

# Evaluering av korrosjonsskadet betongbru med betydelig skadeomfang

Hulvågbrua på Atlanterhavsveien

**Sigurd Helle Opedal**

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: desember 2016

Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for konstruksjonsteknikk





## MASTEROPPGAVE 2016

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 21. Desember 2016	ANTALL SIDER: 164
------------------------------------	----------------------------	----------------------

TITTEL:

**Evaluering av korrosjonsskadet betongbru med betydelig skadeomfang**

Analysis of Significantly Damaged Concrete Bridge duo to Corrosion

UTFØRT AV:

Sigurd Helle Opedal



SAMMENDRAG:

Oppgaven går ut på å vurdere tilstanden til Hulvågbrua med tanke på observerte korrosjonsskader. Det er utført en grundig gjennomgang av hele bruas tilstand basert på opplysninger fra Statens Vegvesen. Det er også gjennomført kapasitetskontroll i bruddgrense og bruksgrensa av tverrbæreren i akse 8 da det er dette elementer som har registrert de mest alvorlige korrosjonsskadene. Oppgaven inneholder i tillegg en litteraturredel om relevante prosjekteringsregler og retningslinjer, samt et litteraturstudie om nedbrytningsmekanismer for armerte betongkonstruksjoner med fokus på armeringskorrosjon og konsekvensene av dette.

Hulvågbrua stod klar for trafikk i 1989, og var da prosjektert med den daværende standarden NS 3473 Prosjektering av betongkonstruksjoner, som derfor også er benyttet til kapasitetsberegninger i denne oppgaven. Lastene er funnet i henhold til håndbok R412 Bruklassifisering, og benyttet ved modellering i rammeprogrammet Focus Konstruksjon 2016.

Kapasitetsberegningen viser at tverrbæreren i akse 8 har god kapasitet i prosjektert tilstand. Det er også gjennomført koapasitetskontroll ved å halvere armeringstverrsnittarealene, og ved å regne bruddgrense i stadium II for tenkt reduksjon av armeringstverrsnitt og svekket duktilitet ved armeringskorrosjon. Resultatene viser at det fortsatt har tilstrekkelig kapasitet ved halvering av armeringstverrsnittet. Dette tyder på at tverrbæreren i akse 8 har en god buffer mot korrosjon. Skadene på brua kan likevel føre til betydelige vedlikeholdskostnader og brudd dersom skadene ikke blir evaluert videre.

FAGLÆRER: Professor Terje Kanstad

VEILEDER(E): Terje Kanstad, NTNU og Håvard Johansen, Statens Vegvesen

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU Trondheim



# Forord

Denne masteroppgaven er skrevet som en del av masterstudiet Bygg- og miljøteknikk ved Norsk teknisk-naturvitenskaplig universitet (NTNU), og er gjennomført i løpet av 20 uker høsten 2016, og tilsvarer 30 studiepoeng. Oppgaven er skrevet i samarbeid med Institutt for Konstruksjonsteknikk ved NTNU og Statens Vegvesen.

Betong ble i stor grad sett på som et vedlikeholdsfritt materiale frem til slutten av 1980-tallet, men har de siste 30 årene vist seg å ikke være tilfelle. Dette har ført til at kloridindusert armeringskorrosjon er en av de hyppigste og mest alvorlige skadene på betongbruer langs kysten. Oppgaven omhandler kapasitetskontroll og tilstandsanalyse av Hulvågbrua på Atlanterhavsveien mellom Eide og Averøy kommune i Møre og Romsdal med fokus på armeringskorrosjon. For å finne de dimensjonerende kreftene blir modellering av brua gjennomført i Focus Konstruksjon 2016, basert på tegningsgrunnlag gitt av Statens Vegvesen.

Gjennom denne masteroppgaven har jeg fått god innblikk i skader på bruer og hvilke påvirkninger miljøet har på konstruksjonens egenskaper dersom det ikke er fokus på betongens bestandighet under prosjektering og bygging. Det har vært svært inspirerende å jobbe med en reell problemstilling, og en eksisterende bru som Statens vegvesen vil finne ut av.

Jeg ønsker å rette en stor takk til hovedveileder professor Terje Kanstad ved Institutt for Konstruksjonsteknikk, for gode råd og veiledning underveis i oppgaven. Jeg vil også takke Håvard Johansen fra Statens Vegvesen og Karla Hornbostel fra Institutt for Konstruksjonsteknikk, for viktige opplysninger om Hulvågbrua.

Trondheim, 2016-12-20



Sigurd Helle Opedal



# Sammendrag

I denne masteroppgaven er det gjennomført en vurdering av tilstanden til Hulvågbrua med tanke på observerte korrosjonsskader. Hulvågbrua er en del av Atlanterhavsveien og stod klar for trafikk i 1989. Brua ligger ytterst på norskekysten mellom Eid og Averøy kommune, og er utsatt for store miljøpåkjenninger. Hulvågbrua er en 2008 meter førroppsant NIB-bjelkebru bare fire meter over sjøkante. Gjennom flere inspeksjoner utført av Statens Vegvesen, har det blitt oppdaget store korrosjonsskader. Det blir i denne oppgaven gjennomført en gjennomgang og evaluering av skadene på brua. Det blir også gjennomført kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand i prosjektert og skadet tilstand, for å vurdere bruas sensitivitet mot armeringskorrosjon. Kapasitetskontrollen blir gjennomført for tverrbæreren i akse 8 da det er denne som er registrert med de største korrosjonsskadene.

I starten av oppgaven er det gjennomført et litteraturstudie om viktige nedbryningsmekanismer for armerte betongkonstruksjoner med hovedfokus på armeringskorrosjon og konsekvensene av dette. Det er også sett på relevante prosjekteringsregler og retningslinjer for eksisterende bruer. Dette danner grunnlaget for evaluering av bruas tilstand og kapasitet.

Tilstandsvurderingen er gjennomført basert på opplysninger fra Statens Vegvesens bruforvaltningssystem Brutus, med supplerende bildemateriale fra rask inspeksjon i forbindelse med inspisering av Storseisundet bru våren 2016. Det er betydelige korrosjonsskader i store deler av brua, med skader som etter håndbok R411 skal reparereres innen et halvt år for å unngå økte vedlikeholdskostnader. Det er også i forbindelse med denne oppgaven dokumentert flere korrosjonsrelaterte skader som ikke er rapportert i Brutus.

Kreftene benyttet i kapasitetskontrollen er funnet ved hjelp av modelleringsprogrammet Focus Konstruksjon 2016, med påførte laster i henhold til håndbok R412.

Kapasitetskontroll i prosjektert tilstand er gjennomført i henhold til standarden NS3473 Prosjektering av betongkonstruksjoner siden denne var gjeldende ved prosjektering av brua. Det er imidlertid benyttet en nyere versjon i denne oppgaven enn den som ble benyttet under prosjektering av Hulvågbrua. I denne oppgaven er NS3473:2003 benyttet, men det ved opprinnelig prosjektering ble benyttet NS3473:1973. Kapasitetskontrollen i prosjektert tilstand av tverrbæreren i akse 8 viser liten utnyttelse av kapasiteten, med utnyttelsesgrad på 49% for feltmoment og 45% for skjær ved søylen. Det er også gjennomført rissviddekontroll i bruksgrensetilstand. De beregningsmessige rissviddene ligger like under det tillatte nivået på 0,20 mm selv om det ikke er registrert bæyeriss på konstruksjonen.

I skadet tilstand er det gjennomført kapasitetskontroll ved halvering av armeringsarealet og ved

---

redusert duktilitet, for å undersøke sensitiviteten til tverrbærerens kapasitet ved armeringskorrosjon. Resultatene viser at kapasiteten til tverrbæreren i akse 8 har tilstrekkelig kapasitet også ved redusert armeringsareal og duktilitet. Det er imidlertid ikke tatt hensyn til svekkelse av heft mellom armering og betong ved korrosjon.



# Abstract

In this master's thesis there is done an assessment the condition of Hulvågbrua considering the observed corrosion. Hulvågbrua is part of the Atlantic Road and stood ready for traffic in 1989. The bridge is located at the tip of the Norwegian coast between Eid and Averøy, and is prone to major environmental stresses. Hulvågbrua is a 2008 meter long pretensioned concrete bridge only four meters above the seawater. Through several inspections conducted by Statens Vegvesen, it has been discovered severe corrosion damage. It is in this paper conducted a review and evaluation of the bridge's damages. It also conduct a capacity control in the ultimate limit state and service limit state in original and damaged condition, to assess the bridge's sensitivity towards corrosion in the reinforcement. A capacity control is carried out for cross-beam in axis 8 because it is this one that is registered with the largest corrosion damage.

At the beginning of the thesis it is done a literature review of important degradation mechanisms for reinforced concrete structures with a primary focus on reinforcement corrosion and the consequences thereof. There has also been carried out relevant design rules and guidelines. This forms the basis for evaluation of the bridge.

The status assessment is carried out based on information from the Statens Vegvesen bridge management system Brutus, with supplementary footage from a quick inspection in connection with the inspection of Storseisundet Bridge. There is considerable corrosion damage in large parts of the bridge, with injuries after handbook R411 that should be repaired within six months in order to avoid increased maintenance costs. It is also associated with this task documented more corrosion related damages that is not reported in Brutus.

The forces used in the capacity control is found using the modeling program Focus Konstruksjon 2016, with applied loads according to handbook R412.

Capacity Control in projected state is done as determined by standard NS3473 Design of concrete structures since it is this standard that was current when designing the bridge. There is, however, used a newer version in this task than the one used during design of Hulvågbrua. In this thesis NS3473:2003 is used, although the original design used NS3473 1973. Capacity control in projected state of the cross-beam in axis 8 shows little capacity utilization, with an utilization of 49% for moment in the field and 45% for shear at the column. It is also implemented crack width control in service limit state.

In damaged condition is carried out a capacity control by halving the reinforcement area and the reduced ductility to investigate the sensitivity of the cross-beam capacity by reinforcement corrosion. The results demonstrate that ultimate limit state is still contented when reducing the

---

reinforcement area. However, it is not taken into account depreciation of adhesion between reinforcement and concrete by corrosion.

# Innhold

Forord . . . . .	i
Sammendrag . . . . .	ii
Abstract . . . . .	v
<b>1 Innledning</b>	<b>1</b>
<b>2 Standarder og regelverk</b>	<b>3</b>
2.1 Standarder . . . . .	3
2.2 Aktuelle håndbøker . . . . .	3
2.3 Lærebøker . . . . .	4
2.4 Analyseprogram . . . . .	4
<b>3 Bestandighet</b>	<b>5</b>
3.1 Betong . . . . .	5
3.2 Eksponeringsklasser . . . . .	6
3.3 Skademekanismer . . . . .	8
3.3.1 Korrosjon . . . . .	8
3.3.2 Kjemisk nedbrytning . . . . .	10
3.4 Fysiske påkjenninger . . . . .	12
3.5 Konsekvenser av armeringskorrosjon . . . . .	12
3.5.1 Reduksjon av armeringstverrsnitt . . . . .	13
3.5.2 Heft . . . . .	13
3.6 Tiltak for å øke bestandigheten . . . . .	14
3.6.1 Overdekning . . . . .	14
3.6.2 Rissvidde . . . . .	15
3.6.3 Permeabilitet . . . . .	16
3.6.4 Utførelse . . . . .	17
3.6.5 Andre tiltak . . . . .	17
3.7 Kartlegging av skader på bruer . . . . .	17
3.7.1 Byggverktyper og elementer . . . . .	18
3.7.2 Skadegrad og skadekonsekvens . . . . .	20
<b>4 Tilstand</b>	<b>21</b>
4.1 Hulvågbrua . . . . .	21
4.2 Skader . . . . .	22
4.2.1 C1 - Landkar . . . . .	23

4.2.2	D22 - Tverrbærer . . . . .	28
4.2.3	D21 - Hovedbjelker . . . . .	34
4.2.4	E1 - brudekke 1-10 . . . . .	36
4.2.5	Rekkverk . . . . .	37
<b>5</b>	<b>Dimensjoneringsgrunnlag</b>	<b>39</b>
5.1	Grunnlag . . . . .	39
5.2	Materialer . . . . .	39
5.2.1	Betong . . . . .	39
5.2.2	Armering . . . . .	40
5.2.3	Betongoverdekning og Armeringsmengder . . . . .	41
<b>6</b>	<b>Laster</b>	<b>43</b>
6.1	permanente laster . . . . .	43
6.1.1	Egenlast . . . . .	43
6.2	Variable laster . . . . .	44
6.2.1	Trafikklast . . . . .	44
6.2.2	Temperaturlast . . . . .	47
6.3	Deformasjonslaster . . . . .	48
<b>7</b>	<b>Lastkombinering</b>	<b>51</b>
7.1	Bruddgrensetilstand . . . . .	51
7.2	Bruksgrensetilstand . . . . .	52
<b>8</b>	<b>Modell i Focus Konstruksjon</b>	<b>55</b>
8.1	Oppbygging av global modell . . . . .	55
8.1.1	Egenlast . . . . .	56
8.1.2	Trafikklast . . . . .	57
8.1.3	Lastkombinering . . . . .	58
8.2	Krefter i tverretning . . . . .	59
8.2.1	Egenlast . . . . .	60
8.2.2	Trafikklast . . . . .	61
8.2.3	Laster overført til tverrbærer akse 8 . . . . .	62
8.3	Focus modell av søyler og tverrbærer . . . . .	62
<b>9</b>	<b>Verifikasjon av Focus-modell</b>	<b>65</b>
9.1	Kontroll av fokusmodell . . . . .	65
9.2	Verifikasjon i lengderetning . . . . .	65
9.2.1	Egenlast . . . . .	67
9.2.2	Trafikklast . . . . .	68
9.3	Verifikasjon i tverretning . . . . .	70
9.3.1	Egenlast . . . . .	71
9.3.2	Trafikklast . . . . .	72
<b>10</b>	<b>Kapasitetskontroll</b>	<b>75</b>
10.1	Bruddgrensetilstand . . . . .	75

10.1.1 Momentkapasitet . . . . .	76
10.1.2 Skjærkapasitet . . . . .	78
10.1.3 Bruksgrensetilstand . . . . .	81
<b>11 Kapasitet ved reduksjon av armeringstverrsnitt</b>	<b>85</b>
11.1 Momentkapasitet ved redusert strekkarmering . . . . .	85
11.2 Skjærkapasitet ved redusert armeringstverrsnitt . . . . .	86
11.3 Redusert duktilitet i strekkarmeringen . . . . .	88
<b>12 Konklusjon og diskusjon</b>	<b>93</b>
12.1 Videre arbeid . . . . .	95
<b>Referanser</b>	<b>96</b>
<b>A Tegninger av Hulvågbrua</b>	<b>99</b>
<b>B Redusert skjærkraft i en avstand <math>d</math> fra kanten av søylen</b>	<b>111</b>
<b>C Bruddgrensetilstand, tverrbærer akse 8</b>	<b>113</b>
<b>D Bruksgrensetilstand</b>	<b>125</b>
<b>E Verifikasjon av Focus-modell</b>	<b>133</b>



# Figurer

3.1	Betongens poresystem ved full hydratisering og økende v/c-tall [15] . . . . .	6
3.2	Forhold av volum mellom jern og rustprodukt [14] . . . . .	8
3.3	Karbonatiseringsfront [8] . . . . .	9
3.4	Pittingkorrosjon [14] . . . . .	10
3.5	Konsekvens av armeringskorrosjon [23] . . . . .	13
3.6	Krav til overdekning i forskjellige versjoner av NS2429A og NS 3473 [12] . . . . .	15
3.7	Kategori, byggverkstype og element [26] . . . . .	18
3.8	Elementinndeling for typisk bru [26] . . . . .	19
3.9	Elementer i bjelkebruer [26] . . . . .	19
4.1	Oppriss og plan . . . . .	21
4.2	Tverrsnitt . . . . .	22
4.3	Storm på Hulvågbrua . . . . .	23
4.4	Synlig armeringskorrosjon på landkar akse 6 . . . . .	24
4.5	Synlig armering på fundament, og synlig korrosjon på søyle og tverrbærer . . . . .	24
4.6	Horisontalt riss på landkar . . . . .	25
4.7	Skråritt i frontmur. Bilde er tatt rett under den ytterste NIB-bjelken og rett mot frontmur . . . . .	26
4.8	Bom på tverrbærer, men ukjent plassering . . . . .	26
4.9	Utvasking mellom landkar og bruplate. Man ser den ene NIB-bjelken til venstre i bildet med landkar til høyre og bruplate øverst. . . . .	27
4.10	Sprekker i asfalt . . . . .	27
4.11	Langsgående riss på grunn av armeringskorrosjon . . . . .	28
4.12	Vertikale riss med synlig rust på kanten av tverrbærer og søyle. . . . .	29
4.13	Tykke horisontale riss. Bilde er tatt i retning mot Storseisundet bru . . . . .	30
4.14	Samme horisontale riss som det forige bilde . . . . .	30
4.15	Bom på underside . . . . .	31
4.16	Rissvidde på over 6mm. Samme horisontale riss som de tre bildene over . . . . .	31
4.17	Bom på undersiden av tverrbæreren . . . . .	32
4.18	Horisontale riss på unersiden ved søylen . . . . .	32
4.19	Riss og bom ved søylen . . . . .	33
4.20	Riss og bom ved søylen . . . . .	33
4.21	Kalkutslag i underkant brudekke. Bilde er tatt loddrett opp fra inspeksjonsluke . . . . .	35
4.22	Kalkutslag på NIB-bjelke. Bilde er tatt skrått opp fra inspeksjonsluke . . . . .	35
4.23	underkant brudekke mellom akse 9 og 10 . . . . .	36

4.24	Bom og utfelling av rust. Bilde er tatt av de samme skadene som bilde over . . . . .	37
4.25	Korroderet rekkverk ved innfesting. Ukjent plassering . . . . .	38
5.1	Armeringstegning av tverrbæreren i akse 8 . . . . .	42
6.1	Brutverrsnitt . . . . .	44
6.2	Trafikkklaster ved eksisterende bruer [28] . . . . .	45
6.3	Lasttilfeller [28] . . . . .	46
6.4	Føringsavstand på Hulvågbrua . . . . .	46
8.1	Krumning av Hulvågbrua . . . . .	56
8.2	Skjæradiagram fra egenlast . . . . .	56
8.3	Verste plassering av trafikklast . . . . .	57
8.4	Plassering av NIB-bjelker . . . . .	59
8.5	Statisk modell i tverretning ved akse 8 . . . . .	60
8.6	Plassering av egenlast . . . . .	60
8.7	Plassering av trafikklast . . . . .	61
8.8	Bredden av lastfelt . . . . .	62
8.9	Bjelkeformler [9] . . . . .	63
8.10	Focus-modell av søyler og tverrbærer . . . . .	64
9.1	Statisk system med frihetsgrader . . . . .	66
9.2	Lengder på spenn fra venstre til høyre i modellen . . . . .	66
9.3	Stivhetsrelasjon i lengderetning . . . . .	66
9.4	K-matrise i lengderetning . . . . .	67
9.5	Lastvektor til egenlast i lengderetning . . . . .	67
9.6	Latvektor for bidraget av annen trafikk og vogntoglast . . . . .	69
9.7	Frihetsgrader . . . . .	70
9.8	Elementenes stivhet . . . . .	71
9.9	Lastvektor for brudekke/slitelag, $R_{bs}$ , og rekkverk, $R_{rek}$ . . . . .	72
9.10	Lastvektor for brudekke/slitelag, $R_{bs}$ , og rekkverk, $R_{rek}$ . . . . .	73
10.1	Betongverrsnitt av skjærarmering og langsgående armering i tverrbærer i akse 8 . . . . .	76
10.2	Skråriss . . . . .	78
11.1	Spennings- og tøyningforløp i stadium II [21] . . . . .	88
11.2	Karakteristisk og dimensjonerende arbeidsdiagram for trykk i betong ved kapasitetsberegning i henhold til NS3473 [17] . . . . .	89
11.3	Karakteristisk og dimensjonerende arbeidsdiagram for armering i trykk og strekk ved kapasitetskontroll i henhold til NS 3473 . . . . .	89



# Tabeller

3.1	Eksponeringsklasser [17] . . . . .	7
3.2	Bestandighetsklasser [17] . . . . .	17
5.1	Betongegenskaper . . . . .	40
5.2	Armeringsegenskaper . . . . .	40
5.3	Armeringsmengder i tverrbærer akse 8 . . . . .	41
6.1	Egenlast . . . . .	44
7.1	Lastfaktorer for bruddgrensetilstand . . . . .	52
7.2	Lastfaktorer for bruksgrensetilstand . . . . .	53
7.3	Kombinasjonsfaktorer . . . . .	53
8.1	Opplagerkrefter fra egenlast i akse 8 . . . . .	57
8.2	Opplagerkrefter fra trafikklaster i akse 8 . . . . .	57
8.3	Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand . . . . .	58
8.4	Lastkombinasjoner . . . . .	58
8.5	Dimensjonerende last . . . . .	58
8.6	Karakteristisk egenlast ved akse 8 . . . . .	60
8.7	Karakteristisk trafikklaster ved akse 8 . . . . .	61
8.8	Opplagerkrefter i tverretning . . . . .	62
8.9	Dimensjonerende krefter på tverrbærer i akse 8 . . . . .	64
9.1	Momenter ved aksene . . . . .	68
9.2	Opplagerkraft fra egenlast . . . . .	68
9.3	Opplagerkraft fra trafikklaster . . . . .	70
9.4	Laster fordelt på egenlast (94,3kN) i akse 8 (2113kN) . . . . .	71
9.5	Sammenligning av Focus-modell og håndberegninger . . . . .	72
9.6	Lastfordeling i tverretning . . . . .	72
9.7	Sammenligninger av Focus-modellen og håndberegninger . . . . .	74
10.1	Dimensjonerende moment og momentkapasitet i felt . . . . .	77
10.2	Dimensjonerende skjærkrefter, skjærstrekkapasitet og skjærtrykkapasitet . . . . .	80
10.3	Karakteristisk last og last i bruksgrensetilstand . . . . .	81
10.4	Beregningsmessig og tillatte rissvidder . . . . .	83

11.1 Utnyttelsesgrad ved halvering av utsatt strekkarmering . . . . . 86

11.2 Utnyttelsesgrad ved opprinnelig skjærstrekkapasitet og ved redusert armeringsareal 87

11.3 Momentkapasitet til tverrbærer akse 8 i stadium II . . . . . 91

# Kapittel 1

## Innledning

Betong ble fram til slutten av 1980-tallet sett på som et vedlikeholdsfritt, og det var derfor få krav til betongens bestandighet og påvirkning fra miljøpåkjenninger. I dag vet man at betongkonstruksjoner påvirkes i stor grad av miljøpåkjenninger dersom det ikke tas høyde for materialsammensetning, konstruksjonsutforming, byggetidspunkt og utførelse av betongarbeider. Statens Vegvesen og de nyere standardene stiller derfor strenge krav til bestandighet for nyere betongkonstruksjoner.

På grunn av mange år med manglende kunnskap om hvordan, hvorfor og hvor mye bestandigheten til betongkonstruksjoner svekkes i aggressive miljøer er det i dag mange bruer med store skader grunnet bestandighetsproblemer. Statens Vegvesen stiller derfor krav til at alle bruer skal inspiseres jevnlig og dokumenteres i Statens Vegvesenets eget bruforvaltningssystem, Brutus.

For bruer i kystmiljø er ofte armeringskorrosjon grunnet kloridinntrengning fra sjøsprøyt de mest hyppige og alvorlige skadene. Armeringskorrosjon kan føre til redusert armeringstverrsnitt, rissdannelser og avskalling av betongen, som igjen fører til redusert bæreevne og bestandighet.

Hulvågbrua er en del av Atlanterhavsveien, og stod ferdig for trafikk i 1989. Atlanterhavsveien er kjent for sine mange bruer i svært spektakulær og værhard natur ytterst ved kysten mellom Eide og Averøy kommune i Møre og Romsdal. Det er funnet en rekke skader på Hulvågbrua som kan relateres til dårlig bestandighet i form av armeringskorrosjon. Det blir i denne oppgaven undersøkt hvor store skadene er, hvordan de kan ha oppstått og hvordan disse skadene kan påvirke bruas bæreevne med tanke på armeringskorrosjon. Det blir også gjennomført kapasitetsberegninger for opprinnelig tilstand og et litteraturstudie av viktige nedbrytingsmekanismer hos betongkonstruksjoner.

Kapasitetskontrollen er begrenset til tverrbæreren i akse 8 da det er denne som tilsynelatende har de verste korrosjonsskadene, og baserer seg på NS 3473[17] Prosjektering av betongkonstruksjoner da dette var den gjeldende standarden da bruene ble prosjektert. Brua kontrolleres for laster og lastkombinasjoner etter håndbøker fra Statens Vegvesen.



# Kapittel 2

## Standarder og regelverk

I dette kapittelet følger en oversikt over de hjelpemidlene som danner grunnlaget for prosjektering av brua, og som i tillegg er benyttet i denne oppgaven. Med dette menes standarder, Vegvesenet sine håndbøker, lærebøker, og de analyseprogrammene som ligger til grunn for resultatene i oppgaven.

### 2.1 Standarder

- NS 3473:2003: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Beregningd- og konstruksjonsregler, heretter ref. til som NS 3473:2003 [17]

NS 3473 var fra år 1973 til 2010 den nasjonale standarden for prosjektering av betongkonstruksjoner i Norge. I år 2008 ble Eurokodene introdusert, og i 2010 ble for godt de nasjonale standardene erstattet av Eurokoder. Dette for å tilpasse seg fri flyt av arbeidskraft i Europa. NS 3473 ble erstattet av NS-EN 1992-1-1 Prosjektering av betongkonstruksjoner. Siden brua i denne oppgaven stod ferdig i 1987 gjelder reglene i den gamle standarden, NS 3473, som derfor skal benyttes i kontroll av brua. NS 3473 endret seg mye mellom 1973 - 2008, men dette er det valgt å ikke ta hensyn til i kapasitetskontrollen. Det blir kommet inn på enkelte endringer i NS3473 der dette er viktig for oppgaven.

### 2.2 Aktuelle håndbøker

- R412: Bruklassifisering (retningslinjer), Vegdirektoratet 2014, heretter ref. til som R412 [28]
- N400: Bruprosjektering (normaler), Vegdirektoratet 2015, heretter ref. til som N400 [30]
- Håndbok 100-3 Elementbru(er)(normaler), utgått 2012, heretter ref. til som Håndbok 100-3 [25]

- R411: Bruforvaltning (retningslinjer), Vegdirektoratet 2014, heretter ref. til som R411 [27] (obs! 147)
- Håndbok V441: inspeksjonshåndbok for bruer (veiledning), Vegdirektoratet 2014, heretter ref. til som V441 [29] (obs! håndbok 136)
- Håndbok 129: bruregistrering (veiledning), vegdirektoratet 2009, heretter ref. til som håndbok 129 [26]

Statens Vegvesen utgir håndbøker på to nivåer; Nivå 1 omfatter normaler og retningslinjer, som er kravdokumenter hjemlet i lovverk eller instruks fra vegdirektoratet, og er de viktigste håndbøkene i Statens Vegvesens håndbokhierarki. Nivå 2 omfatter veiledninger som understøtter normalene og retningslinjene. Veiledningene inneholder mer utdypende fagstoff, og benyttes som hjelpemidler ved bruk av normaler og retningslinjer [2].

### 2.3 Lærebøker

- Betongkonstruksjoner: Beregning og dimensjonering etter Eurokode 2 2. utgave, Svein Ivar Sørensen 2013, heretter ref. til som Sørensen 2013 [21]
- Betongkonstruksjoner: beregningsgrunnlag, Svein I. Sørensen 2000, heretter ref. til som Sørensen 2000 [20]

Betongkonstruksjoner 2013 blir benyttet i fagene Betongkonstruksjoner 1, -2 og -3 ved NTNU og baserer seg på standarden NS-EN 1992-1-1:204+NA:208. Denne standarden overtok fra den nasjonale standarden, NS 3473.

Betongkonstruksjoner 2000 var pensum i betongkonstruksjoner 1, og senere erstattet som lærebok ved NTNU til fordel for Betongkonstruksjoner 2013 da eurokodene ble lansert. Boken gir en grundig beskrivelse av det teoretiske grunnlaget for beregning og dimensjonering av betongkonstruksjoner med utgangspunkt i NS3473.

### 2.4 Analyseprogram

- Focus Konstruksjon 2016: Analyseprogram for rammer basert på FEM-analyse
- MathCAD Prime 3.1: Beregninger og kapasitetskontroll
- Google SketchUp: Tredimensjonalt tegneprogram benyttet til tegning av tverrsnitt og statiske modeller.
- Fap2D 3.1: Enkelt analyseprogram for rammer basert på elementmetode.

# Kapittel 3

## Bestandighet

I dette kapitlet vil det betongegenskaper og nedbrytningsmekanismer for betongkonstruksjoner bli presentert. Det vil bli lagt størst vekt på korrosjon av konstruksjoners armering da dette anses som den vanligste nedbrytningsårsaken i kystmiljøer. Konsekvensene av armeringskorrosjon er også behandlet. Etter visuelle befaringer på Hulvågbrua ser det ut som armeringskorrosjon også her er mest kritisk.

### 3.1 Betong

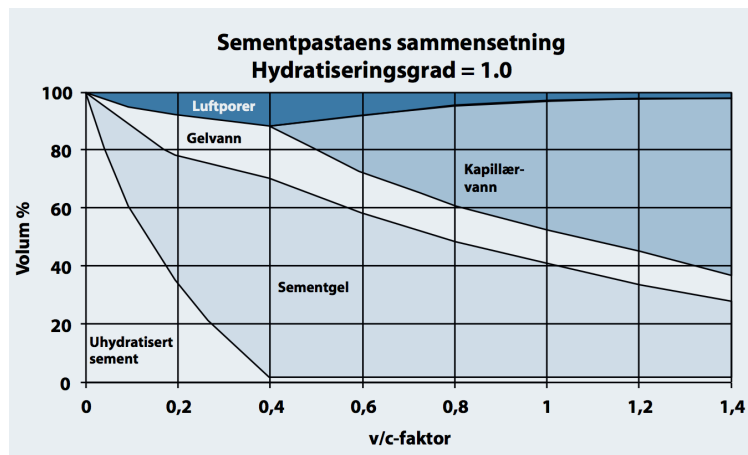
Betong er et materiale med lang levetid, lave driftskostnader og har stor fleksibilitet når det kommer til styrke, vekt, form og farge. Betong har lenge blitt betraktet som et vedlikeholdsfritt materiale, noe vi i dag vet ikke er tilfelle. Årsaken til redusert betongbestandighet er ofte mangelfull kunnskap om utførelse og betongsammensetning. Ved å ha god kunnskap om interne og eksterne faktorer som spiller inn på betongkonstruksjonen kan bestandigheten til konstruksjonen økes betraktelig. Det blir i dag derfor stilt en rekke krav, for å sikre tilstrekkelig god betongkvalitet [21].

Bestanddelene i betong er vann, sement, tilslag, tilsetningsstoffer og tilsetningsmaterialer, men i hovedsak vann, sement og tilslag. Vann og sement danner sementpastaen og utgjør ca 30% av det totale volumet. Tilslag utgjør ca 70%, og består av stein og sand. Vektforholdet mellom bestanddelene i sementlimet angis som  $v/c$ -tallet, det vil si vannmengde/semementmengde. Fordeelingen av de ulike fraksjonene justeres for å oppnå ønskede egenskaper i fersk, herdende og herdet tilstand. Tilsetningsmaterialene blir brukt som erstatning, eller supplement for deler av sementen, og består vanligvis av silikastøv og flyveaske. Disse tilsetningsmaterialene går under fellesbetegnelsen pozzolaner. Tilsetningsstoffene tilsettes som regel av i mindre mengder enn tilsetningsmaterialene, og utgjør som regel mindre enn 5% av sementvekten [11].

I herdingsprosessen til betongen skjer det en kjemisk reaksjon mellom vannet og sementen. Denne reaksjonen kalles hydratisering, og det er i hovedsak denne fasen betongen utvikler sine mekaniske egenskaper. Hydratiseringsprosessen er en eksoterm reaksjon, og utvikler varme i

herdingsprosessen. Ved økende temperaturer herder betongen fortere, og ved herding med temperaturer over  $40^{\circ}$  vil betongen kunne utvikle dårligere kvalitet enn ved lavere temperaturer og lengre herdingstid [11]

Ved  $v/c = 0,40$  vil det være tilstrekkelig mengde vann i betongen til at all sementen vil hydratisere, og danne sementlim. Ved lavere  $v/c$ -tall vil deler av sementen foreligge som sementkorn. Den uhydratiserte sementen bidrar ikke til herding av betongen. Høyere vannmengder vil føre til overskuddsvann som danner kontinuerlige kapillærporer i betongen. Ved økende overskuddsvann blir kapillær-poresystemet mer omfattende, og muliggjør en kraftig økning av væske- og gasstransporten i betonglimet, og dermed økt nedbrytningsfare [15]. Figur 3.1 viser hvordan sementpastaens sammensetning utvikler seg med varierende  $v/c$ -faktor.



Figur 3.1: Betongens poresystem ved full hydratisering og økende  $v/c$ -tall [15]

## 3.2 Eksponeringsklasser

Etter NS 3473:2003 [17] skal permanente betongkonstruksjoner, avhengig av de miljømessige påkjenningene konstruksjonen utsettes for, velges en eksponeringsklasse. Aggresiviteten på de miljømessige påkjenningene som kan føre til armeringskorrosjon, og kjemisk eller mekanisk nedbrytning av betongen bestemmer hvilken eksponeringsklasse konstruksjonen eller deler av konstruksjonen befinner seg i A.15.2.1 [17].

De miljømessige påkjenningene er inndelt i grupper av eksponeringsklasser som angir hvilken hovedmekanisme som bryter ned betongen eller armeringen. Det er i hovedsak tre grupper av eksponering med risiko for armeringskorrosjon. Disse er depassivering rundt armeringen grunnet karbonatisering av betongen (XC), inntrengning av klorider fra sjøvann (XS) eller inntrengning av klorider fra andre kilder (XD). De viktigste forholdsreglene for å beskytte armeringen er betongens masseforhold og armeringsoverdekning. Tiltak for å hindre riss og fuktinntrengning bidrar også til en bedre bestandighet av betongkonstruksjonen. Konstruksjoner vil normalt være utsatt for flere typer eksponering, og det skal da brukes den eksponeringsklassen som gir det strengeste kravet i NS 3473:2003 A.15.2.1 [17]. Eksponeringsklasser med informativ beskrivelse hentet fra tabell 9 i NS 3743 [17] er gjengitt i Figur 3.1



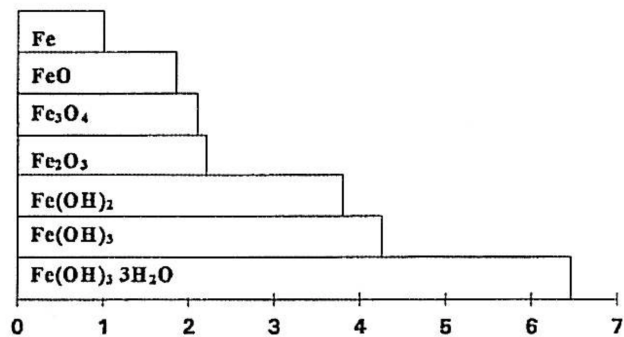
Tabell 3.1: Eksponeringsklasser [17]

Klasse- betegnelse	Beskrivelse av miljø	Eksempler på hvor eksponeringsklassene kan forekomme (informativt)
<b>1 Ingen risiko for Korrosjon eller nedbrytning</b>		
X0	For betong uten armering eller innstøpt metall: Alle miljøer, untatt der det er frysing/tinging, slitasje eller kjemisk angrep. For betong med armering eller innstøpt metall: Meget tørt	Betong inne i bygninger med meget lav luftfuktighet
<b>2 Korrosjon fremkalt av karbonatisering</b>		
XC1	Tørt eller permanent vått	Betong inne i bygninger med lav fuktighet Betong som permanent er neddykket i vann
XC2	Vått, sjeldent tørt	Betongoverflater i kontakt med vann over lengre tid Fundamenter
XC3	Moderat fuktighet	Betong inne i bygninger med moderat eller høy luftfuktighet Utvendig betong som er beskyttet mot regn
XC4	Vekselvis vått og tørt	Betongoverflater i kontakt med vann, som ikke er i eksponeringsklasse XC2
<b>3 Korrosjon fremkalt av klorider som ikke stammer fra sjøvann</b>		
XD1	Moderat fuktighet	Betongoverflater utsatt for luftbårne klorider
XD2	Vått, sjelden tørt	Betong utsatt for sprut som inneholder klorider Svømmebasseng
XD3	Vekselvis vått og tørt	Brudeler utsatt for sprut som inneholder klorider Vegdekker Deler av parkeringsdekker i kontakt med klorider
<b>4 Korrosjon fremkalt av klorider fra sjøvann</b>		
XS1	Utsatt for luftbårne klorider, men ikke i direkte kontakt med sjøvann	Konstruksjoner nær eller på kysten
XS2	Permanent neddykket	Deler av marine konstruksjoner
XS3	Tidevannsoner, skvalpesoner og sprutsoner	Deler av marine konstruksjoner

## 3.3 Skademekanismer

### 3.3.1 Korrosjon

Korrosjon er den vanligste årsaken til store skader på betongkonstruksjoner, og fører til store kostnader i form av rehabilitering og forkortet levealder, men kan også utgjøre en risiko på ulykker i form av kolaps hvis korrosjon ikke blir oppdaget eller tatt på alvor [23]. Korrosjon av armeringen i betongkonstruksjoner fører til flere uheldige effekter på konstruksjonen. Når armeringen blir brutt ned minsker tverrsnittsarealet, noe som svekker kapasiteten til armeringen. Nedbrytningen av armeringsoverflaten gjør at heften mellom betongen og armeringen svekkes, og fører til en ytterligere reduksjon av bruddgrensen. Den tredje kosekvensen av korrosjon i armeringsstålet er at korrosjonsproduktene har større volum enn selve stålet, og fører til et indre trykk, som igjen fører til riss og avskalling av betongen. Dette gjør at armeringen kan bli eksponert direkte mot omgivelsene, og fører til både raskere korrosjon av stålet og en reduksjon av betongens kapasitet ved kompresjon. Avskalling og sprekker er også svært uheldig for det visuelle til konstruksjonen, og korrosjonsproduktene kan i tillegg renne ut av sprekke og føre til missfarging [14].



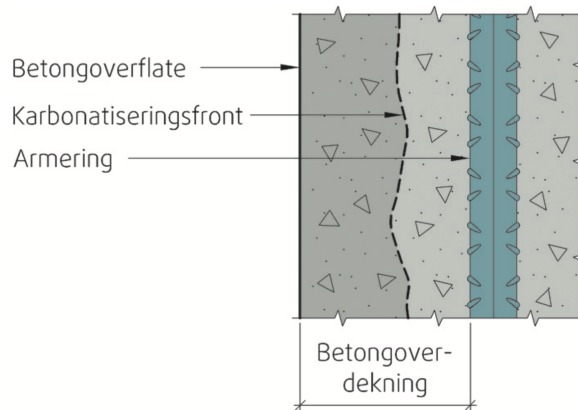
Figur 3.2: Forhold av volum mellom jern og rustprodukt [14]

Korrosjon er en elektrokjemisk prosess som gjør at armeringsjernet ruster. Herdet betong inneholder en del kalsiumhydroksid,  $Ca(OH)_2$ , som løser seg opp i porevannet til betongen, og fører til at det oppløste  $OH^-$  fra kalsiumkarbonatet gjør at betongen når en pH-verdi på nær 12,5. I tillegg inneholder sementen forbindelser av alkalier, natrium og kalium som også løses opp i porevannet. Dette medfører at betongen får en basisk konsentrasjon på opp mot pH 14. På grunn av den høye pH-en i betongen har i utgangspunktet armeringen en solid passivfilm som forhindrer korrosjon [22].

Med tiden kan imidlertid andre forbindelser trekkes inn i betongen og føre til at pH-verdien ved armeringen synker. Da kan passivfilmen rundt armeringen bli brutt ned slik at stålet ikke er beskyttet og begynner å korrodere. De to vanligste årsakene til at pH-verdien i betongen synker til et slikt nivå at armeringen begynner å korrodere er karbonatisering og inntrengning av kloridalter i betongen. En fellesnevner for disse to er at prosessen går fortere hvis konsentrasjonen er utsatt for fuktig miljø, som for eksempel bruer langs kysten av Norge [22].

## Karbonatisering

Når en betongflate er i kontakt med luft vil karbondioksidet diffundere langsomt inn i betongen og reagerer kjemisk med det basiske porevannet. Karbondioksidet blir omdannet til  $CO_3^{2-}$  og reagerer deretter med kalsium i porevannet til tungtløselig kalsiumkarbonat,  $CaCO_3$ . Dette fører til at porevannet etterhvert vil få en pH-verdi på rundt 8-9, og passivfilmen vil etterhvert minske. Karbonatiseringen vil skje gradvis ettehvart som lufta diffunderer innover i betongen, og kalles karbonatiseringsfront. Når Karbonatiseringsfronten har nådd armeringen slik at pH-verdien har sunket og passivfilmen er oppløst begynner armeringen å korrodere dersom det er nok fukt og oksygen til stede [8].



Figur 3.3: Karbonatiseringsfront [8]

Ved tørt klima vil karbondioksidet diffundere raskere enn hvis porene er mettet med porevann, men det vil likevel ikke skje noen karbonatisering på grunn av vannmangel. Ved mettet porevann kan karbonatiseringsprosessen skje hurtig, men på grunn av den store vannmengden vil tilførselen av karbondioksid reduseres. Derfor vil karbonatisering skje ved relativ fuktighet på omkring 40-90%, men raskest mellom 50-60% [8].

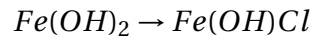
For å bremse ned karbonatiseringen er det viktig å bruke betong med lavt v/b-forhold (vann/bindingsmiddel-forhold). Karbondioksidet difunderer lettere gjennom betongen dersom porøsiteten er stor, og man vil for eksempel få en tilnærmet dobling av karbonatiseringsdybden etter noen år dersom man øker v/b-forholdet fra 0,4 til 0,6. En annen effektiv måte å beskytte mot karbonatisering er å øke armeringsoverdekningen slik at det tar lengre tid før karbonatiseringsfonten når armeringen. Karbonatiseringen vil for eksempel ta fire ganger så lang tid dersom man dobler armeringsoverdekningen [8].

## Pittingkorrosjon

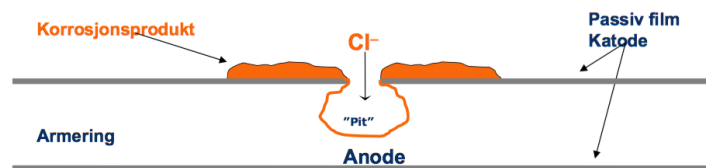
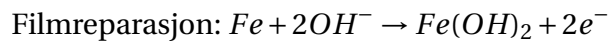
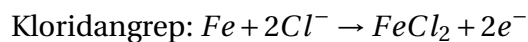
I Norge er kloridinitiert armeringskorrosjon den dominerende årsaken til skade på armerte betongkonstruksjoner. Kloridsalter kan trekke inn i betongen enten fra veisal ( $CaCl_2$ ) eller som natriumklorid ( $NaCl$ ) fra sjøvann. Kloridinntrengningen skjer ved kapillærabsorpsjon og diffu-

sjon. Ved gjentatt oppfukning og uttørkinger gir kapillærsuget ekstra stort utslag på kloridopptaket, noe som medfører at bruere og havnekonstruksjoner langs kysten er spesielt utsatt for kloridinitiert armeringskorrosjon [8].

Korrosjonsmekanismen ved kloridinitiert armeringskorrosjon kalles pittingkorrosjon, og starter ved at oppløste kloridioner lokalt bryter med passivfilmen rundt armeringen ved at et kloridion bytter plass med et hydroksid i passivfilmen [8].



$Fe(OH)Cl$  er lettløslig i vann og medfører at armeringsjernet ikke lenger har en beskyttende film rundt seg. Etter at passivfilmen har blitt oppløst, kan kloridionene begynne å bryte ned jernet. Det vil oppstå to konkurrerende reaksjoner hvor den ene er et klorangrep mens den andre er en filmreparasjon[8].



Figur 3.4: Pittingkorrosjon [14]

Siden det oppstår to konkurrerende reaksjoner mellom  $Cl^-$  og  $OH^-$  vil forholdet mellom klorid og oksider bestemme hvor fort stålet vil korrodere. Har man et høyt  $Cl^-/OH^-$ -forhold vil stålet korrodere raskt, mens hvis forholdet er lavt kan passivfilmen bli reparert så mye at kloridet ikke kommer i direkte kontakt med stålet, slik at man ikke får noe korrosjon av armeringen [8].

Kloridinntrengningen vil føre til en gradvis høyere konsentrasjon av klorider, og vil ikke ha en front slik som ved karbonatisering av betongen. Overdekningen vil derfor ha en stor påvirkning på hvor stor konsentrasjonen av klorider er ved armeringen [8].

### 3.3.2 Kjemisk nedbrytning

Med kjemisk nedbrytning menes kjemiske prosesser som oppløser betongens bindemidler, eller danner reaksjonsprodukter med sprengningsvirkning.

#### Alkalireaksjoner

Alkalireaksjoner er en av de mest alvorlige nedbrytningsmekanismene for betongkonstruksjoner, og er en kjemisk-fysisk prosess hvor kvartsholdig tilslag reagerer med tilgjengelige alkali-ioner ( $Na^+$ ,  $K^+$ ) og hydroksid-ioner i betongens porevæske dersom betongen er tilstrekkelig

fuktig. Silika løses opp fra tilslaget ved høy pH, og det blir dannet en alkaligel i porene som sveller ved vannopptak. Volumøkningen av alkaligellen kan føre til trykk i porene, og føre til opprissning når strekkfastheten overskrides[7].

I Norge trodde man at man ikke hadde problemer med alkalireaksjoner helt til slutten av 1980-tallet, selv om det ble dokumentert slike skader på betongkonstruksjoner allerede i starten på 1970-tallet, og har vært kjent internasjonalt helt sin 1940-tallet[7].

### Sulfat- og nitratangrep

Ved høy belastning av sulfater eller nitrater kan disse stoffene trenge inn i poresystemet til betongen og reagere med hydratisert betong. Årsaker til sulfat- og nitratangrep kan være aggressive grunnforhold som ved alunskifer, eller utslipp fra kjemisk industri som gjødsel fremstilling (sulfater, nitrater). Den ustabile komponenten ved sulfat-/nitratangrep er sementens innhold av aluminater, og danner reaksjonsprodukter som binder vann og skaper volumøkning. I starten vil reaksjonsproduktet fylle poresystemet, og danne en liten økning av styrken, men vil etterhvert utvide seg så mye at det fører til et stort indre trykk og påfølgende rissdannelser [3]. Hovedparameterne ved sulfat- og nitratangrep er [3]:

- mengden løslige sulfater og nitrater som kan trenge inn i betongen
- sementtypen, altså hvor mye aluminater som befinner seg i betongen og kan reagere med sulfatet og nitratet
- betongens v/c-tall, altså mengden kapillærporer betongen inneholder
- At det er tilstrekkelig fuktighet

### Syreangrep

Nedbryting av sementen på grunn av syreangrep skjer ved at sementlimet omdannes til kjemiske forbindelser som ikke binder seg, og vaskes bort slik at tilslaget frigjøres. Betongen brytes ned ved at kalsiumhydroksid,  $Ca(OH)_2$ , i pastaen omdannes til vannløslige kalsiumsalter. Hastigheten på syreangrep avhenger av syrens konsentrasjon og kalsiumsaltenes oppløselighet, og vil øke ytterligere i miljøer med strømmende vann da kalsiumsaltene raskt vil bli skylt bort og blottlegge betongen for nye angrep [6].

God herding og lavt v/c-tall, som blokkerer kapillærporene ( $v/c < 45$ ), vil hjelpe for å motvirke syreangrep. I rolige miljøer svært liten vanntransport, som for eksempel fundamenter vil ikke saltene bli skylt bort, vil den aggressive væsken nøytraliseres etter kort tid. Det vil også hjelpe med overflatebeskyttet betong [3].

### Utluting

Utluting eller kalkutvasking skjer ved at vann kommer i kontakt med lettløselig kalk i betongen, som så vaskes ut. Vanligvis er utluting bare et visuelt problem. Ved reaksjon med kullsyre dannes

kalsiumkarbonat som er et hvitfarget belegg, og gir et skjemmende inntrykk. Dersom betongen er av vanlig god kvalitet vil utluting ha en liten konstruktiv betydning [6].

### 3.4 Fysiske påkjenninger

#### Frostangrep

Betong har et porevolum på mellom 120-180 liter per kubikkmeter, og store deler av porene nær betongoverflaten vil da lett fylles med vann. Når vann fryser til is, øker volumet med ca 9%, og kan føre til indre trykk i betongen. Dersom det indre trykket fører til strekkspenninger som overskrider betongens strekkfasthet, oppstår riss og avskalling, ofte kalt frostsprengning [13].

#### Temperatupåkjenning

Ved temperaturøkning utvider betongen seg, mens den trekker seg sammen ved avkjøling. Hvis konstruksjonen fastholdes for temperaturbevegelsen kan man da få tvangskrefter i form av enten strekk eller trykk. Hvis disse tvangskreftene overskrider betongens fasthet vil man få riss eller avskalling. Betongkonstruksjonens strekkfasthet er vesentlig mindre enn trykkfastheten, og fører til at strekkrefter på grunn av temperaturbevegelsen vanligvis er mest kritisk, og fører til opprissing av betongen [13].

#### Overbelastning

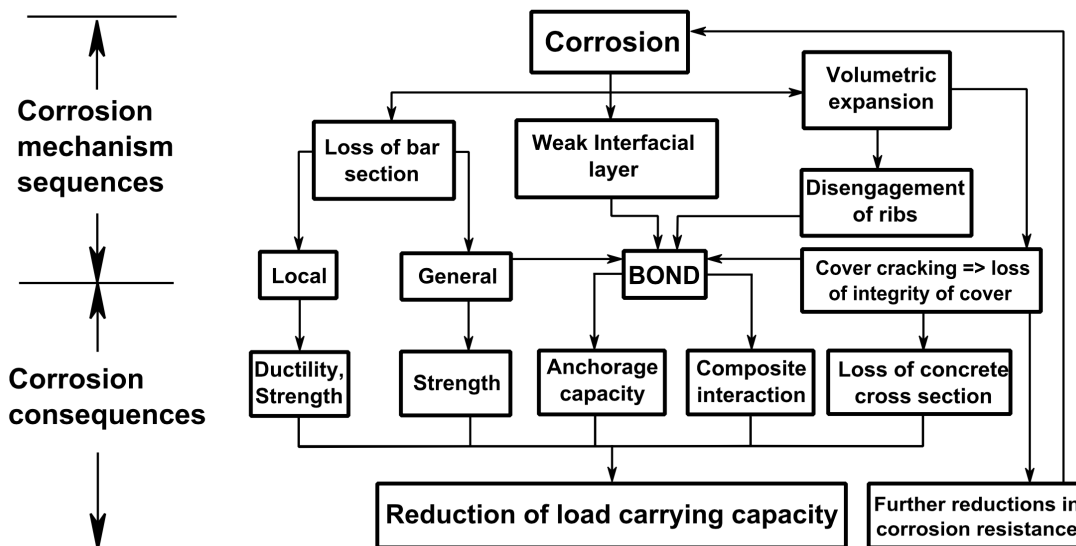
Påkjenninger fra store laster kan føre til overbelastning av betongkonstruksjonen som igjen kan føre til avskalling og opprissing. Dette vil kunne føre til at aggressive stoffer trenger lettere inn i betongen og skader konstruksjonen. Det er derfor stilkrav til rissvidder i bruksgrensetilstand på bruer i håndbok R412 [28].

### 3.5 Konsekvenser av armeringskorrosjon

I dette kapitlet presenteres hvilke konsekvenser armeringskorrosjon har på betongkonstruksjoner. Et overblikk av hvordan armeringskorrosjon påvirker kappsiteten til konstruksjonen kan ses i Figur 3.5. Armeringskorrosjon svekker betongkonstruksjonen i hovedsak på tre ulike måter [23]:

- Reduksjon av armeringstverrsnitt
- Heft, samvirke mellom armering og betong.
- Sprekker og avskalling av betong.

Videre i delkapittelet vil konsekvensen og årsaken til disse tre resultatene av armeringskorrosjon bli nærmere forklart.



Figur 3.5: Konsekvens av armeringskorrosjon [23]

### 3.5.1 Reduksjon av armeringstverrsnitt

Reduksjon av armeringstverrsnittet kan foregå enten ved uniform eller lokal korrosjon. Uniform korrosjon skyldes i hovedsak korrosjon grunnet karbonatisering og fører til korrosjon over store deler av armeringen, mens lokal korrosjon skyldes pittingkorrosjon, og fører til lokale groper i armeringen. Pittingkorrosjon er som regel mer aggressiv med tanke på maksimal tverrsnittsreduksjon [10].

Ved reduksjon av armeringstverrsnitt må kreftene tas opp av et mindre areal og fører derfor til at strekkspenningene i armeringen øker. Ved Pittingkorrosjon skjer dette lokalt, og fører til at duktiliteten til armeringen blir svekket [23]. Svekket duktilitet gjør at konstruksjonen blir mer utsatt for sprø brudd, noe som gir ugustige og uforutsigbare brudd dersom kapasiteten til konstruksjonen overskrides

Pittingkorrosjon er den mest kritiske og vanlige formen for korrosjon med tanke på kritisk reduksjon av armeringstverrsnittet. De lokale korrosjonsgropene ved pittingkorrosjon gjør det vanskelig å oppdage omfanget av skadene, og gjør denne formen for korrosjon mer uforutsigbar enn armeringskorrosjon grunnet karbonatisering [22].

### 3.5.2 Heft

For at et betongelement skal kunne dra nytte av armeringen er det nødvendig med interaksjon mellom disse, også kalt heft, slik at betongen kan overføre krefter til armeringen. Heft mellom

betong og armering kommer av friksjon mellom armering og betong, og av at kammene til stålet danner en forankring i betongen. Det blir også dannet en svak kjemisk forbindelse mellom armering og betong, men denne forbindelsen blir brutt ved lave påkjenninger, og har i praksis ingen betydning for komposittens kapasitet. Ved null heft mellom betong og armering vil i prinsippet hele armeringen gli i betongen, og dermed ikke ha mulighet til å ta opp strekkrefter.

Når armeringen korroderer vil det legges et rustbelegg mellom betongen og armeringen. Dette laget fører til mindre friksjon og svekker dermed interaksjonen. Det er uniform korrodering som bidrar mest til at friksjonen svekkes da en større overflateareal av armeringen rustet [23].

Store korrosjonsskader kan føre til avskalling av betongen slik at armeringen mister kontakt med betongen. Dette kan også skje ved store rissdannelse slik at armeringen får lite kontakt med betongen, og dermed svekket bidrag fra både friksjon og mekanisk interaksjon mellom kammene og den omliggende betongen.

Ved reduksjon av armeringstverrsnittet vil kammene til armeringen gradvis bli rustet bort, slik at man til slutt får liten mekanisk interaksjon.

Ved laboratorieforsøk der man fremprovoserer korrosjon har stålet en tendens til å korrodere mer uniformt enn hva som er tilfelle i virkeligheten. Det har derfor vist seg at heftkapasiteten til naturlig korroderte elementer er langt høyere enn ved fremprovoserte tester i laboratorie [23].

## **3.6 Tiltak for å øke bestandigheten**

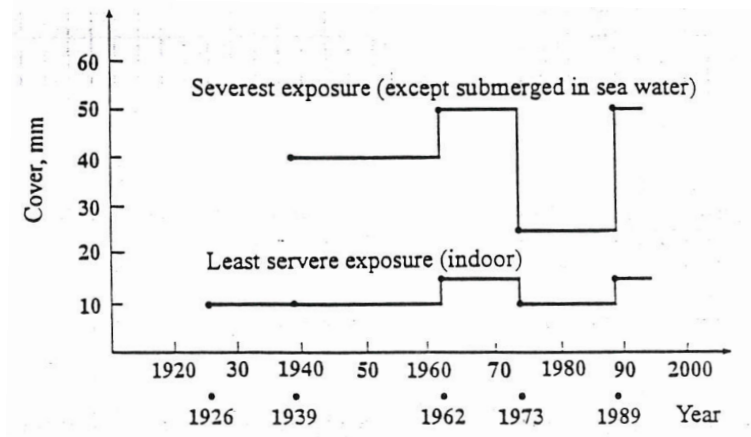
### **3.6.1 Overdekning**

Armeringsoverdekning er en viktig faktor for at betongkonstruksjoner skal oppnå den bestandede konstruksjonen er dimensjonert for. Armeringsoverdekningen beskytter armeringsstålet slik at det tar lengre tid for karbonatisering av betongen og inntrengning av klorider i å stålet, og man vil dermed minske armeringskorrosjon og de konsekvensene det fører med seg. Den nødvendige tykkelsen på overdekningen avhenger av miljøforhold. Aggressivt miljø, som for eksempel bruer og kaier på kysten, krever ekstra tykk overdekning slik at de beskyttes mot klorider fra sjøvann [22].

Før ca 1990 var ikke levetid på betongkonstruksjoner et tema, da holdbarhet ble regnet som en selvfølge ved benyttelse av de nasjonale standardene, NS. I dagens regelverk skal bruer imidlertid prosjekteres for en levetid på 100 år, i motsetning til 50-60 år som ligger til grunn i NS [12].

Overdekningskravene i NS 3473 har variert med forskjellige utgivelser. Utviklingen av største minimumsoverdekning i NS 429A og NS 3473 kan ses i Figur 3.6. Ved revidering av NS 3473:1973, som er den standarden som var gjeldende da Hulvågbrua ble prosjektert, og som tok over etter NS 429A, hadde et langt lavere overdekningskrav enn tidligere standarder. I denne versjonen var den største minimumsoverdekningen etter NS 3473, forutenom undervannsstøping, på magre 25 mm. Statens Vegvesen var mer konservative, og stilte et eget krav på 30 mm overdekning [12].





Figur 3.6: Krav til overdekning i forskjellige versjoner av NS2429A og NS 3473 [12]

I dagens normal fra Statens Vegvesen, Håndbok N400 Bruprosjektering [30], er kravene til minimumsoverdekning vesentlig større enn i de gamle nasjonale standardene, og tyder på at de gamle kravene var alt for små.

Ifølge N400 [30], pkt 7.4 finnes den nominelle overdekningen med hensyn på bestandighet,  $C_{nom}$ , basert på eksponeringsforhold og funksjonskrav,  $C_{min.dur}$ , og overdekningstolleranse,  $\Delta C_{dev}$ :

$$C_{nom} = C_{min.dur} + \Delta C_{dev} \quad (3.1)$$

I værharde kyststrøk skal  $C_{min.dur}$  ha en overdekning på  $100\text{mm}$  for konstruksjoner til en høyde på minst 12 meter over høyeste astronomiske tidevann. I tillegg skal det legges inn et tillat avvik,  $\Delta C_{dev}$ , på  $20\text{mm}$  for et slikt tilfelle. Dette gir den prosjekterte overdekningen:

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} = 120\text{mm} \quad (3.2)$$

### 3.6.2 Rissvidde

Fra og med NS3473:1989 har standarden stilt krav til maksimalt tillate rissvidder for betongkonstruksjoner basert på hvilken eksponeringsklasse konstruksjonen utsettes for. Det skal derfor regnes på forventede størrelser på bøyeriss, slik at man kan ta hensyn til dette ved prosjekteringen. Dersom det oppstår riss i konstruksjonen blir det lettere for aggresiver å trenge inn i betongen, og kan føre til svekket bestandighet. Aggresivenen kan for eksempel føre til armeringskorrosjon, som igjen kan føre til ekstra rissdannelser. Vi får da en betong som ikke tilfredstiller sin bestandighetsklasse. Dette vil bidra til at konstruksjonen må rives før den tiltenkte levetiden, eller får store vedlikeholdskostnader.

### 3.6.3 Permeabilitet

Permeabiliteten til en betong beskriver evnen den har til å transportere væske og gass. Dersom permeabiliteten til betongen øker vil skadelige stoffer trenge lettere inn i betongen og reagere med armering, tilslag og sementpasta. Permeabiliteten til betongen styres i hovedsak av forholdet mellom bestanddelene vann og sement, v/c-tall. Dersom man har v/c-tall på mer enn 0,40 vil det være et overskudd av vann ved herding, og det resterende vannet blir liggende igjen som porevann, og dermed øke porøsiteten og permeabiliteten til betongen. Tilslaget i betongen har også stor betydning på hvordan permeabiliteten til betongen er. Det er viktig å ta hensyn til tilslagets kvalitet, partikkelstørrelse og sammensetning [15].

For å sikre at bestandigheten til betongen er god nok, skal det bestemmes en bestandighetsklasse basert på konstruksjonens eksponeringsklasse fra NS3473:2003. Eksponeringsklassen bestemmes ut fra hvilke nedbrytningsmekanismer elementene i konstruksjonen utsettes for. Eksponeringsklasser og tilhørende nedbrytningsmekanismer i hennhold til NS3473:2003 [17] er:

- X0: Ingen risiko for korrosjon eller nedbrytning
- XC1-4: Korrosjon fremkalt av karbonatisering
- XD1-3: Korrosjon fremkalt av klorider som ikke stammer fra sjøvann
- XS1-3: Korrosjon fremkalt av klorider fra sjøvann
- XF1-4: Fryse-/tineangrep med og uten avisingsmiddel
- XA1-4: Kjemisk angrep
- XSA: Særlig aggressivt miljø

Beskrivelse av de forskjellige eksponeringsklassene finnes i Tabell 3.1, forutenom de eksponeringsklassene som ikke fører til armeringskorrosjon.

Bestandighetsklassene beskrives som M eller MF etterfulgt av et tall fra 40-90 som beskriver v/c-tallet i prosent. F betyr at betongen er frostresistent. De ulike bestandighetsklassene, og deres tilhørende eksponeringsklasse er fremstilt i Tabell 3.2 etter NS3473:2003 [17].

Tabell 3.2: Bestandighetsklasser [17]

Eksponeeringsklasse	Bestandighetsklasse					
	M90	M60	M45	MF45	M40	MF40
XC0	X	X	X	X	X	X
XC1-4, XF1		X	X	X	X	X
XD1, XS1, XA1, XA2 <sup>a)</sup> , XA4 <sup>b)</sup>			X	X	X	X
XF2-4				X		X
XD2-3, XS2-3, XA3 <sup>a)</sup>					X	X
XSA <sup>a)</sup>	Betongsammensetning og beskyttelseiltak fastsettes særskilt. Betongsammensetningen skal minst tilfredstille kravene til M40					
<sup>a)</sup> Om det i eksponeeringsklasse XA2, XA3 eller XSA er mulighet for kontakt med sulfater i konsentrasjon høyere enn grenseverdien for XA2, skal det i produksjonsunderlaget presiseres at det skal anvendes sulfatbestandig sement						
<sup>b)</sup> For konstruksjoner utsatt for husdyrgjødsel skal det i produksjonsunderlaget angis at det skal anvendes minst 4% silikastøv						

### 3.6.4 Utførelse

For at betongelementene skal ha den kvaliteten som forventes er det viktig at utførelsen blir gjennomført på en grundig måte. Det er viktig at krav til forskaling, armering, utstøping, overdekning, tilslag etc. blir fulgt. Betongkonstruksjoner i eksponerte miljøer kan utsettes for miljøpåkjenninger under bygningen som påvirke bestandigheten. Vær og vind kan føre til at konstruksjoner står halvferdig mens den blir eksponert for skadelige påkjenninger. Eksempler på dette kan være at klorider fra sjøsprøyt legger seg i betongen og fører til at armeringen allerede ved ferdigstillelse utsettes for armeringskorrosjon.

### 3.6.5 Andre tiltak

Andre tiltak som kan bidra til at betongkonstruksjoner øker sin bestandighet er:

- Overflatebehandling
- Katodisk beskyttelse
- Rustfri armering

## 3.7 Kartlegging av skader på bruer

Gjennom bruas levetid skal det foretas rutinemessige inspeksjoner av brua [27]. De rutinemessige inspeksjonene innebærer enkel inspeksjon, hovedinspeksjon, og dersom det er nødvendig

å utvide detaljgrad på inspeksjonen, eller dersom det har skjedd en ekstraordinær hendelse, kan det være nødvendig med en ekstra spesialinspeksjon [27].

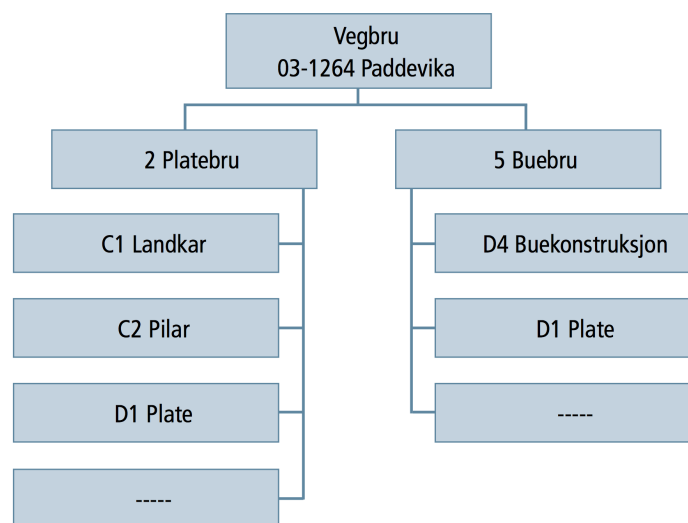
Vegvesenet bruker bruforvaltningssystemet Brutus til å planlegge inspeksjoner, legge inn resultater fra inspeksjonene samt å utarbeide forslag til drift, vedlikehold og fornyelser som må gjøres. Opplysningene om brua som er benyttet i denne oppgaven er hentet fra Brutus.

Ved rapportering fra inspeksjonene er det viktig at det er lett å lokalisere skadene senere. Det skal for alle bruer etableres et lokaliseringssystem etter håndbok V441 [29]. Hovedregelen er å benytte samme aksesystem som i konstruksjontegningene eller ferdigbrutegningen. Ellers skal akse 1 være ved vestre landkar på tegningen, med ny akse per pelar frem til og med høyre landkar [29].

### 3.7.1 Byggverktyper og elementer

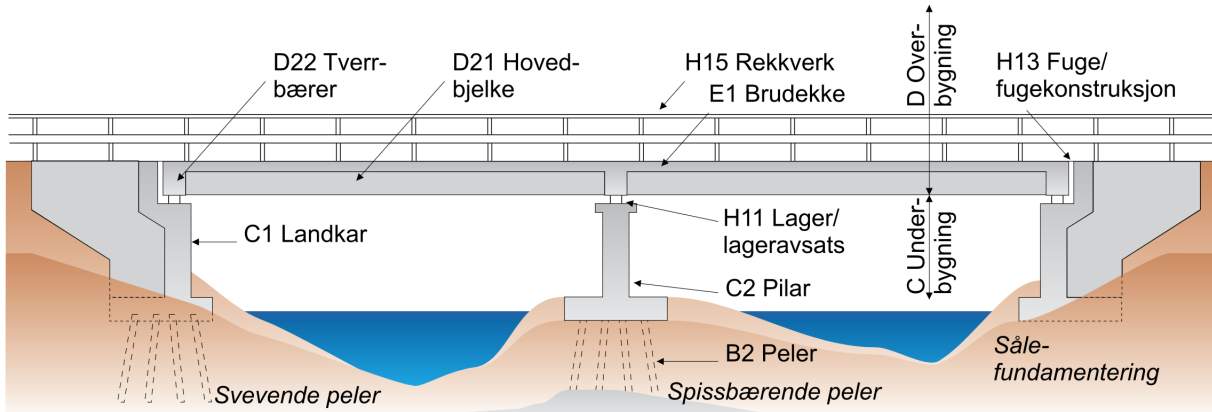
Ved vedlikehold av bruer er det viktig å ha en tydelig inndeling av ulike bruer og elementene, slik at dokumentasjon ved inspeksjoner blir oversiktlig for de som skal reparere skadene, eller følge med på hvordan skader og feil utvikler seg. Vegvesenet har derfor utarbeidet [26] og skal benyttes ved dokumentasjon i Vegvesenets egenutviklede bruforvaltningssystem, Brutus.

Byggverkene deles i håndbok 129 [26] inn i kategori, byggverkstype og elementer. En detaljbeskrivelse av byggverk i Brutus foregår ved å først velge kategori, deretter type og til slutt elementer. Eksempel på inndeling er illustrert som et eksempel i Figur 3.7. Der er vegbru valgt som kategori utfra hvilken funksjon byggverket har med tanke på vegen det betjener, deretter må man velge videre en byggverkstype ut fra hvordan den fysiske og tekniske oppfyller denne funksjonen, platebru eller buebru i dette tilfelle, og til slutt de elementene som passer ved valgt byggverkstype.

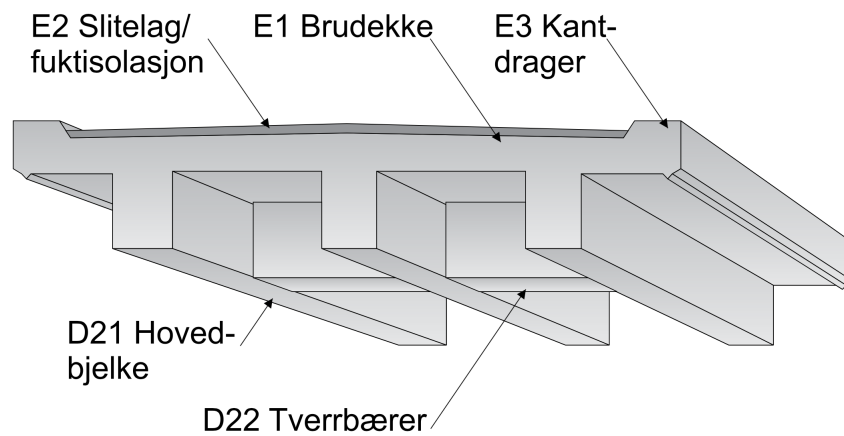


Figur 3.7: Kategori, byggverkstype og element [26]

Brua i denne oppgaven er oppført som vegbru, og byggverkstype 321, bjelkebru, NIB, forspent med samvirke. Koder for kategori og status finnes i håndbok 129 vedlegg 5 [26], mens byggverkskoder finnes i håndbok 129 vedlegg 6 [26]. Elementtyper i håndbok V441:inspeksjonshåndbok for bruer. På figur 3.8 og 3.9 viser elementinndeling av en typisk bjelkebru.



Figur 3.8: Elementinndeling for typisk bru [26]



Figur 3.9: Elementer i bjelkebruer [26]

### 3.7.2 Skadegrad og skadekonsekvens

Ved inspeksjon av bruer skal det etter Statens Vegvesen håndbok V441 [29] angis hvor alvorlige skadene er og hvor raskt de må repareres. Dette blir dokumentert ved å benytte en skala fra 1-4 for å beskrive skadegrad, og én kode på enten B, T, V eller M for å beskrive skadekonsekvens. Skadegraden skal sees i sammenheng med tilstand som utløser vedlikehold, altså en skade, feil eller mangel på brua som krever tiltak. Skadegraden blir beskrevet som følger etter håndbok V441 [29]:

- **1** Liten skade/mangel, ingen tiltak nødvendig
- **2** Middels skade/mangel, tiltak i løpet av 4-10 år
- **3** Stor skade/mangel, tiltak i løpet av 1-3 år
- **4** Kritisk skade/mangel, tiltak straks eller senest innen 1/2 år

Skadegraden beskriver konsekvensen en skade vil ha på brua eller omgivelsene. Skadekonsekvensene som blir benyttet er:

- **B** Skade/mangel som truer bæreevnen
- **T** MSkade/mangel som truer trafiksikkerheten
- **V** Skade/mangel som kan øke vedlikeholdskostnadene
- **M** Skade/mangel som kan påvirke miljø/estetikk

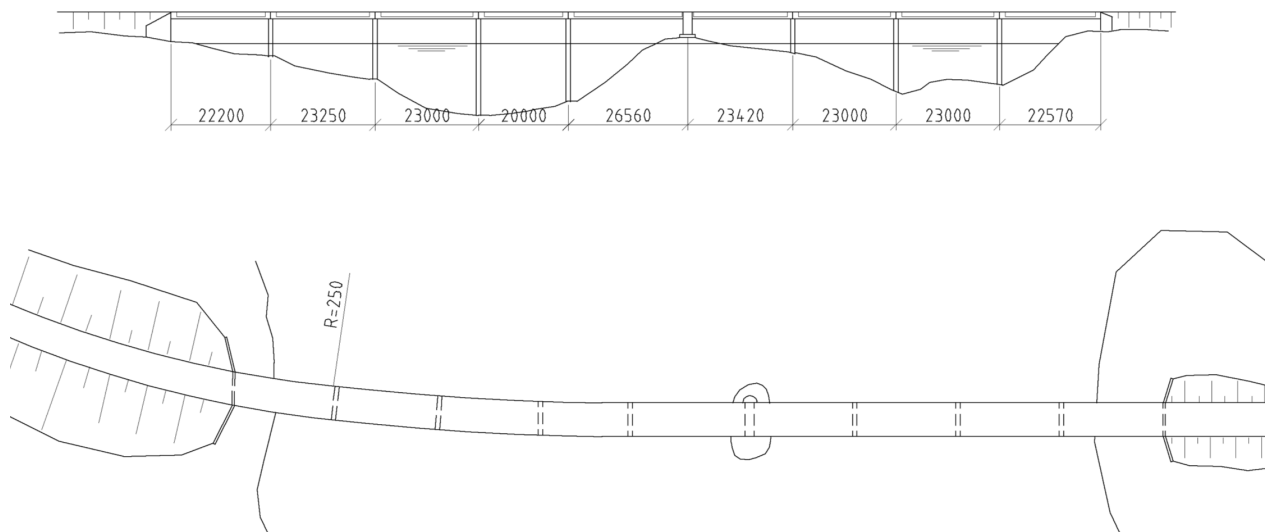
Skadegraden og skadekonsekvensen slås sammen for en felles vurdering av skadeomfanget. En skade kan ha flere forskjellige konsekvenser. I håndbok V441 [29] står det nermere hva de forskjellige kombinasjonene av skadegrad og skadekonsekvens beskriver.

# Kapittel 4

## Tilstand

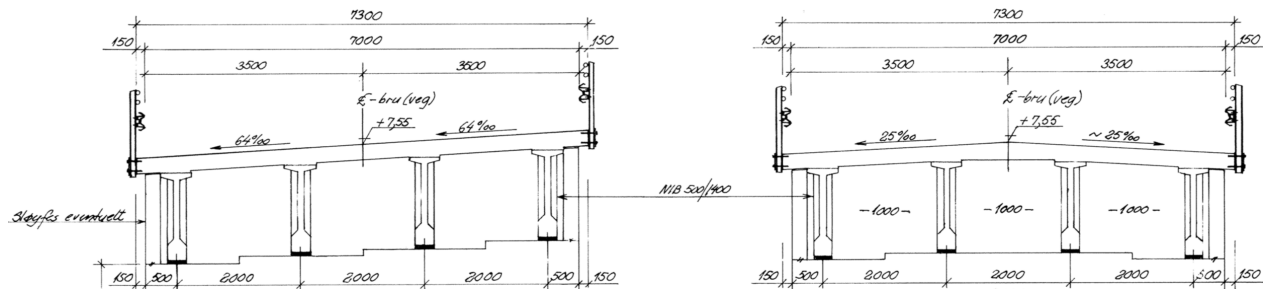
### 4.1 Hulvågbrua

Brubeskrielsen i denne oppgaven er basert på brutegninger produsert av Johs. Holt A.S i år 1987. Brua er en del av Atlanterhavsveien på fylkesvei 64, og forbinder kommunene Eide og Averøy i Møre og Romsdal. Atlanterhavsveien er en nasjonal turistvei bestående av åtte fredede broer som går mellom holmer og skjær ut mot åpent hav, og det skrytes av at byggearbeiderne måtte fighte seg gjennom hele tolv orkaner før veien stod ferdig [1]. Brua er en 208 meter lang betong-elementbru med prefabrikerte før oppspente bjelker og plasstøpt dekke, og har en seilingshøyde på rundt 5,7 meter. Bruas lave høyde sammen med at den er plassert svært værutsatt, gjør at Hulvågbrua utsette for ekstreme miljøpåkjenninger. Plan og oppriss fra ferdigbrutegninger er illustrert i Figur 4.1



Figur 4.1: Oppriss og plan

Brua har horisontalkurvatur med en radius på 250 meter i vestre del, og flater så ut til ingen horisontalkurvatur fra tredje til femte felt. Det er ingen vertikalkurvatur, og brutverrsnittet er kontinuerlig over hele brua. Tverrsnittet er bygget opp av fire førøppspente bjelker av typen NIB 500/1400 i sammvirke med plasstøpt dekke på 250 mm. Videre er bruas bredde 7,3 meter med føringsavstand på 7 meter. Brua har to kjørefelt, men ingen gangvei. I området med horisontalkurvatur har brudekket en helning på 64‰ og flater så gradvis ut. Detaljer fra tverrsnittet er vist i Figur 10.1.



Figur 4.2: Tverrsnitt

Hulvågbrua har en forventet restlevetid på 71 år, noe som medfører at den skal holde helt frem til år 2086. Det er gjennomført tre forskjellige inspeksjoner på brua etter overtagelse, hvor disse er spesialinspeksjon i år 1998, enkel inspeksjon i år 2000 og en hovedinspeksjon i 2009 og 2015. Det ble også gjennomført en liten inspeksjon på Hulvågbrua i forbindelse med inspeksjon av Storseisundet bru våren 2016. Denne inspeksjonen er ikke nevnt i Brutus og viser bilder av skader som ikke er kartlagt i tidligere inspeksjoner. Disse bildene er benyttet som supplement til opplysningene i Brutus ved beskrivelse av skadene på brua.

Det er gjennomført vedlikehold på brua ved fire anledninger, og omhandler vasking og spyling i 1999, silan/siloksan-impregnering av NIB-bjelker og underkant dekke i 2000, ukjent vedlikehold i 2004, og utbedring av skader i platekledning i 2006. Det kommer ikke mer frem fra Brutus hva som er gjennomført ved vedlikehold. Det har heller ikke lyktes å finne ut av dette på annet vis. Det er også observert overflatebehandling på tverrbærerene ut fra bildematerialet, selv om dem er beskrevet som ubehandlet i Brutus.

## 4.2 Skader

Dette delkapittelet beskriver dagens tilstand av Hulvågbrua basert på Vegvesenets opplysninger fra diverse inspeksjoner. Det blir tatt utgangspunkt i hver enkelt konstruksjonsdel på samme måte som i Brutus og kapittel 3.7.1. Videre blir det gjennomført en beskrivelse av de skadene som er observert på de ulike inspeksjonene, og i hvilken grad skadene påvirker funksjonen til brua etter Statens Vegvesen håndbok V441 [29], inspeksjonshåndbok for bruer.





Figur 4.3: Storm på Hulvågbrua

### 4.2.1 C1 - Landkar

#### Landkar 1-1

Allerede ved spesialinspeksjon 23. mai 1998 ble det oppdaget armeringskorrosjon grunnet kloridangrep på landkar i østre ende av brua, og var bare 9 år etter at brua ble åpnet. Denne skaden er vurdert til en konsekvens på V3 og er beskrevet i håndbok V441 [29]:

“Stor skade/mangel som kan utvikle seg slik at reparasjonen blir mer omfattende, komplisert og kostbar om den får stå i mer enn 1-3 år. Skaden repareres i løpet av 1-3 år.”

Det er uklart om disse skadene har blitt reparert, og det ble i beste fall reparert ved vedlikehold i 2004.

Ved hovedinspeksjonen i 2015 ble det oppdaget to mindre kritiske skader. Disse var vertikale riss og igjennstående trebiter, og har begge skadegrad V2 beskrevet i håndbok V441 [29]:

“Middels skade/mangel som kan utvikle seg slik at reparasjonen blir mer omfattende, komplisert og kostbar om den får stå mer en 4-10 år. Skaden repareres i løpet av 4-10 år”

#### Landkar 6-6

Landkaret ved akse 6 har utvasking mot fjell med skadegrad V1. Denne skadegraden er lite kritisk og står beskrevet i håndbok V441 [29] som:

“Liten skade/mangel som ikke regnes å påvirke vedlikeholdskostnadene. Skaden repareres ikke”

Selv om dette er den eneste skaden som er beskrevet på landkar i akse 6-6 tyder bilder fra inspeksjonen av Storseisundet bru på at det også her er armeringskorrosjon grunnert kloridintrengning. Dette kan man se på Figur 4.4 og Figur 4.5. Man kan også se på Figur 4.5 at deler av overdekningen til fundamentet er erodert så mye at armeringen er blottlagt.



Figur 4.4: Synlig armeringskorrosjon på landkar akse 6



Figur 4.5: Synlig armering på fundament, og synlig korrosjon på søyle og tverrbærer

### Landkar 10-10

Landkar 10-10, altså nærmest Storseisundet bru, har registrert en rekke skader gjennom ulike inspeksjoner.

Det ble under hovedinspeksjonen i 2015 registrert to nye skader ved landkar 10-10. Skadene som ble registrert er blant annet horisontale riss oppstrøms og skrå riss i frontmur. Disse skadene kan ses på Figur 4.6 og 4.7. Det er i tillegg registrert mindre bom på tverrbærere, og kan sees på Figur 4.8. Alle skadene er registrert i Brutus med en skadegrad på 2V, og beskrives etter håndbok V441 [29]:

“Middels skade/mangel som kan utvikle seg slik at reparasjonen blir mer omfattende, komplisert og kostbar om den får stå i mer enn 4-10 år. Skaden repareres i løpet av 4-10 år.”

I 1999 ble det observert utvasking og korrosjon på oppstømside av landkaret, og kan ses i Figur 4.9. Skaden har blitt kommentert under hovedinspeksjonen i 2015 og tyder derfor på at den ikke har blitt forbedret selv om den er vurdert til å ha være en skade på 4V helt siden den først ble registrert i 1999. Skadegrader på 4V skal fikses innen et halvt år, og blir beskrevet i håndbok V441 [29] slik:

“Kritisk skade/mangel som kan utvikle seg slik at reparasjon blir mer omfattende, komplisert og kostbar om den ikke utføres straks eller senest i løpet av 1/2 år”



Figur 4.6: Horisontalt riss på landkar



Figur 4.7: Skråriss i frontmur. Bilde er tatt rett under den ytterste NIB-bjelken og rett mot frontmur



Figur 4.8: Bom på tverrbærer, men ukjent plassering



Figur 4.9: Utvasking mellom landkar og bruplate. Man ser den ene NIB-bejlen til venstre i bildet med landkar til høyre og bruplate øverst.



Figur 4.10: Sprekker i asfalt

### 4.2.2 D22 - Tverrbærere

I Brutus er det registrert skader på to av åtte tverrbærere. Det er i tillegg bilder, som ikke er fra Brutus, av tverrbæreren i akse 6 som tyder på at det også er skader på denne. Utfra bildene ser man at tverrbærerne har blitt overflatebehandlet. I Brutus står det at imidlertid at tverrbærerne ikke er overflatebehandlet. Det har ikke lykket i å finne ut når overflatebehandlingen ble gjennomført.

#### Tverrbærer 6-6

Etter inspeksjonen på Storseisundet bru i 2016 ble det tatt bilder av Hulvågbruas tverrbærer i akse 6. Disse bildene viser langsgående riss og utfelling av rust fra armeringen på siden og undersiden, noe som tyder på at det også her foregår armeringskorrosjon grunnet kloridinn-trengning. Dette kan ses på Figur 4.11. På den nordlige enden av tverrbæreren, i knutepunktet mellom tverrbærer og søyle, ser man tilsvarende riss vertikalt. Disse ser ut til å være enda større enn de langsgående rissene, og kan ses på Figur 4.12



Figur 4.11: Langsgående riss på grunn av armeringskorrosjon



Figur 4.12: Vertikale riss med synlig rust på kanten av tverrbærer og søyle.

### **Tverrbærer 8-8**

De verste observerte skadene på brua befinner seg på tverrbærer i akse 8. Skadene ble observert under hovedinspeksjonen 27.11.2015, og er beskrevet i Brutus som armeringskorrosjon med påfølgende sprekker og bom på begge sider av bjelken grunnet kloridangrep. Det er vide og lange riss med verste rissvidde på mer enn 6mm. Det er også bom med blottlagt armering på undersiden av bjelken. Bilder av skadene på tverrbæreren kan ses på Figur 4.14, 4.15, 4.16, 4.17 og 4.13.

Skadegraden på bjelken er vurdert til 1B og 4V av Statens Vegvesen og omhandler i følge håndbok V441 [29]:

“1B = Liten skade/mangel som ikke regnes å representere noen fare for bruas bæreevne. Skade repareres ikke”

“4V = Kritisk skade som kan utvikle seg slik at reparasjonen blir mer omfattende, komplisert og kostbar om den ikke utføres straks eller senest i løpet av 1/2 år.”



Figur 4.13: Tykke horisontale riss. Bilde er tatt i retning mot Storseisundet bru



Figur 4.14: Samme horisontale riss som det forige bilde





Figur 4.15: Bom på underside



Figur 4.16: Rissvidde på over 6mm. Samme horisontale riss som de tre bildene over



Figur 4.17: Bom på undersiden av tverrbæreren

#### **tverrbærer 9-9**

Tverrbærer ved akse 9 har også armeringskorrosjon på grunn av kloridangrep, og kan ses ved riss og bom. Dette er beskrevet i Brutus med tilhørende bilder av skadene som kan ses i Figur 4.18, 4.19 og 4.20. Skadene er vurdert til en skadegrad på 4V, altså det samme som tverrbæreren i akse 8, men uten skade vurdert til å svekke bæreevnen.



Figur 4.18: Horisontale riss på unersiden ved søylen



Figur 4.19: Riss og bom ved søylen



Figur 4.20: Riss og bom ved søylen

### 4.2.3 D21 - Hovedbjelker

Hovedbjelkene har registrerte skader i fem av ni felt i Brutus, med et spenn i skadegrad og -konsekvens på mellom 1V og 3V.

#### Hovedbjelke 2-3

Hovedbjelke i felt 2-3 er rapportert med små skråriss oppe ved pilar, akse 2 med en skadegrad vurdert til 2V, og er beskrevet i håndbok V441 [29] som:

“Middels skade/mangel som kan utvikle seg slik at reparasjonen blir mer omfattende, komplisert og kostbar om den får stå i mer enn 4-10 år. Skaden repareres innen 4-10 år”

Det finnes ikke bilder av skaden, og det er derfor vanskelig å beskrive årsaken. Siden skaden er beskrevet som skråriss ved pilar kan det tyde på riss grunnet skjærkrefter da risset befinner seg på en plass der det opptrer store skjærkrefter og at skjærriss går skrått nedover. Det må imidlertid mere undersøkelser til for å fastslå skadeårsaken. Skadeårsaken er heller ikke beskrevet i Brutus.

#### Hovedbjelke 4-5

Rapportering om kalkutslag under hovedinspeksjon 2015. Skaden er vurdert til 1V, og tilsier at det er en liten skade/feil som det ikke er nødvendig å fikse. Det finnes ingen bilder av skaden.

#### Hovedbjelke 7-8

Det er også rapporter om kalkutslag på hovedbjelkene mellom akse 7 og 8 i 2015. Her er det mer kalkutslag enn mellom akse 4 og 5, og har fått en skadevurdering på 2V, og tilsier ifølge håndbok V441 [29]:

“Middels skade/mangel som kan utvikle seg slik at reparasjonen blir mer omfattende, komplisert og kostbar om den får stå i mer enn 4-10 år. Skaden repareres innen 4-10 år.”

Kalkutslaget må observeres gjennom inspeksjonsluke, og kan ses på figur 4.21 og 4.22

Det er også registrert skadde plater i underkant av brudekke, registrert under spesialinspeksjon år 1998. Skaden er forårsaket av strømlast, og er vurdert til en skadegrad på 3V, og er beskrevet i håndbok V441 [29] som:

“Stor skade/mangel som kan utvikle seg slik at reparasjon blir mer omfattende, komplisert og kostbar om den får stå i mer enn 1-3 år. Skaden repareres i løpet av 1-3 år.”



Figur 4.21: Kalkutslag i underkant brudekke. Bilde er tatt loddrett opp fra inspeksjonsluke



Figur 4.22: Kalkutslag på NIB-bjelke. Bilde er tatt skrått opp fra inspeksjonsluke

### Hovedbjelke 8-9

Skade i dekkeplatene grunnet strømlast ble observert under inspeksjon i 1998. Skadetypen er beskrevet som "annen skade/mangel" og har skadegrad og konsekvens 3V. Det kommer ikke mer frem fra Brutus hva denne skadene omhandle.

### Hovedbjelke 9-10

I 1998 ble det observert skader i underkant av bruplaten grunnet stømlast, og ble gitt en skadegrad og konsekvens på 3V. Det kommer ikke mer frem fra Brutus hva denne skadene er annet at den er rapporter med skadetype "annen skade/mangel".

#### 4.2.4 E1 - brudekke 1-10

Ved inspeksjon i 1998 ble det observert armeringskorrosjon grunnet kloridangrep på bruplate-  
ne. Det er uvisst hvor skadene befinner seg, om dem er reparert. Skadegrad og konsekvens ble i 1998 gradert til 3V, og er beskrevet i håndbok V441 [29] som:

“Stor skade/mangel som kan utvikle seg slik at reparaasjon blir mer omfattende, komplisert og kostbar om den får stå i mer enn 1-3 år. Skaden repareres i løpet av 1-3 år.”



Figur 4.23: underkant brudekke mellom akse 9 og 10



Figur 4.24: Bom og utfelling av rust. Bilde er tatt av de samme skadene som bilde over

#### 4.2.5 Rekkverk

Rekkverboltene på utsiden av kantdrager har fått en del rust. Det er også registrert dårlig endeavslutning. Skadene er vurdert til en skadevurdering på 2T og 2V, og er beskrevet i håndbok V441 [29] som:

“2V = Middels skade/mangel som kan utvikle seg slik at reparasjonen blir mer omfattende, komplisert og kostbar om den får stå i mer enn 4-10 år. Skaden repareres i løpet av 4-10 år”

“2T = Middels skade/mangel som kan redusere trafikksikkerheten om den får stå i mer enn 4-10 år. Skaden repareres i løpet av 4-10 år”



Figur 4.25: Korrodert rekkverk ved innfesting. Ukjent plassering



# Kapittel 5

## Dimensjoneringsgrunnlag

### 5.1 Grunnlag

### 5.2 Materialer

Hulvågbrua er bygget av plastøpt armert betong, og prefabrikerte førøppspente NIB-bjelker. De materialene som er benyttet er hentet fra tegningsgrunnlaget i Vedlegg A. Da brua ble prosjektert gjaldt materialdataene i samsvar med datidens standard, NS 3473. Materialeegenskaper og -faktorer i oppgaven er hentet fra NS 3473 [17] og Statens Vegvesens Håndbok R412 [28].

I denne oppgaven blir det kun gjennomført beregninger relatert til tverrbæreren i akse 8. Dimensjoneringsgrunnlaget baserer seg derfor på hvilke opplysninger som er relevante med tanke på dette.

#### 5.2.1 Betong

Betongen som er benyttet i brua har kvalitet C45. Etter Håndbok R412 [28] har betong i kvalitet C45 en konstuksjonsfasthet ved trykk,  $f_{cn}$ , på 28 MPa. Resterende opplysninger blir hentet fra NS 3473:2003 [17]. I både dagens regelverk og i NS 3473 blir betongkvaliteten angitt med boksaven B og krevd karakteristisk sylindetrykkfasthet, mens betongkvaliteten tidligere ble oppgitt med bokstaven C og krevd karakteristisk terningfasthet. Betongkvalitet C45 vil derfor tilsvare dagens B35 [12]. Betongens egenskaper er gjenngitt i Tabell 5.1

Etter NS 3473 kapittel 10.4.2 er betongens dimensjonerende fastheter:

$$f_{cd} = \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 20 \text{ MPa} \quad (5.1)$$

$$f_{td} = \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1,43 \text{ MPa} \quad (5.2)$$

Betongens elastisitetsmodul ved kapasitetsberegning hentes fra NS 3473 kapittel 11.3.1 [17]:

$$E_{cn} = K_E(f_{cn})^{0,3} = 27172 \text{ MPa} \quad (5.3)$$

Tabell 5.1: Betongegenskaper

<b>Betongkvalitet</b>		<b>C45</b>
Karakteristisk sylindrefasthet	$f_{cck}$	36,0
Karakteristisk terningfasthet	$f_{ck}$	45,0
Konstruksjonsfasthet for trykk	$f_{cn}$	28,0
Strekkfasthet	$f_{tk}$	2,90
Konstruksjonsfasthet for strekk	$f_{tn}$	2,00
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd}$	20
Dimensjonerende strekkfasthet	$f_{td}$	1,43
Materialfaktor for armert betong (ULS)	$\gamma_c$	1,4
Tøyning	$\epsilon_{cu}$	0,0035
Elastisitetsmodul	$E_{cn}$	27172 MPa
Elastisitetsmodul-koefisient	$K_E$	10000 MPa <sup>0,7</sup>
Tyngdetetthet armert betong	$\rho_c$	25 kN/m <sup>3</sup>

## 5.2.2 Armering

Brua består av slakkarmering med to forskjellige fastheter, K400TS og K500TS. Armeringsjern med diameter på  $32 \text{ mm}^2$  har fasthetsklasse K500TS, mens den resterende armeringen har fasthetsklasse K400TS. Materialdataene til armeringen er hentet fra NS 3473 [17] og R412 [28], og er gjengitt i Tabell 5.3

$$f_{sd.400} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 320 \text{ MPa} \quad (5.4)$$

$$f_{sd.500} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa} \quad (5.5)$$

Tabell 5.2: Armeringsegenskaper

<b>Armeringsegenskaper</b>		<b>K400TS</b>	<b>K500TS</b>
Karakteristisk fasthet, flytegrense	$f_{sk}$	400 MPa	500 MPa
Dimensjonerende fasthet, flytegrense	$f_{sd}$	320 MPa	400 MPa
Elastisitetsmodul	$E_{sk}$	200000 MPa	200000MPa
Materialfaktor	$\gamma_s$	1,25	1,25

Hovedbæresystemet til brua består av samvirke mellom plasstøpt bruplate og førøppspente NIB-bjelker. Kreften fra de førøppspente NIB-bjelken vil ikke bli behandlet videre da det er tverrbæreren i akse 8 som er i fokuset i denne oppgaven. Kreften forårsaket av førøppspenningen vil føre til løftekrefter, og neglisjering av disse kreften vil være konservativt med tanke på tverrbæreren i akse 8. Det har ikke lyktes å finne opplysninger om NIB-bjolkene i denne oppgaven, men dersom disse skal ses på i en senere anledning kan man finne relevant informasjon i Vegvesenets håndbok 100.08 [24], Norsk betongforening Publikasjon nr.10 [5] og Publikasjon nr.11 [4].

### 5.2.3 Betongoverdekning og Armeringsmengder

Tverrsnittet til tverrbæreren i akse 8 er armert med lengdearmring i både underkant og overkant med overdekning som følger:

- 70mm i peler og underkant drager
- 30mm ok drager
- 50mm forøvrig

Lengdearmring og skjærarmring i tverrbærer akse 8 er fremstilt i Tabell 5.3, og plasseringen til armeringen er vist i Figur 5.1. I vedlegg A finnes armeringstegningene til bruas søyler og tverrbærere.

Tabell 5.3: Armeringsmengder i tverrbærer akse 8

	Diameter	Antall/ senteravstand	Areal [ $mm^2$ ]	totalt areal [ $mm^2$ ]
Lengdearmring UK	32	12	804	9651
Lengdearmring OK	32	11	804	8847
	12	9	113	1018
Skjærarmring	16	100 cm	201	



# Kapittel 6

## Laster

I R412 [28] blir lastene klassifisert etter sin art, og etter sannsynligheten for at de skal opptre. Lastene blir da fordelt fra mest sannsynlig til minst sannsynlig:

- Permanente laster
- Variable laster
- Deformasjonslaster
- Ulykkeslaster

I denne oppgaven vil kun permanente og variable laster bli behandlet.

### 6.1 permanente laster

Permanente laster er laster som forventes å være tilnærmet konstante innenfor bruas levetid [28]. Disse lastene omfatter konstruksjonens egenvekt, slitelag, rekkverk og annet påmontert utstyr som ikke skal fjernes. Jordtrykk og vanntrykk er også permanente laster, men er ikke aktuelt for denne oppgaven.

#### 6.1.1 Egenlast

Den bærende konstruksjonen har et tilnærmet likt tverrsnittsareal over hele brua, og består av et brudekke på  $7300 \cdot 250 \text{ mm}^2$  og fire føroppspente NIB 500/1400-bjelker som vist i Figur 6.1. Det blir benyttet en egenvekt for armert betong på  $25 \text{ kN/m}^3$  etter (R412). Lasta fra bruaplata blir dermed  $25 \cdot 7,3 \cdot 0,25 = 45,6 \text{ kN/m}$ , mens NIB-bjerkene får en samlet last på  $4 \cdot 25 \cdot (0,5 \cdot 0,08 + 0,1 \cdot 0,95 + 0,3 \cdot 0,3) = 23,5 \text{ kN/m}$  hentet fra håndbok 100.08 [24].

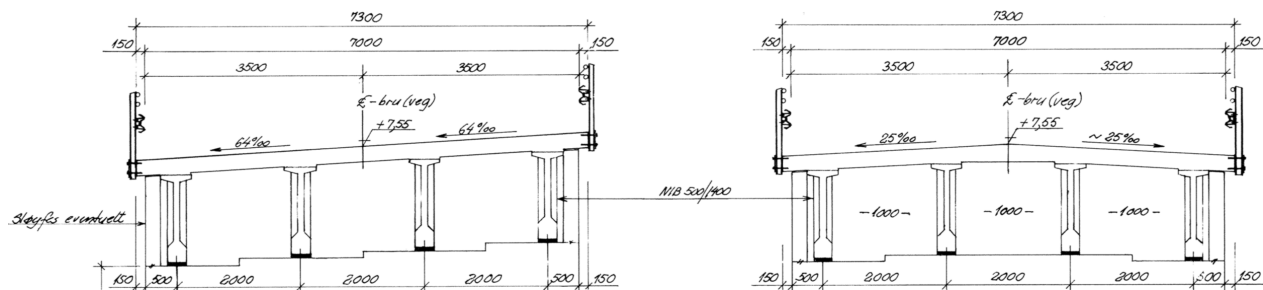
Det finnes rekkverk på begge sider av brua, og settes til  $1 \text{ km/m}$  etter samtale med veileder.

For mindre bruer kan dokumentasjon av asfaltlasten sløyfes dersom den er minimum  $3\text{ kN/m}$  etter R412 [28]. I N400 [30] står det at slitelaget til bruer med spennvidde på mindre enn 50 meter må ha en dimensjonerende belegningsvekt på minst  $3,5\text{ kN/m}^2$ . Ettersom vegbanen er 7 meter bred blir dimensjonerende slitelag satt til  $7\text{ m} \cdot 3,5\text{ kN/m}^2 = 24,5\text{ kN/m}$ .

I Tabell 6.1 er en oppsummering av egenlasten.

Tabell 6.1: Egenlast

Rekkverk	1	kN/m
Slitelag	24	kN/m
Bruplate	45,6	kN/m
NIB-bjelker	23,2	kN/m
<b>Total</b>	<b>93,8</b>	<b>kN/m</b>



Figur 6.1: Brutverrsnitt

## 6.2 Variable laster

Variable laster er laster som varierer over tid [28]. Disse lastene omfatter:

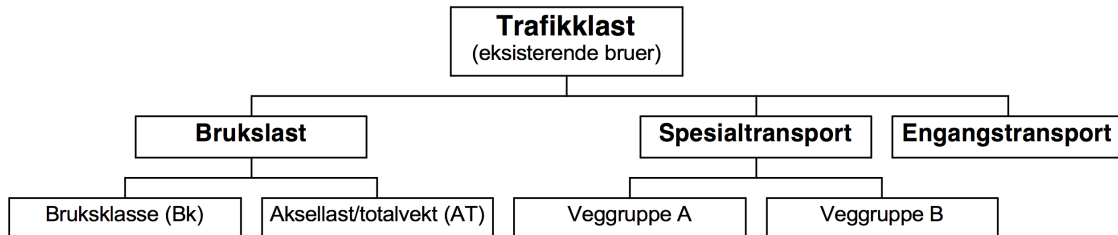
- Trafikklaster
- Støt- og fortøyningslaster
- Naturlaster, for eksempel snølast, vinnlast, islast, vanntrykk osv.
- Andre variable laster

I denne oppgaven er trafikklaster den eneste variable lasten det blir tatt hensyn til. Temperaturlast blir funnet, men ikke videre behandlet.

### 6.2.1 Trafikklaster

Trafikklaster skal bestemmes etter R412 [28] og omhandler krefter forårsaket av all trafikk som tillates på det offentlige vegnettet på kjørebane, skuldre, gangbane, sykkelbane og midtdeler. Trafikklaster blir fordelt i tre tilfeller; Brukslast, spesialtransport og engangstransport. Brukslast

er den lasten som tillates uten dispensasjon, og beskriver fri ferdsel på det offentlige vegnettet. Ved spesiallast og engangstransport trengs det spesiell dispensasjon, og blir ikke behandlet i denne oppgaven.



Figur 6.2: Trafikklasser ved eksisterende bruer [28]

Ved Brukslast delest lastene inn i to tilfeller, bruksklasse og aksellast, og plasseres i den mest ugunstige tilfelle i lengderetning av brua. I tillegg skal bremselast og andre trafikklasser som medfører krefter i horisontalplanet benyttes i dimensjoneringen. Horisontale krefter forårsaket av trafikk vil derimot ikke bli behandlet videre i denne oppgave, siden dette vil ha liten betydning på tverrbærerene.

Bruksklassen skal gjenspeile den brukslast som kan kjøre på brua uten restriksjoner, og blir delt inn i fire bruksklasser [28]:

- Bruksklasse 10 (Bk10)
- Bruksklasse T8 (BkT8)
- Bruksklasse 8 (Bk8)
- Bruksklasse 6 (Bk6)

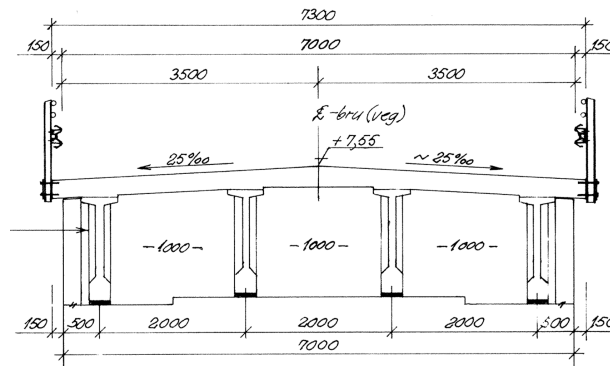
For bruer prosjektert etter 1969 er det ikke nødvendig å klassifisere bruksklassen, siden alle skal tåle Bk10/50 t. Dette skal derfor også være bruksklassen for Hulvågbrua ettersom den er bygget i 1987. På brutegningene i vedlegg A står det at brua er dimensjonert med Bk10, og samsvarer dermed med R412 [28]. Bruksklassen blir derfor satt til Bk10. Hver av bruksklassene består av hjullast, aksellast, boggilast, trippelboggilast, kjøretøylast og vogntoglast, og blir presentert i Figur 6.3. Alle disse tilfellene skal i prinsippet testes, men for lengre bruer blir i praksis kjøretøy eller vogntoglast dimensjonerende [28].

I tverretning skal de vertikale lastene plasseres i mest ugunstige stilling innenfor den tilgjengelige føringsavstanden. Med føringsavstand menes den minste horisontale bredden mellom kantstein, høy vertikal kant eller føringssskinne. For tunge kjøretøy og vogntog trengs en bredde på 3 meter mens jevnt fordelt last på 6 kN/m som representerer vanlig biltrafikk opptar en bredde på 2 meter. Hulvågbrua har en føringsavstand på 7 meter, noe som medfører at det er plass til to vogntog ved siden av hverandre. Det skal maksimalt påføres to lastfelt med aksellaster, kjøretøylaster eller vogntoglast. Siden Hulvågbrua kun har to kjørefelt og begge er over tre meter må det derfor dimensjoneres for at det virker to like lasttilfeller på brua samtidig.

Lasttype	Lastkonfigurasjon (*) $H_{kN}$	Bruksklasser				
		Bk10	BkT8	Bk8	Bk6	
Hjullast		H	80	56	42	
Aksellast		A	160	112	84	
Boggilast		A <sub>1</sub>	65	40	30	
		A <sub>2</sub>	160	112	84	
		a	1,3	1,2	1,2	1,2
Trippelboggilast		A <sub>1</sub>	70	60	40	
		A <sub>2</sub>	140	84	84	56
		a	1,3	1,2	1,2	1,2
Kjøretøylast		A	40	32	24	
		V	300	280	220	180
Vogntoglast		A	40	32	24	
		V	500	400	320	280
		p	6	6	6	6

(\*) For lette brudekker (ståldekker, gitterrister etc.) skal det, uansett bruksklasse, kontrolleres for en hjullast på 35 kN fordelt på en 20x20 cm flate tilfeldig plassert i kjørebanelen.

Figur 6.3: Lasttilfeller [28]



Figur 6.4: Føringsavstand på Hulvågbrua



## 6.2.2 Temperaturlast

R412 [28] refererer til håndbok N400 [30] ved evaluering av temperaturlast. I følge N400 skal temperaturlast beregnes i henhold til NS-EN 1991-1-4 [18] og er sammensatt av:

- jevnt fordelt temperaturlast
- vertikalt varierende temperaturandel
- horisontal lineært varierende temperaturandel
- forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler

### Jevnt fordelt temperaturandel

Fra NA.6.1.3.1 i NS-EN1991-1-4 [18] blir det valgt maks temperatur og minimumstemperatur ved Hulvågbrua på henholdsvis:

$$T_{max} = 35^{\circ}C$$

$$T_{min} = -20^{\circ}C$$

Laveste og høyeste jevnt fordelte temperaturandel,  $T_{e,max}$  og  $T_{e,min}$  blir etter figur NA6.1 i NS-EN1991-1-4 [18] satt til:

$$T_{e,max} = T_{max} - 3 = 35 - 3 = 32^{\circ}C$$

$$T_{e,min} = T_{min} + 8 = -20 + 8 = -12^{\circ}C$$

Initialtemperaturen på byggeplassen settes til  $T_0 = 10^{\circ}C$  etter NA.A1(3) i NS-EN 1991-1-4 [18]

Maksimalt temperaturkontraksjons- og temperaturekspansjonsintervall,  $\Delta T_{N,con}$  og  $\Delta T_{N,exp}$  beregnes etter 6.1.3.3:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 22^{\circ}C$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 22^{\circ}C$$

### Vertikalt lineært varierende temperaturandel

Ved temperaturforandringer vil det være forskjellig oppvarming og avkjøling på oversiden og undersiden av brudekke. Maksimal oppvarming og maksimal avkjøling vil være størst på oversiden av brudekke, og fører til tvangskrefter grunnet fastholdning av krumming i statisk ubestemt system.6.1.4 [18]

For å finne virkningen av vertikal temperaturdifferanse benyttes ekvivalent lineært varierende temperaturdifferanse,  $\Delta T_{M,heat}$  og  $\Delta T_{M,cool}$ , etter NA.6.1.4.1 [18].

$$\text{Overside varmere enn underside: } \Delta T_{M,heat} = 15^{\circ}C$$

$$\text{Underside varmere enn overside: } \Delta T_{M,cool} = 8^{\circ}C$$

Verdiene i tabell NA.6.1 i NS-EN 1991-1-4 [18] er basert på en beleggstykkelse på 50 mm for vegbru og jernbanebru, og må multipliseres med  $k_{sur}$  for andre beleggstykkelser. Etter manglende opplysninger om beleggstykkelsen til brua settes denne til 100 mm, og man får  $k_{sur} = 0,7$  for overside varmere enn underside og  $k_{sur} = 1,0$  for underside varmere enn overside, fra Tabell NA.6.2. [18]

$$\text{Overside varmere enn underside: } \Delta T_{M,heat} \cdot k_{sur} = 10,5^{\circ}C$$

$$\text{Underside varmere enn overside: } \Delta T_{M,cool} \cdot k_{sur} = 8^{\circ}C$$

### Samtidighet av jevnt fordelt temperaturandeler og temperaturdifferanser

I de tilfeller det er nødvendig å ta hensyn til samvirke av både jevnt fordelt brutemperaturandel og temperaturdifferanse skal disse kombineres etter 6.1.5 [18] med  $\omega_N = 0,35$  og  $\omega_M = 0,75$  etter NA6.1.5 på følgende måte:

$$\Delta T_{M,heat}(\text{eller } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp}(\text{eller } \Delta T_{N,con})$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat}(\text{eller } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp}(\text{eller } \Delta T_{N,con})$$

Vi får da åtte forskjellige varianter av samtidighet mellom jevnt fordelt temperaturandeler og temperaturdifferanser, som kan være kritiske i hvert sitt tilfelle:

$$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp} = 18,2^{\circ}C$$

$$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,con} = 18,2^{\circ}C$$

$$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp} = 15,7^{\circ}C$$

$$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,con} = 15,7^{\circ}C$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp} = 29,9^{\circ}C$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con} = 29,0^{\circ}C$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,exp} = 28^{\circ}C$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con} = 28^{\circ}C$$

## 6.3 Deformasjonslaster

Deformasjonslaster er laster som oppstår gjennom påførte deformasjoner på konstruksjoner, eller grunnet konstruksjonsmaterialets egenskaper [28]. Disse lastene er:

- føroppspanning
- svinn, kryp og relaksasjon
- setninger

- deformasjoner fra fabrikkasjon-, bygge eller installasjonsmetode

førøppspenning vil føre til hevekrefter på søylene, og virker i motsatt retning av de permanente og variable lastene. Siden disse kreftene overfører lite kraft vertikalt på søylene blir disse neglisjert i denne oppgaven etter samtale med veileder.



# Kapittel 7

## Lastkombinering

Lastkombinasjoner blir benyttet for å ta hensyn til at det er usannsynlig at alle lastene virker samtidig med sine respektive maksimalverdier. Lastkombinering for bruere blir gjennomført etter R412 [28] og skal gjennomføres for følgende grensetilstander:

- Bruddgrensetilstand
- Bruksgrensetilstand
- Ulykkesgrensetilstand
- Utmattingsgrensetilstand

Det vil i denne oppgaven kun være relevant å utføre lastkombinering i bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand da det er kapasiteten til tverrbæreren som skal undersøkes i denne oppgaven. Det vil også bli gjennomført rissviddekontroll grunnet den store miljøpåkjenningen fra sjøvann på brua.

### 7.1 Bruddgrensetilstand

Ved brukklassifisering skal det etter R412 [28] som et minimum kontrolleres for bruddgrensetilstand. Det skal kontrolleres for to sett med lastkombinasjoner, a og b, hvor det mest ugunstige tilfellet benyttes i dimensjoneringskontrollen. Lastgruppekombinasjon a og b fra Tabell 3.3-1 [28] er gjenngitt i Tabell 7.1. Lastfaktoren i tabellen multipliseres med den angitte lasten og summeres deretter sammen med resten av lastene.

Hvor:

Tabell 7.1: Lastfaktorer for bruddgrensetilstand

Lastgruppe Kombinasjon	Permanente laster, P		Deformasjonslaster, D	Variable laster, Q
	Jordtrykklast, J	Andre		
a	1,0	1,15 <sup>(1)(2)</sup>	$\gamma_D$	$\gamma_1 \cdot Q_1$
b	1,0	1,0	1,0	$\gamma_2 \cdot Q_1 + 0,8 \cdot \sum Q_n$

<sup>(1)</sup>Ved Kontroll for engangstransporter settes lastfaktor for andre permanente laster til 1,1.

<sup>(2)</sup>Lastfaktor for permanente laster settes lik 1,0 dersom dette er mest ugunstig

$$\gamma_D = 1,1/0,9 \text{ for direkte virkninger av spennkrefter, forøvrig er } \gamma_D = 1,0$$

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 1,4 \text{ for brukslaster} \\ &= 1,2 \text{ for spesialtransporter} \\ &= 1,15 \text{ for mobilkraner} \\ &= 1,1 \text{ for engangstransport} \\ &= 1,0 \text{ for temperaturlast, variabel del av vanntrykk og støt- og} \\ &\quad \text{fortøyningslast fra ferje} \\ &= 1,6 \text{ for øvrige variable laster} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma_2 &= 1,2 \text{ for brukslaster} \\ &= 1,1 \text{ for spesialtransport} \\ &= 1,05 \text{ for mobilkraner} \\ &= 0,8 \text{ for temperaturlast, variabel del av vanntrykk og støt- og} \\ &\quad \text{fortøyningslast fra ferjer} \\ &= 1,3 \text{ for øvrige variable laster} \end{aligned}$$

$$Q_1 = \text{Karakteristisk verdi for den variable last som er mest ugunstig for den lastvirkning som betraktes}$$

$$Q_n = \text{karakteristisk verdi for øvrige variable laster som er ugunstige for lastvirkningen.}$$

## 7.2 Bruksgrensetilstand

Dersom det ved brukklassifisering stilles spesielle bruksgrensekrav skal etter R412 [28], bruksgrensetilstanden kontrolleres for kombinasjonene a og b, med lastfaktorene angitt i Tabell 7.2, hvor kombinasjon a og b representerer:

- **Kombinasjon a**, antas å representere den største forventede lasttilstand i konstruksjonens levetid og anvendes for kontroll av lager- og fugeforskyvninger og liknende.
- **Kombinasjon b**, antas å representere en lasttilstand som ikke overskrides mer enn 100 ganger i konstruksjonens levetid, og anvendes for rissviddekontroll av betongkonstruksjoner og for kontroll av typiske deformasjoner og forskyvninger.

For bruer med planlagt restlevetid  $\leq 25$  år med kloridbelsatning, eller bruer med planlagt restlevetid  $> 25$  år med liten eller neglisjerbar kloridbelastning er rissviddekontroll normalt unødvendig. Bruer med middels eller høy kloridbelastning og planlagt restlevetid på  $> 25$  år bør imid-

lertid vurderes for rissvidde for følgende elementer:

- Slakkarmerte bjelker
- Bjelker med føroppsøpent armering med direkte heft til betongen (f.eks. NIB-bjelker) og overdekning i størrelsesorden lik slakkarmeringen
- Brudekker med slitelag uten membran

Dersom bruddgrensetilstanden for elementene over ikke overskrider 90% av armeringskapasitetene kan rissviddekontroll sløyfes.

Tabell 7.2: Lastfaktorer for bruksgrensetilstand

Kombinasjon	Permanente laster P	Deformasjons- laster D	Variable laster, Q		
			Trafikklaster T	Naturlaster E	Ballast etc. L
a	1,0	1,0	$Q_1 + 0,7 \cdot \sum Q_n$		1,0
b	1,0	1,0	$\Psi_1 \cdot Q_1 + 0,7 \cdot \sum \Psi_1 \cdot Q_n$		

Tabell 7.3: Kombinasjonsfaktorer

Variable laster Q		Kombinasjonsfaktorer $\Psi_1$
Trafikklaster	T	0,5
Naturlaster	E	0,5
Ballast etc.	L	1,0





# Kapittel 8

## Modell i Focus Konstruksjon

For å finne kreftene som virker på de aktuelle snittene blir analyseprogrammet Fokus Konstruksjon 2016 benyttet for å modellere, og finne de dimensjonerende kreftene på brua. Focus Konstruksjon er et program for rammekonstruksjoner i både 2D og 3D. Det er mulig å kjøre et bredt spekter av analyse typer, både statiske og dynamiske. Programmet blir kontinuerlig oppdatert i henhold til gjeldende standarder. Snølast og vindlast kan finnes ved hjelp av veivisere som genererer lastene basert på de aktuelle standardene og geografisk plassering av konstruksjonen. Programmet har også veiviser for generering av lastkombinasjoner etter EN 1990. Et annet nyttig verktøy som kan benyttes når man jobber med bruer er lasttog. Da flytter programmet trafikklaster langs konstruksjonen slik at man raskt får de mest kritiske posisjonene av lastene.

Hulvågbrua ble bygget i 1987, og er derfor ikke prosjektert etter dagens standarder. De innebygde standardene i Focus Konstruksjon kan derfor ikke benyttes. På grunn av dette blir det ikke inkludert lastfaktorer på lastene i modellen, men disse blir heller inkludert senere når alle kreftene er funnet. I Focus Konstruksjon kan man også få programmet til å generere forskjellige lastkombinasjoner ut fra gjeldende regelverk, eller selv bestemme lastkombinasjonene. I denne oppgaven blir de forskjellige lastene påført hver for seg og senere kombinert manuelt. Ved denne måten blir det enklere og mer oversiktlig å utføre egenkontroll av Focus-analysen, slik at man kan være trygg på at resultatene blir korrekte.

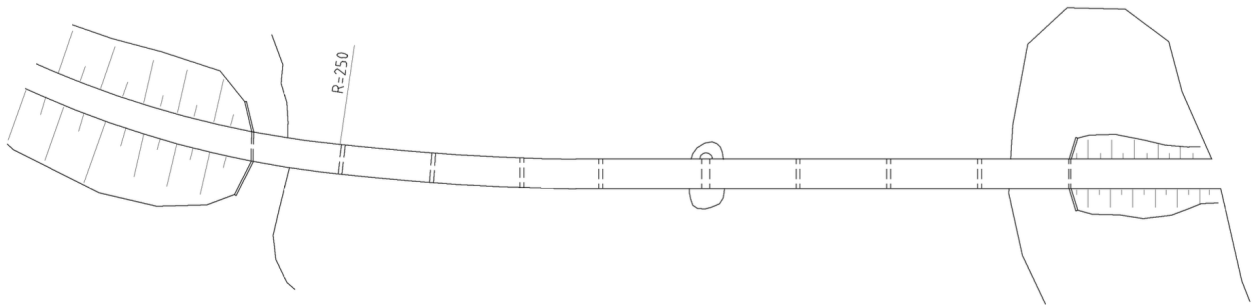
### 8.1 Oppbygging av global modell

I Focus Konstruksjon kan man enten bruke innlagte tverrsnitt ut fra hvilke materialer man velger, eller lage egendefinerte tverrsnitt. Tverrsnittet til brua finnes ikke som systemtverrsnitt i Focus, og begrensninger i geometri ved egendefinerte tverrsnitt gjør at det blir nødvendig å forenkle tverrsnittet i modellen. Dette vil ikke utgjøre noe forskjell på denne oppgaven da bruddgrensetilstanden til brudekket ikke er av relevans. Det blir derfor benyttet et t-tverrsnitt i modellen i stedet for et brudekke med fire føroppspente NIB 500/1400 bjelker på undersiden. Det blir heller ikke tatt hensyn til byggehistorien ved etablering av simultan virkning mellom brudekket og NIB-bjelkene. Brua betraktes derfor som et kontinuerlig system med lik stivhet over

hele lengden.

Søylene til brua er plassert på fjell under havnivå, og varierer fra litt mer enn 8 meter ved akse 7 til nesten 21 meter lange ved akse 4. De eneste søylene som befinner seg over havnivå er ved akse 6, og er 4,25 meter lange. På grunn av lengden på søylene blir disse byttet ut med glidelager i modellen.

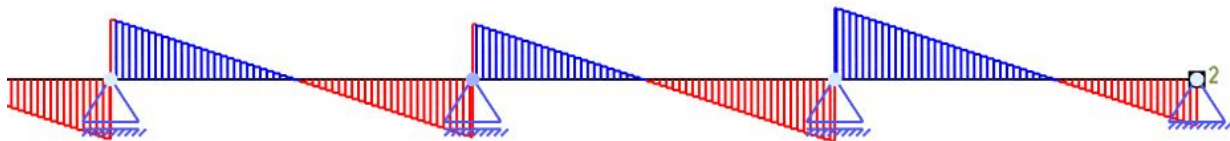
Hulvågbrua har en lett krumning i starten, men i samtale med veileder er denne krumningen vurdert til å være så liten at den ikke har noen stor betydning for dimensjoneringa av brua, som vist i Figur 8.1. Modellen blir derfor laget i 2D uten å ta hensyn til krumningen.



Figur 8.1: Krumning av Hulvågbrua

### 8.1.1 Egenlast

Siden tverrsnittet i Focus-modellen er en forenkling blir egenlasten funnet på forhånd ut fra det opprinnelige tverrsnittet, og senere satt på som en jevnt fordelt last i modellen. Focus Konstruksjon kan selv generere egenlasten til konstruksjoner, men for å få nøyaktig svar blir ikke dette benyttet. I Figur 8.2 ser man skjærgrammet for akse 7, 8, 9 og 10 fra venstre, og i Tabell 8.1 ser man opplagerkreftene i akse 8 forårsaket av de forskjellige bidragene til egenlasten.



Figur 8.2: Skjærgram fra egenlast

Tabell 8.1: Opplagerkrefter fra egenlast i akse 8

Opplagerkrefter i akse 8	Rx [kN]	Rz [kN]	Ry [kNm]
Rekkverk	0	22	0
Slitelag+ brudekke	0	1572	0
NIB-bjelker	0	520	0
<b>Totalt</b>	<b>0</b>	<b>2114</b>	<b>0</b>

### 8.1.2 Trafikklast

Ved helhetlig dimensjonering av bruer skal alle lasttilfellene undersøkes for alle plasseringer på brua, slik at man får de verste tilfellene i alle snitt og situasjoner. Dette er en tidkrevende prosess selv om man kan benytte seg av lasttog i Focus Konstruksjon. Da det i denne oppgaven skal sees spesielt på tverrbæreren i felt nummer 8, grunnet størst rissdannelse her, blir det ikke gjennomført analyse av lastene over hele brua. For å finne de dimensjonerende lastene som blir overført til tverrbæreren blir kun opplagerkreftene i felt 8 forårsaket av trafikklasten funnet. I dette spesielle tilfellet er det ikke nødvendig med lasttog, og man kan ut fra enkle mekanikkregler se hvilket tilfelle som er dimensjonerende.

Det tilfellet som vil medføre størst opplagerreaksjoner i felt 8 er vogntoglast med vekslende bidrag på annenhvert felt på  $6kN/m$  og illustreres i Figur 8.3.



Figur 8.3: Verste plassering av trafikklast

Lastene fra trafikklast er funnet for ett kjørefelt. Opplagerkraften forårsaket av det dominerende lasttilfellet fra trafikklast blir gjengitt i Tabell 8.2, og er representert med lastfaktor 1,0.

Tabell 8.2: Opplagerkrefter fra trafikklast i akse 8

Opplagerkrefter i akse 8	Rx [kN]	Rz [kN]	Ry [kNm]
Vogntoglast	0	462	0
Aksellast	0	40	0
Annen trafikk	0	73	0
<b>Totalt</b>	<b>0</b>	<b>575</b>	<b>0</b>

### 8.1.3 Lastkombinering

#### Bruddgrensetilstand

Siden trafikklast er den eneste variable lasten som blir benyttet er kun lastgruppekombinasjon relevant. Det står mer om lastkombinasjoner i kapittel 7, Lastkombinering.

Tabell 8.3: Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand

	Laster	Lastkombinasjon	Karakteristisk last [kN]	Dimensjonerende last [kN]
Egenlast	Rekkverk	1,15	22	25
	Slitelag + brudekke	1,15	1572	1808
	NIB_bjelker	1,15	520	598
	<b>Totalt</b>		<b>2114</b>	<b>2431</b>
Trafikklast	Vogntoglast	1,4	462	647
	Aksellast	1,4	40	56
	Annen trafikk	1,4	73	102
	<b>Totalt</b>		<b>575</b>	<b>805</b>

#### Brukgrensetilstand

Tabell 8.4: Lastkombinasjoner

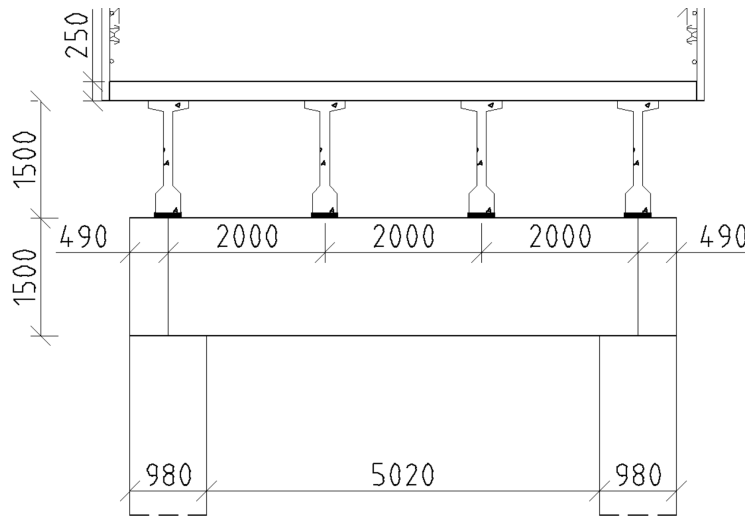
	Laster	Lastkombinasjon	Karakteristisk last [kN]
Egenlast	Rekkverk	1,0	22
	Slitelag + brudekke	1,0	1572
	NIB-bjelker	1,0	520
	<b>Totalt</b>		<b>2114</b>
Trafikklast	Vogntoglast	1,0/0,5	462
	Aksellast	1,0/0,5	40
	Annen trafikk	1,0/0,5	73
	<b>Totalt</b>		<b>575</b>

Tabell 8.5: Dimensjonerende last

Kombinasjon	Dimensjonerende last [kN]
a	$2114 + 575 = 2689 \text{ kN}$
b	$2114 + 0,5 \cdot (575) = 2402 \text{ kN}$

## 8.2 Krefter i tverretning

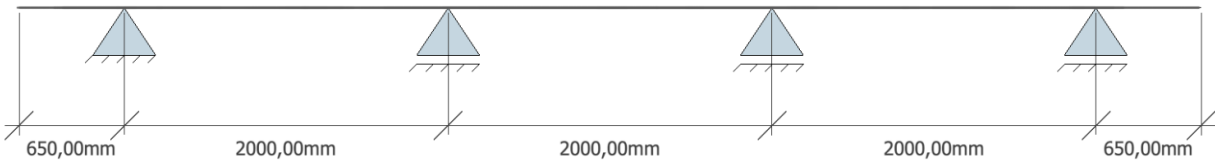
Etter at man har funnet de dimensjonerende lastene ved akse 8 i lengderetning må det vurderes hvordan disse blir overført til tverrbæreren. I Figur 8.4 ser man at de ytterste NIB-bjerkene ligger i plan med senter av søylene. Dette medfører at kreftene som blir overført fra disse bjerkene ikke bidrar til momenter i tverrbæreren. Selv om disse kreftene ikke bidrar til momenter overfører de krefter gjennom tverrbæreren og ned til søylene, noe som fører til trykk i tverrbæreren, og potensielt svekket skjærkapasitet. De forskjellige lastene blir undersøkt hver for seg, og deretter slått sammen for å få så realistisk lastoverføring som mulig.



Figur 8.4: Plassering av NIB-bjelker

Focus Konstruksjon blir benyttet til å lage en modell som fører kreftene til NIB-bjerkene og ned til tverrbæreren i akse 8, for å undersøke hvordan kreftene fordeler seg fra dekket til tverrbæreren. Alle kreftene fra brua som blir tatt opp av tverrbæreren antas å gå gjennom NIB-bjerkene. Siden forholdet mellom spennet og høyden på tverrbæreren er relativt liten forenkles modellen ved at NIB-bjerkene betraktes som frie opplegg med bruplatten som kontinuerlig bjelke over hele bredden. Den statiske modellen av bruas tverretning er fremstilt i Figur 8.5

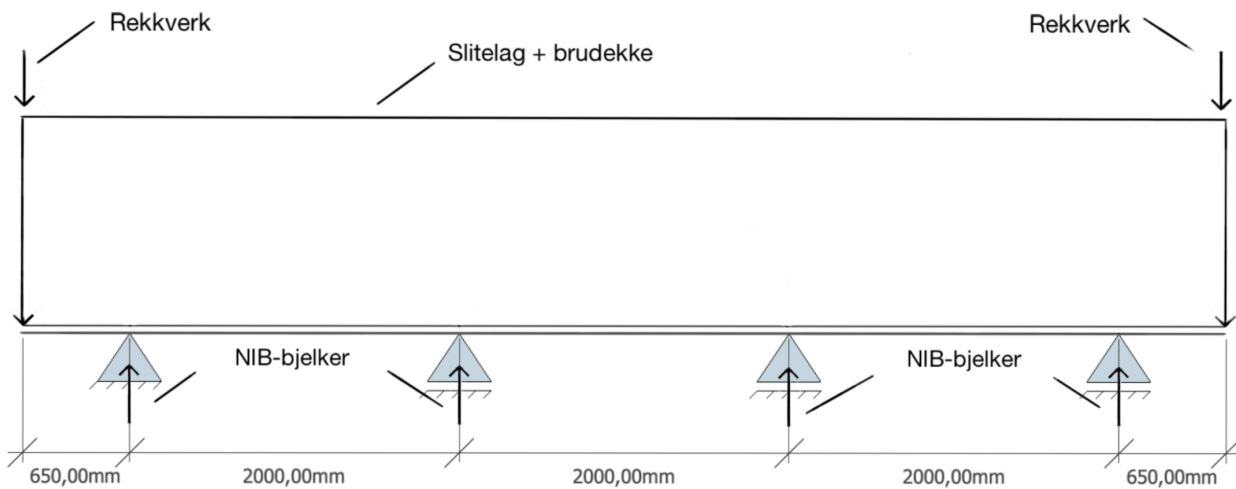
Det vil også bli overført vertikale krefter fra avstiverene mellom brudekket og ned til tverrbæreren. Dette blir imidlertid sett bort fra i denne oppgaven da dette ikke er avstiverenes oppgave. Det blir derfor antatt at avstiverene kun overfører horisontale skjærkrefter. Disse antagelsene vil være konservative siden man ikke får krefter mot midten av tverrbæreren, og at kreftene nær de ytterste NIB-bjerkene blir overført direkte ned i søylene i stedet for å bli fordelt ut på tverrbæreren.



Figur 8.5: Statisk modell i tverretning ved akse 8

### 8.2.1 Egenlast

Etter at de dimensjonerende opplagerkreftene i bruas lengderetning er funnet i akse 8, blir lastene fordelt utover brudekkets tverretning på mest mulig naturlig måte som vist i Figur 8.6. Slitelaget og brudekket fordeles jevnt utover brudekkets bredde, mens NIB-bjelkene og rekkverket blir plassert som punktlaster på sine respektive plasseringer.



Figur 8.6: Plassering av egenlast

Tabell 8.6 viser fordelingen av de forskjellige karakteristiske lastene i tverretning basert på Figur 8.6

Tabell 8.6: Karakteristisk egenlast ved akse 8

Laster	Type last	Bredde/ antall	Karakteristisk last [kN]	Last i tverretning
Rekkverk	Punktlast	2	22	11 kN
Brudekke + slitelag	Jevnt fordelt	7,3 meter	1572	215 kN/m
NIB-bjelker	Punktlast	4	520	130 kN

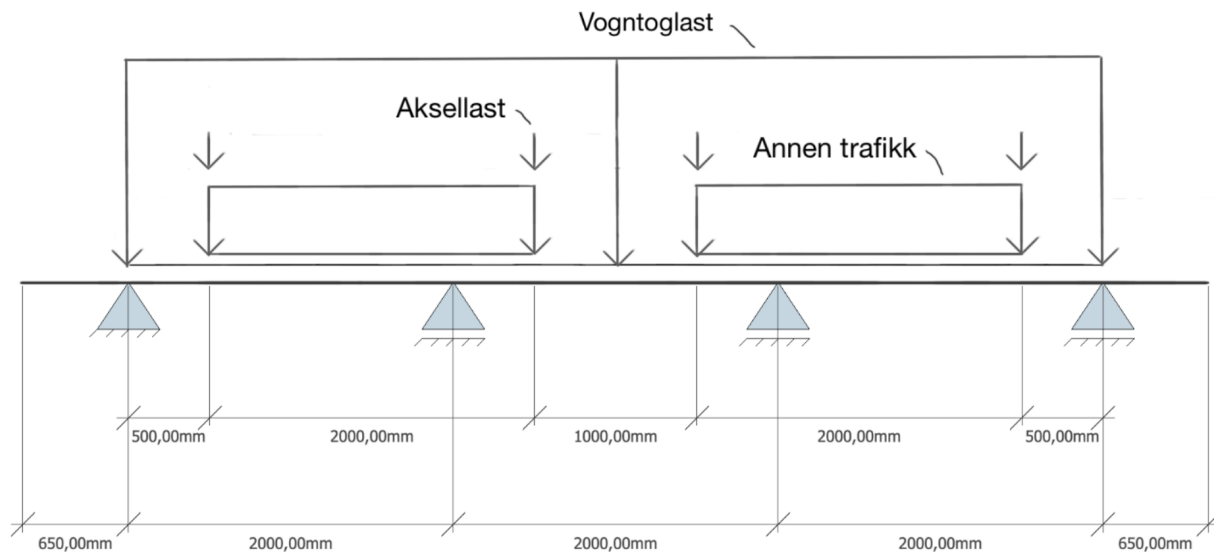
## 8.2.2 Trafikklast

Trafikklasten skal plasseres i mest ugunstige posisjon innenfor bruas føringsavstand (R412). I denne oppgaven vil dette si at trafikklast plasseres mest mulig mot midten av brudekket slik at mest mulig av trafikklasten blir overført til tverrbærerne via de midterste NIB-bjelkene. En slik posisjon vil føre til både størst moment og skjær i tverrbærerne. Det står mer om plassering av trafikklast i kapittel 6, Laster.

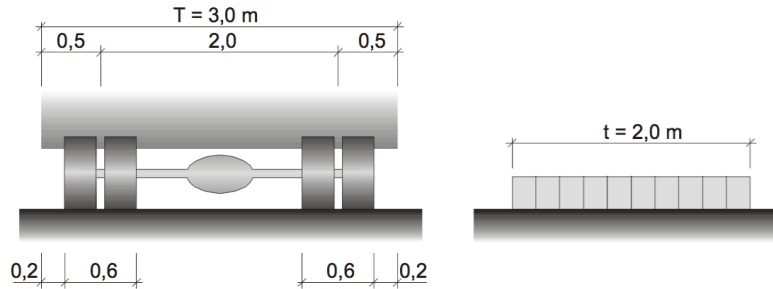
Tung trafikklast krever en bredde på 3 meter, og siden Hulvågbrua har føringsavstand på 7 meter, er det dermed plass til to vogntoglaster ved siden av hverandre. Aksellasten er plassert 0,5 meter inn på hver side av tung trafikklast. Lett trafikklast opptar en bredde på 2 meter og plasseres i begge kjørefelt med en avstand til hverandre på 1 meter. Aksellasten virker som to punktlaster med to meters mellomrom til hverandre, og med en avstand på 0,5 meter på hver side av enden på vogntoglasten. Plasseringen av trafikklasten er illustrert i Figur 8.7, mens Tabell 8.7 viser de karakteristiske trafikklastene i tverretning på akse 8

Tabell 8.7: Karakteristisk trafikklast ved akse 8

Laster	Type last	Bredde/ antall	Totalt antall	Karakteristisk last [kN]	Last i tverretning
Vogntoglast	jevnt fordelt	3 meter	2	462	154 kN/m
Annen trafikk	jevnt fordelt	2 meter	2	73	37 kN/m
Aksellast	punktlast	2	4	40	20 kN



Figur 8.7: Plassering av trafikklast



Figur 8.8: Bredden av lastfelt

### 8.2.3 Laster overført til tverrbærer akse 8

Kreftene på tverrbæreren fra egenlast og trafikklast blir representert som punktlaster ved NIB-bjelkene og er gjengitt i tabell 8.8, etter gjennomført analyse av både egenlasten og trafikklasten i Focus Konstruksjon.

Tabell 8.8: Opplagerkrefter i tverretning

	Laster	Last-komb.	Karakteristisk [kN]				Dimensjonerende [kN]			
			1	2	3	4	1	2	3	4
Egenlast	Rekkverk	1,15/1,0	15	-4	-4	15	17	-4	-4	17
	Slitelag + brudekke	1,15	339	446	446	339	390	513	513	390
	NIB-bjelker	1,15	130	130	130	130	150	150	150	150
	<b>Total</b>		<b>484</b>	<b>571</b>	<b>571</b>	<b>484</b>	<b>557</b>	<b>659</b>	<b>659</b>	<b>557</b>
Trafikklast	Vogntoglast	1,4	123	339	339	123	172	475	475	172
	Aksellast	1,4	12	28	28	12	17	39	39	17
	Annen trafikk	1,4	16	58	58	16	22	81	81	22
	<b>Total</b>		<b>152</b>	<b>424</b>	<b>424</b>	<b>152</b>	<b>213</b>	<b>594</b>	<b>594</b>	<b>213</b>

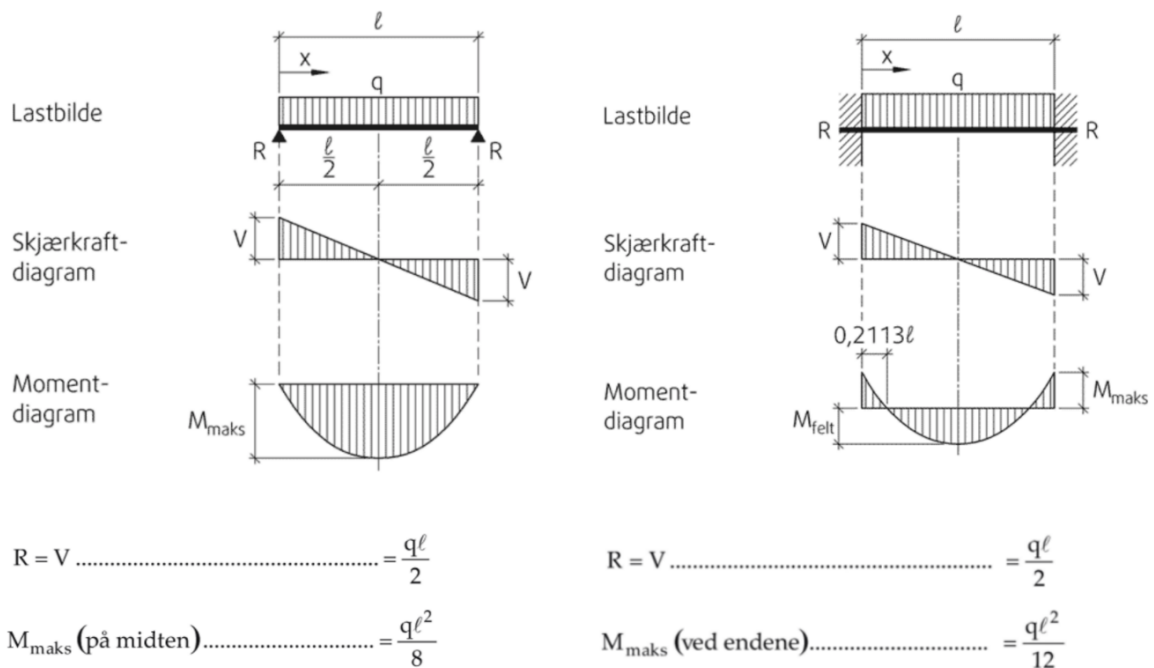
## 8.3 Focus modell av søyler og tverrbærer

Etter at plasseringen og størrelsen til lastene i kapittel 8.2.1 og 8.2.2 er funnet blir det laget en modell av tverrbæreren og søylene ved akse 8 i Focus Konstruksjon. I modellen blir totalkreftene fra Tabell 8.8 påført, og de dimensjonerende kreftene på tverrbæreren kan bli fremstilt. Det samme blir gjort for egenlasten til tverrbæreren, og de relevante kreftene er vist i Tabell 8.9.

tverrbæreren er laget av armert betong, med betongkvalitet på C45, og armeringskvalitet på K400TS og K500TS. Søylene er laget av betongfylte stålsøyler, og er forankret i fast fjell. tverrbæreren og søylene er antatt simultane på grunn av mengden armering i knutepunktet mellom dem.

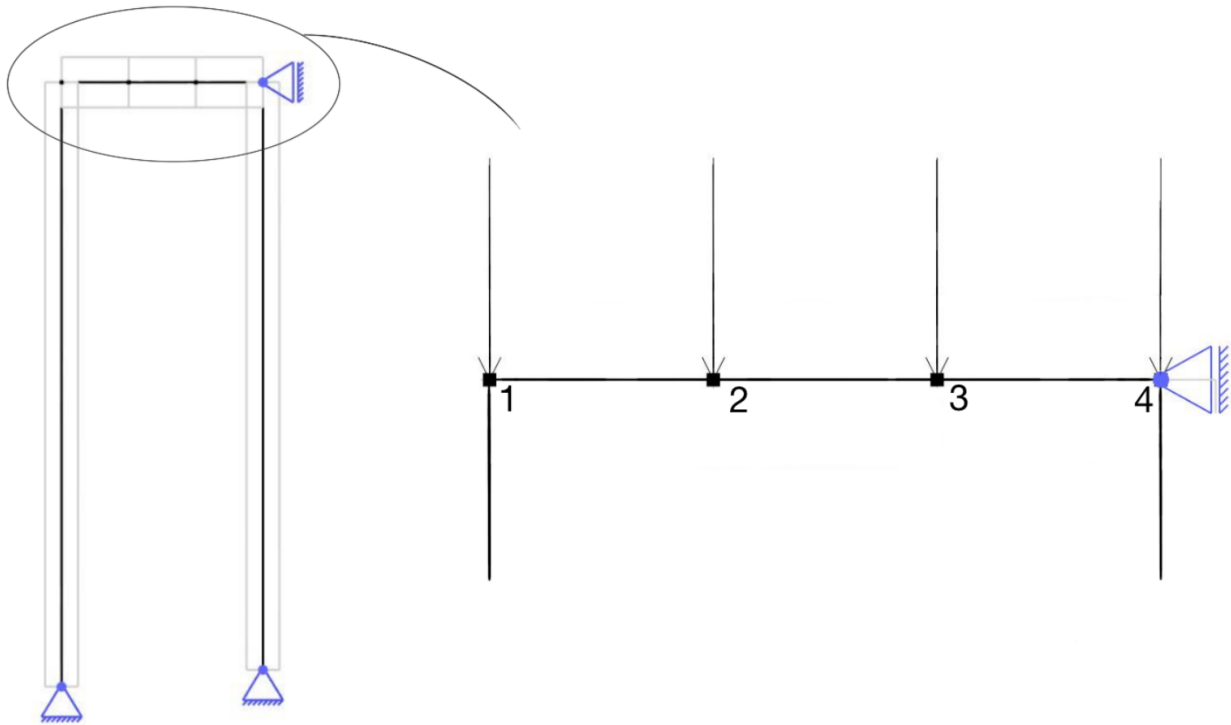


I tegningsgrunnlaget til oppgaven står det ingen opplysninger om dimensjonene av stålsylinderen til søylene. Etter samtale med veileder blir det derfor benyttet betongsøyler uten stålsylinder på utsiden. Dette medfører at søylene i modellen blir mykere enn det dem er i virkeligheten, som igjen vil føre til større feltmoment og mindre støttemoment enn hva som er tilfellet i den opprinnelige konstruksjonen. Dette vil føre til mer konservative momenter i felt, og mindre konservative momenter i støtte mellom bjelke og søyler. Siden bjelken har samme tverrsnitt over hele, og feltmomentet til en fritt opplagt bjelke er større en støttemomentet til en tilsvarende fast innspent bjelke, vurderes dette til å være konservativt da det er bjelkens maksimale moment som blir benyttet som bjelkens dimensjonerende moment. Dette kan ses i Figur 8.9, som er hentet fra SINTEF byggforsk [9]. For skjær blir kreftene like uavhengig av stivheten til komponentene i rammen, og kan også ses fra figuren.



Figur 8.9: Bjelkeformler [9]

Det statiske systemet benyttet i Focus Konstruksjon modelleres som en stiv ramme med rotasjonsfrie randbetingelser med fastholdning i x- og y-retning ved søylef\ottene. Ut fra tegningsgrunnlaget i vedlegg A hvor søylef\ottene satt ned i sm\aa groper av sprengt fjell, og kun fastholdt av sentrert fordybning ned i fjellet med utst\oppning av den sprengte gropen til pelef\ottene. Siden brudekket er hele 7.3 meter bredt vil det ta opp skj\ærkrefter i horisontalplanet sv\ært godt. Det blir derfor antatt at rammen er fastholdt horisontalt ved tverrb\areren, og representeres av et rotasjonsfritt glidelager med fastholding hosisontalt i knutepunktet mellom den ene s\oylen og tverrb\areren. Disse randbetingelsene f\orer til at modellen blir et statisk bestemt system, noe som representerer den opprinnlige konstruksjonen bra. Modellen av tverrb\arer og s\oyler er vist i Figur 8.10



Figur 8.10: Focus-modell av søyler og tverrbærer

Tabell 8.9: Dimensjonerende krefter på tverrbærer i akse 8

	Last-komb.	Moment i felt [kNm]		Moment i støtte [kNm]		Skjær i støtte [kN]	
		K	D	K	D	K	D
Bjelkens egenlast	1,15	156,91	180,45	8,67	9,97	108,35	124,60
Sekundær egenlast	1,15	1084,07	1246,68	60,10	69,12	571,54	657,27
Trafikklast	1,4	804,93	1126,90	44,46	62,24	424,35	594,09
<b>Total</b>		<b>2045,91</b>	<b>2554,03</b>	<b>113,23</b>	<b>141,33</b>	<b>1104,24</b>	<b>1375,96</b>
K = Karakteristisk D = Dimensjonerende							

# Kapittel 9

## Verifikasjon av Focus-modell

### 9.1 Kontroll av fokusmodell

For å undersøke om Focus-modellen er riktig blir det gjennomført en kontroll av momentene forårsaket av egenlasten ved hjelp av matrisestatikk. Kontrollen går ut på å se hvor langt analysen i Focus Konstruksjon viker fra håndberegninger. K-matrisen og lastvektoren blir funnet analytisk og deretter lagt inn i matematikkprogrammet Mathcad, for å finne rotasjoner og momenter ved aksene. Momentene blir deretter sammenlignet med resultatene i Focus-modellen. Dette blir gjort for å kontrollere om Focus Konstruksjon tolker inndata på ønsket måte, og om den statiske modellen i Focus er riktig fremstilt.

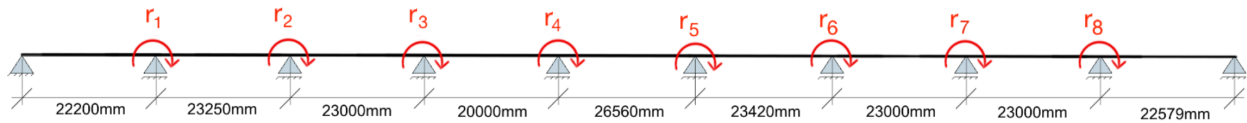
K er konstruksjonens stivhetsmatrise. Den blir funnet ved å rotere frihetsgradene,  $r_n = 1$ , en etter en mens resten av frihetsgradene blir satt til  $r = 0$ , altså fastholdt. Stivhetsmatrisen er avhengig av konstruksjonens bøyestivhet, og vi får da en matrise som beskriver hvordan forflytning i én frihetsgrad påvirker resten av konstruksjonen. Lastvektoren, R, er bygget opp av fastholdingskreftene i konstruksjonen,  $R_0$ , og konsentrerte krefter som virker langs frihetsgradene,  $R_k$ . Vi får da stivhetsrelasjonen:

$$K \cdot r = R \quad (9.1)$$

### 9.2 Verifikasjon i lengderetning

I håndberegningen benyttes samme statiske system som i Focus Konstruksjon med glidelager ved søylene og venstre landkar, og fastlager ved høyre landkar. Brudekket er kontinuerlig over hele brua, og ligger oppå oppleggene. Det statiske systemet er illustrert i Figur 9.1, og de fullstendige håndberegningene finnes i vedlegg E.

K-matrisen og lastfaktoren blir funnet ved å benytte bjelkeformler fra vedlegg E, og én rotasjonsfrihetsgrad per akse foruten landkarene, hvor det ikke opptrer noe moment. Tverrsnitt og



Figur 9.1: Statisk system med frihetsgrader

materialer er like over hele brua, og fører til at hele K-matrisen har lik  $EI$ . Lendene på spennene til brua er på mellom 20000mm og 26550mm, som vist i figur 9.1.

$$\begin{aligned}
 L_1 &:= 22.200 \text{ m} & L_2 &:= 23.250 \text{ m} & L_3 &:= 23.000 \text{ m} & L_4 &:= 20.000 \text{ m} & L_5 &:= 26.560 \text{ m} \\
 L_6 &:= 23.420 \text{ m} & L_7 &:= 23.000 \text{ m} & L_8 &:= 23.000 \text{ m} & L_9 &:= 22.579 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Figur 9.2: Lengder på spenn fra venstre til høyre i modellen

K-matrisen blir funnet fra de 8 frihetsgradene og blir fremstilt av stivhetsrelasjonen vist i Figur 9.3 med lengder på spennene vist i Figur 9.2. Stivhetsrelasjonene blir så satt inn i K-matrisen vist i Figur 9.4. Etter at stivheten til modellen er funnet blir lastene fra egenlast og trafikklaster evaluert hver for seg.

$$\begin{array}{lll}
 1 & k_{11} := \frac{3 \cdot EI}{L_1} + \frac{4 \cdot EI}{L_2} & k_{21} := \frac{2 \cdot EI}{L_2} \\
 2 & k_{12} := \frac{2 \cdot EI}{L_2} & k_{22} := \frac{4 \cdot EI}{L_2} + \frac{4 \cdot EI}{L_3} & k_{32} := \frac{2 \cdot EI}{L_3} \\
 3 & k_{23} := \frac{2 \cdot EI}{L_3} & k_{33} := \frac{4 \cdot EI}{L_3} + \frac{4 \cdot EI}{L_4} & k_{43} := \frac{2 \cdot EI}{L_4} \\
 4 & k_{34} := \frac{2 \cdot EI}{L_4} & k_{44} := \frac{4 \cdot EI}{L_4} + \frac{4 \cdot EI}{L_5} & k_{54} := \frac{2 \cdot EI}{L_5} \\
 5 & k_{45} := \frac{2 \cdot EI}{L_5} & k_{55} := \frac{4 \cdot EI}{L_5} + \frac{4 \cdot EI}{L_6} & k_{65} := \frac{2 \cdot EI}{L_6} \\
 6 & k_{56} := \frac{2 \cdot EI}{L_6} & k_{66} := \frac{4 \cdot EI}{L_6} + \frac{4 \cdot EI}{L_7} & k_{76} := \frac{2 \cdot EI}{L_7} \\
 7 & k_{67} := \frac{2 \cdot EI}{L_7} & k_{77} := \frac{4 \cdot EI}{L_7} + \frac{4 \cdot EI}{L_8} & k_{87} := \frac{2 \cdot EI}{L_8} \\
 8 & k_{78} := \frac{2 \cdot EI}{L_8} & k_{88} := \frac{4 \cdot EI}{L_8} + \frac{3 \cdot EI}{L_9}
 \end{array}$$

Figur 9.3: Stivhetsrelasjon i lengderetning

$$K := \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_{32} & k_{33} & k_{34} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_{43} & k_{44} & k_{45} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_{54} & k_{55} & k_{56} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & k_{65} & k_{66} & k_{67} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{76} & k_{77} & k_{78} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{87} & k_{88} \end{bmatrix}$$

Figur 9.4: K-matrise i lengderetning

### 9.2.1 Egenlast

Ved håndberegninger av egenlastens bidrag på bruas system i lengderetning blir det undersøkt om hvordan støttemomentene samsvarer med Focus-modellen slik at man kan få bilde av om det statiske systemet er riktig fremstilt. Opplagerkreftene i akse 8 vil også bli kontrollert da det er dette snittet som er mest relevant i oppgaven, og slik at man kan bruke disse resultatene til videre håndberegninger.

Egenlasten har bidrag fra rekkverk, slitelag, brudekke og NIB-bjelker, hvor alle er jevnt fordelt over hele brua i lengderetning. Disse lastene blir slått sammen til en felles egenlast, og fører til lastvektor med tilhørende fastholdingsmomenter vist i Figur 9.5.

Egenlastens størrelse er hentet fra kapittel 6 Laster, og er representert i lastvektoren som:

$$p = 94,3 \text{ kN/m} \quad (9.2)$$

$$R_0 := \begin{bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \\ R_4 \\ R_5 \\ R_6 \\ R_7 \\ R_8 \end{bmatrix} \quad \begin{array}{l} R_1 := \frac{p \cdot L_1^2}{8} - \frac{p \cdot L_2^2}{12} \\ R_2 := \frac{p \cdot L_2^2}{12} - \frac{p \cdot L_3^2}{12} \\ R_3 := \frac{p \cdot L_3^2}{12} - \frac{p \cdot L_4^2}{12} \\ R_4 := \frac{p \cdot L_4^2}{12} - \frac{p \cdot L_5^2}{12} \\ R_5 := \frac{p \cdot L_5^2}{12} - \frac{p \cdot L_6^2}{12} \\ R_6 := \frac{p \cdot L_6^2}{12} - \frac{p \cdot L_7^2}{12} \\ R_7 := \frac{p \cdot L_7^2}{12} - \frac{p \cdot L_8^2}{12} \\ R_8 := \frac{p \cdot L_8^2}{12} - \frac{p \cdot L_9^2}{8} \end{array}$$

(a) Vektor (b) Fastholdingskrefter

Figur 9.5: Lastvektor til egenlast i lengderetning

## Støttemomenter

Resultatene av bruas støttemomenter fra Focus-modellen og håndberegningene er fremstilt i Tabell 9.1, og viser at Focus-modellen samsvarer godt med håndberegningene hos alle knutepunktene med en maksimal feilmargin på 0,34%. Dette viser at det statiske systemet i modellen fungerer som det er tenkt, og det trengs derfor ikke å gjøres ytterligere verifisering av det statiske systemet.

Tabell 9.1: Momenter ved aksene

Akse	Moment [kNm]		Avvik
	Focus-modell	Håndberegninger	%
2	5003	5020	0,34
3	4200	4210	0,24
4	3340	3347	0,21
5	4527	4539	0,26
6	5282	5296	0,26
7	4029	4038	0,22
8	3937	3944	0,18
9	5107	5128	0,41

## Opplagerkraft i akse 8

Den vertikale opplagerkraften i akse 8 forårsaket av egenlasten fra Focus-modell og håndberegninger er vist i Tabell 9.2. Håndberegningene samsvarer veldig godt med Focus-modellen, og avviker fra hverandre med kun 0,035%. Håndberegningene blir benyttet videre i verifikasjon av trafikklasterens bidrag i tverretning i akse 8.

Tabell 9.2: Opplagerkraft fra egenlast

Opplagerkraft akse 8 [kN]		Avvik
Focus-modell	Håndberegninger	%
2114,03	2113,28	0,035

### 9.2.2 Trafikklaster

Verifikasjon av trafikklaster blir gjennomført ved å finne de vertikale opplagerkreftene i akse 8 på samme måte som for egenlasten, men med lastvektor resultatet av trafikklasterne, for å se hvordan disse samsvarer med trafikklasteren i Focus-modellen.

Trafikklasteren virker med vekslende jevnt fordelte laster over brua, som vist i Tabell 8.3. Lastene er fordelt i aksellaster, vogntoglast og annen trafikk. Vogntoglasten virker over akse 8 med en lengde på 8 meter på hver side. Denne lengden er representert i trafikklasterens lastvektor som  $a = 8m$ ,

og det resterende spennet på hver side av akse 8 er representert som  $b = 15\text{ m}$ . Trafikklasten blir delt inn i to lastvektorer, en for annen trafikk, og en for vogntoglast. Aksellasten virker over opplageret i akse 8, og bidrar derfor ikke til deformasjoner i langsgående retning. Lastvektorene er vist i Figur 9.6 med de tilhørende lastene:

- Aksellast =  $F = 40\text{ kN}$
- Annen trafikk =  $p = 6\text{ kN/m}$
- vogntoglast =  $P = 31,25\text{ kN/m}$

$$\begin{aligned}
 R_{1,annen} &:= \frac{p \cdot L_1^2}{8} & R_{2,annen} &:= \frac{-p \cdot L_3^2}{12} & R_{3,annen} &:= \frac{p \cdot L_3^2}{12} & R_{4,annen} &:= \frac{-p \cdot L_5^2}{12} & R_{5,annen} &:= \frac{p \cdot L_5^2}{12} \\
 R_{6,annen} &:= -\frac{p \cdot (L_7 - a)^2 \cdot (L_7^2 + 2 \cdot L_7 \cdot a + 3 \cdot a^2)}{12 \cdot L_7^2} \\
 R_{7,annen} &:= \frac{p \cdot (L_7 - a)^3 \cdot (L_7 + 3 \cdot a)}{12 \cdot L_7^2} - \frac{p \cdot (L_8 - a)^3 \cdot (L_8 + 3 \cdot a)}{12 \cdot L_8^2} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 R_{8,annen} &:= \frac{p \cdot (L_8 - a)^2 \cdot (L_8^2 + 2 \cdot L_8 \cdot a + 3 \cdot a^2)}{12 \cdot L_8^2} \\
 R_{1,vogn} &:= 0 \text{ kN} \cdot \text{m} & R_{2,vogn} &:= 0 \text{ kN} \cdot \text{m} & R_{3,vogn} &:= 0 \text{ kN} \cdot \text{m} & R_{4,vogn} &:= 0 \text{ kN} \cdot \text{m} & R_{5,vogn} &:= 0 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 R_{6,vogn} &:= -\frac{P \cdot (L_7 - b)^3 \cdot (L_7 + 3 \cdot b)}{12 \cdot L_7^2} \\
 R_{7,vogn} &:= \frac{P \cdot (L_7 - b)^2 \cdot (L_7^2 + 2 \cdot L_7 \cdot b + 3 \cdot b^2)}{12 \cdot L_7^2} - \frac{P \cdot (L_8 - b)^2 \cdot (L_8^2 + 2 \cdot L_8 \cdot b + 3 \cdot b^2)}{12 \cdot L_8^2} \\
 R_{8,vogn} &:= \frac{P \cdot (L_8 - b)^3 \cdot (L_8 + 3 \cdot b)}{12 \cdot L_8^2}
 \end{aligned}$$

Figur 9.6: Latvektor for bidraget av annen trafikk og vogntoglast

Den vertikale opplagerkraften ved akse 8 forårsaket av trafikklasten fra både Focus-modell og håndberegninger er fremstilt i Tabell 9.3, og viser et avvik på 0,1% for både annen trafikk og vogntoglast. Dette indikerer at trafikklasten påført i Focus-modellen virker på ønsket måte. Resultatet fra håndberegningene blir brukt i videre verifikasjon.

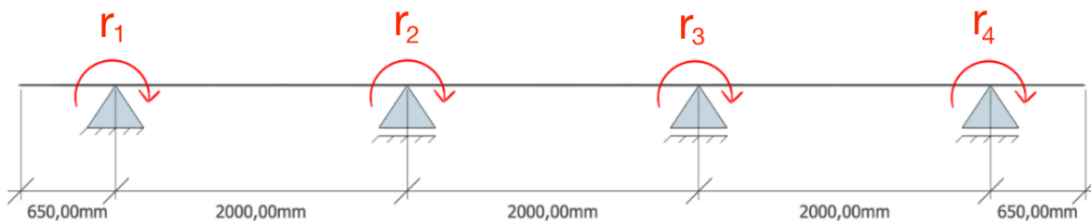
Tabell 9.3: Opplagerkraft fra trafikklast

	Opplagerkraft akse 8		Avvik
	Focus-modell [kN]	Håndberegninger [kN]	%
Annen trafikk	72,84	72,91	0,1
Vogntoglast	461,93	462,41	0,1
Total + aksellast (40kN)	574,77	575,33	0,1

### 9.3 Verifikasjon i tverretning

Ved verifikasjon av kreftene i tverretning brukes den samme statiske modellen som i Focus konstruksjon, med ett rotasjonstfritt fast knutepunkt ved venstre NIB-bjelke, og glidelager ved de resterende tre NIB-bjelkene. Det blir i Håndberegningene benyttet en rotasjonsfrihetsgrad i hvert av oppleggene, og resulterer i en 4x4 K-matrise med Stivhetsrelasjonene vist i Figur 9.8 basert på frihetsgradene illustrert i Figur 9.7. De fullstendige beregningene for verifikasjon av kreftene i tverretning finnes i vedlegg E. Elementenes lengder er representert i håndberegningene som:

- $L_1 = 650\text{mm}$
- $L_2 = 2000\text{mm}$
- $L_3 = 2000\text{mm}$
- $L_4 = 2000\text{mm}$
- $L_5 = 650\text{mm}$



Figur 9.7: Frihetsgrader

Ved beregning av opplagerkreftene i tverretning blir først systemets rotasjoner funnet ved hjelp av matrisestatikk, altså relasjon mellom fastholdingsmomenter ved frihetsgradene og frihetsgradenes rotasjoner basert på systemets stivhet,  $Kr = R_0$ . Skjærkreftene blir så funnet ved å kombinere fastholdingskrefter fra lastene, og skjærkrefter ved å rotere frihetsgradene etter  $r = K^{-1}R_0$ . alle kreftene som virker på opplagene blir så summert og opplagerkreftene blir dermed funnet.



$$\begin{array}{lll}
 1 & K_{11} := \frac{4 \cdot EI}{L_2} & K_{12} := \frac{2 \cdot EI}{L_2} \\
 2 & K_{21} := \frac{2 \cdot EI}{L_2} & K_{22} := \frac{4 \cdot EI}{L_2} + \frac{4 \cdot EI}{L_3} & K_{32} := \frac{2 \cdot EI}{L_3} \\
 3 & K_{23} := \frac{2 \cdot EI}{L_3} & K_{33} := \frac{4 \cdot EI}{L_3} + \frac{4 \cdot EI}{L_4} & K_{43} := \frac{2 \cdot EI}{L_4} \\
 4 & K_{44} := \frac{4 \cdot EI}{L_4} & K_{34} := \frac{2 \cdot EI}{L_4}
 \end{array}$$

Figur 9.8: Elementenes stivhet

### 9.3.1 Egenlast

Siden opplagene i modellen befinner seg ved NIB-bjelkene blir ikke bidraget fra disse tatt med i håndberegningene før de blir påført som punktlaster ved endelig kalkulasjon av opplagerkreftene til systemet. Bidraget fra brudekkeslitelag,  $R_{bs}$ , og rekkverket,  $R_{rek}$ , blir funnet hver for seg med lastvektorer for fatholding vist i Figur 9.9 og plassering vist i Figur 8.6.

Alle egenlastene er jevnt fordelt over hele brua i lengderetning, og bidraget fra hver enkelt last på akse 8 i tverretning vil derfor være likt fordelt som lastene i lengderetning. De forskjellige lastene vil dermed bidra i tverretning som vist i Tabell 9.4. Dette resulterer i lastvektor fremstilt i Figur 9.9 med følgende laster:

- $q$  = brudekke + slitelag = 214,3 kN/m
- $F$  = Rekkverk = 11,2 kN

Tabell 9.4: Laster fordelt på egenlast (94,3kN) i akse 8 (2113kN)

	Laster på bruas lengderetning [kN/m]	Bidrag på akse 8 [kN]	Bidrag fordelt i tverretning
Rekkverk	1	$1/94,7 \cdot 2113 = 22,3$	$22,3/2 = 11,2$ kN
Brudekke	45,6	$45,6/94,7 \cdot 2113 = 1017,5$	$1017,5/7,3 = 139,4$ kN/m
Slitelag	24,5	$24,5/94,7 \cdot 2113 = 546,6$	$546,6/7,3 = 74,9$ kN/m
NIB-bjelker	23,6	$23,6/94,7 \cdot 2113 = 526,6$	$526,6/4 = 131,7$ kN
<b>Totalt</b>	<b>94,7</b>	<b>2113</b>	

Resultatene fra Focus Konstruksjon og håndberegningene er omtrent identiske med største avvik på 0,06%, vist i Tabell 9.5. Dette indikerer at Focus-modellen presenterer kreftene fra egenlasten i tverretning ved akse 8 på ønsket måte.

$$R_{bs} := \begin{bmatrix} \frac{q \cdot L_1^2}{2} & \frac{q \cdot L_2^2}{12} \\ 0 & 0 \\ \frac{q \cdot L_4^2}{12} & \frac{q \cdot L_5^2}{2} \end{bmatrix} \quad R_{rek} := \begin{bmatrix} F \cdot L_1 \\ 0 \\ 0 \\ -F \cdot L_5 \end{bmatrix} \quad R_{0.bs} := -R_{bs} \quad R_{0.rek} := -R_{rek}$$

 Figur 9.9: Lastvektor for brudekke/slitelag,  $R_{bs}$ , og rekkverk,  $R_{rek}$ 

Tabell 9.5: Sammenligning av Focus-modell og håndberegninger

Opplager nr.	Opplagerkraft [kN]		Avvik %
	Focusmodell	Håndberegninger	
1	484,5	485,2	0,14
2	571,3	571,6	0,05
3	571,3	571,6	0,05
4	484,5	485,2	0,14

### 9.3.2 Trafikklast

Trafikklastenes plassering i tverretning er hentet fra Tabell 8.7 og delt opp i vogntoglast, aksellast og last fra annen trafikk. De forskjellige lasttilfellene blir undersøkt hver for seg, og satt sammen til trafikklastens opplagerkraft ved de ulike opplagene.

Størrelsen på de forskjellige lastene er funnet fra håndberegningene i Tabell 9.3 sammen med trafikklastenes plassering i tverretning, og fører til trafikklastene for tverretning i akse 8 vist i Tabell 9.6. Dette fører til lastvektorene fremstilt i Figur 9.10 med tilhørende laster:

- $q$  = vogntoglast = 154,1 kN/m
- $p$  = annen trafikk = 36,5 kN/m
- $F$  = aksellast = 20,0 kN

Tabell 9.6: Lastfordeling i tverretning

	Opplagerkraft akse 8 [kN]	Bredde/ punktlast	Bidrag fordelt i tverretning
Annen trafikk	72,9	2 meter	36,5 kN/m
Vogntoglast	462,4	3 meter	154,1 kN/m
Aksellast	40,0	2 punktlaster	20,0 kN/m

Resultatene i Tabell 9.7 viser at Focus-modellen også for trafikklasten i tverretning stemmer veldig godt med håndberegningene med største avvik på 0,26%.

$$R_{1.vogn} := \frac{q \cdot L_2^2}{12}$$

$$R_{2.vogn} := \frac{q \cdot L_2^2}{12} - \frac{q \cdot L_3^2}{12}$$

$$R_{3.vogn} := -\frac{q \cdot L_4^2}{12} + \frac{q \cdot L_3^2}{12}$$

$$R_{4.vogn} := \frac{q \cdot L_4^2}{12}$$

$$R_{1.annen} := -\frac{p \cdot (L_2 - b)^3 \cdot (L_2 + 3 \cdot b)}{12 \cdot L_2^2}$$

$$R_{2.annen} := \frac{p \cdot (L_2 - b)^2 \cdot (L_2^2 + 2 \cdot L_2 \cdot b + 3 \cdot b^2)}{12 \cdot L_2^2} - \frac{p \cdot (L_3 - a)^3 \cdot (L_3 + 3 \cdot a)}{12 \cdot L_3^2} - \frac{p \cdot (L_3 - a)^2 \cdot (L_3^2 + 2 \cdot L_3 \cdot a + 3 \cdot a^2)}{12 \cdot L_3^2}$$

$$R_{3.annen} := -\frac{p \cdot (L_4 - b)^2 \cdot (L_4^2 + 2 \cdot L_4 \cdot b + 3 \cdot b^2)}{12 \cdot L_4^2} + \frac{p \cdot (L_3 - a)^3 \cdot (L_3 + 3 \cdot a)}{12 \cdot L_3^2} + \frac{p \cdot (L_3 - a)^2 \cdot (L_3^2 + 2 \cdot L_3 \cdot a + 3 \cdot a^2)}{12 \cdot L_3^2}$$

$$R_{4.annen} := \frac{p \cdot (L_4 - b)^3 \cdot (L_4 + 3 \cdot b)}{12 \cdot L_4^2}$$

$$R_{1.aksel} := \frac{-F \cdot (L_2 - a) \cdot a^2}{L_2^2}$$

$$R_{2.aksel} := \frac{F \cdot (L_2 - a)^2 \cdot a}{L_2^2} - \frac{F \cdot b \cdot (L_3 - b)^2}{L_3^2} - \frac{F \cdot (L_3 - b) \cdot b^2}{L_3^2}$$

$$R_{3.aksel} := -\frac{F \cdot (L_4 - a)^2 \cdot a}{L_4^2} + \frac{F \cdot b \cdot (L_3 - b)^2}{L_3^2} + \frac{F \cdot (L_3 - b) \cdot b^2}{L_3^2}$$

$$R_{4.aksel} := \frac{F \cdot (L_4 - a) \cdot a^2}{L_4^2}$$

 Figur 9.10: Lastvektor for brudekke/slitelag,  $R_{bs}$ , og rekkverk,  $R_{rek}$

Tabell 9.7: Sammenligninger av Focus-modellen og håndberegninger

Opplager nr.	Opplagerkraft [kN]		Avvik
	Focusmodell	Håndberegninger	%
1	151,7	151,3	0,26
2	424,3	424,0	0,07
3	424,3	424,0	0,07
4	151,7	151,3	0,26

# Kapittel 10

## Kapasitetskontroll

Ved dimensjonering påvises det at konstruksjonen tilfredstiller ulike dimensjoneringsregler og krav i forskjellige grensetilstander ved hjelp av fastsatte regelverk og standarder. De grensetilstandene som skal undersøkes ved dimensjonering av konstruksjoner er [21]:

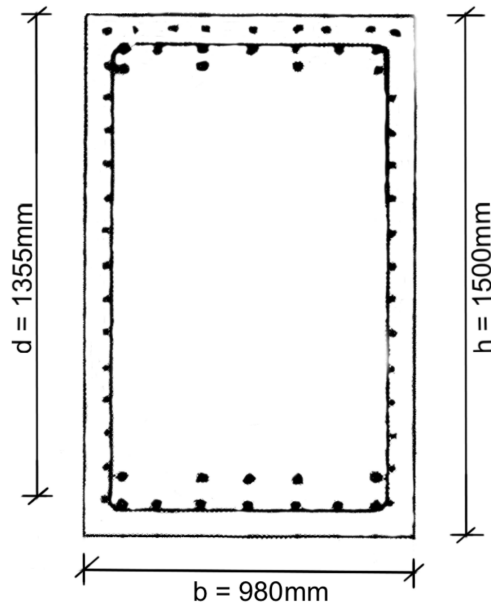
- bruddgrensetilstanden
- bruksgrensetilstanden
- ulykkesgrensetilstanden
- utmattingsgrensetilstanden

Grensetilstandene er definert i EK0, og danner grunnlaget for dimensjonering av konstruksjoner [21]. I denne oppgaven blir det vurdert hvor kritiske korrosjonskadene til tverrbæreren i akse 8 er med tanke på bruas bæreevne. Tverrbæreren vil også bli undersøkt for rissvidder i bruksgrensetilstand.

Siden brua er bygget i 1987 gjelder reglene fra NS 3473 i stedet for dagens standard, EK2-1-1 [19]. NS 3473 blir derfor benyttet som grunnlag for dimensjoneringen. I denne oppgaven vil det bli benyttet en litt nyere utgave av NS3473 enn den som ble benyttet ved prosjekteringen. Brua ble prosjektert med NS3473:1973 [16] men det i denne oppgaven er benyttet NS3473:2003 [17]

### 10.1 Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstanden undersøkes konstruksjonens kapasitet mot brudd ved å benytte materialenes fastheter og tøyningsegenskaper [20]. De lastvirkningene som blir kontrollert i denne oppgaven er bøyemoment og skjærkraft i tverrbæreren ved akse 8. Viktige dimensjoner fra betongtverrsnittet er skissert i Figur 10.1



Figur 10.1: Betongtverrsnitt av skjærarmering og langsgående armering i tverrbærer i akse 8

### 10.1.1 Momentkapasitet

Ved beregning av momentkapasitet er armeringstegningene i vedlegg A grunnlag for beregningen. Kapasitetsberegningene finnes i sin helhet i vedlegg C, og alle beregninger er gjennomført i henhold til NS3473 [17] og Sørensen 2000 [20]. Materialegenskaper og dimensjoner finnes i Kapittel 5.2, med de viktigste verdiene gjengitt videre.

- $f_{sk.500} = 500\text{MPa}$
- $f_{sd.500} = 400\text{MPa}$
- $f_{cd} = 20\text{MPa}$
- $A_s = 9651\text{mm}^2$
- $\varepsilon_{cu} = 0,0035$

Flytetøyningen til armeringsstålet blir funnet slik at man kan finne den relative trykksonehøyden ved balansert armerte tverrsnitt, og på den måten finne ut om tværrbjelken er underarmert, balansert eller overarmert. De aller fleste konstruksjoner er underarmerte slik at man får et mer forutsigbart brudd enn ved balanserte og overarmerte tverrsnitt, men dette må likevell undersøkes for å være på den sikre siden.

$$\varepsilon_{sy.500} = \frac{f_{sk.500}}{E_s} = 0,0025 \quad (10.1)$$

Relativ trykksonehøyde for balansert armert tverrsnitt,  $\alpha_{bal}$ , blir funnet etter Sørensen 2000 [20] likning 4.20:

$$\alpha_{bal} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy.500}} = 0,583 \quad (10.2)$$

NS3473 A11.3.4 [17] sier at det er tillatt å benytte rektangulær spennblokk på trykksiden som en forenkling for betong i fasthetsklasse C25 til C85, dersom nøytralaksen ligger innenfor tverrsnittet. Trykkblokkens størrelser blir funnet ved tilnærmede størrelser fra tabell A.5 i NS3473 [17], med tilnærmet trykkspenningsblokk for betong C45:

- A = Trykkblokkens høyde i % av trykksonens  $h = 80$
- B = Trykkspenning i % av  $f_{cd} = 100$

Den balanserte armeringsmengden kan finnes ved å finne ut mengden armering der trykkapasiteten til betongen er lik armeringens flytegrense. Vi finner da armeringsmengden der armeringen flyter ved brudd, altså:

$$\frac{A \cdot B}{10^4} f_{cd} b d \alpha_{bal} = A_{s,b} f_{sd.500} \quad (10.3)$$

Den balanserte armeringsmengden er dermed:

$$A_{s,b} = \frac{A \cdot B}{10^4} f_{cd} b d \alpha_{bal} \cdot \frac{1}{f_{sd.500}} = 30984 \text{ mm}^2 \quad (10.4)$$

Tverrsnittets strekkarmering på undersiden av bjelken er på  $A_s = 9651 \text{ mm}^2$ . Siden  $A_s < A_{s,b}$  er tverrsnittet underarmert, og relativ trykksonehøyde,  $\alpha$ , finnes for underarmerte tverrsnitt etter Sørensen 2000 [20] likning 4.19:

$$\alpha = \frac{f_{sd.500} A_s}{\frac{A \cdot B}{10^4} \cdot f_{cd} b d} = 0,182 \quad (10.5)$$

Momentkapasiteten til tverrsnittet ved strekk på undersiden kan nå finnes etter Sørensen 2000 [20] ligning 4.14:

$$M_{Rd} = \frac{A \cdot B}{10^4} \left(1 - \frac{A}{200} \cdot \alpha\right) \alpha f_{cd} \cdot b d^2 = 4851 \text{ kNm} \quad (10.6)$$

Tabell 10.1: Dimensjonerende moment og momentkapasitet i felt

Dimensjonerende flrtmoment $M_{Ed}$	Dimensjonerende momentkapasitet $M_{Rd}$
2389 kNm	4851 kNm
Utnyttelsesgrad	49,2%

Som man kan se i Tabell 10.1 er momentkapasiteten til bjelken kun utnyttet med 49,2% i forhold til det dimensjonerende feltmomentet. Bjelken er derfor tilstrekkelig dimensjonert med tanke

på moment i felt.

Etter NS 3473 [17] skal armeringen kontrolleres for maksimal armeringstøyning,  $\epsilon_{su}$ . Armeringstøyningen skal i følge NS 3473 ikke overskride 10‰.

$$\epsilon_{su} = \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot \epsilon_{cu} = 0,016 \quad (10.7)$$

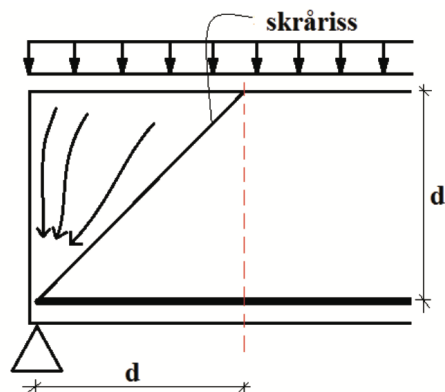
Armeringstøyningen til bjelken er på 16‰, altså over det tillatte etter NS 3473 [17]. Dette betraktes derimot ikke som kritisk for bjelkens dimensjonerende momentkapasitet,  $M_{Rd}$ .

### 10.1.2 Skjærkapasitet

Etter NS 3743 12.3 skal skjærkraft i bjelker dimensjonerest for både skjærstrekk og skjærtrykk der forholdet mellom spennvidde og tverrsnittshøyde er minst 3,0 for tosidig opplegg. Bjelken i dette tilfelle har tverrsnittshøyde på 1,5 meter, og en spennvidde på 6 meter til oppleggene. Vi får da et forhold på  $6/1,5 = 4$ , og punktene 12.3 i NS 3743 [17] kan følges.

#### Reduksjon av dimensjonerende skjærkraft

Ved dimensjonering av skjærkraft kan skjærkrafta reduseres tilsvarende en avstand,  $d$ , fra kanten av opplageret etter NS 3473 12.3.1.4 [17]. Dette på grunn av at skjærkrafta danner skråriss med vinkel omtrent lik  $45^\circ$ , og lasta på opplagersida av risset blir dermed overført direkte til opplageret, og bidrar dermed ikke til dannelse av skjærriss. Dette er illustrert i Figur 10.2 Beregningene av redusert skjærkraft finnes i vedlegg B. De viktigste formlene og verdiene er gjengitt i videre i kapitlet.



Figur 10.2: Skråriss

Punktlastene som blir overført gjennom de to midterste NIB-bjelkene og er plassert 2 meter inn på tverrbæreren fra senter av søylen på hver side. Egenlasten til tverrbæreren er jevnt fordelt



over hele bjelken og danner skjærkrefter som stiger jevnt fra 0 kN ved midten av bjelken til 122 kN ved midten av opplageret. Vi får dermed en situasjonen vist i Figur 10.2

Bjelkens maksimale skjærkraft på grunn av egenlast,  $V_1 = 122\text{ kN}$ , er lineært synkende til 0 kN på midten av bjelken,  $l = 3000\text{ mm}$ . Bredden fra midten til kanten av søylen er  $b = 480\text{ mm}$ , mens høyden fra strekkarmeringen til enden av betongtverrsnittet er  $d = 1355\text{ mm}$ . Dette fører til et redusert bidrag fra bjelkens egenlast på:

$$V_{red.egen} = V_1 \cdot \frac{l - (d + b)}{l} = 47\text{ kN} \quad (10.8)$$

Bjelkens skjærkraft fra punktlastene,  $V_2 = 1166\text{ kN}$ , er kontinuerlig fra opplageret og 2 meter inn mot midten av bjelken. I henhold til NS 3473 [17] kan punktlaster påført i en avstand  $a \leq 2d$  fra kanten av opplegget reduseres med en lastandel lik lasten multiplisert med  $a/2d$  ved bestemmelse av skjærkraften.

$$a = 2000\text{ mm} - b = 1520\text{ mm} \quad (10.9)$$

$$V_{red.punkt} = V_2 \cdot \frac{a}{2d} = 654\text{ kN} \quad (10.10)$$

Dette fører til en total reduksjon av skjærkraften på:

$$V_{Ed.red} = V_{red.egen} + V_{red.punkt} = 701\text{ kN} \quad (10.11)$$

Den reduserte skjærkraften,  $V_{red}$ , skal kun benyttes for skjærstekk. Ved dimensjonering for skjærtrykk skal den maksimale skjærkraften ved opplageret benyttes.

### Skjærstrek

Tverrbæreren i akse 8 er armert med skjærarmering, og skjærstrekkapasiteten blir da summen av skjærarmeringens skjærkapasitet og betongtverrsnittet skjærkapasitet uten skjærarmering, NS 3743 12.3.1.2 [17]. Skjærkapasiteten finnes i sin helhet i vedlegg C, med de viktigste formler og verdier presentert i dette kapitlet.

- $f_{td} = 1,45\text{ MPa}$
- $f_{sd} = 320\text{ MPa}$
- $k_a = 100\text{ N/mm}^2$
- $A_s = 9865\text{ mm}^2$
- $A_{sv} =$
- $\gamma_c = 1,4$

- $b_W = 980\text{ mm}$
- $d = 1355\text{ mm}$
- $k_v = 0,145$
- $s = 100\text{ mm}$
- $z = 949\text{ mm}$

Bjelkens skjærkapasitet uten skjærarmering blir funnet etter NS 3743 12.3.2.1 [17]. Siden det ikke er spennarmering i bjelken trengs det ikke å ta hensyn til samtidig aksialtrykk. Skjærkapasitet uten beregningsmessig behov for skjærarmering blir dermed:

$$V_{cd} = V_{co} = 0,3(f_{td} + \frac{k_a A_s}{\gamma_c B_W d})b_W d k_v \leq 0,6f_{td}b_W f k_v = 780\text{ kN} \quad (10.12)$$

Skjærarmeringens kapasitet blir funnet etter NS 3473 12.3.2.4 [17]:

$$V_{sd} = \frac{f_{sd} A_{sv}}{s} z(1 + \cot(\alpha)\sin(\alpha)) \leq 0,45f_{cd}b_W z = 784\text{ kN} \quad (10.13)$$

Totalt gir dette en samlet skjærstrekkapasitet på:

$$V_d = V_{cd} + V_{sd} = 780\text{ kN} + 784\text{ kN} = 1564\text{ kN} \quad (10.14)$$

$V_{Ed.re} < V_d$ . Skjærstrekkapasiteten til bjelken er dermed tilstrekkelig med en utnyttelsesgrad på hele 45%.

### Skjærtrykk

Kapasiteten for trykkbrudd beregnes etter NS 3743 12.3.2.5 [17] som følger:

$$V_{ccd} = 0,3f_{cd}b_W z(1 + \cot(\alpha)) \leq 0,45f_{cd}b_W = 7171\text{ kN} \quad (10.15)$$

Kapasiteten for skjærtrykk er helt klart tilstrekkelig med en utnyttelsesgrad på  $1288/7171 = 18\%$

I tabell 10.2 representeres de dimensjonerende skjærkreftene samt skjærstrekkapasitet og skjærtrykkapasitet til tværrbjelken i akse 8.

Tabell 10.2: Dimensjonerende skjærkrefter, skjærstrekkapasitet og skjærtrykkapasitet

Dimensjonerende skjærkraft, $V_{Ed}$	Dimensjonerende redusert skjærkraft, $V_{Ed.red}$	Skjærstrekkapasitet, $V_d$	Skjærtrykkapasitet, $V_{ccd}$
1288 kN	701 kN	1564 kN	7171 kN
		45 % utn.grad	18% utn.grad

### 10.1.3 Bruksgrensetilstand

For å sikre at betongkonstruksjoner oppfyller nødvendige egenskaper under normalt bruk gjennom hele levetiden stilles det krav om at konstruksjonen skal tilfredstille krav i bruksgrensetilstand i henhold til NS 3473 [17] og R412 [28]. For at konstruksjonen skal opprettholde sine bruksegenskaper og bæreevne gjennom levetiden skal det kontrolleres for rissvidder slik at konstruksjonen tilfredstiller den tiltenkte bestandigheten. Det blir derfor kontrollert for bøyeriss videre i kapitlet.

Tabell 10.3: Karakteristisk last og last i bruksgrensetilstand

		Moment felt tværbærer akse 8 [kNm]	
	Lastfaktor i bruksgrense	Karakteristisk	Bruksgrense
Egenlast, P	1,0	1241	1241
Trafikklast, $Q_1$	0,5	805	402,5
<b>Total</b>		<b>2046</b>	<b>1644</b>

### Risskontroll

Risskontroll finnes i sin helhet i vedlegg D. med fremgangsmåte og de viktigste resultatene videre i kapitlet.

Egenlasten blir reknet som langvarig last, mens trafikklaster betraktes som kortvarig [17]. Dette gir momentbidrag fra kortvarig, langvarig last:

$$M_{kort} = M_{trafikk} \quad (10.16)$$

$$M_{lang} = M_{egenlast} \quad (10.17)$$

Midlere og langtids E-modul benyttes for beregning av rissvidder og finnes fra Sørensen 2000 [20] og tabell A.2 i NS3473 [17]:

$$\varphi_{B25} = 1,8 \quad (10.18)$$

$$\beta_1 = \frac{8,3}{3 + \sqrt{f_{cck}}} = 0,922 \quad (10.19)$$

$$\varphi = \varphi_{B25}\beta_1 = 1,66 \quad (10.20)$$

$$E_{cL} = \frac{E_{ck}}{1 + \varphi} \quad (10.21)$$

$$\frac{1}{E_{cm}} = \frac{M_{kort}}{M_{kort} + M_{lang}} \frac{1}{E_{ck}} + \frac{M_{lang}}{M_{kort} + M_{lang}} \frac{1}{E_{cL}} \quad (10.22)$$

Materialstivhetsforhold og armeringsforhold blir dermed:

$$\eta_m = \frac{E_{sk}}{E_{cm}} \quad (10.23)$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,007 \quad (10.24)$$

For å undersøke om det er nødvendig å kontrollere rissvidde, blir det først undersøkt om hovedstrekkspenningen ved urisset tverrsnitt overskrider risskriteriet,  $k_W \frac{f_{tn}}{k_t}$ , i NS 3473 punkt 15.6.1 [17]. Strekkspenninger,  $\sigma_M$ , i urisset tilstand, altså stadium I, blir funnet fra Sørensen 2000 [20]:

$$\alpha d = \frac{A_s \cdot 0,5h + \eta_m A_s d}{A_c \eta_m A_s} \quad (10.25)$$

$$I_{c1} = \frac{bh^3}{12} + bh\left(\alpha d - \frac{h}{2}\right)^2 \quad (10.26)$$

$$I_{s1} = A_s(s - \alpha d)^2 \quad (10.27)$$

$$\sigma_M = \frac{M}{\frac{I_{c1} + \eta_m I_{s1}}{h - \alpha d}} \quad (10.28)$$

$$\sigma_M > k_W \frac{f_{tn}}{k_t} \quad (10.29)$$

Altså risskriteriet overskrides og rissvidder bør beregnes.

I NS 3473 [17] kapittel A.15.6 kan man enten regne på rissvidder ved enten stabilisert rissmønster eller som enkeltriss. Stabilisert rissmønster legges normalt til grunn for påvisning av risstilstanden, og blir derfor benyttet i beregningene som følger.

$A_{cef}$ ,  $h_{cef}$  og  $k_c$  blir funnet fra figur A.21. og fører til karakteristisk rissavstand ved stabilisert rissmønster:

$$s_{rk} = 1,7 \{s_{ro} + k_c A_{cef} / \sum [\pi \phi / (f_{tk} k_b / \tau_{bk})]\} \quad (10.30)$$

Armeringsspenning i risset for det aktuelle lastnivå,  $\sigma_{s2}$ , karakteristisk rissmoment,  $M_r$  og armeringsspenning ved risslast,  $\sigma_{sr2}$  blir:

$$\sigma_{s2} = \frac{M_{kort} + M_{lang}}{A_s d (1 - (\alpha_m / 3))} \quad (10.31)$$

$$M_r = \frac{I_{c1} + \eta_m I_{s1}}{h - \alpha d} \cdot f_{tk} \quad (10.32)$$

$$\sigma_{sr2} = \frac{M_r}{M_{kort} + M_{lang}} \cdot \sigma_{s2} \quad (10.33)$$

Dette fører til rissvidde ved forenklet beregning etter NS 3473 [17]:

$$w_k = s_{rk} \left( \frac{\sigma_{s2}}{E_{sk}} - \beta_s \cdot \frac{\sigma_{sr2}}{E_{sk}} - \epsilon_{cs} \right) \quad (10.34)$$

For å sikre ønsket bestandighet skal de beregningsmessige rissviddene begrenses etter tabell 12 i NS 3473 [17]. Hulvågbrua har eksponeringsklasse XS3 og medfører maksimal tillatt rissvidde:

$$w_d = 0,3 \text{ mm}$$

Tabell 10.4: Beregningsmessig og tillatte rissvidder

Rissvidde karakteristisk	$w_k$	0,33mm
Rissvidde bruksgrense	$w_k$	0,29mm
Rissvidde Tillat	$w_d$	0,30mm



# Kapittel 11

## Kapasitet ved reduksjon av armeringstverrsnitt

### 11.1 Momentkapasitet ved redusert strekkarmering

For å vurdere hvor ømfintlig tverrbæreren er for armeringskorrosjon ved akse 8 er det gjennomført momentkapasitetsberegning med 50% reduksjon av tverrsnittsarealet til den ytterste strekkarmeringen. Beregningen av momentkapasiteten med redusert strekkarmering blir gjennomført på samme måte som for den opprinnelige momentkapasiteten i Kapittel 10.1.1, men med ny armeringsmengde og effektiv høyde fra trykkrand til tyngdepunkt av strekkarmering,  $d_{redusert}$ . Fullstendig beregning finnes i Vedlegg C med de viktigste formler og tall i dette kapitlet

Den reduserte trykksonehøyden, finnes for underarmerte tverrsnitt etter Sørensen 2000 [20] likning 4.19 med redusert armeringsmengde,  $A_{s,red}$ , og  $d_{red}$ :

$$A_{s,red} = 4960 \text{ mm}^2 \quad (11.1)$$

$$d_{red} = 0,093 \quad (11.2)$$

$$\alpha_{red} = \frac{f_{sd} \cdot 500 A_{s,red}}{\frac{A \cdot B}{10^4}} \cdot f_{cd} b d_{red} = 0,093 \quad (11.3)$$

Den reduserte momentkapasiteten,  $M_{Rd}$ , blir funnet på samme måte som for opprinnelig armeringsmengde i Kapittel 10.1.1.

$$M_{Rd} = \frac{A \cdot B}{10^4} \left(1 - \frac{A}{200} \cdot \alpha_{red}\right) \alpha_{red} f_{cd} \cdot b d^2 = 2585 \text{ kNm} \quad (11.4)$$

Ved å halvere strekkarmeringsarealet som ligger mest utsatt for kloridangrep, og dermed også nesten en halvering av det totale strekkarmeringsarealet vil tverrbæreren fortsatt ha tilstrekkelig momentkapasitet, men da med en utnyttelsesgrad på 92%, vist i Tabell 11.1.

Tabell 11.1: Utnyttelsesgrad ved halvering av utsatt strekkarmering

Dimensjonerende feltmoment, $M_{Ed}$	Redusert momentkapasitet i felt, $M_{Rd.red}$
2389 kNm	2585 kNm
Utnyttelsesgrad	92%

## 11.2 Skjærkapasitet ved redusert armeringstverrsnitt

Skjærkapasiteten til tverrbæreren varierer med mengde skjær- og strekkarmering. Det blir derfor undersøkt hvor ømfintlig skjærkapasiteten er med tanke på reduksjon av armeringstverrsnitt. Først blir skjærkapasitet undersøkt ved å halvere strekkarmeringen på samme måte som i kapittel 11.1, og etter det undersøkt ved å halvere skjærarmeringens areal. Den dimensjonerende skjærkapasiteten blir deretter beregnet i henhold til NS 3473 12.3 [17]. Fullstendig beregning finnes i Vedlegg C med de viktigste formler og tall videre i kapittel 11.2

### Halvering av strekkarmering

Betong og strekkarmeringens bidrag til skjærkapasiteten er beregnet etter NS 3473 [17] 12.3.2.1 med  $A_{red}$  og  $d_{red}$  tilsvarende kapittel 11.1.

$$V_{co.red} = 0,3(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_{red}}{\gamma_c b_w d_{red}})b_w d_{red} k_V \leq 0,6 f_{td} b_w d_{red} k_V = 675 kN \quad (11.5)$$

Skjærarmeringens bidrag til skjærkapasiteten,  $V_{sd}$ , blir lik som i de opprinnelige kapasitetsberegningene i kapittel 10.1.2.

$$V_{sd} = 784 kN \quad (11.6)$$

Skjærkapasiteten ved halvering av den ytterste strekkarmeringen i underkant av bjelken blir dermed:

$$V_{cd.red.1} = V_{co.red} + V_{sd} = 1459 kN \quad (11.7)$$



### Halvering av skjærarmeringsareal

Ved halvering av skjærarmeringsandelen vil den beregningsmessige skjærkapasiteten uten bidrag fra skjærarmering,  $V_{co}$ , være lik som ved kapasitetsberegningene i kapittel 10.1.2, for det opprinnelige tverrsnittet.

$$V_{co} = 780 \text{ kN} \quad (11.8)$$

Halvering av skjærarmeringsarealet er:

$$A_{sv.red} = \frac{A_{sv}}{2} \quad (11.9)$$

Den reduserte skjærarmeringens bidrag til skjærkapasiteten,  $V_{sd.red}$ , blir beregnet i henhold til NS 3473 12.3.2.4 [17].

$$V_{sd.red} = \frac{f_{sd} \cdot A_{sv.red}}{s} \cdot z(1 + \cot(\alpha))(\sin(\alpha)) = 392 \text{ kN} \quad (11.10)$$

Skjærkapasiteten til tverrbæreren reduseres dermed, ved halvering av skjærarmeringsarealet, med:

$$V_{cd.red.2} = V_{co} + V_{sd.red} = 1173 \text{ kN} \quad (11.11)$$

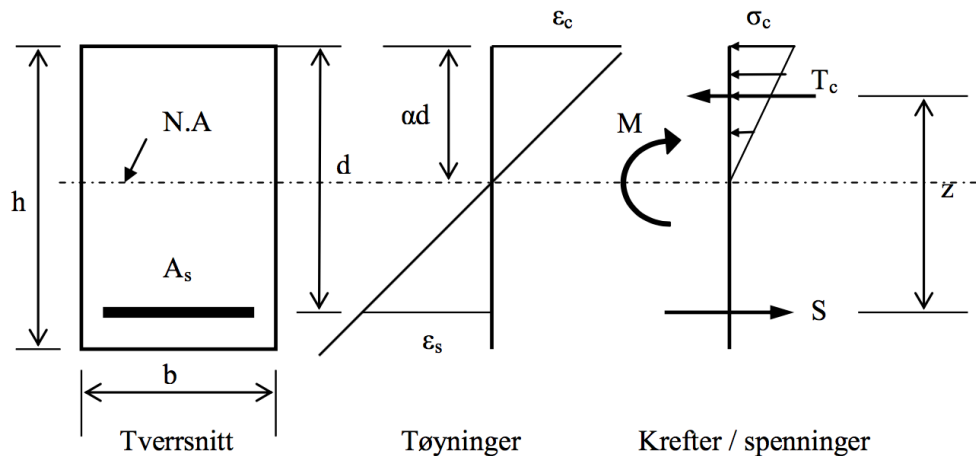
I Tabell 11.2 ser man hva en reduksjon i strekk- og skjærarmeringarealet påvirker skjærkapasiteten til tverrbæreren i akse 8. Man ser fra tabellen at reduksjon av strekkarmeringen bidrar minimalt til reduksjon av skjærkapasiteten. Ved halvering av strekkarmeringsarealet reduseres skjærkapasiteten med kun 6,7%. Redusering av skjærarmeringsarealet vil derimot ha større innvirkning på skjærkapasiteten, og får en reduksjon i kapasitet ved halvering av skjærarmering på 25%, og i dette tilfellet ikke lenger tilstrekkelig kapasitet. Fra tabellen ser man at utnyttelsesgraden ved halvering av skjærarmering er på 60%. Tverrbæreren har altså fortsatt mye kapasitet å gå på.

Tabell 11.2: Utnyttelsesgrad ved opprinnelig skjærstrekkkapasitet og ved redusert armeringsareal

Dimensjonerende skjærkraft $V_{ed.red}$	Skjærstrekkkapasitet $V_{cd}$	Redusert strekkarmering $V_{cd.red.1}$	Redusert skjærarmering $V_{cd.red.2}$
701 kN	1564 kN	1459 kN	1173 kN
Utnyttelsesgrad	45%	48%	60%

### 11.3 Redusert duktilitet i strekkarmeringen

Dersom en betongkonstruksjon blir angrepet av pittingkorrosjon vil duktiliteten til armeringen svekkes, noe som fører til strekkbrudd i armeringen for det den er dimensjonert for. Det kan leses mer om årsaken til dette i kapittel 3. Sensitiviteten til tverrbærerens reduksjon av duktilitet blir derfor undersøkt ved å anta brudd i stadium II, altså brudd ved armeringens dimensjonerende flytetøyning. I Stadium II vil spennings- og tøyningforløpet være annerledes enn ved vanlige momentkapasitetberegninger etter NS 37473 [17]. Den dimensjonerende momentkapasiteten i stadium II blir derfor beregnet ved momentlikevekt mellom armeringspenning og spenning i betongtrykksonen ved armeringens flytegrense,  $\varepsilon_s = f_{yd}/E_s$ , illustrert i Figur 11.1



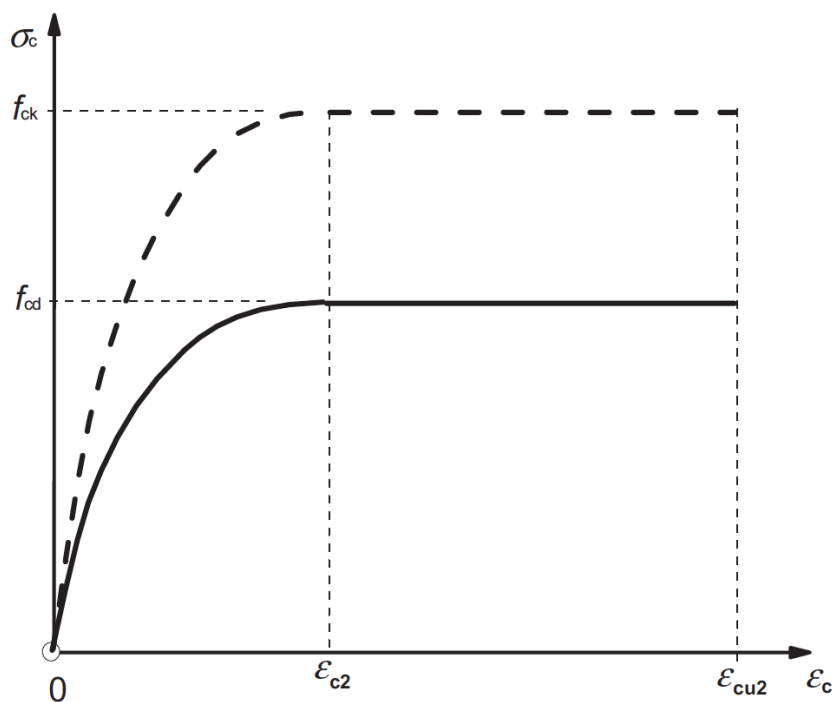
Figur 11.1: Spennings- og tøyningforløp i stadium II [21]

I henhold til NS 3473 [17] finnes dimensjoneringsdiagrammet til betongen ved å dividere spenningsordinaten med materialfaktoren  $\gamma_c$ . Dette fører til det dimensjonerende arbeidsdiagrammet i Figur 11.2 og følgende dimensjonerende elastisitetsmodul  $E_{cn}/\gamma_c$ .

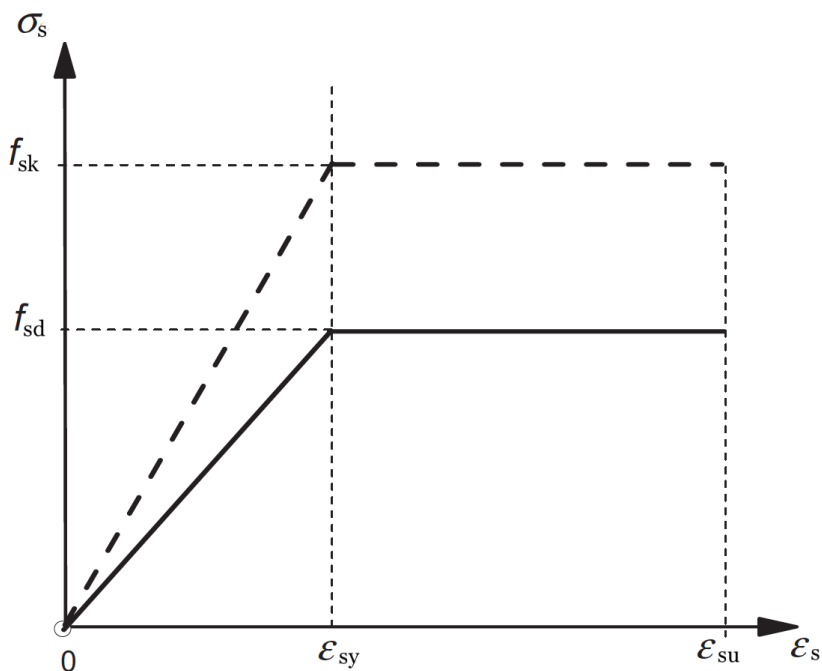
Dimensjoneringsdiagrammet for armering finnes på samme måte som for betong ved å dividere spenningsordinaten med materialfaktoren  $\gamma_s$  i henhold til NS 3473 11.3.6 [17]. Armeringens dimensjonerende elastisitetsmodul blir dermed  $E_s/\gamma_c$ . Dette er en mer konservativ fremstilling enn i dagens standard, EC2 [19], hvor man tar utgangspunkt i at elastisitetsmodulen er lik ved både karakteristisk og dimensjonerende fastheter, mens karakteristisk og dimensjonerende flytetøyningen forandrer seg.

Beregningene av momentkapasitet i stadium II kan finnes i sin helhet i vedlegg C med de viktigste formler og verdier gjengitt videre i kapittelet. Trykksonehøyde i stadium II blir funnet etter Sørensen 2000 5.2.2 [20] med dimensjonerende materialstivhetsforhold,  $\eta$ , og armeringsorhold,  $\rho$ :

$$\eta = \frac{\frac{E_s}{\gamma_s}}{\frac{E_c}{\gamma_c}} = 8,243 \quad (11.12)$$



Figur 11.2: Karakteristisk og dimensjonerende arbeidsdiagram for trykk i betong ved kapasitetsberegning i henhold til NS3473 [17]



Figur 11.3: Karakteristisk og dimensjonerende arbeidsdiagram for armering i trykk og strekk ved kapasitetskontroll i henhold til NS 3473

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0073 \quad (11.13)$$

$$\alpha = \sqrt{(\eta\rho)^2 + 2\eta\rho} - \eta\rho = 0,291 \quad (11.14)$$

Armeringens dimensjonerende flytetøyning vil være lik karakteristisk flytetøyning i henhold til NS 3474 NS3473 og Figur 11.3. Dette fører til armeringstøyning,  $\varepsilon_{sy}$ , og betongtøyning,  $\varepsilon_c$ , i stadium II lik:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{sk}}{E_s} = 0,003 \quad (11.15)$$

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_{sy}}{d - \alpha d} \cdot \alpha d = 0,001028 \quad (11.16)$$

Ut fra spennings- og tøyningforløpet illustrert i Figur 11.1 blir armeringens strekkraft,  $S$ , betongens trykkraft,  $T_c$ , og indre momentarm,  $z$ :

$$T_c = \frac{E_c}{\gamma_c} \varepsilon_c \cdot \alpha db \cdot \frac{1}{2} = 3860,4 \text{ kN} \quad (11.17)$$

$$S = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_s = 3860,4 \text{ kN} \quad (11.18)$$

$$z = (1 - \alpha)d + \alpha d \cdot \frac{2}{3} = 1223 \text{ mm} \quad (11.19)$$

Den dimensjonerende momentkapasiteten med svekket duktilitet slik at man får brudd ved armeringens flytetøyning blir dermed:

$$M_{II} = S \cdot z = 4723 \text{ kNm} \quad (11.20)$$

Reduksjon av armeringens duktilitet forårsaket av korrosjon vil imidlertid ikke finne sted dersom armeringsstengene ikke får redusert armeringstverrsnitt grunnet pittingkorrosjon. Det blir derfor utført beregninger der man halverer strekkarmeringens tverrsnittsareal hos tverrbæreren i akse 8 samtidig som den dimensjonerende momentkapasiteten blir funnet i stadium II for tenkt svekkelse av duktilitet. Beregningene er utført på samme måte som over, men med halvert strekkarmeringsareal og finnes i sin helhet i vedlegg C.

Den dimensjonerende momentkapasiteten ved både halvering av strekkarmeringstverrsnittet og redusert duktilitet blir:

$$M_{II,red} = S \cdot z = 2437 \text{ kNm} \quad (11.21)$$

Tabell 11.3 Viser at en reduksjon av duktilitet alen bidrar lite til momentkapasiteten. Ved både reduksjon av armeringsarealet og duktilitet, som tross alt et tilfellet ved pittingkorrosjon i virkeligheten ser man at kapasiteten begynner nå et kritisk stadie. En annen viktig faktor ved reduser duktilitet er at man risikerer å sprøtt brudd uten forvarsel i form av store deformasjoner. Det er derfor uheldig dersom duktiliteten til konstruksjonen blir svekket.

Tabell 11.3: Momentkapasitet til tverrbærer akse 8 i stadium II

Dimensjonerende feltmoment, $M_{Ed}$	Dimensjonerende momentkapasitet i stadium II, $M_{II}$	Dimensjonerende momentkapasitet i stadium II ved halvert armeringstverrsnitt, $M_{II,red}$
2389 kNm	4723 kNm	2427 kNm
Utnyttelsesgrad	50,6%	98,4%



# Kapittel 12

## Konklusjon og diskusjon

Mange bruer i dag har betydelig skader på grunn av svekket bestandighet fra miljøpåkjenninger. Den mest vanlige og kritiske skaden på bruer i kyststrøk er armeringskorrosjon grunnert kloridinntrengning fra skjøsprøyt. Hulvågbrua på Atlanterhavsveien har store skader som kan relateres til armeringskorrosjon, og det er derfor sett spesielt på disse skadene. Denne oppgaven tar utgangspunkt i ferdigbrutegninger av Hulvågbrua ved 2D-modellering i Focus Konstruksjon 2016 for å finne lastvirkningene i brua, mens tilstandsrapport fra Brutus og bilder tatt sammen med inspeksjon på Storseisundbrua våren 2016 ligger til grunn for kartlegging av skadeomfanget til brua. Det er i denne oppgaven gjort en helhetsvurdering av tilstanden til brua, mens det er gjort grundige kapasitetsundersøkelser på tverrbæreren i akse 8 da det er denne som har registrert størst skader i form av langsgående riss fra armeringskorrosjon.

De dimensjonerende kreftene er funnet ved en forenklet modell i Focus Konstruksjon 2016 for å ikke bruke unødvendig mye tid på fremstilling av brumodell. Forenklingene er gjort der det er hensiktsmessig, og slik at modellen fortsatt representerer brua på en realistisk måte. Man kunne eventuelt laget en mer nøyaktig modell i et mer avansert analyseprogram som for eksempel NovaFrame, men dette har en tendens til å være en tidkrevende prosess. Det har vært fokus på en konservativ tankegang ved forenkling av modellen. Forenklingene vurderes dog til å ha liten innvirkning på resultatene i oppgaven.

Det er gjennomført kapasitetskontroll på tverrbæreren i akse 8 da det er dette elementet som tilsynelatende er hardest rammet av armeringskorrosjon. Kapasitetskontrollen tar for seg momentkapasitet i felt og skjærkapasitet ved støtter for prosjektert, uskadet tilstand, og ved redusert armeringsareal. I bruksgrensetilstand blir det undersøkt om rissviddekravene er tilfredstilt for uskadet tverrsnitt. På grunn av begrensninger i Focus Konstruksjon er søylene til brua modellert med betongsøyler i stedet for betongfylte stålsøyler som den opprinnelig har. Modellen benyttet i denne oppgaven fører derfor til en mindre stiv ramme enn den opprinnelige konstruksjonen. Dette fører til at de opptredende momentene i felt vil befinne seg på konservativ side i kapasitetskontrollen.

Beregningene i bruddgrensetilstand baserer seg på NS2373 [17] da dette var den gjeldende standarden da brua ble prosjektert. Versjonen benyttet i denne oppgaven stammer fra 2003, og er en nyere utgave enn den som ble benyttet ved prosjektering av Hulvågbrua. Med en dimen-

sjonerende momentkapasitet  $M_{Rd}$  på  $4851\text{ kNm}$  og et dimensjonerende feltmoment  $M_{Ed}$  på  $2389\text{ kNm}$  har tverrbæreren i akse 8 en utnyttelsesgrad på 49%. Ved halvering av strekkarmingsarealet synker momentkapasiteten til  $2585\text{ kNm}$ , og får da en utnyttelsesgrad på 92%. Ved pittingkorrosjon har studier vist at duktiliteten synker med økt korrosjon. Ved å rekne med redusert armeringstverrsnitt og brudd ved flytetøyningen synker momentkapasiteten ytterligere,  $M_{II,red} = 2427\text{ kNm}$ , og får en utnyttelsesgrad på 98,4%. Dette viser at tverrbæreren i akse 8 har mye kapasitet å gå på, og at det må store korrosjonsskader til før den får kritisk kapasitet for bøyebrydd. Det bør likevel tas tester av kloridinnhold da korrosjonsskadene er store i form av lange og tykke riss som har vært observert over lengre tid. kloridmålinger er også viktig med tanke på om det er fare for sprø brudd grunnet svekket duktilitet ved pittingkorrosjon.

Skjærkapasiteten ved søylen er tilstrekkelig god også ved halvering av armeringsareal. Utnyttelsesgraden til skjærkapasiteten er 45% i prosjektert tilstand, og 60% ved halvering av skjærarmingsarealet. Det er altså liten fare for skjærbrudd i tverrbærer akse 8, og det er heller ikke registrert korrosjonsskader i knutepunktet mellom tverrbærer og søyle i akse 8. Tverrbæreren i akse 9 derimot har betydelige skader i knutepunktet ved søylen.

Kapasitetsberegningene tar imidlertid ikke hensyn til svekket heft mellom betong og armering. Dette vil kunne føre til ytterligere kapasitetsreduksjoner både for momentkapasitet og skjærkapasitet i skadet tilstand, men er valgt å se bort fra i denne oppgaven.

Da Hulvågbrua ble prosjektert fantes det ingen rissviddekrav i standarden. Det har derfor blitt gjennomført rissviddeberegninger etter NS3473:2003 [17], for å undersøke om de beregningsmessige rissviddene tilfredstiller nyere standarder. Bøyeriss kan føre til økt kloridinntrengning i betongen, og føre til svekket bestandighet i form av armeringskorrosjon. Maksimalt tillat beregningsmessige rissvidder for Hulvågbruas eksponeringsklasse, XS3, for lite korrosjonsømfintlig armering er  $0,30\text{ mm}$ . Rissviddeberegningene for felt i tverrbærer akse 8 viser i denne oppgaven beregningsmessig rissvidde på  $0,29\text{ mm}$  i bruksgrensetilstand. Rissviddekravet er dermed tilfredstilt, men med liten margin. Det skal sies at rammen modellert i denne oppgaven er litt mykere enn den opprinnelige rammen, og kan derfor ha bidratt til større beregningsmessige rissvidder enn ved en mer avansert rammemodell. Det er dog noen laster som ikke er tatt med i denne oppgaven, som for eksempel vindlast og temperaturlast, og som kan bidra til større beregningsmessige rissvidder. Selv om det beregningsmessig skal oppstå bøyeriss på tverrbærer akse 8 er ikke dette oppdaget. Årsaken til dette kan være at eventuelle riss er malt over med overflatebehandlingen på tverrbærerene. De variable lastene på bruer varierer mye, og sannsynligheten for at det verste tilfelle av trafikklaster oppstår er liten. Det er derfor sannsynlig at tverrbærerene i virkeligheten ikke har blitt utsatt for så store krefter at det har oppstått synlige bøyeriss.

Inspeksjonsrapporten fra Brutus viser store skader over hele brua, og de tidligste skadene som kan relateres til armeringskorrosjon ble registrert allerede i 1998, bare 9 år etter at brua stod ferdig. Det bør derfor undersøkes om det er mulig at det fantes store kloridmengder i betongelementene allerede ved ferdigstilling. Dette kan ha skjedd dersom det er benyttet dårlige tilsetningstoffer i betongen, eller ved for eksempel en storm under byggingen som har ført til sjøsprøyt på elementene før dem er tilstrekkelig ferdig. Dersom dette er tilfelle kan tilstanden til brua være dårligere enn antatt, og bør derfor undersøkes nærmere. Prosjektering av brua ble gjennomført under den mest kritiske perioden med tanke på overdekningskrav, og hadde strengest overdekningskrav på  $25\text{ mm}$ , mens Vegvesentet hadde eget krav for bruer på  $30\text{ mm}$ . Hul-



vågbrua hadde likevel overdekning på  $70\text{mm}$  i peler og drager og  $50\text{mm}$  forøvrig. Til gjengjeld skulle alle elementene til Hulvågbrua hatt overdekning  $c_{min}$ , på hele  $120\text{mm}$  i følge dagens krav fra Vegvesenet. Gjennom dokumentering av skadeomfanget i denne oppgaven har det blitt oppdaget flere skader som ikke er registrert i bruforvaltningssystemet Brutus. Eksempler på dette er langsgående riss i tverrbæreren i akse 6 og blottlagt armering på det midterste landkaret forårsaket av erodering og armeringskorrosjon. Det er også dårlig dokumentert hvilke skader som er rehabilitert ved vedlikeholdsarbeid. Det bør derfor gjennomføres en grundig inspeksjon av hele brua, slik at man kan være sikker på at alle skadene er kartlagt skikkelig. Det bør også gjennomføres målinger av kloridinnholdet for å få et bilde av hvor kritisk skadene er. Dette bør utføres før eventuelle vedlikeholdskostnader blir unødvendig kostbare. Enkelte skader er vurdert til skadegrad og konsekvens på V4, og skal da ifølge veiledning V441 [29] repareres innen 1/2 år for å unngå økte vedlikeholdskostnader.

## 12.1 Videre arbeid

- Kontroll av føreropspente bjelker da disse erfaringsvis har liten overdekning, og er derfor svært utsatt for kloridangrep. spesielt med tanke på at brua har en seilingshøyde på kun 4 meter.
- Kapasitetskontroll av flere elementer på brua. Spesielt tverrbæreren i akse 9
- Modellering i et mer avansert modelleringsprogram for mer nøyaktig av den virkelige lastpåkjenningen, med flere lastpåkjenninger som temperatur, svinn, kryp og effekter fra føreropspenningen
- Materialundersøkelser for en bedre kontroll av armeringskorrosjonen.
- Kloridprøver
- Inspeksjon og kartlegging av alle skadene, og en oppdatering av de allerede registrerte skadene i Brutus, for bedre kunnskap om dagens tilstand.
- Kartlegging av vedlikeholdsarbeidet som er gjennomført på brua, og deler byggeprosessen kan ha bidratt til å svekke bestandigheten til brua.



# Referanser

- [1] Atlanterhavsveien. <https://www.visitnorway.no/reisemal/vestlandet/nordvest/aktiviteter-og-attraksjoner/atlanterhavsvegen/>. Hentet: 2016-12-15.
- [2] Bruhåndbøker. <http://www.vegvesen.no/fag/Teknologi/Bruer/Bruhandboker>. Hentet: 2016-11-02.
- [3] Kjemisk bestandighet. <http://www.byggutengrenser.no/fordeler/kjemisk-b Bestandighet>. Hentet: 2016-10-13.
- [4] Norsk Betongforening. *Publikasjon nr. 10 - Beregning og dimensjonering av kontinuerlige NOB- og NIB-broer*. 1981.
- [5] Norsk Betongforening. *Publikasjon nr. 10 - Flerfelts NIB- og NOB-broer, Beregning og dimensjonering av kontinuerlig briplate*. 1981.
- [6] SINTEF Byggforsk. *720.114 - Betongkonstruksjoner i driftsbygninger. Skader og utbedring*. 2000.
- [7] SINTEF Byggforsk. *Alkalireaksjoner i betong - Skademekanisme og regelverk ved nybygging*. 2007.
- [8] SINTEF Byggforsk. *520.061 Armeringskorrosjon*. 2009.
- [9] SINTEF Byggforsk. *421.951 Statikkformler for bjelker*. 2013.
- [10] Kamyab Zandi Hanjari. *Structural Behaviour of Deteriorated Concrete Structures*. PhD thesis, Chalmers University of Technology, 2010.
- [11] Stefan Jacobsen et al. *TKT 4215-Concrete Technology 1*. Department of Structural Engineering NTNU, 2009.
- [12] Reidar Kompen. *Betongregelverk relatert til bestandighet - betongbruer i et historisk perspektiv*. Statens Vegvesen, 2015.
- [13] Bernt Kristiansen, Jan Lindland, and Trond Østmoen. *Betongrehabilitering - Metoder og utførelse*. BA forlaget, 1998.
- [14] Gro Markeset. *Levetidsprosjektering av betongkonstruksjoner i maritimt miljø*. SINTEF Betongforeningen, 2008.

- [15] Norcem. *God betong er bestandig*. 2015.
- [16] Standard Norge. *NS 3473 Prosjektering av betongkonstruksjoner - Beregnings- og konstruksjonsregler*. 1973.
- [17] Standard Norge. *NS 3473 Prosjektering av betongkonstruksjoner - Beregnings- og konstruksjonsregler*. 2003.
- [18] Standard Norge. *NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4:Allmenne laster - Vindlaster*. 2009.
- [19] Standard Norge. *NS-EN 1992-1-1:2004/AC:2010, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner*. 2010.
- [20] Svein Ivar Sørensen. *Betongkonstruksjoner - Beregningsgrunnlag*. Tapir akademisk forlag, 2000.
- [21] Svein Ivar Sørensen. *Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurokode 2, 2. utgave*. Tapir akademisk forlag, 2013.
- [22] SINTEF Stemland, H. *Betongkonstruksjoners livsløp - Rapport nr. 16, Styrkeberegning ved korrosjonsskader*. Statens Vegvesen, 2007.
- [23] Mohammad Tahershamsi. *Structural Effects of Reinforcement Corrosion in Concrete Structures*. PhD thesis, Chalmers University of Technology, 2016.
- [24] Statens Vegvesen. *Håndbok 100 - Bruprosjektering-08, NIB-bruer*. 1983.
- [25] Statens Vegvesen. *Håndbok 100 - 3, Elementbruer*. 2002.
- [26] Statens Vegvesen. *Håndbok 129 - Bruregistrering*. 2009.
- [27] Statens Vegvesen. *Håndbok R411 - Bruforvaltning*. 2014.
- [28] Statens Vegvesen. *Håndbok R412 - Bruklassifisering*. 2014.
- [29] Statens Vegvesen. *Håndbok V441 - Inspeksjonshåndbok for bruer*. 2014.
- [30] Statens Vegvesen. *N400 - Bruprosjektering, Prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner*. 2015.

# Vedlegg A

## Tegninger av Hulvågbrua

Dette vedlegget inneholder:

- Ferdigbruteging
- Oversiktstegning
- Form og armeringstegninger av pilarer og tverrbærere
- Innkledning av bjelker

arkiv nr. 68 - 2182

1987 bygd år

2182 bru nr. 64

FV - veg HP 15

2,973 KM

MOLDE

HULVÅGBRUA

KOMMUNE EIDE

Kilometering (beliggende)

FYLKE MØRE OG ROMSDAL

KONTINUERLIG NIB-BJELKEBRU

BRUSYSTEM

KONSTRUKSJON (MATERIALER) ARMERT BETONG

BRUDEKKE ARMERT BETONG

SUITEDEKKE ASFALT

UNDERBYGNING (MATERIALER) ARMERT BETONG

FUNDAMENTERING PÅ FJELL

SPENNVIDDE/FRI LENGDE 207,8 M

M | GANGBANER G=

M | FØRINGSAVSTAND F=

KURVEUTV. B=

999 m fri bredde over rekkverk

999 m fri høyde over pl

999 m fri høyde over t. bru

999 m

3,5 x 20,0 m

ending av laaski/akseltrykk

konstruert for laaski SVV 1971

BK 10 tonn

UNDERBYGNING

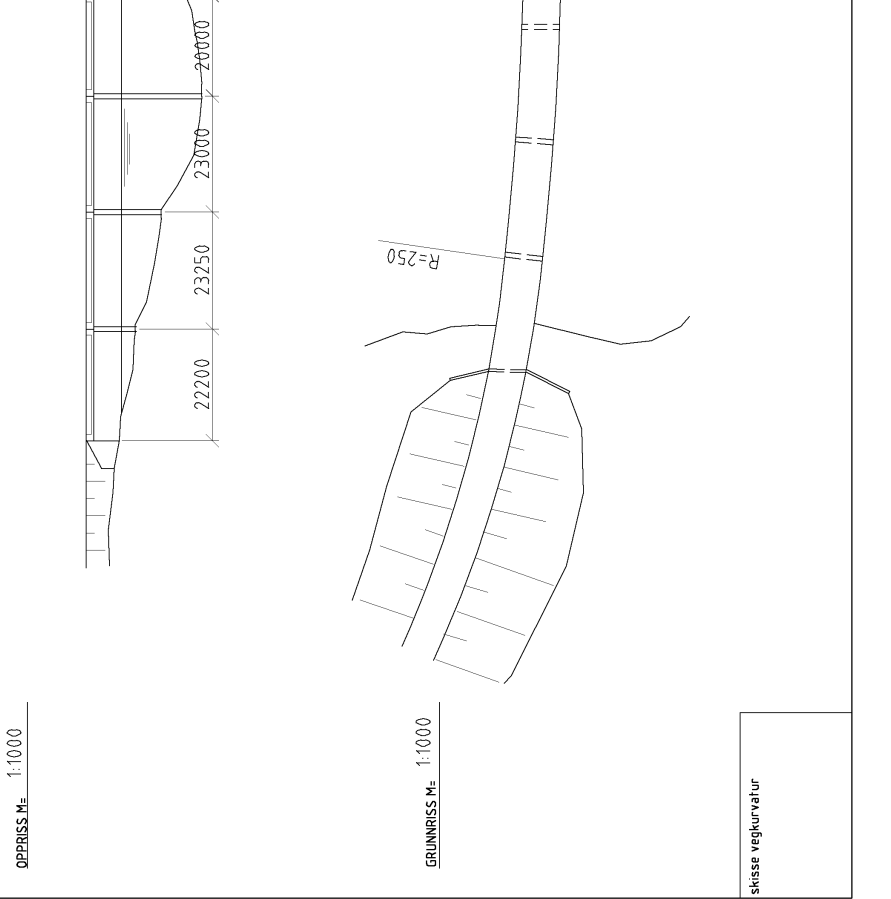
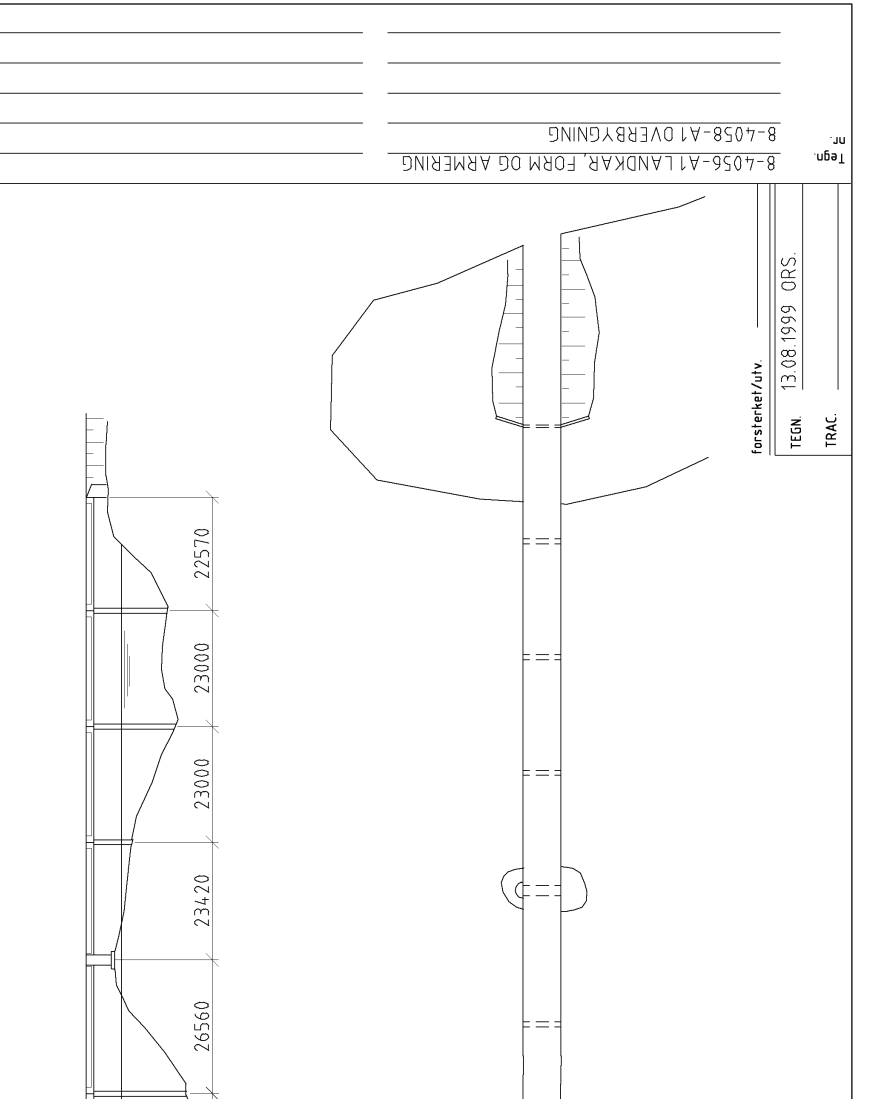
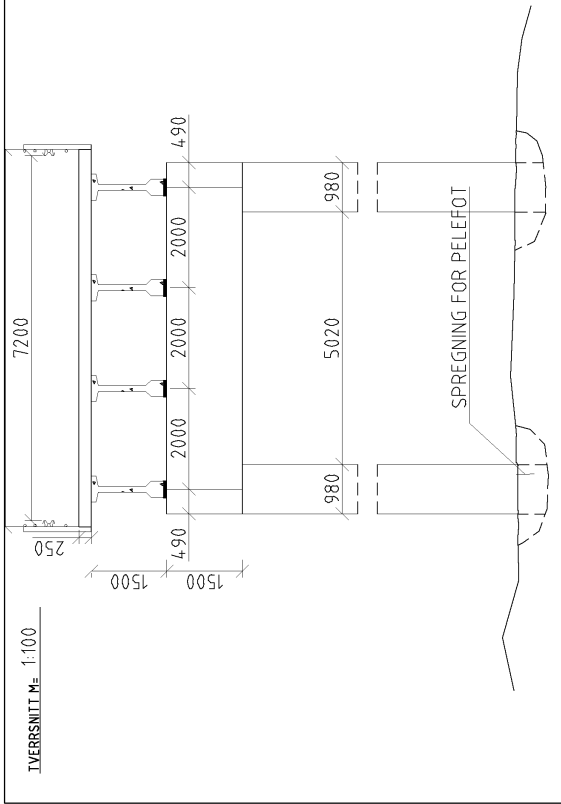
KONSTRUERT AV STATENS VEGVESEN MØRE OG ROMSDAL

BYGD AV STATENS VEGVESEN MØRE OG ROMSDAL

UNDERBYGNING

KONSTRUERT AV STATENS VEGVESEN MØRE OG ROMSDAL

BYGD AV STATENS VEGVESEN MØRE OG ROMSDAL



TVERRSNITT M= 1:100

OPPRISS M= 1:1000

GRUNNRIS M= 1:1000

skisse vegkurvatur

forsterket/utv.

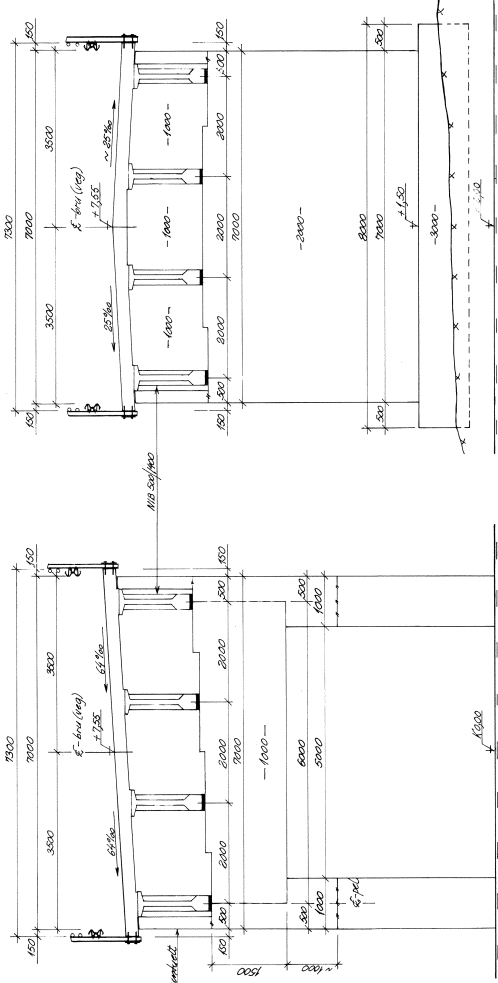
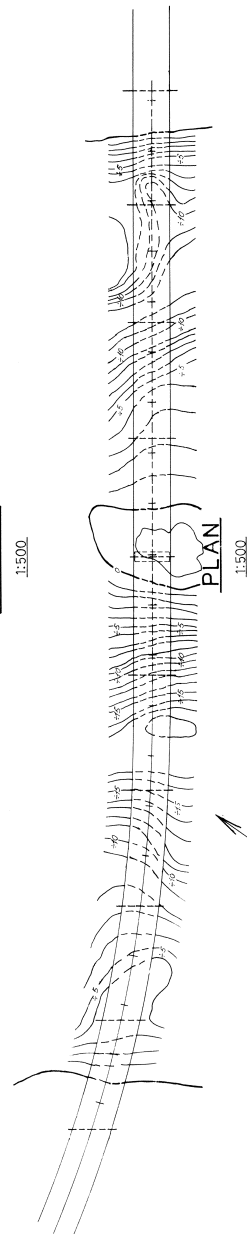
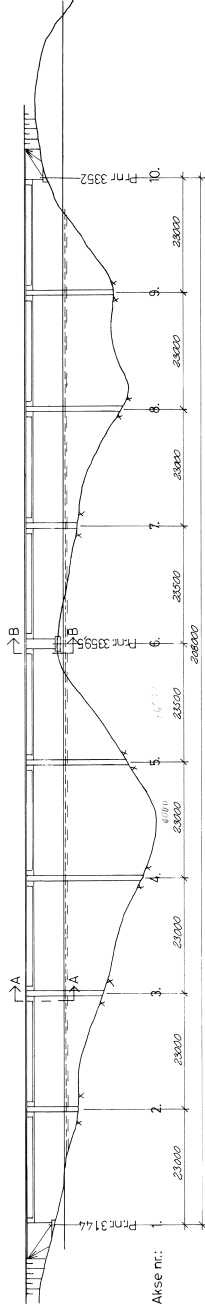
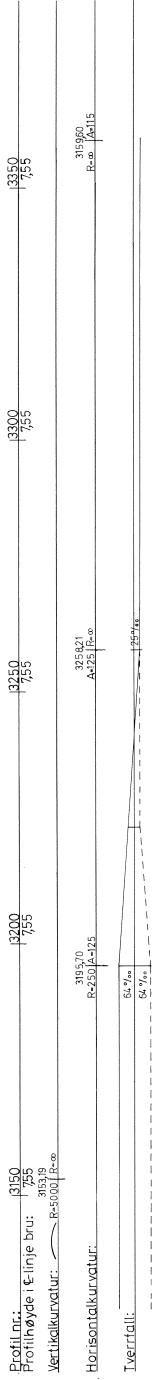
TEGN 13.08.1999 ORS.

TRAC.

8-4056-A1 LANDKAR, FORM OG ARMERING

8-4058-A1 OVERBYGNING

Tegn nr.



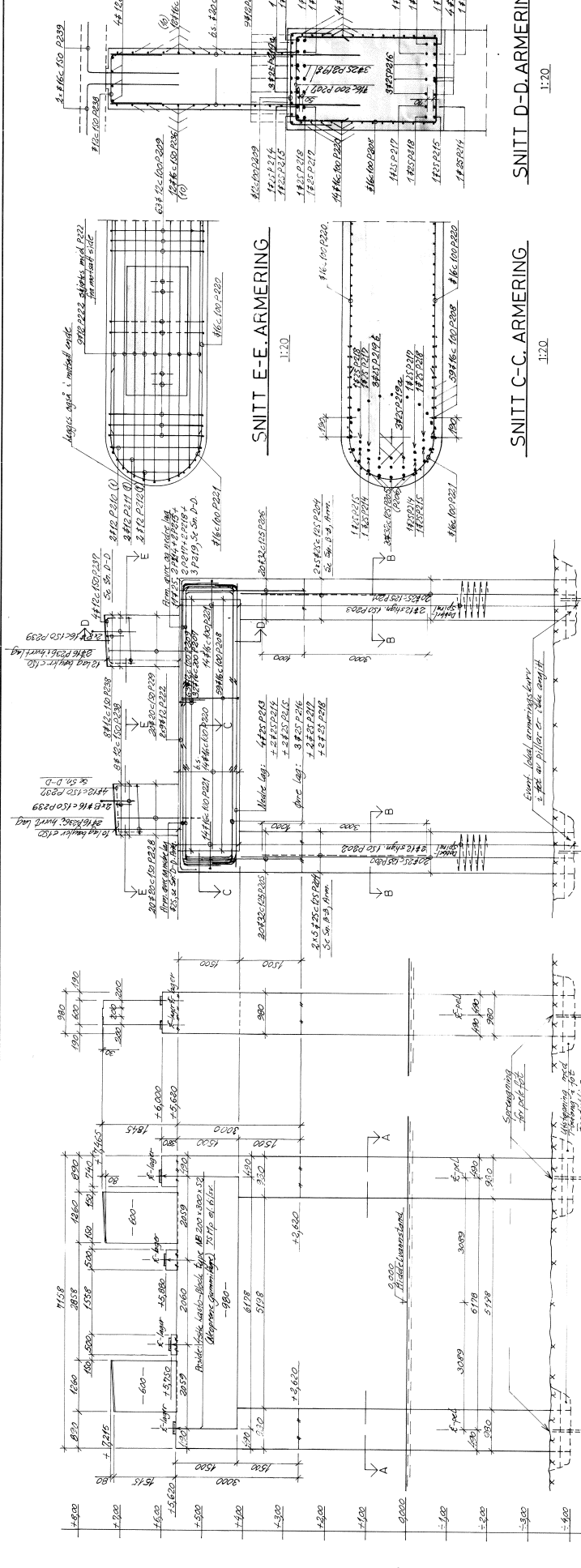
**ANMERKNINGER:**  
 Lastforskrifter for bru og ferjekøler i det offentlige vegnett (1986).  
 K 00 er middelvannstand med  $Z_p$  1,23 m.  
 Mål i mm.  
 Kotehøyder i m.

**HENSYNINGER:**

Nr.	Forandring	Dato	Tegn.	Kontroll.

VEGKONTORET I MØRE OG RØMSDAL FYLKE RA 1919 ATLANTERRHAVSVEGEN PARSELL <b>HULVÅGEN BRU</b>		Dato: 3.2.1987 Tegn: G.J. Kontroll:
OVERSIKT		Ansvarlig: C. Høivold Plassering: 1:500, 1:50
<b>JOHNS HOLT AS</b> ADVISORISKE INGENIØRBYRÅ I BYGGTEKNIKK		Tegning nr.: 8655/01 06. AUGUST 07 8 T.L.F. 1021 42 30 00



OPPRISS 1:50

SIDERISS 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS 1:50

SIDERISS 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS 1:50

SIDERISS 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS 1:50

SIDERISS 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS 1:50

SIDERISS 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS 1:50

SIDERISS 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS 1:50

SIDERISS 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS 1:50

SIDERISS 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS 1:50

SIDERISS 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS 1:50

SIDERISS 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS 1:50

SIDERISS 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS 1:50

SIDERISS 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS 1:50

SIDERISS 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS 1:50

SIDERISS 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS 1:50

SIDERISS 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS 1:50

SIDERISS 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS 1:50

SIDERISS 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS 1:50

SIDERISS 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS 1:50

SIDERISS 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS 1:50

SIDERISS 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS 1:50

SIDERISS 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS 1:50

SIDERISS 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS 1:50

SIDERISS 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS 1:50

SIDERISS 1:50

ANMERKNINGER:  
 Høi i mm.  
 Armeringslengder i m.

Beløpning:  
 Armeringskvalitet: C45  
 Dia: 25 mm  
 Armeringslengde: 5 x 1,5 m

Armering:  
 R40275, R32075 (R12)

Overdekning:  
 70 mm i fester og hjørner  
 30 mm på øvrige  
 50 mm på øvrige

Kontrollbase:  
 Utvalgte kontroll  
 eller AS 3674

HENVISNINGER:  
 B Diverse tilføyelser  
 A Forandret form og armering av drager

18.3.87 G.J.  
 16.3.87 G.J.  
 Dato Teg. Kontr.

Dato 19.2.1987  
 Teg. G.J.  
 Kontr.

Armering  
 Charnovell  
 Helsemark  
 1:50, 1:20

VEKONTORET I MØRE OG ROMSDAL FYLKE  
 RA 1919 ATLANTERHAVSVEGEN  
 PARSELL: VEVANG-STORSEIUNDET  
**HULVÅGEN BRU**

PILLAR ANSE NR. 2  
 FORM- OG ARMERINGSTEGNING

JOHS HOLT AS  
 INGENIØR- OG ARKITEKTBYRÅ  
 1010 TRONDHEIM

Tegning nr.  
 8655/20B

19.2.1987

1:50, 1:20

1:50, 1:20

1:50, 1:20

1:50, 1:20

1:50, 1:20

1:50, 1:20

1:50, 1:20

1:50, 1:20

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS 1:50

SIDERISS 1:50

SIDERISS 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS 1:50

SIDERISS 1:50

SIDERISS 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS-ARMERING 1:50

SIDERISS-ARMERING 1:50

OPPRISS 1:50

SIDERISS 1:50

SIDERISS 1:50

ANMERKNINGER:  
 Høi i mm.  
 Armeringslengder i m.

Beløpning:  
 Armeringskvalitet: C45  
 Dia: 25 mm  
 Armeringslengde: 5 x 1,5 m

Armering:  
 R40275, R32075 (R12)

Overdekning:  
 70 mm i fester og hjørner  
 30 mm på øvrige  
 50 mm på øvrige

Kontrollbase:  
 Utvalgte kontroll  
 eller AS 3674

HENVISNINGER:  
 B Diverse tilføyelser  
 A Forandret form og armering av drager

18.3.87 G.J.  
 16.3.87 G.J.  
 Dato Teg. Kontr.

Dato 19.2.1987  
 Teg. G.J.  
 Kontr.

Armering  
 Charnovell  
 Helsemark  
 1:50, 1:20

VEKONTORET I MØRE OG ROMSDAL FYLKE  
 RA 1919 ATLANTERHAVSVEGEN  
 PARSELL: VEVANG-STORSEIUNDET  
**HULVÅGEN BRU**

PILLAR ANSE NR. 2  
 FORM- OG ARMERINGSTEGNING

JOHS HOLT AS  
 INGENIØR- OG ARKITEKTBYRÅ  
 1010 TRONDHEIM

Tegning nr.  
 8655/20B

19.2.1987

1:50, 1:20

1:50, 1:20

1:50, 1:20

1:50, 1:20

1:50, 1:20

1:50, 1:20

1:50, 1:20

1:50, 1:20

ANMERKNINGER:  
 Høi i mm.  
 Armeringslengder i m.

Beløpning:  
 Armeringskvalitet: C45  
 Dia: 25 mm  
 Armeringslengde: 5 x 1,5 m

Armering:  
 R40275, R32075 (R12)

Overdekning:  
 70 mm i fester og hjørner  
 30 mm på øvrige  
 50 mm på øvrige

Kontrollbase:  
 Utvalgte kontroll  
 eller AS 3674

HENVISNINGER:  
 B Diverse tilføyelser  
 A Forandret form og armering av drager

18.3.87 G.J.  
 16.3.87 G.J.  
 Dato Teg. Kontr.

Dato 19.2.1987  
 Teg. G.J.  
 Kontr.

Armering  
 Charnovell  
 Helsemark  
 1:50, 1:20

VEKONTORET I MØRE OG ROMSDAL FYLKE  
 RA 1919 ATLANTERHAVSVEGEN  
 PARSELL: VEVANG-STORSEIUNDET  
**HULVÅGEN BRU**

PILLAR ANSE NR. 2  
 FORM- OG ARMERINGSTEGNING

JOHS HOLT AS  
 INGENIØR- OG ARKITEKTBYRÅ  
 1010 TRONDHEIM

Tegning nr.  
 8655/20B

19.2.1987

1:50, 1:20

1:50, 1:20

1:50, 1:20

1:50, 1:20

1:50, 1:20

1:50, 1:20

1:50, 1:20

1:50, 1:20

ANMERKNINGER:  
 Høi i mm.  
 Armeringslengder i m.

Beløpning:  
 Armeringskvalitet: C45  
 Dia: 25 mm  
 Armeringslengde: 5 x 1,5 m

Armering:  
 R40275, R32075 (R12)

Overdekning:  
 70 mm i fester og hjørner  
 30 mm på øvrige  
 50 mm på øvrige

Kontrollbase:  
 Utvalgte kontroll  
 eller AS 3674

HENVISNINGER:  
 B Diverse tilføyelser  
 A Forandret form og armering av drager

18.3.87 G.J.  
 16.3.87 G.J.  
 Dato Teg. Kontr.

Dato 19.2.1987  
 Teg. G.J.  
 Kontr.

Armering  
 Charnovell  
 Helsemark  
 1:50, 1:20

VEKONTORET I MØRE OG ROMSDAL FYLKE  
 RA 1919 ATLANTERHAVSVEGEN  
 PARSELL: VEVANG-STORSEIUNDET  
**HULVÅGEN BRU**

PILLAR ANSE NR. 2  
 FORM- OG ARMERINGSTEGNING

JOHS HOLT AS  
 INGENIØR- OG ARKITEKTBYRÅ  
 1010 TRONDHEIM



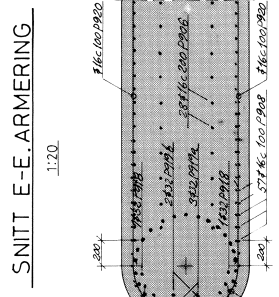
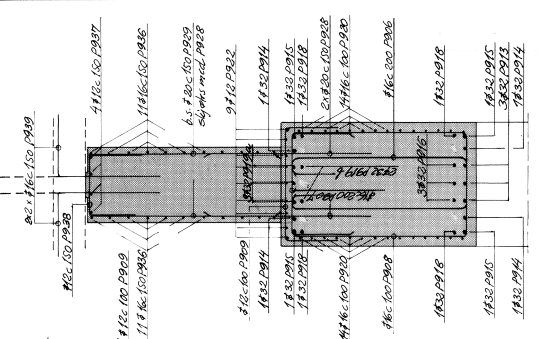
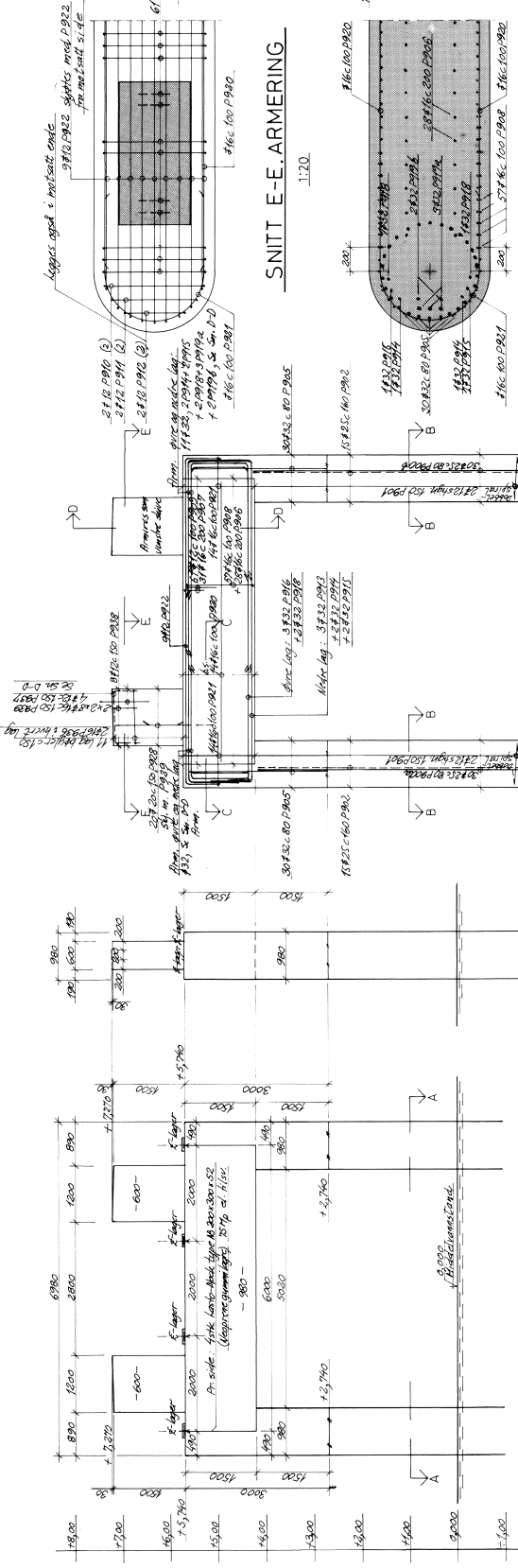












**SNITT D-D, ARMERING**  
1:20

**SNITT E-E, ARMERING**  
1:20

**SNITT C-C, ARMERING**  
1:20

**SNITT A-A**  
1:50

**SNITT B-B**  
1:50

**ANMERKNINGER:**

- 1. Betong: C45
- 2. Stångkvalitet: S460
- 3. Stång: 16 mm
- 4. Stångavstand: 150 mm
- 5. Stångtype: A500, 500 S, 500 T, 500 L
- 6. Stångtype: A500, 500 S, 500 T, 500 L
- 7. Stångtype: A500, 500 S, 500 T, 500 L
- 8. Stångtype: A500, 500 S, 500 T, 500 L
- 9. Stångtype: A500, 500 S, 500 T, 500 L
- 10. Stångtype: A500, 500 S, 500 T, 500 L

**HENVISNINGER:**

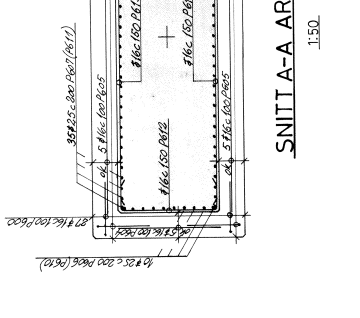
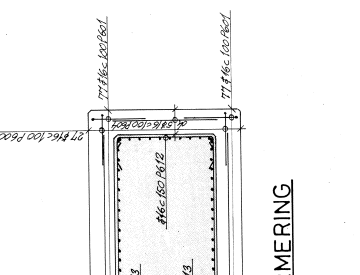
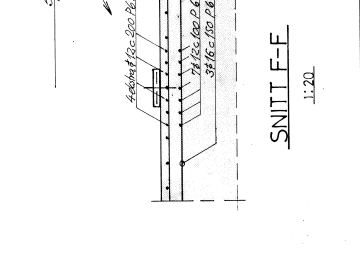
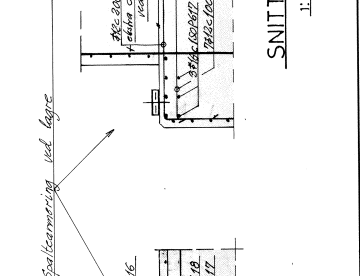
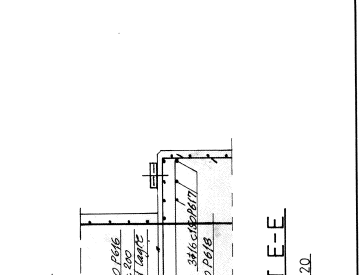
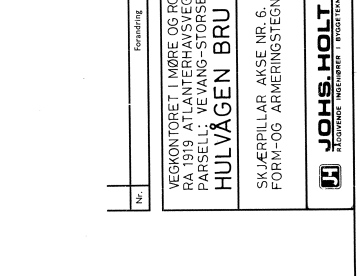
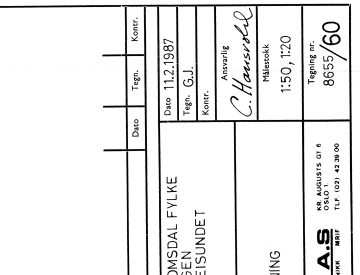
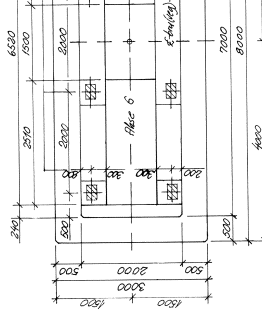
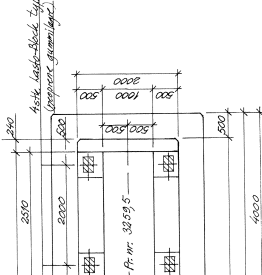
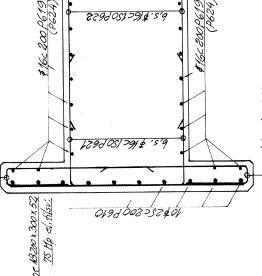
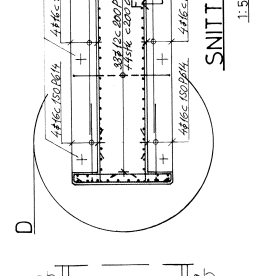
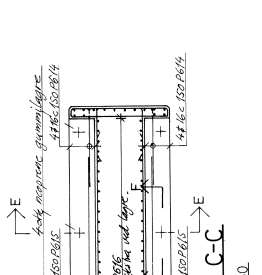
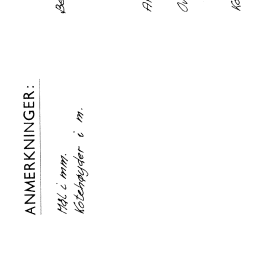
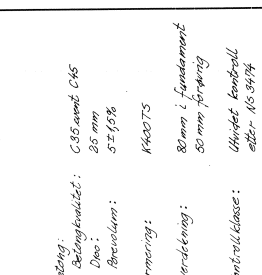
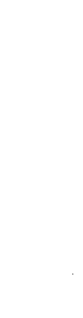
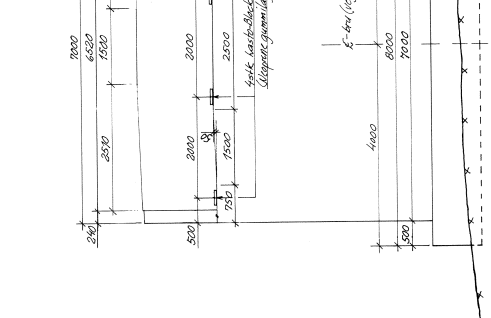
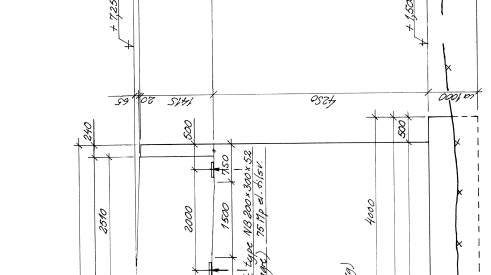
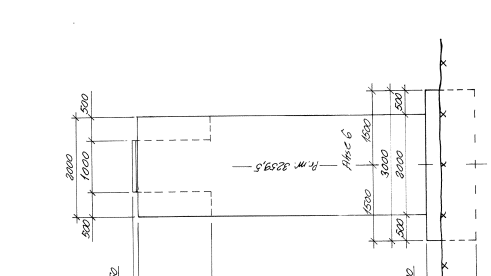
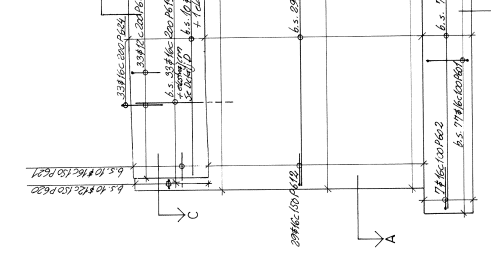
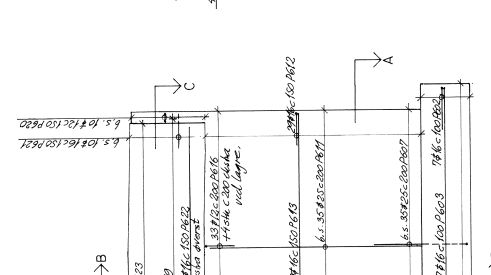
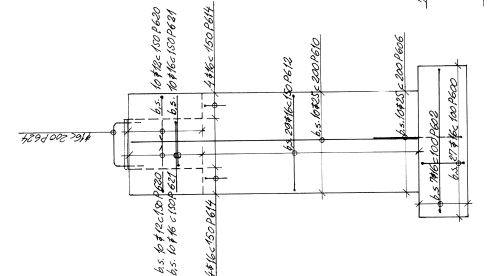
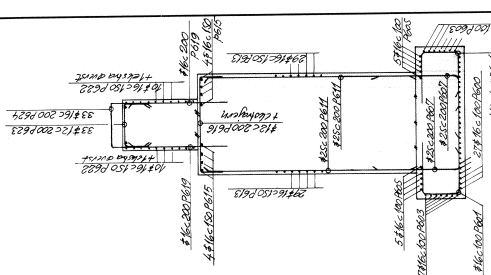
- 1. Veikontoret i Møre og Romsdal fylke
- 2. RA 1919 ATLANTERHAVSVEGEN
- 3. PARSELL 11, VEVANGSTORSEIUNDET
- 4. HULVÅGEN BRU
- 5. PILLAR AKSE NR. 9
- 6. FORM- OG ARMERINGSTEGNING

**OPPRISS, ARMERING**  
1:50

**SNITT A-A**  
1:50

**SNITT B-B**  
1:50

No.	Formføring	Dato	Tegn.	Kontor:
VEIKONTORET I MØRE OG ROMSDAL FYLKE RA 1919 ATLANTERHAVSVEGEN PARSELL 11, VEVANGSTORSEIUNDET <b>HULVÅGEN BRU</b> PILLAR AKSE NR. 9 FORM- OG ARMERINGSTEGNING				
Utarbeidet av: <b>C. Haavard</b> Prosjektleder			Dato: 7.6.1987 Tegning: G.J. Kontor:	
Prosjekt:			Tegning nr.: 1:50, 1:20	
Prosjekt nr.:			Tegning nr.: 8655/90	
<b>JOHS.HOLT A.S.</b> BYGGERI INGENIØR- OG ARKITEKTBYRÅ P.O. BOX 115 N-2007 SANDNES				



**ANMERKNINGER:**  
 1) 141 i m m  
 2) Kjølbegynnelse i m

**ANMERKNINGER:**  
 1) 141 i m m  
 2) Kjølbegynnelse i m

**ANMERKNINGER:**  
 1) 141 i m m  
 2) Kjølbegynnelse i m

**ANMERKNINGER:**  
 1) 141 i m m  
 2) Kjølbegynnelse i m

**ANMERKNINGER:**  
 1) 141 i m m  
 2) Kjølbegynnelse i m

**ANMERKNINGER:**  
 1) 141 i m m  
 2) Kjølbegynnelse i m

**ANMERKNINGER:**  
 1) 141 i m m  
 2) Kjølbegynnelse i m

**HENVISNINGER:**

**HENVISNINGER:**

**HENVISNINGER:**

**HENVISNINGER:**

**HENVISNINGER:**

**HENVISNINGER:**

**HENVISNINGER:**

No.	Formidling	Dato	Tegn.	Kontor.

VEGKONTORET I MØRE OG RØMSDAL FYLKE RA 1919 ATTER-VEI PARSELL-VEI VANG-SORSEISET <b>HULVÅGEN BRU</b>		Dato 11.2.1987 Tegn. G.J. Kontor.
---	--	---

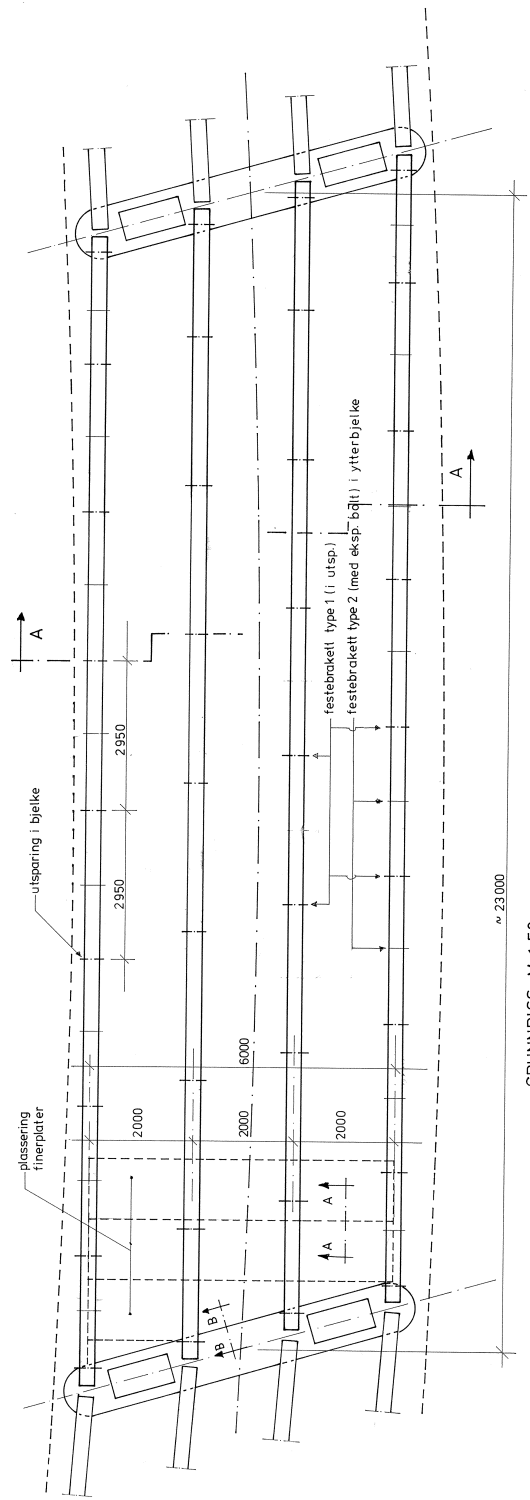
SKJERPILLAR AKSE NR. 6. FORM- OG ARMERINGSTEGNING		Arbeidsgiver <b>C. Haavard</b> Målestokk 1:50, 1:20
--	--	--

<b>JOHS. HOLT A.S.</b> BYGGERI, INGENIØR- OG PROJEKTERING		Prosjekt nr. 8655/60
--	--	-------------------------

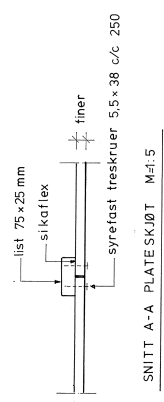
VEGKONTORET I MØRE OG RØMSDAL FYLKE RA 1919 ATTER-VEI PARSELL-VEI VANG-SORSEISET <b>HULVÅGEN BRU</b>		Dato 11.2.1987 Tegn. G.J. Kontor.
---	--	---

SKJERPILLAR AKSE NR. 6. FORM- OG ARMERINGSTEGNING		Arbeidsgiver <b>C. Haavard</b> Målestokk 1:50, 1:20
--	--	--

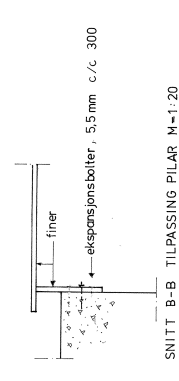
<b>JOHS. HOLT A.S.</b> BYGGERI, INGENIØR- OG PROJEKTERING		Prosjekt nr. 8655/60
--	--	-------------------------



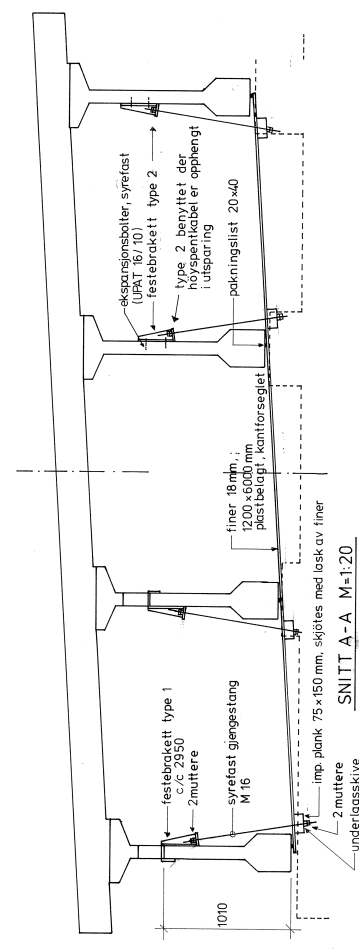
GRUNDRISS M=1:50



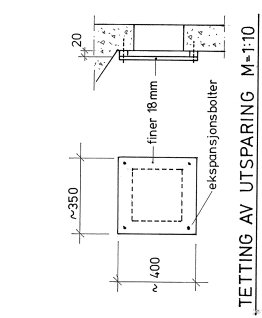
SNITT A-A PLATESKJØT M=1:5



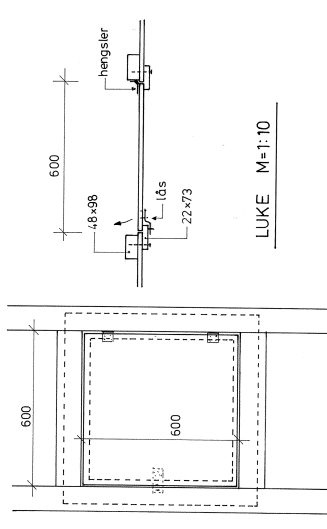
SNITT B-B TILPASSING PILAR M=1:20



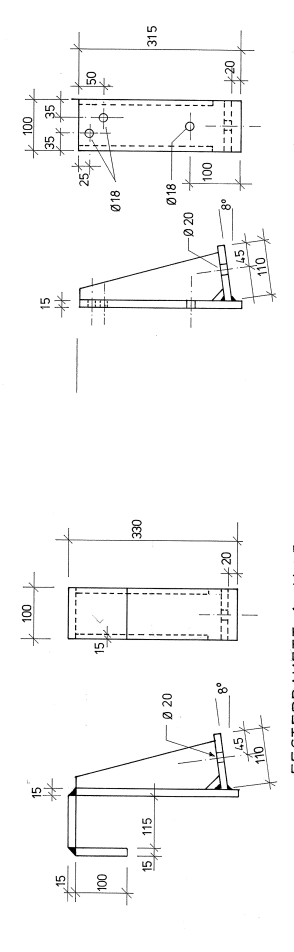
SNITT A-A M=1:20



TETTING AV UTSPARING M=1:10



LUKE M=1:10



FESTEBRACKETT 1 M=1:5

FESTEBRACKETT 2 M=1:5

- Som tetting mellom finer og betong og finer mot treverk benyttes sikaflex

Rv 64	HP 15	MALESTORP	TEK. 15/11/11	SL
2182 HULVÅGEN BRU	div.			
INNKLEDDNING BJELKER				
STATENS VEGVESEN, MØRE OG RØMSDAL				
MÅLST. DEN. 12.04.94.				
2182 / 101				
8-5791-A1				



## **Vedlegg B**

### **Redusert skjærkraft i en avstand $d$ fra kanten av søylen**

Dette vedlegget inneholder beregninger av redusert skjærkraft i en avstand  $d$  fra søylekant og ut på tverrbærer i akse 8

#### Redusert skjærarmoring i en avstand d fra kanten av opplager, NS 3473 12.3.1.4.

$$d := 1355 \text{ mm}$$

$$V_1 := 122 \text{ kN}$$

$$V_2 := 1166 \text{ kN}$$

#### Redusert skjærkraft fra jevnt fordelt last i henhold til NS3473 12.3.1.4:

Egenlasten til tverrbæreren stiger jevnt fra 0 kN ved midten av bjelken til 122 kN ved midten av opplageret.

Bredden fra midten av søylen til kanten av søylen:

$$b := 480 \text{ mm}$$

lengde fra midten av søyle til midten av bjelke:

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

Skjærkraft i avstand d fra kanten av søylen:

$$V_{red.1} := V_1 \cdot \frac{(l - (d + b))}{l} = 47 \text{ kN}$$

#### Reduset skjærkraft fra punktlast 12.3.1.4:

Dersom punktlaster påføres i en avstand  $a < 2d$  fra kanten av opplegget kan en lastandel lik lasten multiplisert med  $a/2d$  benyttes av skjærkraften

$$a := 2000 \text{ mm} - b = 1520 \text{ mm} \quad \text{avstanden fra kanten av søylen til punktlasten}$$

$$V_{red.2} := V_2 \cdot \frac{a}{2d} = 654 \text{ kN}$$

**Totalt redusert skjærkraft:**

$$V_{red} := V_{red.2} + V_{red.1} = 701 \text{ kN}$$

# Vedlegg C

## Bruddgrensetilstand, tverrbærer akse 8

Dette vedlegget inneholder:

- Momentkapasitet felt i prosjektert tilstand
- Skjærkapasitet i prosjektert tilstand
- Momentkapasitet ved halvering av strekkarmeringstverrsnitt
- Skjærkapasitet ved halvering av strekkarmeringstverrsnitt
- Skjærkapasitet ved halvering av skjærarmeringstverrsnitt
- Momentkapasitet ved brudd i stadium II
- Momentkapasitet ved brudd i stadium II med halvering av strekkarmeringsarealet

## Bruddgrensetilstander for for tverrbærer akse 8 både for prosjekterte tversnitt og ved redusert armeringsareal

Betongtverrsnitt:

$$b := 980 \text{ mm} \quad h := 1500 \text{ mm} \quad d := 1355 \text{ mm}$$

Betong: C45

Armering: K400TS og K500TS

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

$$f_{sk.400} := 400 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

$$f_{sk.500} := 500 \text{ MPa}$$

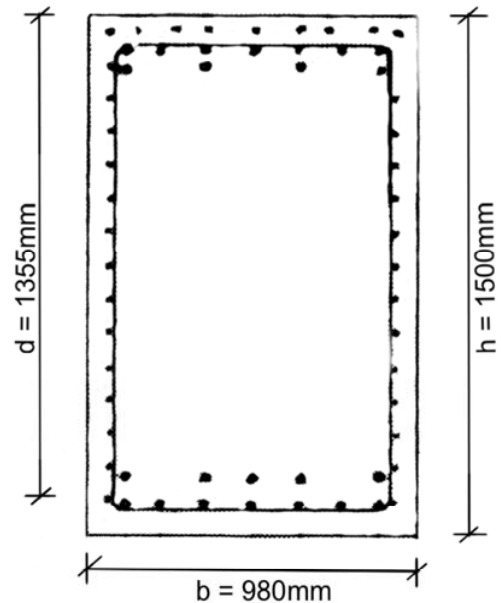
$$f_{cn} := 28.0 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} := 2.90 \text{ MPa}$$

$$f_{tn} := 2.00 \text{ MPa}$$

$$K_E := 10000 \text{ MPa}^{0.7}$$

Betongtverrsnitt



Beregningen er gjennomført etter NS3473:2003. Betongkonstruksjoner 2000 blir også benyttet, og baserer seg på NS3473

Materialfaktorer for betong og armeringsstål: Tabell 4

$$\gamma_c := 1.4 \quad (\text{Armert betong})$$

$$\gamma_s := 1.25 \quad (\text{Armering})$$

Betongens dimensjonerende fastheter 10.4.2:

$$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 20 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.429 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Elastisitetsmodul 11.3.1:

$$E_{cn} := K_E \cdot (f_{cn})^{0.3} = 27174 \text{ MPa}$$

Armeringsstålets dimesjonerende fasthet 10.4.2:

$$f_{sd.400} := \frac{f_{sk.400}}{\gamma_s} = 320 \text{ MPa}$$

$$f_{sd.500} := \frac{f_{sk.500}}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$E_s := 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

Tabell 4.4  
Ligning 4.29

Momentkapasitet:

$$\varepsilon_{cu} := 0.0035$$

Tabell A.5 NS 3473

$$A := 80 \quad B := 100$$

$$\varepsilon_{sy.500} := \frac{f_{sk.500}}{E_s} = 0.0025$$

$$\alpha_{bal} := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy.500}} = 0.583$$

Ligning 4.20

$$A_{s,b} := \frac{A \cdot B}{10^4} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd.500}} \cdot b \cdot d \cdot \alpha_{bal} = 30984 \text{ mm}^2$$

Ligning 4.21

$$A_s := 9651 \text{ mm}^2$$

$$A_s < A_{s,b} \quad \text{Underarmert}$$

$$\alpha := \frac{f_{sd.500} \cdot A_s}{\frac{A \cdot B}{10^4} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.182$$

Ligning 4.19

$$\varepsilon_s := \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot \varepsilon_{cu} = 0.016$$

$$\varepsilon_{su} := 0.01$$

NS 3473:2003

$\varepsilon_s > \varepsilon_{su}$  Ikke OK! 50% større tøyning en tillatt etter NS 3473, men innenfor etter EC2

$$M_{Rd} := \frac{A \cdot B}{10^4} \cdot \left(1 - \frac{A}{200} \cdot \alpha\right) \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 4851 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ligning 4.14

### Skjærkapasitet: NS 3473

#### Skjærstrekk

12.3.2.1:

$$k_A := 100 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_s := 9865 \text{ mm}^2 \quad (\text{strekk})$$

$$b_W := 980 \text{ mm}$$

$$d_1 := 1000 \text{ mm}$$

$$k_V := 1.5 - \frac{d}{d_1} = 0.145$$

$$1.0 < k_V < 1.4 \quad \text{altså} \quad k_V := 1.0$$

$$V_{co.1} := 0.3 \cdot \left( f_{td} + \frac{k_A \cdot A_s}{\gamma_c \cdot b_W \cdot d} \right) \cdot b_W \cdot d \cdot k_V = 780 \text{ kN}$$

$$V_{co.2} := 0.6 \cdot f_{td} \cdot b_W \cdot d \cdot k_V = 1138 \text{ kN}$$

$$V_{co} := V_{co.1} \leq V_{co.2} \quad \text{altså} \quad V_{co} := V_{co.1} = 780 \text{ kN}$$

### 12.3.2.2:

$$N_f := 0 \text{ kN} \quad \text{fører til} \quad M_o := 0 \text{ kN}$$

$$z_1 := 0.7 \cdot d = 948.5 \text{ mm}$$

altså

$$V_{cd.1} := V_{co} + 0 = 780 \text{ kN} \quad \text{og} \quad V_{cd.2} := (f_{td} \cdot k_V - 0) \cdot b_W \cdot z_1 = 1328 \text{ kN}$$

$$V_{cd} := V_{cd.1} \leq V_{cd.2} \quad \text{altså} \quad V_{cd} := V_{cd.1} = 780 \text{ kN}$$

### 12.3.2.4

$$f_{sd} := f_{sd.400}$$

$$\alpha := 90^\circ$$

$$A_{sv} := 201 \text{ mm}^2$$

$$s := 100 \text{ mm}$$

$$z := 0.9 \cdot d = 1220 \text{ mm}$$

$$V_{sd} := \frac{f_{sd} \cdot A_{sv}}{s} \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha) = 784 \text{ kN}$$

$$V_d := V_{cd} + V_{sd} = 1565 \text{ kN}$$

## Skjærtrykk

$$V_{ccd.1} := 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_W \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)) = 7171 \text{ kN}$$

$$V_{ccd.2} := 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_W \cdot z = 10756 \text{ kN}$$

$$V_{ccd} := V_{ccd.1} \leq V_{ccd.2} \quad \text{altså} \quad V_{ccd} := V_{ccd.1} = 7171 \text{ kN}$$

## **Momentkapasitet ved halvering av det nederste armeringstverrsnittet og den ytterste armeringen i øvre strekkarmering**

Øverste opprinnelige armeringsmengde:

$$A_1 := 4021 \text{ mm}^2$$

Øverste armeringsmengde, halvering av ytterste armering

$$A_{1,halvert} := \frac{A_1}{3} + \frac{A_1}{5} = 2145 \text{ mm}^2$$

Nederste opprinnelige armeringsmengde:

$$A_2 := 5630 \text{ mm}^2$$

Nederste armeringsmengde, halvert:

$$A_{2,halvert} := \frac{A_2}{2} = 2815 \text{ mm}^2$$

Totalt areal:

$$A_{redusert} := A_{1,halvert} + A_{2,halvert} = 4960 \text{ mm}^2$$

Arealsenter:

$$y_{redusert} := \frac{A_{1,halvert} \cdot 204 \text{ mm} + A_{2,halvert} \cdot 102 \text{ mm}}{A_{1,halvert} + A_{2,halvert}} = 146 \text{ mm}$$

$$d_{redusert} := 1500 \text{ mm} - y_{redusert} = 1354 \text{ mm}$$



$$\alpha_{redusert} := \frac{f_{sd.500} \cdot A_{redusert}}{\frac{A \cdot B}{10^4} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_{redusert}} = 0.093 \quad \text{Ligning 4.19}$$

$$\varepsilon_s := \frac{1 - \alpha_{redusert}}{\alpha_{redusert}} \cdot \varepsilon_{cu} = 0.034$$

$$\varepsilon_{su} := 0.01$$

NS 3473

$\varepsilon_s > \varepsilon_{su}$  Ikke OK! 50% større tøyning en tillatt etter NS 3473, men innenfor etter EC2

$$M_{Rd} := \frac{A \cdot B}{10^4} \cdot \left(1 - \frac{A}{200} \cdot \alpha_{redusert}\right) \cdot \alpha_{redusert} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_{redusert}^2 = 2585 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**Skjærkraftkapasitet ved halvering av det nederste armeringstverrsnittet og den ytterste armeringen i øvre strekkarmering:**

$$A_{redusert} := 4960 \text{ mm}^2$$

$$k_A := 100 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$b_w := 980 \text{ mm}$$

$$d_{redusert} := 1354 \text{ mm}$$

$$d_1 := 1000 \text{ mm}$$

$$k_V := 1.5 - \frac{d_{redusert}}{d_1} = 0.146 \quad \text{men ikke større enn 1,4 eller mindre enn 1,0}$$

$$k_V := 1.0$$

Betongens bidrag: NS3473:2003 12.3.2.1

$$V_{co.red} := 0.3 \cdot \left( f_{td} + \frac{k_A \cdot A_{redusert}}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d_{redusert}} \right) \cdot b_w \cdot d_{redusert} \cdot k_V = 674.966 \text{ kN}$$

men mindre enn eller lik:  $0.6 \cdot f_{td} \cdot b_w \cdot d \cdot k_V = (1.138 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Skjærarmeringens bidrag fra:

$$V_{sd} = 784.382 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet ved redusert strekkarmering:

$$V_{cd.red.1} := V_{co.red} + V_{sd} = 1459 \text{ kN}$$

**Skjærkapasitet ved halvering av skjærarmering:**

skjærkapasitet uten bidrag fra skjærarmering:

$$V_{co} = 780 \text{ kN}$$

Skjærarmeringens bidrag:

$$A_{sv.red} := \frac{A_{sv}}{2} = 100.5 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd.red} := \frac{f_{sd} \cdot A_{sv.red}}{s} \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha) = 392.191 \text{ kN}$$

$$V_{cd.red.2} := V_{co} + V_{sd.red} = 1173 \text{ kN}$$

## Momentkapasitet i stadium II:

Basert på Betongkonstruksjoner 2000

Trykksonehøyde:

Materialdata:

$$f_{ck} := 36 \text{ MPa}$$

NS3473 Tabell 5

$$f_{tn} := 2.00 \text{ MPa}$$

$$f_{cn} := 28 \text{ MPa}$$

$$k_E := 10000 \left( \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)^{0.7}$$

$$E_{cn} := k_E \cdot (f_{cn})^{0.3} = 27174 \text{ MPa}$$

NS3473 11.3.1

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

NS3473 9.2.5

$$f_{sk} := 500 \text{ MPa}$$

$$A_s := 9651 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_c := 1.4$$

$$\gamma_s := 1.25$$

$$\varepsilon_{sd} := \frac{\frac{f_{sk}}{\gamma_s}}{E_s} = 0.002$$

$$\varepsilon_{sy} := \frac{f_{sk}}{E_s} = 0.003$$

Betongverrsnitt:

$$b := 980 \text{ mm} \quad h := 1500 \text{ mm} \quad d := 1355 \text{ mm}$$

.....

Materialstivhetsförhold:

$$\eta := \frac{\frac{E_s}{\gamma_s}}{\frac{E_{cn}}{\gamma_c}} = 8.243$$

Armeringsförhold:

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.0073$$

$$\eta\rho := \eta \cdot \rho = 0.06$$

Trykksonehøyde:

$$\alpha := \sqrt[2]{(\eta\rho)^2 + 2 \cdot \eta\rho} - \eta\rho = 0.291$$

$$\varepsilon_c := \frac{\varepsilon_{sy}}{d - (\alpha \cdot d)} \cdot (\alpha \cdot d) = 0.001028$$

$$\sigma_c := \frac{E_{cn}}{\gamma_c} \cdot \varepsilon_c = 19.954 \text{ MPa}$$

$$T_c := \sigma_c \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot \frac{1}{2} = 3860.4 \text{ kN}$$

$$S := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_s = 3860.4 \text{ kN}$$

$$z := (1 - \alpha) \cdot d + \alpha \cdot d \cdot \frac{2}{3} = 1223 \text{ mm}$$

$$M_{II} := S \cdot z = 4723 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**Momentkapasitet i stadium II ved halvert armeringstverrsnitt:**

$$\rho_{red} := \frac{\frac{A_s}{2}}{b \cdot d} = 0.004$$

$$\eta\rho_{red} := \eta \cdot \rho_{red} = 0.03$$

$$\alpha_{red} := \sqrt[2]{(\eta\rho_{red})^2 + 2 \cdot \eta\rho_{red}} - \eta\rho_{red} = 0.217$$

$$\varepsilon_c := \frac{\varepsilon_{sy}}{d - (\alpha_{red} \cdot d)} \cdot (\alpha_{red} \cdot d) = 0.000691$$

$$\sigma_c := \frac{E_{cn}}{\gamma_c} \cdot \varepsilon_c = 13.419 \text{ MPa}$$

$$T_c := \sigma_c \cdot \alpha_{red} \cdot d \cdot b \cdot \frac{1}{2} = 1930.2 \text{ kN}$$

$$S := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \cdot \frac{A_s}{2} = 1930.2 \text{ kN}$$

$$z := (1 - \alpha_{red}) \cdot d + \alpha_{red} \cdot d \cdot \frac{2}{3} = 1257 \text{ mm}$$

$$M_{II} := S \cdot z = 2427 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



# **Vedlegg D**

## **Bruksgrensetilstand**

Dette vedlegget inneholder rissviddekontroll etter NS3473:2003

### Rissviddekontroll etter NS3473:2003

Armering:

$$E_{sk} := 200000 \text{ MPa}$$

$$A_s := 9651 \text{ mm}^2$$

$$\phi := 32 \text{ mm}$$

Betong:

$$f_{tn} := 2.00 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} := 2.9 \text{ MPa}$$

$$h := 1500 \text{ mm} \quad b := 980 \text{ mm} \quad d := 1355 \text{ mm}$$

$$A_c := h \cdot b = (1.47 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$E_{ck} := 27175 \text{ MPa}$$

Tabell A.2 NS3473:2003 gir:

$$f_{ckk} := 36$$

$$\varphi_{B25} := 1.8$$

$$\beta_1 := \frac{8.3}{3 + \sqrt{f_{ckk}}} = 0.922$$

$$\varphi := \varphi_{B25} \cdot \beta_1 = 1.66$$

$$E_{cl} := \frac{E_{ck}}{1 + \varphi} = 10216 \text{ MPa}$$

Betongkonstruksjoner 2000

Egenlasten blir regnet som langvarig last, mens trafikklasten betraktes som kortvarig (NS 3473:2003). Dette gir momentbidrag fra kortvarig, langvarig last:

$$M_{Ek} := 2046 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{kort} := 805 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{lang} := 1241 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$e := \frac{M_{k\text{ort}}}{M_{Ek} \cdot E_{ck}} + \frac{M_{lang}}{M_{Ek} \cdot E_{cl}} = (7.385 \cdot 10^{-5}) \frac{1}{\mathbf{MPa}}$$

$$E_{cm} := \frac{1}{e} = (1.354 \cdot 10^4) \mathbf{MPa}$$

$$\eta_m := \frac{E_{sk}}{E_{cm}} = 14.77 \quad \rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.007 \quad \eta_m \rho := \eta_m \cdot \rho = 0.107$$

Urisset, betongspenninger:

$$\alpha d := \frac{A_c \cdot 0.5 \cdot h + \eta_m \cdot A_s \cdot d}{A_c + \eta_m \cdot A_s} = 803.481 \mathbf{mm} \quad (5.13)$$

$$I_{c1} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left( \alpha d - \frac{h}{2} \right)^2 = (2.798 \cdot 10^{11}) \mathbf{mm}^4 \quad (5.14)$$

$$I_{s1} := A_s \cdot (d - \alpha d)^2 = (2.936 \cdot 10^9) \mathbf{mm}^4 \quad (5.15)$$

$$\sigma_M := \frac{M_{Ek}}{\frac{I_{c1} + \eta_m \cdot I_{s1}}{h - \alpha d}} = 4.409 \mathbf{MPa} \quad (5.48)$$

Risskriterie: (5.43)

$$k_W := 1.0$$

$$k_t := 2.0$$

Tabell 13, NS 3473:2003

$$k_W \cdot \frac{f_{tn}}{k_t} = 1 \mathbf{MPa}$$

$$\sigma_M > k_W \cdot \frac{f_{tn}}{k_t} \quad \text{Altå risskriteriet overskrides, og rissvidder bør beregnes}$$

Figur A.21 i NS3473:2003 gir:

$$h_{cef} := 2.5 \cdot (h - d) = 362.5 \text{ mm}$$

$$A_{cef} := h_{cef} \cdot b = (3.553 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Trykksonehøyde, opprisset:

$$\alpha_m := \left( \sqrt{\eta_m \rho^2 + 2 \cdot \eta_m \rho} - \eta_m \rho \right) = 0.368$$

$$\alpha_m d := \alpha_m \cdot d = 499.013 \text{ mm}$$

$$k_c := \frac{1 + \frac{h - \alpha_m d - h_{cef}}{h - \alpha_m d}}{2} = 0.819$$

$$k_b := 1.0$$

$$s_{ro} := 20 \text{ mm}$$

$$s_{rk} := 1.7 \cdot \left( s_{ro} + k_c \cdot A_{cef} \cdot 0.75 \cdot \frac{1}{12 \cdot \pi \cdot \phi} \right) = 341.475 \text{ mm} \quad (5.52)$$

Armeringsspenning for aktuelt lastnivå:

$$\sigma_{s2} := \frac{M_{kort} + M_{lang}}{A_s \cdot d \cdot \left( 1 - \frac{\alpha_m}{3} \right)} = 178.351 \text{ MPa}$$

Rissmoment:

$$M_r := \frac{I_{c1} + \eta_m \cdot I_{s1}}{h - \alpha d} \cdot f_{tk} = (1.346 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

armeringsspenning ved risslast:

$$\sigma_{sr2} := \frac{M_r}{M_{kort} + M_{lang}} \cdot \sigma_{s2} = 117.298 \text{ MPa}$$

Karakteristisk rissvidde:

$$\beta_s := 0.4$$

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{2 \cdot (h + b)} = 0.593 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{cs} := -0.30 \cdot 10^{-3}$$

NS 3473:2003 tabell A.3

$$w_k := s_{rk} \cdot \left( \left( 1 - \beta_s \cdot \frac{\sigma_{sr2}}{\sigma_{s2}} \right) \cdot \frac{\sigma_{s2}}{E_{sk}} - \varepsilon_{cs} \right) = 0.327 \text{ mm}$$

NS 3473:2003 A.15.6.2.1

$$c_1 := 70 \text{ mm}$$

NS 3473 tabell 12

$$c_2 := 70 \text{ mm} \quad (\text{aktuell overdekning})$$

$$w_{1k} := w_k \cdot \frac{c_1}{c_2} = 0.327 \text{ mm}$$

NS 3473:2003 15.2.4

Grenseverdi for karakteristisk rissvidde:

$$w_d := 0.30 \text{ mm}$$

NS 3473 tabell 12

$w_{1k} > w_d$  overskrider rissviddekravet. Har emidlertid litt å gå på hvis man rekner i bruksgrensetilstand og ikke i karakteristiske laster.

### Rissvidde i bruksgrensetilstand:

$$M_{Eb} := 1644 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{b,kort} := 0.6 \cdot M_{Eb} = 986.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{b,lang} := 0.4 \cdot M_{Eb} = 657.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e := \frac{M_{b.kort}}{M_{Ek} \cdot E_{ck}} + \frac{M_{b.lang}}{M_{Ek} \cdot E_{cl}} = (4.92 \cdot 10^{-5}) \frac{1}{\text{MPa}}$$

$$E_{cm} := \frac{1}{e} = (2.032 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$\eta_m := \frac{E_{sk}}{E_{cm}} = 9.84$$

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.007$$

$$\eta_m \rho := \eta_m \cdot \rho = 0.072$$

Urisset, betongspenninger:

$$\alpha d := \frac{A_c \cdot 0.5 \cdot h + \eta_m \cdot A_s \cdot d}{A_c + \eta_m \cdot A_s} = 786.714 \text{ mm} \quad (5.13)$$

$$I_{c1} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left( \alpha d - \frac{h}{2} \right)^2 = (2.776 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4 \quad (5.14)$$

$$I_{s1} := A_s \cdot (d - \alpha d)^2 = (3.117 \cdot 10^9) \text{ mm}^4 \quad (5.15)$$

$$\sigma_M := \frac{M_{Ek}}{\frac{I_{c1} + \eta_m \cdot I_{s1}}{h - \alpha d}} = 4.734 \text{ MPa} \quad (5.48)$$

Risskriterie: (5.43)

$$k_W := 1.0$$

$$k_t := 2.0$$

Tabell 13, NS 3473:2003

$$k_W \cdot \frac{f_{tn}}{k_t} = 1 \text{ MPa}$$

$\sigma_M > k_W$       Altå risskriteriet overskrides, og rissvidder bør beregnes

Trykksonehøyde, opprisset:

$$\alpha_m := \left( \sqrt{\eta_m \rho^2 + 2 \cdot \eta_m \rho} - \eta_m \rho \right) = 0.313$$

$$\alpha_m d := \alpha_m \cdot d = 424.638 \text{ mm}$$

$$k_c := \frac{1 + \frac{h - \alpha_m d - h_{cef}}{h - \alpha_m d}}{2} = 0.831$$

$$k_b := 1.0$$

$$s_{ro} := 20 \text{ mm}$$

$$s_{rk} := 1.7 \cdot \left( s_{ro} + k_c \cdot A_{cef} \cdot 0.75 \cdot \frac{1}{12 \cdot \pi \cdot \phi} \right) = 346.177 \text{ mm} \quad (5.52)$$

Armeringsspenning for aktuelt lastnivå:

$$\sigma_{s2} := \frac{M_{b.kort} + M_{b.lang}}{A_s \cdot d \cdot \left( 1 - \frac{\alpha_m}{3} \right)} = 140.38 \text{ MPa}$$

Rissmoment:

$$M_r := \frac{I_{c1} + \eta_m \cdot I_{s1}}{h - \alpha d} \cdot f_{tk} = (1.253 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

armeringsspenning ved risslast:

$$\sigma_{sr2} := \frac{M_r}{M_{kort} + M_{lang}} \cdot \sigma_{s2} = 85.995 \text{ MPa}$$

.....

Karakteristisk rissvidde:

$$\beta_s := 0.4$$

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{2 \cdot (h + b)} = 0.593 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{cs} := -0.30 \cdot 10^{-3}$$

NS 3473:2003 tabell A.3

$$w_k := s_{rk} \cdot \left( \left( 1 - \beta_s \cdot \frac{\sigma_{sr2}}{\sigma_{s2}} \right) \cdot \frac{\sigma_{s2}}{E_{sk}} - \varepsilon_{cs} \right) = 0.287 \text{ mm}$$

$$c_1 := 70 \text{ mm}$$

NS 3473 tabell 12

$$c_2 := 70 \text{ mm} \quad (\text{aktuell overdekning})$$

$$w_{1k} := w_k \cdot \frac{c_1}{c_2} = 0.287 \text{ mm}$$

NS 3473:2003 15.2.4

Grenseverdi for karakteristisk rissvidde:

$$w_d := 0.30 \text{ mm}$$

NS 3473 tabell 12

$$w_{1k} < w_d \quad \text{Rissviddekravet er innfridd ved regning i bruksgrense:}$$

## **Vedlegg E**

### **Verifikasjon av Focus-modell**

## Egenkontroll i bruas lengderetning

$$L_1 := 22.200 \text{ m} \quad L_2 := 23.250 \text{ m} \quad L_3 := 23.000 \text{ m} \quad L_4 := 20.000 \text{ m} \quad L_5 := 26.560 \text{ m}$$

$$L_6 := 23.420 \text{ m} \quad L_7 := 23.000 \text{ m} \quad L_8 := 23.000 \text{ m} \quad L_9 := 22.579 \text{ m}$$

$$p := 94.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad EI := 1 \text{ MPa} \cdot \text{m}^4$$

$$\begin{array}{ll}
 1 & k_{11} := \frac{3 \cdot EI}{L_1} + \frac{4 \cdot EI}{L_2} \quad k_{21} := \frac{2 \cdot EI}{L_2} \\
 2 & k_{12} := \frac{2 \cdot EI}{L_2} \quad k_{22} := \frac{4 \cdot EI}{L_2} + \frac{4 \cdot EI}{L_3} \quad k_{32} := \frac{2 \cdot EI}{L_3} \\
 3 & k_{23} := \frac{2 \cdot EI}{L_3} \quad k_{33} := \frac{4 \cdot EI}{L_3} + \frac{4 \cdot EI}{L_4} \quad k_{43} := \frac{2 \cdot EI}{L_4} \\
 4 & k_{34} := \frac{2 \cdot EI}{L_4} \quad k_{44} := \frac{4 \cdot EI}{L_4} + \frac{4 \cdot EI}{L_5} \quad k_{54} := \frac{2 \cdot EI}{L_5} \\
 5 & k_{45} := \frac{2 \cdot EI}{L_5} \quad k_{55} := \frac{4 \cdot EI}{L_5} + \frac{4 \cdot EI}{L_6} \quad k_{65} := \frac{2 \cdot EI}{L_6} \\
 6 & k_{56} := \frac{2 \cdot EI}{L_6} \quad k_{66} := \frac{4 \cdot EI}{L_6} + \frac{4 \cdot EI}{L_7} \quad k_{76} := \frac{2 \cdot EI}{L_7} \\
 7 & k_{67} := \frac{2 \cdot EI}{L_7} \quad k_{77} := \frac{4 \cdot EI}{L_7} + \frac{4 \cdot EI}{L_8} \quad k_{87} := \frac{2 \cdot EI}{L_8} \\
 8 & k_{78} := \frac{2 \cdot EI}{L_8} \quad k_{88} := \frac{4 \cdot EI}{L_8} + \frac{3 \cdot EI}{L_9}
 \end{array}$$

$$K := \begin{bmatrix}
 k_{11} & k_{12} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 k_{21} & k_{22} & k_{23} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & k_{32} & k_{33} & k_{34} & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & k_{43} & k_{44} & k_{45} & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & k_{54} & k_{55} & k_{56} & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & k_{65} & k_{66} & k_{67} & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{76} & k_{77} & k_{78} \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{87} & k_{88}
 \end{bmatrix}$$



**Egenkontroll, egenlast:**

$$R_1 := \frac{p \cdot L_1^2}{8} - \frac{p \cdot L_2^2}{12} \quad R_2 := \frac{p \cdot L_2^2}{12} - \frac{p \cdot L_3^2}{12} \quad R_3 := \frac{p \cdot L_3^2}{12} - \frac{p \cdot L_4^2}{12}$$

$$R_4 := \frac{p \cdot L_4^2}{12} - \frac{p \cdot L_5^2}{12} \quad R_5 := \frac{p \cdot L_5^2}{12} - \frac{p \cdot L_6^2}{12} \quad R_6 := \frac{p \cdot L_6^2}{12} - \frac{p \cdot L_7^2}{12}$$

$$R_7 := \frac{p \cdot L_7^2}{12} - \frac{p \cdot L_8^2}{12} \quad R_8 := \frac{p \cdot L_8^2}{12} - \frac{p \cdot L_9^2}{8}$$

$$R_0 := \begin{bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \\ R_4 \\ R_5 \\ R_6 \\ R_7 \\ R_8 \end{bmatrix} \quad R := -R_0$$

$$r := K^{-1} \cdot R = \begin{bmatrix} -5.839 \\ 2.7 \\ -6.009 \\ 9.985 \\ -6.635 \\ 1.726 \\ -2.089 \\ 6.63 \end{bmatrix} \quad M_p := K \cdot r = \begin{bmatrix} -1.561 \cdot 10^3 \\ -90.862 \\ -1.014 \cdot 10^3 \\ 2.4 \cdot 10^3 \\ -1.233 \cdot 10^3 \\ -153.209 \\ 1.164 \cdot 10^{-13} \\ 1.852 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

Momenter ved frihetsgrad nummer n på hver side av lageret:

Skjekker begge sider av lageret , for å kontrollere at resultatet blir likt.

$$M_{1v} := \frac{EI \cdot 3}{L_1} \cdot r_0 + \frac{p \cdot L_1^2}{8} = 5020 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{1h} := -\frac{EI \cdot 4}{L_2} \cdot r_0 + \frac{p \cdot L_2^2}{12} - \frac{EI \cdot 2}{L_2} \cdot r_1 = 5020 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2v} := \frac{EI \cdot 4}{L_2} \cdot r_1 + \frac{p \cdot L_2^2}{12} + \frac{EI \cdot 2}{L_2} \cdot r_0 = 4210 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2h} := -\frac{EI \cdot 4}{L_3} \cdot r_1 + \frac{p \cdot L_3^2}{12} - \frac{EI \cdot 2}{L_3} \cdot r_2 = 4210 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{3v} := \frac{EI \cdot 4}{L_3} \cdot r_2 + \frac{p \cdot L_3^2}{12} + \frac{EI \cdot 2}{L_3} \cdot r_1 = 3347 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{3h} := -\frac{EI \cdot 4}{L_4} \cdot r_2 + \frac{p \cdot L_4^2}{12} - \frac{EI \cdot 2}{L_4} \cdot r_3 = 3347 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{4v} := \frac{EI \cdot 4}{L_4} \cdot r_3 + \frac{p \cdot L_4^2}{12} + \frac{EI \cdot 2}{L_4} \cdot r_2 = 4539 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{4h} := -\frac{EI \cdot 4}{L_5} \cdot r_3 + \frac{p \cdot L_5^2}{12} - \frac{EI \cdot 2}{L_5} \cdot r_4 = 4539 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{5v} := \frac{EI \cdot 4}{L_5} \cdot r_4 + \frac{p \cdot L_5^2}{12} + \frac{EI \cdot 2}{L_5} \cdot r_3 = 5296 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{5h} := -\frac{EI \cdot 4}{L_6} \cdot r_4 + \frac{p \cdot L_6^2}{12} - \frac{EI \cdot 2}{L_6} \cdot r_5 = 5296 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{6v} := \frac{EI \cdot 4}{L_6} \cdot r_5 + \frac{p \cdot L_6^2}{12} + \frac{EI \cdot 2}{L_6} \cdot r_4 = 4038 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{6h} := -\frac{EI \cdot 4}{L_7} \cdot r_5 + \frac{p \cdot L_7^2}{12} - \frac{EI \cdot 2}{L_7} \cdot r_6 = 4038 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{7v} := \frac{EI \cdot 4}{L_7} \cdot r_6 + \frac{p \cdot L_7^2}{12} + \frac{EI \cdot 2}{L_7} \cdot r_5 = 3944 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{7h} := -\frac{EI \cdot 4}{L_8} \cdot r_6 + \frac{p \cdot L_8^2}{12} - \frac{EI \cdot 2}{L_8} \cdot r_7 = 3944 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{8v} := \frac{EI \cdot 4}{L_8} \cdot r_7 + \frac{p \cdot L_8^2}{12} + \frac{EI \cdot 2}{L_8} \cdot r_6 = 5128 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{8h} := -\frac{EI \cdot 3}{L_9} \cdot r_7 + \frac{p \cdot L_9^2}{8} = 5128 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**Skjærkrefter ved akse 8, egenlast:**

Skjærkraft på venstre side:

$$V_{76} := \frac{6 \cdot EI}{L_7^2} \cdot r_5 = 19.581 \text{ kN}$$

$$V_{77} := \frac{6 \cdot EI}{L_7^2} \cdot r_6 = -23.695 \text{ kN}$$

$$V_{p.v} := \frac{p \cdot L_7}{2} = 1084 \text{ kN}$$

$$V_{v7} := V_{76} + V_{77} + V_{p.v} = 1080 \text{ kN}$$

Skjærkraft på høyre side:

$$V_{78} := \frac{-6 \cdot EI}{L_8^2} \cdot r_7 = -75.201 \text{ kN}$$

$$V_{77} := \frac{-6 \cdot EI}{L_8^2} \cdot r_6 = 23.695 \text{ kN}$$

$$V_{p.h} := \frac{p \cdot L_8}{2} = 1084 \text{ kN}$$

$$V_{h7} := V_{78} + V_{77} + V_{p.h} = 1033 \text{ kN}$$

Opplagerkrefter akse 8:

$$V_{v7} + V_{h7} = 2113.28 \text{ kN}$$

### Egenkontroll, trafikkløst:

Avstand med vogntoglast:  $A := 16 \text{ m}$      $a := \frac{A}{2} = 8 \text{ m}$      $b := L_7 - a = 15 \text{ m}$

$F := 40 \text{ kN}$      $p := 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$      $P := 31.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$      $q := P - p = 25.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$$R_{1.annen} := \frac{p \cdot L_1^2}{8} \quad R_{2.annen} := \frac{-p \cdot L_3^2}{12} \quad R_{3.annen} := \frac{p \cdot L_3^2}{12} \quad R_{4.annen} := \frac{-p \cdot L_5^2}{12} \quad R_{5.annen} := \frac{p \cdot L_5^2}{12}$$

$$R_{6.annen} := -\frac{p \cdot (L_7 - a)^2 \cdot (L_7^2 + 2 \cdot L_7 \cdot a + 3 \cdot a^2)}{12 \cdot L_7^2}$$

$$R_{7.annen} := \frac{p \cdot (L_7 - a)^3 \cdot (L_7 + 3 \cdot a)}{12 \cdot L_7^2} - \frac{p \cdot (L_8 - a)^3 \cdot (L_8 + 3 \cdot a)}{12 \cdot L_8^2} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{8.annen} := \frac{p \cdot (L_8 - a)^2 \cdot (L_8^2 + 2 \cdot L_8 \cdot a + 3 \cdot a^2)}{12 \cdot L_8^2}$$

$R_{1.vogn} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$      $R_{2.vogn} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$      $R_{3.vogn} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$      $R_{4.vogn} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$      $R_{5.vogn} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$R_{6.vogn} := -\frac{P \cdot (L_7 - b)^3 \cdot (L_7 + 3 \cdot b)}{12 \cdot L_7^2}$$

$$R_{7.vogn} := \frac{P \cdot (L_7 - b)^2 \cdot (L_7^2 + 2 \cdot L_7 \cdot b + 3 \cdot b^2)}{12 \cdot L_7^2} - \frac{P \cdot (L_8 - b)^2 \cdot (L_8^2 + 2 \cdot L_8 \cdot b + 3 \cdot b^2)}{12 \cdot L_8^2}$$

$$R_{8.vogn} := \frac{P \cdot (L_8 - b)^3 \cdot (L_8 + 3 \cdot b)}{12 \cdot L_8^2}$$

$$R_{0.annen} := \begin{bmatrix} R_{1.annen} \\ R_{2.annen} \\ R_{3.annen} \\ R_{4.annen} \\ R_{5.annen} \\ R_{6.annen} \\ R_{7.annen} \\ R_{8.annen} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 369.63 \\ -264.5 \\ 264.5 \\ -352.717 \\ 352.717 \\ -231.593 \\ 0 \\ 231.593 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{0.vogn} := \begin{bmatrix} R_{1.vogn} \\ R_{2.vogn} \\ R_{3.vogn} \\ R_{4.vogn} \\ R_{5.vogn} \\ R_{6.vogn} \\ R_{7.vogn} \\ R_{8.vogn} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -171.393 \\ 0 \\ 171.393 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_{annen} := -R_{0.annen}$$

$$R_{vogn} := -R_{0.vogn}$$

$$r_{annen} := K^{-1} \cdot R_{annen} = \begin{bmatrix} -1.642 \\ 1.566 \\ -1.566 \\ 1.847 \\ -1.837 \\ 1.154 \\ -0.107 \\ -0.724 \end{bmatrix}$$

$$r_{vogn} := K^{-1} \cdot R_{vogn} = \begin{bmatrix} -7.556 \cdot 10^{-4} \\ 0.003 \\ -0.01 \\ 0.035 \\ -0.15 \\ 0.533 \\ 0.007 \\ -0.561 \end{bmatrix}$$

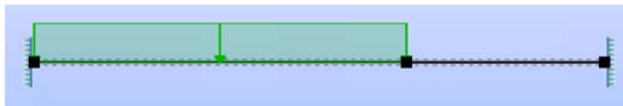
### Skjærkrefter ved akse 8, annen trafikk:

Skjærkraft på venstre side:

$$V_{76} := \frac{6 \cdot EI}{L_7^2} \cdot r_{annen_5} = 13.089 \text{ kN}$$

$$V_{77} := \frac{6 \cdot EI}{L_7^2} \cdot r_{annen_6} = -1.218 \text{ kN}$$

$$V_{p.v} := 25.8 \text{ kN} \quad \text{fra Fap2D}$$



$$V_{v7} := V_{76} + V_{77} + V_{p.v} = 38 \text{ kN}$$

Skjærkraft på høyre side:

$$V_{78} := \frac{-6 \cdot EI}{L_8^2} \cdot r_{annen_7} = 8.217 \text{ kN}$$

$$V_{77} := \frac{-6 \cdot EI}{L_8^2} \cdot r_{annen_6} = 1.218 \text{ kN}$$

$$V_{p.h} := 25.8 \text{ kN}$$

$$V_{h7} := V_{78} + V_{77} + V_{p.h} = 35 \text{ kN}$$

Opplagerkrefter akse 8, trafikklast:

$$N_{anne} := V_{v7} + V_{h7} = 72.91 \text{ kN}$$

**Skjærkrefter ved akse 8, vogntoglast:**

Skjærkraft på venstre side:

$$V_{76} := \frac{6 \cdot EI}{L_7^2} \cdot r_{vogn_5} = 6.04 \text{ kN}$$

$$V_{77} := \frac{6 \cdot EI}{L_7^2} \cdot r_{vogn_6} = 0.08 \text{ kN}$$

$$V_{p.v} := 225.01 \text{ kN} \quad \text{fra Fap2D}$$



$$V_{v7} := V_{76} + V_{77} + V_{p.v} = 231 \text{ kN}$$

Skjærkraft på høyre side:

$$V_{78} := \frac{-6 \cdot EI}{L_8^2} \cdot r_{vogn_7} = 6.359 \text{ kN}$$

$$V_{77} := \frac{-6 \cdot EI}{L_8^2} \cdot r_{vogn_6} = -0.08 \text{ kN}$$

$$V_{p.h} := 225.01 \text{ kN} \quad \text{fra Fap2D}$$

$$V_{h7} := V_{78} + V_{77} + V_{p.h} = 231 \text{ kN}$$

Opplagerkrefter akse 8, vogntoglast:

$$N_{vogn} := V_{v7} + V_{h7} = 462.42 \text{ kN}$$

Opplagerkraft akse 8 pga trafikklast:

$$N_{tot} := N_{anne} + N_{vogn} + F = 575.325 \text{ kN}$$

## Egenkontroll av Focus-modell i tverretning

### Laster i tverretning ved akse 8

$$L_1 := 0.650 \text{ m} \quad L_2 := 2.000 \text{ m} \quad L_3 := 2.000 \text{ m} \quad L_4 := 2.000 \text{ m} \quad L_5 := 0.650 \text{ m}$$

$$EI := 1 \text{ MPa} \cdot \text{m}^4$$

$$1 \quad K_{11} := \frac{4 \cdot EI}{L_2}$$

$$K_{12} := \frac{2 \cdot EI}{L_2}$$

$$2 \quad K_{21} := \frac{2 \cdot EI}{L_2}$$

$$K_{22} := \frac{4 \cdot EI}{L_2} + \frac{4 \cdot EI}{L_3}$$

$$K_{32} := \frac{2 \cdot EI}{L_3}$$

$$3 \quad K_{23} := \frac{2 \cdot EI}{L_3}$$

$$K_{33} := \frac{4 \cdot EI}{L_3} + \frac{4 \cdot EI}{L_4}$$

$$K_{43} := \frac{2 \cdot EI}{L_4}$$

$$4 \quad K_{44} := \frac{4 \cdot EI}{L_4}$$

$$K_{34} := \frac{2 \cdot EI}{L_4}$$

$$K := \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & 0 & 0 \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} & 0 \\ 0 & K_{32} & K_{33} & K_{34} \\ 0 & 0 & K_{43} & K_{44} \end{bmatrix}$$

$$q := 214.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad F := 11.2 \text{ kN}$$

### Egenlast:

$$R_{bs} := \begin{bmatrix} \frac{q \cdot L_1^2}{2} & \frac{q \cdot L_2^2}{12} \\ 0 & 0 \\ \frac{q \cdot L_4^2}{12} & \frac{q \cdot L_5^2}{2} \end{bmatrix}$$

$$R_{rek} := \begin{bmatrix} F \cdot L_1 \\ 0 \\ 0 \\ -F \cdot L_5 \end{bmatrix}$$

$$R_{0.bs} := -R_{bs}$$

$$R_{0.rek} := -R_{rek}$$

### Rotasjoner ved knutepunktene:

$$r_{bs} := K^{-1} \cdot R_{0.bs} = \begin{bmatrix} 0.016 \\ -0.005 \\ 0.005 \\ -0.016 \end{bmatrix}$$

$$r_{rek} := K^{-1} \cdot R_{0.rek} = \begin{bmatrix} -0.004 \\ 0.001 \\ -0.001 \\ 0.004 \end{bmatrix}$$

## Skjærkrefter ved oppleggene:

### Skjærkraft ved knutepunkt nr. 1:

#### Brudekke og slitelag:

Høyre

$$V_{11.bs} := -\frac{6 \cdot EI}{L_2^2} \cdot r_{bs_0} = -23.546 \text{ kN}$$

$$V_{12.bs} := -\frac{6 \cdot EI}{L_2^2} \cdot r_{bs_1} = 7.849 \text{ kN}$$

$$V_{bs.h} := \frac{q \cdot L_2}{2} = 214 \text{ kN}$$

$$V_{h1.bs} := V_{bs.h} + V_{12.bs} + V_{11.bs} = 199 \text{ kN}$$

Venstre

$$V_{v1.bs} := q \cdot L_1 = 139 \text{ kN}$$

#### Rekverk:

Høyre

$$V_{11.rek} := -\frac{6 \cdot EI}{L_2^2} \cdot r_{rek_0} = 6.552 \text{ kN}$$

$$V_{12.rek} := -\frac{6 \cdot EI}{L_2^2} \cdot r_{rek_1} = -2.184 \text{ kN}$$

$$V_{rek.h} := 0$$

$$V_{h1.rek} := V_{rek.h} + V_{12.rek} + V_{11.rek} = 4 \text{ kN}$$

Venstre

$$V_{v1.rek} := F = 11.2 \text{ kN}$$

### Skjærkraft ved knutepunkt nr. 2:

#### Brudekke og slitelag:

Høyre

$$V_{22.bs} := -\frac{6 \cdot EI}{L_3^2} \cdot r_{bs_1} = 7.849 \text{ kN}$$

$$V_{23.bs} := -\frac{6 \cdot EI}{L_3^2} \cdot r_{bs_2} = -7.849 \text{ kN}$$

$$V_{bs.h} := \frac{q \cdot L_3}{2} = 214 \text{ kN}$$

$$V_{h2.bs} := V_{bs.h} + V_{23.bs} + V_{22.bs} = 214 \text{ kN}$$

#### Rekverk:

Høyre

$$V_{22.rek} := -\frac{6 \cdot EI}{L_3^2} \cdot r_{rek_1} = -2.184 \text{ kN}$$

$$V_{23.rek} := -\frac{6 \cdot EI}{L_3^2} \cdot r_{rek_2} = 2.184 \text{ kN}$$

$$V_{rek.h} := 0$$

$$V_{h2.rek} := V_{rek.h} + V_{23.rek} + V_{22.rek} = 0 \text{ kN}$$



Venstre

$$V_{22.bs} := \frac{6 \cdot EI}{L_2^2} \cdot r_{bs_1} = -7.849 \text{ kN}$$

$$V_{21.bs} := \frac{6 \cdot EI}{L_2^2} \cdot r_{bs_0} = 23.546 \text{ kN}$$

$$V_{bs.v} := \frac{q \cdot L_2}{2} = 214 \text{ kN}$$

$$V_{v2.bs} := V_{bs.v} + V_{21.bs} + V_{22.bs} = 230 \text{ kN}$$

Venstre

$$V_{22.rek} := \frac{6 \cdot EI}{L_2^2} \cdot r_{rek_1} = 2.184 \text{ kN}$$

$$V_{21.rek} := \frac{6 \cdot EI}{L_2^2} \cdot r_{rek_0} = -6.552 \text{ kN}$$

$$V_{rek.v} := 0$$

$$V_{v2.rek} := V_{rek.h} + V_{21.rek} + V_{22.rek} = -4.37 \text{ kN}$$

**Skjærkraft ved knutepunkt nr. 3:**

**Brudekke og slitelag:**

Høyre

$$V_{33.bs} := -\frac{6 \cdot EI}{L_4^2} \cdot r_{bs_2} = -7.849 \text{ kN}$$

$$V_{34.bs} := -\frac{6 \cdot EI}{L_4^2} \cdot r_{bs_3} = 23.546 \text{ kN}$$

$$V_{bs.h} := \frac{q \cdot L_4}{2} = 214 \text{ kN}$$

$$V_{h3.bs} := V_{bs.h} + V_{34.bs} + V_{33.bs} = 230 \text{ kN}$$

**Rekverk:**

Høyre

$$V_{33.rek} := -\frac{6 \cdot EI}{L_4^2} \cdot r_{rek_2} = 2.184 \text{ kN}$$

$$V_{34.rek} := -\frac{6 \cdot EI}{L_4^2} \cdot r_{rek_3} = -6.552 \text{ kN}$$

$$V_{rek.h} := 0$$

$$V_{h3.rek} := V_{rek.h} + V_{34.rek} + V_{33.rek} = -4.37 \text{ kN}$$

Venstre

$$V_{33.bs} := \frac{6 \cdot EI}{L_3^2} \cdot r_{bs_2} = 7.849 \text{ kN}$$

$$V_{32.bs} := \frac{6 \cdot EI}{L_3^2} \cdot r_{bs_1} = -7.849 \text{ kN}$$

$$V_{bs.v} := \frac{q \cdot L_3}{2} = 214 \text{ kN}$$

$$V_{v3.bs} := V_{bs.v} + V_{32.bs} + V_{33.bs} = 214 \text{ kN}$$

Venstre

$$V_{33.rek} := \frac{6 \cdot EI}{L_3^2} \cdot r_{rek_2} = -2.184 \text{ kN}$$

$$V_{32.rek} := \frac{6 \cdot EI}{L_3^2} \cdot r_{rek_1} = 2.184 \text{ kN}$$

$$V_{rek.v} := 0$$

$$V_{v3.rek} := V_{rek.v} + V_{32.rek} + V_{33.rek} = 0 \text{ kN}$$

#### Skjærkraft ved knutepunkt nr. 4:

##### Brudekke og slitelag:

Høyre

$$V_{h4.bs} := q \cdot L_5 = 139 \text{ kN}$$

Venstre

$$V_{44.bs} := \frac{6 \cdot EI}{L_4^2} \cdot r_{bs_3} = -23.546 \text{ kN}$$

$$V_{43.bs} := \frac{6 \cdot EI}{L_4^2} \cdot r_{bs_2} = 7.849 \text{ kN}$$

$$V_{bs.v} := \frac{q \cdot L_4}{2} = 214 \text{ kN}$$

$$V_{v4.bs} := V_{bs.v} + V_{43.bs} + V_{44.bs} = 199 \text{ kN}$$

##### Rekverk:

Høyre

$$V_{h4.rek} := F = 11.2 \text{ kN}$$

Venstre

$$V_{44.rek} := \frac{6 \cdot EI}{L_4^2} \cdot r_{rek_3} = 6.552 \text{ kN}$$

$$V_{43.rek} := \frac{6 \cdot EI}{L_4^2} \cdot r_{rek_2} = -2.184 \text{ kN}$$

$$V_{rek.v} := 0$$

$$V_{v4.rek} := V_{rek.v} + V_{43.rek} + V_{44.rek} = 4.37 \text{ kN}$$

Krefter fra NIB-bjelkene:

$$N_1 := 131.7 \text{ kN} \quad N_2 := 131.7 \text{ kN} \quad N_3 := 131.7 \text{ kN} \quad N_4 := 131.7 \text{ kN}$$

Opplagekrefter:

$$1 \quad V_1 := V_{h1.bs} + V_{v1.bs} + V_{h1.rek} + V_{v1.rek} + N_1 = 485.166 \text{ kN}$$

$$2 \quad V_2 := V_{h2.bs} + V_{v2.bs} + V_{h2.rek} + V_{v2.rek} + N_2 = 571.629 \text{ kN}$$

$$3 \quad V_3 := V_{h3.bs} + V_{v3.bs} + V_{h3.rek} + V_{v3.rek} + N_3 = 571.629 \text{ kN}$$

$$4 \quad V_4 := V_{h4.bs} + V_{v4.bs} + V_{h4.rek} + V_{v4.rek} + N_4 = 485.166 \text{ kN}$$

$$\text{SUM} \quad V_{tot} := V_1 + V_2 + V_3 + V_4 = 2114 \text{ kN}$$

### Trafikklast:

$$q := 154.1 \frac{kN}{m} \quad p := 36.5 \frac{kN}{m} \quad F := 20 \text{ kN} \quad a := 1.5 \text{ m} \quad b := 0.5 \text{ m}$$

$$R_{1.vogn} := \frac{q \cdot L_2^2}{12}$$

$$R_{2.vogn} := \frac{q \cdot L_2^2}{12} - \frac{q \cdot L_3^2}{12}$$

$$R_{3.vogn} := \frac{q \cdot L_4^2}{12} + \frac{q \cdot L_3^2}{12}$$

$$R_{4.vogn} := \frac{q \cdot L_4^2}{12}$$

$$R_{1.annen} := -\frac{p \cdot (L_2 - b)^3 \cdot (L_2 + 3 \cdot b)}{12 \cdot L_2^2}$$

$$R_{2.annen} := \frac{p \cdot (L_2 - b)^2 \cdot (L_2^2 + 2 \cdot L_2 \cdot b + 3 \cdot b^2)}{12 \cdot L_2^2} - \frac{p \cdot (L_3 - a)^3 \cdot (L_3 + 3 \cdot a)}{12 \cdot L_3^2} - \frac{p \cdot (L_3 - a)^2 \cdot (L_3^2 + 2 \cdot L_3 \cdot a + 3 \cdot a^2)}{12 \cdot L_3^2}$$

$$R_{3.annen} := -\frac{p \cdot (L_4 - b)^2 \cdot (L_4^2 + 2 \cdot L_4 \cdot b + 3 \cdot b^2)}{12 \cdot L_4^2} + \frac{p \cdot (L_3 - a)^3 \cdot (L_3 + 3 \cdot a)}{12 \cdot L_3^2} + \frac{p \cdot (L_3 - a)^2 \cdot (L_3^2 + 2 \cdot L_3 \cdot a + 3 \cdot a^2)}{12 \cdot L_3^2}$$

$$R_{4.annen} := \frac{p \cdot (L_4 - b)^3 \cdot (L_4 + 3 \cdot b)}{12 \cdot L_4^2}$$

$$R_{1.aksel} := \frac{-F \cdot b \cdot (L_2 - b)^2}{L_2^2}$$

$$R_{2.aksel} := \frac{F \cdot b^2 \cdot (L_2 - b)}{L_2^2} - \frac{F \cdot b \cdot (L_3 - b)^2}{L_3^2} - \frac{F \cdot a \cdot (L_3 - a)^2}{L_3^2}$$

$$R_{3.aksel} := -\frac{F \cdot b^2 \cdot (L_2 - b)}{L_2^2} + \frac{F \cdot b \cdot (L_3 - b)^2}{L_3^2} + \frac{F \cdot a \cdot (L_3 - a)^2}{L_3^2}$$

$$R_{4.aksel} := \frac{F \cdot b \cdot (L_2 - b)^2}{L_2^2}$$

$$R_{vogn} := \begin{bmatrix} R_{1.vogn} \\ R_{2.vogn} \\ R_{3.vogn} \\ R_{4.vogn} \end{bmatrix} \quad R_{0.vogn} := -R_{vogn}$$

$$R_{annen} := \begin{bmatrix} R_{1.annen} \\ R_{2.annen} \\ R_{3.annen} \\ R_{4.annen} \end{bmatrix} \quad R_{0.annen} := -R_{annen}$$

$$R_{aksel} := \begin{bmatrix} R_{1.aksel} \\ R_{2.aksel} \\ R_{3.aksel} \\ R_{4.aksel} \end{bmatrix} \quad R_{0.aksel} := -R_{aksel}$$

$$r_{vogn} := K^{-1} \cdot R_{0.vogn} = \begin{bmatrix} 0.031 \\ -0.01 \\ 0.01 \\ -0.031 \end{bmatrix}$$

$$r_{annen} := K^{-1} \cdot R_{0.annen} = \begin{bmatrix} 0.007 \\ -0.005 \\ 0.005 \\ -0.007 \end{bmatrix}$$

$$r_{aksel} := K^{-1} \cdot R_{0.aksel} = \begin{bmatrix} 0.002 \\ 0.001 \\ -0.001 \\ -0.002 \end{bmatrix}$$

### Skjærkraft ved knutepunkt nr. 1:

#### Vogntoglast:

Høyre

$$V_{11.vogn} := -\frac{6 \cdot EI}{L_2^2} \cdot r_{vogn_0} = -46.23 \text{ kN}$$

$$V_{12.vogn} := -\frac{6 \cdot EI}{L_2^2} \cdot r_{vogn_1} = 15.41 \text{ kN}$$

$$V_{vogn.h} := \frac{q \cdot L_2}{2} = 154 \text{ kN}$$

$$V_{h1.vogn} := V_{vogn.h} + V_{12.vogn} + V_{11.vogn} = 123 \text{ kN}$$

#### Annen trafikk:

Høyre

$$V_{11.annen} := -\frac{6 \cdot EI}{L_2^2} \cdot r_{annen_0} = -10.408 \text{ kN}$$

$$V_{12.annen} := -\frac{6 \cdot EI}{L_2^2} \cdot r_{annen_1} = 7.343 \text{ kN}$$

$$V_{annen.h} := 19.25 \text{ kN} \quad \text{Fra Fap2D}$$



$$V_{h1.annen} := V_{annen.h} + V_{12.annen} + V_{11.annen} = 16 \text{ kN}$$

Venstre

$$V_{v1.vogn} := 0 \text{ kN}$$

Venstre

$$V_{v1.annen} := 0 \text{ kN}$$

### Skjærkraft ved knutepunkt nr. 2:

Vogntoglast:

Høyre

$$V_{22.vogn} := \frac{6 \cdot EI}{L_3^2} \cdot r_{vogn_1} = 15.41 \text{ kN}$$

$$V_{23.vogn} := -\frac{6 \cdot EI}{L_3^2} \cdot r_{vogn_2} = -15.41 \text{ kN}$$

$$V_{vogn.h} := \frac{q \cdot L_3}{2} = 154 \text{ kN}$$

$$V_{h2.vogn} := V_{vogn.h} + V_{22.vogn} + V_{23.vogn} = 154 \text{ kN}$$

Annen trafikk:

Høyre

$$V_{22.annen} := -\frac{6 \cdot EI}{L_3^2} \cdot r_{annen_1} = 7.343 \text{ kN}$$

$$V_{23.annen} := -\frac{6 \cdot EI}{L_3^2} \cdot r_{annen_2} = -7.343 \text{ kN}$$

$$V_{annen.h} := p \cdot b = 18.25 \text{ kN}$$

$$V_{h2.annen} := V_{annen.h} + V_{22.annen} + V_{23.annen} = 18.25 \text{ kN}$$

Venstre

$$V_{22.vogn} := \frac{6 \cdot EI}{L_2^2} \cdot r_{vogn_1} = -15.41 \text{ kN}$$

$$V_{21.vogn} := \frac{6 \cdot EI}{L_2^2} \cdot r_{vogn_0} = 46.23 \text{ kN}$$

$$V_{vogn.v} := \frac{q \cdot L_2}{2} = 154 \text{ kN}$$

$$V_{v2.vogn} := V_{vogn.v} + V_{22.vogn} + V_{21.vogn} = 185 \text{ kN}$$

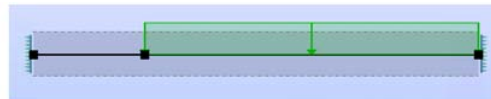
Venstre

$$V_{22.annen} := \frac{6 \cdot EI}{L_2^2} \cdot r_{annen_1} = -7.343 \text{ kN}$$

$$V_{21.annen} := \frac{6 \cdot EI}{L_2^2} \cdot r_{annen_0} = 10.408 \text{ kN}$$

$$V_{annen.v} := 35.50 \text{ kN} \quad \text{Fra Fap2D}$$

$$V_{v2.annen} := V_{annen.v} + V_{22.annen} + V_{21.annen} = 38.57 \text{ kN}$$



## Skjærkrefter fra aksellast:

Knutepunkt nr 1:

Venstre:

$$N_{v1} := 0 \text{ kN}$$

Høyre:

$$F_{h1} := \frac{F \cdot a^2}{L_2^3} \cdot (a + 3 \cdot b) = 16.875 \text{ kN}$$

$$V_{11.aksel} := \frac{-6 \cdot EI}{L_2^2} \cdot r_{aksel_0} = -3.375 \text{ kN}$$

$$V_{12.aksel} := \frac{-6 \cdot EI}{L_2^2} \cdot r_{aksel_1} = -1.688 \text{ kN}$$

$$N_{h1} := F_{h1} + V_{11.aksel} + V_{12.aksel} = 11.813 \text{ kN}$$

Knutepunkt nr. 2:

Venstre:

$$F_{v2} := \frac{F \cdot b^2}{L_2^3} \cdot (3 \cdot a + b) = 3.125 \text{ kN}$$

$$V_{22v.aksel} := \frac{6 \cdot EI}{L_2^2} \cdot r_{aksel_1} = 1.688 \text{ kN}$$

$$V_{21v.aksel} := \frac{6 \cdot EI}{L_2^2} \cdot r_{aksel_0} = 3.375 \text{ kN}$$

$$N_{v2} := F_{v2} + V_{22v.aksel} + V_{21v.aksel} = 8.188 \text{ kN}$$

Høyre:

$$F_{h2} := F = 20 \text{ kN}$$

$$V_{22h.aksel} := \frac{-6 \cdot EI}{L_3^2} \cdot r_{aksel_1} = -1.688 \text{ kN}$$

$$V_{23h.aksel} := \frac{-6 \cdot EI}{L_3^2} \cdot r_{aksel_2} = 1.688 \text{ kN}$$

$$N_{h2} := F_{h2} + V_{22h.aksel} + V_{23h.aksel} = 20 \text{ kN}$$

Opplagekrefter, Symetri:

$$1 \text{ og } 4: \quad V_{1\&4} := V_{h1.vogn} + V_{v1.vogn} + V_{h1.annen} + V_{v1.annen} + N_{v1} + N_{h1} = 151.277 \text{ kN}$$

$$2 \text{ og } 3: \quad V_{2\&3} := V_{h2.vogn} + V_{v2.vogn} + V_{h2.annen} + V_{v2.annen} + N_{v2} + N_{h2} = 424.023 \text{ kN}$$