2.70) \times (2.68/3.08) = 491 \text{ mm} = 0.49 \text{ m}$$

14. HØY BJELKE-001

Høy bjelke



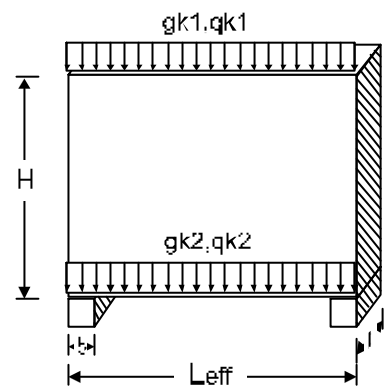
Betongkvalitet-stålkvalitet: C25/30-S500
 Betongoverdekning 20 mm (ENV1992, §4.1.3.3)
 gammaC=1.50, gammaS=1.15 (EC2, ENV1992-1-1:1993, Tabell 2.3)

14.1. Dimensjoner, laster

Bjelkespenn $L_{eff}=6.00m$, bjelkehøyde $H=3.00m$
 Stegtykkelse $t=0.300m$, opplagerbredde $b=0.600m$
 Last på topp, Permanent $g_{k1}=200.00kN/m$, Nytte $q_{k1}=100.00kN/m$
 Last i bunn, Permanent $g_{k2}= 50.00kN/m$, Nytte $q_{k2}= 25.00kN/m$
 Bjelke egenvekt $g_{k3}=0.30 \times 3.00 \times 25.00=22.50 \text{ kN/m}$

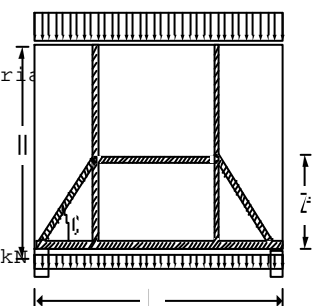
Laster

Laster på topp permanent	$g_{d1}=1.35 \times 200.00$	= 270.00kN/m
nytte	$q_{d1}=1.50 \times 100.00$	= 150.00kN/m
Laster i bunn permanent	$g_{d2}=1.35 \times (50.00+22.50)$	= 97.88kN/m
nytte	$q_{d2}=1.50 \times 25.00$	= 37.50kN/m



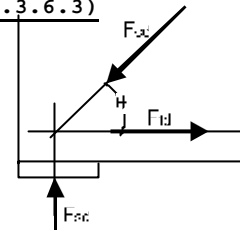
14.2. Beregningsmodell (EC2, ENV1992-1-1:1993, §2.5.3.6)

Beregningsmetoden er basert på elastisitet-plastisitetes teori for materialer som med stavmodeller. (ENV1992, §2.5.3.7)
 Henvisning: Schlaich, J Schafer, K, Konstruieren im Stahlbetonnbau, Betonkalender 82, 1993 Teil 2, 313-458, Berlin, Ernst&Son, 1993
 Indre momentarm Z_f er:
 $0.5 \leq H/L = 3.00/6.00 = 0.50 \leq 1.0$, $Z_f = 0.3 \times 3.00 (3 - 0.50) = 2.25m$
 Reaksjonskrefter $F_{sd,A} = F_{sd,B} = (270.00 + 150.00 + 97.88 + 37.50) \times 6.00 / 2 = 1666.1kN$
 Vinkel av betongtrykk $\tan(\theta) = Z_f / (L/4) = 2.25 / 1.50 = 1.50$, $\theta = 56.31^\circ$
 Trykk $F_{cd} = F_{sd,A} / \sin(\theta) = 1666.1 / 0.83 = 2002.4kN$
 Strekk $F_{td} = F_{sd,A} / \tan(\theta) = 1666.1 / 1.50 = 1110.7kN$



14.3. Kontroll av betongens trykkfasthet (EC2, ENV1992-1-1:1993, §2.5.3.6.3)

Vi har $f_c \leq n \cdot f_{cd}$, $n=0.6$ (EC2, ENV1992-1-1:1993, §2.5.3.6.3)
 Trykk i opplager $f_c, A = 1666.1 / (1000 \times 0.60 \times 0.30) = 9.3 \text{ N/mm}^2$
 $f_c = 9.26 \leq 0.6 \times 16.67 = 10.00 \text{ N/mm}^2$ kontroll tilfredstilt
 Betongens trykkfasthet i diagonal
 diagonalbredde $b_l = (0.60 + 0.10 \times 3.00 \times \cot 56.3) \times \sin 56.3 = -0.24 \text{ m}$
 Diagonal trykkfasthet $f_c = 2002.4 / (1000 \times -0.24 \times 0.30) = -27.55 \text{ N/mm}^2$
 $f_c = -27.55 \leq 0.6 \times 16.67 = 10.00 \text{ N/mm}^2$ kontroll tilfredstilt

**14.4. Kontroll av strekk i underkant**

$A_{s, req} = F_{td} / f_{yd} = 10 \times 1110.7 / 435.0 = 25.53 \text{ cm}^2$
Armering 7Ø22 (26.60 cm²) i bjelkens underkant
Tilleggsarmering 6Ø16 (12.06 cm²) i bjelkens overkant

14.5. Horisontal transversarmering

Horisontal transversarmering i nedre bjelkedel til høyde $Z_f = 2.25 \text{ m}$,
 for strekkraft $F_{td, 2} = 0.25 F_{cd} = 0.25 \times 2002.4 = 500.6 \text{ kN}$
 $A_{s, req} = F_{td, 2} / f_{yd} = 10 \times 500.6 / 435.0 = 11.51 \text{ cm}^2 = 11.51 / 2.25 = 5.12 \text{ cm}^2/\text{m}$
Armeringsmatte Ø12/20.0 (5.65 cm²/m) på begge sider

14.6. Minimum påkrevd armering

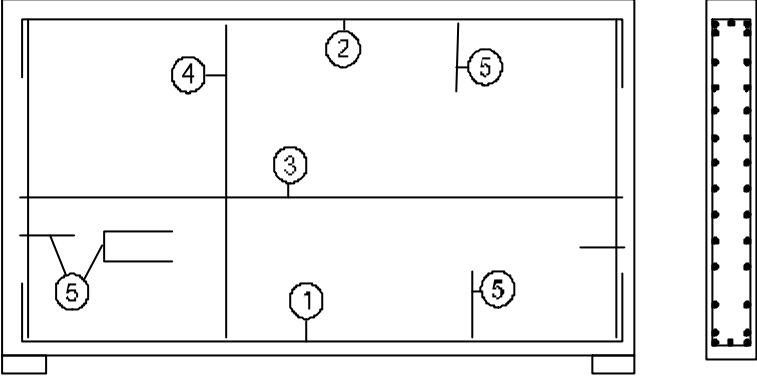
Ifølge EC2, ENV1992-1-1:1993, §5.4.5.2 må minimumsarmering plasseres på begge sider som armeringsmatte med minimum armeringsforhold 0.15%
 $A_{s, min} = 0.0015 \times 30 \times 100 = 4.50 \text{ cm}^2/\text{m}$
Minimum armering: armeringsmatte Ø12/20.0 (5.65 cm²/m) på begge sider
Åpne U bøyer Ø12/20.0 (5.65 cm²/m) må plasseres på begge endekanter

14.7. Opphengt armering

Angripende laster på bunnoverflaten av bjelken er opphengt i vertikal bøylearmering
 $A_{s, req} = 0.5 \times 10 \times (97.88 + 37.50) / 435.00 = 1.56 \text{ cm}^2/\text{m}$
Opphengt armering Ø12/20.0 (5.65 cm²/m)

14.8. Forankringslengde

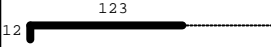

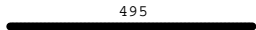

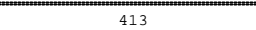
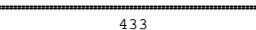
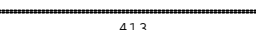
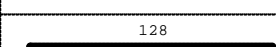
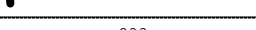
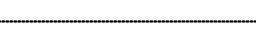
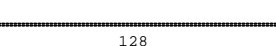
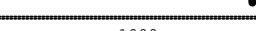






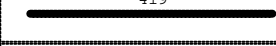
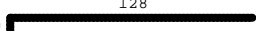
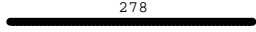
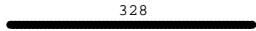
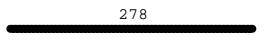




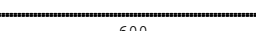
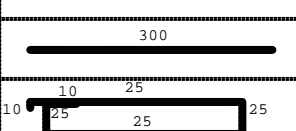
Armering i underkant som er i strekk, er forankret ved bøyning oppover i endene.
 Forankringslengde av vertikal bøyning av hovedarmering (EC2, ENV1992-1-1:1993, §5.2.2.3) i heftområde I $L_{bnet} = 1.0 (\sigma / 4) \times (f_{yd} / f_{bd}) (A_{s, req} / A_{s, prov})$
 $L_{bnet} = 1.0 \times (22/4) \times (435.00 / 2.70) \times (25.53 / 26.60) = 850 \text{ mm} = 0.85 \text{ m}$

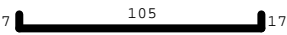
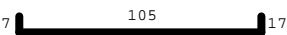
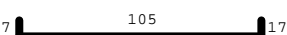

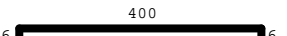

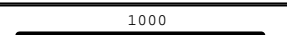

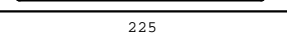
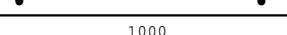
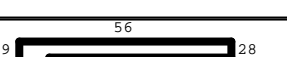
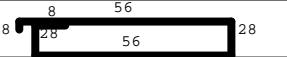


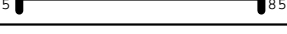
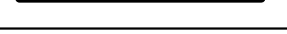

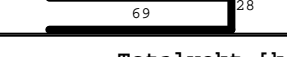


platenavn	h [cm]	Lx [m]	Ly [m]	feltarmering		støttearmering				
				x-x	y-y	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
PLATE-001	<input type="checkbox"/>	15.0	1.25	5.00	08/20.0^	08/20.0:		08/20.0		
PLATE-002(1)	<input type="checkbox"/>	15.0	4.00	10.00	08/20.0_	08/20.0	08/20.0	08/20.0		
PLATE-002(2)	<input type="checkbox"/>	15.0	4.20	10.00	08/20.0_	08/20.0	08/20.0	08/20.0		
PLATE-002(3)	<input type="checkbox"/>	15.0	4.00	10.00	08/20.0_	08/20.0	08/20.0	08/20.0		
PLATE-003(1)	<input type="checkbox"/>	19.0	4.00	6.00	2012/65.0_	2012/200	08/20.0	08/19.0		
PLATE-003(2)	<input type="checkbox"/>	19.0	6.00	6.00	2012/65.0_	2012/200	08/19.0	08/17.0		
PLATE-003(3)	<input type="checkbox"/>	19.0	6.00	6.00	2012/65.0_	2012/200	08/17.0	08/19.0		
PLATE-003(4)	<input type="checkbox"/>	19.0	4.00	6.00	2012/65.0_	2012/200	08/19.0	08/20.0		

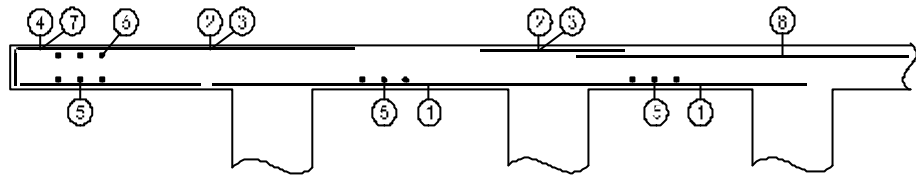
(_=underlag av armering, ^=feltarmering i overkant, :=armering i overkant og underkant)

Bøyeliste

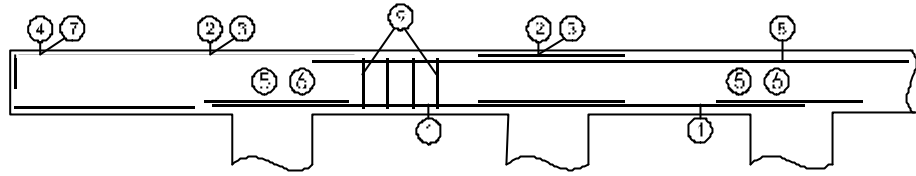
Num	Konstruksjonsdel	Pos. nr.	Skisse [cm]	Antal	Ø [mm]	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	PLATE-001	(P7)		12	8	0.395	1.35	6.40
2	PLATE-001	(P3)		12	8	0.395	0.76	3.60
3	PLATE-001	(P5)		6	8	0.395	4.95	11.73
4	PLATE-001	(P6)		6	8	0.395	4.95	11.73
5	PLATE-002(Felt-1)	(P1)		50	8	0.395	4.13	81.57
6	PLATE-002(Felt-2)	(P1)		50	8	0.395	4.33	85.52
7	PLATE-002(Felt-3)	(P1)		50	8	0.395	4.13	81.57
8	PLATE-002(Oppl-0)	(P4)		50	8	0.395	1.38	27.26
9	PLATE-002(Oppl-1)	(P2)		50	8	0.395	2.33	46.02
10	PLATE-002(Oppl-2)	(P2)		50	8	0.395	2.33	46.02
11	PLATE-002(Oppl-3)	(P4)		50	8	0.395	1.38	27.26
12	PLATE-002(Felt-1)	(P5)		20	8	0.395	10.00	79.00
13	PLATE-002(Felt-2)	(P5)		21	8	0.395	10.00	82.95
14	PLATE-002(Felt-3)	(P5)		20	8	0.395	10.00	79.00
15	PLATE-003(Felt-1)	(P1)		18	12	0.888	4.19	66.97
16	PLATE-003(Felt-2)	(P1)		18	12	0.888	6.19	98.94
17	PLATE-003(Felt-3)	(P1)		18	12	0.888	6.19	98.94
18	PLATE-003(Felt-4)	(P1)		18	12	0.888	4.19	66.97
19	PLATE-003(Oppl-0)	(P4)		30	8	0.395	1.38	16.35
20	PLATE-003(Oppl-1)	(P2)		32	8	0.395	2.78	35.14
21	PLATE-003(Oppl-2)	(P2)		35	8	0.395	3.28	45.35
22	PLATE-003(Oppl-3)	(P2)		32	8	0.395	2.78	35.14
23	PLATE-003(Oppl-4)	(P4)		30	8	0.395	1.38	16.35
24	PLATE-003(Felt-1)	(P5)		4	12	0.888	6.00	21.31
25	PLATE-003(Felt-2)	(P5)		6	12	0.888	6.00	31.97
26	PLATE-003(Felt-3)	(P5)		6	12	0.888	6.00	31.97
27	PLATE-003(Felt-4)	(P5)		4	12	0.888	6.00	21.31
28	SØYLE-001	(C1)		4	16	1.580	3.00	18.96
29	SØYLE-001	(C2)		21	10	0.617	1.20	15.55

30	FUNDAMENT-001	(F1)	17  17	9	12	0.888	1.39	11.11
31	FUNDAMENT-001	(F2)	17  17	9	12	0.888	1.39	11.11
32	FUNDAMENT-002	(F1)	17  17	9	12	0.888	1.39	11.11
33	FUNDAMENT-002	(F2)	17  17	9	12	0.888	1.39	11.11
34	STØTTEMUR-002	(W1)	6  6	63	12	0.888	4.12	230.49
35	STØTTEMUR-002	(W4)	6  6	63	12	0.888	4.12	230.49
36	STØTTEMUR-002	(W9)	 1000	34	8	0.395	10.00	134.30
37	STØTTEMUR-002	(W7)	20  20	67	12	0.888	2.65	157.66
38	STØTTEMUR-002	(W8)	20  20	67	12	0.888	2.65	157.66
39	STØTTEMUR-002	(W10)	 1000	30	12	0.888	10.00	266.40
40	KONSOLL-001	(Q1)	49  28	1	14	1.210	2.38	2.88
41	KONSOLL-001	(Q2)	8  28	2	8	0.395	1.84	1.45
42	KONSOLL-001	(Q3)	65  42	2	10	0.617	2.09	2.58
43	HØY BJELKE-001	(D1)	85  85	7	22	2.980	8.26	172.30
44	HØY BJELKE-001	(D2)	85  85	6	16	1.580	8.26	78.30
45	HØY BJELKE-001	(D3)	 656	30	12	0.888	6.56	174.76
46	HØY BJELKE-001	(D4)	 296	60	12	0.888	2.96	157.71
47	HØY BJELKE-001	(D5)	 28	90	12	0.888	1.66	132.67
Totalvekt [kg]								3234.94

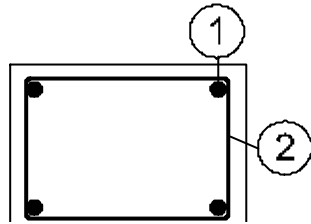
Armeringsposisjo
nr. for plate



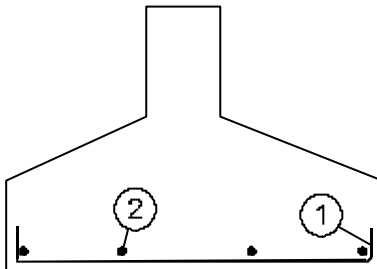
Armeringsposisjo
nr. for bjelke



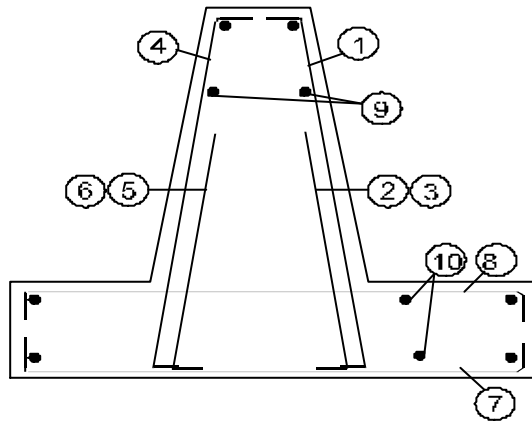
Armeringsposisjo
nr. for søyle



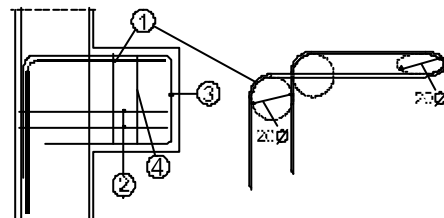
Armeringsposisjo
nr. for
fundament



Armeringsposisjo
nr. for
støttemur



Armeringsposisjo
nr. for konsoll



Armeringsposisjo
nr. for høy
bjelke

