

BACHELOROPPGAVE:

”VOLLA BRU”



RV.4 ROA-JAREN

FORFATTERE:

HÅKON FÆSTER

MAGOMED VAZARAHNOV

VALGARD STENSBYE

Dato: 28. mai 2008

Forord

Oppgaven vår omhandler en bru på rv.4 i Opp land som vi har gitt arbeidstittel "Volla bru". Statens vegvesen har ans varet for prosjektet og Rambøll er prosjekterende konsulent for konstruksjonen. Arbeidet med problemstillingene har vært svært lærerikt og oppgaven har bygd på mange utfordringer gjennom å sette seg inn i nytt stoff som for eksempel Statens vegvesens håndbøker.

Hovedprosjektoppgaven bygger på en 3-årig bachelor utdanning ved Høgskolen i Gjøvik. Får å få en godkjent bachelorutdanning må alle studentene ved (HIG) gjennomføre et hovedprosjekt som er en avslutning på utdannelsen.

Resultatet er etter 2 måneders (slutten av mars til slutten av mai) intens, hektisk og meget lærerike dager skal det utarbeides en rapport, presentere et foredrag og lage hjemmeside.

Vi vil her gi en stor takk til:

Faglærer konstruksjon, Harald Fallsen

Veileder fra HIG, Martin Landgraff

Veiledere Statens vegvesen, Trond Arne Stensby og Johannes Veie

Magomed Vazarhanov

Håkon Fæster

Valgard Stensbye

SAMMENDRAG AV BACHELOROPPGAVEN

Tittel:	Volla bru, Rv. 4 Roa - Jaren	Dato :25.05.2009
Deltaker(e):	Magomed A. Vazarhanov Håkon Fæster Valgard Stensbye	
Veileder(e):	HIG: Harald Fallsen, Martin Landgraff Statens vegvesen: Trond Arne Stensby og Johannes Veie	
Oppdragsgiver:	Statens vegvesen, Region øst	
Kontaktperson:	Bente Jacobsen, Statens vegvesen	
Stikkord	Dimensjonering av betongbru etter Statens vegvesens håndbøker og NS3473	
Antall sider:50	Antall bilag:75 sider	Tilgjengelighet: åpen
<p>Denne rapporten inneholder statiske og armeringstekniske beregninger på en betongbru som er tenkt bygd på nye Rv. 4 i Lunner kommune. Ytre mål på brua er tidligere definert av konsulentbyrå og prosjektgruppens formål er å se om denne brua kan slakkarmes etter last- og beregningsprinsipper gitt av NS-3472 samt Statens vegvesens håndbøker.</p> <p>Rapporten gir også en teknisk beskrivelse som kan være med på å danne grunnlag for videre anbudsbehandling.</p> <p>Konklusjon på rapporten er bl.a. at slakkarmring lar seg gjøre, men spennviddene er på kanten av hva som kan tillates. Dette på grunn av fare for uakseptabelt store riss. Spennarmering bør vurderes for å gi en slankere bruprofil, noe som også gir en estetisk bedre løsning.</p>		

Innholdsfortegnelse

1. Innledning	5
1.1 Hensikt og bakgrunn	5
1.2 Definisjon av oppgaven	5
1.3 Prosjektets bakgrunn	6
1.4 Avgrensninger	7
1.5 Framgangsmåte	7
1.6 Målgruppe	8
1.7 Arbeidsform og oppgavefordeling	8
2. Definisjoner	
2.1 Betong og stålkvaliteter	9
2.2 Lastfaktorer	9
2.3 Overdekning over armeringsjern	9
2.4 Lagerførte armeringsdimensjoner	9
2.5 Bunting av armeringsjern	10
3. Laster som opptrer på konstruksjonen	
3.1 Lasttypene V1, V2 og V3 på kjørebane	11
3.2 Lasttypene G1, G2 og G3 på gang- og sykkelbane	13
3.3 Horisontallast	14
3.4 Egenlast	15
3.5 Ulykkeslaster	16
4. Dimensjonering av konstruksjon	
4.1 Generelt om statiske beregninger av konstruksjonen	17
4.2 Lengdearmring	17
4.2.1 Forutsetninger	17
4.2.2 Armering i midtspenn	22
4.2.3 Armering over midtsøyler	25
4.2.4 Armering i ytterspenn	26
4.2.5 Armering over yttersøyler	27
4.3 Skjærkraftkontroll i lengderetning	28
4.4 Flenser	32
4.4.1 Forutsetninger	32
4.4.2 Beregnet og innlagt armering	36
4.5 Søyler	37
4.5.1 Armering i midtsøyler	39
4.5.2 Armering i yttersøyler	41
4.5.3 Armeringsgitter	42
4.6 Kontroll for ulykkeslast	43
4.7 Fundamenter	44
4.8 Sikkerhet mot velt	46

5. Teknisk beskrivelse	48
6. Konklusjon	49
7. Kilder	50
8. Vedlegg	
8.1 Dimensjonering av bruplateflenser	51
8.2 Dimensjonering av bruplatebjelke	67
8.3 Dimensjonering av søyler	77
8.4 Dimensjonering av fundamenter	82
8.6 Gruppeavtale	94
8.7 Logg	95
8.8 Teknisk beskrivelse/ G-prog beskrivelsen	100
8.9 Tegninger	119

1 Innledning

1.1 Hensikt og bakgrunn

Hensikten med denne rapporten er å vise at vi etter 3-årig bachelorutdanning har fått kunnskaper som gjør oss i stand til å prosjektere en veibru.

Prosessen med å utføre denne oppgaven startet etter avgrensning av problemstillingen foreslått av oppdragsgiver. Dette er gjenspeilet i forprosjektet.

Videre ble framdrift planlagt på grunnlag av innhold og disponibel tid.

Regneoperasjoner er stort sett bygget på metoder vi har lært oss gjennom fagene statikk og konstruksjonslære og er i samsvar med Norsk Standard. Mens en god del av oppgaven baseres på Statens vegvesens egne standarder som står utenom skolepensumet.

Ved å bygge og gjennomføre en slik oppgave, mener vi selv at vi har klart å nå målet med å få til en god besvarelse som viderebringer skolekunnskapene våre på et høyere nivå og gir utdypning i særskilt brubyggingsretning.

Vi har lært mye nytt om brute tekniske forhold og beregningsmetoder og er nå bedre forberedt til yrkeslivet.

1.2 Definisjon av oppgaven

Vi har i stor grad konsentrert oss om å utføre statiske beregninger for så videre dimensjonere konstruksjonen for slakkarmering. Planen vår var å få ferdigstilt tegninger som også skulle danne grunnlag for beregninger av betong- og stålmengder. Utgangspunktet for beregningene ble tatt i Rambøll sitt forprosjekt (jfr.pkt.1.3) og grunnlagsdata blitt sjekket for holdbarhet.

Gjennom arbeidsprosessen ble det utført følgende arbeidsoperasjoner:

- Lastberegninger ut ifra ugunstigste lasttilfeller
- Statiske beregninger.
- Dimensjonering av bruplate, søyler og søylefundamenter etter Norsk Standard og Statens vegvesens håndbøker.
- Kontroll av enkelte deler av resultater med vegvesenets G-prog (fundament)
- Utarbeiding av armeringstegninger som dokumenterer våre beregninger
- Utarbeidelse av generell teknisk beskrivelse som oppsummerer mengder og som kan danne grunnlaget for videre anbudsbehandling.

1.3 Prosjektets bakgrunn

”Rv.4 Roa – Jaren” prosjektet. Rv 4 er hovedinnfartsåra til Oslo fra store deler av Vestoppland. Strekningen mellom Roa og Jaren er ca. 11 kilometer lang, derav ca. 4,7 km i Lunner og ca. 6.3 km i Gran kommune. Vegen som ligger der i dag tilfredsstillende ikke kravene sett i forhold til vegens funksjon og trafikkbelastning og har en ulykkesfrekvens som er to til tre ganger høyere enn gjennomsnittet på riksveger i Oppland.

Det skal i forbindelse med dette prosjektet bygges ny firefelts vei med konstruksjoner både over og under selve Rv 4. Vi har derfor ut ifra vårt ståsted valgt en bru som ligger i Lunner kommune og som vi har kalt ”Volla bru”.

Innhentet grunnlagsdata fra Rambøll. Som et konsulentoppdrag for vegvesenet var det utarbeidet et forprosjekt av brua av konsulentfirmaet Rambøll. Oppgaven i forprosjektet var å finne type konstruksjon, størrelse på denne, fundamenteringsforhold og estetiske forhold som til slutt endte opp i en tegning og et kostnadsestimert. Dimensjoner på tverrsnittene ble valgt basert på erfaring fra tilsvarende bruer med tilsvarende spennvidder og fra dimensjoner gitt i håndbøker (Håndbok 100 serien). Rambøll har ikke utført tekniske beregninger for brua.

Gruppen kontaktet Øivind Pedersen, sivilingeniør ”Divisjon Bru og Anlegg”, Rambøll og følgende data ble innhentet:

a) Utdrag fra forprosjekt rapporten om bru K40:

Bru ved profil 2750

Hensikt: Fører lokalveg over RV4.

Brutype: Plate-/bjelkebru i tre spenn, 12+23,5+12m

Føringsbredde: 9,5m inklusive gangfelt på 3m.

Landkartype: Standard landkar uten vinger.

Fundamentering: Fundamentert direkte på fjell for søyler og på komprimert sprengsteinsfylling til fjell ved landkar.

Rekkverkstype: Standard godkjent kjørestærkt H2 rekkverk.

Øvrige forhold: vinger henger på overbygningen.

b) Tegning: K40 (Vedlegg 8.7).

1.4 Avgrensninger

Prosjektet er avgrenset til selve bruene og omhandler ikke omkringliggende forhold. Det antas at det er fjell i grunnen. Dynamikk i konstruksjonen ses bort ifra.

Som prosjekteringsreglement ble det lagt til grunn nettutgave av Håndbok 185 (tidligere Håndbok 184 og Håndbok 185), og NS 3473 ble brukt til dimensjonering av betong.

Utgangspunktet for bruas form og utseende ble tatt i Rambøll sitt forprosjekt.

Gruppens kompetanse er avgrenset til skolepensum. Vi har allikevel gått inn på en del løsninger som ikke tilhører pensum. Som eksempel på dette kan nevnes bunting av armeringsjern. Vi har også benyttet erfaringsbaserte anbefalinger fra veiledere.

1.5 Framgangsmåte

Gjennom de tre årene ved Høgskolen i Gjøvik, har bacheloroppgaven vært noe vi alle har tenkt på, gledet og gruet oss til. Endelig kom tiden for vår hovedoppgave og allerede fra et tidlig tidspunkt hadde vi bestemt oss for en bru. Gjennom sommerjobber i vegvesenet, opparbeidet gruppe medlemmene seg kontakter som kunne være hjelpelig med å få til en bacheloroppgaven. Vi undersøkte ulike typer alternativer og kom frem til en bru som kunne bli spennende å jobbe med ("Volla bru"). Like etter nyttår hadde vi et møte med Statens vegvesen om prosjektet RV4, der vi fikk god innsikt i hvordan planleggingsfasen, gjennomføringsfasen og avslutningsfasen skulle skje.

Så sto forprosjektet for tur, der vi la frem aktuelle problemstillinger og tema som vi ønsket å ta for oss i bacheloroppgaven. Det ble så utarbeidet gruppe regler, fremdriftsplan og kontrakt mellom vegvesenet og HiG. I forbindelse med dette ble forprosjektet levert 16. februar 2009.

Vi benyttet tiden fra januar og til mars godt og hadde minst en dag i uka hvor vi hadde gruppemøter. Vi fordelte oppgaver slik at vi fikk god tid til å tenke og komme med meninger om hvordan vi skulle utarbeide oppgavene best mulig. I og med at vi ikke kjente til omfanget av oppgaven begynte vi tidlig å kartlegge hvor mye tid dette kom til å ta. Våre kunnskaper er relatert til husbygging og overføring av kunnskapen til brukonstruksjon skulle vise seg å by på mange utfordringer.

I starten av april begynte prosjektaktiviteten å ta seg opp etter at vi hadde avsluttende eksamener i andre fag og fikk disse ut av tankene.

Vi hadde jevnlig kontakt med veiledere fra vegvesenet og HiG, slik at vi fikk kontrollert og sett hvordan oppgaven utartet seg. Fremdriftsplanen ble forsøkt fulgt og gjorde oss i stand til å se hvordan vi lå an i løypa.

1.6 Målgruppe

Dette prosjektet er rettet mot studenter med samsvarende bakgrunn, oppdragsgiver, veiledere og sensor. Rapporten omfatter brutekniske forhold og kan brukes ved tilsvarende oppgaver.

1.7 Arbeidsform og oppgavefordeling

Gjennom arbeidsprosessen har vi hatt bestemte faste ukedager for gruppemøter. Det har også vært jevnlig møter med veiledere på Høgskolen. Møter med Trond Arne Stensby og Johannes Veie fra vegvesenet ble arrangert etter behov og avtalt via telefon. Det er vedlagt en kortfattet logg i oppgaven. For mer detaljert logg og møtoreferater vises det til oppgavens webside.

Fordeling av oppgaver:

Statiske beregninger i Focus konstruksjon og "bruplateflenser"	-	Magomed, Håkon, Valgard
Dimensjonering av "bruplatebjelke"	-	Håkon
Dimensjonering av søyler	-	Håkon, Magomed
Dimensjonering av "bruplateflenser"	-	Magomed
Dimensjonering av søylefundamenter	-	Valgard
Teknisk beskrivelse (G-prog)	-	Magomed
Tegninger	-	Håkon
Webside og A3-ark	-	Magomed, Valgard
Føring av logg og møtoreferater	-	Valgard
Samstilling av rapporten	-	Håkon, Valgard, Magomed

2 Definisjoner

2.1 Betong og stålqualiteter

Betongkvalitet B45 SV-40 forutsatt benyttet i utførelsen og brukt i beregningene, Håndbok 185 pkt.5.3.2 og Håndbok 026 pkt.

Armeringskvalitet B500NC ifølge pkt.4.3 Håndbok 026.

2.2 Lastfaktorer

Bruddgrensetilstand

Statens vegvesens håndbok 185 punkt 4.3.2.2.1, tabell 18, angir lastfaktorer som skal brukes i brudd grensetilstand. Pga den høye egenvekten til brua er det kombinasjon a som blir relevant. Følgende lastfaktor gjelder dermed:

Egenlast - 1,2

Trafikklast - 1,3

Faktor for egenlast kan allikevel settes til 1,0 hvis dette gir verst lasttilfelle. Ved beregning av sikkerhet mot velt er dette aktuelt.

Bruksgrensetilstand

Håndbok 185 punkt 4.3.2.3, tabell 18 og 19, angir lastfaktorer i bruksgrensetilstand. I rissberegninger er det bruksgrensetilstand "ofte forekommende" som er relevant og det er kombinasjon b som skal brukes. Følgende lastfaktor gjelder dermed:

Egenlast - 1,0

Trafikklast - 0,5

2.3 Overdekning over armeringsjern

Statens vegvesens håndbok 185 angir 55 mm overdekning for vegbruer.

Dette ut fra eksponeringsklasse XF4 og XD3. Vegseksjonen på Hamar anbefaler 65 mm overdekning i overkant på brudekket.

For søylene gjelder eksponeringsklasse XF2 og XF4. Ut fra dette blir overdekningen 75 mm.

2.4 Lagerførte armeringsdimensjoner

I følge Norsk Stål, (avd. Brummunda l) er den største lagerførte dimensjonen på armeringsjern 32mm. Lengste lengder som kan leveres uten dispensasjon er 14 meter.

Det lagerføres 18-metninger i Oslo men dette krever spesialtransport. Vi tar derfor utgangspunkt i maksimal lengde på 14 meter. Men for å rekke null - momentpunktene (medregnet forankringslengde) ser vi oss allikevel nødt å bruke 18-metninger i midtspennet.

2.5 Bunting av armeringsjern

I prosessen hvor vi beregnet lengdearmering i brubjelken ble det etter hvert klart (etter anbefalinger fra Statens vegvesen, Hamar) at vi måtte bruke armering i bunter for å klare kravene som stilles til brua. Dette med hensyn både til det rent dimensjoneringsmessige, men også med hensyn til den praktiske støpeprosessen. Ved å legge armering i bunter får vi større avstand mellom armeringsjernene. Betongmunnstykket som sprøyter inn betong i forskalingen har en diameter på ca 10 cm og vi bør derfor ta høyde for å få plass til denne. Det er ideelt å få dette munnstykket helt ned i bunnen av forskalingen under støpeprosessen.

Ved bruk av buntede armeringsstenger får vi en ekvivalent armeringsdiameter gitt ved:

$$D = d \cdot \sqrt{n}$$

D - ekvivalent diameter

d - virkelig armeringsdiameter til hvert armeringsjern

n - antall jern i bunten

Ved bunting av armeringsstenger må vi også korrigere for redusert heft mellom betong og jern.

3 Laster som opptrer på konstruksjonen (iht. Hb.185 og NS3472)

Nedenfor er beskrevet lasttyper som opptrer på konstruksjonen og gjeldende vilkår ved virkning av flere lasttyper samtidig. Grunnverdiene hentet fra Håndbok 185 og inneholder kjørebane- og gangbanelaster, egenlaster, bremselast, sidelast og ulykkeslaster.

Forøvrigte naturlaster og deformasjonslaster ses bort ifra i dette prosjektet.

Trafikklast

Definisjon: ”Med trafikklast forstås belastningen i vertikal og horisontal retning på kjørebane, skulder, gangbane, sykkelbane og midtdeler fra så vel fotgjengere som de lette og tunge kjøretøyer som kan laste konstruksjonen uten spesielle restriksjoner.” (Hb.185 pkt.3.3)

Trafikklastene i forskriften dekker belastningene fra den trafikk som normalt tillates på konstruksjonen.

Trafikklast ble plassert på brua i ugunstigste stilling i lengderetningen og i tverretning innenfor den tilgjengelige føringsavstanden.

3.1 Lasttypene V1, V2 og V3 på kjørebane (jf. Pkt. 3.3.1)

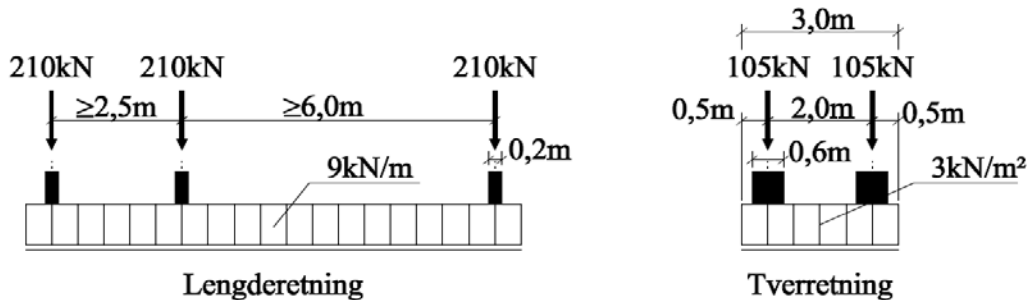
Lastvirkningen av kjøretøyer inklusive støttilegg ble beregnet på grunnlag av lasttypene V1, V2 og V3. De enkelte elementer av konstruksjonen belastet med den lasttype som gir den ugunstigste lastvirkning.

Lasttype V1 og V2 forutsettes plassert innenfor et lastfelt, dvs. en 3 m bred flate, med lengde lik brulengden.

I bruas lengderetning ble trafikklasten plassert vilkårlig slik at ugunstigste lastvirkning var oppnådd. Lastfeltenes plassering i tverretningen ble valgt i hvert enkelt tilfelle slik at ugunstigste virkning var oppnådd.

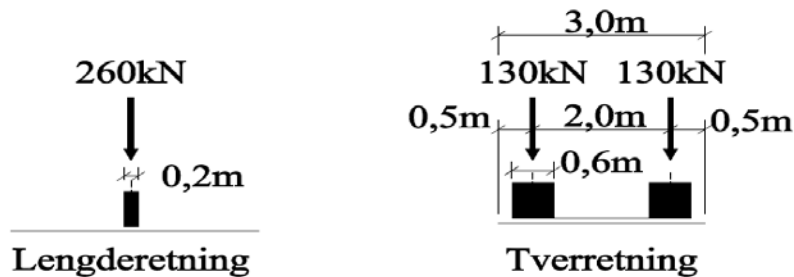
Antall lastfelt skal høyst være lik det antall kjørefelt som er forutsatt for brua, dvs. to stykker på denne konstruksjonen.

Lasttype **V1**: Lasttypen består av en jevnt fordelt last $p = 9 \text{ kN/m}$ og tre aksellaster på 210 kN med avstand mer eller lik $2,5 \text{ m}$ og mer eller lik $6,0 \text{ m}$. Lasten $p = 9 \text{ kN/m}$ er jevnt fordelt over lastfeltets bredde:



Figur 3.1: Lasttype V1

Lasttype **V2**: Lasten består av en aksellast på 260 kN fordelt på to hjullaster på 130 kN med senteravstand $2,0 \text{ m}$. Hjullastens anleggsflate er et rektangel med sidene $0,2 \text{ m}$ i kjøreretningen og $0,6 \text{ m}$ tvers på denne. Hjullastene står symmetrisk i lastfeltet. Ett eller to lastfelt plassert i ugunstigste stilling belastes med aksellast type V2 etter de samme retningslinjer som for aksellastene fra type V1.



Figur 3.2: Lasttype V2

Lasttype **V3**: Lasten består av en enkel hjullast på 130 kN , med anleggsflate $0,2 \text{ m}$ i kjøreretningen og $0,6 \text{ m}$ tvers på denne. Hjullasten plasseres vilkårlig i tverretningen. Minste avstand fra anleggsflatens sentrum til rekkverk eller annen sidehindring er $0,5 \text{ m}$.

3.2 Lasttypene G1, G2 og G3 på gang- og sykkelbane (jf. Pkt. 3.3.3)

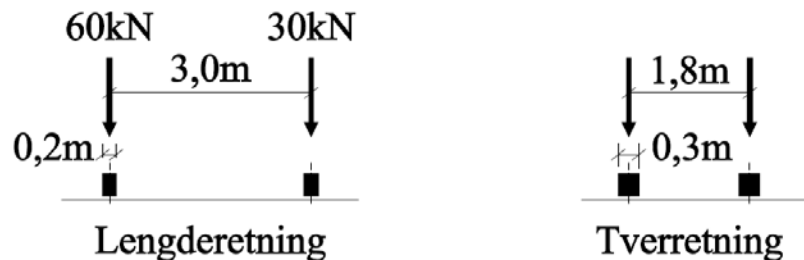
G/S-bane belastes med vertikal trafikklast av type G1, G2 eller G3.

Med samtidig trafikklast på kjørebane er lasten på G/S-banen lik 0,5 G1.

Lasttype **G1**: Lasten består av en flatelast på 4 kN/m². Den plasseres i ugunstigste stilling i lengderetningen, og dekker hele brubredden mellom rekkverkene.

Lasttype **G2**: Lasten består av to aksellaster på 60 og 30 kN med akselavstand 3,0 m fordelt på to hjullaster på henholdsvis 30 og 15 kN med senteravstand 1,8 m. Hjullastenes anleggsflate er et rektangel med sidene 0,2 m i kjøreretningen og 0,3 m tvers på denne.

Lasten plasseres i ugunstigste stilling i lengde- og tverretningen. Minste avstand fra anleggsflatens sentrum til rekkverk eller annen sidehindring settes til 0,35 m:



Figur 3.3: Lasttype G2

Lasttype **G3**: Lasten består av en enkel hjullast på 30 kN, med anleggsflate 0,2 m i lengderetningen og 0,3 m tvers på denne. Lasten plasseres i ugunstigste stilling i lengde- og tverretningen. Minste avstand fra anleggsflatens sentrum til rekkverk eller annen sidehindring er 0,35 m.

3.3 Horisontallast

De horisontale trafikklastene bremselast, sidelast og sentrifugallast, kan ikke opptre alene, bare samtidig med de tilhørende vertikale trafikklastene. Sentrifugallast har vi ikke tatt hensyn til i dette prosjektet pga bruas geometri. (Brua er helt rett.)

Sidelast

Virkningen av skjev eller usymmetrisk bremsing av kjøretøy, sidestøt o.l., beregnes på grunnlag av en vilkårlig plassert horisontallast $S = 25 \%$ av bremselasten foran. Den opptrer samtidig med bremselasten og den tilhørende vertikallast. Sidelasten forutsettes å virke vinkelrett på bruas lengderetning og i høyde med kjørebanelen.

Bremselast

Virkningen av kjøretøyets bremsing og akselerasjon i et lastfelt ble beregnet på grunnlag av en horisontallast $B = 500 \text{ kN}$, siden effektiv brulengde er mer enn 40 meter.

3.4 Egenlaster

Egenvekt betong

Som egenlast ble det regnet tyngden av alle permanente deler av konstruksjonen. For betongkonstruksjoner skal det, etter Håndbok 185 brukes verdier av egenlaster avhengig av anvendt betongtype og armeringsmengde. I dette prosjektet ble det brukt 25 kN/m³ egenvekt på betong inklusiv armering.

Belegning/ slitelag

I egenlasten skal det alltid regnes med vekten av en belegning på brudekket i tillegg til det prosjekterte tverrsnitt. Krav til vekt av belegningen er gitt i Håndbok 185 pkt.2.3.2 og er som følge:

ÅDT er mindre enn 2000 kjøretøy i timen og spennvidde l er mellom 30 og 200 m, da
EV/ slitelag = 2,0 kN/m² (80 mm).

Fortau, gang-/sykkelbane dimensjoneres for 1,5 kN/m² (60 mm).

Rekkverk

Rekkverkstype ble bestemt av vegvesenets konsulent i forprosjektering og er av H1 type. Det ble anbefalt å bruke linjelast på 0,6 kN/m i beregningene på denne type rekkverk.

3.5 Ulykkeslaster (iht. Hb.185 pkt.2.7)

Definisjon: ” Ulykkeslaster er laster som konstruksjonen kan bli utsatt for som resultat av uriktig operasjon, ulykkestilfelle eller unormal hendelse slik som for eksempel påkjøringslaster fra kjøretøy”.

Siden det er risiko for at søyler på brua kan påkjøres, skal de kontrolleres for påkjøringslaster. Konstruksjonen i prosjektet plassert over forholdsvis høytrafikkert riksvei 4 slik at midtsøylene skal stå 1,4 m fra vegskuldrer. Det anses derfor å være stor risiko for påkjøring.

Verdien på påkjøringslasten parallelt med kjøreretningen på den kryssende vegen og med angrepspunkt opptil 1,0 m over terreng gitt til å være 1000 kN, forutsatt at avstanden fra konstruksjonen til skulderkant, målt horisontalt og tvers på kjøreretningen, er lik 1,0 m. Men siden brusøylene våre står 1,4 m fra vegskuldrene ble påkjøringslasten redusert til 920 kN ved bruk av figur 3 i pkt. 2.7.2.3 Hb.185 og interpolering.

Tvers på kjøreretningen er lasten halvparten av verdien ovenfor og er lik 460 kN.

Lastene på langs og tvers regnet ikke å virke samtidig.

4 Dimensjonering av konstruksjon

4.1 Generelt om statiske beregninger av konstruksjonen

Bruplatten er en statisk ubestemt konstruksjon med stive forbindelser til de fire søylene. Dette fordi Statens vegvesen ønsker færrest mulig ledd av vedlikeholdshensyn. Momenter som hver konstruksjonsdel tar opp er avhengig av stivheten til alle konstruksjonsdeler. Da vi har et lasttog som vandrer over bruplatten vil dette gjøre beregningene av de dimensjonerende krefter og momenter ekstra komplisert.

For å kunne foreta beregninger på brua er vi også nødt til gjøre en del forenklinger. Alle slike forenklinger vi gjør er på den "sikre siden". Dette medfører at konstruksjonen tenderer heller mot overdimensjonert enn underdimensjonert.

Beregningene gjort i rapporten avspeiler læringsprosessen vår gruppe har gjennomgått i løpet av prosjektet. Vi tar utgangspunkt i det som er enkelt og kjent og forsøker så mer avanserte løsninger når dette kreves. Vi begynte blant annet med å bruke Cross-metoden for å finne momentfordelingen i kryssforbindelsene mellom bruplate og søyle, men oppdaget etter hvert at dette var altfor tidkrevende. Vi gikk derfor over til å bruke dataprogrammet Focus konstruksjon for å regne ut dimensjonerende momenter og krefter i lengderetning. Selv om vi bruker et dataprogram er det en god del arbeid for å få ut riktige belastningene ute i bruspenne da en må teste ut en god del punkter for å få det riktige moment- og kraftbildet.

4.2 Lengdearmoring

4.2.1 Forutsetninger

Karakteristiske laster i lengderetning:

Egenvekt

Bruplatten får en karakteristisk verdi på 220,6 kN/m ut ifra utseende i K40 tegning (vedlegg 8.9). Asfalt og rekkverk er inkludert i denne lasten.

Trafikklast

Som følge av trafikklaster de finert tidligere i rapporten er det 2 stk V1 lasttog som blir dimensjonerende i lengderetning. Vi har testet disse i Focus konstruksjon og funnet at maksimal belastning finner sted når de går samme vei. Karakteristisk lasttog blir derfor 2 sammenfallende lasttog, hver med 3 aksellaster på 210kN.

I tillegg kommer flatelasten til begge lasttogene som hver er på 9 kN/m. Karakteristisk flatelasten for V1 blir da på 18 kN/m.

Gang- og sykkelveilast

Dimensjonerende last blir type G1 som også er definert tidligere i rapporten. Da gang og sykkelveien har en bredde på 2,5 meter og det samtidig er trafikklast på kjørebanelen blir karakteristisk flatelest:

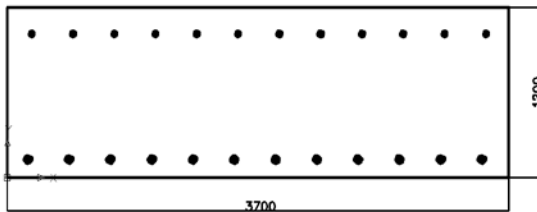
$$2,5m * 4 \frac{kN}{m^2} * \frac{1}{2} = 5 \frac{kN}{m}$$

Skjevbelasting i lengderetning

For å ta høyde for skjevvirking av trafikklast har vi valgt å multiplisere de dimensjonerende momentene i brudd grensetilstand med en faktor på 1,3.

Forenkling av tverrsnitt i lengderetning

Vi ser på bruplatten som en bjelke med tverrsnittsmålene 3700x1200 mm. Resten av brutverrsnittet, d.v.s. flensene, ser vi på som egenvekt uten bærende egenskaper i lengderetningen.



Figur 4.1: Forenklet bjelketverrsnitt

Trykksonekapasitet

Bjelketverrsnittet har en momentkapasitet på trykksiden gitt ved:

$$M_{cd} = 0,275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$$

- M_{cd} - bjelkens trykksonekapasitet
- f_{cd} - betongens dimensjonerende trykkfasthet, 24,5 N/mm²
- b - bjelkens bredde, 3700mm
- d - bjelkens effektive høyde

Hvis det settes til 1000 mm (konservativt) blir momentkapasiteten på hele 24.929 kNm. Dette tilsier at vi ikke trenger å armere for trykk noen plasser i bjelkens lengde. Vi kommer allikevel til å legge inn en god del armering i trykksonen for å ta høyde for dynamiske virkninger.

Strekkarmering

Nødvendig strekkarmering er gitt ved

$$A_s = M_f / (f_{sd} \cdot (1 - 0,6 m) \cdot d)$$

m - "relativt" moment gitt ved

$$m = M_f / f_{cd} \cdot b \cdot d^2$$

M_f - dimensjonerende moment

f_{sd} - armeringsstålets dimensjonerende strekk fasthet (flytegrense), 400 N/mm^2

Minimumsarmering

Minimumsarmering er i NS 3473 punkt 18.3.2 gitt ved

$$A_{min} = 0,125 \cdot k_w \cdot b \cdot h \cdot f_{tk}/f_{sk}$$

k_w - Settes til 1 ($1,5 - h \geq 1$)

b - bjelkens bredde, 3700 mm

h - bjelkens høyde, 1200 mm

f_{tk} - betongens karakteristisk strekk fasthet, $3,35 \text{ N/mm}^2$

f_{sk} - armeringsstålets karakteristiske strekk fasthet (flytegrense), 500 N/mm^2

Minimumsarmering blir med dette beregnet til 3719 mm^2 . Dette tilsvarer 19 stk Ø16, som også tilsvarer c/c 195 mm i det aktuelle bjelketverrsnittet.

Som tidligere nevnt kommer vi til å legge inn betraktelig mer armering på trykksiden enn dette.

Av bl.a. praktiske årsaker ønsker vi å bruke Ø32, c/c 167 mm, som minimumsarmering i bjelken. Dette tilsvarer fri mellomrom mellom jernene på 5Ø. Vi får da plass til 22 stk jern i bredden.

Formler og forutsetninger i rissberegningene

I en massiv betongbru konstruksjon vil rissvidde w være svært aktuell dimensjonerende faktor. Høy egenvekt og lange spenn gir fare for uakseptable riss. Da en bru skal designes for å stå i 100 år vil store riss være svært uheldig da armeringen vil bli utsatt for korrosjon.

Vi har beregnet rissvidder etter følgende formler og forutsetninger:

$$W_k = I_{sk} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} - \epsilon_{cs})$$

W_k - Karakteristisk rissvidde

I_{sk} - Influenslengde. Settes lik karakteristisk rissavstand S_{rk}

$$s_{rk} = 1,7 \left[c + 0,597 \frac{b \cdot e}{\Sigma \emptyset} \left(1 - \frac{1,25 e}{h - \alpha d} \right) \right]$$

For buntet armering må 0,597 faktor multipliseres med $(0,15n + 0,85)$ pga reduksjon i heft

- c - overdekning
- b - bjelkens bredde
- e - Avstand fra tyngdepunkt strekkarmering til u.k. bjelke
- h - bjelkens høyde
- αd - trykksonehøyde

Trykksonefaktor, α , er gitt ved

$$\alpha = n\rho \left(1 + \frac{\rho'}{\rho} \right) \left[\sqrt{1 + \frac{2 \left(1 + \frac{\rho' \cdot e'}{\rho \cdot d} \right)}{n\rho \left(1 + \frac{\rho'}{\rho} \right)^2} - 1} \right]$$

og

$$\alpha = n\rho \left[\sqrt{1 + \frac{2}{n\rho} - 1} \right]$$

$\frac{\rho'}{\rho}$

ρ - Forhold mellom trykkarmering og strekkarmering

e' - avstand fra tyngdepunkt trykkarmering til o.k. bjelke

d - bjelkens effektive høyde

ϵ_{sm} - midlere hovedstrekketøyning er gitt ved

$$\epsilon_{sm} = \frac{0,5}{\left(1 - \frac{\alpha}{3} + \frac{\rho'}{\rho} \left(\frac{\alpha}{3} - \frac{e'}{d}\right)\right)} \cdot 10^{-5} \cdot \frac{M_{O.F.}}{A_s \cdot d}$$

og

$$\epsilon_{sm} = \frac{0,5}{\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)} \cdot 10^{-5} \cdot \frac{M_{O.F.}}{A_s \cdot d}$$

A_s - Armeringstverrsnitt på strekkside

M_{of} - Dimensjonerende moment i bruksgrensetilstand for rissberegninger. Her settes egenlastfaktor til 1,0 og trafikklastfaktor til 0,5. Ref håndbok 185 pkt 4.3.2.3 kombinasjon b.

ϵ_{cm} - betongens strekketøyning. For B45 blir denne 0,0000450

ϵ_{cs} - betongens svinntøyning. Denne tøyning er bl.a. avhengig av bjelkens effektive tverrsnittshøyde, h_0 . Vår bjelke har effektiv tverrsnittshøyde $h_0 = 1000 \text{ mm}$. Tabell A.3 i NS3473 angir ϵ_{cs} til -0,30 for h_0 opp til 600 mm. Vi er på konservativ side hvis vi for vår bjelke setter ϵ_{cs} til -0,30. (Innsatt i formel blir denne verdien -0,00030)

Effektiv kryptall φ_e

Konstruksjoner utendørs i fuktig omgivelser gis (forenklet) effektiv kryptall $\varphi_e = 2,0$

Styrkeforhold stål/betong, n

Faktoren n er avhengig av forholdet mellom stålets E-modul (E_s), og betongens langtids E-modul (E_{cL}). I Harald Falsens kompendium "Dimensjonering av betongkonstruksjoner" er dette forholdet gitt ved:

$$n = \frac{E_s}{E_{cL}} = \frac{E_s}{\frac{E_c}{1 + \varphi_e}} = \frac{E_s \cdot (1 + \varphi_e)}{E_c} = \frac{400 \cdot (1 + \varphi_e)}{19 \cdot (f_{cck})^{0,3}}$$

f_{cck} er betongens fasthetsklasse.

For B45 er f_{cck} 45 N/mm². Faktoren n blir da 20,16.

Krav til Rissvidde

Norsk Standard 3473, kap 15.2 angir krav til maksimale rissvidder. Her finner vi at for slakkarmerte brudekker i eksponeringsklassene XF4 og XD3 skal rissviddene settes til maksimalt **0,3 mm**.

T-bjelketilnærming over midtsøyle

Som følge av at vi fikk uakseptable store riss over midtsøylene, selv med to fulle lag strekkarmering, må vi beregne bjelken som en T-bjelke. Vi får da større plass til strekkarmering.

I NS3473, punkt 9,5 angis kriterier for medvirkende flensbredder, bf. For vår bjelke blir kriteriet for medvirkende flensbredde 10 % av avstand mellom momentnullpunkter. Denne avleses i vedlegg side 68 til ca 16,5 meter. Medvirkende flensbredde blir da maksimalt 1,65 meter. Vi er på konservativ side og bruker bare ca.0,2 meter medvirkende flensbredde på hver side.

Vi har en formidabel trykksonekapasitet i flensen ved T-bjelkeberegning.

Hvis vi er konservativ og setter effektiv høyde (d) til 1000mm, får vi en trykksonekapasitet på 38.400 kNm uten trykkarmering. Dette regnet med 1 meter medvirkende flensbredde

Skjøting, forankringslengde og avstand mellom armeringsjern

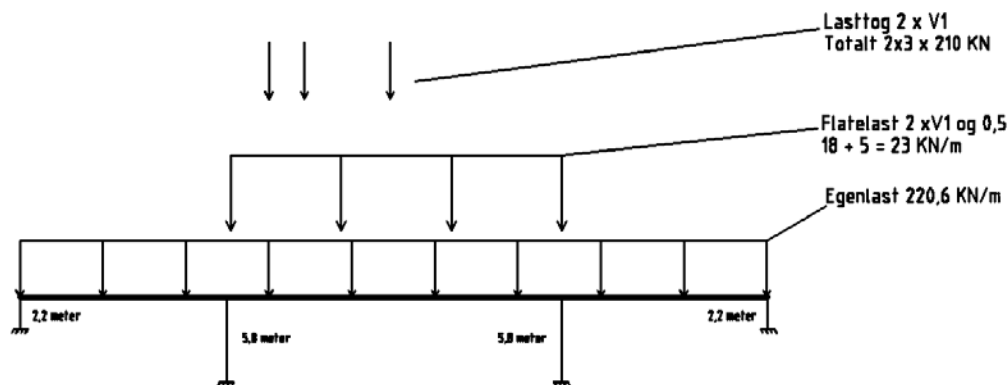
På grunn av de lange spennene til brua kan vi bli nødt til å skjøte armeringsjern ved relativt høy momentbelastning. Da må c/c-avstand mellom armeringsjernene være minst $5\varnothing$.

I følge Norsk Standard NS 3473 punkt 12.8.11 kan vi sette forankringslengden til 50 ganger armeringsdiameteren hvis senteravstanden er 5 ganger denne diameteren. Overdekningen må da være minst 1,5 ganger armeringsdiameteren. Ved valg av 32mm armeringsjern må da senteravstanden være minst 160mm. Likeledes må overdekning må være over 48mm. Minste avstand mellom armeringsstenger uten skjøting er $2\varnothing$.

4.2.2 Armering i midtspenn

Dimensjonerende moment

Vi bruker Focus Konstruksjon for å simulere lastsituasjoner med lasttog og finner situasjonen som gir maksimal momentbelastning for hvert punkt langs bruspennet. For midtspennet vil lastsituasjonen være som figuren nedenfor viser.



Figur 4.2: Lastbilde for dimensjonering i midtspennet.

Vi har valgt å symbolisere de to lasttogene med et sett med piler da vi har funnet ut at den største belastningen fås ved like lasttog. Dette vil si at de kjører i samme retning.

Når vi kjører lasttogene over bruspennet og tester på jevnt fordelte punkter langs spennet får vi en momentkurve som angitt i vedlegg side 67. Vi får da et maksimalt moment i midtfeltet på 12.132 kNm. Det dimensjonerende momentet inkludert skjevbelastningsfaktoren blir **15.772 kNm**.

Beregnet armeringsjern for moment

Etter våre beregninger må vi ha to lag med armeringsjern på strekksiden i midtfeltet.

Nedre lag:

34 stk Ø32

Hvis vi bruker lengder på 18 meter, rekker armeringsjernene slik at vi ikke trenger å skjøte dette laget. (Medregnet forankringslengder.) NS3473, punkt 17.1.7, angir 2ϕ som minimum avstand mellom jernene. Vi får da en senteravstand på 104 mm som tilsier 34 stk armeringsjern.

Øvre lag:

16 stk Ø32

Dette laget må skjøtes innenfor momentkurven. Da senteravstand er over 5ϕ vil dette være greit.

Rissviddekontroll:

Dimensjonerende moment i bruksgrensetilstand

Ved hjelp av Focus Konstruksjon har vi fått dimensjonerende moment i bruksgrensetilstand "ofte forekommende". Lastsituasjon er som for bruddgrensetilstand men med lastfaktorene 1,0 for egenlast og 0,5 for trafikklast.

Dimensjonerende moment, M_{of} , ble da funnet til **7980 kNm**.

Beregnet rissvidde

I vedlegg side 69 har vi beregnet rissvidde ved bruk av armering vi fant på grunnlag av dimensjonerende moment. Vi ser her at rissvidden ble 0,388mm, dvs. ikke akseptabelt. Vi må derfor øke strekkarmeringen i bunnen og prøver med to fulle lag med Ø32, hver på 34 stk. Rissvidden blir da beregnet til 0,265mm som er innenfor maksimalgrensen. Se vedlegg side 70.

Praktisk gjennomførbarhet

Når vi fyller opp to lag med c/c -avstand 2ϕ blir det svært vanskelig å få betongen til å flyte ut skikkelig i bunnen av forskalingen. Det kan gi områder med luftlommer og svekkede betongegenskaper. Dette er **ikke akseptabelt** og vi må derfor bunte armeringen.

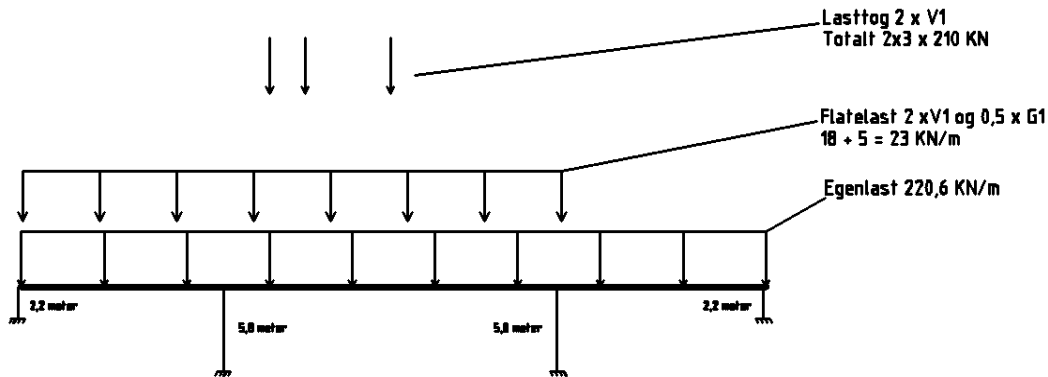
Beregnet armering ved bunting

Vi prøver 20 bunter i to lag hvor det er to stk Ø32 armeringsjern i hver bunt. Dette gir en ekvivalent diameter på 45mm. Det totale armeringsarealet på strekksiden er da 64.320mm². Våre beregninger i vedlegg side 71 gir med dette en rissvidde på 0,259mm. **Dette er akseptabelt.**

4.2.3 Armering over midtsøyler

Dimensjonerende moment

For å beregne lengdearmering over midtsøylene tenker vi oss lastsituasjonen som vist i figuren nedenfor. Vi bruker Focus Konstruksjon og kjører lasttogene og finner de dimensjonerende momentbelastningene i den aktuelle brude len. Se vedlegg side 68 for momentkurve.



Figur 4.3: Lastbilde for dimensjonering over midtsøyler.

Maksimalt moment over søylen blir da 16030 kNm.

Dimensjonerende moment blir da **20839 kNm**. (Inkludert skjevbelastningsfaktor på 1,3)

Beregnet armeringsjern for moment

Vi trenger ikke skjøte armeringen for å rekke over momentnullpunktet ved bruk av standard lengder på 14 meter. Vi kan derfor sette senteravstand mellom armeringsstengene til 104 mm for begge lagene. Våre beregninger gir da to fulle lag armeringsjern over søylene. Hvert lag skal ha 34 stk Ø32. ($A_s = 54672 \text{ mm}^2$). Se vedlegg 68.

Rissviddekontroll:

Dimensjonerende moment i bruksgrensetilstand

Focus Konstruksjon gir oss dimensjonerende moment i bruksgrensetilstand "ofte forekommende". Dette blir **11070 kNm**.

Beregnet rissvidde

Beregnet rissvidde med momentarmeringen blir etter våre beregninger 0,368 mm (se vedlegg side 72). Dette er over grenseverdien og vi må derfor bunte armeringen også her.

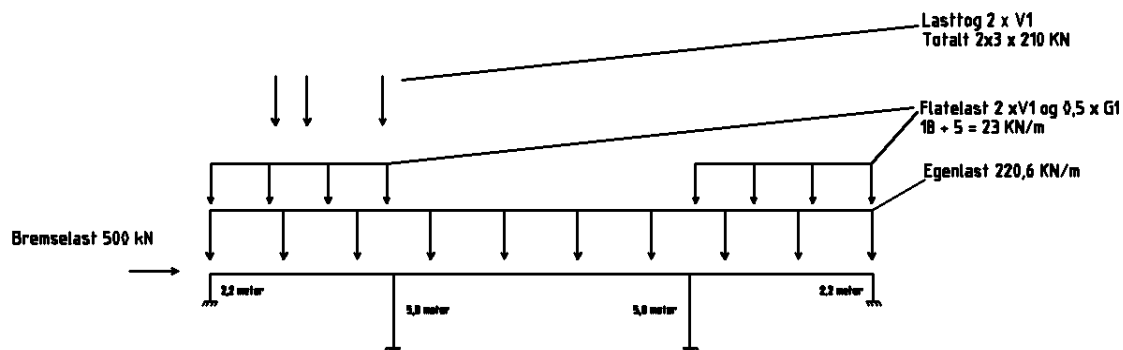
Vi prøver 22 bunter i to lag hvor det er to stk Ø32 armeringsjern i hver bunt. C/c avstanden setter vi til 183 mm for å få plass til betongpåfyllingsrøret. Det totale armeringsarealet på strekksiden er da 70.752 mm² og vi utnytter en ørliten del av flensene til trykksone. Våre beregninger i vedlegg 73 gir med dette en rissvidde på 0,293 mm. Dette er akkurat innenfor grenseverdien og er derfor **akseptabelt**.

4.2.4 Armering i ytterspenn

Dimensjonerende moment

For å finne dimensjonerende moment i ytterspennene tenker vi oss lastsituasjon som vist på figur under. Lasttgberegninger i Focus Konstruksjon gir oss maksimalmoment på 5089 kNm.

Inkludert skjevbelastningsfaktor på 1,3 blir dimensjonerende moment **6616 kNm**.



Figur 4.4: Lastbilde for dimensjonering over ytterspenn.

Beregnet momentarmering

Vi prøver med “minimumsarmeringen” vår på 22 stk Ø32 i ett lag. Våre beregninger viser at denne armeringen klarer bruddtilstanden med god margin.

Rissviddekontroll:

Dimensjonerende moment i bruksgrensetilstand

Med lastsituasjonen som vist på forrige figur blir dimensjonerende moment i bruksgrensetilstand **3050 kNm**.

Beregnet rissvidde

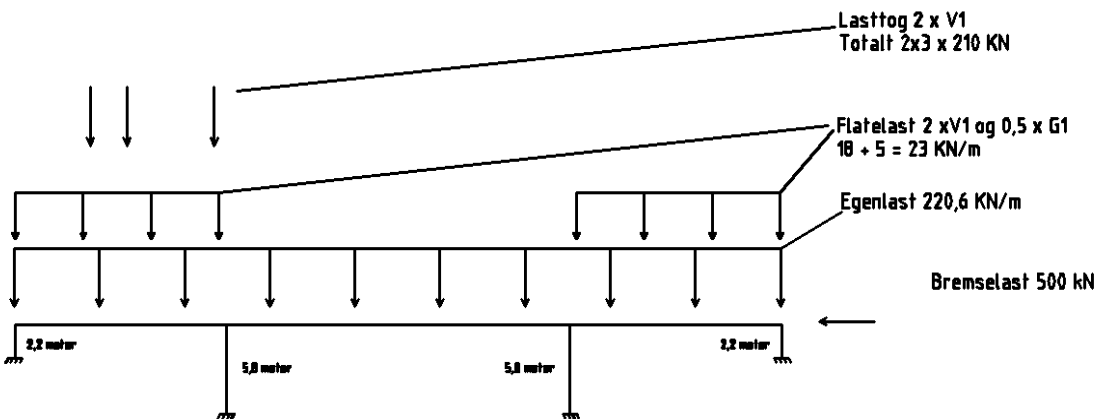
Ved beregning av rissvidde ved bruk av momentarmering vi fant i bruddgrensetilstand får vi en alt for høy verdi. Vi dobler derfor strekkarmeringen til 2 lag med 22 stk Ø32. As er med dette 35.376 mm^2 og gir en rissvidde på 0,251 mm. **Dette er akseptabelt.** (Se vedlegg side 74).

4.2.5 Armering over yttersøyler

Dimensjonerende moment

Når vi skal beregne momentbelastning over yttersøylene tenker vi oss lastsituasjon som vist i figur nedenfor. Denne lastsituasjonen legger vi inn i Focus Konstruksjon og kjører lasttogene til oss får maksimal belastning over ytre søyle. Det maksimale momentet blir her 2843 kN m.

Når skjevirkningsfaktor på 1,3 inkluderes får vi et dimensjonerende moment på **3696 kNm**.



Figur 4.5: Lastbildebilde for dimensjonering over yttersøylene.

Beregnet armering

Våre beregninger viser at vår "minimumsarmering" på **22 stk Ø32** holder med meget god margin for å motstå det dimensjonerende momentet.

Rissviddekontroll:**Dimensjonerende moment i bruksgrensetilstand**

Focus konstruksjon gir oss dimensjonerende moment i bruksgrensetilstanden på **1631 kNm**.

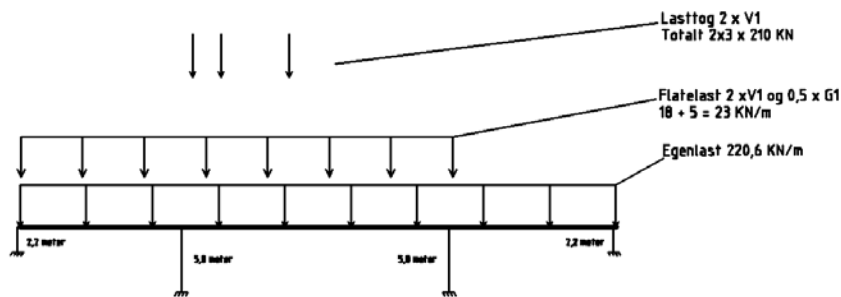
Beregnet rissvidde

Det dimensjonerende momentet blir overført fra søylen, som har en bredde på 2,2 meter, til brubjelken som har en bredde på 3,7 meter. Det vil derfor være feil å bruke hele brubjelkens bredde i en rissviddekontroll. Vi forenkler derfor situasjonen og tenker oss brubjelken med en bredde på 2,2 meter og med samme armeringstettheten som vi fant i bruddgrensetilstanden. Dette vil gi en god "pekepinne" på armeringsbehov med hensyn til rissvidde i det aktuelle området.

Ved bruk av bruddgrensearmeringen fikk vi en rissvidde på 0,59 mm som er alt for høyt. Se vedlegg side 75. Prøver derfor med 2 lag Ø32 c/c 167 mm. Dette gir en rissvidde på 0,25 mm som er **akseptabelt**. Se vedlegg side 76.

4.3 Skjærkraftkontroll i lengderetning**Dimensjonerende skjærkraft**

Ved beregning av maksimal skjærkraft ser vi på brua i den lastsituasjonen som vist nedenfor. Vi ser da på et snitt rett på innsiden av den ene midtsøylen.



Figur 4.6: Lastbilde for skjærdimensjonering ved midtsøyler.

Vi bruker Focus konstruksjon for å beregne maksimal skjærkraft ved å kjøre lasttogene over konstruksjonen med tilhørende flatelaster. Vi får da en dimensjonerende skjærkraft på **4829 kN**.

Ved opplegg kan vi redusere skjærkraften med $q \cdot f \cdot d$

$$qf = 220,6 \cdot 1,2 = 264,7 \text{ kN/meter} \quad (\text{egenvekt bru med lastfaktor})$$
$$d = 1,08 \text{ meter} \quad (\text{bjelkens effektive høyde})$$

$$V_d \text{ red} = 4829 - 264,7 \cdot 1,08 = 4543 \text{ kN}$$

Brubjelken må altså ha en skjærkapasitet på minst **4543 kN**.

Bjelkens skjærkapasitet:

Minimumsbøyer

Minimum innlagte bøyer i bjelker er i NS3473, pkt. 18.3.6 gitt ved

$$A_{sv \text{ min}} = 0,2 \cdot A_c \cdot f_{tk} \cdot \sin \alpha / f_{sk}$$

A_c - betongareal i et lengdesnitt (her gitt ved $b_w \cdot 1 \text{ mm}$)

$\sin \alpha$ - Settes til: 1 (Ved vertikale bøyer)

$$A_{sv/s} \text{ min} = 0,2 \cdot 3700 \cdot 1 \cdot 3,35/500 = \mathbf{4,96 \text{ mm}^2/\text{mm}}$$

Prøver 4 stk 12mm bøyer . Dette gir et bøyareal på $8 \cdot 113 = \mathbf{904 \text{ mm}^2}$

For å dekke opp minimumsbehovet må disse bøyene legges med en avstand på 182 millimeter

(Maxavstand mellom bøyer er gitt ved: $S_{\text{max}} = 0,6 \cdot h = 0,6 \cdot 977 \text{ mm} = 586 \text{ mm}$)

Kapasiteten til bøyearmeringen er gitt ved

$$V_{sd} = f_{sd} \cdot 0,9 \cdot d \cdot A_{sv/s}$$

$$V_{sd} = 400 \cdot 0,9 \cdot 1067 \cdot 4,96 = 1905 \text{ kN}$$

Bøyearmeringens kapasitet er ved minimumsbøyer **1905 kN**.

Betongbjelkens skjærkapasitet uten bøyer

Betongbjelkens skjærkapasitet uten bøyer er gitt ved

$$V_{cd} = 0,3 (f_{td} \cdot b_w \cdot d + 71,43 \cdot A_s)$$

f_{td} - betongens dimensjonerende strekkfasthet

b_w - bjelkens bredde

d - bjelkens effektive høyde.

A_s - areal av lengdearmring på strekksiden

$$V_{cd} = 0,3 (1,64 \cdot 3700 \cdot 1067 + 71,43 \cdot 70752) = \mathbf{3458 \text{ kN}}$$

Total skjærkapasitet

Bjelkens totale skjærkapasitet i det aktuelle snittet blir da:

$$V_{kap} = 1905 \text{ kN} + 3458 \text{ kN} = \mathbf{5363 \text{ kN}}$$

Den dimensjonerende skjærkapasiteten fant vi tidligere til 4543 kN.

Vi ser altså at med minimum bøylearmering er skjærkapasiteten tilfredsstillende.

4 stk Ø12 bøyle r med avstand 182 mm.

Trykkbruddkontroll

Kapasitet for trykkbrudd er i NS3472 gitt av formelen:

$$V_{ccd} = 0,3 f_{cd} b_w z (1 + \cot \alpha) \leq 0,45 f_{cd} b_w z$$

Ved vertikale bøyle r er $\cot \alpha = 0$

z settes til $0,9d = 960 \text{ mm}$

Trykkbrudskapasiteten i brubjelken like ved søyle blir med dette 26197kN. Dette er langt over opptredene skjærkraft.

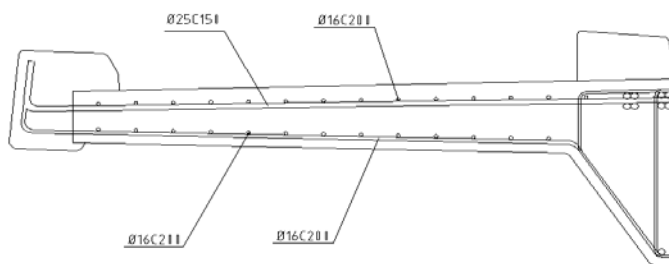
Kontroll av skjærkraft pga skjev virkning

På grunn av last på flensene vil det være naturlig å regne med vridninger som gjør at det blir økt skjærkraft. Dette gjelder spesielt i del av bjelketverrsnittet som belastes av flensen med trafikklast. Den opptredende skjærkraften har vi derfor valgt å øke med faktoren 1,3

Maksimal opptredende skjærkraft blir da:

$$4543 \text{ kN} \cdot 1,3 = 5906 \text{ kN}$$

Det er i denne sammenheng naturlig å ta med skjær bidrag fra flensene samt "trapesdelen" som ikke er inkludert i bjelken.



Figur 4.7: Tverrsnitt i kjørebane felens..

Vi tenker oss følgende forenklete verdier som vi mener er på konservativ side:

$d = 321 \text{ mm}$ (gjennomsnittlig)

$h = 450 \text{ mm}$ (gjennomsnittlig)

$A_s = 3015 \text{ mm}^2$ (15 stk $\varnothing 16$)

Lengde på medvirkende flens = 3 m

$k_v = 1,05$

Vi får da et skjærbidrag på:

$$V_{cd} = 0,3(1,64 * 3000 * 321 + 71,43 * 3015)1,05 = 565,3 \text{ kN}$$

Den totale skjærkapasiteten blir dermed $5363 + 565,3 = \underline{5928,3 \text{ kN}} > 5906 \text{ kN}$

Vi ser altså at flensbidraget kompenserer fullt for økt skjærbelastning som følge av skjevvirking.

4.4 Flenser

4.4.1 Forutsetninger

Karakteristiske laster som opptrer på flensene, ved dimensjonering i tverretningen:

Egenlast

Ved bestemmelse av bruplatens egenvekt ble tverrsnittsdimensjonene valgt fra konsulentens tegning, se vedlegg 8.9. Slitelaget/ asfalt er inkludert i beregningene, og rekkverk tatt med som en linjelast på 0,6 kN/m.

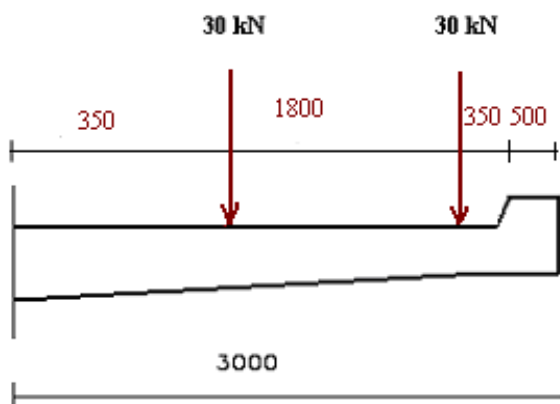
Etter utførte beregninger (vedlegg 8.1) er egenvekt av 1 m gangbaneflens i lengderetningen 34,35 kN/m og 35,6 kN/m på kjørebanelens. Forskjellen blir pga slitelagtykkelsen, det er nemlig 2 cm ekstra dekketykkelse på kjørebanelen.

Trafikklast

Det er benyttet Håndbok 184 for valg av riktige lasttyper og ved beregning av flensene i tverretningen vil dimensjonerende lasttype for kjørebanelens bli **V3** og for gangbaneflens bli **G2** (vedlegg 8.1).

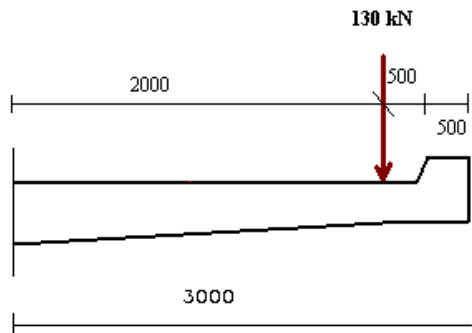
Bidraget fra lasttype G2 består av to aksellaster på 30 og 15 kN med senteravstand 1,8 m i tverretningen. Lasten plasseres i ugunstigste stilling i tverretning. Avstand fra anleggsflatens sentrum til sidehindring er 0,35 m.

Dette ga maksimummoment på 75 kN/m (uten lastfaktoren, lastene ganges med 1,3 i videre armeringsberegningene).



Figur 4.8: Lasttilfelle med aksellaster på gangbaneflens.

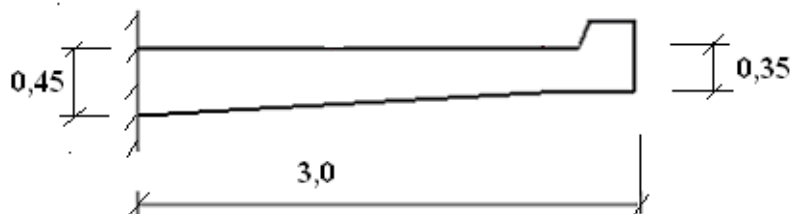
Lasttype V3 består av en enkel hjullast på 130 kN. Hjullasten plasseres vilkårlig i tverretningen. Avstand fra anleggsflatens sentrum til rekkverk eller annen sidehindring er 0,5 m.



Figur 4.9: Lasttilfelle med enkel aksellast på kjørebaneplens

Forenkling av tverrsnittet

Ved beregning av tverrarmoring i bruplatten, har vi sett på flensene som utkragere med lengde 3,0 m og tykkelse 0,45 m ved innspenn og 0,35 m i spissen.



Figur 4.10: Forenklet tverrsnitt.

Trykksonekapasitet

Utkragertverrsnittet har en momentkapasitet på trykksiden gitt ved:

$$M_{cd} = 0,275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$$

- M_{cd} - bjelkens trykksonekapasitet
- f_{cd} - betongens dimensjonerende trykk fasthet, 25 N/mm²
- b - bjelkens bredde, 1000 mm
- d - bjelkens effektive høyde, 450 mm

Utergningen viser at flensen klarer seg godt i trykksonen uten tilført armering, men etter anbefaling fra hovedveileder ble det brukt minimumsarmering tvers og langs flensene. Dette er for å sikre utkragerer ved mulige vertikale bevegelser.

Strekkarmering

For beregning av nødvendig strekkarmering ble det benyttet samme formel som i lengdearmeringsberegningene: $A_s = M_f / (f_{sd} \cdot (1 - 0,6 m) \cdot d)$.

Utergningen gir $\varnothing 25$ c/c 125 i kjørebanelens flensen og $\varnothing 25$ c/c 250 i gangbaneflensen.

Minimumsarmering

Samme framgangs måte som ved beregning av lengdearmering:

$$A_{min} = 0,125 \cdot K_w \cdot b \cdot h \cdot f_{tk}/f_{sk}, \text{ der:}$$

- k_w - Settes til 1 ($1,5 - h \geq 1,05$)
- b - bjelkens bredde, 1000 mm
- h - bjelkens høyde, 450 mm
- f_{tk} - betongens karakteristiske strekk fasthet, 3,35 N/mm²
- f_{sk} - armeringsstålets karakteristiske strekk fasthet (flytegrense), 500N/mm²

Dette gir minimumsarmering i flensene $\varnothing 16$ c/c 200.

Forankringslengde mot bjelken

Etter Norsk Standard NS 3473 punkt 12.8.11 kan settes forankringslengden til 50 ganger armerings diameteren som tilsvarer 1,25 m.

4.4.2 Beregnet og innlagt armering

Dimensjonerende moment

Gangbaneflens: $M_f = M_f (G2 \cdot 1,3) + M_f (qf \cdot 1,2) = 160,2 \text{ kNm}$

Kjørebanelens: $M_f = M_f (V3 \cdot 1,3) + M_f (qf \cdot 1,2) = 403 \text{ kNm}$

Beregnet armeringsjern for moment (jfr. vedlegg side 54, 59)

Strekkarmering i overkant:

420 $\emptyset 25$ c/c 125 i kjørebanelens

210 $\emptyset 25$ c/c 250 i gangbaneflens

Underkant:

236 $\emptyset 16$ c/c 200 i kjørebanelens (minimumsarmering),

236 $\emptyset 16$ c/c 200 i gangbaneflens (minimumsarmering)

Minimumsarmering - fordelingsarmering (jfr. vedlegg side 55, 60):

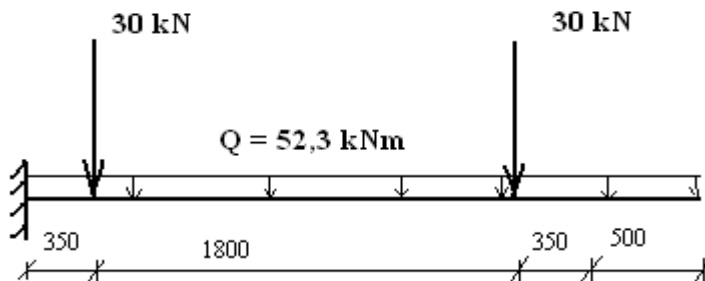
2 x 15 $\emptyset 16$ c/c 200 i overkant

2 x 15 $\emptyset 16$ c/c 200 i underkant

Rissviddekontroll:
Dimensjonerende moment i bruksgrensetilstand

Moment på gangbaneflens:

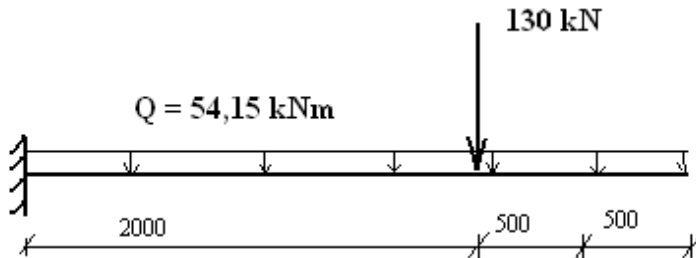
$$M_{o.f.} = M_{o.f.} (G2 \times 0,5) + M_{o.f.} (E.L. \times 0,5) = \mathbf{89,8 \text{ kNm}}$$



Figur 4.11: Lastbilde for gangbaneflens

Moment på kjørebanelens:

$$M_{o.f.} = M_{o.f.} (V3 \cdot 0,5) + M_{o.f.} (E.L. \cdot 0,5) = \mathbf{184,15 \text{ kNm}}$$



Figur 4.12: Lastbilde for kjørebanelens

Beregnet rissvidde

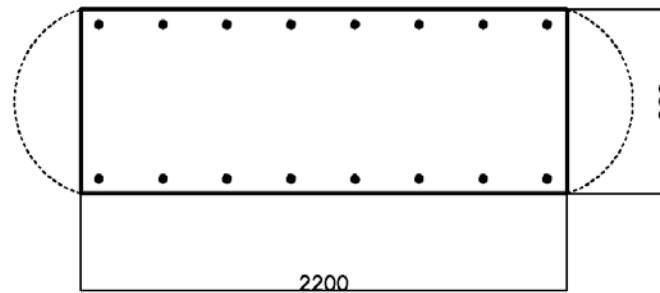
Ved bruk av armering vi fant på grunnlag av dimensjonerende moment, har vi beregnet rissvidde, se vedlegg side 61-66. Vi ser at rissvidden blir 0,6 mm i gangbaneflens og 0,4 mm i kjørebanelens, dvs. **ikke akseptabelt**.

Derfor økes strekkarmøringen i toppen av flensene og prøver å minke c/c avstander **150 mm og 100 mm**. Rissvidden blir da beregnet til 0,3 mm og 0,29 mm som er innenfor maksimalgrensen.

4.5 Søylar

Forenkling av tverrsnitt

Når vi beregner armering i søylene ser vi i utgangspunktet bort fra det buede området, men tar for oss og betrakter tverrsnittet som kvadratisk med de målene som er angitt i figuren nedenfor.



Figur 4.13: Forenkling av søyletverrsnitt.

Minimumsarmering

Minimumsarmering i søylar er gitt i NS 3473 punkt 18.4.2. Her angis det totale armeringstverrsnittet til den største av :

$$0,01 \cdot A_c$$

$$0,2 \cdot A_c f_{cn} / f_{sk}$$

A_c - søylens tverrsnitt

f_{cn} - betongfasthet, $34,3 \text{ N/mm}^2$ for B45

f_{sk} - armeringsstålets karakteristiske strekkfasthet, 500 N/mm^2

Dette gir en total armeringstverrsnitt i søyla på minimum 24.147 mm^2 .

Bøyler og avstiving

Håndbok 185 punkt 5.2.7.3.1 angir minimum bøylediameter til 12 mm.

NS 3473 punkt 18.4.2 foreskriver maks bøyleavstand til 15 ganger lengdearmeringens diameter.

Bøyleavstanden blir med dette 480 mm. Dette er også maks avstand som tillates fra lengdearmering til nærmeste avstivende bøyle eller krok.

Interaksjonsdiagrammer

Vi bruker interaksjonsdiagrammer når vi dimensjonerer søyler. Disse diagrammene gir oss faktoren w som vi setter inn i formelen:

$$A_s = w \cdot A_c \cdot f_{cd} / f_{sd}$$

f_{cd} - betongens dimensjonerende trykkfasthet

f_{sd} - armeringsstålets dimensjonerende strekkfasthet, 400N/mm²

Interaksjonsdiagrammer avhenger av følgende forhold:

Relativ last, n_f :

$$n_f = N_f / f_{cd} \cdot A_c$$

N_f - Dimensjonerende aksialkraft på søylen

1. ordens eksentrisitet, e_0 :

$$e_0 = M_{of} / N_f$$

M_{of} - Dimensjonerende moment i overkant av søylen

"Entreprenør"-eksentrisitet, e_a :

e_a gis den største av følgende verdier:

20mm, $h/30$, $l_e/300$

h - søylens høyde i tverrsnittet

l_e - søylens knekk lengde

Slankheten λ :

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \leq 80 \sqrt{1 + 4w_t}$$

w_t er gitt ved:

$$w_t = \frac{(A_s + A_s') \cdot f_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$A_s + A_s'$ - total lengdearmering i tverrsnittet

i - treghetsradius

Lastavhengig slankhet, λ_N

$$\lambda_N = \lambda \sqrt{\frac{n_f}{1 + 4w_f}}$$

Hvis den lastavhengige slankheten blir under 10, kan vi se bort fra 2. ordens eksentrisitet. Våre søyler kommer godt under denne faktoren.

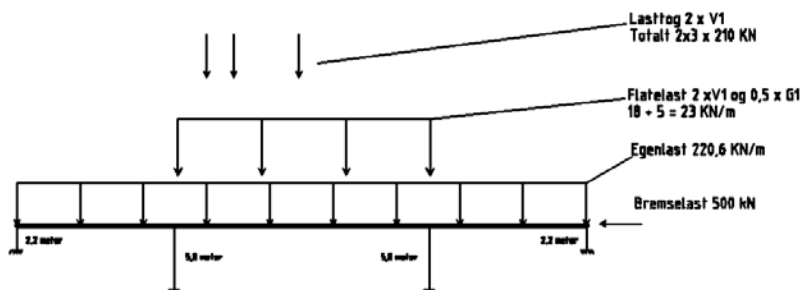
Hvilket interaksjonsdiagram som skal brukes er avhengig av forholdet h'/h . Faktoren h' er avstand mellom tyngdepunktene til A_s og A_s'

4.5.1 Armering i midtsøyler

Dimensjonerende moment

Lastsituasjon som gir maksimalt moment for midtsøylene er gitt i figur under.

Momentfordelingen i denne "T-forbindelsen" er gitt av de enkelte konstruksjonsdeler stivhet og avhenger av bl.a. innlagt armeringsjern og effektiv armeringshøyde. Da hele konstruksjonen er en stiv ramme vil momentfordelingen være en komplisert utregning.

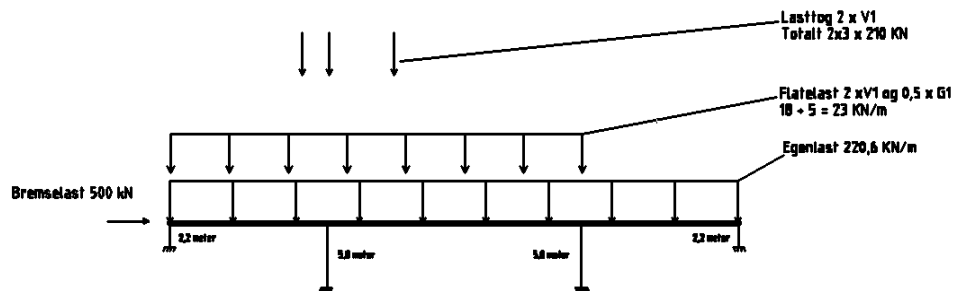


Figur 4.14: Lastbilde for dimensjonering av midtsøyler

Focus konstruksjon gir oss et maksimalt moment på 3403 kNm. Inkludert skjevfordelingsfaktor blir det dimensjonerende momentet **4424 kNm**.

Dimensjonerende aksialkraft

Lastsituasjon for maksimal aksialkraft i midtsøyle er vist i figuren under. Dimensjonerende aksialkraft blir da på **7838 kN**.



Figur 4.15: Lastbilde for maksimalt aksiallast.

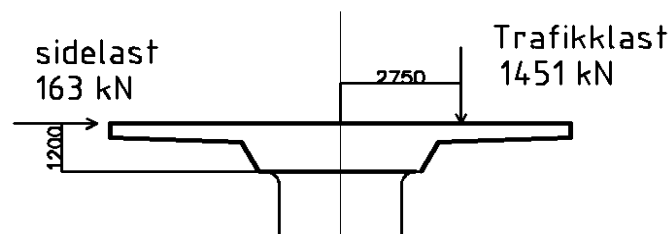
Beregnet og innlagt arme ringsjern

Våre beregninger viser at 16 stk Ø32 på hver side holder for å ta hånd om det dimensjonerende momentet og aksialkraft. Se vedlegg side 77. Dette tilsvarer en c/c avstand på 135 mm som vi legger rundt hele søylen, inkludert det buede området.

Dimensjonering i tverretning:

Moment

For å dimensjonere midtsøylene i tverretning tenker vi oss trafikklastsituasjon som vist i figur under. Vi antar brua i ballanse slik at egenvekten angriper i søylens senterlinje.



Figur 4.16: Lastbilde som skaper moment på søyle.

Sidelast er 25% av bremselasten på 500kN i følge håndbok 185. Med lastfaktor på 1,3 blir dimensjonerende sidelast:

$$1,3 \cdot 0,25 \cdot 500\text{kN} = \underline{163 \text{ kN}}$$

Denne kraften angriper i kjørebane høyde.

Vi tenker oss at søylen vil måtte ta opp last fra opp til $1,5 \cdot V1$ -trafikklast når vi ser på brua i lengderetningen. Søylen må også ta opp $V1$ -flatelast tilsvarende halve bruspenne på hver side. Dette tilsvarer 19 meter. Den dimensjonerende trafikklasten med lastfaktor 1,3 blir da:

$$1,5 \cdot 210 \text{ kN/aksling} \cdot 3 \text{ akslinger} \cdot 1,3 + 19 \text{ m} \cdot 9 \text{ kN/m} \cdot 1,3 = \underline{1451 \text{ kN}}$$

Denne kraften angriper 2,75 meter fra søylecenter.

Dimensjonerende moment i søyletoppen blir da :

$$M_f = 163 \text{ kN} \cdot 1,2 \text{ m} + 1451 \text{ kN} \cdot 2,75 \text{ m} = \underline{4186 \text{ kNm}}$$

Aksialkraft

Karakteristisk egenvekt til brua er 220,5 kN/meter. Aksiallast som virker ned på søyla i bruddgrensetilstand blir da:

$$220,6 \text{ kN/m} \cdot 19 \text{ m} \cdot 1,2 + 1451 \text{ kN} = \underline{6481 \text{ kN}}$$

Beregnet armering

Vi kontrollerer om armeringen vi har funnet i lengderetning også holder for belastningen vi nå har funnet i tverretning. Beregning vist i vedlegg side 78 tilsier at dette er godt nok.

4.5.2 Armering yttersøyler

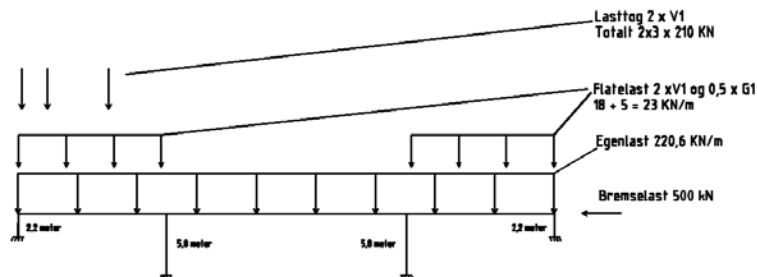
Dimensjonerende moment i lengderetning

Dimensjonerende moment har vi funnet tidligere under i kapittel 4.2.5.

Dette ble beregnet til **3696 kNm**.

Dimensjonerende aksialkraft

Lastsituasjon for maksimal aksialkraft i yttersøyler er følgende:



Figur 4.17: Lastbilde for moment over yttersøyler.

Dette gir en dimensjonerende aksialkraft på 2811 kN.

Beregnet armeringsjern

Etter våre beregninger holder det med 16 stk Ø32 på hver side i yttersøylene, dvs. samme armering som i midtsøylene. Se vedlegg side 79.

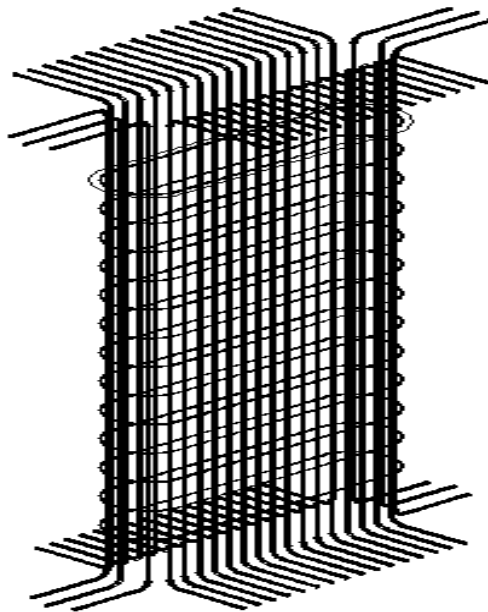
Moment i tverretning

Moment i tverretning over yttersøylene er mye mindre enn over midtsøylene.

Det er ikke behov for kontroll av moment i denne retningen da det benyttes samme armeringstetthet som midtsøylene. Søylene er også mye kortere enn midtsøylene.

4.5.3 Armeringsgitter

Av praktiske årsaker velger vi å anbefale ferdigsveist armeringsgitter fra leverandør. Dette letter armeringsjobben betraktelig. Vi legger naturligvis gitteret også ut i det buede området slik figuren viser:



Figur 4.18:Armeringsgitter

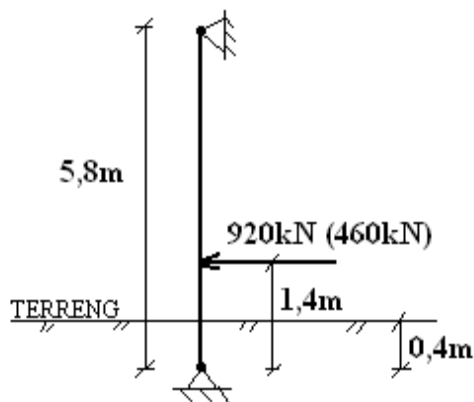
4.6 Kontroll for ulykkeslast

Forenkling av innspenn

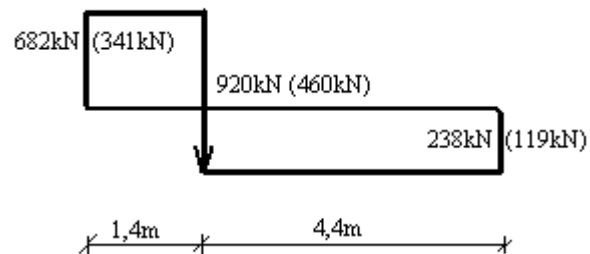
Etter anbefaling fra hovedveileder ble søylens innspenningspunkter sett som opplagere mot bruplate og fundament. Innspenningen mot bruplate anses å være sterkt nok og fundamentet solid nok, sånn at glidning av søyla ved påkjøring er ikke relevant. Således ble søylens bøylearmoring kontrollert for ulykkeslast/ påkjøringslast.

Dimensjonerende skjærkraft

Utgangspunktet for dimensjonerende skjærkraft langs og på kjøreretningen er 920 kN og 460 kN med angrepspunkt 1,0 m over terreng, jfr. Pkt. 3.5. Tegning K40 viser at søylens innspenning mot fundament er 0,4 m under terrengnivå, derfor angrepspunkt for påkjøringslast er 1,4 m fra innspenningen.



Figur 4.19: Lastbilde med påkjøringslast.



Figur 4.20: Skjærkraft diagram.

Langs kjøreretning: $V_f = 682 \text{ kN}$

Tvers kjøre retning: $V_f = 341 \text{ kN}$

Betong-bidraget (vedlegg side 80-81)

Ifølge NS 3473 pkt. 12.3.2 eller Betong-kompendiet s.4-1 er betongbidraget til skjær-kapasitet som følge:

$$V_{cd} = 0,3(f_{td} \cdot b_w \cdot d + 71,43 \cdot A_s)$$

f_{td} - betongens dimensjonerende strekkfasthet

b_w - bjelkens bredde

d - bjelkens effektive høyde.

A_s - areal av lengdearmoring på strekksiden

Innsetting gir:

Langs kjøreretning: $V_{cd} = 1385,3 \text{ kN}$

Tvers kjøre retning: $V_{cd} = 1075,5 \text{ kN}$

Innlagt bøylearme ring

Utrengningen viser at betong-bidraget i søylen er betydelig større enn dimensjonerende skjærkraft i begge retningene, dvs. at betongen skulle klare påkjøringslasten uten noen bøyer i det hele tatt.

Bruk minimumsbøyer Ø12 c/c 480.

4.7 Fundamenter

Forutsetninger

Fundamentene blir dimensjonert etter NS 3473 som søylefundament (enkeltfundament).

NS 3473 punkt 18.6 fundamenter.

Størrelsen på fundamentet blir beregnet som et enkeltfundament med aksial-kraft og moment både om lengderetningen og bredderetningen.

Endefundamentene blir på $4\text{m} \cdot 4,6\text{m} = 18,4 \text{ m}^2$

Midtfundamentene blir på $5,6\text{m} \cdot 6,2\text{m} = 33 \text{ m}^2$

Ut i fra Focus Konstruksjon ble det i endefundamentet moment om lengderetning på 1848 kNm, moment om sideretning på 3136 kNm og normalkraften N_f på 2935 kN.

Midtfundamentene ble det moment i lengderetningen på 2212 kNm, moment om sideretningen på 3136 kNm og en normalkraft N_f på 8166 kN.

Etter Hb.185 pkt 5.2.7.2 skal fundamenter tilstrebes på horisontalt underlag, avtrapping skal unngås.

Ved dimensjonering av fundamentet på denne konstruksjonen har vi gått lengre over det vi har lært i undervisningene ved Høgskolen. Det ble benyttet veileders hjelp og brukt annerledes regnemetoder. Derfor anses ikke resultatet som komplett.

Overdekning

I vegvesenet benyttes en overdekning i underkant av fundamentet på 75 mm dette er standardisert for at fundamentet skal tåle de påkjenninger som kan oppstå i eksponeringsklassen.

I overkant benyttes en overdekning på 70 mm.

Betong type: B45

Eksponeringsklasse: XD3

Dimensjonerende levetid: 100 år

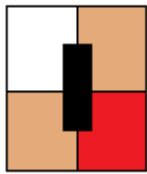
Dimensjonerende moment (jfr. vedlegg side 83, 86, 90, 92):

Momentene ble på endefundamentets lengderetning $M_f = 434 \text{ kN/m}$ og i sideretning ble $M_f = 434 \text{ kN/m}$. Midtfundamentets moment i lengderetning $M_f = 864 \text{ kN/m}$ og i sideretning $M_f = 938 \text{ kN/m}$. For å være på den sikre siden ble momentene i sideretning på begge fundamentene trukket litt inn ca 500 mm.

Skjærberegning (jfr. vedlegg side 84, 87, 91, 93):

Fundamentene ble beregnet som i NS 3473 med Aksial-kraft og moment. Kom frem til resultatet på endefundamentets lengderetning: $V_f = 271 \text{ kN}$, og bredderetning: $V_f = 271 \text{ kN}$.

Midtfundamentet fikk i lengderetning: 553 kN og i bredderetningen ble det: 436,2 kN.



Figur 4.21: Opptredene trykk -kapasitet.

Tegningen viser hvor trykket blir størst etter at vi setter inn aksialkraften og moment om lengderetning og bredderetning. Dimensjoneringen av fundamentet ble utført for det verst tenkelige tilfellet med virkninger av to momenter og aksialkraft samtidig.

Maksimalt grunntrykk

Etter å ha forhørt oss med faglærer og med vegvesenet så kom vi frem til et grunntrykk på 300 kN/m. Vi har definert at vi graver oss ned til fjell og benytter et lett lag med sprengstein/ pukk og avretter med grus for å få stabiliteten best mulig, vi benytter ingen form for pæling.

Beregnet og innlagt armeringsjern

Minimumsarmering for plater er gitt i NS 3473 punkt 18.1.3:

$$A_s^{\min} = 0,125 \cdot k_w \cdot b \cdot h \cdot f_{tk}/f_{sk}$$

k_w - settes til 1 ($1,5 - h \geq 1$)

b - bjelkens bredde, 3700 mm

h - bjelkens høyde, 1200 mm

f_{tk} - betongens karakteristiske strekkfasthet, 3,35 N/mm²

f_{sk} - armeringsstålets karakteristiske strekkfasthet (flytegrense), 500N/mm²

Minimumsarmeringen i fundamentene vil være med på å gjøre det mer stabilt sett i forhold til nedbrøytning av betongen etter som årene går som svinn og riss. Når en støper ut fundamentet vil dette skape stor varmeeksponering i betongen. For å kontrollere dette er minimumsarmeringen med på å gjøre det slik at rissene ikke blir for store.

Minimumsarmeringen i endefundamentene blir i overkant både lengde- og bredderetningen **Ø16 c/c 150**, og i midtfundamentene **Ø20 c/c 150** i begge retninger.

Håndbok 185 pkt.5.2.7.2.4 sier følgende om minimumsarmering (begge retninger):

– i underkant og overkant fundament Ø16 c 200 mm, pkt. 5.2.7.1.5. I de tilfeller NS 3473 gir mer armering enn disse regler, derfor legges NS 3473 til grunn.

– alle sideflater Ø16 c/c 300 mm

Bøyler: Bruker Ø 16 på all hovedarmering opp til minimumsarmeringen, etter anbefalinger fra veileder, dette for å gjøre armeringsnettet fullstendig og lettere når det skal støpes.

Hovedarmeringen i fundamentet er dimensjonert etter aksialkraften, moment og skjær i lengderetning og moment og skjær i bredderetning, slik at hovedarmeringen blir lagt i to lag i underkant, med minimumsarmering i overkant og siden av fundamentet. Det blir lagt inn bøyler fra hovedarmeringen og opp til minimumsarmeringen. Innlagt armering som følger:

Endefundamenter: UK Ø20 c/c 175 i lengderetning

UK Ø20 c/c 175 i bredderetning

Midt fundamenter: UK Ø20 c/c 150 i lengderetning

UK Ø20 c/c 143 i bredderetning (se vedlegg 8.4 for utregning).

4.8 Sikkerhet mot velt

Sikkerhet mot velt skal sjekkes i bruddgrensetilstand ifølge Håndbok 185 punkt 4.3.2.2.2. Men unntak skal gjøres for egenvekt. Her sier standarden at egenvekt som virker gunstig skal ha lastfaktor 0,9 mens egenvekt som virker ugunstig skal ha 1,0. Egenlastene i vår konstruksjon er ganske symmetrisk om senteraksen i snittet og virker derfor gunstig. Vi gir derfor all egenvekt lastfaktor 0,9 og får følgende stabiliserende kraft:

$$G_{stab} = 0,9 * (G_{bruplate} + G_{yttersøyler} + G_{midtsøyler} + G_{fundamenter})$$

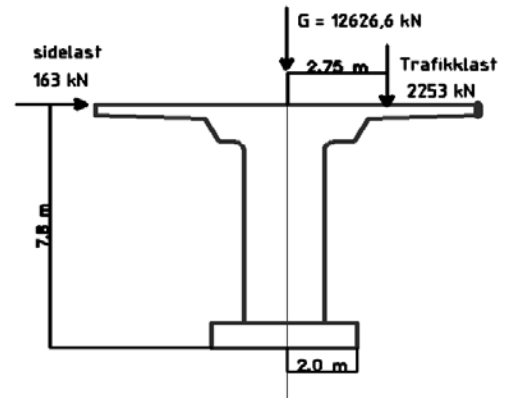
$$= \left(220,6 \frac{kN}{m} * 52,5m + 2 * 5,8m * 53 \frac{kN}{m} + 2 * 2,2m * 53 \frac{kN}{m} + 4 * 16m^2 * 25 \frac{kN}{m^2} \right) 0,9$$
$$= 12626,6 kN$$

Stabiliserende moment blir $M_{stab} = 12626,6 kN * 2m = 25253,1 kNm$

Trafikklast som gir veltemoment er 2 stk V1 med tilhørende enkel flatelast. Denne blir på:

$$T = \left(2 * 3akslinger * 210kN + 9 \frac{kN}{m} * 52,5m \right) 1,3 = 2253 kN$$

Også sidelasten på 163 kN er med og skaper velt. Alle krefter er vist på figur til høyre. (Vi har brukt konservative momentarmer.)



Figur 4.22 Krefter som skaper velt og stabilitet

Moment som skaper velt blir da:

$$M_{velt} = 2253 \text{ kN} \cdot 2,75 \text{ m} + 163 \text{ kN} \cdot 7,8 \text{ m} = 7467 \text{ kNm}$$

Vi ser at M_{stab} er 3,4 ganger større enn M_{velt} . Håndbok 185 krever "tilfredsstillende" sikkerhet mot velt, men tallfester det ikke. NS3490 punkt 9.4.1 krever $M_{velt} \leq M_{stab}$. Vi konkluderer derfor med at vi har akseptabel sikkerhet mot velt.

5 Teknisk beskrivelse

Ved utarbeidelse av teknisk beskrivelse for bruene har vi benyttet ”G-PROG beskrivelse”. G-PROG beskrivelse er en software som brukes av vegvesenet for utarbeidelse av sine anbudsbeskrivelser. Samtidig blir vegvesenets konsulenter pålagt å bruke samme program.

Programmet er med hensikt designet likt andre windowsprogrammer. Postene i beskrivelsen er objekter man kan klippe og lime, dra og slippe. Selve teksten, enheten og mengden skrives direkte på arket.

Programmet inneholder egne maler og veivisere. Beskrivelsestekster hentes ut fra standardtekster fra NS 3420 eller Prosesskoden (Håndbok 025, 026). I dette prosjektet ble det brukt Prosesskode 2 (Håndbok 026 Bruer og kaier).

Prosesskoden dekker alle anleggsarbeider og drift, og forutsetter benyttet ved arbeider som utføres for Statens vegvesen. Prosesskoden er bygget opp etter desimalsystemet. Beslektede arbeider er samlet i ti grupper kalt Hovedprosesser. Hovedprosessene er nummerert fra 0 til 9:

Hovedprosess 0: Til internt bruk

Hovedprosess 1: Forberedende tiltak og generelle kostnader

Hovedprosess 2: Sprengning og massedflytting

Hovedprosess 3: Tunneler

Hovedprosess 4: Grøfter, kummer og rør

Hovedprosess 5: Vegfundament

Hovedprosess 6: Vegdekke

Hovedprosess 7: Vegutstyr og miljøtiltak

Hovedprosess 8: Bruer og kaier

Hovedprosess 9: Til bruk for drift og vedlikehold

De spesifiserende tekstene for prosessene er bygd etter følgende generelle disposisjon:

- a) Omfang
- b) Materialer
- c) Utførelse
- d) Toleranser
- e) Prøving, kontroll
- x) Mengdereglene

Beskrivelsen vi har laget anses ikke som fullstendig med tanke på små detaljer og manglende erfaring.

Formålet med beskrivelsen var å tilegne oss kunnskap om programvaren vegvesenet benytter for å se likhet/ forskjeller til det vi har lært på skolen, og nemlig Focus Anbud, samt få oversikt over mengder etter våre beregninger.

Utsagn: Vi ser mye likhet til Focus Anbud ved forming av prosesser. Det mest utfordrende var å benytte Prosesskoden, mens vi har brukt kun NS 3420 på skolen. Vi vil forresten gi ekstra poeng til G-prog for design, skrifttyper, tabulatorer, innrykk osv. Se vedlegg 8.8 for G-prog utskrift.

6 Konklusjon

Utgangspunktet til gruppa var å prosjektere en slakkarmert betongbru med basis i det vi har lært gjennom 3-årig bachelorutdanning ved HiG. Vi ønsket å følge de gjeldende standarder for bruer som i hovedsak er Statens vegvesens håndbok 185 og Norsk Standard NS 3472. De ytre målene var definert av prosjekterende konsulentbyrå og vi har stort sett fulgt disse.

Vi har allikevel avveket fra utgangspunktet idet at vi har gjort alle sammenføyninger mellom bruplate og søyler stive. Dette har vi gjort etter anbefalinger fra Statens Vegvesens veiledere av vedlikeholds hensyn.

Vi ser av resultatene at brua lar seg gjennomføre med slakkarmering, men spennlengdene er på kanten av hva som kan utføres med slakkarmering. Dette på grunn av at rissviddene i lengderetning blir store og det må brukes mye buntet armering for å kompensere for dette.

Visuelt sett hadde det vært bedre å gjøre brua slankere slik at bruprofilen ble mindre dominerende i landskapet. Hvis brua hadde blitt prosjektert med spennarmering kunne høyden på brutverrsnittet blitt redusert betraktelig.

Siden spennarmeringsteorien er ganske omfattende og heller ikke pensum for vår utdanning, har vi ikke gått inn på dette. Spennarmerte bruer er ellers ganske vanlig i vegbruer av vår størrelse. Et annet poeng med å gjøre brua slankere ved hjelp av spennarmering er at hele brudekket da kunne vært dimensjonert som en plate. Ved å regne brua som en bjelke, slik vi har gjort, får vi uforholdsmessig mye bøylearmering langs hele brulengden.

Konklusjon på rapporten er at bruprojektet lar seg gjøre etter tegningene og dataene vi hadde i starten. Men det er allikevel forhold ved brudimensjoneringen som vi av tidsmessige årsaker ikke har rukket over og som kan ha dimensjoneringsmessige konsekvenser. Dette er for eksempel rissberegning av søyler og fundamenter. Vi føler allikevel at vi har sett på det vesentlige og kan stå inne for resultatet.

Vi har gjennom prosjektet fått nye kunnskaper om forskjellige temaer. Lastogberegninger i Focus konstruksjon og Statens Vegvesens håndbok 185 er eksempler på dette. Også bunting av armeringsjern er nytt for oss. Gjennom prosjektet har vi fra skolepulten fått et blikk ut i det virkelige liv.

7 Kilder

- Håndbok 026 (nettutgave på vegvesen.no)
- Håndbok 185 (nettutgave, tidligere Håndbok 184 og 185, vegvesen.no)
- NS 3473 (2003, skoleutgave)
- NS 3490 (1999, skoleutgave)
- Betongkompendium (Harald B.Fallsen, HiG, januar 2008)
- Bruplanlegging for vegplanleggere (NTNU 2.utgave, oktober 2005)
- Dimensjoneringsprinsipper for betongbruer (Terje Kanstad, NTNU)

Referanser:

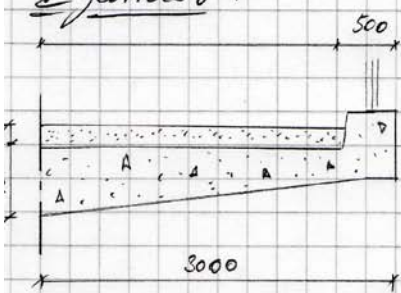
- www.vegvesen.no

8 Vedlegg

8.1 Dimensjonering av bruplateflenser

1. Beregning av karakteristiske laster (etter egenvekt og trafikklast) som opptrer på gangbanelens.

Egenlast:



a) Ut fra konsulentens tegning:

$$EV/betong = 0,4 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = \underline{30 \text{ kN/m}}$$

b) Hb. 185 pkt. 2.3.2:

$$EV/slitelag = 1,5 \text{ kN/m}^2 \times 2,5 \text{ m} = \underline{3,75 \text{ kN/m}}$$

c) Hb. 231 of konsulentens anbefaling:

$$EV/rekkverk = \underline{0,6 \text{ kN/m}} \text{ (linjelast)}$$

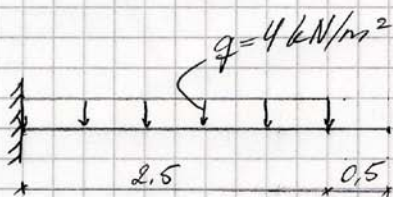
Samt egenvekt av gangbanelens inklusiv slitelag og rekkverk (a + b + c):

$$q = 30 \text{ kN/m} + 3,75 \text{ kN/m} + 0,6 \text{ kN/m} = \underline{34,35 \text{ kN/m}}$$

Trafikklast:

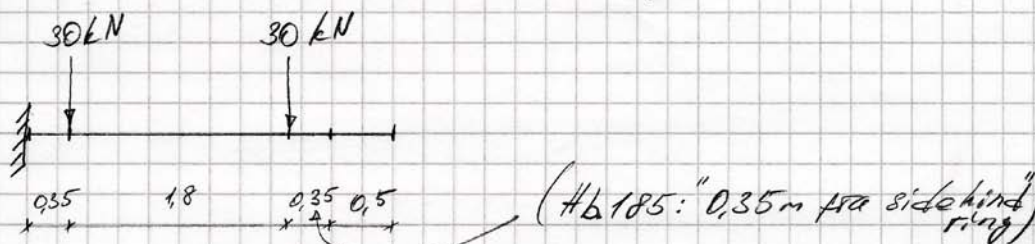
Valg av gangbanelast (G_1, G_2, G_3) som gir størst moment:

a) Maksimal moment ved lasttype G_1 :



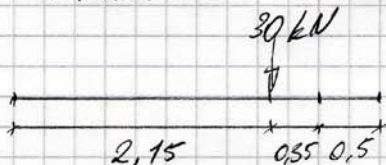
$$M_{maks}^{G_1} = 4 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} \times 2,5 \text{ m} \times \frac{2,5 \text{ m}}{2} = \underline{12,5 \text{ kNm}}$$

b) Maksimal moment ved lasttype G_2 :



$$M_{maks}^{G_2} = 30 \text{ kN/m} \times 2,15 \text{ m} + 30 \text{ kN} \times 0,35 \text{ m} = \underline{75 \text{ kNm}}$$

c) Maksimal moment ved lasttype G_3 :



$$M_{maks}^{G_3} = 30 \text{ kN} \times 2,15 \text{ m} = \underline{64,5 \text{ kNm}}$$

Lasttype G_2 gir størst moment og skal brukes videre i beregningene!

2 Beregning av armering i betong i gang-
baneplass (iht. NS 3473), tverrarmring

Forutsetninger: $h = 450 \text{ mm}$

Betongkvalitet: B 45

Stålkvalitet: B 500 c

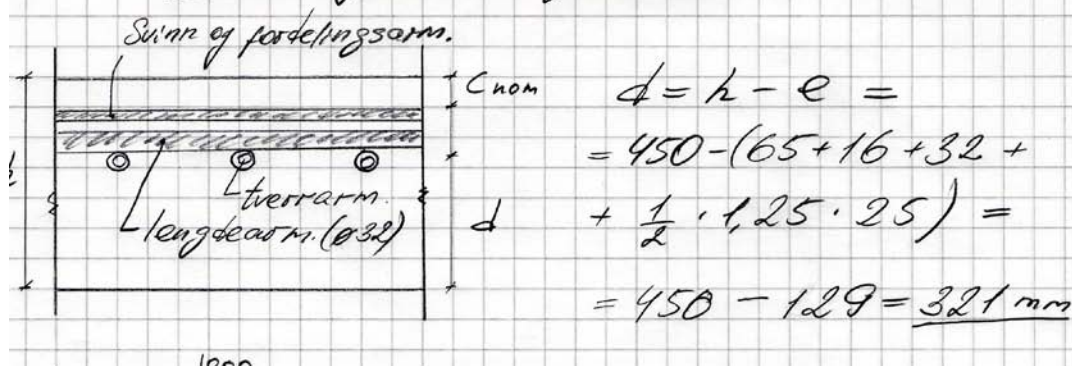
Overdekke: $c_{nom} = 65 \text{ mm}$

Miljøklasse: MA

Dimensjonerende moment:

$$\begin{aligned}
 M_f &= M_f(G) + M_f(Q) = \\
 &= [(30 \text{ kN} \cdot 2,15 \text{ m} + 30 \text{ kN} \cdot 0,35 \text{ m}) \cdot 1,3] + \\
 &+ [(\underbrace{33,75 \text{ kN/m}}_{\text{betong + slitelag}} \cdot \frac{3 \text{ m}}{2} + \underbrace{0,6 \text{ kN/m}}_{\text{rekkverk}} \cdot 2,75 \text{ m}) \cdot 1,2] = \\
 &= 97,5 \text{ kNm} + 62,73 \text{ kNm} = \underline{160,2 \text{ kNm}}
 \end{aligned}$$

Nødvendig armeringsareal:



$$M_{ed} = m_{ed} \cdot f_{ed} \cdot b \cdot d^2, \text{ der:}$$

$$m_{ed} = 0,275, \quad f_{ed} = 24,5 \text{ N/mm}^2,$$

$$b = 1000 \text{ mm}, \quad d = 321 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow M_{ed} = 0,275 \cdot 24,5 \cdot 1000 \cdot 321^2 = \underline{694 \text{ kNm}}$$

$M_{ed} \Rightarrow M_f \Rightarrow$ klarer seg med kun strekk-armering!

Nødvendig arm. areal beregnes som for en bjelke med $b = 1 \text{ m}$:

$$m = \frac{M_f}{f_{ed} \cdot b \cdot d^2} = \frac{160,2 \cdot 10^6}{24,5 \cdot 1000 \cdot 321^2} =$$

$$= \underline{0,063}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_f}{f_{sd} \cdot (1 - 0,6 \cdot m) \cdot d} =$$

$$= \frac{160,2 \cdot 10^6}{\frac{500}{1,25} \cdot (1 - 0,6 \cdot 0,063) \cdot 321} = \underline{1297 \text{ mm}^2}$$

Etter NS 3473 bør avstand mellom hovedjern ligge i området 100mm til 250mm. Et naturlig valg synes derfor å være:

Bruk $\varnothing 25$ e/c 250 \rightarrow

$A_s = 1963 \text{ mm}^2$, som gir god margin...

Dekkets svinn og fordelingsarmering,
minimums - armering

$$A_s^{min} = 0,25 \times k_w \times A_c \times \frac{f_{tk}}{f_{st}} =$$

$$= 0,25 \cdot (1,5 - 0,45) \cdot (1000 \times 450) \cdot \frac{3,35}{400} =$$

$$= \underline{989 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

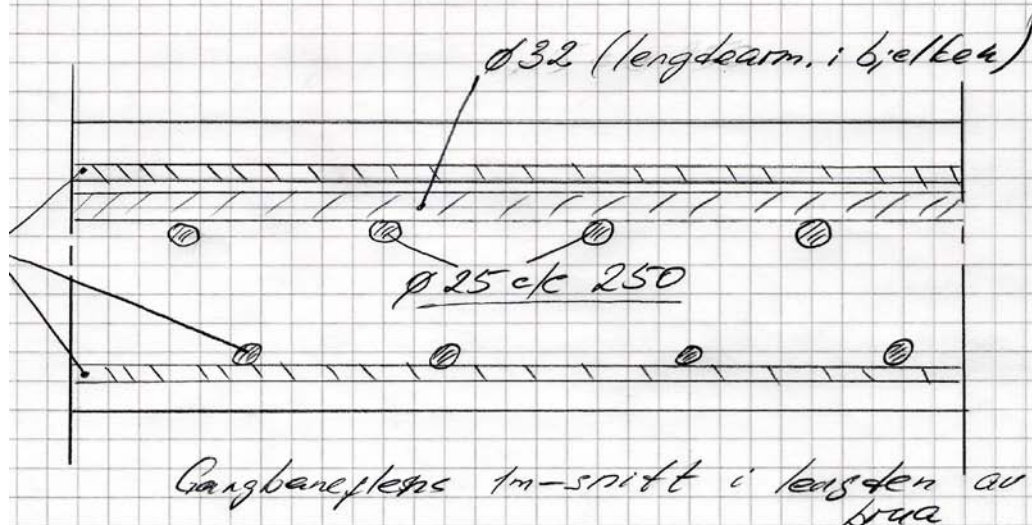
$$s_{max} (\text{min. arm.}) \leq 3 \times h \leq 1350 \text{ mm}$$

Bruk $\varnothing 16$ c/c 200 $\rightarrow A_s = 1005 \text{ mm}^2$

Etter samtale med Harald Fallsen:

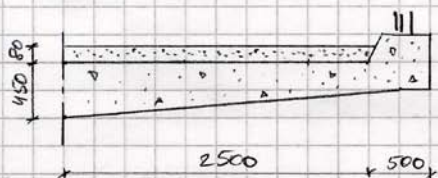
Bruk $\varnothing 16$ c/c 200

i tryktsone i tverretningen også.
Dette er med tanke på vertikale bev.



2. Beregning av karakteristiske laster som opptrer på kjørebaneplass (etter egenvekt og trafikklast)

Egenlast:



d) Ut ifra konsulentens tegning:

$$EV/betong = 0,4m \cdot 3m \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = \underline{30 \text{ kN/m}}$$

b) Hb. 185 pkt. 2.3.2:

$$EV/slitelag = 2,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,5m = \underline{5 \text{ kN/m}}$$

c) Hb. 231 og konsulentens anbefaling:

$$EV/rekkverk = 0,6 \text{ kN/m (linje last)}$$

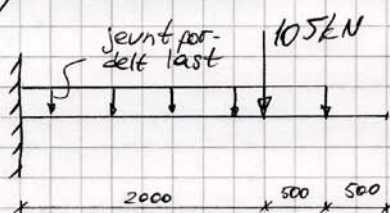
Samlet egenvekt av gangbaneplass inkludert slitelag og rekkverk (a + b + c):

$$g = 30 \text{ kN/m} + 5,0 \text{ kN/m} + 0,6 \text{ kN/m} = \underline{35,6 \text{ kN/m}}$$

Trafikklast:

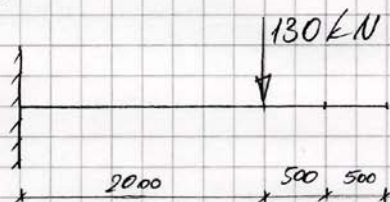
Velg av kjørebanelast (V1, V2, V3) som gir størst moment:

a) Maksimal moment ved lasttype V1:



$$M_{\text{maks}} \text{ v/} V_1 = 105 \text{ kN} \cdot 2 \text{ m} + 3 \text{ kN/m}^2 \cdot \frac{2,5^2 \text{ m}}{2} = 219,4 \text{ kNm}$$

b) Maksimal moment ved lasttype V2:



$$M_{\text{maks}} \text{ v/} V_2 = 130 \text{ kN} \cdot 2 \text{ m} = 260 \text{ kNm}$$

c) Maksimal moment ved lasttype V3:

$$M_{\text{maks}} \text{ v/} V_3 = 130 \text{ kN} \cdot 2 \text{ m} = \underline{260 \text{ kNm}} \leftarrow$$

V2 og V3 gir største moment.

Brakk V3 i videre beregninger!

2 Beregning av armering i betong,
tværarmering fjerebanelers (iht. NS 3473)

Forutsetninger: $h = 450 \text{ mm}$

Betongkvalitet: B 45

Stålkvalitet: B 500 C

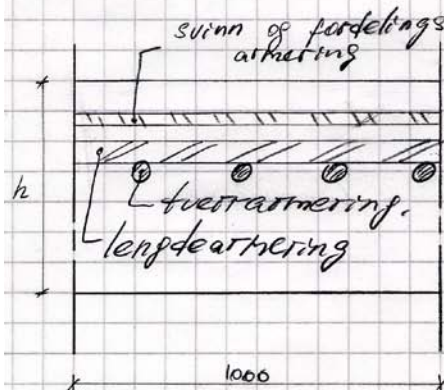
Overdekke: $C_{nom} = 65 \text{ mm}$

Miljøklasse: MA

Dimensjonerende moment:

$$\begin{aligned}
 M_f &= M_f(V3) + M_f(q_f) = \\
 &= [(130 \text{ kN} \times 2,0 \text{ m} \times 1,3) + \\
 &\quad + \underbrace{(35,0 \text{ kN/m} \cdot \frac{3 \text{ m}}{2} \cdot 1 \text{ m})}_{\text{betong + slitelag}} + \underbrace{0,6 \cdot 2,95 \text{ m}}_b \times 1,2] = \\
 &= 338 \text{ kNm} + 64,98 \text{ kNm} = \underline{403 \text{ kNm}}
 \end{aligned}$$

Nødvendig armerings areal:



$$\begin{aligned}
 d &= h - e = \\
 &= 450 - (65 + 16 + 32 + \\
 &\quad + \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25) = \\
 &= 450 - 129 = \underline{321 \text{ mm}}
 \end{aligned}$$

$$M_{ed} = m_{ed} \times f_{cd} \times b \times d^2, \text{ der:}$$

$$m_{ed} = 0,275, \quad f_{cd} = 24,5 \text{ N/mm}^2,$$

$$b = 1000 \text{ mm}, \quad d = 321 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow M_{ed} = 0,275 \times 24,5 \times 1000 \times 321^2 =$$

$$= \underline{894 \text{ kNm}}$$

$M_{ed} > M_f \Rightarrow$ dekket klarer seg med kun strekkarmering!

Nødvendig armeringsareal beregnes som for en bjelke med $b = 1 \text{ m}$:

$$\eta = \frac{M_f}{f_{ct} \cdot b \cdot d^2} = \frac{403 \cdot 10^6}{24,5 \cdot 1000 \cdot 321^2} =$$

$$= \underline{0,16}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_f}{f_{sd} \cdot (1 - 0,6 \cdot \eta) \cdot d} = \frac{403 \cdot 10^6}{\frac{500}{1,25} \cdot (1 - 0,6 \cdot 0,16) \cdot 321} =$$

$$= \underline{3471 \text{ mm}^2}$$

Efter NS 3473 bør avstand mellom jern ligge i område mellom 100 mm og 250 mm. Et naturlig valg synes derfor å være:

Brek $\varnothing 25$ e/c 125

$$A_s = 3927 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Summ of fordelingsarmering,
minimums - armering

$$A_s^{min} = 0,25 \cdot k_w \cdot A_c \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} =$$

$$= 0,25 \cdot (1,5 - 0,45) \cdot (1000 \cdot 450) \cdot \frac{3,35}{400} =$$

$$= 989 \text{ mm}^2/\text{m}$$

S_{max} (min. arm.) $\leq 3 \cdot h \leq 1350 \text{ mm}$ OK!

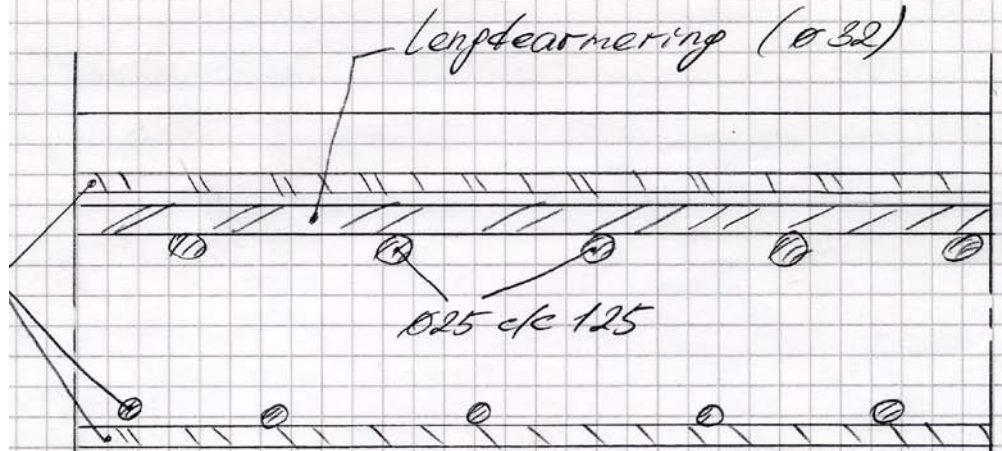
Bruk $\varnothing 16$ ofc 200

$A_s = 1005 \text{ mm}^2/\text{m}$

Etter samtale med Harald Fallsen:

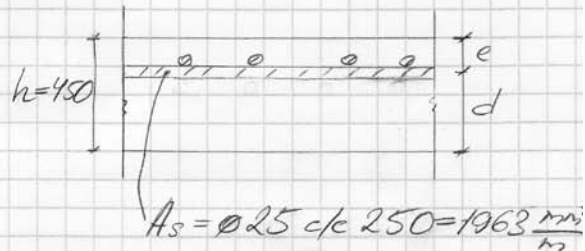
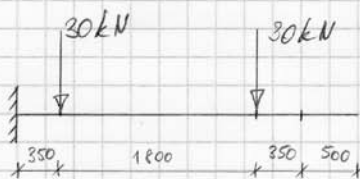
Bruk $\varnothing 16$ ofc 200

i trykksonen i lengde- og tverretning.
Dette er med tanke på vertikale bevegelser.



Rissviddekontroll i flensene.

1. Bragbanelens:



$$A_s = \phi 25 \text{ c/c } 250 = 1963 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

#6.185 s.136: $1 \cdot EL + 0,5 NL$ $C_{nom} = 65 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} M_{o.F.} &= M_{o.F.} (G \cdot 0,5) + M_{o.F.} (q \cdot 1,0) = \\ &= [(30 \text{ kN} \cdot 2,15 \text{ m} + 30 \text{ kN} \cdot 0,35 \text{ m}) \cdot 0,5 + \\ &+ \underbrace{(33,75 \text{ kN/m} \cdot \frac{3 \text{ m}}{2} + 0,6 \text{ kN/m} \cdot 2,75 \text{ m})}_{\text{betong + slitelag}} \cdot 1,0] = \\ &= 37,5 \text{ kNm} + 52,3 \text{ kNm} = \underline{89,8 \text{ kNm}} \end{aligned}$$

$$d = h - e = 450 - (65 + 16 + 16) = 355 \text{ mm}$$

d - utregning:

Utendørs, effektivt kryptall $\gamma_e = 2,0$,
Dvs. $\eta = 20,16$ (s. 6-2, "Betong-kompendium")

$$\eta \rho = 20,16 \cdot \frac{A_s}{b \cdot d} = 20,16 \cdot \frac{1963}{1000 \cdot 353} = 0,11210$$

$$\alpha = \eta \rho \left[\sqrt{1 + \frac{2}{\eta \rho}} - 1 \right] = 0,37447$$

Dvs. $2(h-x) = 2(h-\alpha d) =$

$$= 2(450 - 0,37447 \cdot 353) = \underline{635,6 \text{ mm}}$$

s_{rk} - utregning: (s. 7-5, Betong-kompendium)

$$s_{rk} = 1,7 \left[c + 0,597 \frac{s_b \cdot e}{\phi} \left(1 - \frac{1,25e}{h - \alpha d} \right) \right] =$$

$$= 1,7 \left[65 + 0,597 \frac{250 \cdot 97}{25} \left(1 - \frac{1,25 \cdot 97}{377,8} \right) \right] =$$

$$= 719,4 \text{ mm}$$

$$s_{rk} \leq 2(h - x) = 635,6$$

Dvs. $s_{rk} = 635,6 \text{ mm}$

ϵ - utregning: (s. 7-7, Betong-kompendium)

$$\epsilon_{sm} = \frac{0,5}{\left(1 - \frac{\alpha}{3} \right)} \cdot 10^{-5} \cdot \frac{M_{o.f.}}{A_s \cdot d} =$$

$$= \frac{0,5}{\left(1 - \frac{0,3745}{3} \right)} \cdot 10^{-5} \cdot \frac{89,8 \cdot 10^6}{1963 \cdot 353} = 0,000740$$

$$\epsilon_{cm} = \frac{0,4 \cdot 3,35}{9500 \cdot 45^{0,3}} = 0,000045 \text{ (s. 7-8)}$$

$$\epsilon_{cs} = -0,0003 \text{ (utfenders, s. 7-8, tabell)}$$

$$w_k = L_{sk} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} - \epsilon_{cs}) =$$

$$= 635,6 \cdot (0,000740 - 0,000045 + 0,0003) =$$

$$= 0,6 \text{ mm}$$

$$\underline{w_p = 0,3 \text{ mm} < w_k = 0,6 \quad \text{N.G.}}$$

$$\text{Prøv } \varnothing 25 \text{ c/c } 150, A_s = 3272 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$d = 353 \text{ mm}, M_{o.f.} = 184,15 \text{ kNm}$$

α -utregning:

$$\eta = 20,16$$

$$\Rightarrow \eta \rho = 20,16 \cdot \frac{3272}{1000 \cdot 353} = 0,18687$$

$$\alpha = 0,18687 \left(\sqrt{1 + \frac{2}{0,18687}} - 1 \right) = \underline{0,45240}$$

$$\text{Dvs. } 2(h-x) = 2 \cdot 290 = \underline{580 \text{ mm}}$$

s_{rk} -utregning:

$$s_{rk} = 1,7 \left(65 + 0,597 \frac{150 \cdot 97}{25} \left(1 - \frac{1,25 \cdot 97}{290} \right) \right) =$$

$$= \underline{454 \text{ mm}} \quad s_{rk} \leq 2(h-x) \quad \text{O.k.}$$

ϵ_s -utregning:

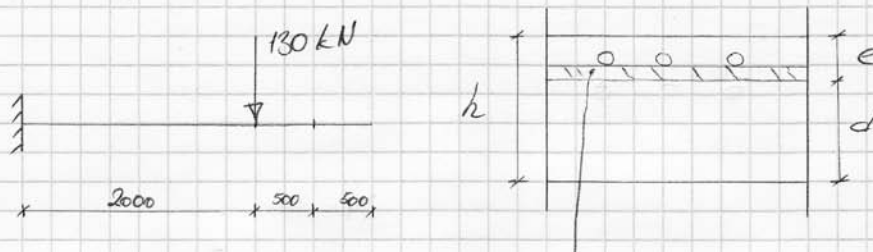
$$\epsilon_{s,m} = \frac{0,5}{1 - \frac{0,4524}{3}} \cdot 10^{-5} \cdot \frac{99,8 \cdot 10^6}{3272 \cdot 353} = 0,00045$$

$$w_k = 454(0,000458 - 0,00045 + 0,0003) \approx \underline{0,3 \text{ mm}}$$

$$w_k \approx w_p = \underline{0,3 \text{ mm}} \quad \text{O.k.}$$

Bruk $\varnothing 25$ c/c 150

2 Kjørebanelens:



$$A_s = 0.25 \cdot b \cdot h = 3927 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Hb. 185, s. 136: } 1 \cdot EL + 0.5 \cdot NL \quad c_{\text{nom}} = 65 \text{ mm}$$

$$M_{o.F.} = M_{o.F.}(V3 \cdot 0,5) + M_{o.F.}(g \cdot 1,0) =$$

$$= [(130 \text{ kN} \cdot 2,0 \text{ m} \cdot 0,5) +$$

$$+ (35 \text{ kN/m} \cdot \frac{3 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}}{2} + 0,6 \cdot 2,75 \text{ m}) \cdot 1,0] =$$

$$= \underline{184,15 \text{ kNm}}$$

$$d = h - e = 450 - (65 + 16 + 16) = \underline{353 \text{ mm}}$$

d - utregning:

$$\varphi_e = 2,0 \Rightarrow r = 20,16 \text{ (s. 6-2, Bet.-komp.)}$$

$$r_p = 20,16 \cdot \frac{A_s}{b \cdot d} = 20,16 \cdot \frac{3927}{1000 \cdot 353} = 0,22427$$

$$\alpha = r_p \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{2}{r_p}} - 1 \right] = \underline{0,4820}$$

$$\text{Dvs. } 2(h - x) = 2(h - \alpha d) =$$

$$= 2(450 - 0,4820 \cdot 353) = \underline{559,7 \text{ mm}}$$

S_{rL} - utregning:

$$S_{rL} = 1,7 \left[c + 0,597 \frac{s_b \cdot e}{\phi} \left(1 - \frac{1,25e}{h-d_d} \right) \right] =$$

$$= 1,7 \left[65 + 0,597 \cdot \frac{125 \cdot 97}{25} \left(1 - \frac{1,25 \cdot 97}{280} \right) \right] =$$

$$= \underline{389 \text{ mm}}$$

$$S_{rL} < 2(h-x) \quad \text{OK!}$$

ϵ_{sm} - utregning:

$$\epsilon_{sm} = \frac{0,5}{\left(1 - \frac{\alpha}{3} \right)} \cdot 10^{-5} \cdot \frac{M_{o.F.}}{A_s \cdot d} =$$

$$= \frac{0,5}{1 - \frac{0,482}{3}} \cdot 10^{-5} \cdot \frac{184,5 \cdot 10^6}{3927 \cdot 353} =$$

$$= \underline{0,00079286}$$

$$\epsilon_{cm} = 0,000045 \quad (\text{tabel s. 7-8, Bet. - Komp.})$$

$$\epsilon_{cs} = 0,0003 \quad (\text{tabel s. 7-8, Betong - Komp.})$$

$$w_k = 389 (0,00079286 - 0,000045 + 0,0003) =$$

$$= \underline{0,4 \text{ mm}}$$

$$\underline{w_d = 0,3 \text{ mm} < w_k = 0,4 \text{ mm} \quad \text{NG!}}$$

$$\text{Prøv } \varnothing 25 \text{ c/c } 100, A_s = 4909 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$d = 353 \text{ mm}, M_{o.F.} = 184,15 \text{ kNm}$$

α - utregning:

$$n = 20,16$$

$$\Rightarrow n\rho = 20,16 \cdot \frac{4909}{1000 \cdot 353} = 0,28036$$

$$\alpha = 0,28036 \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{0,28036}} - 1 \right) = 0,51922$$

$$\text{Dvs. } 2(h-x) = 2(450 - 0,51922 \cdot 353) \\ = 533,4 \text{ mm}$$

s_{rk} - utregning:

$$s_{rk} = 1,7 \left[65 + 0,597 \cdot \frac{100 \cdot 97}{25} \left(1 - \frac{1,25 \cdot 97}{266,7} \right) \right] \\ = 325,3 \text{ mm}$$

$$s_{rk} \leq 2(h-x) \quad \text{O.K.}$$

ϵ_s - utregning:

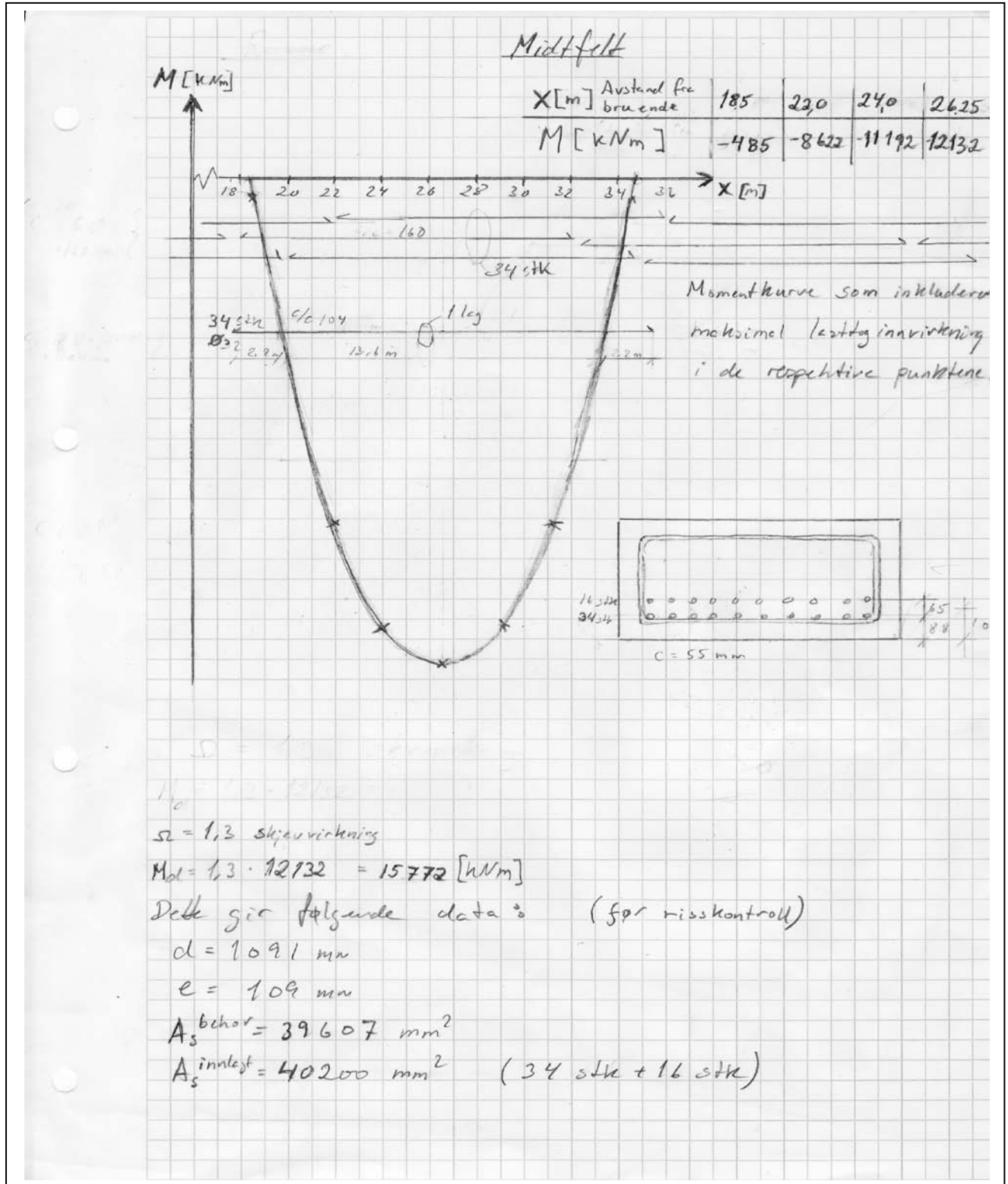
$$\epsilon_{s,m} = \frac{0,5}{1 - \frac{0,51922}{3}} \cdot 10^{-5} \cdot \frac{184,5 \cdot 10^6}{4909 \cdot 353} = 0,00064$$

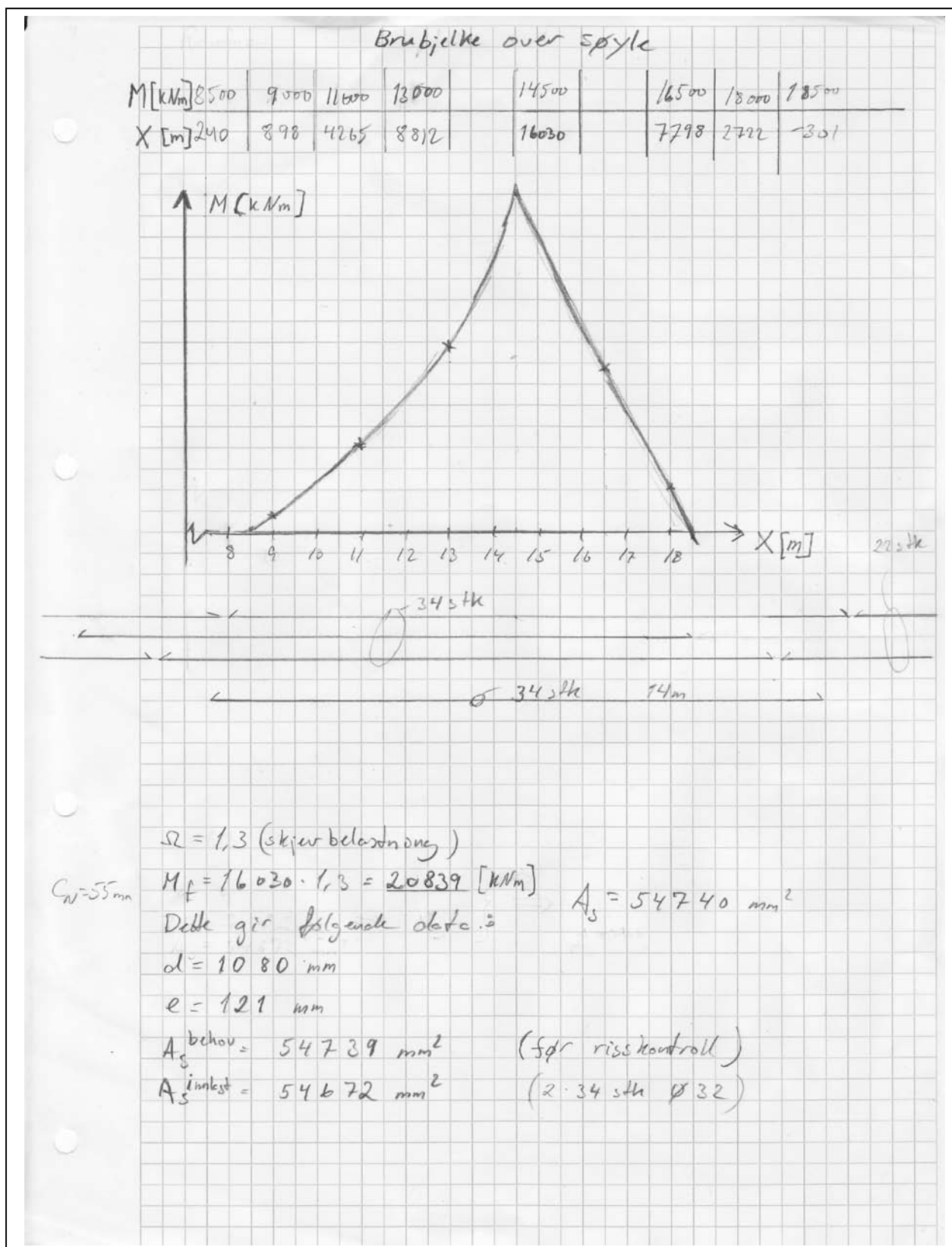
$$w_L = 325(0,000644 - 0,000045 + 0,00003) = \\ = 0,29 \text{ mm}$$

$$w_L < w_D$$

\Rightarrow Bruk $\varnothing 25$ c/c 100

8.2 Dimensjonering av bruplatebjelke





Risoberegning midt spenn utgangspunkt

α -beregning

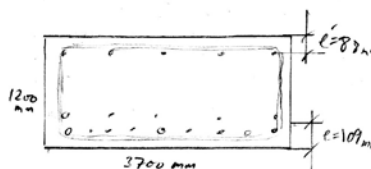
Utendørs fuktig atmosfære \Rightarrow effektiv kryddel $P_e = 2$
 B45 gir $n = 20,16$

$$np = n \frac{A_s}{b \cdot d} = 20,16 \cdot \frac{40200}{3700 \cdot 1091} = 0,2008$$

$$\frac{P'}{P} = \frac{A_s'}{A_s} = \frac{17688}{40200} = 0,44 \quad \frac{e'}{d} = \frac{88}{1091} = 0,08066$$

$$\alpha = np \left(1 + \frac{P'}{P}\right) \left[\sqrt{1 + \frac{2 \left(1 + \frac{P'}{P} \cdot \frac{e'}{d}\right)}{np \left(1 + \frac{P'}{P}\right)^2}} - 1 \right] = 0,2008 (1 + 0,44) \left[\sqrt{1 + \frac{2(1 + 0,44 \cdot 0,08066)}{0,2008(1 + 0,44)^2}} - 1 \right]$$

$$= 0,2091 \left[\sqrt{1 + 4,9738} - 1 \right] = \underline{\underline{0,417}}$$

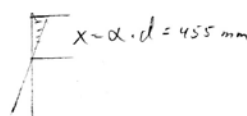


$$d = 1091$$

$$A_s = 40200 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 17688 \text{ mm}^2$$

$$M_{0F} = 7980 \text{ kNm}$$



$$x = \alpha \cdot d = 455 \text{ mm}$$

S_{rk}

$$S_{rk} = 1,7 \left[c + 0,597 \frac{b \cdot e}{\Sigma \sigma} \left(1 - \frac{1,25 \cdot e}{h - \alpha d} \right) \right]$$

$$= 1,7 \left[55 + 0,597 \frac{3700 \cdot 109}{50 \cdot 32} \left(1 - \frac{1,25 \cdot 109}{1200 - 455} \right) \right] = \underline{\underline{302,5}}$$

beregning S_{rk}
 $2(h - x) = 2(1200 - 455) = 1490 \text{ mm}$

ϵ_s

$$\epsilon_{sm} = \frac{0,5}{1 - \frac{\alpha}{3} + \frac{P'}{P} \left(\frac{\alpha}{3} - \frac{e'}{d} \right)} \cdot 10^{-5} \cdot \frac{M_{0F}}{A_s \cdot d} = \frac{0,5}{1 - \frac{0,417}{3} + 0,44 \left(\frac{0,417}{3} - \frac{88}{1091} \right)} \cdot 10^{-5} \cdot \frac{7980 \cdot 10^6}{40200 \cdot 1091}$$

$$= \underline{\underline{0,0010260}}$$

$$\epsilon_{cm} = 0,0000450 \text{ etter N.S. tabell}$$

$$h_o = \frac{b \cdot h}{b + h - t} = 1000 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cs} \approx -0,00030$$

$$W_k = 302,5 (0,001026 - 0,0000450 + 0,00030) = \underline{\underline{0,388 \text{ mm}}} \quad (\odot)$$

Rissbergens Midtfelt (2. forspjett)

$$\frac{P'}{P} = \frac{17688}{54672} = 0,32$$

2 · 34,54t Ø32

$$A_s = 54672$$

$$n\rho = n \frac{A_s}{b \cdot d} = 20,16 \frac{54672}{3700 \cdot 1020} = 0,2758$$

$$d = 1080$$

$$e = 121$$

$$\frac{e'}{d} = \frac{88}{1020} = 0,08148$$

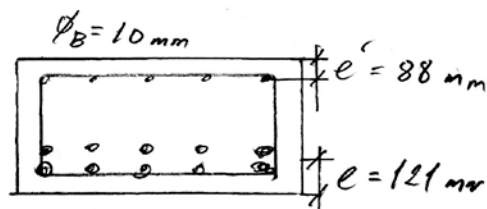
$$\alpha \cdot d = 509,5$$

$$\alpha = 0,2758 (1 + 0,32) \left[\sqrt{1 + \frac{2(1 + 0,32 \cdot 0,08148)}{0,2758(1 + 0,32)^2}} - 1 \right] = 0,472$$

$$S_{rh} = 1,7 \left[55 + 0,597 \frac{3700 \cdot 121}{68 \cdot 32} \left(1 - \frac{1,25 \cdot 121}{1200 - 509} \right) \right] = 256,6$$

$$\epsilon_{sm} = \frac{0,5 \cdot 10^{-5}}{1 - \frac{0,472}{3} + 0,32 \left(\frac{0,472}{3} - 0,08148 \right)} \cdot \frac{7980 \cdot 10^6}{54672 \cdot 1080} = 0,0007795$$

$$W_n = 256,6 (0,0007795 - 0,000045 + 0,00030) = 0,265 \text{ mm}$$



$$M_{OF} = 7980 \text{ kNm}$$

Midtfelt $d = 1077$ $\varnothing_b = 12 \text{ mm}$

$C = 65 \text{ mm}$

$D_{ekvir} = 32 \cdot \sqrt{2} = 45 \text{ mm}$

20 bunker/lag, 2 lag

$A_s = 64320 \text{ mm}^2$

$K_b = 0,15 \cdot 2 + 0,80 = 1,15$ (heftfaktor)

$0,597 \cdot 1,15 = 0,687$

$\frac{e'}{p} = \frac{17688}{64320} = 0,275$

$n_p = 20,16 \cdot \frac{64320}{3700 \cdot 1077} = 0,3254$

$\alpha = 0,3254 (1 + 0,275) \left[\sqrt{1 + \frac{2(1 + 0,275 \cdot 0,09285)}{0,3254(1 + 0,275)^2}} - 1 \right]$

$\alpha = 0,501$ $\alpha d = 540$

$S_{rx} = 1,7 \left[55 + 0,687 \cdot \frac{3700 \cdot 155}{80 \cdot 32} \left(1 - \frac{1,25 \cdot 155}{1200 - 540} \right) \right] = 278,3 \text{ mm}$

$E_{sm} = \frac{0,5 \cdot 10^{-5}}{1 - \frac{0,501}{3} + 0,275 \left(\frac{0,501}{3} - 0,09285 \right)} \cdot \frac{7980 \cdot 10^6}{64320 \cdot 1077}$

$= 0,0006749$

$W_k = 278,3 (0,0006749 - 0,000045 + 0,0003)$

$= 0,259 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm}$ 😊 ok

Risskontroll Akse 2 og 3

$$\frac{P'}{P} = \frac{17688}{54672} = 0,32$$

$$np = 20,16 \frac{54672}{3700 \cdot 1077} = 0,2766$$

$$\frac{e'}{d} = \frac{90}{1077} = 0,08357$$

$$\alpha = 0,2766(1 + 0,32) \left[\sqrt{1 + \frac{2(1 + 0,32 \cdot 0,08357)}{0,2766(1 + 0,32)^2}} - 1 \right] = 0,472$$

$$\alpha \cdot d = 509 \text{ mm} \quad \alpha/3 = 0,157$$

$$S_{rk} = 1,7 \left[65 + 0,597 \frac{3700 \cdot 123}{68 \cdot 32} \left(1 - \frac{1,25 \cdot 123}{1200 - 509} \right) \right] = 275 \text{ mm}$$

$$E_{sm} = \frac{0,5 \cdot 10^{-5}}{1 - 0,157 + 0,32(0,157 - 0,08357)} \cdot \frac{11070 \cdot 10^6}{54672 \cdot 1077}$$

$$= 0,0010847$$

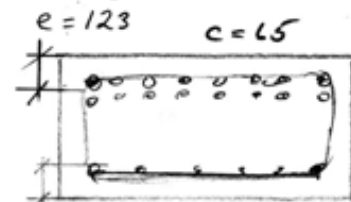
$$E_{cm} = 0,0000450 \text{ (etter tabell)}$$

$$E_{cs} = -0,000030$$

$$W_k = 275 (0,0010847 - 0,000045 + 0,000030)$$

$$= 0,368 \text{ m} > 0,3 \text{ Ikke ok!}$$

$e = 123$ $c = 65$



$e' = 90 \text{ mm}$ $c = 55$

$A_s' = 17688 \text{ mm}^2$

$A_s = 54672 \text{ mm}^2$

$d = 1077 \text{ mm}$

Rissvidde over midtspylet

$$c/c = 183 \text{ mm}$$

$$k_b = 0,15 \cdot 2 + 0,85 = 1,15$$

$$0,1597 \cdot 1,15 = 0,182$$

22 bunter pr lag

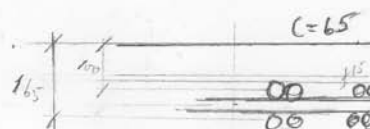
2 Ø32 pr bunt

$$A_s = 70752 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 17688 \text{ mm}^2$$



$$d = 1067 \text{ mm}$$



$$e = \frac{100 + 165}{2} = 133 \text{ mm}$$

Rissvidde kontroll

$$\rho_p = 20,16 \frac{70752}{3700 \cdot 1067} = 0,3613$$

$$\frac{\rho'}{\rho} = \frac{17688}{70752} = 0,25$$

$$\frac{e'}{d} = \frac{90}{1067} = 0,08434$$

$$\alpha = 0,3613 (1 + 0,25) \left[\sqrt{1 + \frac{2(1 + 0,25 - 0,08434)}{0,3613 (1 + 0,25)^2}} - 1 \right] = 0,5188$$

$$\frac{\alpha}{3} = 0,1729$$

$$s_{rk} = 1,7 \left[65 + 0,1687 \frac{3700 \cdot 133}{88 \cdot 32} \left(1 - \frac{1,25 \cdot 133}{1200 - 554} \right) \right] = 262 \text{ mm}$$

$$\alpha_{cl} = 554 \text{ mm}$$

$$E_{sm} = \frac{0,5 \cdot 10^{-5}}{1 - 0,1729 + 0,25 (0,1729 - 0,08434)} \cdot \frac{11070 \cdot 10^6}{70752 \cdot 1067} = 0,000863$$

$$w_k = 262 (0,000863 - 0,00045 + 0,0003) = 0,293$$

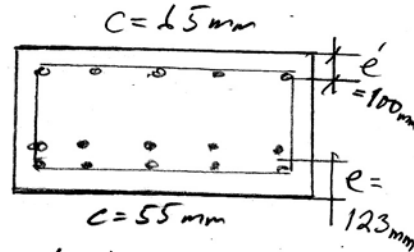
Risskontroll ytterfelt

2 lag 22 stk $\phi 32$

$$\frac{P'}{P} = \frac{17688}{35376} = 0,5$$

$$n_p = 20,16 \frac{35376}{3700 \cdot 1077} = 0,179$$

$$\frac{e'}{d} = \frac{100}{1077} = 0,09285$$



$$d = 1077 \text{ mm}$$

$$A_s = 35376 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 17688 \text{ mm}^2$$

$$\alpha = 0,179(1 + 0,5) \left[\sqrt{1 + \frac{2(1 + 0,5 \cdot 0,09285)}{0,179(1 + 0,5)^2}} - 1 \right]$$

$$= 0,4$$

$$\alpha \cdot d = 431 \text{ mm}$$

$$\alpha/3 = 0,133$$

$$S_{rk} = 1,7 \left[55 + 0,597 \frac{3700 \cdot 123}{44 \cdot 32} \left(1 - \frac{1,25 \cdot 123}{1200 - 431} \right) \right] = 356 \text{ mm}$$

$$E_{sm} = \frac{0,5 \cdot 10^5}{1 - 0,133 + 0,5(0,133 - 0,09285)} \cdot \frac{3050 \cdot 10^6}{35376 \cdot 1077}$$

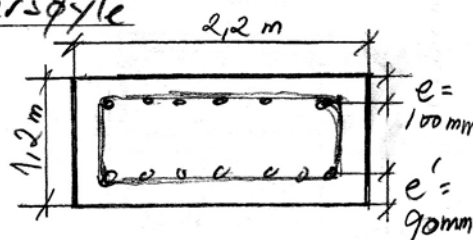
$$= 0,000451$$

$$W_k = 356 (0,000451 - 0,000045 + 0,0003)$$

$$= 0,251 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Risskontroll over yttersøyler

1 lag $\varnothing 32$ ρ_c 167
 \Rightarrow 13 stk $\varnothing 32$



$$\frac{\rho'}{\rho} = 1 \quad n_p = 20,16 \frac{10452}{2200 \cdot 1100} = 0,0871$$

$$d = 1100 \text{ mm}$$

$$A_s = A_s' = 10452 \text{ mm}^2$$

$$M_{of} = 1631 \text{ kNm}$$

$$\frac{e'}{d} = \frac{90}{1100} = 0,08182$$

$$\alpha = 0,0871(1+1) \left[\sqrt{1 + \frac{2(1+1 \cdot 0,08182)}{0,0871(1+1)^2}} - 1 \right]$$

$$= 0,294 \quad \alpha/3 = 0,098 \quad \alpha d = 323 \text{ mm}$$

$$S_{rh} = 1,7 \left[65 + 0,597 \frac{2200 \cdot 100}{13 \cdot 32} \left(1 - \frac{1,25 \cdot 100}{1200 - 323} \right) \right] = 571 \text{ mm}$$

$$E_{sm} = \frac{0,5 \cdot 10^{-5}}{1 - 0,098 + 1(0,098 - 0,08182)} \frac{1631 \cdot 10^6}{10452 \cdot 1100}$$

$$= 0,000773$$

$$W_k = 571 (0,000773 - 0,000045 + 0,00003)$$

$$= 0,59 \text{ m} > 0,3 \quad \text{ikke ok!}$$

Rissberegning over yttersøyler

2 lag $\phi 32$ $\frac{1}{6}$ 167

$\Rightarrow 2 \cdot 13 \phi 32$

$$A_s = 20904 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 13 \phi 32 = 10452 \text{ mm}^2$$

$$\frac{\rho'}{\rho} = 0,5 \quad \frac{e'}{d} = \frac{90}{1077} = 0,08357$$

$$\eta \rho = 20,16 \frac{20904}{2200 \cdot 1077} = 0,1779$$

$$\alpha = 0,1779 (1 + 0,5) \left[\sqrt{1 + \frac{2(1 + 0,5 \cdot 0,08357)}{0,1779 (1 + 0,5)^2}} - 1 \right]$$

$$= 0,398$$

$$\frac{\alpha}{3} = 0,133 \quad \alpha d = 429 \text{ mm}$$

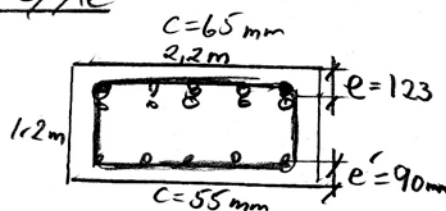
$$s_{rk} = 1,7 \left[65 + 0,597 \frac{2200 \cdot 123}{26 \cdot 32} \left(1 - \frac{1,25 \cdot 123}{1200 - 429} \right) \right] = 375 \text{ mm}$$

$$E_{sm} = \frac{0,5 \cdot 10^{-5}}{1 - 0,133 + 0,5(0,133 - 0,08357)} \cdot \frac{1631 \cdot 10^6}{20904 \cdot 1077}$$

$$= 0,00041$$

$$w_k = 375 (0,00041 - 0,000045 + 0,00030)$$

$$= 0,25 \text{ mm} < 0,3 \text{ ok}$$



$$d = 1077 \text{ mm}$$

$$e = 123 \text{ mm}$$

$$M_{of} = 1631 \text{ kNm}$$

Midtsøyler

N_f
 M_{of}
 $l_c = 1.5800 \text{ mm}$

$c_x = 75 \text{ mm}$
 $d_t = 690 \text{ mm}$
 $h' = 580 \text{ mm}$
 2200
 800

relativ last/indrykkesgrad

$$n_f = \frac{7838 \cdot 10^3}{24.5 \cdot 800 \cdot 2200} = 0.182$$

$$e_o = \frac{M_{of}}{N_f} = \frac{4424 \cdot 10^4}{7838 \cdot 10^3} = 565 \text{ mm}$$

$$\frac{h'}{h} = 0.73$$

$$\phi_b = 12 \text{ mm}$$

$$\phi_L = 32 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{30} = \frac{800}{30} = 27 \quad , \quad \frac{l_e}{300} = \frac{5800}{300} = 19.3 \Rightarrow \underline{e_c = 27 \text{ mm}}$$

$$n_f < \frac{1}{2} \Rightarrow a_c = \frac{l_e^2 \cdot 0.00055}{d} = \frac{5800^2 \cdot 0.00055}{690} = 26.8 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{l_e}{0.289 \cdot b} = \frac{5800}{0.289 \cdot 800} = 25.1$$

$$A_s^{\min} = 0.0004 \cdot f_{ctd} \cdot A_c = 0.0004 \cdot 24.3 \cdot 800 \cdot 2200 = 24147 \text{ mm}^2$$

Prosjekt 16 stk $\phi 32$ på hver side

$$A_s + A_s' = 2 \cdot 12864 = 25728 \text{ mm}^2$$

$$W_f = \frac{(A_s + A_s') \cdot f_{ctd}}{A_c \cdot f_{ctd}} = \frac{25728 \cdot 400}{800 \cdot 2200 \cdot 24.5} = 0.238$$

Krav: $\lambda \leq 80 \cdot \sqrt{1 + 4W_f} = 80 \cdot \sqrt{1 + 4 \cdot 0.238} = 112 > 25.1 \quad \text{OK}$

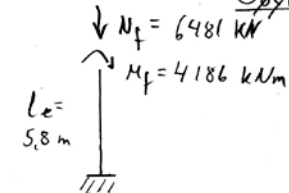
$$\lambda_N = \lambda \sqrt{\frac{n_f}{1 + 4W_f}} = 25.1 \cdot \sqrt{\frac{0.182}{1 + 4 \cdot 0.238}} = 7.04 < 10 \Rightarrow \underline{a_c \text{ og } a_L = 0}$$

$$a_T = e_o + e_c = 565 + 27 = 592 \text{ mm}$$

$$m_f = n_f \cdot \frac{a_T}{h} = 0.182 \cdot \frac{592}{800} = 0.135 \quad \text{tabell } \frac{h'}{h} = 0.75 \text{ gir oss } W = 0.09$$

$$A_c = W \cdot A_c \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{ctd}} = 0.09 \cdot 800 \cdot 2200 \cdot \frac{24.5}{400} = 9702 \text{ mm}^2 \Rightarrow \boxed{16 \text{ stk } \phi 32 \text{ på hver side er OK}}$$

Søyledimensjonering i tverretning Akse 2 og 3



relativ last

$$\eta_f = \frac{6481 \cdot 10^3}{24,5 \cdot 800 \cdot 2200} = 0,15$$

$$e_0 = \frac{M_{of}}{N_f} = \frac{4186 \cdot 10^6}{6481 \cdot 10^3} = 646 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{30} = \frac{2200}{30} = 73, \quad \frac{5800}{300} = 19,3 \Rightarrow e_2 = 73 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{l_e}{0,289 \cdot b} = \frac{5800}{0,289 \cdot 2200} = 9,1$$

$$A_s^{min} = 24147 \text{ mm}^2 \text{ (funnet tidligere)}$$

Prøver 16 stk $\phi 22$ (funnet tidligere) og 3 stk i "bue"

Dette gir en $h' = 1274 \text{ mm}$ (konservativt)

$$\Rightarrow A_s = 15276 \text{ mm}^2 \quad A_s + A_s' = 30552 \text{ mm}^2$$

$$w_t = \frac{30552 \cdot 4000}{800 \cdot 2200 \cdot 245} = 0,283$$

Krav:

$$\lambda \leq 80 \sqrt{1 + 4 \cdot 0,283} = 117 \quad \text{ok } (\lambda = 9,1)$$

$$\lambda_N = 9,1 \sqrt{\frac{0,15}{1 + 4 \cdot 0,283}} = 2,41 < 10 \quad a_e \text{ og } a_L = 0$$

$$a_T = e_0 + e_2 = 646 \text{ mm} + 73 = 719 \text{ mm}$$

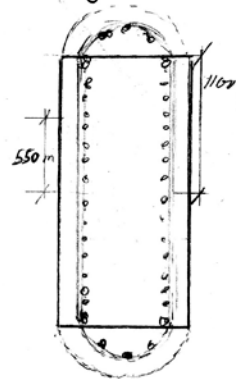
$$\eta_f = \eta_f \cdot \frac{a_T}{h} = 0,15 \cdot \frac{719}{2200} = 0,05$$

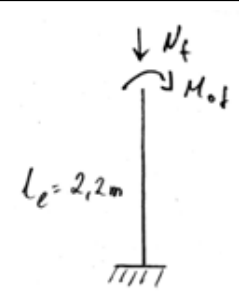
Tabell $\frac{h'}{h} = 0,6$ gir $w \approx 0$ dvs minimumsarmingene er godt nok.

$$\frac{h'}{h} = 0,58$$

$$h' = \frac{(16 \cdot 550 + 3 \cdot 1100) \cdot 2}{19}$$

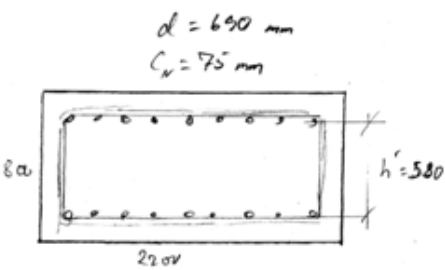
$$h' = 1274$$





$l_e = 2,2\text{m}$

Ende søyler
Aksel 1 og 4



$d = 690\text{ mm}$
 $C_x = 75\text{ mm}$
 $h' = 580$
 2200

$\frac{h'}{b} = 0,73$

relativ last:

$$\eta_f = \frac{2811 \cdot 10^3}{245 \cdot 800 \cdot 2200} = 0,065$$

$$e_o = \frac{M_{of}}{N_f} = \frac{3676 \cdot 10^6}{2811 \cdot 10^3} = 1315\text{ mm}$$

$$\frac{h}{30} = \frac{800}{30} = 27\text{ mm} \quad \frac{l_e}{300} = \frac{2200}{300} = 7,3\text{ mm} \Rightarrow e_a = 27\text{ mm}$$

$$\alpha_e = \frac{l_e^2 \cdot 0,00055}{d} = \frac{2200^2 \cdot 0,00055}{690} = 3,9\text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{2200}{0,289 \cdot 800} = 9,52$$

$A_s^{\min} = 24147\text{ mm}^2$ (som for midtsøyler)

Tar utgangspunkt i 16 stk $\varnothing 32$ på hver side. $A_s + A_s' = 25728\text{ mm}^2$

$$W_f = \frac{(A_s + A_s') \cdot f_{cd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{25728 \cdot 400}{800 \cdot 2200 \cdot 245} = 0,238$$

Krav $\lambda \leq 80 \sqrt{1 + 4 W_f} = 80 \sqrt{1 + 4 \cdot 0,238} = 112 > 9,52$ ok

$$\lambda_N = \lambda \sqrt{\frac{\eta_f}{1 + 4 W_f}} = 9,52 \sqrt{\frac{0,065}{1 + 4 \cdot 0,238}} = 1,74 < 10 \Rightarrow \alpha_c \text{ og } \alpha_t = 0$$

$$\alpha_T = e_o + e_a = 1315 + 27 = 1342\text{ mm}$$

$$m_f = \eta_f \cdot \frac{\alpha_T}{h} = 0,065 \cdot \frac{1342}{800} = 0,109$$

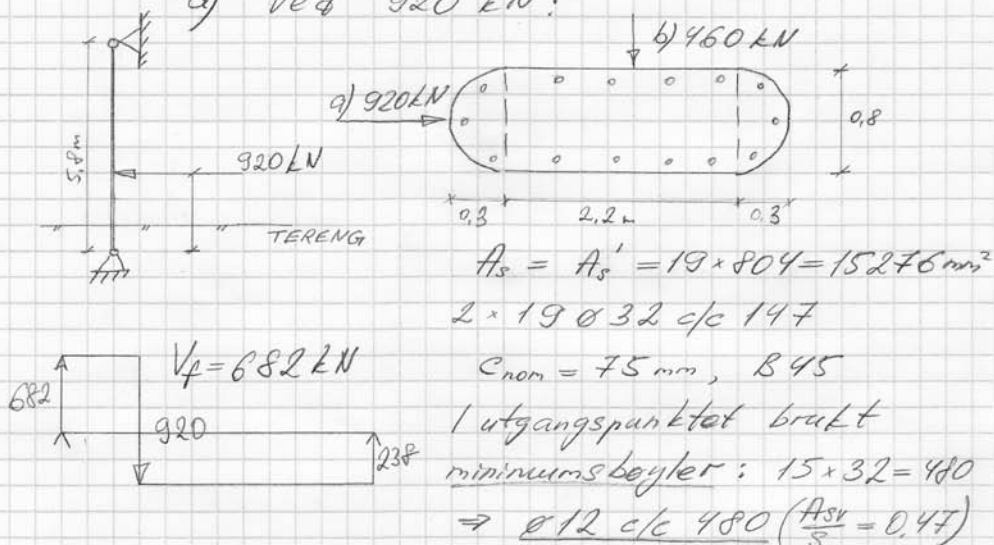
tabell $\frac{h'}{b} = 0,75$ gir $W = 0,11$

$$A_s = W \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 0,11 \cdot 800 \cdot 2200 \cdot \frac{245}{400} = 11858\text{ mm}^2$$

ok bruk 16 stk $\varnothing 32$ på hver side
 $(A_s + A_s') = 25728\text{ mm}^2$

Dimensjonering av bøylearmering i midterste søylene for ulykkeslast/påkjørsekraft.

a) Ved 920 kN:



$$1. \quad d = 2800 - \underbrace{\left(75 + \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 32 + 12 \right)}_{e = 107 \text{ mm}} = 2693 \text{ mm}$$

2. Tverrsnittets maksimale skjærkapasitet NS 3473 pkt. 12.3.2.5:

$$V_{ecd} = 0,25 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$f_{cd} = 24,5 \rightarrow V_{ecd} = 0,25 \cdot 24,5 \cdot 2800 \cdot 2693 = 13.195,7 \text{ kN} \gg 920 \text{ kN}$$

$$3. \quad V_d = 0,3 \left(f_{td} \cdot b_w \cdot d + 71,43 \cdot A_s \right) + f_{sd} \cdot 0,9 d \cdot \frac{A_{sv}}{s}, \quad 71,43 A_s \leq f_{td} \cdot b_w \cdot d$$

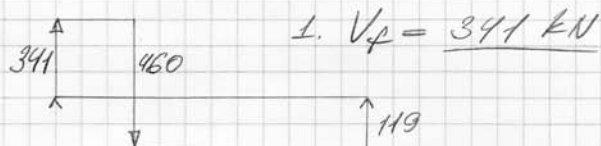
$$f_{td} = 1,64, \quad f_{sd} = \frac{500}{1,25} = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$V_d = \frac{0,3}{V_{ed}} \left(1,64 \cdot 2800 \cdot 2693 + 71 \cdot 15276 \right) + \frac{400 \cdot 0,9 \cdot 2693 \cdot 0,47}{V_{ed}} = 1385,3 + 455,7 = 1841 \text{ kN}$$

Betong-bidraget ($V_{cd} = 1385,3 \text{ kN}$) er betydelig større enn maksimal skjærkraft ($V_f = 682 \text{ kN}$), derfor:

Bruk min. bøylar $\emptyset 12$ e/c 480.

b) Ved 460 kN tvers på søylen:



1. $V_f = \underline{341 \text{ kN}}$

2. $d = 800 - 107 = \underline{693 \text{ mm}}$

3. $V_{cd} = 0,3 \cdot (1,64 \cdot 2200 \cdot 693 + 71 \cdot 15276) = \underline{1075,5 \text{ kN}}$

Her er det også $V_{cd} \gg V_f$, dvs.

Bruk min. bøylar $\emptyset 12$ e/c 480

8.4 Dimensjonering av fundamenter

FUNDAMENTSTØRRELSE

$M_f = 2212 \text{ kNm}$
 $N_f = 8166 \text{ kN}$

$e = \frac{M_f}{N_f} = \frac{2212}{8166} = 0,271$

$A = \frac{N_f}{\sigma_d} = \frac{8166}{300} = 28 \text{ m}^2$

$\frac{28}{6,2} = 4,52 \Rightarrow \frac{4,52}{2} = 2,26$

$\Rightarrow [e + 2,26] = 0,271 + 2,26 = 2,531$

$2,531 + 2,531 = 5,1 \text{ m}$

Men pga moment i begge retninger settes bredden til 5,6m

$M_f = 3136 \text{ kNm}$
 $N_f = 8166 \text{ kN}$

$e = \frac{M_f}{N_f} = \frac{3136}{8166} = 0,384$

$A = \frac{N_f}{\sigma_d} = \frac{8166}{300} = 28 \text{ m}^2$

$\Rightarrow \frac{28}{5,3} = 5,3 \Rightarrow \frac{5,3}{2} = 2,65$

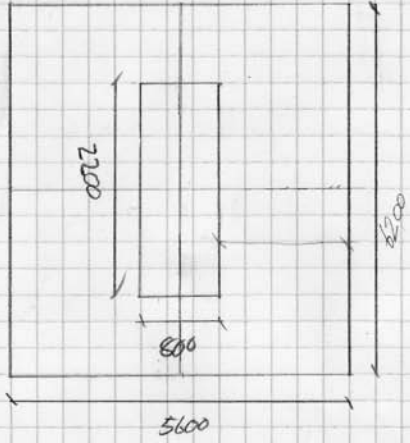
$\Rightarrow [e + 2,65] = 0,384 + 2,65 = 3,1$

$\Rightarrow 3,1 \text{ m} + 3,1 \text{ m} = 6,2 \text{ m}$

2

MIDTSØYLER

LENGDERETNING



$M_f = 2212 \text{ kNm}$
 $N_f = 8166 \text{ kN}$

MOMENT:

$$M_f = 2d \cdot 2,4 \cdot \frac{2,4}{2} = 300 \cdot 2,4 \cdot \frac{2,4}{2} = 864 \text{ kNm}$$

dsnitt: $h = 1000 \Rightarrow h - (100 + 1,25 \cdot \phi) = 1000 - (75 + 1,25 \cdot 20) = 900$

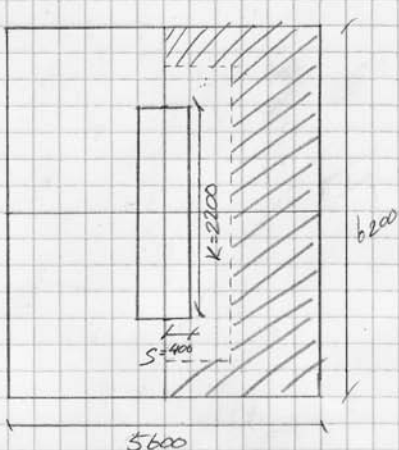
$$m = \frac{M_f}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{864 \cdot 10^6}{24,5 \cdot 1000 \cdot 900^2} = 0,04353741497$$

$$A_s = \frac{M_f}{400(1 - 0,6 \cdot m) \cdot 900} = \frac{864 \cdot 10^6}{400(1 - 0,6 \cdot m) \cdot 900} = 2465 \text{ mm}^2$$

Prøvet $\phi 20$ % 125 $A_s = 2513$

MIDTSØYLER

Skjær: LENGDERETNING



$b_0 =$ lengden av skjærbelastet snitt

$$= k \cdot 2d + 2s + 2d = 2200 + (2 \cdot 900) + 2 \cdot 400 + (2 \cdot 900)$$

$$= 4000 + 2600 = 6600$$

$$A_{NET} = \frac{5,6}{2} \cdot 6,2 - 1,3 \cdot 4,0 = 2,8 \cdot 6,2 - 1,3 \cdot 4,0 = 12,16$$

$$12,16 \cdot 300 = 12,16 \cdot 300 = 3648$$

$$V_f = \frac{3648}{6,6} = 552,7 \text{ kN}$$

$$V_{k\text{opp}} = 0,3 \cdot (f_{td} \cdot b \cdot d_{\text{snitt}} + 71,43 \cdot A_s) \cdot k_v$$

$k_v = 1,0$

$A_s = 2513 \text{ mm}^2$

$$V_{k\text{opp}} = 0,3 \cdot (1,64 \cdot 1000 \cdot 900 + 71,43 \cdot 2513) \cdot 1,0$$

$$\Rightarrow 496651,077 \approx 497$$

$$497 < 552,7 \quad \text{NG}$$

4

MIDTSPLYER
LENGDERETNING

dsnitt: $h = 1100 \Rightarrow h - (OD + 1,25 \cdot \phi) = 1100 - (75 + (1,25 \cdot 20)) = 1000$

$b_0 = 6600$, $A_{NET} = 12,16 \Rightarrow 12,16 \cdot 3d = 3648$

$V_f = \frac{3648}{6,6} = 552,7 \text{ kN}$

$V_{kap} = 0,3 (1,64 \cdot 1000 \cdot 1000 + 71,43 \cdot 2513) \cdot 1,0$

$\Rightarrow 545851,077 \approx 546$

$546 < 552,7$ NG

$\frac{864 \cdot 10^6}{m = 24,5 \cdot 1000 \cdot 1000} = 0,03576530612$

$\frac{864 \cdot 10^6}{A_s = 400(1 - 0,6 \cdot m)1000} = 2207 \text{ mm}^2$

Prøver $\phi 20$ % 125 $A_s = 2513 \text{ mm}^2$

dsnitt: $h = 1200 \Rightarrow h - (OD + (1,25 \cdot \phi)) = 1200 - (75 + (1,25 \cdot 20)) = 1100$

$b_0 = 6600$, $A_{NET} = 12,16 \Rightarrow 12,16 \cdot 3d = 3648$

$V_f = 552,7 \text{ kN}$

$V_{kap} = 0,3 \cdot (1,64 \cdot 1000 \cdot 1100 + 71,43 \cdot 2094) \cdot 1,0$

$\Rightarrow 586072,326 \approx 586,1$

$586,1 < 552,7$ OK

$\frac{864 \cdot 10^6}{m = 24,5 \cdot 1000 \cdot 1100} = 0,2714488109$

$\frac{864 \cdot 10^6}{A_s = 400(1 - 0,6 \cdot m)1100} = 1998,6 \text{ mm}^2$

Prøver $\phi 20$ % 150 $A_s = 2094 \text{ mm}^2$

Braker $\phi 20$ % 150 $A_s = 2094 \text{ mm}^2$

MIDTSØYLE
SIDEKANT

$M_f = 3138 \text{ kNm}$
 $N_f = 8166 \text{ kN}$

MOMENT:

$$M_f = 3d \cdot 1,5 \cdot \frac{2,5}{2} = 300 \cdot 2,5 \cdot \frac{2,5}{2} = 938 \text{ kNm}$$

$$d_{\text{snitt}} = 1200 \Rightarrow h - (2D) + (1,25 \cdot \phi) = 1200 - (75 + (1,25 \cdot 20)) = 1100$$

$$m = \frac{M_f}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{938 \cdot 10^6}{24,5 \cdot 1000 \cdot 1100^2} = 0,03164108619$$

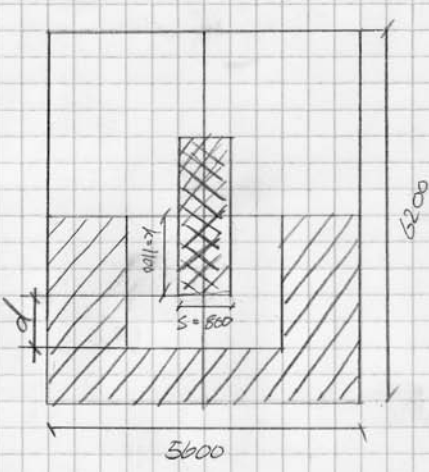
$$A_s = \frac{M_f}{400(1 - 0,6 \cdot m) 1100} = \frac{938 \cdot 10^6}{400(1 - 0,6 \cdot m) 1100} = 2174$$

Prøver $\phi 20$ 4c 143 $A_s = 2199 \text{ mm}^2$

b

MIDTSPYLER

SEJER SIDEKANT :



$b_0 = \text{lengden av sejarbelastet snitt}$
 $= (s+2d) + (2k+2d) = (800+2\cdot 1100) + (2\cdot 1100+2\cdot 1100)$
 $= 3000 + 4400$
 $= 7400$

$A_{NET} = (5600 \cdot \frac{6200}{2}) - (2200 \cdot 3000) = 10,76$
 $10,76 \cdot 2d = 10,76 \cdot 300 = 3228$

$\sqrt{f} = \frac{3228}{74} = 436,2$

$V_{kap} = 0,3 \cdot (1,64 \cdot 1000 \cdot 11000 + 71,43 \cdot 2199) \cdot 1,0 = 588322,37$

$588,3 < 436,2$
 Bygges ϕ 20 % 143 $A_s = 299 \text{ mm}^2$

ENDEFUNDAMENTER

MINIMUMSARMERING:

lengderetning: $A_s^{min} = 0,25 \cdot 1,0 \cdot 800 \cdot 4000 \cdot \frac{3,35}{500} = 5360$

$\frac{5360}{4m} = \underline{1340 \text{ mm}^2}$

Bredderetning: $A_s^{min} = 0,25 \cdot 1,0 \cdot 800 \cdot 4000 \cdot \frac{3,35}{500} = 6164$

$\frac{6164}{4,6m} = \underline{1340 \text{ mm}^2}$

Braker $\phi 16 \text{ } \frac{1}{6} 150$ $A_s = 1340 \text{ mm}^2$

MIDTFUNDAMENTER

MINIMUMSARMERING:

lengderetning: $A_s^{min} = 0,25 \cdot 1,0 \cdot 1200 \cdot 5600 \cdot \frac{3,35}{500} = 11256$

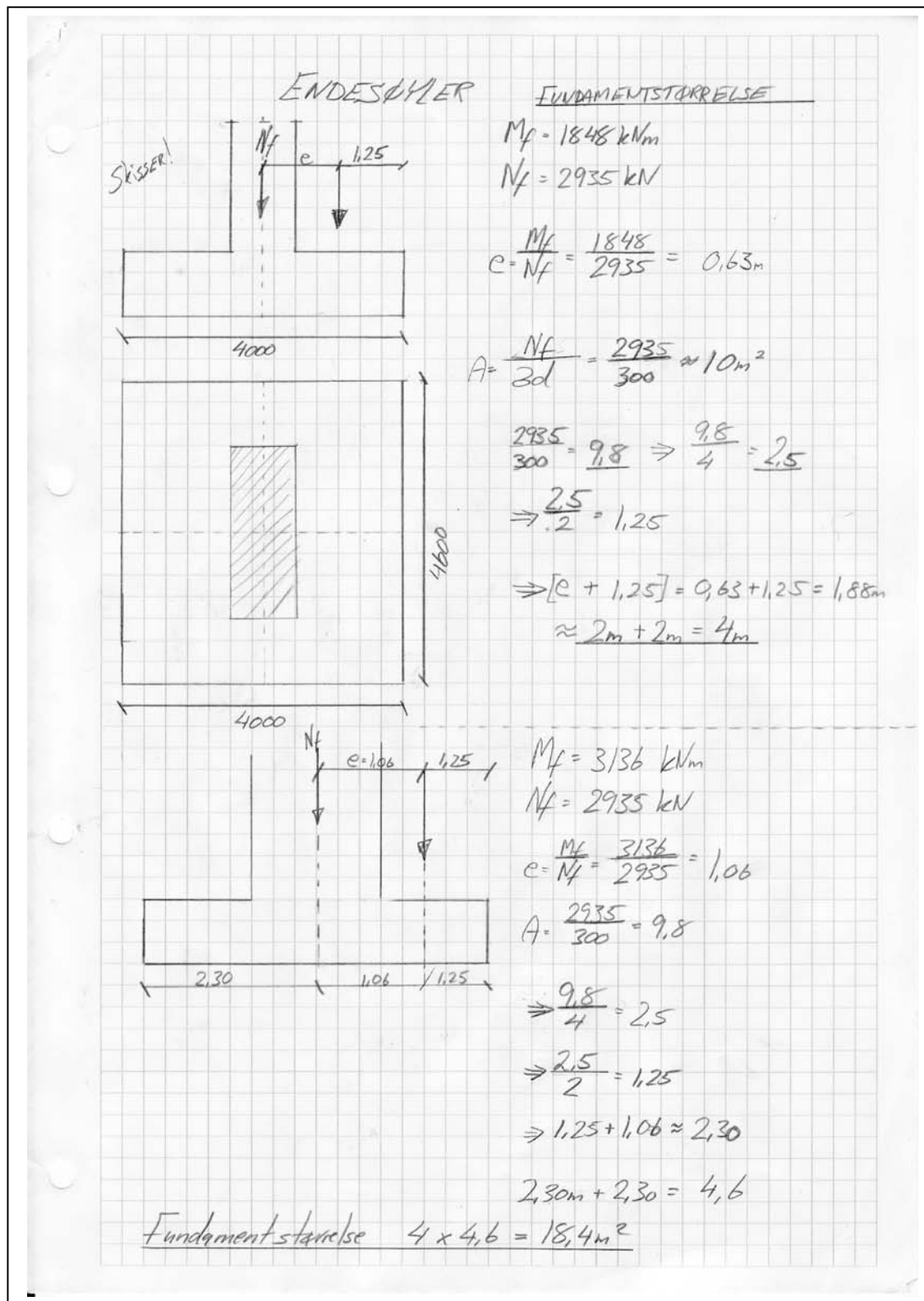
$\frac{11256}{5,6} = 2010 \text{ mm}^2$

Braker $\phi 20 \text{ } \frac{1}{6} 150$ $A_s = 2094 \text{ mm}^2$

Bredderetning: $A_s^{min} = 0,25 \cdot 1,0 \cdot 1200 \cdot 6200 \cdot \frac{3,35}{500} = 12462$

$\frac{12462}{6,2m} = 2010 \text{ mm}^2$

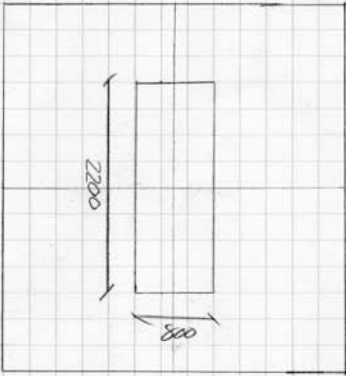
Braker $\phi 20 \text{ } \frac{1}{6} 150$ $A_s = 2094 \text{ mm}^2$



2

ENDESØYLER

Skisser!



MOMENT:

$$M_f = 2d \cdot 1,7 \cdot \frac{1,7}{2} = 433,5 \text{ kNm/m}$$

$$d_{\text{snitt}} = h = 800 \Rightarrow h - (0,075 + 1,25 \cdot \phi) = 800 - (75 + (1,25 \cdot 20)) = 700$$

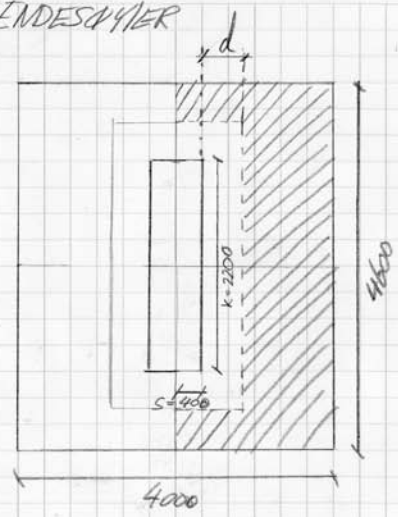
$$m = \frac{M_f}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{433,5 \cdot 10^6}{24,5 \cdot 1000 \cdot 700^2} = 0,03610995419$$

$$A_s = \frac{M_f}{400 \cdot (1 - 0,6 \cdot m) \cdot 700} = \frac{433,5 \cdot 10^6}{400 \cdot (1 - 0,6 \cdot m) \cdot 700} = 1582,5 \text{ mm}^2$$

Prøver $\phi 20$ 9c 175 $A_s = 1795 \text{ mm}^2$

3

SKJER: ENDESØYLER



$$h = 800 \Rightarrow h - 0D + 1,25 \cdot \Phi = 800 - (75 + 1,25 \cdot 20) = 700$$

b_0 = lengden av skjærbekstet smitt

$$= (k + 2d) + (2s + 2d) = 2200 + (2 \cdot 700) + 2 \cdot 400 + (2 \cdot 700) =$$

$$3610 + 2200 = 5810$$

$$A_{NET} = 2 \cdot 4,6 - 1,1 \cdot 3,6 = 5,24$$

$$5,24 \cdot 3d = 5,24 \cdot 300 = 1572$$

$$V_f = \frac{1572}{5,81} = 270,567 \approx 271 \text{ KN}$$

$$V_{kap} = 0,3 \cdot (f_{td} \cdot b \cdot d_{smitt} + 71,43 \cdot A_s) \cdot k_v$$

$k_v = 1,0$

$A_s = 1795$

$$V_{kap} = 0,3 \cdot (1,64 \cdot 1000 \cdot 700 + 71,43 \cdot 1795) \cdot 1,0 =$$

$$\Rightarrow 382865,055 \approx 383$$

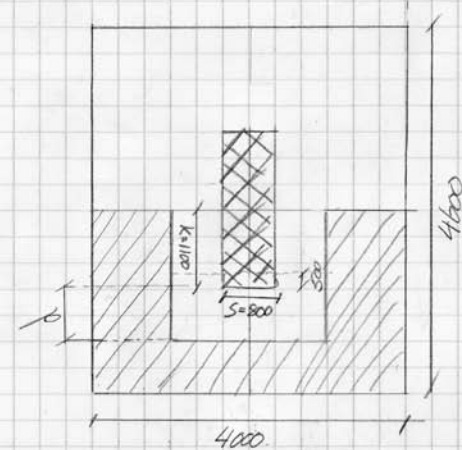
$$\underline{383 < 271}$$

Bruker 20 % 175
 $A_s = 1795 \text{ mm}^2$

4

ENDESØYLER

MOMENT SIDERETTNING:



$$\frac{4600}{2} = 2300 - 1100 = 1200$$

$$1200 + 300 = 1700$$

$b_0 = \text{lengden av stjærbelastet smitt}$

$$= (s + 2d) + (2k + 2d) = 800 + 2 \cdot 700 + 2 \cdot 1100 + 2 \cdot 700$$

$$= \underline{2200 + 3600 = 5800}$$

$M_f = 3d \cdot 1,7 \cdot \frac{1,7}{2} = 300 \cdot 1,7 \cdot \frac{1,7}{2} = 434$

$d_{\text{smitt}} = 700$

$$m = \frac{434 \cdot 10^6}{24,5 \cdot 1000 \cdot 700^2} = 0,0361516035$$

$$A_s = \frac{434 \cdot 10^6}{400(1 - 0,6 \cdot m) 700} = 1585 \text{ mm}^2$$

Prøver $\phi 20$ % 175 $A_s = 1795 \text{ mm}^2$

ENDESØYLER

SKJÆR:

$$A_{NET} = \frac{4,6}{2} \cdot 4 - 1800 \cdot 2200 = 2,3 \cdot 4 - 1,8 \cdot 2,2 = 5,24$$
$$5,24 \cdot 300 = 1572$$
$$V_f = \frac{1572}{b_0} = \frac{1572}{5,8m} = 271$$

$$V_{kqp} = 0,3 \cdot (f_{td} \cdot b \cdot d_{smit} + 71,43 \cdot A_s) \cdot k_r$$

$k_r = 1,0$
 $A_s = 3142 \text{ mm}^2$

$$V_{kqp} = 0,3 \cdot (1,64 \cdot 1000 \cdot 700 + 71,43 \cdot 1795) \cdot 1,0$$
$$\Rightarrow 382865,655 \Rightarrow 383 < 271$$

Bruker $\Phi 20$ $\frac{1}{2}$ 175 $A_s = 1795 \text{ mm}^2$

8.5 Gruppeavtale



HØGSKOLEN I GJØVIK

Gruppeavtale

Som gruppe har vi valgt å rullere på gruppeleder rollen, først og fremst for at alle skal få trening i hvordan det er å ha ansvar, og for det andre for å få likeverdighet mellom deltagere på mest mulig måte.

Vi har valgt å kjøre en rulling på 14 dager hvor ansvarsfordelingen blir fra uker 5.

Hvert gruppemedlem forplikter seg til å jobbe for at gruppesamarbeidet skal fungere optimalt, slik at vi kan levere et hovedprosjekt som har en høy faglig kvalitet.

Vi må da:

- Jobbe sammen om å nå våre mål
- Gi tilbakemeldinger
- Ta imot tilbakemeldinger på en konstruktiv måte
- Gi ros og inspirere hverandre
- Anerkjenne hverandres arbeid
- Høre på hverandres meninger og synspunkter, og respektere disse
- Være tolerant
- Benytte oss av hverandres kompetanse
- Ta opp ting som vi ikke synes fungerer optimalt
- Være punktlig med oppmøte og tidsfrister
- Være selvkritiske
- La flertallet avgjøre ved uenighet

Dato/navn: 10.02.09 H. Fæster

Håkon Fæster

Dato/navn: 10.02.09 M. Bazarhanov

Magomed Vazarhanov

Dato/navn: 10.02.09 Valgard Stensbye

Valgard Stensbye

8.6 Logg



Loggføring

Dato

15.12.2008

Sted: HiG, B-210.

Tilstede: Martin Landgraff, Magomed, Håkon og Valgard.

Agenda: statiske problemstillinger innenfor bro dimensjonering. (avtale om at Martin blir en av våre veiledere).

23.01.2009

Sted: Vestoppland distriktskontor.

Tilstede: Magomed og Valgard.

Agenda: Møte med SVV (se møtereferat).

27.01.2009

Sted: HiG, kontor.

Tilstede: Fred Johansen, Magomed og Valgard.

Agenda: Fremdrift planer, innhold, web-side, loggføringer og forprosjekt.

29.01.2009

Sted: HiG, B-212.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Arbeid med forprosjekt.

02.02.2009

Sted: HiG, B-212.

Tilstede: Morten Landgraff, Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Avklareringer ved bruk av håndbøker og lastforskrifter. Ser over forprosjektet for klargjøring til innlevering.

09.02.2009

Sted: HiG, B-212.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Bruker god tid på håndbok 184 (lastforskrifter), for blant annet å bestemme våre laster / last - tog som skal bruke på "Volla-bru".

10.02.2009

Sted: HiG, B-212.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Håndbok 184, (laster V_1 , V_2 , V_3).

11.02.2009

Sted: HiG, B-212.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Begynner med FOKUS - konstruksjon, finner laster og beskriver brua.



12.02.2009

Sted: HiG, N-212.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: FOKUS - konstruksjon.

16.02.2009

Sted: HiG, B-212.

Tilstede: Morten Landgraff, Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Beskriver og ser på hvor vi vil få maksimal -verdier i FOKUS.

18.02.2009

Sted: HiG, B-212.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Nye beregninger på Egenlast / Nyttelast / Last - tog. Rekkverksproblematikk. 2 stk V_1 -tog, 1 stk G_1 - jamt fordelt last (1/2). Definerer alle de fire segment i FOKUS for å se på de verste tilfellene av moment og skjær.

23.02.2009

Sted: HiG, B-212.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Web-side: komme i gang med arbeidet med å få i gang web - området.
Statiske beregninger, på bru dekket.

02.03.2009

Sted: Hamar SVV.

Tilstede: Johannes Veie, Trond Arne Stensbye, Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Møte med SVV (se møtereferat).

09.03.2009

Sted: HiG, B-212.

Tilstede: Morten Landgraff, Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: problematikken rundt stivheter i søylene (EI).

Statiske beregninger på søler og bru dekket.

17.03.2009

Sted: Hamar, SVV.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Rekkverk. Grunnen som fundamentet skal stå på og Bk-10/60.

Statiske beregninger.

23.03.2009

Sted: HiG, B-212.

Tilstede: Morten Landgraff, Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Gjennomgang av resultater og vurderinger av statiske beregninger.



01.04.2009

Sted: HiG, K-204.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Statistiske beregninger, fundament, søyler og utkrager - dekket.

06.04.2009

Sted: HiG, K-204.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Statistiske beregninger, gjennomgang og rettelser.

08.04.2009

Sted: HiG, K-204.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Statistiske beregninger og Web-side.

09.04.2009

Sted: HiG, K-204.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Statistiske beregninger, gjennomgang og rettelser.

17.04.2009

Sted: HiG, K-204.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Dimensjonering.

20.04.2009

Sted: HiG, K-204.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Dimensjonering.

21.04.2009

Sted: Hamar SVV.

Tilstede: Johannes Veie, Trond Arne Stensbye, Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Møte med SVV (se møtereferat).

24.04.2009

Sted: HiG, K-204.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Dimensjonering og Web-side, loggføring.

27.04.2009

Sted: HiG, K-204

Tilstede: Martin Landgraff / Harald Falsen, Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Dimensjonering.

30.04.2009

Sted: HiG, K-204.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Førings av resultater av dimensjoneringen.



02.05.2009

Sted: HiG. K-204.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Innføring av dimensjonering.

04.05.2009

Sted: HiG. K-204.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Begynner med skisser og tenninger av bru og armering.

08.05.2009

Sted: Hamar SVV.

Tilstede: Johannes Veie, Trond Arne Stensbye, Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Praktisk bruk av armering i fundament, søyler, dekke og utkrager.

09.05.2009

Sted: HiG. K-204.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Tegninger og dimensjonering.

11.05.2009

Sted: HiG. K-204.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Tegninger, oppsett for prosjektrapporten.

13.05.2009

Sted: HiG. K-204.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Dimensjonering avsluttes, ser over og konkluderer.

15.05.2009

Sted: HiG. K-204.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Redigering og sammensetting av rapport, ser over tegninger.

18.05.2009

Sted: HiG. K-204.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Redigering og sammensetting av rapport

19.05.2009

Sted: HiG. K-204.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Alle leser igjennom den foreløpige rapporten ser over og kontrollerer.

20.05.2009

Sted: HiG. K-204.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Siste vedlegg er ferdig, tegninger blir inspisert. Bruker tid på rapport å gjennomgår rapporten.



BACHELOROPPGAVE, BYGG, KONSTRUKSJON 2009



Statens vegvesen

21.05.2009

Sted: HiG. K-204.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Setter sammen vedlegg, nummererer og oversikt over henvisninger.

22.05.2009

Sted: HiG. K-204.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Innholdsfortegnelse.

23.05.2009

Sted: HiG. K-204.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Sammenstilling av rapport.

25.05.2009

Sted: HiG. K-204.

Tilstede: Håkon, Magomed og Valgard.

Agenda: Levering av rapport til kopisentralen

28.05.2009

Innlevering av bacheloroppgaven.



8.7 Teknisk beskrivelse/ G-prog beskrivelse