

Beregning og dimensjonering av korrosjonsskadet betongbru

Vurdering av tilstand og bæreevne til
Nerlandsøybrua

Oda Munthe-Kaas

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: januar 2014

Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2014

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 10. januar 2014	ANTALL SIDER: 193
------------------------------------	--------------------------	----------------------

TITTEL:

Beregning og dimensjonering av korrosjonsskadet betongbru

Analysis of Corrosion Damaged Concrete Bridge

UTFØRT AV:

Oda Munthe-Kaas



SAMMENDRAG:

Oppgaven går ut på å vurdere tilstanden og bæreevnen til Nerlandsøybrua. Kapasitetskontrollen skal utføres på brua i prosjektert tilstand og for dagens tilstand hvor det er tatt hensyn til skadene på brua. Oppgaven inneholder også en litteraturløst om relevante retningslinjer og prosjekteringsregler. Det er også sett på ulike nedbrytningsmekanismer for armerte betongkonstruksjoner med hovedfokus på armeringskorrosjon og konsekvensene av dette.

Tilstandsundersøkelse utført av Rambøll på vegne av Statens vegvesen av viser at kloridinnholdet i flere av konstruksjonselementene er over en kritisk verdi på 0,07%-Cl av betongvekten. Dette indikerer at kloridinitert armeringskorrosjon kan oppstå. Registrerte skader på brua antyder også at det er pågående korrosjon. På bakgrunn av de registrerte skadene og konsekvensene av armeringskorrosjon skal det gjøres en vurdering av bruas bæreevne i dag.

Kapasitetskontroll av bruoverbygningen er utført i bruddgrensentilstand. Brua er modellert i rammeprogrammet Focus Konstruksjon 2013 for å finne de dimensjonerende kreftene. Lastkombinasjoner og lastfaktorer er i henhold til håndbok 238 Bruklassifisering, og beregningene er utført etter NS 3473 Prosjektering av betongkonstruksjoner. Beregningene viser at kapasitetsutnyttelsen av brua er høy i flere snitt. Armeringskorrosjon gjør at kapasiteten senkes ytterligere. Mest ømfintlig er brua for reduksjon av armeringsarealet.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

VEILEDER(E): Terje Kanstad, NTNU og Ragnhild Holen Relling, Statens vegvesen

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk

Forord

Denne oppgaven er skrevet som en del av en 5-årig mastergrad ved Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet. Arbeidet er utført i løpet 20 uker fra august 2013 til januar 2014, og tilsvarer 30 studiepoeng. Oppgaven er skrevet i samarbeid med Institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU og Statens vegvesen.

Fram til midten av 1980-tallet ble betong i stor grad sett på som et vedlikeholdsfritt materiale, men erfaringer fra de siste 30-årene viser at det ikke er tilfelle. Kloridindisert armeringskorrosjon er i dag blant de hyppigste og alvorligste skadeformene på betongbruer i kyststrøk. Med bakgrunn i dette skal kandidaten vurdere tilstand til en betongbru, og utføre kapasitetskontroll av brua i prosjektert tilstand og i skadet tilstand. Modellering av brua i Focus Konstruksjon 2013 for å finne dimensjonerende krefter baserer seg på tegningsgrunnlag gitt av Statens vegvesen. Kapasitetskontrollen er gjort i henhold til NS 3473 Prosjektering av betongkonstruksjoner og Statens vegvesens håndbøker.

Motivasjonen for oppgaven er min interesse og fasinasjon for bruer, og et ønske om å lære mer om prosjektering av brukonstruksjoner. At oppgavens problemstilling er et reelt problem som Statens vegvesen ønsker å finne ut av, har for min del gjort arbeidet med oppgaven ekstra inspirerende. Samtidig som arbeidet med oppgaven har vært spennende og lærerikt, har det også vært utfordrende prosess. Hovedmengden av litteraturen på fagområdet omhandler generell korrosjon, og arbeidet med litteratursøk og vurdering av konsekvensene av pittingkorrosjon har vært tidkrevende og til tider vanskelig.

Jeg ønsker å rette en stor takk til professor Terje Kanstad ved Institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU som har gitt meg veiledning og gode råd underveis. Jeg vil også rette en stor takk til Ragnhild Holen Relling hos Statens Vegvesen som har stilt opp som veileder.

Trondheim, 10. januar 2014
Oda Munthe-Kaas

Sammen drag

I denne masteroppgaven er det vurdert tilstanden og bæreevnen til Nerlandsøybrua i Herøy kommune i Møre og Romsdal. Det er videre utført en kapasitetskontroll av brua som prosjektert og hvor det er tatt hensyn til skadene. Nerlandsøybrua er en del av fylkesvei 20 som krysser Søre Vaulen og forbinder Nerlandsøya med Bergsøya. Brua er en plate-bjelkebru med T-formet bjelkeprofil med varierende tverrsnittshøyde og bredde. Den totale lengden av brua er 405 m fordelt på 20 spenn, med hovedspenn på 40 m. Hovedspennet og de to tilstøtende sidespennene er spennarmerte, mens de resterende spennene er slakkarmerte. Brua har ett kjørefelt med føringsbredde 3,5 m, med møteplass over hovedspennet med føringsbredde 6,0 m.

For å gjennomføre oppgaven er det utført et litteraturstudium av relevante retningslinjer og prosjekteringsregler. Det er også sett på ulike nedbrytningsmekanismer for armerte betongkonstruksjoner med hovedfokus på armeringskorrosjon og konsekvensene av dette.

Tilstandsvurderingen er gjort med utgangspunktet i spesialinspeksjonen utført av Rambøll på vegne av Statens vegvesen. Under spesialinspeksjon ble det tatt materialundersøkelser hvor det ble kontrollert betongoverdekning, karbonatiseringsdybde og kloridinnhold. Undersøkelsene avdekket at kloridinnholdet på store deler av brukonstruksjoner er over kritisk verdi på 0,07 %-Cl av betongvekten som indikerer at kloridinitert armeringskorrosjon kan oppstå. De høyeste verdiene på bruoverbygningen ble funnet på nordsiden av brua som ligger i le for dominerende vindretningen. Sidefeltene mot land hadde også høyt kloridinnhold, noe som er forventet grunnet lavere høyde over havet. Kloridinnholdet stemmer godt overens med skadebildet på brua, der feltene mot land har de største skadene. I disse feltene er det registrert avskalling og store områder med delaminering av betongoverdekningen. I områdene med bortfall av overdekningen er den frilagte armeringen synlig korroderende.

Kapasitetskontroll av bruoverbygningen er utført i bruddgrensentilstand. Brua er modellert i rammeprogrammet Focus Konstruksjon 2013 for å finne de dimensjonerende kreftene. Lastkombinasjoner og lastfaktorer er i henhold til håndbok 238 Bruklassifisering, og beregningene er utført etter NS 3473 Prosjektering av betongkonstruksjoner. Det er valgt å fokusere på sidefeltene mot land (akse 1-4) hvor de største skadene er registrert. Det er også valgt å se på de spennarmerte feltene for å kontrollere kapasiteten her. Videre er det gjort en vurdering av mulige scenarioer hvor armeringen er redusert på grunn av korrosjon eller mulig delaminering og bortfall av betongoverdekningen.

Kapasitetskontroll for brua i prosjektert tilstand viste overskridelse av kapasiteten for bruksklasse Bk10T50 i flere snitt. Reduksjon av armeringstverrsnittet hadde størst innvirkning på kapasiteten. Spesielt i hovedspennet vil armeringskorrosjon på spennarmering medføre hurtig reduksjon av kapasiteten. Reduksjon av bøylearmeringsarealet vil være kritisk da beregningene viser høy utnyttelse ved kombinert skjær og torsjon. Kritisk vil det også være for skjærkapasiteten i tverretning for akse 1 til 4. Når det er tatt hensyn til bortfall av betongoverdekningen i trykksonen er kapasitetsutnyttelsen 1,73. Når utnyttelsen er så høy er mye av sikkerhetsfaktorene brukt opp og bruddfaren øker. Når alle sikkerhetsfaktorene er tatt bort vil utnyttelsen være på 0,9, og man nærmer seg et kritisk nivå der det kan være fare for lokalt brudd i bruplatten.

Abstract

This master's thesis includes condition assessments and evaluation of the capacity of the Nerlandsøy Bridge, which is a plate-girder bridge with a massive T-shaped cross-section. The bridge is located in Herøy County in Møre and Romsdal, and is a part of County road 20 that crosses Søre Vaulen that connects Nerlandsøya to Bergsøya. The total length of the bridge is 405 meters divided over 20 spans, with a main span of 40 meters. The main span and the two adjacent spans are prestressed. The bridge has one lane with a width of 3.5 meters, and a meeting point over the main span with a width of 6.0 meter

A literature review of relevant guidelines and design rules was carried out. Different degradation mechanism with a focus on corrosion and its consequences was also performed.

The evaluation is done according to the inspection report from Rambøll on behalf of the Norwegian Public Roads Administration. Material testing where the concrete cover, carbonation and chloride content was controlled, revealed that the chloride content was over a critical value of 0.07% Cl of the concrete weight on various parts of the bridge. The highest values were measured on the north side of the bridge, sheltered from the dominating wind direction. The spans closest to land also have high values, which is to be expected due to lower height above the sea level. The extents of the damages are also largest in these spans, which agree well with the chloride content. The damages are registered as spalling and the delamination of the concrete cover. Corroding reinforcement is visible where the concrete cover is lost.

The capacity of the superstructure is evaluated in the Ultimate Limit State (ULS). A 2D model of the bridge was made in the program Focus Construction 2013 to find the response. Load combinations and factors are according to handbook 238 Bridge classification and the calculations are done according to the national standard NS 3473 Concrete structures – Design and detailing rules. The focus has been on the spans between axis 1 to 4 where the severity of the damages are the greatest, and the main span due to the span length and the prestressing cables. Possible scenarios where the consequences of spalling and delamination of the concrete cover, and reduced reinforcement was performed to assess the real capacity of the bridge today.

Even before the damages were included in the evaluation, the capacity was exceeded for service class Bk10T50 in several sections of the bridge. Reduction of the cross-section of the reinforcement was found to have the greatest impact on the capacity.

Reduction of the prestressing wires in the main span showed to reduce the capacity rapidly. Reduction of the stirrups will be critical due to high utilization of combined torsion and shear. Also, the shear capacity in the transverse direction for axis 1 to 4 showed to be the critical. Having taken into account the loss of the concrete cover in the compression zone, the capacity utilization is 1.73. When utilization is so high, a lot of the safety factors are used and the risk of local collapse in the plate is increasing.

Innhold

Forord	iii
Sammendrag	v
Abstract	vii
1 Innledning	1
2 Standarder og regelverk	3
2.1 Standarder	3
2.2 Håndbøker	3
2.2.1 Bruprosjektering	4
2.2.2 Bruklassifisering	4
3 Laster og lastkombinasjoner	7
3.1 Klassifisering av laster	7
3.2 Permanente laster	7
3.2.1 Egenlast	8
3.3 Variable laster	8
3.3.1 Trafikklast	8
3.4 Ulykkeslaster	11
3.5 Deformasjonslaster	12
3.5.1 Forspenning	12
3.6 Grensetilstander	12
3.6.1 Bruddgrensetilstanden	13
3.6.2 Bruksgrensetilstanden	13
3.7 Lastkombinasjoner	13
3.7.1 Bruddgrensetilstanden	14
3.7.2 Bruksgrensetilstanden	15
4 Bestandighet	17
4.1 Betong	17
4.2 Nedbrytingsmekanismer	18
4.2.1 Armeringskorrosjon	18
4.2.2 Karbonatisering	20
4.2.3 Kloridinitiert armeringskorrosjon	21

4.2.4	Kjemisk nedbryting	25
4.2.5	Fysiske påkjenninger	27
4.3	Tiltak for å øke bestandigheten	28
4.3.1	Overdekning	28
4.3.2	Rissvidde	29
4.3.3	Permeabilitet	30
4.3.4	Andre tiltak	30
5	Tilstand	31
5.1	Katodisk anlegg	31
5.2	Materialundersøkelser	32
5.2.1	Betongoverdekning	36
5.2.2	Karbonatisering	36
5.2.3	Kloridinnhold	37
5.3	Skader	40
5.3.1	Betongskader	40
5.3.2	Riss	43
5.3.3	Armering	46
6	Dimensjoneringsgrunnlag	49
6.1	Oppbygging	49
6.2	Materialer	51
6.2.1	Betong	51
6.2.2	Slakkarmering	52
6.2.3	Spennarmering	53
7	Oppbygning av modell i Focus Konstruksjon 2013	55
7.1	Oppbygning	55
7.2	Laster	57
7.2.1	Egenlast	57
7.2.2	Trafikklast	57
7.2.3	Spennkrefter	58
7.3	Lastkombinering	59
7.4	Analyse	60
8	Bruddgrensetilstand - Lengderetning	61
8.1	Dimensjonerende krefter	61
8.1.1	Hovedfelt	61
8.1.2	Akse 1-4	65
8.2	Momentkapasitet	67
8.2.1	Reduksjon av støttemoment	68
8.2.2	Momentomlagring	68
8.2.3	Hovedfelt	69
8.2.4	Akse 1 til 4	72
8.3	Skjærkapasitet	74
8.3.1	Hovedfelt	74

8.3.2	Akse 1-4	75
8.4	Torsjonskapasitet for hovedfelt	76
8.4.1	Snitt 1 - Akse 10	76
8.4.2	Snitt 2 - Enden av lastfelt	78
8.5	Oppsummering	79
9	Bruddgrensetilstand - Tverretning	81
9.1	Hovedfelt	81
9.1.1	Dimensjonerende krefter	82
9.1.2	Momentkapasitet	86
9.1.3	Skjærkapasitet	87
9.2	Akse 1 til 4	88
9.2.1	Dimensjonerende laster	88
9.2.2	Skjærkapasitet	90
9.3	Oppsummering	91
10	Konsekvenser av armeringskorrosjon	93
10.1	Reduksjon av armeringstverrsnitt	94
10.2	Duktilitet og styrke	96
10.3	Heft	99
10.4	Momentkapasitet	103
10.5	Skjærkapasitet	105
10.6	Kapasitetskontroll i skadet tilstand	108
10.6.1	Reduksjon av armeringstverrsnitt	108
10.6.2	Reduksjon av betongtverrsnitt	112
10.7	Oppsummering	113
11	Konklusjon	115
	Referanser	118
A	Ferdigbrutegninger	121
B	Ekvivalente krefter	131
C	Resultater fra analyse i Focus Konstruksjon 2013	133
D	Bruddgrensetilstand - Lengderetning	137
E	Egenlaster i tverretning	163
F	Bruddgrensetilstand - Tverretning	167

Figurer

3.1	Bredde av lastfelt	11
4.1	Betongens poresystem ved full hydratisering og økende v/c-tall [2]	18
4.2	Forenklet korrosjonsmodell [3]	20
4.3	Skjematisk illustrasjon over kloridindusert pittingkorrosjon [4]	23
4.4	Typisk krakelermønster på en betongkonstruksjon utsatt for alkali-silikareaksjon	26
4.5	Overdekningens betydning for initieringstiden med hensyn på karbonatisering [3]	29
5.1	Prøveplassering P1 til P8	33
5.2	Prøveplassering P9 til P15	33
5.3	Prøveplassering i feltmidte i hovedspenn, akse 10-11, P16 til P21	33
5.4	Prøveplassering i akse 3+1m, P22 til P27	34
5.5	Kloridprofil mellom akse 10 og 11 [5]	38
5.6	Kloridprofil ved akse 3 + 1m [5]	39
5.7	Områder med delaminering og avskalling [5]	41
5.8	Delaminering og korroderende armering ved landkar akse 1	42
5.9	Delaminering og korroderende armering ved akse 2-3	42
5.10	Delaminering og korroderende armering i underkant av plate i hovedfeltet	43
5.11	Tverrgående riss i hovedfeltet	44
5.12	Tverrgående riss i akse 8-9	44
5.13	Skråriss ved akse 9 - 1m	45
5.14	Langsgående riss i akse 3-4	46
5.15	Korroderende bølgearmering i akse 3-4	47
6.1	Beliggenhet til Nerlandsøybrua	49
6.2	Plantegning	50
6.3	Oppriss midtspenn med møteplass	51
6.4	Tverrsnitt av bruoverbygning og øvre del av pilar	51
6.5	Respons for tilslag, betong og bindemiddel is trykk [6]	52
7.1	Forenklet tverrsnitt for bruoverbygningen	56
7.2	Eksentristet av spennkabler i forhold til tyngdepunktssaksen og lengde til parabelformet spennkabler	58
8.1	Plassering av trafikklaster for maksimalt feltmoment	62

8.2	Plassering av trafikkklaster for maksimalt støttemoment	62
8.3	Plassering av trafikkklaster for maksimal skjærkraft	63
8.4	Plassering av trafikkklaster i lengderetning	64
8.5	Plassering av trafikkklaster i tverretning	65
8.6	Plassering av trafikkklaster for maksimalt feltmoment	66
8.7	Plassering av trafikkklaster for maksimalt støttemoment	66
8.8	Plassering av trafikkklaster for maksimalt skjærkraft	67
8.9	Redusert dimensjonerende moment ved senterlinje av støtte [7]	68
8.10	Feltmidte	69
8.11	Støttemoment	70
8.12	Feltmidte akse 1-4	72
8.13	Støtte i akse 1-4	73
9.1	Armering av brudekke i hovedspennet	81
9.2	Influensdiagram for moment ved innspenning i x-retning	83
9.3	Influensdiagram for moment i midtpunkt i y-retning	84
9.4	Last nær opplegg [8]	85
9.5	k_v for last nær opplegg, fast innspent platekant [8]	86
9.6	Armering av brudekke i akse 1-4	88
9.7	k_v for last nær opplegg, fast innspent platekant [8]	90
10.1	Effekter av korrosjon på lastkapasitet, stivhet og kraftfordeling av et betongelement [9]	94
10.2	Antatte modeller for reduksjon av armeringsarealet ved karbonatisering og kloridinitiert korrosjon [10]	95
10.3	Last - forlengelse, for en 6 mm armeringsstang [11]	97
10.4	Spenning - tøyning i strekktest av armeringsstenger [12]	99
10.5	Heft for slakkarmering	100
10.6	Buevirkning for bjelke med menglende heft	100
10.7	Variasjon i heftfasthet med økende grad av korrosjon [13]	101
10.8	Beregningsmodell for momentkapasitet	104
10.9	Spenningsfordeling	105
10.10	Beregningsmodell for tverrsnitt med skjærarmering	106
10.11	Momentkapasitet ved reduksjon av strekkarmeringstverrsnitt	109
10.12	Momentkapasitet ved reduksjon av strekkarmeringstverrsnitt	110
10.13	Momentkapasitet ved reduksjon av strekk- og spennarmering	111
10.14	Momentkapasitet ved samtidig reduksjon av strekk- og spennarmering	111
10.15	Skjærstrekkkapasitet ved reduksjon av skjærarmeringsbøyler	112

Tabeller

3.1	Bruksklasser inkludert dynamisk tillegg [1].	10
3.2	Lastfaktorer for bruddgrensetilstanden	14
3.3	Lastfaktorer for bruksgrensetilstanden	15
3.4	Kombinasjonsfaktorer	15
5.1	Framstilling av resultater fra materialundersøkelser [5].	35
5.2	Skala for bedømming av kloridverdier	37
6.1	Betongegenskaper	52
6.2	Armeringsegenskaper	53
6.3	Spennstålegenskaper	54
7.1	Påførte egenlaster	57
7.2	Trafikklast - Vogntoglast	58
7.3	Ekvivalente krefter	59
8.1	Tvangsmoment	63
8.2	Bidrag til dimensjonerende moment	63
8.3	Bidrag til dimensjonerende skjærkraft	64
8.4	Bidrag til dimensjonerende laster	65
8.5	Bidrag til dimensjonerende moment	66
8.6	Bidrag til dimensjonerende skjærkraft	67
8.7	Utnyttelsesgrad av momentkapasitet ved omlagring	79
8.8	Utnyttelsesgrad av skjærkapasitet	79
9.1	Momentbidrag fra egenlast	82
9.2	Skjærbidrag fra egenlast	84
9.3	Skjærbidrag fra egenlast	89
9.4	Utnyttelsesgrad av momentkapasitet for hovedspennet	91
9.5	Utnyttelsesgrad av skjærkapasitet	91
10.1	Forslag til I_{corr} for forskjellige miljøklasser [10]	96
C.1	Bidrag til moment fra forspenningen	134
C.2	Bidrag til maksimalt moment	134
C.3	Bidrag til maksimal skjærkraft	134
C.4	Dimensjonerende skjærkrefter for torsjonsberegningene	134
C.5	Bidrag til maksimalt moment	135

C.6	Bidrag til maksimal skjærkraft	135
D.1	Dimensjonerende skjær	156

Kapittel 1

Innledning

Fram til midten av 1980-tallet ble betong i stor grad ansett som et vedlikeholdsfritt materiale. Erfaringer fra de siste 30-årene har imidlertid vist at dette ikke er tilfelle. Betong har som alle andre materialer behov for tilsyn og vedlikehold. Statens vegvesen gjennomfører derfor rutinemessige inspeksjoner av samtlige bruer på fylkes- og riksveger gjennom hele levetiden. Ved behov for utvidet detaljeringsgrad på inspeksjonen eller etter ekstraordinære hendelser kan det gjennomføres en spesialinspeksjon. Formålet ved en spesialinspeksjon er å nærmere undersøke påviste skader, bevegelser og nedbrytningsmekanismer. I denne oppgaven er det Nerlandsøybrua i Herøy kommune i Møre og Romsdal som skal undersøkes. Det ble i 2011 gjennomført en spesialinspeksjon på brua. Rapporten fra denne inspeksjonen danner mye av grunnlaget for tilstandsvurderingen i denne oppgaven. Søk i Statsarkivet i Trondheim og i Statens vegvesens arkiv i Molde har også vært utført for å finne ytterligere materiell til oppgaven.

Skader som oppstår på betongbruer i dag fra 1960- og 1970-tallet skyldes i mange tilfelle følgende årsaker:

- Dårlig konstruksjonsutforming og detaljløsninger
- Feil materialsammensetning i forhold til konstruksjonen miljøpåkjenning
- Dårlig utførelse av armerings- og støpearbeid

I tillegg er mangelfull kunnskap på byggetidspunktet en viktig årsak. Det norske standardverket som var gjeldende på 1960-, 1970, og delvis 1980-tallet fokuserte på betongkonstruksjonens lastkapasitet, og det var ikke stilt krav til armeringsoverdekning og betongkvalitet etter hvilket miljø konstruksjonen skulle stå i [14].

For bruer i kystmiljø er ofte armeringskorrosjon på grunn av kloridinntregning den mest hyppigste og alvorligste skadetypen. Korrosjon vil kunne føre til redusert armering- og betongtverrsnitt, endrede armeringsegenskaper og vil kunne redusere bæreevnen til konstruksjonen. Denne oppgaven går ut på å kontrollere bæreevnen og vurdere skadesituasjonen til brua. Kapasitetskontrollen er begrenset til bruoverbygningen og utføres etter NS 3473 Prosjektering av betongkonstruksjoner [15]. Brua skal kontrolleres for laster og lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand i henhold til Statens Vegvesens

håndbøker. Kapasitetskontrollen skal foretas av brua i prosjektert og i skadet tilstand.

Det vil i tillegg gjennomføres et litteraturstudium over viktig nedbrytningsmekanismer i betongkonstruksjoner. Litteraturstudiet vil også omfatte standarder og Statens vegvesen håndbøker for prosjektering og klassifisering av bruer.

Kapittel 2

Standarder og regelverk

I dette kapittelet vil det gis en oversikt over aktuelle standarder og regelverk som benyttes i denne oppgaven.

2.1 Standarder

Fra 1.april 2009 ble Eurokodeserien innført som gjeldene regelverk for prosjektering av konstruksjoner i Norge, og de tidligere nasjonalt utarbeidede standardene ble trukket tilbake. Overgangen medførte at det ble behov for å oppdatere Statens vegvesens håndbøker etter de nye standardene. Dette er imidlertid et pågående arbeid, og alle håndbøkene er ikke oppdatert. Dette er tilfelle for håndbok 238 Bruklassifisering [1], som står sentralt i denne oppgaven. Håndbokens virkemåte og bruksområde forklares nærmere i Avsnitt 2.2.2. Håndboken 238 bør brukes sammen med de gamle prosjekteringsstandardene, da lastkoeffisientene og lastkombinasjoner er i overensstemmelse med disse. Siden dimensjonerende last og beregning av kapasitet bør bygge på samme sett standarder for at sikkerhetsnivået skal bli riktig, er de i denne oppgaven valgt å bruke håndbok 238 sammen med NS-serien. Den mest aktuelle standarden i denne sammenheng er NS 3473 Prosjektering av betongkonstruksjoner - Beregning- og konstruksjonsregler [15]. NS-EN 1992-1-1 (EC2:1-1) Prosjektering av betongkonstruksjoner [16] vil brukes som støtte.

2.2 Håndbøker

Statens vegvesen utgir håndbøker på to nivåer; Nivå 1 omfatter normaler og retningslinjer. Dette er kravdokumenter og er de viktigste håndbøkene i håndbokhierarkiet. Nivå 2 omfatter veiledninger som skal fungere som hjelpedokumenter som understøtter normalene og retningslinjene. De inneholder gjerne mer utdypende fagmateriell utover det som står i normalene/retningslinjene.

2.2.1 Bruprosjektering

Håndbok 185 Bruprosjektering [17] inneholder prosjekteringsregler for bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet, og supplerer standardene der disse ikke har spesielle regler for beregning og dimensjonering av brukonstruksjoner. Prosjekteringsreglene gjelder for alle faser i konstruksjonens bygge- og levetid. Reglene gjelder også for reparasjons- og vedlikeholdstiltak som påvirker konstruksjonens bæreevne, samt for forsterkning og ombygging.

Det eksisterer per i dag to utgaver av håndboken. Disse er håndbok 185 Bruprosjektering (2009) og håndbok 185 Bruprosjektering - Eurokodeutgave (2011). Da det er valgt å følge dimensjoneringsprinsipper i henhold til de gamle nasjonale standardene er utgaven fra 2009 som legges til grunne ved behov i denne oppgaven.

2.2.2 Bruklassifisering

Bruklassifisering betyr å bestemme maksimalt tillatt trafikklast for eksisterende bruer ut i fra tegninger, tidligere beregninger, dokumenterte materialkapasiteter og tilstand. De to viktigste håndbøkene som inngår i regelverket for bruklassifisering er:

- Statens vegvesen håndbok 238 (Normaler): Bruklassifisering. Lastforskrifter for klassifisering av bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett
- Statens vegvesen håndbok 239 (Veiledning): Bruklassifisering. Lastforskrifter 1920-1973 og brunormaler 1912-1958

Håndbok 238 [1] angir størrelsen på de brukslastene som skal benyttes ved klassifisering av eksisterende bruer og ferjekaier i det offentlig vegnettet. Brukslast er den tillatte trafikklasten som kan trafikere det offentlige vegnettet uten restriksjoner. Brukslasten angis enten som bruksklasse eller aksellast/totalvekt. Dette vil bli nærmere forklart i Avsnitt 3.3.1. Håndboken inneholder også material- og lastfaktorer, og lastkombinasjoner.

Til støtte i klassifiseringsarbeidet kan Håndbok 239 benyttes [18]. Håndboken gir en oversikt over lastklasser og lastforskrifter fra ca. 1900 og fram til i dag. I tilfeller hvor orginalberegninger ikke har vært å oppdrive har håndboken kunnet gi en pekepinn på dimensjonerende laster og materialpåkjenninger. Fram til 1973-74 baserte man dimensjoneringen på kontroll av de virkelige opptredende spenningene i en konstruksjonsdel mot gitte verdier av tillatte spenninger (spenningskontrollmetoden). De tillatte spenningsverdiene som er blitt benyttet har variert mye over årene, og utnyttelsesgraden av materiale har økt. Etter 1973-74 gikk man over til å dimensjonere etter partialfaktormetoden, som er metoden som benyttes i dag. Opp gjennom årene har det også vært behov for å revidere de dimensjonerende lastene grunnet utviklingen av kjøretøyene med henhold til antall og vekt. Det er derfor i dag naturlig å skille mellom åtte forskjellige lastklasser og lastforskrifter [18]:

- Laster før 1912

- Laster 1912-1920
- Lastklasse 1920
- Lastklasse 1930
- Lastklasse 1947
- Lastforskrift av 1958
- Lastforskrift av 1969
- Lastforskrift av 1973

Nerlandsøybrua faller inn under Lastforskrift av 1958. Lastforskriftene er delt i to klasser etter ulik ekvivalent jevnt fordelt last. Lastklasse 1/1958 kan regnes å dekke opp bruksklasse Bk10 for spennvidder mindre enn ca. 20m. Klassifisering til Bk10 kan derfor skje uten beregninger for $L < 20$ m. Lasteklasse 2/1958 gir ved lengre spenn en ca. 4 m, lavere dimensjonerende verdier enn bruksklasse Bk10. Bruer innen denne kategorien bør derfor undersøkes spesielt.

I tillegg til lastklassene inneholder håndbok 239 brunormaler som har eksistert fra 1912 til 1958. Disse brunormalene ble det utarbeidet for å gjøre det enklere å prosjektere bruer. Brunormalene bestod vanligvis av standardtegninger, armerings- og bjelketabeller.

Kapittel 3

Laster og lastkombinasjoner

I dette kapittelet presenteres lastene som en brukonstruksjon utsettes for. I oppgaven er kun de lastene som anses som sentrale for beregningene som vil bli presentert mer inngående.

For eksisterende og midlertidige bruer på riks- og fylkesveg skal håndbok 238 Bruklas-sifisering benyttes ved beregning av maksimal tillatt trafikklaster for bruer [1]. For andre opptredende laster henvises det til håndbok 185 Bruprosjektering [17], som inneholder prosjekteringsregler for bruer, fergekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlig vegnettet.

3.1 Klassifisering av laster

De opptredende lastene klassifiseres etter hvor sannsynlig deres opptreden er og deres variasjon over tid. En vanlig inndeling av lastene er:

- Permanente laster: Egenlast, jordtrykk, vanntrykk
- Variable laster: Trafikklaster, snø, vind, bølger, is, temperatur mm.
- Ulykkeslaster: Påkjørsel, fallende gjenstander, eksplosjon, brann, skred mm.
- Deformasjonslaster: Forspenning, svinn, kryp, relaksasjon, kryp mm.

3.2 Permanente laster

Permanente laster er laster som ikke endres gjennom den betraktede perioden, for eksempel konstruksjonens levetid. Permanente laster omfatter tyngden av konstruksjonen, samt permanent ballast og utstyr som ikke vil bli fjernet. Vanntrykk og jordtrykk regnes også som permanente laster, men antas ikke å være relevant for denne oppgaven.

3.2.1 Egenlast

Egenlast omfatter for Nerlandsøybrua egenvekten av bruoverbygningen, samt vekt av belegning og rekkverk. I tillegg er det blitt utført vedlikehold på brua hvor det ble støpt et betongdekke med tykkelse 6-8 cm. Påstøpen inneholder også en armeringsmatte med diameter 5-6 mm. I beregningene er tykkelsen av dekket satt til 7 cm. Egenvekten av armert betong er 25 kN/m^2 [1].

Valg av belegningsvekt skal fastsettes i hvert enkelt tilfelle slik at alle framtidige egenlastsituasjoner blir dekket. Brutype, spennvidder, brubredde, trafikkmengde, vedlikehold og økonomi er forhold som skal vurderes [17]. Det er i nyere tid tatt kjerneborprøve for å kontrollere belegningstykkelsen og tykkelsen av påstøpen. Belegningstykkelsen ble målt til å være 3-4 cm, og det er valgt å bruke middelveiden, 3,5 cm, til beregning av egenvekten. Tyngdetettheten av asfaltdekket er 25 kN/m^3 .

I mangel av eksakt egenvekt av rekkverket antas den til å være 0,5 kN/m per siden.

3.3 Variable laster

Variable laster varierer over tid, og omfatter blant annet trafikklaster, støt- og fortøyningslaster og naturlaster. For beregningene i denne oppgaven er det tatt utgangspunktet i at trafikklaster vil være den viktigste variable lasten. Det er derfor valgt å se bort i fra virkningen fra blant annet temperaturlast, selv om denne lasttypen kan gi store påkjenninger i konstruksjonen. Det også valgt å se bort i fra lastvirkningen fra vind, bølger og is. Snølast anses ikke som veldig relevant med tanke på bruas beliggenhet i værhardt kystklima. Om et stort snøfall skulle legge seg på brua, antas det videre at brua vil bli brøytet.

3.3.1 Trafikklaster

For klassifisering av eksisterende og midlertidige bruer gjelder trafikklasterne gitt i håndbok 238 Bruklassifisering [1]. Med trafikklaster forstås belastningen i vertikal og horisontal retning på kjørebane, skulder, gangbane, sykkelbane og midtdeler. Trafikklastene er inndelt i følgende kategorier:

- Bruksklasser
- Aksellast/totalvekt
- Spesialtransport
- Engangstransport

Bruer klassifiseres etter den høyeste bruksklassen som kan tillates ut i fra kapasiteten til det svakeste elementet. Hovedprinsippet er at alle bruer skal tilegnes en bruksklasse som gjenspeiler den brukslasten som kan trafikere brua uten restriksjoner. Største

tillatte aksellast brukes for bruer som har for lav bæreevne til å klassifiseres etter bruksklassene. Spesialtransporter er kjøretøy med større lastvirkning enn bruksklassene. Engangstransport fører til enda større påkjenningen enn hva spesialtransport gjør. I denne oppgaven er det valgt å benytte bruksklasser da brua er klassifisert til BK10T60 i dag. Det er valgt å gjennomføre kapasitetskontroll for Bk10T50 da Bk10T60 kun er aktuelt for modulvogntog og tømmertransport som antas å ikke være aktuelt her.

Vertikale laster



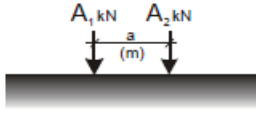
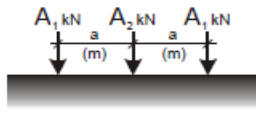
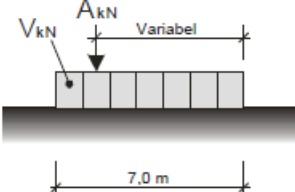
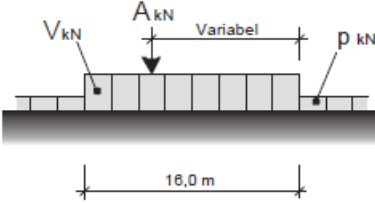
Bruksklassen angir største tillatte aksellast, last fra akselkombinasjon og totalvekt avhengig av avstanden mellom akslene. Bruksklassen forkortes Bk og etterfølges av et tall slik det er vist nedenfor.

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

Hver av bruksklassene består av hjullast, aksellast, boggielast, trippelboggielast, kjøretøylast og vogntoglast. Disse lastene er gjengitt i Tabell 3.1. I lengderetning av brua plasseres lastene i ugunstigste posisjon for det aktuelle snittet. Ved betraktning av det enkelte konstruksjonselementet skal kun én av nevnte lastene betraktes, altså den som gir den ugunstigste lastvirkningen. I praksis vil dimensjonerende laster for korte bruer og sekundærkonstruksjoner bli bestemt av aksel-, boggi- eller trippelboggielasten, mens hovedkonstruksjonen for lengre bruer blir bestemt av kjøretøy og vogntoglasten [1].

KAPITTEL 3. LASTER OG LASTKOMBINASJONER

Tabell 3.1: Bruksklasser inkludert dynamisk tillegg [1].

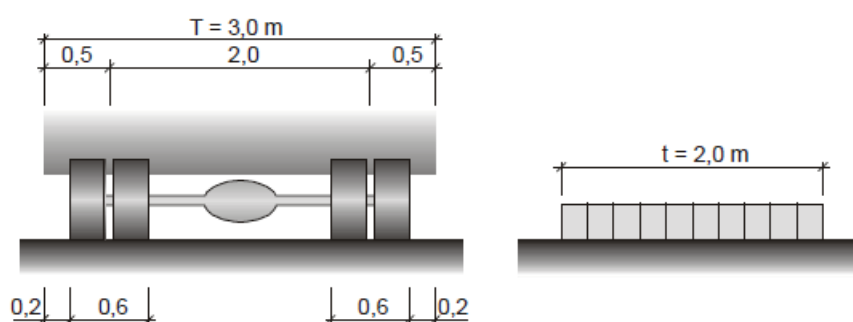
Lasttype	Lastkonfigurasjon	Bruksklasser				
			Bk10	BkT8	Bk8	Bk6
Hjullast		H	80	56	56	42
Aksellast		A	160	112	112	84
Boggilast		A ₁	65	40	40	30
		A ₂	160	112	112	84
		a	1,3	1,2	1,2	1,2
Trippelboggilast	 Aksellastenes rekkefølge er vilkårlig	A ₁	70	60	50	40
		A ₂	140	84	84	56
		a	1,3	1,2	1,2	1,2
Kjøretøylast	 Aksellasten plasseres i ugunstigste stilling	A	40	32	32	24
		V	300	280	220	180
Vogntoglast	 Aksellasten plasseres i ugunstigste stilling	A	40	32	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.

I tverretning plasseres de vertikale lastene i den mest ugunstige stillingen innenfor bruas føringsbredde. Føringsbredden er den minste horisontale bredden av:

- avstand mellom kantstein
- avstand mellom kantstein og høy vertikal kant eller føringsskinne
- avstand mellom to høye vertikale kanter eller føringsskinner

Bredden av et lastfelt, T , med tunge kjøretøy/vogntog er 3,0 m. Den jevnt fordelte lasten på 6 kN/m som representerer lett trafikklast, regnes å oppta et lastfelt med bredde 2 m. Hjullastens anleggsflate er et rektangel med sidene 0,2 m i kjøreretningen og 0,6 m i tverretningen. Bruksklassens fysiske bredde regnes å være 2,6 m. Dette krever et fritt rom på 0,2 m utenfor kjøretøyet i lastfeltet. Dette er illustrert i Figur 3.1



Figur 3.1: Bredden av lastfelt

Horisontale laster

Horisontale lastene omfatter bremselast, sidelast og sentrifugallast, og kan kun opp- tre samtidig med de tilhørende vertikale lastene gjennomgått ovenfor. Sentrifugallast opptrer ikke samtidig med bremselast og sidelast. Virkningen av horisontale laster er neglisjert i denne oppgaven. Det henvises til håndbok 238 [1] for nærmere beskrivelse.

3.4 Ulykkeslaster

Ulykkeslaster omfatter laster som konstruksjonen kan bli utsatt for på grunn av uriktig bruk, ulykker eller unormal hendelse som for eksempel påkjøringslaster fra kjøretøy, skip og jernbanetraffikk, fallende gjenstander, eksplosjon med påfølgende brann, brann med påfølgende eksplosjon og skred. I denne oppgaven vil det bli foretatt beregninger i bruddgrensetilstanden, og ulykkeslaster vil derfor ikke presenteres nærmere.

3.5 Deformasjonslaster

Deformasjonslaster omfatter laster som er knyttet til påførte deformasjoner eller konstruksjonsmaterialets egenskaper. Deformasjonslaster på grunn av setninger omfatter blant annet laster påført konstruksjonen som følge av setninger eller som følge av differensial- og skjevsetninger.

3.5.1 Forspenning

Lastvirkningen av forspenningen omfatter last som virker direkte på den oppspente konstruksjonsdelen og indirekte virkninger (tvangskrefter) som opptrer som følge av forspenning av statisk ubestemte konstruksjoner. Den dimensjonerende spenningen i spennstålet er gitt av

$$f_{pd} = \frac{f_{02}}{\gamma_s} \quad (3.1)$$

hvor f_{02} er den karakteristiske fastheten hvor stålet har fått 0,2% inelastisk tøyning. Materialdata for spennarmeringen er gitt i Avsnitt 6.2.3.

Spennkraften langs en kabel vil over tid være mindre enn den opprinnelige oppspenningskraften i den aktiv forankringen. Spennkrafttap deles inn i tre hovedgrupper [19]:

- Tap av tøyningdifferanse mellom spennarmeringen og betongen på grunn av manglende heft. Dette skyldes låsetap, friksjonstap og temperaturtap.
- Spenningsendringer på grunn av korttidslast. I før oppspente konstruksjoner opptrer slike tap ved kapping av spennarmeringen. I etter oppspente konstruksjoner vil slike tap skje for eksempel når flere spennarmeringsenheter spennes opp sukssesivt.
- Tidsavhengige tap som skyldes kryp og svinn i betongen og relaksasjon av spennstålet. Opptrer både i før- og etter oppspente konstruksjoner.

For beregningsmetoder av forspenningstapene henvises det til NS 4373 [15] og læreboken Betongkonstruksjoner [19].

3.6 Grensetilstander

Grensetilstandene definerer fastlagte kriterier som ikke skal overskrides, og som ved dimensjoneringen benyttes til å sette krav til konstruksjonens og de enkelte komponenters egenskaper. Grensetilstandene er:

- Bruddgrensetilstanden
- Bruksgrensetilstanden
- Ulykkestilstanden
- Utmattingsgrensetilstanden

3.6.1 Bruddgrensetilstanden

Bruddgrensetilstanden omfatter sammenbrudd eller lignende former for konstruksjons-
svikt. Dette inkluderer tap av likevekt for hele eller deler av konstruksjonen, brudd
i enkelttverrsnitt, brudd definert ved omfattende forskyvninger eller brudd forårsaket
av utmatting. Konstruksjonens kapasitet bestemmes ved beregning på grunnlag av
materialenes tøyningsegenskaper og dimensjonerende fastheter. Aktuelle lastvirkninger
er aksial- og skjærkraft og bøye- og torsjonsmoment. Lastvirkningene opptrer gjerne
sammen, og man må da se på ulike kombinasjoner av disse [19].

3.6.2 Bruksgrensetilstanden

NS 3473 stiller krav til at egenskapene til konstruksjonen skal sikre at to formål er
oppfylt [19]:

1. Det skal påvises at konstruksjonen oppfører seg tilfredsstillende, det vil si at den
innehar de nødvendige egenskapene under normal bruk.
2. Det skal sikres at konstruksjonen opprettholder disse egenskapene i den forutsatte
levetiden.

Dette innebærer for eksempel at deformasjoner ikke hindrer normal bruk eller begrenser
bruken av bygget. Konstruksjonen må heller ikke kunne settes i svingninger som er
uakseptable med hensyn til menneskelige reaksjoner. Bruksgrensetilstanden omfatter
også faktorer som kan påvirke konstruksjonens bestandighet og utseende. Noen av
kravene i NS 3473 er absolutte krav, mens andre er betingede krav som er avhengig av
konstruksjonens funksjonskrav. For bruksgrensetilstanden settes det begrensninger for:

- Spenning
- Rissvidde
- Nedbøyning

I bruksgrensetilstanden regner man med enten opprisset eller uopprisset tverrsnitt [19].
Vanlig brukte betegnelser for tverrsnittets tilstand er:

Stadium 1: uopprisset tverrsnitt, lineære egenskaper

Stadium 2: opprisset tverrsnitt, lineære egenskaper

Stadium 3: bruddgrensetilstand, ikke-lineære egenskaper

3.7 Lastkombinasjoner

For hver grensetilstand er det angitt hvilke lastkombinasjoner som skal undersøkes.
Ugunstigste kombinasjon for den lastvirkning som betraktes, skal legges til grunn for
dimensjoneringen [17]. Ved fastsettelse av lastfaktorene er det tatt hensyn til:

- mulighet for at lastene kan avvike fra de karakteristiske verdier
- redusert sannsynlighet for at de forskjellige laster som bidrar til den totale lastvirkningen som betraktes, vil oppnå sine karakteristiske verdier samtidig
- unøyaktighet ved beregning av lastvirkning, i den utstrekning slik unøyaktighet kan antas å være uavhengig av konstruksjonsmateriale og dimensjoneringsstoleranse

3.7.1 Bruddgrensetilstanden

I henhold til håndbok 238 [1] skal det ved brukklassifisering som et minimum foretas en kontroll i bruddgrensetilstanden. Videre skal det kontrolleres for to sett lastkombinasjoner, a og b. Den ugunstigste av kombinasjonene skal legges til grunn for dimensjoneringskontrollen. Lastfaktorene for de ulike tilfellene er gjengitt i Tabell 3.2.

Tabell 3.2: Lastfaktorer for bruddgrensetilstanden

Lastgruppe Kombinasjon	Permanente laster		Deformasjonslaster, D	Variable laster, Q
	Jordtrykk, J	Andre		
a	1,0	1,15 ⁽¹⁾⁽²⁾	γ_D	$\gamma_1 \cdot Q_1$
b	1,0	1,0	1,0	$\gamma_2 \cdot Q_1 + 0,8 \cdot \sum Q_n$

⁽¹⁾ Ved kontroll for engangstransporter settes lastfaktor for andre permanente laster til 1,1.

⁽²⁾ Lastfaktor for permanente laster settes lik 1,0 dersom dette er ugunstigere.

Hvor:

$$\gamma_D = 1,1/0,9 \text{ for direkte virkning av spennkrefter. Forøvrig } 1,0.$$

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

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

Q_1 = Karakteristisk verdi for den variable last som er mest ugunstig for den lastvirkning som betrakter.

Q_n = Karakteristisk verdi for øvrige variable laster som er ugunstigere for lastvirkningen

3.7.2 Bruksgrensetilstanden

Om det i forbindelse med brukklassifisering stilles spesielle bruksgrensekrav skal bruksgrensetilstanden kontrolleres for kombinasjonene a og b [1]. Lastfaktorene for bruksgrensetilstanden er gitt i Tabell 3.3

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

Tabell 3.3: Lastfaktorer for bruksgrensetilstanden

Kombinasjon	Permanente laster P	Deformasjons- laster D	Variable laster, Q		
			Trafikklast T	Naturlast E	Ballast etc L
a	1,0	1,0	$\gamma_2 \cdot Q_1 + 0,7 \cdot \sum Q_n$		
b	1,0	1,0	$\Psi_1 \cdot Q_1 + 0,7 \cdot \sum \Psi_1 \cdot Q_n$		

Tabell 3.4: Kombinasjonsfaktorer

Variable laster Q		Kombinasjonsfaktorer Ψ_1
Trafikklast	T	0,5
Naturlast	E	0,5
Ballast etc.	L	1,0

For bruer med planlagt restlevetid ≤ 25 år er rissviddekontroll normalt unødvendig også ved kloridbelastning. Det samme gjelder når planlagt restlevetid er over 25 år og kloridbelastningen er liten eller neglisjerbar. Ved middels eller høy kloridbelastning bør rissvidden vurderes for følgende elementer med hensyn til bestandighet:

- Slakkarmerte bjelker
- Bjelker med forspent armering med direkte heft til betongen og overdekning i størrelsesorden lik slakkarmeringen

- Brudekker med slitelag uten membran

Hvis utnyttelsen i bruddgrensetilstanden ikke overskrider 90% av armeringskapasiteten kan rissviddekontroll utelates.

Kapittel 4

Bestandighet

I dette kapitlet vil det presenteres ulike nedbrytningsmekanismer for betongkonstruksjoner. Det vil hovedsakelig fokuseres på armeringskorrosjon grunnet kloridinntrenging da det regnes blant hovedproblemene til nedbryting av betongkonstruksjoner i kystmiljø. Armeringskorrosjon grunnet karbonatisering, kjemisk nedbrytning og fysiske påkjenninger vil ikke bli presentert like gjennomgående.

4.1 Betong

Betongens bestandighetsegenskaper forteller hvor god betongens motstandsevne er mot ytre påvirkninger. Tradisjonelt sett har betong blitt betraktet som et nærmest evigvarende og vedlikeholdsfritt materiale. I dag vet vi at det ikke er tilfelle. Mangelfull kunnskap om utførelse og betongsammensetning er ofte årsaken til redusert bestandighet. Det er derfor svært viktig med god kunnskap om interne og eksterne faktorer som virker inn på det endelige resultatet.

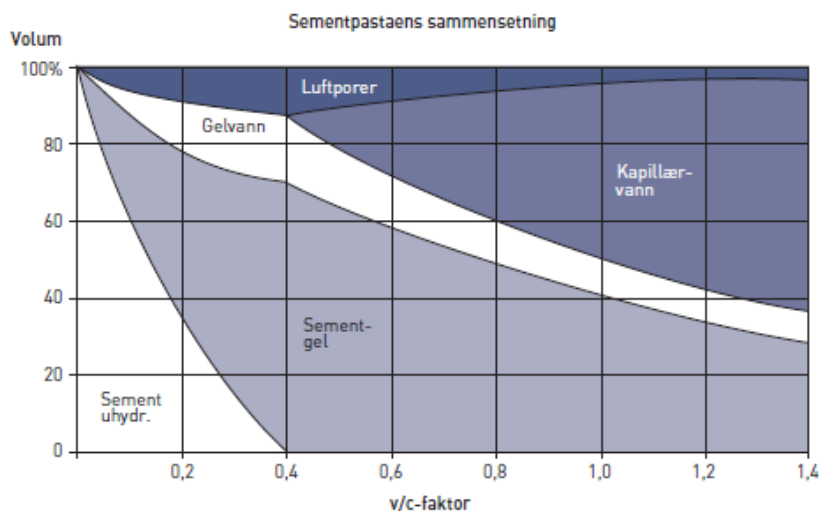
Hovedbestanddelene i betong er vann, sement og tilslag, samt tilsetningsstoffer og -materialer. Tilslaget som består av stein og sand utgjør ca 70 % av det totale volumet, mens sementpastaen utgjør ca 30 %. Sementpastaen er en blanding av vann og sement, og vektforholdet mellom bestanddelene i sementlimet måles i v/c -tallet¹. Fordelingen av de ulike fraksjonene justeres for å oppnå ønskede egenskaper i fersk, herdende og herdet tilstand. Tilsetningsstoffene utgjør som regel mindre enn 5 % av sementvekten. Tilsetningsmaterialene tilsettes vanligvis i litt større doser, og blir brukt enten som erstatning for deler av sementen eller som supplement. I Norge er disse materialene vanligvis silikastøv og flyveaske, og går under fellesbetegnelsen pozzolaner. Valg av bestanddeler og blandingsforhold vil påvirke egenskapene til betongen i fersk, herdende og herdet tilstand.

I herdefasen oppstår en kjemisk reaksjon mellom sement og vann, hydratisering. Det er hovedsakelig i denne fasen betongen utvikler sine mekaniske egenskaper. Hydrati-

¹ v/c -tallet = vannmengde/sementmengde

seringsprosessen er en eksoterm reaksjon som generer betydelige mengder varme. Hydratasjonsraten er svært temperaturømfintlig, og høy temperatur fører til hurtigere hydratisering, og dermed raskere styrkeutvikling. Temperaturer over 40°C vil imidlertid kunne føre til betong av dårligere kvalitet sammenlignet med betong som har herdet ved lavere temperaturer. Store temperaturgradienter over tverrsnittet vil i tillegg kunne føre til spenningsoppbygging som kan gi uønsket oppsprekking [6].

Betongens motstandsevne til å transportere fukt og aggressiver styres i hovedsak betongens evne til å motstå nedbrytende krefter. Tettheten og porøsitet som i stor grad bestemmes av v/c -tallet spiller derfor en viktig rolle. Ved $v/c=0,40$ antas det at det er tilstrekkelig mengde vann til at all sementen hydratiseres. Ved lavere vannmengder vil større eller mindre andeler av sementen ligge igjen som uhydratiserte korn. Ved hydratisering av sementen vil det dannes gelporer på størrelse med noen få vannmolekyler (2 nm). Andelen gelporer er direkte relatert til andel hydratisert sement. Gelporene fordeler seg jevnt i betongen, og sørger for en tettere og mindre permeabel betong som vil gi økt bestandighet og styrke. Når v/c -tallet øker vil det føre til overskuddsvann. Overskuddsvannet vil kunne danne kontinuerlige kapillærporer ved v/c -tall over 0,5-0,6 siden det ikke vil bindes kjemisk i betongen [6]. Figur 4.1 viser hvordan økningene i kapillærporer og fuktopptak er ved økende v/c -tall. Kapillærporene er i størrelsesorden 4-1000 nm. I motsetning til gelporene, anses kapillærporene som svake soner som muliggjør økning av væske- og gasstransport som igjen kan føre til økt nedbrytningsfare.



Figur 4.1: Betongens poresystem ved full hydratisering og økende v/c -tall [2]

4.2 Nedbrytingsmekanismer

4.2.1 Armeringskorrosjon

Armeringskorrosjon som følge av karbonatisering og kloridinntrenging er i dag den hyppigste og alvorligste skadetypen på betongkonstruksjoner. I mange av skadetilfellene

har varierende og for liten armeringsoverdekning vært årsaken til skadene. Kunnskapen om at armeringsstålet må beskyttes med tilstrekkelig overdekning har eksistert så lenge armert betong har vært benyttet som byggemateriale. Likeledes har det vært kjent at jo mer aggressivt det ytre miljøet er, jo større må overdekningen være. Inntil slutten av 1980-tallet hadde imidlertid denne kunnskapen liten oppmerksomhet innen byggebransjen både nasjonalt og internasjonalt. De påfølgende årene ble det påvist til dels store skader på betongbruer og andre betongkonstruksjoner, og det ble klart at det var behov for et tydeligere regelverk og større nøyaktighet i montering av armeringen. Rundt 1990 ble det satt i gang systematiske tilstandsundersøkelser av bruene i Norge [20].

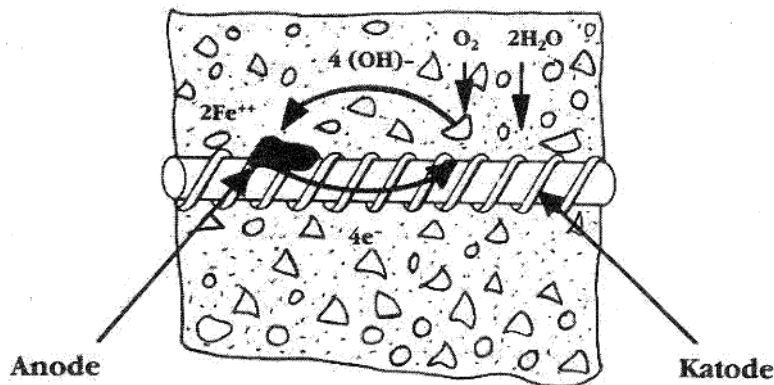
Betong gir normalt god beskyttelse av armeringsstålet mot korrosjon på grunn av høy alkalitet i porevannet (pH 12,6-14,0) som danner en passivfilm på armeringsoverflaten. I tillegg vil god bearbeidelse og herdeforhold med lavt v/c -tall hindre inntrenging av agenter som framkaller korrosjon. Påføring av spenning vil også kunne hindre korrosjon ved å redusere den elektriske strømmen fra anoden til katoden.

Korrosjonsforløpet kan deles inn i to stadier: Initieringsfasen og korrosjonsfasen. Initieringsperioden er den tiden før karboniseringsfronten når armeringen eller innholdet av klorider er høyt nok til at armeringstålet depassiviseres. Når passivering er brutt inntreffer korrosjonsfasen og armeringen vil begynne å korrodere ved tilstrekkelig tilgang på luft og fuktighet ($RF > 60-65\%$). Hvor fort korrosjonen framskrider er avhengig av tilgangen på reaktive stoffer og den elektriske ledningsevne i betongen.

Rustproduktet som dannes kan ha et volum som er fra fem til syv ganger større enn volumet til stålet. Dette vil forårsake en sprengvirkning i betongen og vil kunne føre til rissdannelser, avskallinger, tap av bæreevne og sammenbrudd. Konsekvenser av armeringskorrosjon vil bli nærmere omtalt i Kapittel 10.

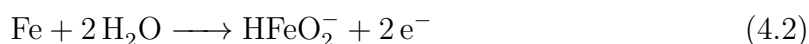
Korrosjonsmekanismer

Armeringskorrosjon er en elektrokjemisk prosess, som avhenger av en anode og en katode, som er forbundet via metallisk kontakt og en elektrisk ledende væske (elektrolytt). Reaksjonene ved anoden og katoden kalles en halvcellereaksjon. Ved anoden foregår en oksidasjonsprosess med produksjon av elektroner, som forårsaker oppløsning av jern. Via armeringen som fungerer som den metalliske kontakten, vandrer elektronene fra anoden til katoden, hvor reduksjonsprosessen forbruker oppløst oksygen og det dannes hydroksidioner. Hydroksidionene går via elektrolytten tilbake til anoden. Sekundære faktorer som styrer korrosjonsforløpet er blant annet temperatur, pH, væske og konsentrasjon av oppløst oksygen. Figur 4.2 viser en forenklet korrosjonsmodell



Figur 4.2: Forenklet korrosjonsmodell [3]

For armeringsjern vil de påfølgende anodereaksjonene være de mest sannsynlige avhengig av blant annet pH-verdi og andel negative anioner ² [21, 6]:



Reaksjon etter ligning 4.1 opptrer når $\text{pH} < 9$, mens 4.2 kan opptre ved veldig høye pH-verdier.

Katoderaksjonene avhenger av tilgjengeligheten av O_2 og pH-verdien i nærheten av overflaten til armeringsjernet. De vanligste katodereaksjonene er:



4.2.2 Karbonatisering

Karbonatisering er en kjemisk prosess mellom karbondioksid (CO_2) fra lufta og de alkaliske bestanddelene i betongen, og vil kunne medføre nøytralisering av betongens alkalitet. Når CO_2 diffunderer inn i betongen vil det sammen med vann reagere med kalsiumhydroksid ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) og danne uoppløselig kalsiumkarbonat (CaCO_3). Reaksjonen som finner sted i en vannholdig løsning er vist i Ligning 4.5. Dette er reaksjonsligningen av størst interesse for betong av portlandsement [21].



²Anion, ion med negativ ladning. Vandrer i et elektrisk felt mot den positive elektroden (anoden). Anioner betegnes med et minustegn etter deres kjemiske symbol, f.eks. Cl^{-} eller O^{2-} .

Kalsiumkarbonat utfelt i poresystemet bidrar til økt tetthet og fasthet i betongen. På den andre siden har reaksjonsproduktet kalsiumkarbonat mindre volum enn reaktantene, og kan medføre volumreduksjon og karbonatiseringssvinn som viser seg på betongoverflaten i form av små rissdannelser [3]. Ved omdannelse av kalsiumhydroksid til kalsiumkarbonat vil pH-verdien til porevannet gradvis avta. Når pH-verdien er kommet rundt 8-9, vil passivsjiktet til armering løses opp. Ved gunstig tilgang på luft og fuktighet ($RF > 60-65\%$) vil armeringen kunne begynne å korrodere. Karbonatisering starter ved overflaten og beveger seg innover i betongen. Karbonatiseringsfronten beveger seg med avtakende hastighet siden CO_2 må diffundere gjennom porene som allerede er karbonatisert og transportavstanden øker. Hastigheten til karbonatiseringsfronten kan beskrives ved

$$d = K \cdot t^{1/n} \quad (4.6)$$

hvor d er dybden av karbonatisering, og t er tiden i år. n er ofte lik 2. K er karbonatiseringskoeffisienten i $mm/\text{år}^{1/2}$, og inneholder diffusjonskoeffisienten D , konsentrasjonen av CO_2 ved overflaten og mengden alkaliske komponenter som er konsumert. Hastigheten avhenger også av faktorer tilknyttet betongen og omgivelsene. Tettheten til betongen er den primære faktoren som styrer hvor fort karbonatiseringsprosessen vil gå. I tillegg til tetthet er blant annet overdekningens tykkelse, v/c-tall, materialvalg og rissvidder av betydning. Fuktnivået i omgivelsene og i betongen spiller også en viktig rolle for karbonatiseringshastigheten. Diffusjon av CO_2 gjennom vannfylte porer går svært trengt i forhold til gjennom luftfylte porer, og diffusjonen vil dermed avta med økt fuktighet. En helt tørr betong vil heller ikke karbonatisere siden prosessen er avhengig av vann. Karbonatiseringsprosessen foregår ved relativ fuktighet, RF, i området 40-90%, men skjer hurtigst i området 50-60% [21].

4.2.3 Kloridinitiert armeringskorrosjon

Det er hovedsakelig to årsaker til kloridinnhold i betongen

- Kloridholdige delmaterialer
- Diffusjon/inntrenging fra omgivelsene

Økt bevissthet rundt kloridinitiert armeringskorrosjon har ført til strengere krav til delmaterialene brukt i betong, og man dimensjonerer i dag med 100 års levetid for nye betongbruer. Moderne standarder for betongkonstruksjoner setter restriksjoner for kloridinnholdet i fersk betong. I følge EC2:1-1 [16], er maksimalt tillatt kloridinnhold 0,2-0,4 % av sementvekten for slakkarmerte konstruksjoner og 0,1% for spennarmerte konstruksjoner. Dette har eksempelvis medført at herdingsakseleratorer som inneholdt klorider brukt i konstruksjoner bygget før midten av 1980-tallet, ikke er tillatt i dag. Andre delmaterialer som tilslaget, sement og vann kan også inneholde klorider. Sement og silikastøv bidrar begge siden de inneholder ca. 0,02-0,05 vekt% klorider. Der det er brukt sjøsand eller sjøvann i blanding vil innholdet av klorider kunne være større enn 0,1% av sementvekten. Disse konstruksjonene kan etter dagens regelverk ikke stå i kloridholdige miljø. Fram til midten av 1980-tallet var det få krav til betongkvalitet etter

hvilket miljø konstruksjonen skulle stå i. Derfor ser man i dag flere bruer i kloridholdige miljøer hvor det er brukt sjøsand eller sjøvann [14]

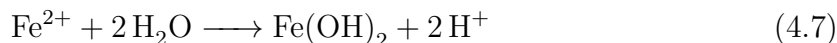
Under produksjon av betong vil kloridene fordele seg jevnt i betongen. Noen av kloridene binder seg til faststoffstrukturen, men den resterende andel opptrer som frie klorider i porevannet. Sett i sammenheng med armeringskorrosjon, er det andelen frie klorider i porevannet som er av betydning. Kloridene binder seg til aluminat, C_3A , i sementen og danner såkalt Friedels salt som er stabilt ved høy pH. Høyt innhold av C_3A vil dermed redusere innholdet av frie klorider, men vil gjøre betongen mer utsatt for sulfatangrep som vil kunne føre til ekspansjon av betongen og følgelig riss og oppsprekking [19, 3]

Diffusjon eller inntrenging fra omgivelsene er et resultat av konsentrasjonsgradienter eller kapillær transport som følge av stadige tørke-/fuktesykluser. Diffusjon foregår i delvis eller helt vannfylte porer, og er avhengig av blant annet v/c-tall, sementtype, temperatur, porøsitet, overdekning. Når klorider diffunderer inn i konstruksjonen vil noen av kloridene bindes til faststoffstrukturen, mens resten vil opptre som frie klorider. Kloridene kan stamme fra blant annet vegsalter, svømmehaller eller fra sjøvann og utgjør et stort problem for blant annet bruer, parkeringsanlegg, kaier etc. Kloridinntrenging fra vegsalter anses som mer skadelig sammenlignet med sjøvann. Årsaken til dette er at sjøvann inneholder flere ulike forbindelser som kan reagere med bestanddeler i betongen og danne uløselige salter som kan gi en tetteeffekt. Vegsalter har ikke en slik effekt [3].

Pittingkorrosjon

Halider ³ fører til angrep på armeringsjernets passivfilm og kan føre til lokal nedbrytning. Denne formen for korrosjon kalles pittingkorrosjon eller groptæring. I motsetning til generell korrosjon som angriper jevnt over hele overflaten av armeringsstangen, vil pittingkorrosjon kunne gi korrosjon konsentrert til enkelte områder. Det lokale angrepet går gjerne dypere enn generell korrosjon.

Når en grop er dannet vil geometrien på gropen forhindre massetransport, og oksygenet vil etterhvert kunne blir brukt opp. Som resultat vil reduksjon av oksygen begrense seg til overflaten nær gropen, mens inne i gropen vil det skje en langsom anrikelse av jernoksid, Fe^{2+} etterhvert som oksygenet blir brukt opp. For å forhindre repassivering må løsningen i gropen beholde det aggressive miljøet. De oppløste jernionene hydrolyserer og forårsaker en forsurening av anolytten, eksempelvis gjennom Ligning 4.7.



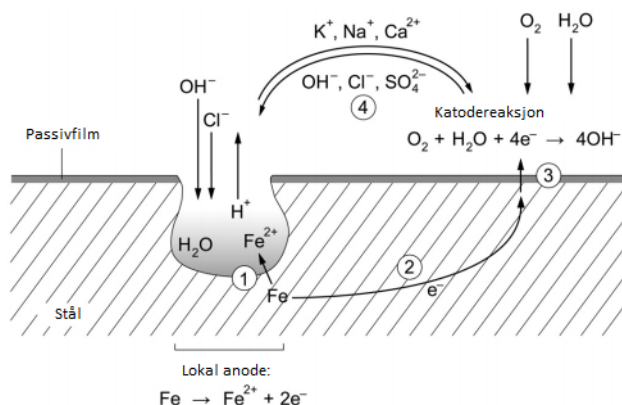
Figur 4.3 viser hvordan anrikelse av jernoksider og påfølgende hydrolyse av jernioner oppstår. Stegene i reaksjonen er som følger:

1. Oppløsning av jern ved anoden

³Forbindelse av to grunnstoffer hvor det ene er et halogen og det andre er mer elektropositivt enn halogenet. Eks. $NaCl$ (bordsalt), $CaCl_2$ (vegsalt) [22]

2. Elektronstrøm via metallet
3. Katodereaksjon
4. Ionestrøm gjennom elektrolytten

For å opprettholde elektronnøytralitet og balanse må anionene bevege seg inn i gropen og kationene ⁴ migrere ut. I nøytrale og alkaliske løsninger vil hydroksid migrere til gropen og hindre fall i pH. Forsuring av anolytten kan derfor bare foregå ved tilstedeværelse av andre negativt ladde ioner enn OH⁻, som for eksempel klorid- og sulfationer.



Figur 4.3: Skjematisk illustrasjon over kloridindusert pittingkorrosjon [4]

Ved pittingkorrosjon vil det dannes en mikrocelle hvor anoden og katoden er separerte. Området som ikke lenger er beskyttet av passivfilmen vil være anoden, mens området som fortsatt har sitt beskyttende passivlag vil fungere som katode. Strømmen fra anoden til de omliggende katodeområdene vil faktisk være med på å øke kloridkonsentrasjonen og senke alkaliteten i spalten. For katoden vil imidlertid prosessen forsterke passivfilmen siden kloridene fraktes bort til anoden. Som konsekvens vil denne situasjonen stabilisere seg, og korrosjonen blir dermed akselerert. Dette kan gi en kraftig økning i korrosjonshastigheten og påfølgende hurtig reduksjon av tverrsnittarealet til armeringen uten synlige tegn som opprissing og avskalling. Dette gjør groptæring til en potensielt alvorligere korrosjonsform enn den forårsaket av karbonatisering [21].

Kritisk kloridinnhold

Det er tidligere nevnt at det er mengden frie klorider i porevannet som er av betydning om kloridinitert korrosjon finner sted. Man opererer ofte med en verdi C_{crit} som er terskelverdien som er nødvendig for initiering av pittingkorrosjon. Det er imidlertid stor usikkerhet tilknyttet denne verdien. Resultater fra litteraturen varierer over en stor skala avhengig av ulike definisjoner, forskjellige testmetoder og testforhold. Variasjonen

⁴negativ ladde ioner

skyldes også den stokastiske naturen og kompleksiteten av pittingkorrosjon. Dette gjør at relativt konservative verdier tilknyttet C_{crit} anvendes i dag [23].

Det er i hovedsak to ulike definisjoner av C_{crit} . Den første definisjonen angir det kritiske kloridinnholdet til å være den nødvendige mengden for å løse opp passivfilmen til stålet. Den andre definisjonen er av en mer praktisk art, og er forbundet med synlig eller "akseptert" nedbrytning av den armerte konstruksjoner. Definisjon 1 er mer presis, og er direkte relatert til depassiviseringen. Definisjon 2 vil føre til høyere verdier for C_{crit} da det vil gå lengre tid før kloridinnholdet blir bestemt. Ulik tolkning av hva som er "akseptert" nedbrytning gjør at det er stor spredning på de rapporterte verdiene [23].

Kritisk kloridinnhold er vanligvis uttrykt som totalt kloridinnhold relativt til vekten av sement. I Norge er en allmenn akseptert grense for C_{crit} satt til 0,4 %-Cl av sementvekten [23] for slakkarmering. Dette tilsvarer rundt 0,07 %-Cl av betongvekten. Dette er verdien som er satt som grense for mulig kloridinitert armeringskorrosjon i spesialinspeksjon [5]. For spennarmert betong og betong utsatt for kloridbelastning er grensen for kloridinnhold satt til 0,1% av sementmassen. Dette er konservative verdier, og erfaringsmessig ser man at kloridinnholdet kan være langt høyere uten at det pågår skadelig armeringskorrosjon [24].

Korrosjonsfaren kan forklares ut i fra et elektrokjemisk ståsted, hvor det er potensialet til stålet relativt til pittingpotensialet som bestemmer om korrosjon vil oppstå eller ikke. I tillegg vil verdien av C_{crit} være direkte avhengig av beskyttelsen av stålet [23]. Nedenfor er det listet opp noen parametere som påvirker C_{crit} :

- pH-verdi til porevannet
- Potensialet til stålet
- Konsentrasjonen av hydroksidioner i porevannet
- Tilsetningsmaterialer - Silikastøv fører til økt fasthet og tetthet og en dermed redusert permeabilitet. Det er også vist at silikastøv reduserer den elektriske motstandsevnen. Flyveaske viser også en positiv effekt
- Overflateforhold til stålet
- v/b-forhold - Lavt v/b-forhold vil gi større hydratiseringsgrad og dermed en tettere betong (jf. Avsnitt 4.1)
- Fukt- og oksygeninnhold - Begge er nødvendige for at korrosjon skal framskride. Mangel på en av faktorene vil forhindre korrosjon.
- Kloridkilde - CaCl_2 har større korroderende effekt sammenlignet med NaCl
- Overdekning

Flere av årsakene henger sammen, og det er sagt at forholdene på ståloverflaten sammen med pH-verdien i porevannet og stålpotensialet som er de dominerende parameterne. Likevel er det mange faktorer som spiller inn, og det viser kompleksiteten i å fastsette en grenseverdi for kritisk kloridinnhold [23].

Når karbonatiseringen blir kombinert med kloridinntrengning, kan initieringsperioden forkortes vesentlig. Karbonatisering fører til redusert pH-verdi i betongen, og kan dermed løs de bundne kloridene. Kloridinnholdet foran karbonatiseringfronten vil derfor øke, og føre til at kritisk kloridnivå blir vesentlig lavere enn når pH blir lavere på grunn av karbonatisering.

4.2.4 Kjemisk nedbryting

Kjemisk nedbryting vil si kjemiske prosesser mellom betongens bestanddeler og stoffer som trenger inn i betongen utenfra. Det skilles mellom to hovedtyper av kjemisk nedbryting:

- Oppløsning av betongens bindemidler
- Dannelse av reaksjonsprodukter med sprengvirkning

Felles for all kjemisk nedbryting er at det forutsettes et fuktig miljø i betongen for at de kjemiske reaksjonene skal kunne skje [3]. Om betongen er tett nok vil ikke det kjemiske angrep være av betydning. v/c -tallet er den viktigste faktoren som styrer dette [25].

Alkalireaksjoner

Noen typer aggregater kan reagere med Na^+ , K^+ og OH^- -ionene i porevannet og kunne føre til ekspansjon. Alkalireaksjoner kan deles inn i to hovedtyper. Den første, og den mest hyppigste er alkalisilikareaksjon (ASR). Mindre vanlig er alkalikarbonatreaksjoner (AKR). Det finnes også en tredje reaksjon som også er en alkalisilikareaksjon, men en mer kompleks form for ASR. ASR og AKR er en av de hyppigste årsakene til skader på betongkonstruksjoner i mange land, der i blant Norge.

ASR opptrer ved at det skjer en kjemisk reaksjon i den herdede betongen mellom silikabestanddeler og den alkaliske løsningen i porene. Reaksjonsproduktet er en alkalisilika gel som vil ekspandere i kontakt med vann fra sementpastaen eller omgivelsene. Ekspansjonen vil kunne føre til opprissing av betongen og redusert strekkapasitet som i verste fall vil kunne ha betydning for konstruksjonens bæreevne. Opprissingen gir et karakteristisk krakeleringsmønster på overflaten, slik det er vist Figur 4.4 [21].



Figur 4.4: Typisk krakelermønster på en betongkonstruksjon utsatt for alkalisilika-reaksjon

Norske tilslag er ansatt som ”langsomt reagerende” og første tegn på alkalireaksjoner kommer normalt etter 15-20 år. Hvor hurtig reaksjonen går er avhengig av betongsammensetning. Betingelse for at en skadelig alkalireaksjon oppstår er høyt fuktinnhold i betongen (>80%), alkalireaktivt tilslag og høyt alkaliinnhold. Disse betingelsene må alle være oppfylt samtidig. Høye temperaturer vil være med på å fremskynde reaksjonsprosessen [3].

Sulfatangrep

Sulfater finnes i sjøvann, grunnvannet og i avløpsvann. Sulfatangrep er forårsaket av inngress av sulfater som reagerer med hydratiseringsproduktene fra sementen. Reaksjonen mellom sulfater og aluminatproduktene anses som den viktigste reaksjonen. Denne reaksjonen resulterer i dannelsen av ettringitt som er betegnet som den viktigste årsaken til nedbryting av betong som følge av sulfatangrep. Reaksjonsproduktene har et større volum i forhold til reaktantene og vil føre til en innvendig ekspansjon. Dette fører til innvendige spenninger som kan resultere i riss og oppsprekking [26].

Nitratangrep

Nitratangrep vil i likhet med sulfatangrep føre til en kjemisk ekspansjon hvor reaksjonsproduktene har større volum enn reaktantene. Nitratangrep er mest vanlig i betong som er i kontakt med enten naturgjødsel eller kunstgjødsel. Naturgjødsel vil i tillegg utvikle ammoniakk over tid som kan løse opp betongen. Nitrat er også kjent for å føre til spenningskorrosjon og armeringssprøhet [3].

Syreangrep

Betong er normalt alkalisk, med høy pH. Dette gjør at et syreangrep vil kunne være svært alvorlig avhengig av type syre, syrekonsentrasjon og temperatur. Angrepet skjer ved at betongens bindestoffer omdannes til ikke-bindende kjemiske forbindelse, og føre til at betongen løses opp [3].

Utluting

Utluting eller kalkutvasking opptrer ved oppløsning og utvasking av kalsiumhydroksid fra betongen. Når vann kommer i kontakt med lettløselig kalk vil det løses opp og kunne bli transportert ut av betongen. Den konstruktive betydningen er liten dersom betongen er av vanlig god kvalitet. Utlutning er derfor mer et estetisk problem [3].

4.2.5 Fysiske påkjenninger

Frostangep

Betongen har normalt et porevolum i størrelsesorden 120-180 liter per kubikkmeter betong. Porestørrelsen og strukturen er slik at porene lett fylles med vann, spesielt når betongen er i direkte kontakt med en vannkilde. Når vann fryser vil det utvide seg med ca. 9 volum-%. Volumutvidelsen fører til indre trykkspenninger i porene som vil gi strekkspenninger i betongen. Når disse strekkspenningene overstiger strekkapasiteten til betongen vil det føre til rissdannelser. Det er usikkerhet tilknyttet mekanismen bak frostnedbryting, men de to viktigste hypotesene er hydraulisk trykk og osmotiske effekter [3]. Disse teoriene vil ikke bli forklart videre her.

Temperaturpåkjenninger

En konstruksjon utsettes ofte for temperaturpåkjenninger fra herdeprosessen og fra omgivelsene. Når betong utsettes for varme vil den ekspandere, og i motsatt tilfelle trekke seg sammen ved avkjøling. Dersom betong opplever å bli holdt igjen ved avkjøling, vil betongen påføres strekkspenninger, og det kan risse opp.

Når betong herder vil det utvikle seg varme som følge av de kjemiske reaksjonene. Varmemengden som avgis er avhengig av blant annet sementmengde, pozzolaner og tykkelse av tverrsnittet. Ved massive tverrsnitt kan temperaturen komme opp i 70-80°C, og føre til store temperaturgradienter som kan resultere i riss. Høy herdevarme kan også føre til en mer porøs betong, med lavere fasthet og gjøre den mer utsatt for nedbryting.

Overbelastning

Overbelastning fra store laster vil kunne føre riss og avskalling. Dette er spesielt vanlig for bruer, kaier ol, som blir utsatt for tunge laster fra kjøretøy. Rissene i konstruksjonen vil være levende. Det vil si at rissvidden varierer med påkjenningen. Rissene vil kunne føre til at aggressive stoffer trenger inn i konstruksjonen og forsterker nedbrytningsprosessen.

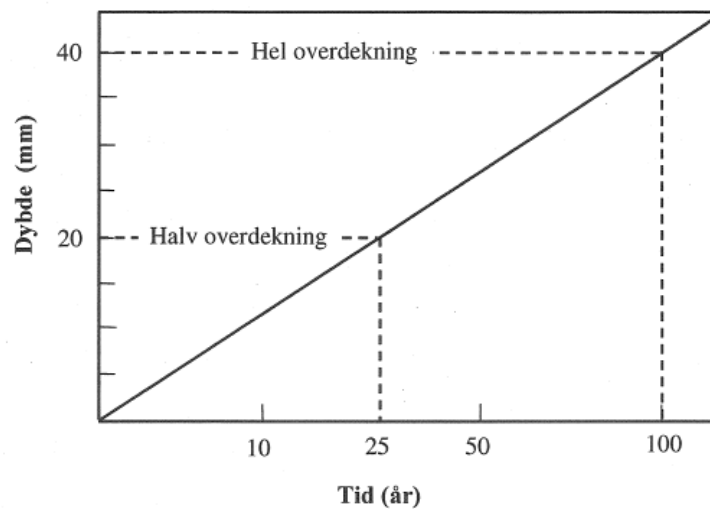
4.3 Tiltak for å øke bestandigheten

Tiltak for god bestandighet starter i planleggingsfasen av konstruksjonen når beregninger utføres, detaljer blir tegnet og materialer velges. Eksempelvis er det viktig at fuger og drenering bør detaljeres nøye. Tett armering kan være uheldig da dette vanskeliggjør utstøpingsarbeidet. Tiltak gjøres videre i valg av bestanddeler i betongen, plassering, komprimeringsarbeid og herdeforhold. Forebyggende tiltak for å forhindre nedbrytning vil fortsette gjennom hele levetiden til konstruksjonen med jevnlig inspeksjoner, overvåkning og vedlikehold. Standarder, regelverk, forskrifter og SVVs håndbøker gir prosjekteringsforutsetninger som skal følges for å oppnå tilfredsstillende bestandighet. Dette avsnittet inneholder en oversikt over ulike tiltak som gjøres for å oppnå en bestandig betong.

4.3.1 Overdekning

Tilstrekkelig overdekning er et av de mest konstruktive tiltakene for å øke bestandigheten. Overdekningen gjelder fra betongoverflaten og til nærmeste konstruktive armeringsstang. For brukonstruksjoner der dekkekonstruksjonen er i betong skal ikke slitelaget regnes som overdekning [17]. Minimum overdekning for spennstål og slakkarmering i ulike eksponeringsklasser er gitt i standardene. Unntak der det kreves større minimumsoverdekning enn det som er gitt i standardene, finnes i håndbok 185 [17].

I bestandighetssammenheng har overdekning stor innvirkning på inntrengingshastigheten av klorider og karbonatisering i betongkonstruksjonen, og er dermed en av de viktigste faktorene som styrer lengden av initieringsfasen. Karbonatiseringsfronten trenger inn i betongen med en hastighet tilsvarende eller lavere enn kvadratrotten av tiden. Det vil si at en halvering av overdekningen medfører at initieringsperioden reduseres til med mer enn tre fjerdedeler, slik det er vist i Figur 4.5.



Figur 4.5: Overdekningens betydning for initieringstiden med hensyn på karbonatisering [3]

Økt overdekning har også innvirkning på initieringsperioden ved kloridinntrenging, og overdekningens betydning følger i prinsippet samme kurveforløp som for karbonatisering. For å forhindre armeringskorrosjon er det derfor nødvendig med tiltak for å sørge for at overdekningskravene er tilstrekkelig og oppfyller de kravene gitt i standardene.

4.3.2 Rissvidde

Krav til begrensning av rissvidde bestemmes i standardene ut i fra miljøet konstruksjonen utsettes for og type armering. Eksempelvis vil maksimal tiltatt rissvidde for konstruksjoner utsatt for luftbårne klorider være 0,39 mm for armerte konstruksjonsdeler. Årsaken til at riss oppstår er mange og riss opptrer på svært ulike måter. Bøyeriss går vanligvis vinkelrett på lengdearmeringen og stopper ofte nær dybden av armeringen, mens riss på grunn av plastisk riss ofte går parallelt med armeringsstengene og kan gå gjennom store deler av tverrsnittet.

Flere studier har vist at det ikke er en presis korrelasjon mellom rissvidden og korrosjonsfaren så lenge rissvidden er under 0,4-0,5 mm. Korrosjonsfaren henger i større grad sammen med forhold som miljøet rundt konstruksjonen og betonegenskaper som overdekning og permeabilitet. Eksempelvis vil korrosjonsraten i en tørr eller vannmettet betong, hvor rissvidden er betydelig, kunne være neglisjerbar. Dette vil ikke være tilfelle om konstruksjonen opplever stadige tørke-/fuktesykluser og vanninnhold like under metningspunktet. Riss og sprekker vil kunne redusere initieringsperioden ved å gjøre armeringsstengene mer eksponert for klorider, karbonatisering og andre nedbrytningsmekanismer [21]

4.3.3 Permeabilitet

En tett betong reduserer faren for at skadelige stoffer trenger inn i betongen, og vil på den måten forsinke nedbrytningen. Permeabiliteten styres i stor grad av masseforholdet mellom vann og binder, v/b-tallet. Tilslagetets kvalitet, partikkelstørrelse og sammensetning av bestanddeler er også av stor betydning. I Eurokodene er det gitt krav til eksponeringsklasser og bestandighetsklasser. Med eksponeringsklasse menes type miljøpåkjenninger konstruksjonen utsettes for i løpet levetiden. Eksponeringsklassene er basert på nedbrytningsmekanismer, for eksempel klorider, frost etc. For konstruksjonsdeler som ligger innenfor flere typer eksponeringsklasser velges den strengeste klassen. I EC2:1-1 er det gitt følgende eksponeringsklasser:

- X0: Ingen risiko for korrosjon eller angrep
- XC1-3: Korrosjon framkalt av karbonatisering
- XD1-3: Korrosjon framkalt av klorider som ikke stammer fra sjøvann
- XS1-3: Korrosjon framkalt av klorider fra sjøvann
- XF1-4: Fryse-/tineangrep
- XA1-3: Kjemiske angrep

Bestandighetsklassen velges på bakgrunn av eksponeringsklassen og angir betongtyper som tåler de aktuelle miljøpåkjenningene. Det er seks bestandighetsklasser som angir krav til betongblandingen og valg av bestanddeler. Klassene er angitt med M eller MF og et nummer. F betyr at betongen skal være frostresistent. Den beste klassen er MF40. MF40 skal ha et maksimal v/b-tall på 0,40, minimum luftinnhold på 4% for frostsikring og minimum effektiv binder-innhold på $330\text{kg}/\text{cm}^3$ [25].

4.3.4 Andre tiltak

- God utførelse - krav til forskaling, armering, utstøping, geometriske toleransekrav etc
- Krav til maksimalt kloridinnhold i fersk betong (jf. Avsnitt 4.2.3)
- Rustfri armering
- Overflatebehandling
- Katodiskbeskyttelse

Kapittel 5

Tilstand

I dette kapitlet vil bruas tilstand bli beskrevet. Beskrivelsen av tilstanden vil i hovedsak bygge på tilstandsundersøkelser. Inspeksjon av det katodiske anlegget på brua ble utført i 2005 og 2010 av henholdsvis Aas-Jakobsen og Corroteam. Spesialinspeksjon ble utført av Rambøll i 2011, på vegne av Statens vegvesen. En spesialinspeksjon har som formål å undersøke nærmere skader, bevegelser og nedbrytningsmekanismer som allerede er påvist. Inspeksjonen omfatter visuell kontroll, oppmålinger og materialundersøkelser. Den skal være så nøyaktig at skadetype, konsekvens, omfang og årsak kan bestemmes [24]. I forbindelse med inspeksjonen ble det benyttet underbrulift ved inspeksjonen av bjelke, underkant av plate og pilarer. Det er i tillegg gjennomført en egen befaring av bjelke, underkant av plate og pilarer ved bruk av underbruslift. Egne observasjoner vil supplerere inspeksjonsrapportene.

5.1 Katodisk anlegg

Undersøkelser gjort på 80-tallet viste at mye av armeringen på Nerlandsøybrua hadde begynt å korrodere i store områder og at skadeomfanget på grunn av kloridinntrenging utviklet seg raskt. Den slanke konstruksjonen og tett armeringsføring gjorde det vanskelig å reparere brua på konvensjonell måte. Katodiske beskyttelse av betongbruer med AHEAD-system var på dette tidspunktet under utvikling, og det ble bestemt at man skulle utføre et prøveprosjekt med katodiske beskyttelse på Nerlandsøybrua i perioden 1991-93. Resultatene var så positive at man ville starte generell markedsføring for norske bruer. Komplet rehabilitering av brua med katodiske beskyttelse ble utført i 1995.

Katodisk beskyttelse med AHEAD-system går ut på at man påfører konstruksjonen et tyntflytende ledende materiale på overflaten hvor det er innbakt strømfordelingsbånd med tilpasset avstand. Tørrfilmtykkelsen er 150 μm . En pulset likespenningskilde blir koblet med negativ pol til armeringen og positiv pol til den ledende primer som nå virker som anoden. Utenpå det ledende materialet blir det lagt en toppmaling. Hensikten med anlegget er å redusere den totale ionemigrasjonen. Et katodisk anlegg endrer po-

tensialet til stålet slik at korrosjonshastigheten blir sterkt redusert. Pulseringen virker også positivt på fuktbalansen, og med det på den elektriske motstanden i betongen.

Tilstandsanalysene av katodeanlegget som er utført de siste årene avdekket i likhet med spesialinspeksjonen utført av Rambøll, omfattende delaminering og avskalling som følge av korrosjon. Avflassing av anode og overflatebelegg er et generelt problem over hele brua. Dette er et spesielt problem i områder hvor det er brukt epoksyforsegling av sølvbånd og stålbiter og i områder med lite fall. Det er også avflassing i forbindelse med rissene. Det er usikkert hvor elastisk det ledende belegget er, og hvor mye de påvirker strømfordelingen og kontinuiteten.

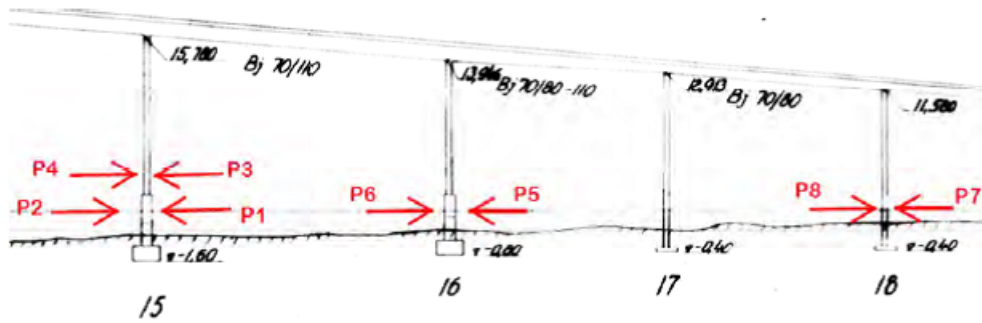
AHEAD-anode har vist seg å avgi for lite strøm. Anlegget trenger maks driftsspenning på 2,0 V, men på grunn av mye brudd i sølvbåndet er spenningen helt nede i 0,4V enkelte steder. Dette er trolig årsaken til at det oppstår korrosjonsskader i lokale områder. Anlegget har behov for utbedring og reparasjon om det skal fungere optimalt. Det vil imidlertid ikke bli utført vedlikehold av anlegget i framtiden på grunn av krevende og kostbart vedlikeholdsarbeid og usikkerhet tilknyttet restlevetiden til brua.

Ved katodisk beskyttelse øker faren for hydrogensprøhet i spennarmeringen. Ut i fra ferdigbrutegningene ser det ut til at spennkablene er i berøring med den ordinære armeringen, slik at spennarmeringen påtrykkes den samme spenningen som slakkarmeringen. Hydrogensprøhet vil forekomme når hydrogenatomer diffunderer inn i stålet og fanges i brister i det molekylære, kubiske stålgitteret. Det forårsaker en ”låsing” av metallet molekylære gitter og medfører tap av stålets strekkeegenskaper som igjen gir økt risiko for at stålet rynker under store strekkbelastninger [21]. Dette trenger nødvendigvis ikke utgjøre noe stor fare siden spenningen på det katodiske anlegget er relativt lav.

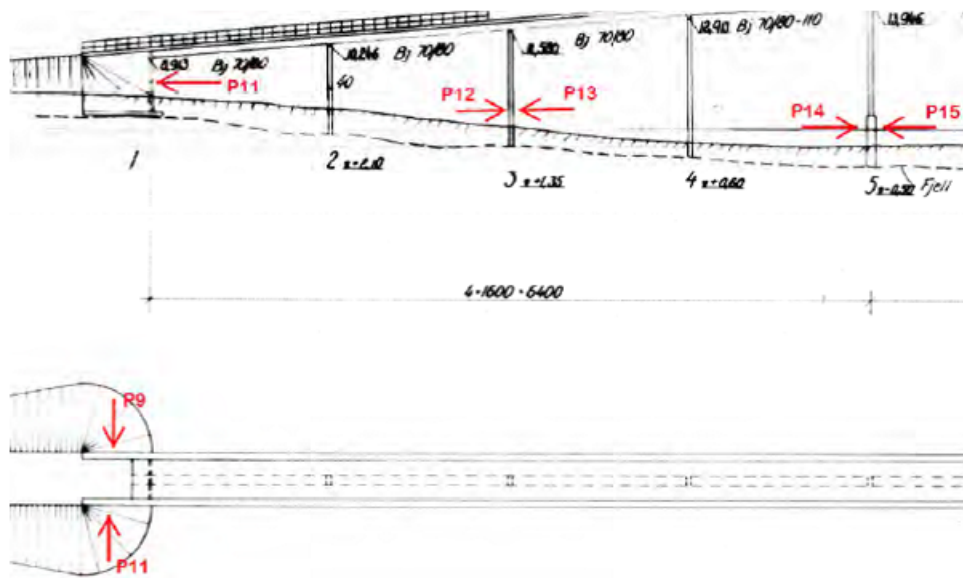
5.2 Materialundersøkelser

I forbindelse med spesialinspeksjonen er foretatt materialundersøkelser i tillegg til den visuelle inspeksjonen for å få en grundigere vurdering av skadebildet. Det er utført målinger av betongoverdekning, karbonatiseringsdybde og kloridinnhold. Målingene er utført på samme prøvesteder. De totalt 27 enkeltmålingene er fordelt på landkar, bruoverbygning og pilarer/fundament. Figur 5.1-5.4 er hentet fra spesialinspeksjonsrapporten [5] og viser plassering av prøvene på bruas ulike konstruksjonsdeler.

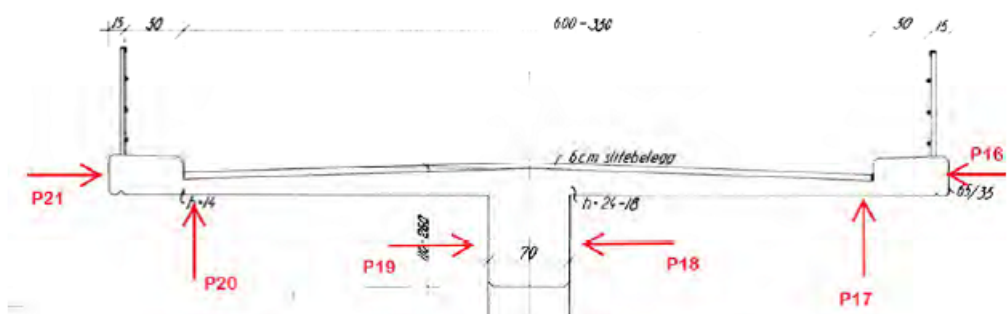
Resultatene fra materialprøvene er sammenstilt i Tabell 5.1 for å få en systematisk oversikt. Kloridinnholdet er framstilt med fargekoder etter korrosjonsfaren. Grønt angir liten korrosjonsfare, blått angir mulig kloridinitiert korrosjon, mens rødt angir sannsynlig kloridinitiert korrosjon. Oversikt over intervallene som angir korrosjonsfaren er gitt i Tabell 5.2



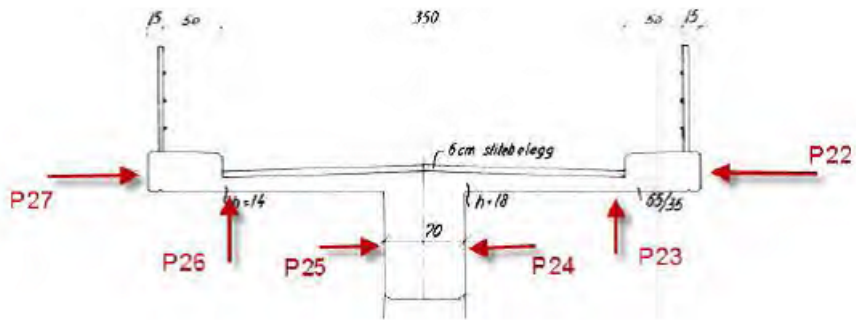
Figur 5.1: Prøveplassering P1 til P8



Figur 5.2: Prøveplassering P9 til P15



Figur 5.3: Prøveplassering i feltmidte i hovedspenn, akse 10-11, P16 til P21



Figur 5.4: Prøveplassering i akse 3+1m, P22 til P27

Tabell 5.1: Framstilling av resultater fra materialundersøkelser [5]

Prøve nr.	Lokalisering	Armerings-overdekn. Dybde [mm] minimum	Karbona-tisering Dybde [mm]	Kloridinnhold %CL/BET			
				Dybde [mm]			
				0-10	10-20	20-40	40-60
P1	Fundament akse 15, side mot A16, i skvalpesonen	56	0	0,917	0,743	0,556	0,405
P2	Fundament akse 15, side mot A14, i skvalpesonen	52	0	1,549	0,908	0,792	0,444
P3	Pilar akse 15, side mot A16, 0,5m over fund.	45	0	0,242	0,153	0,067	0,037
P4	Pilar akse 15, side mot A14, 0,5m over fund.	31	0	0,185	0,204	0,126	0,055
P5	Pilar akse 17, side mot A18, 0,5m over fund.	31	0	0,263	0,238	0,248	0,161
P6	Pilar akse 17, side mot A16, 0,5m over fund.	36	0	0,336	0,219	0,129	0,055
P7	Pilar akse 19, side mot A20, 0,5m over fund.	39	0	0,132	0,100	0,021	0,003
P8	Pilar akse 17, side mot A18, 0,5m over fund.	38	0	0,139	0,126	0,058	0,006
P9	Landkar akse 1, venstre sidevegg landkar	36	0	0,075	0,036	0,010	0,002
P10	Landkar akse 1, frontvegg landkar	20	4	0,015	0,072	0,062	0,018
P11	Landkar akse 1, høyre sidevegg landkar	40	0	0,077	0,058	0,021	0,004
P12	Pilar akse 3, side mot A2, 1,5m over bakke	30	0	0,094	0,089	0,039	0,009
P13	Pilar akse 3, side mot A4, 1,5m over bakke	26	0	0,089	0,064	0,034	0,014
P14	Fundament akse 5, side mot A4, i skvalpesonen	46	0	0,139	0,125	0,113	0,087
P15	Fundament akse 5, side mot A6, i skvalpesonen	31	0	0,284	0,334	0,267	0,229
P16	Plate akse 10-11, feltmidte, høyre platekant	22	0	0,229	0,020	0,044	0,001
P17	Plate akse 10-11, feltmidte, uk.plate, høyre side	25	0	0,212	0,150	0,225	0,184
P18	Plate akse 10-11, feltmidte, høyre sidekant	20	1	0,135	0,121	0,112	0,055
P19	Plate akse 10-11, feltmidte, venstre side	31	0	0,132	0,094	0,044	0,019
P20	Plate akse 10-11, feltmidte, uk.plate, venstre side	23	0	0,057	0,071	0,061	0,035
P21	Plate akse 10-11, feltmidte, venstre platekant	17	0	0,169	0,154	0,069	0,036
P22	Akse 3 +1 m, høyre platekant	20	0	0,260	0,170	0,112	0,064
P23	Akse 3 +1 m, uk.plate, høyre side	26	2	0,247	0,214	0,205	0,173
P24	Akse 3 +1 m, høyre sidekant bjelke	43	1	0,302	0,259	0,188	0,094
P25	Akse 3 +1 m, venstre sidekant bjelke	35	0	0,183	0,125	0,096	0,019
P26	Akse 3 +1 m, uk.plate venstre side	27	0	0,176	0,196	0,155	0,093
P27	Akse 3 +1 m, venstre platekant	20	0	0,185	0,184	0,147	0,061

5.2.1 Betongoverdekning

Måling av betongoverdekningen ble utført med Micro Covermeter. Det ble utført kontroller for å bekrefte at målingene stemte. Der dette ble kontrollert, viste målingene godt samsvar med virkelige dybder [5]. Resultatene fra prøvestedene er framstilt i Tabell 5.1, og viser varierende overdekning over hele brua, men også innad på de ulike konstruksjonselementene. Oppsummert viser målingene av overdekningen til slakkarmeringen varierer som følgende:

Konstruksjonselement	Overdekning [mm]
Fundament	31-56
Pilarer	26-45
Landkar	20-44
Bruplate	17-27
Bjelke	20-43

Overdekningen har som hensikt å øke betongens bestandighet. Tykkelsen av overdekningen har stor betydning for hvor lang tid det tar før klorider og karbonatiseringsfronten når armeringen. Erfaringsmessig ser man at betongkonstruksjoner fra 1960- og 70-tallet har liten og varierende betongoverdekning. I denne perioden var det stort fokus på fasthet, styrke og slanke konstruksjoner. Dette resulterte i bruk av mye armering og liten overdekning. Man ser også at regler og erfaringer fra bruer i ikke-værharde strøk ble anvendt i de mer værharde strøkene. Etter dagens krav skal slanke pilarer i tidevannssonen og skvalpesonen har resulterende minimumsoverdekning på 60-100 mm avhengig av om søylene er beskyttet med ekstra membran, tette belegg o.l [17]. Til sammenlikning er minste overdekningstykkelse på de kontrollerte pilarene på Nerlandsøybrua 26 mm. Flere av fundamentene og pilarene er i konstant kontakt med sjøvann og øker sannsynligheten for kloridinntrengning som kan forårsake armeringskorrosjon.

5.2.2 Karbonatisering

Målingene av karbonatiseringsdybden er utført med indikatorvæske som reagerer med betongens porevann når det sprayeres på bruddflater i betongen [5]. Den ukarbonatiserte betongen farges lilla, mens den karbonatiserte betongen forblir grå. Av Tabell 5.1 ser man at det i all hovedsak ikke er registrert karbonatisering innover i betongen, med unntak av i prøven tatt i frontveggen på landkaret (prøve P10). Landkarene er ikke overflatebehandlet, og det er sannsynligvis årsaken til det er målt noe større karbonatiseringdyde her. Betongoverdekningen i dette punktet er imidlertid målt til å være 4 mm, og karbonatisering vil ikke ha betydning for bruas bestandighet. Erfaringsmessig viser det seg at dette er normalt for kystbruer. Høy vannmetningsgrad i disse bruene er sannsynligvis av årsaken til at karbonatisering ikke utgjør en stor risiko for bestandigheten. Innlandsbruene hvor vannmetningsgraden er generelt lavere, er karbonatisering som regel et større problem.

5.2.3 Kloridinnhold

Det er tatt ut borstøv og målt innholdet av frie klorider i fire dybder; 0-10mm, 10-20 mm, 20-40 mm og 40-60 mm [5].

Kloridinnholdet varierer mye avhengig av hvor på brua prøvene er tatt. Det er generelt høyere kloridinnhold på nordsiden av brua. Dette kommer sannsynligvis av at siden ligger i le for dominerende vindretning. På sørsiden (lo-siden) blir betongen regelmessig "vasket" av regnværet og kloridene har derfor ikke like stor mulighet til å trenge inn i konstruksjonen. Elementene som er i direkte kontakt med sjøvann viser også et høyere kloridinnhold.

Den kritiske grensen for mulig kloridinitiert korrosjon er 0,07 %-Cl av betongvekten. Erfaring tilsier imidlertid at kloridinnholdet kan være høyere uten at det pågår skadelig armeringskorrosjon [24]. For nærmere diskusjon om temaet, se Avsnitt 4.2.3. Tabell 5.2 viser intervaller brukt for å vurdere korrosjonsfaren.

Tabell 5.2: Skala for bedømming av kloridverdier

	Kloridinnhold (%Cl av betongvekt)	Korrosjonsvurdering
Rødt	$> 0,25$	Sannsynligvis kloridinitiert korrosjon
Blått	$0,07 \leq x \leq 0,25$	Mulig kloridinitiert korrosjon
Grønt	$< 0,07$	Liten korrosjonsfare

Av Tabell 5.1 ser man at de mest kritiske verdiene av klorider er målt på fundamentene. Prøvene er tatt av fundamentene i henholdsvis akse 5 og akse 15. Begge fundamentene står i tidevannssonen og er direkte eksponert for sjøvann to ganger i døgnet. Begge fundamentene er overflatebehandlet med ledende belegg og utført med katodisk beskyttelse. Det ledende belegget er imidlertid avsluttet i ulike høyder for hvert av fundamentene. Prøvene for begge fundamentene er tatt i samme høyde. Prøvene for fundamentet i akse 15 er derfor tatt i overgangen mellom bar betong og overflatebehandlingen, mens fundamentet i akse 5 er tatt der hvor betongen er overflatebehandlet. Prøvene viser at fundamentet i akse 5 har de høyeste kloridverdier, og bekrefter at katodeanlegg gir beskyttelse.

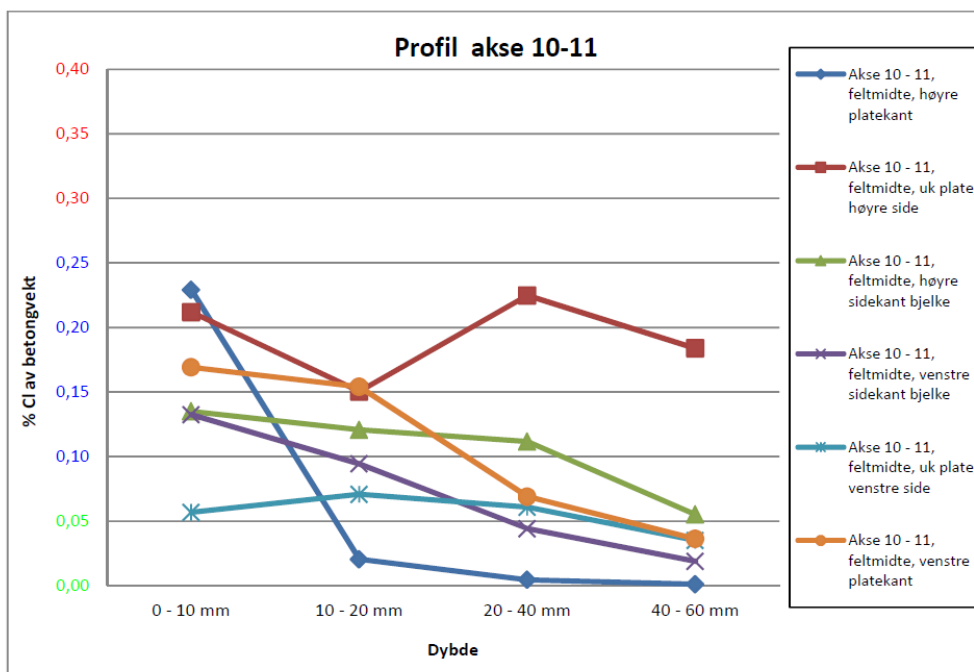
Prosjektert overdekning for fundamentene er 50 mm i følge byggetegningene, og alle prøver indikerer at kloridinnholdet på dybde med armeringen er på et nivå som tilsier at kloridinitiert armeringskorrosjon kan oppstå. Selv om prøvene viser langt lavere kloridinnhold for fundamentet i akse 5 i forholdet til fundamentet i akse 15, er verdiene relativt høye. At verdiene er jevnt fordelt over profilet indikerer at konstruksjonen ikke har vært overflatebehandlet fra byggetidspunktet, og har dermed vært utsatt for klorider før overflatebehandling ble utført [5].

Det er tatt kloridprøver av fire av pilarene på brua. Pilarene i akse 15 og 17 ligger i tidevannssonen og er direkte eksponert for sjøvann. Pilarene i akse 3 og 19 ligger noe inn på land. Alle pilarene er behandlet med ledende belegg og katodisk beskyttelse.

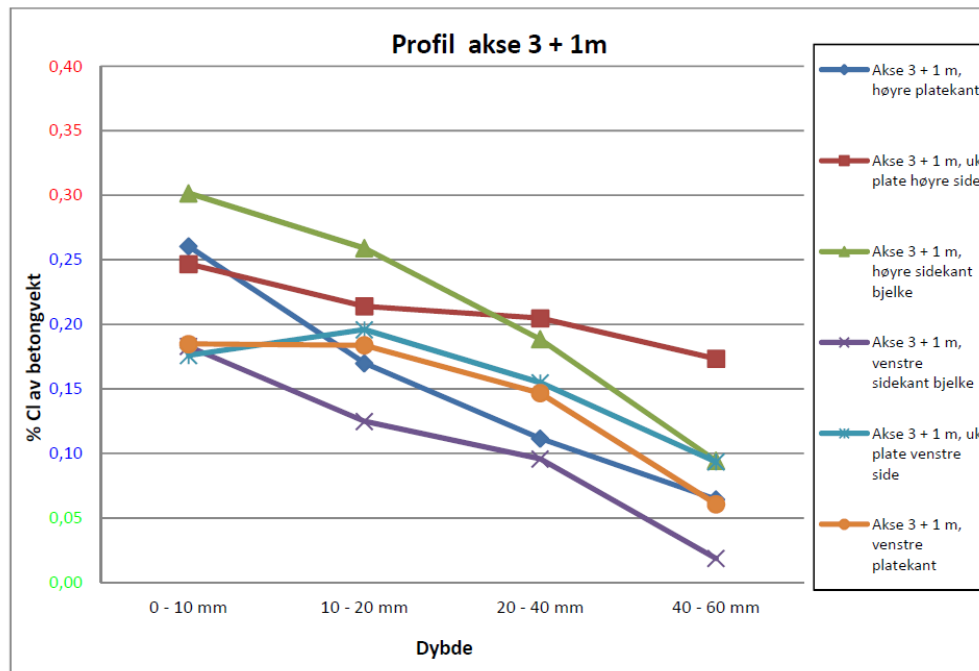
Kloridinnholdet i dybde med armeringen indikerer at kloridinitiert armeringskorrosjon kan oppstå.

Landkaret i akse 1 ligger ca. 60 meter fra sjøvann ved høyvann, og vil i hovedsak være utsatt for luftbårne klorider. Landkaret er ikke overflatebehandlet, og det er ikke montert katodeanlegg. Prøvene viser at kloridinnholdet på dybde med armeringen er rett under den kritiske verdien på 0,07 %Cl.

Det er utført målinger på to steder i underkant av bruovebygning, i henholdsvis akse 3 + 1m og hovedspennet akse 10-11. Figur 5.5 og 5.6 viser kloridprofilene for disse målingene. Bjelken og underkant av brudekket er katodisk beskyttet med ledende belegg. Sidekantene på brua har ikke ledende belegg. Som figuren viser er det nordsiden (høyreside) av brua som har det høyest innhold av klorider. Akse 3 +1m har generelt høyere kloridinnhold enn hovedspennet, noe som er forventet på grunn av lavere høyde over havoverflaten. Prøvene her indikerer at kloridinnholdet er på et nivå hvor armeringskorrosjon kan oppstå. De ubehandlede overflatene på ytterkant av bruplaten har forholdsvis høyt kloridinnhold i ytre del av profilene, men verdiene faller raskt innover i profilen. Dette skyldes trolig at regnvann vasker overflatene.



Figur 5.5: Kloridprofil mellom akse 10 og 11 [5]



Figur 5.6: Kloridprofil ved akse 3 + 1m [5]

For hovedspennet og de tilstøtende spennene (akse 9-12) er det av stor interesse å se om kloridnivået utgjør en potensiell fare for spennarmeringen i bjelken, siden spennarmeringen bidrar med en stor andel av kapasiteten i disse feltene. Nedbrytning vil kunne føre til brudd i stagene som igjen vil kunne bety kollaps av brua. Spennarmeringen består av 16 stålstag med 32 mm diameter. Stagene er sannsynligvis lagt i rør i utsparinger og injisert med mørtel. Det er uklart hvilken type rør dette kan være og robusthet. Et annet usikkerhetsmoment er injiseringsarbeidet som skal sørge for god heftforbindelse mellom spennarmeringen og betongkonstruksjonen. Skjøter utgjør en risiko hvis injiseringsarbeidet ikke utført nøyaktig. Dette kan føre til ingress av klorider i skjøter, som kan gi korrosjonsskader langs kabler. Det ikke mulig å kontrollere dette arbeidet da kablene er støpt inn i det massive betongverrsnittet.

Ferdigbrutegningene viser at prosjektert overdekning til spennarmeringen er 60 mm fra underkant av bjelken og 125 mm fra sidekantene. For spennarmering skal ikke kloridinnholdet i betongen rundt spennarmeringen overstige 0,1 % av sementmengden i følge Eurokode 2 [16]. Dette tilsvarer omtrent 0,015% av betongvekten. Årsaken til dette er at spennarmering er definert som korrosjonsømfintlig armering og har lavere korrosjonsmotstand enn kamstål. Kloridinnholdet fra prøvene indikerer at det i første omgang ikke er overhengende fare for mulig kloridinitiert korrosjon. Det er ikke tatt prøver fra undersiden av bjelken der overdekningen er minst, men det er ingen grunn til å tror at kloridinnholdet er større her enn hva det er på sidekantene av bjelken.

Fra en tilstandsundersøkelse utført i 1987 ble det tatt kloridprøver på 20 prøvesteder på fire dybdenivå til maksimalt 45 mm. Rapporten konkluderte med at de fleste prøvene fra Nerlandsøybrua hadde kloridinnhold over kritisk verdi (da 0,06%-Cl av betongvek-

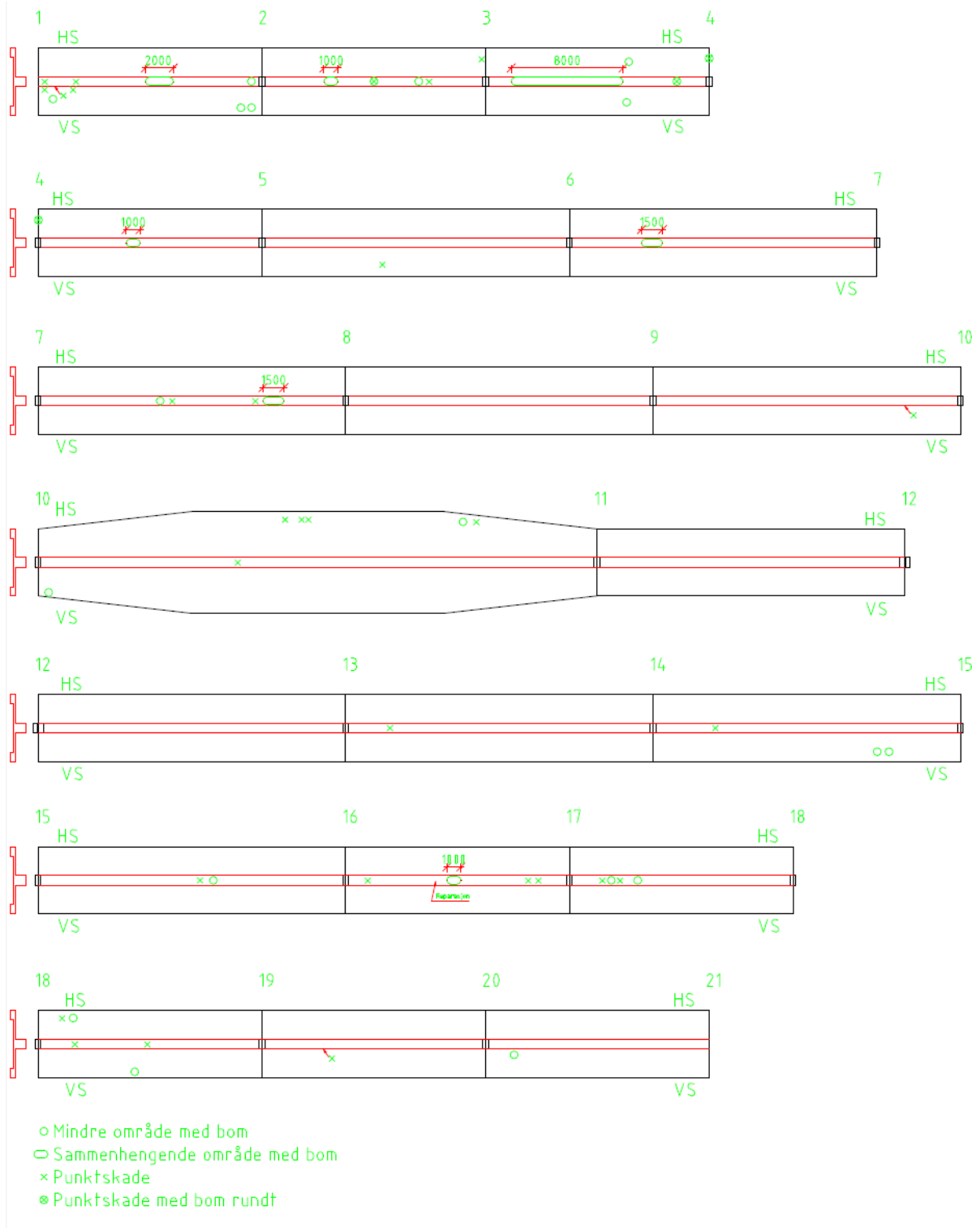
ten) og representerte et korrosjonsproblem. De høyeste verdiene av kloridinnholdet ble i likhet med de nyeste målingene funnet på nordsiden av brua og på bruelementene som ligger nærmest havoverflaten. De nyeste prøvene viser at kloridinnholdet i tilsvarende dybder ligger i dag som forventet høyere enn hva det gjorde i 1987. Kloridinnholdet har ikke økt dramatisk på de vel 20 årene, noe som sannsynligvis kommer av katodeanlegget. Da anlegget viser redusert strømstyrke på flere deler av brua og det er ikke planlagt vedlikehold, er det sannsynlig å anta at kloridinnholdet vil øke ytterligere.

5.3 Skader

5.3.1 Betongskader

Underkant av bruoverbygningen er generelt preget av misfarging og skjolder fra fuktbelastning. Fuktbelastningen er størst på nordsiden av brua, og er sannsynligvis en kombinasjon av små dryppneser og regn kombinert med sterk vind. Det er også registrert et stort omfang av rustutslag, som trolig stammer fra korroderende armeringsstoler, samt spiker og biter av bindetråd som ligger nær betongoverflaten.

Det registrert avskalling og delaminering langs hele brua i underkant av bruoverbygningen. Skadene er enten synlig ved at armeringen er blottlagt, eller det ble oppdaget ved å banke med hammer på undersiden av bruplatten og langs bjelken. Skadene er registrert som mindre punktskader og over større felt. Figur 5.7 viser oversikt over de registrerte skadene gjort under spesialinspeksjonen.



Figur 5.7: Områder med delaminering og avskalling [5]

De mest utsatte feltene er ut mot bruendene, og da spesielt mellom akse 1 og 4. Dette stemmer også godt overens med kloridprøvene, som viser at kloridinnholdet ved akse 3 er på et nivå med stor sannsynlighet for armeringskorrosjon. I disse feltene er det

registrert flere punktskader med blottlagt armering. I underkant av bjelken er det flere større sammenhengende områder med delaminering på opptil 8 m i utbredelse. Sannsynligvis stammer bomområdene fra korroderende armering. Det er også en mulighet at delaminering av betongen i underkant av bruplatten kan komme av overbelastning, da disse feltene har høy utnyttelsesgrad i tverretning (jf. Kapittel 9). Om det er tilfelle kan den blottlagte armeringen ha begynt å korrodere etter bortfall av overdekningen. Nedenfor er noen av de registrerte betongskadene illustrert ved Figur 5.8-5.10.



Figur 5.8: Delaminering og korroderende armering ved landkar akse 1



Figur 5.9: Delaminering og korroderende armering ved akse 2-3



Figur 5.10: Delaminering og korroderende armering i underkant av plate i hovedfeltet

5.3.2 Riss

Hovedandel av rissene registrert i brua er tverrgående riss i underkant av bjelken. Denne type riss er registrert i samtlige spenn langs hele brua. Rissvidden ser større ut på utsiden av belegget en hva de egentlig er, men indikerer hvor rissene opptrer. Der hvor belegget er flasset tilstrekkelig til å avdekke betongen under er rissvidden målt til 0,20-0,25 mm i ubelastet tilstand i feltmidte i hovedspennet. Det er usikkert hva som er årsaken til rissene, men en sannsynlig årsak er overbelastning fra trafikkklaster. Det er også støpt på et betongdekke på oversiden av bruoverbygning på mellom 6-8cm, i tillegg til slitelaget på 3-5cm oppå der igjen. Dette kan også har forårsaket at egenlasten har bidratt til rissene. Det er tillatt med riss i betongen, så lenge dette ikke begrenser konstruksjonens egentlige funksjon, bestandighet eller gir konstruksjonen et uakseptabelt utseende. Opprissing er også vanlig i armerte betongkonstruksjoner som utsettes for bøyning, skjær, torsjon eller strekk som resultat av enten direkte belastning eller fastholding eller påførte deformasjoner [16]. Det bør derfor gjennom beregninger undersøkes hva som er forventet rissvidde og senteravstand og sammenligne dette med situasjonen på brua.

De tverrgående rissenes plassering og utbredelse ser ut til å følge momentdiagrammet. Det opptredende momentet er størst midten av feltene, og det er her rissvidden er størst. Rissene i midten av spennene har senteravstand på ca 20 cm, med avtakende verdier mot støttene. Figur 5.11 og 5.12 viser utbredelsen av tverrgående riss.



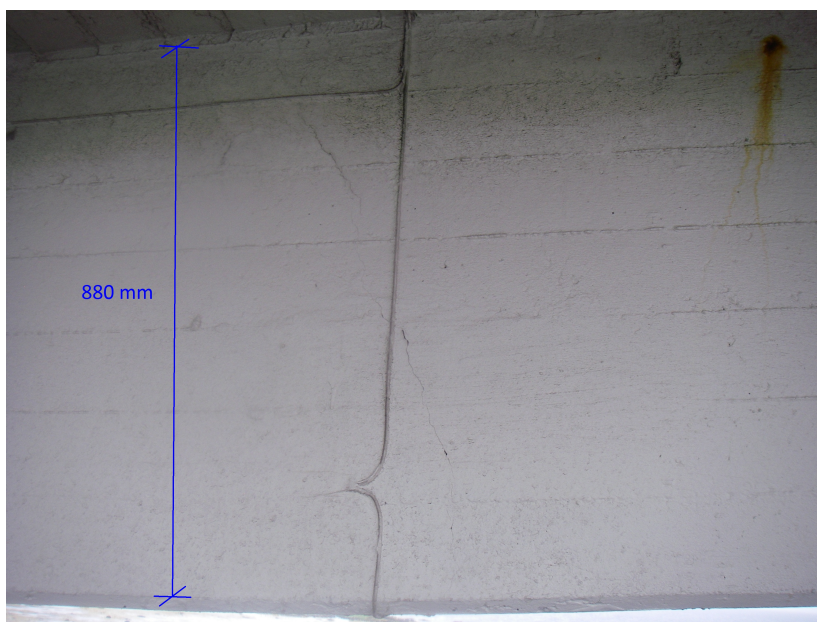
Figur 5.11: Tverrgående riss i hovedfeltet



Figur 5.12: Tverrgående riss i akse 8-9

Rundt én meter fra akse 9 i retning akse 8 er det registrert skråriss, som typisk er forbundet med skjærbelastningen. På motsatt siden av akse 9 avsluttes spennarmering, og feltene videre inn mot land er slakkarmerte. Det er usikkert om det er skråriss på tilsvarende sted på motsatt siden. Under egen befaring ble kun halve brua inspisert, og i spesialinspeksjonen er det ikke registrert skråriss. Figur 5.13 viser risset. Mellom akse 3 og 4 registrert langsgående riss, slik vist i Figur 5.14. Dette er sannsynligvis riss på grunn av armeringskorrosjon. I dette feltet er det et 8 m langt bomområde i

underkant av bjelken som stemmer godt overens med beliggenheten av risset. Risset er delvis dekket av det ledende belegget, og det er derfor mulig at det er tilsvarende riss i andre bomområder hvor belegget ikke har flasket av.



Figur 5.13: Skråriss ved akse 9 - 1m



Figur 5.14: Langsgående riss i akse 3-4

5.3.3 Armering

Flere steder på brua er det registrert rustutslag fra armeringsstoler/monteringsstenger og gjenstående spiker. Dette påvirker sannsynligvis ikke bruas bæreevne, men reduserer det estetiske inntrykket av brua.

Der armeringen er blottlagt korroderer den. I områdene hvor det er registrert delaminering ved banking med hammer er det sannsynligvis korroderende armering. Ved å sammenligne kloridprofilen som viser kloridinnholde over den kritiske verdien, understøtter dette mistanken. Det som imidlertid er usikkert er hvor mye av armering som er korrodert, og om den eventuelt korroderer kun på ene siden. Det er vanskelig å måle gjenværende diameter på armering der den er blottlagt grunnet rustproduktet som ligger utenpå stengene. Det er heller ikke tatt kjerneborprøver for å stadfeste dette. Figur 5.15 viser enkelte blottlagte stenger som har begynt å korrodere.



Figur 5.15: Korroderende bøylearmering i akse 3-4

Kapittel 6

Dimensjoneringsgrunnlag

I dette kapittelet vil det gis en beskrivelse av Nerlandsøybrua på bakgrunn av ferdigbrutegninger, tilstandsrapporter og annen tilgjengelig informasjon. Dette omfatter blant oppbygning av brua og materialdata. Siden tegningsgrunnlaget omfatter mer enn 20 tegninger er det kun tegningsgrunnlaget som anses relevant for omfanget av denne oppgaven som er gitt i Vedlegg A.

6.1 Oppbygging

Nerlandsøybrua ligger i Herøy kommune i Møre og Romsdal og er en del av fylkesvei 20 som krysser Søre Valuen og forbinder Nerlandsøya med Bergsøya. Figur 6.1 viser bruas beliggenhet. Brua stod ferdig i 1967, og er prosjektert etter lastklasse 2/1958. Den er senere klassifisert til bruksklasse Bk10T60.



Figur 6.1: Beliggenhet til Nerlandsøybrua

Nerlandsøybrua er en plate-bjelkebru, med T-formet bjelkeprofil med varierende tverrsnittshøyde. Brua har en total lengde på 405 meter fordelt på 20 spenn med varierende lengder. I denne oppgaven er det valgt å benytte tilsvarende aksenummerering som i BRUTUS ¹, med akse 1 ved landkar mot Bergsøy og med akse 21 ved landkar mot Nerlandsøya. Se Figur 6.2. Hovedspennet og de tilstøtende sidespennene, akse 9 til 12, er spennarmert. De resterende feltene er slakkarmert. Brua har ett kjørefelt med føringsbredde på 3,5 m. Over hovedspennet, akse 10-11, er det møteplass for møtende trafikk hvor føringsbredden øker til 6,0 m. Se Figur 6.3. Brua har en 0,650 m bred kantdrager på hver side hvor rekkverket er festet. Kantdrageren har plass til gående, men kan ikke etter dagens krav klassifiseres som gangbane. Barnevogner og syklende er for eksempel henvist til kjørebane.

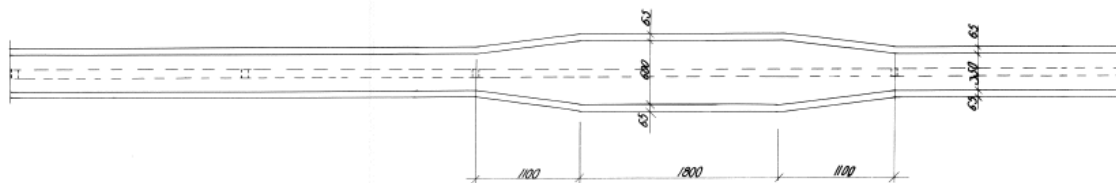
Pilarene har rektangulært tverrsnitt, og har samvirke med bruoverbygningen. Tverrsnittsdimensjonene for pilarene er for de fleste aksene 0,7 m x 0,4 m i underkant av bruoverbygningen, se Figur 6.4. For pilarene ved hovedspennet, akse 10 og 11, har de dimensjonene 0,7 m x 0,8 m. Ved akse 12 er det en fugedetalj som gjør at pilaren er delt i to helt ned til fundamentet, med dimensjonene 2 x 0,7 m x 0,35. Landkar og pilarer i akse 1-5 er fundamentert på fjell. Øvrige pilarer, samt landkar i akse 21, er fundamentert med sålefundament på løsmasser av leirig morene. Sammenstilling av brudata er gitt nedenfor:

Antall akser	21
Brulengde	405 m
Lengde akse 1-5 og 16-21	16 m
Lengde akse 5-10 og 11-16	22 m
Lengde akse 10-11	40 m
Høyde bjelkeprofil	800-2600 mm
Brubredde	4,8-7,3 m
Føringsbredde	3,5-6,0 m
Friseilingshøyde under hovedspenn	20 m

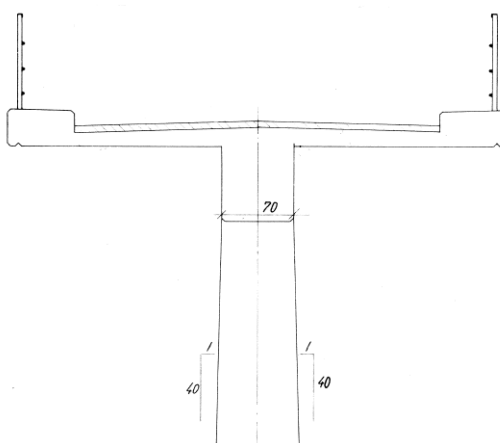


Figur 6.2: Plantegning

¹Statens vegvesens bruforvaltningssystem. Inneholder komplett oversikt over alle bruer på riks- og fylkesvegnettet



Figur 6.3: Oppriss midtspenn med møteplass



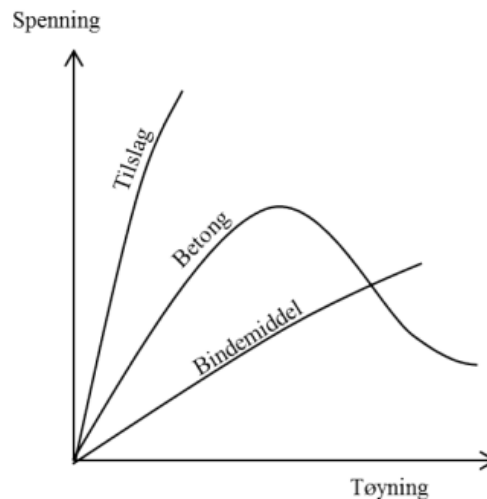
Figur 6.4: Tverrsnitt av bruoverbygning og øvre del av pilar

6.2 Materialer

6.2.1 Betong

Økonomiske fordeler og få begrensninger når det kommer til anvendbarhet og formbarhet gjør betong til et av verdens mest brukte konstruksjonsmaterialer. God bestandighet mot vann er også en av årsakene til at betong ofte velges framfor stål eller tre.

Betong er et ikke-homogent materiale, hvor hovedbestanddelene er sement, tilslag (stein, grus, sand) og vann. Tilsetningsstoffer og tilsetningsmaterialer kan tilsettes for å forbedre ønskede egenskaper (jf. Avsnitt 4.1). Betongegenskapene er i stor grad avhengig av materialsammensetning og interaksjonen mellom de ulike bestanddelene. Tilslaget og sementpastaen er naturlig sprø materialer med tilnærmet lineær respons i enaksielt trykk. Betong har imidlertid en duktil oppførsel, noe som forklares med de ulike stivhetene mellom sementpastaen og tilslaget. Se Figur 6.5. I overgangssonen mellom sementpasta og tilslag vil det oppstå små sprekker allerede ved relativt lave spenninger. Disse sprekke mykner betongen og gir responsen en typisk avrundet respons [6].



Figur 6.5: Respons for tilslag, betong og bindemiddel is trykk [6]

Betong har i seg selv svært liten strekkstyrke, og i praksis antas det at betong ikke kan oppta strekkrefter. Trykkfasthet har tradisjonelt vært brukt som viktigste kvalitetsparameter. I standarder og prosjekteringsregler er materialegenskapene ofte uttrykt som trykkfasthet. B30 er eksempelvis en betegnelse på betong med karakteristisk sylindrefasthet på minimum 30 MPa. I følge ferdigbrutegningene er det benyttet betong av kvalitet B350 på alle bruelementene. Dette er ikke betegnelse som brukes i dag, men håndbok 238 [1] gir oversikt over betongens konstruksjonsfasthet for trykk som skal brukes avhengig av bruas byggeår og betongens fasthetsklasse. Øvrig data er hentet fra NS 3473 [15]. Materialegenskapene til betongen er listet opp i Tabell 6.1.

Tabell 6.1: Betongegenskaper

Betongkvalitet	B350	
Betongkvalitet etter NS 3473	B25	
Konstruksjonsfasthet for trykk	f_{cn}	19,6 MPa
Strekkfasthet	f_{tk}	2,35 MPa
Konstruksjonsfasthet for strekk	f_{tn}	1,6 MPa
Elastisitetsmodul	E_C	24 400MPa
Tøyning	ε_{cu}	0,0035
Materialfaktor i bruddgrensetilstand	γ_c	1,4
Materialfaktor i bruksgrensetilstand	γ_c	1,0
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	

6.2.2 Slakkarmering

På grunn av den lave strekkfasthet, og vil betong oppføre seg som en sprøtt materiale når det utsettes for strekkspenninger. For å kompensere for den lave strekkfastheten

legges det inn armeringsstenger. Armeringsstålet tåler store strekkspenninger, og vil begrense rissvidder og gi konstruksjonen en duktil oppførsel.

Slakkarmering er utført med kamstål (Ks) og glattstål (St). Byggetegningene angir armeringskvalitet Ks40, Ks50 og St37. I følge bøyelistene er det hovedsakelig benyttet armeringskvalitet Ks50 over hele brua. I bjelken er bøylearmeringen utført med kvalitet Ks40, mens for bøylearmering i søyler, fundament og landkar er det benyttet St37. For armeringstegninger se Vedlegg A.

Håndbok 238 [1] angir armeringens karakteristiske fasthet, f_{sk} . Armeringsegenskapene er vist i Tabell 6.2.

Tabell 6.2: Armeringsegenskaper

	Diameter	
	8-20 mm	25-35 mm
Armeringskvalitet Ks 40		
Karakteristisk armeringsfasthet, f_{sk}	400 MPa	380 MPa
Bruddtøyning ε_{sy}	0,0020	0,0019
Armeringskvalitet Ks 50		
Karakteristisk armeringsfasthet, f_{sk}	500 MPa	480 MPa
Bruddtøyning, ε_{sy}	0,0025	0,0024
Armeringskvalitet St37		
Karakteristisk armeringsfasthet, f_{sk}	230 MPa	230 MPa
Bruddtøyning, ε_{sy}	0,0012	0,0012
Elastisitetsmodul	E_s	200 000 MPa
Materialfaktor i bruddgrensetilstand	γ_s	1,25
Materialfaktor i bruksgrensetilstand	γ_s	1,0
Dimensjonerende armeringsfasthet	$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$	

6.2.3 Spennarmering

Spennarmering benyttes når man ønsker å påføre en trykkspenning med størrelse og fordeling som er slik at virkningen fra ytre laster motvirkes. Trykkspenningene påføres ved at spennarmeringen gis en initialtøyning med en strekkraft som er uavhengig av betongens tøyning. Strekkraften i spennarmeringen overføres som trykk i betongen ved endeforankring av spennarmeringen eller ved heft mellom betong og spennarmeringen [19]. På Nerlandsøybrua er det brukt 16 stk stenger med diameter 32 mm av typen System Dywidag, og har ulik lengde. For plassering se Vedlegg A.

Stagene er lagt i utsparinger og senere injisert med en masse for å oppnå heft mellom betongen og spennarmeringen. Den injiserte massen vil også beskytte armeringen mot korrosjon og hindre at det oppstår frostskafer i konstruksjonen som følge av hulrom med muligheter for vannansamling.

Tabell 6.3: Spennstålegenskaper

Diamter, \emptyset		32 mm
Antall		16 stk
Spennarmeringsareal	A_p	804 mm^2
Total spennarmeringsareal	$A_{p,tot}$	12 868 mm^2
Forspenningskraft pr stag	P_0	490 kN
Total forspenningskraft	$P_{0,tot}$	7680 kN
Karakteristisk fasthet	f_{02}	835 MPa
Elastisitetsmodul	E_p	200 000 MPa
Initiell tøyning	ε_{p0}	0,0042
Materialfaktor i bruddgrensetilstand	γ_s	1,25
Materialfaktor i bruksgrensetilstand	γ_s	1,0
Dimensjonerende fasthet	$f_{pd} = \frac{f_{02}}{\gamma_s}$	

Kapittel 7

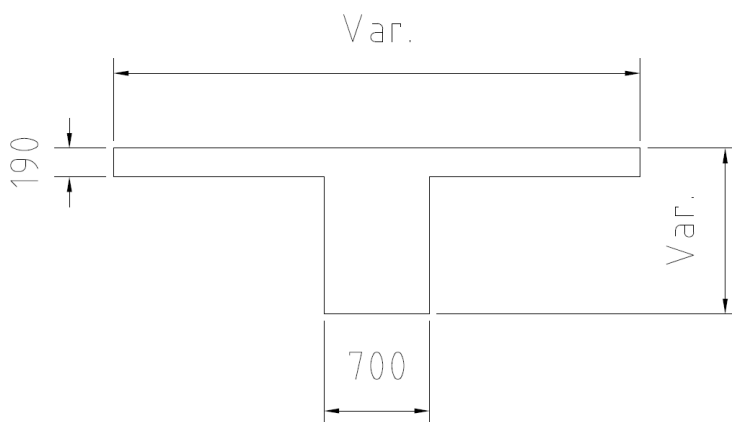
Oppbygning av modell i Focus Konstruksjon 2013

I denne oppgaven er det laget en modell av brua i Focus Konstruksjon 2013 for å finne de dimensjonerende kreftene i brua. Focus Konstruksjon er et program for statiske beregninger av romlige rammekonstruksjoner i enten 2D eller 3D. Programmet har innebygd regler for lastkombinering etter pålitelighetsstandarden NS-EN 1990 og kan generere alle lastkombinasjoner som standarden gir, med riktige lastfaktorer i henhold til lasttype om dette er ønskelig. Innebygd i programmet ligger også en lastveiviser for snø- og vindlast, som på grunnlag av oppgitte parametere som byggested og konstruksjonsform genererer korrekte formfaktorer for lasten. Programmet utfører lineære-, ikke-lineær og knekningsberegninger. Analysene gir blant annet informasjon om oppleggs- og snittkrefter og forskyvninger. Focus Konstruksjon inneholder også innebygd kapasitetskontroll for stål, tre og betong etter Eurokodene.

7.1 Oppbygning

Utgangspunktet for oppbygningen av modellen av Nerlandsøybrua ligger ferdigbrutegningene med nummerering, geometri, lengder og kotehøyder til grunne. Første steg er å generere tverrsnittsdata. Focus Konstruksjon gir deg en rekke ulike tverrsnittstyper avhengig av ønsket materiale. Programmet skiller mellom systemtverrsnitt og egenredefinerte tverrsnitt. Systemtverrsnittene kommer med programmet og de kan ikke endre eller slettes. Jeg er nødt til å lage egenredefinerte tverrsnitt da ingen av systemtverrsnittene samsvarer med tverrsnittsprofilen på Nerlandsøybrua. Det er begrensede muligheter for valg av geometri, og jeg er derfor nødt til å forenkle tverrsnittet til bruoverbygningen slik det er vist i Figur 7.1. Bruplaten har i utgangspunktet varierende tykkelse. Tykkelsen er størst på midten med avtagende høyde ut mot kanten. Da dette ikke lar seg gjøre i programmet har jeg brukt gjennomsnittstykkelsen av dekket. Kantdrageren er jeg nødt til å neglisjere siden programmet ikke lar meg inkludere den i tverrsnittet. Dette vil ikke ha store innvirkninger på resultatet da den ikke har nevneverdig innvirk-

ning på stivheten til tverrsnittet. Pilarene er antatt å ha konstant tverrsnittsareal lik arealet i underkant av bjelken da dette ikke har stor innvirkning på resultatet.



Figur 7.1: Forenklet tverrsnitt for bruoverbygningen

I tillegg til varierende tykkelse på bruplatten, må jeg ta hensyn til varierende tverrsnittshøyde og bredde. Jeg deler derfor spennene med varierende tverrsnittsgeometri i flere segmenter. Focus Konstruksjon gir deg muligheten til å ha ulike tverrsnitt i hver ende av et segment. Begrensningen er at de to tverrsnittene må være av samme type. Tverrsnittsdimensjonene antas å variere lineært mellom segmentendene. Linjen mellom segmentets endepunkter kalles referanselinje. Denne er i utgangspunktet lik segmentets senterlinje som går gjennom arealsenteret av tverrsnittet. Det er mulig å la disse linjene være forskjellige ved å benytte seg av offset-funksjonen.

Segmentene er forbundet sammen via knutepunkt. Et knutepunkt er et punkt hvor ett eller flere segmenter begynner/ender eller møtes. Når jeg skal plassere ut disse tar jeg utgangspunktet i kotehøyden i underkant av bruoverbygningen og justerer plasseringen med avstanden til arealsenteret fra underkant av profilet. Beliggenheten av arealsenteret har jeg regnet ut for samtlige egendefinerte tverrsnitt ved hjelp av et Excel ark. Knutepunktet hvor pilarene og spennene møtes får nummereringen som samsvarer med akseinndelingen i BRUTUS for å lettere å kunne holde oversikt.

Bestemmelse av randbetingelser har stor innvirkning på hvordan kreftene fordeler seg i brua. En randbetingelse inneholder informasjon om hvilke frihetsgrader som er fastholdt. Randbetingelsene kan jeg sette inn hvor som helst på et segment. I modellen har jeg valgt å påføre glidelager i hver av bruene (akse 1 og 21). Fundamentene er antatt å være fastinnsprent i grunnen. Disse har jeg antatt er fundamentert på samme kotehøyde da dette ikke vil innvirke mye på resultatet. Bruoverbygningen og søylene er monolittisk forbundet og er derfor modellert med momentstive knutepunkt. I akse 12 er det en fuge for å gi rom for bevegelse i konstruksjonen fra blant temperaturendringer og setninger. For å ta hensyn til dette er segment mellom akse 11 og 12 koblet fra knutepunktet og påført et glidelager som gir muligheter for forskyvninger i lengderetningen. Søylene i akse 12 og segmentet mellom akse 12 og 13 har momentstiv forbindelse.

7.2 Laster

Alle laster må tilhøre et lasttilfelle. Et lasttilfelle er en samling av laster med definert størrelse, som er av samme type og varighet, og som det er naturlig å gruppere sammen og gi et felles navn. Focus Konstruksjon skiller mellom flere ulike typer laster. De aktuelle lasttypene er punkt- og momentlaster og linjelaster. Punkt- og momentlaster har én intensitet og plasseres i et valgfritt punkt på segmentet. Linjelaster har to intensiteter, en i hver ende.

7.2.1 Egenlast

I Focus Konstruksjon er tyngden av konstruksjonen automatisk definert, det vil si at det ikke er nødvendig å plassere lasten på modellen. Eneste input som er nødvendig å kontrollere er verdien av tyngdetettheten til betong. Tyngdetettheten settes lik 25 kN/m^2 som for armert betong i henhold til håndbok 238 [1].

Slitelaget og betongpåstøpen er ikke inkludert i tyngden av tverrsnittet og jeg påfører derfor de som linjelaster sammen med tyngden av rekkverket. Slitelaget og betongpåstøpen har tyngdetetthet på 25 kN/m^2 . Det er tatt tre kjerneborprøver av brua for å finne tykkelsen på disse lagene. Tykkelsen er varierende, og jeg velger å bruke middelveier på de tre prøvene. Rekkverket er antatt å ha en 0.5 kN/m per side. Tabell 7.1 viser hvilke egenlaster som er påført brua.

Tabell 7.1: Påførte egenlaster

Lasttype	Verdi
Konstruksjonens tyngde	$g_1 = \text{Varierer med høyde og bredde}$
Betongpåstøp	$g_2 = 0.08 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 2.0 \text{ kN/m}^2$
Asfalt	$g_3 = 0,035 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 0.88 \text{ kN/m}^2$
Rekkverk	$g_4 = 1.0 \text{ kN/m}$

7.2.2 Trafikklast

Håndbok 238 Bruklassifisering angir de aktuelle lasttypene brua må kontrolleres for (jf. Avsnitt 3.3.1). Siden det er tidkrevende å skulle kontrollere brua for alle lasttypene tar jeg utgangspunktet i at kjøretøy og vogntog i praksis ofte er dimensjonerende for hovedkonstruksjonen for lengre bruer [18]. Stikk kontroll ved bruk av en trippelboggielast antyder at dette også er tilfellet for Nerlandsøybrua. Om noen av de andre lasttypene skulle være dimensjonerende, vil ikke dette gi en vesentlig høyere lastpåkjenning i brua. Siden modellen er i 2D er det ikke mulighet å plassere trafikklaster eksentrisk for å finne ugunstigste posisjon i tverretningen. Jeg må derfor gå ut i fra at alle lastene står sentrisk plassert.

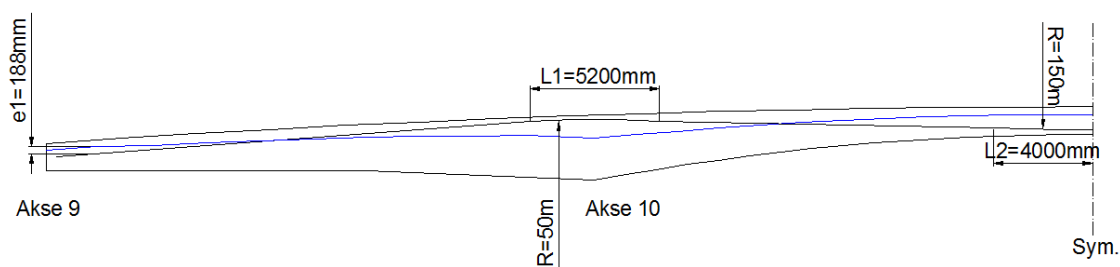
Jeg er i hovedsak interessert i å finne dimensjonerende krefter for akse 1-4 og akse 9-12. Årsaken til dette er at de største skadene på brua er påvist i akse 1-4. Akse 9-12 omfatter hovedspennet og de tilstøtende spennene. Hovedspennet er det lengste spennet og møteplassen her gir muligheter for større laster siden to større kjøretøy kan passere hverandre. I tillegg er disse feltene spennarmert. Analyser av brua antyder at vogntoglast er den ugunstigste lasttypen, og jeg velger å kontrollere nærmere for denne. Vogntoglasten består av et vogntog representert med en jevnt fordelt last over 16 m. Om det bidrar negativ kan man plassere en last som representerer ”lettere blandet trafikk” foran og/eller bak vogntoget. En aksellast plasseres i ugustigste posisjon innenfor 16 m. Tabell 7.2 viser lastene inkludert i vogntoglast.

Tabell 7.2: Trafikklast - Vogntoglast

Lasttype	Verdi
Vogntog	$v = 500kN/16m = 31,25kN/m^2$
Lettere blandet last	$p = 6,0kN/m^2$
Aksellast	$A = 40kN$

7.2.3 Spennkrefter

Fra akse 9 til 12 er det totalt 16 spennstenger med diameter 32 mm. Hver av stengene er spent opp med en kraft på 480 kN, som totalt gir en oppspenningskraft på 7680 kN. Stengene er plassert eksentrisk i de mest utsatte snittene. Dette fører til en mer effektiv reduksjon av strekkspenningene ved mindre spennkraft [19]. Figur 7.2 viser plasseringen av spennarmeringen i forhold til bjelkens tyngdepunktakse. Spennarmeringen er markert med svart, mens bjelkens tyngdepunktakse er markert med blått. I områdene L_1 og L_2 har stengene er parabelformet profil. Når spennarmeringen har en krumning vil den prøve å rette seg ut når den strekkes i endene. Stengene hindres av betongen fra å gjøre dette, og holdes på plass av fordelte tverrkrefter fra betongen. I de øvrige områdene er stengene lagt rettlinjet.



Figur 7.2: Eksentrisitet av spennkabler i forhold til tyngdepunktssaksen og lengde til parabelformet spennkabler

I Focus har man ikke muligheten til å legge inn spennarmering i modellen. Jeg påfører derfor kraftvirkningen fra spennarmeringen på betongen som en ytre kraft. Denne

kraftvirkningen kan kalles ”ekvivalente krefter”. Langs en parabelformet spennarmering virker det en fordelt tverrlast med konstant intensitet på betongen. Den ekvivalente lasten påføres derfor som en jevnt fordelt last, q , i disse områdene. I områdene L_1 over pilarene er de påført som nedoverrettede krefter. I området L_2 er kreftene oppoverrettede, og utgjør en løftekraft. For en parabelformet spennarmering kan den ekvivalente lasten skrives som $q(x) = P\frac{1}{R}$, der $\frac{1}{R}$ er krumningen på parabelen. Krumningen er forøvrig oppgitt på ferdigbrutegningene. Det antas at spennarmeringen er utført slik tegningene viser, og at det ikke er noen knekkpunkt i overgangen mellom krumme og rettlinjede områder. I så tilfelle måtte man ha plassert en ekvivalent punktlast i knekkpunktet.

Ved spennarmeringens endeforankringer vil konstruksjonen påkjennes av konsentrerte krefter. Forankringskraften, P , virker parallelt med helningen, θ , på spennarmeringen. Jeg dekomponerer spennkraften i en horisontal og vertikal komponent, henholdsvis P_h og P_v som virker i betongtverrsnittets tyngdepunkt. Jeg regner ut tyngdepunktet av det forenklete tverrsnittet og spennarmeringen, og finner eksentrisiteten, e . Eksentrisiteten mellom spennarmering og tyngdepunktsaksen til det aktuelle snittet vil gi et eksentrisitetsmoment M_p i endene. Disse kreftene plasseres i knutepunktene i akse 9 og 12. I mange tilfeller er spennarmeringslengden stor i forhold til høyden av et konstruksjonselement, slik av vinkelen θ blir svært liten [19]. Man kan derfor i mange tilfeller bruke følgende tilnærmelser:

$$\sin\theta \approx \theta \quad \cos\theta \approx 1$$

Forankringskreftene blir da som følger:

$$P_h = P \cdot \cos\theta \approx P \quad P_v = P \cdot \sin\theta \approx P\theta = \frac{4Pe}{L} \quad M_p = P \cdot \cos\theta e \approx Pe$$

De ekvivalente spennkreftene som er påført konstruksjonen er framstilt i Tabell 7.3. For utregninger av de ekvivalente kreftene henvises det til Vedlegg B.

Tabell 7.3: Ekvivalente krefter

Lasttype	Verdi
Overt støtte	$q_1 = 153.6kN/m$
I felt	$q_2 = 51.2kN/m$
Horisontal forankringskraft	$P_h = 7680kN$
Vertikal forankringskraft	$P_v = 616kN$
Eksentrisitetsmoment	$M_p = 1444kNm$

7.3 Lastkombinering

Focus utfører beregning for lastkombinasjoner. Hvert lasttilfelle har en tilhørende lastfaktor som sier hvor mye vekt lasttilfellet tillegges i kombinasjonen. Lastkombinasjonene kan bygges opp manuelt og legges inn med valgte lastfaktorer. Man kan også la programmet generere lastkombinasjoner som er i henhold til gjeldende standarder. Siden

jeg følger håndbok 238 Bruklassifisering er jeg nødt til å bygge opp lastkombinasjonene manuelt. Lastfaktorene er definert i Avsnitt 3.7.

7.4 Analyse

Ut i fra konstruksjonsmodellen og lastkombinasjonene generer Focus konstruksjon en beregningsmodell som kan utføre lineære beregninger, ikke-lineær beregninger, linearisert knekningsanalyse og lasttogberegninger. Beregningsmodellen består av en rekke elementer som er knyttet sammen med noder. Nodene angis som små svarte kuber på konstruksjonsmodellen, disse kan også kalles segmentnoder. I tillegg vil alle segment få et antall interne noder som følge av elementinndelingen. Hver node har 6 kinematiske frihetsgrader: tre translasjoner og tre rotasjoner. Alle fordelte laster blir gjort om til statisk ekvivalente, konsentrerte nodelaster. Denne lastlumpingen skjer ved at elementene tenkes delt på midten, og resultanten av en eventuell fordelt last på en halvdel føres ut til halvdelens node. Lasten dekomponeres videre i en x- og en y- og en z-komponent som legges til tilsvarende laster fra andre elementer som noden er knyttet til. Siden all last er gjort om til ekvivalente, konsentrerte nodelaster vil momentdiagrammet variere lineært over elementet. Siden responsen kun beregnes i nodene, har elementinndelingen stor innvirkning på nøyaktigheten av resultatet. For få noder vil kunne føre til at det ikke er en node i det punktet hvor en bestemt størrelse har sin maksimale verdi, og man kan dermed risikere å underestimere resultatet. Standardinndelingen Focus viser av erfaring at den gir tilfredsstillende nøyaktighet for de fleste praktiske formål. Spørsmålet er ofte hvor godt beregningsmodellen beskriver konstruksjonsmodellen og lastene på den.

I denne modellen er hvert segment er delt inn i 50 elementer, i tillegg til at det blir opprettet en elementnode under hver punktlast. Dette er mer enn tilstrekkelig til å finne maksimale snittkrefter i de aktuelle delene av brua. For Nerlandsøybrua er det valgt å utføre en lineær analyse.

Resultatene fra analysen er vist i Vedlegg C.

Kapittel 8

Bruddgrensetilstand - Lengderetning

I dette kapitlet presenteres de dimensjonerende kreftene i bruddgrensetilstand som er hentet ut i fra modellen i Focus Konstruksjon. Videre er kapasiteten til tverrsnittene beregnet i de aktuelle delene av brua for bøy- og torsjonsmoment og skjær. Det er benyttet det forenklete tverrsnittet som er vist i Avsnitt 7.1. For fullstendige beregninger henvises det til Vedlegg D.

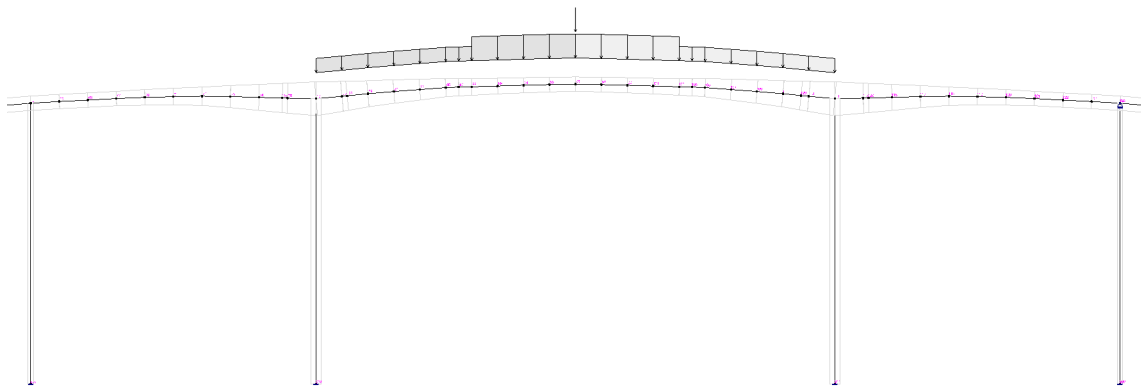
8.1 Dimensjonerende krefter

I tabellene nedenfor resultatene fra Focus Konstruksjon sammenstilt. Tabellene viser bidrag fra hvert av lasttilfellene, og den totale lastpåkjenningen. De dimensjonerende lastvirkningene er funnet ved å multiplisere med lastfaktorene i henhold til håndbok 238 [1]. Resultatene uten lastfaktorer er vist i Vedlegg C.

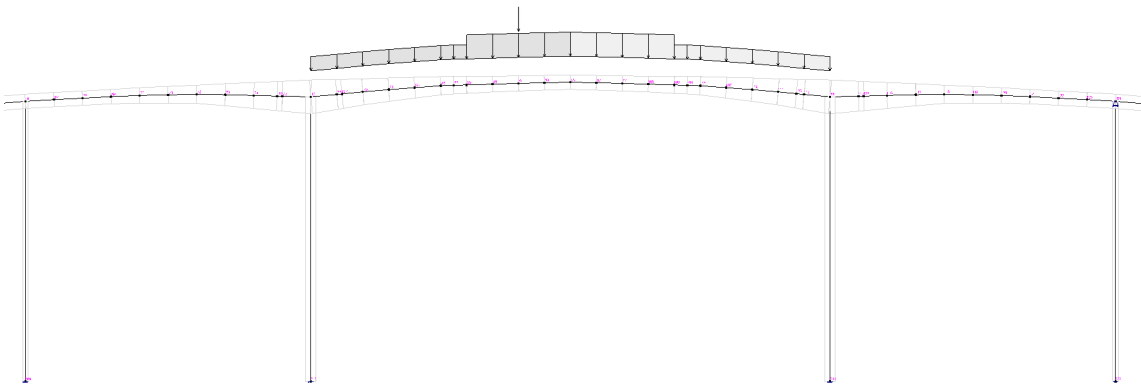
8.1.1 Hovedfelt

Moment

På grunn av møteplassen over hovedspennet er det mulig å plassere flere kjøretøy i bredden. I teorien er det mulig for to vogntog å passere hverandre, og dette vil være den ugunstigste lastsituasjonen. Ugunstigste plassering med hensyn på feltmomentet er to vogntoglaster sentrisk i lengderetning i hovedspennet, med ”lettere blandet last” i resten av spennet. Aksellast fra begge vogntogene er plassert i midtpunktet. Maksimalt støttemoment har sammen plassering av lastene som maksimalt feltmoment, med unntak av aksellasten som er plassert i $0,4L$ -punktet. Figur 8.1 og 8.2 viser plasseringen av trafikklastene for henholdsvis maksimalt feltmoment og støttemoment.



Figur 8.1: Plassering av trafikklaster for maksimalt feltmoment



Figur 8.2: Plassering av trafikklaster for maksimalt støttemoment

For statisk bestemte systemer vil momentet fra spennarmeringen kun bestå av primærmoment, M_p . Primærmomentet kommer av eksentrisiteten, e , mellom spennarmeringens tyngdepunkt og tverrsnittets tyngdepunkt. For statisk ubestemte systemer vil det være to bidrag til det resulterende momentet, M_{tot} . I tillegg til primærmomentet vil det oppstå tvangskrefter i konstruksjonen. Disse kreftene kommer av at konstruksjonen blir hindret fra å bevege seg fritt. Disse kreftene kalles sekundærmoment eller tvangsmoment, M_f . Totalmomentet fra spennarmeringen er dermed gitt ved:

$$M_{tot} = M_p + M_f \quad (8.1)$$

For å finne dimensjonerende moment på konstruksjonen er det kun tvangsmomentet som skal medregnes, siden primærmomentet bidrar på kapasiteten. Tvangsmomentet finner jeg dermed med å trekke primærmomentet fra momentet ved full oppspenning. Tvangsmomentene er vist i Tabell 8.1:

$$M_f = M_{tot} - M_p \quad (8.2)$$

Tabell 8.1: Tvangsmoment

	Akse 10	Felt 10	Akse 11
Totalmoment, M_{tot} [kNm]	7668	- 3459	7858
Primærmoment, M_p [kNm]	5840	- 4931	5840
Tvangsmoment, M_f [kNm]	1828	1472	2018

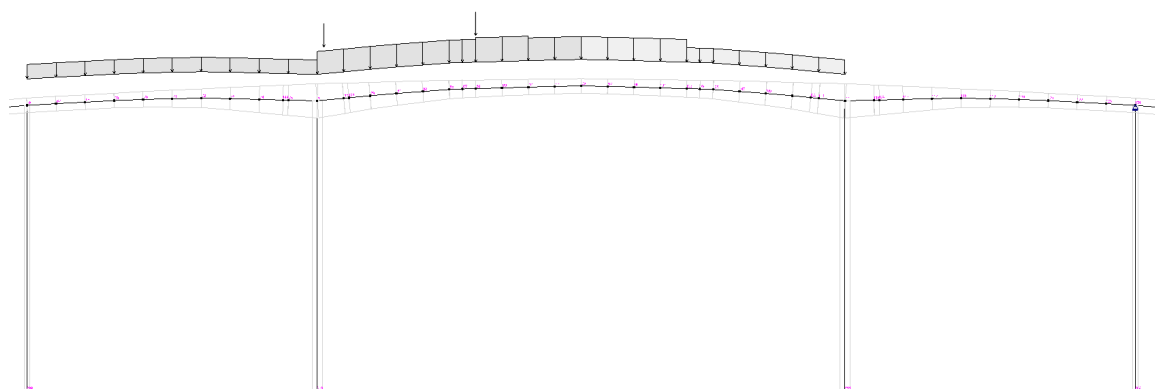
Tabell 8.2 viser de ulike bidragene til de dimensjonerende momentene for hovedspennet, samt benyttede lastfaktorer. For feltmomentet virker tvangsmoment ugunstig på totalmomentet og multipliseres med lastfaktor 1,1. For støttemoment over akse 10 virker tvangsmomentet gunstig og multipliseres med lastfaktor 0,9.

Tabell 8.2: Bidrag til dimensjonerende moment

	Lastfaktor	Feltmoment [kNm]	Lastfaktor	Støttemoment [kNm]
Egenvekt [kNm]	1,15	3623	1,15	- 10674
Trafikklast [kNm]	1,4	4687	1,4	- 8544
Tvangsmoment [kNm]	1,1	1619	0,9	1645
Totalt [kNm]		9932		-17573

Skjærkraft

Maksimal skjærkraft ved støtte i akse 10 ble funnet ved å plassere to vogntog i hovedfeltet. Det ene er plassert ved støtten i akse 10, mens det andre er plassert i midten av spennet. "Lettere blandet trafikk" er plassert mellom akse 9 og 10, samt resten av hovedspennet. Plassering av aksellastene vises i Figur 8.3.



Figur 8.3: Plassering av trafikklast for maksimal skjærkraft

Tabell 8.3 viser de ulike bidragene til det dimensjonerende skjærkraft for akse 10 ved

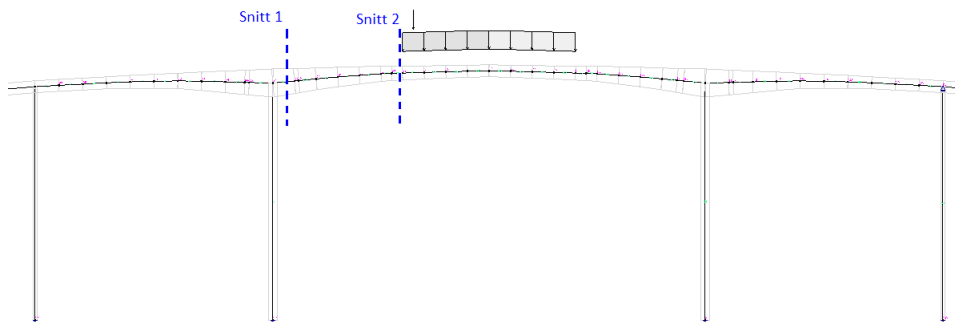
hovedspennet. Skjærkraften fra oppspenningen virker gunstig og multipliseres med lastfaktor 0,9.

Tabell 8.3: Bidrag til dimensjonerende skjærkraft

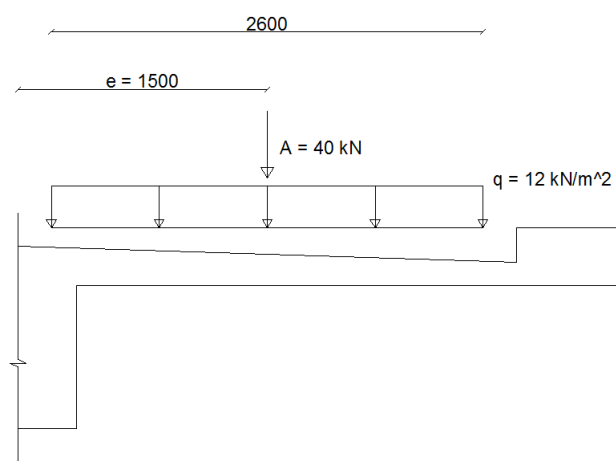
	Lastfaktor	Akse 10
Egenvekt [kN]	1,15	1469
Trafikklast [kN]	1,4	1064
Tvangskrefter [kN]	0,9	-364
Totalt [kN]		2169

Torsjon

Én vogntoglast er plassert eksentrisk på møteplassen så langt ut mot kantdrageren som tillatt, med aksellast ut mot enden av lastfeltet i lengderetning for maksimal lastpåkjenning. Figur 8.4 og 8.5 viser plasseringen av trafikklastene i henholdsvis lengderetningen og tverretningen. Figur 8.4 viser også de to snittene det er valgt å kontrollere; snitt 1 er i en avstand d fra akse 10. Snitt 2 er i enden av lastfeltet.



Figur 8.4: Plassering av trafikklast i lengderetning



Figur 8.5: Plassering av trafikklaster i tverretning

Trykkbruddkapasiteten må kontrolleres etter interaksjonsformelen når tverrsnittet er påkjent av både skjær- og torsjonskrefter. Det er derfor funnet opptredende skjærkrefter i de aktuelle snittene for lasttilfellene ovenfor. Tabell 8.4 viser de ulike bidragene som må medregnes i en torsjonsvurdering.

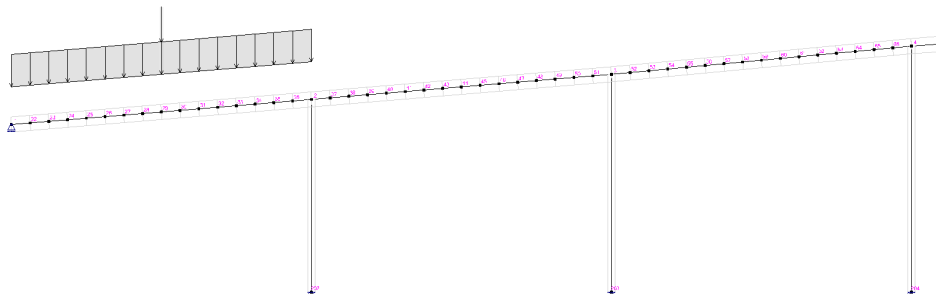
Tabell 8.4: Bidrag til dimensjonerende laster

	Akse 10 (snitt 1)	Ende av lastfelt (snitt 2)
Torsjon [kNm]	581	581
Skjær [kN]	1500	545

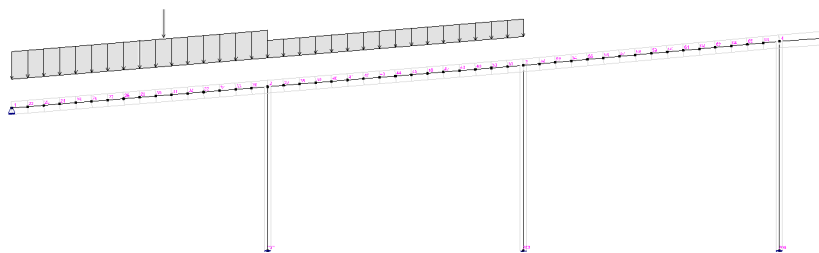
8.1.2 Akse 1-4

Moment

For akse 1-4 er det kun ett kjørefelt. Jeg søker maksimalt feltmoment ved å plassere den tyngste delen av vogntoglasten over hele lengderetning mellom akse 1 og 2. Lasten som representerer "lettere blandet trafikk" vil bidra positivt, og blir derfor neglisjert. Aksellasten plasseres i midtpunktet av feltet. Maksimalt støttemoment finner jeg ved å plassere vogntoget mellom akse 1 og 2, og "lettere blandet trafikk" fordelt mellom akse 2 og 3. Aksellasten plasseres i 0,4L-punktet fra akse 2 mot akse 1. Figur 8.6 og 8.7 viser plasseringen av trafikklasterne for henholdsvis maksimalt feltmoment og maksimalt støttemoment.



Figur 8.6: Plassering av trafikklaster for maksimalt feltmoment



Figur 8.7: Plassering av trafikklaster for maksimalt støttemoment

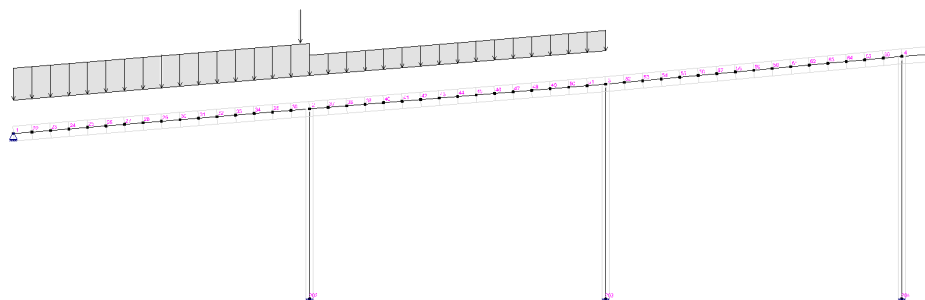
Tabell 8.5 viser bidragene til de dimensjonerende momentene for akse 1 til 4.

Tabell 8.5: Bidrag til dimensjonerende moment

	Lastfaktor	Feltmoment [kNm]	Lastfaktor	Støttemoment [kNm]
Egenvekt [kNm]	1,15	982	1,15	- 1314
Trafikklast [kNm]	1,4	1224	1,4	- 959
Totalt [kNm]		2206		-2273

Skjær

Plassering av trafikklastene er tilsvarende maksimalt støttemoment bortsett fra at akse-
lasten er plassert i en avstand d fra søylekanten, slik vist i Figur 8.8



Figur 8.8: Plassering av trafikkklaster for maksimalt skjærkraft

Tabell 8.6: Bidrag til dimensjonerende skjærkraft

	Lastfaktor	Akse 2
Egenvekt [kN]	1,15	304
Trafikklast [kN]	1,4	456
Totalt [kN]		760

8.2 Momentkapasitet

Ved dimensjonering av et T-tverrsnitt regner man med en effektiv flensbredde som er avhengig av det statiske systemet. NS 3473 pkt.9.5 angir medvirkende flensbredde på hver side utenfor steget som den minste av:

- faktisk flensbredde
- 10% av avstand mellom bjelkens momentnullpunkter
- 8 ganger flenstykkelsen

Vanligvis er flenstverrsnittet så stort at trykksonehøyden blir veldig liten. Dette medfører at armeringstøyningen ε_s blir veldig stor før bruddtøyning ε_{cu} oppstår i betongen. NS 3473 pkt.11.3.6 setter en grense for armeringstøyningen $\varepsilon_s = 0,01$. Dette er imidlertid et krav som har liten betydning for kapasiteten og som ikke lenger gjelder etter EC2:1-1 [16]. Det er derfor valgt å se bort i fra dette.

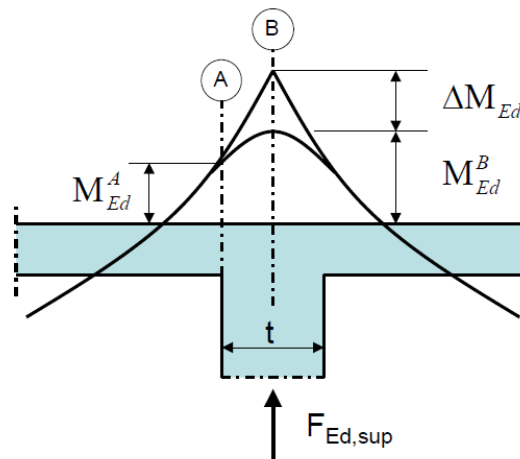
Når flensen ligger på trykksiden vil man for T-tverrsnitt med tynne plateflenser kunne anta konstant betongtrykkspenning i flensen slik at trykkresultanten virker midt i flensen. Dette forutsetter at $t_f \leq 0,8ad$. Om $t_f \geq 0,8ad$ må man regne tykk flens med trykksonehøyde lik ad .

Om flensen ligger på strekksiden regnes tverrsnittet som rektangulært med bredde lik stegbredden, b_w . All armering i flensen som ligger innenfor den effektive flensbredden kan regnes som effektiv strekkarmering [15].

Den aktuelle armeringsmengden kontrolleres opp mot den balanserte armeringsmengden, A_b for tverrsnittet. Er den aktuelle armeringsmengden mindre enn den balanserte armeringsmengden, er tverrsnittet underarmert og armeringen flyter før betongen knuses. Om armeringsmengden er større enn den balanserte armeringsmengden er tverrsnittet overarmert, og armeringen vil ikke flyte når betongen knuses. Tverrsnittet har da en sprø oppførsel, og et eventuelt brudd vil komme uten forvarsel. Ved overarmerte tverrsnitt er man nødt til å ta hensyn til armeringstøyningene ved bestemmelse av momentkapasiteten. Ved aksiallikevekt av kreftene på tverrsnittet bestemmes trykksonehøydefaktoren, α , og følgelig trykksonehøyden, αd .

8.2.1 Reduksjon av støttemoment

Ved kontinuerlige bjelker og dekker over støtter med eller uten rotasjonsmotstand kan man redusere det dimensjonerende støttemomentet. For kontinuerlige bjelker uten rotasjonsmotstand kan momentet reduseres med en verdi $\Delta M = F_{Ed,sup} \cdot \frac{t}{8}$, hvor $F_{Ed,sup}$ er bjelkens reaksjonskraft. Dette tilsvarer snitt B i Figur 8.9. For bjelker som er monolittisk forbundet med oppleggene, kan det dimensjonerende momentet ved oppleggene settes lik momentet i snitt A ved kant av opplegget [16].



Figur 8.9: Redusert dimensjonerende moment ved senterlinje av støtte [7]

8.2.2 Momentomlagring

I betongbjelker vil bøyekapasiteten være ulik i felt og over støtte på grunn av ulik armeringsmengde. Ved å tillate at plastiske ledd dannes i det mest påkjente snittet for lavere lastnivå enn det korresponderende elastiske momentet, kan man redusere momentet. Det reduserte momentet krever at momentet i en annen del av konstruksjonen økes tilsvarende for å opprettholde likevekt. For at det skal være mulig med omlagring er det nødvendig at armeringen flyter, og det krever derfor underarmert tverrsnitt [7].

I henhold NS 3473 pkt.9.4.6 skal det i bjelker ikke forutsettes større momentomlagring i forhold til momenter beregnet for lineærelastisk forhold enn:

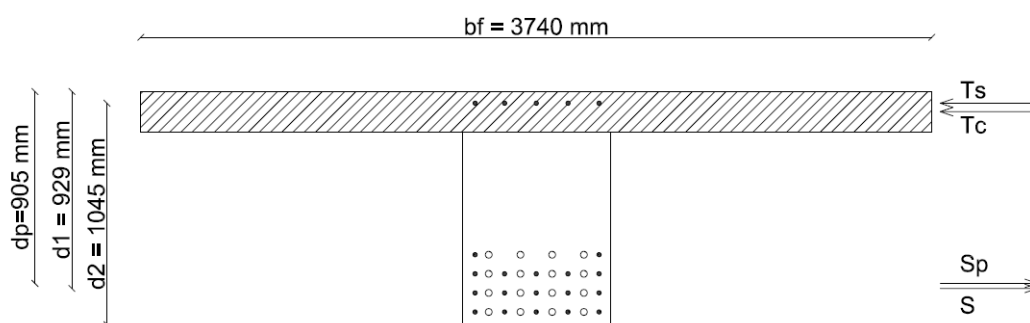
- 10% for kamtråd B500A
- 20% for kamstenger B500B
- 30% for kamstenger B500C

Det som skiller de ulike klassene er hovedsakelig kravene til stålets duktilitet. Lengdearmeringen i brudekket er utført med armeringstype Ks 50, og det antas at dette tilsvarer kamstenger B500C og det kan tillates opptil 30% momentomlagring.

8.2.3 Hovedfelt

Feltmoment

I feltmidte ligger flensen i strekksonen. Figur 8.10 viser plassering av armeringen og kraftresultantenes plassering. Det skraverte området indikerer hvor betongens trykksone ligger.



Figur 8.10: Feltmidte

Dimensjonerende feltmoment er

$$M_f = 9930 \text{ kNm}$$

For et gitt betongtverrsnitt og armeringsmengde må trykksonehøydefaktoren, α bestemmes slik at armeringstøyningen, ε_s tilsvarer likevekt mellom trykk- og strekkref-tene. For feltmidte i hovedspennet er tverrsnittet underarmert siden den balanserte armeringsmengde $A_{sb} < A_s$. Momentkapasiteten er dermed uavhengig av tøyningene i stålet.

Dersom tykkelsen av flensen er mindre enn trykksonehøyden for en forenklet rektangu-lær spenningsblokk kan man konservativt anta konstant trykkspenning i flensen. Kravet til flenstykkelser er:

$$t_f \leq 0.8\alpha d_1 \quad (8.3)$$

$$0.8\alpha d = 0.8 \cdot 0.258 \cdot 929\text{mm} = 192\text{mm} > t_f$$

Kravet er oppfylt, og man kan da regne med tynn flens. Kravet til momentlikevekt om spennarmeringen er dermed:

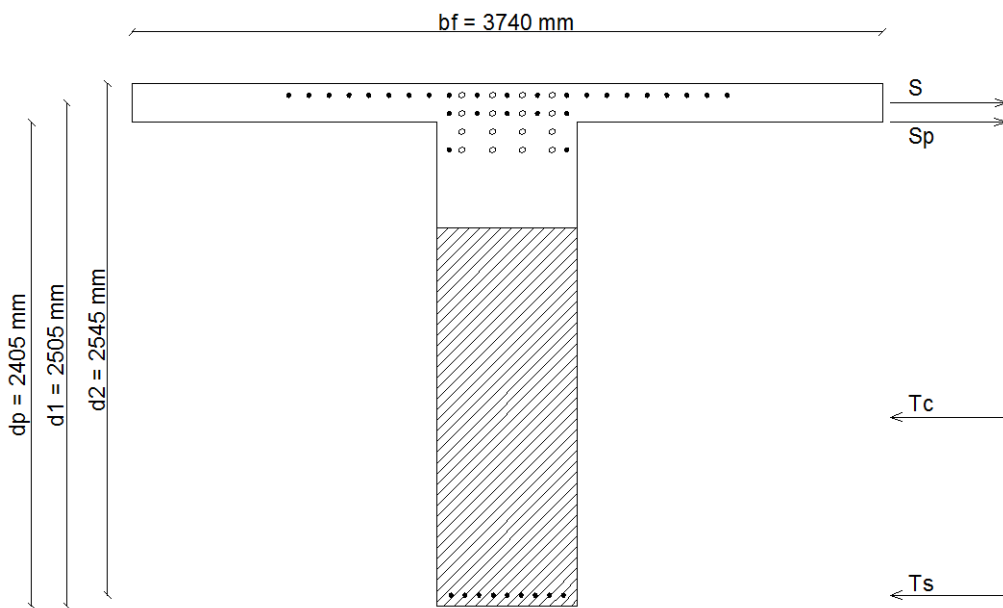
$$M_d = f_{cd}t_f b_f (d_1 - 0,5t_f) + A_{s1}f_{sd}(y_p - y_s) + A_{s2}f_{sd}(d_2 - y_p) \geq M_f \quad (8.4)$$

$$M_d = 8860\text{kN} < M_f$$

Momentkapasiteten i felt for hovedspennet er ikke tilstrekkelig.

Støttemoment

Over støtten ligger flensen i trykksone. Man kan da regne tverrsnittet som rektangulært med bredde tilsvarende stegbredde, b_w . Figur 8.11 viser plassering av armeringen og plassering av kraftresultantene. Det skraverte området indikerer hvor trykksonen ligger.



Figur 8.11: Støttemoment

Dimensjonerende støttemoment er

$$M_f = 17600\text{kNm}$$

Armeringstverrsnittet er overarmert siden balansert spennarmeringsmengde $A_{bp} > A_{p,tot}$. I dette tilfelle er man derfor nødt til å ta hensyn til armeringstøyningene ved bestemmelse av momentkapasiteten. Trykksonehøyde er gitt av

$$t = \alpha d_1 \quad (8.5)$$

$$\alpha d_1 = 0.72 \cdot 2505 \text{ mm} = 1811 \text{ mm}$$

Kravet til momentkapasiteten ved momentlikevekt om spennarmeringen:

$$M_d = 0,8 f_{cd} (1 - 0,4 \alpha) \alpha b_w d_1^2 + E_s \frac{[\alpha d_1 - (h - d_2)]}{\alpha d_m} \varepsilon_{cu} A_{s2} h' \geq M_f \quad (8.6)$$

$$M_d = 30000 \text{ kNm} \geq M_f$$

Momentkapasiteten over støtte for hovedspennet er tilstrekkelig.

Omlagring

Dimensjoneringen av feltmoment tilsier at kapasiteten ikke er tilstrekkelig i dette snittet. Siden tverrsnittet i feltet er underarmert og kapasiteten ved støtten er tilstrekkelig er det mulig med omlagring av bøyemomentet til støtten. Det er antatt 30% omlagring. De dimensjonerende momentene er dermed:

$$\begin{array}{ll} \text{Felt:} & M_{felt} = 6950 \text{ kNm} \\ \text{Støtte:} & M_{støtte} = 20570 \text{ kNm} \end{array}$$

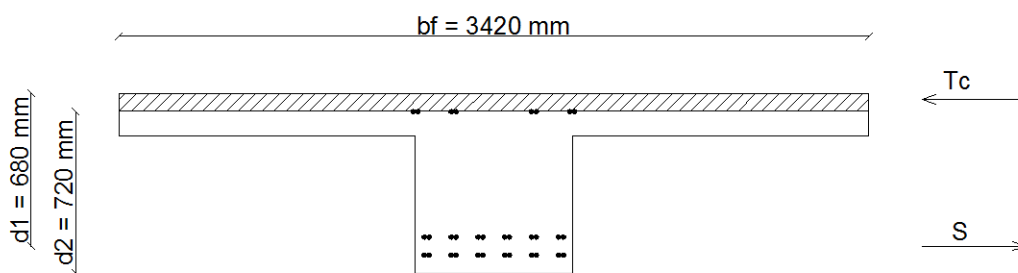
Momentkapasiteten for hovedspennet er dermed tilstrekkelig.

8.2.4 Akse 1 til 4

For dimensjonering av akse 1-4 følges samme framgangsmåte som for hovedspennet. Disse feltene er kun slakkarmerte, og man trenger derfor ikke ta hensyn til spennarmeringen.

Feltmoment

Figur 8.12 viser plassering av armeringen og kraftresultantenes plassering. Det skraverte området indikerer hvor trykksonen ligger.



Figur 8.12: Feltmidte akse 1-4

Dimensjonerende feltmoment er

$$M_f = 2210 \text{ kNm}$$

Tverrsnittet er underarmert og man trenger derfor ikke ta hensyn til armeringstøynningene. Kravet til flenstykkelse for beregning med tynn flens er:

$$t_f \leq 0.8\alpha d_1 \quad (8.7)$$

$$0.8\alpha d_1 = 0.8 \cdot 0.111 \cdot 680 \text{ mm} = 62 \text{ mm} < t_f$$

Kravet er ikke oppfylt, og man må derfor dimensjonere for tykk flens. Trykksoneens høyde er dermed lik

$$t = \alpha d_1 \quad (8.8)$$

$$\alpha d_1 = 0.111 \cdot 680 \text{ mm} = 77 \text{ mm}$$

Kravet til momentlikevekt om strekkarmeringen :

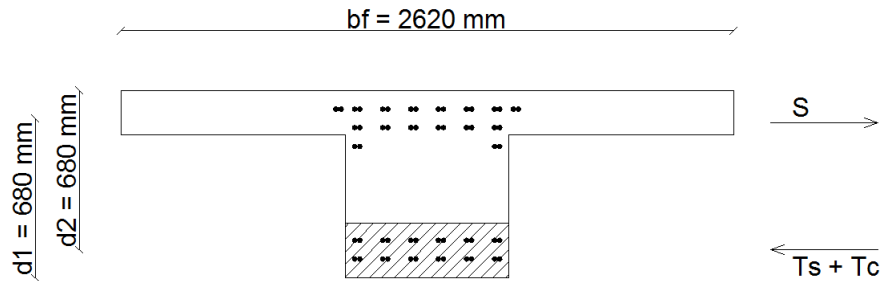
$$M_d = 0.8f_{cd}(1 - 0.4\alpha)\alpha b_f d_1^2 \geq M_f \quad (8.9)$$

$$M_d = 1880 \text{ kN} < M_f$$

Momentkapasiteten for felt i akse 1-4 er ikke tilstrekkelig.

Støttemoment

Figur 8.13 viser plassering av armeringen og kraftresultantenes plassering.



Figur 8.13: Støtte i akse 1-4

Dimensjonerende støttemoment er

$$M_f = 2270 \text{ kNm}$$

Armeringstverrsnittet er underarmert. På grunn av mengden trykkarmering vil det ikke være flytning i armeringen når tøyningen i betongen er ε_{cu} . Setter opp aksiallikevekt hvor det tas høyde for tøyningen i trykkarmeringen for å finne trykkehøydefaktoren α . Trykksonehøyde er gitt ved

$$t = \alpha d_1 \quad (8.10)$$

$$\alpha d_1 = 0.341 \cdot 680 \text{ mm} = 232 \text{ mm}$$

Kravet til momentlikevekt om strekkarmeringen:

$$M_d = 0.8 f_{cd} (1 - 0.4\alpha) \alpha b_w d_1^2 + A_{s2} \varepsilon_{s2} \frac{E_s}{\gamma_s} h' \geq M_f \quad (8.11)$$

$$M_d = 2211 \text{ kN} \leq M_f$$

Momentkapasiteten over støtten for akse 1-4 er ikke tilstrekkelig.

Reduksjon av støttemoment

Brudekket er monolittisk forbundet med søylene og man kan dermed redusere støttemomentet til verdien ved søylekanten, slik det er vist i Figur 8.9. Det antas for enkelhetsskyld at momentet avtar lineært til momentnullpunktet. Nullpunktet kan man i henhold til NS 3473 [15] anta at ligger en avstand $0,3L$ fra støtten. Støttemomentet finnes ved trekantlighet.

$$M_f = 2270 \text{ kNm} \cdot \frac{4.8 - 0.2}{4.8} = 2175 \text{ kNm}$$

Ved reduksjon av støttemomentet vil $M_f < M_d = 2211 \text{ kNm}$, og kapasiteten er tilstrekkelig.

Omlagring

Ikke mulighet for omlagring siden kapasiteten er nesten utnyttet over støtten og overskredet i felt.

8.3 Skjærkapasitet

Reglene for beregning av skjærkapasitet er gitt i NS 3473. I oppgaven er det valgt å benytte den forenklete metoden gitt i pkt.12.3.2 i standarden, og det må kontrolleres for strekkbrudd og trykkbrudd. De kritiske snittene for skjærkapasitet ligger i en avstand, d fra søylekanten. Erfaringer viser at bruddlasten for en bjelke er noe høyere enn skrårisslasten. Det er derfor naturlig å tenke seg at noe skjærkraft bæres av den gjenværende delen av trykksonen som ligger enten over eller under skrårisset. For skjærstrekkkapasiteten har man derfor etter NS 3473 [15] bidrag fra både betongen og skjærarmeringen.

8.3.1 Hovedfelt

Dimensjonerende skjærkraft i en avstand, d fra opplegg er

$$V_{f,red} = 2170kN$$

Skjærstrekkkapasitet uten armering

Kapasitet fra betongen er gitt av:

$$V_{cd} = V_{co} = 0.3(f_{td} + \frac{k_a A_s}{\gamma_c b_w d})b_w d k_v \leq 0.6 f_{td} b_w d k_v \quad (8.12)$$

Ligning 8.12 sier at det ikke er tillatt å regne med større bidrag fra lengdearmeringen enn fra det effektive betongtverrsnittet.

Ved aksial trykkraft fra forspenning sammen med bøyemoment og skjærkraft vil det føre til å at trykksonehøyden øker i forhold til ved rent moment. Dette bidrar positivt på kapasiteten da man kan tenke seg at tverrsnittets evne til å overføre skjærkraft øker. Ved beregning av den aksielle kraften er det antatt et forspenningstap på 20%. Kapasiteten for skjærkraft med samtidig aksialkraft er:

$$V_{cd} = V_{co} + 0.8 M_0 \left| \frac{V_f}{M_f} \right| \leq (f_{td} + 0.25 \frac{N_f}{A_c}) b_w z_1 \quad (8.13)$$

$$V_{cd} = 1260kN$$

Skjærstrekkapasitet med skjærarmering

Skjærstrekkapasiteten til et tverrsnitt med skjærarmering med senteravstand, s langs er

$$V_{sd} = \frac{f_{sd}A_{sv}}{s}z(1 + \cot\alpha)\sin\alpha \quad (8.14)$$

For vertikale bøyer er $\cot(\alpha) = 0$ og $\sin(\alpha) = 1$. Bidraget fra skjærarmeringen er:

$$V_{sd} = 930kN$$

Total skjærstrekkapasitet

Den totale skjærkraftkapasiteten er summen av bidraget fra betongen/slakkarmeringen og skjærarmeringen. Kravet til skjærstrekkapasiteten er dermed

$$V_d = V_{cd} + V_{sd} \geq V_{f,red} \quad (8.15)$$

$$V_d = 1260kN + 930kN = 2190kN \geq V_{f,red}$$

Skjærstrekkapasiteten til tverrsnittet i hovedspennet er tilstrekkelig.

Skjærtrykkapasitet

Skjærtrykkapasiteten er gitt av:

$$V_{ccd} = 0.3f_{cd}b_wz(1 + \cot(\alpha)) \leq 0.45f_{cd}b_wz \quad (8.16)$$

$$V_{ccd} = 6530kN \geq V_f$$

Ser at skjærtrykkapasiteten er tilstrekkelig for tverrsnittet.

8.3.2 Akse 1-4

Dimensjonerende skjærkraft i en avstand, d fra støtte ved akse 2:

$$V_{f,red} = 760kN$$

Skjærstrekkapasitet uten skjærarmering

Skjærstrekkapasiteten til tverrsnittet uten skjærarmering

$$V_{cd} = 350kN$$

Skjærstrekkkapasitet med skjærarmoring

For akse 1 til 4 har man to bidrag fra armeringen. Det ene bidraget kommer av de vertikale bøyene. Det andre bidraget kommer av lengdearmoringen som er bøyd opp med 45 grader i endene av feltene. Siden det ikke er spennarmoring i disse feltene er det ingen ekstra bidrag fra aksialkraften.

$$V_{sd} = V_{sd1} + V_{sd2} = 660kN + 280kN = 940kN$$

Total skjærstrekkkapasitet

Total skjærstrekkkapasitet er

$$V_d = 350kN + 940kN = 1290kN \geq V_{f,red}$$

Skjærtrykkkapasitet

$$V_{ccd} = 4810kN \geq V_f$$

Ser at skjærtrykkkapasiteten er tilstrekkelig for tverrsnittet.

8.4 Torsjonskapasitet for hovedfelt

Regler for kapasitetkontroll og dimensjonering for torsjonsmoment er gitt i NS 3473 pkt. 12.4. Tverrsnittskapasiteten beregnes for et antatt lukket hultverrsnitt. Veggtykkelsen, t , for hultverrsnittet er minste verdi av $1.2 \frac{A_{ct}}{u_c}$ og $0.2b$, hvor A_{ct} er betongtverrsnittet uten fradrag for hulrom og u_c er ytre omkrets av tverrsnittet.

8.4.1 Snitt 1 - Akse 10

Dimensjonerende torsjonsmoment og skjærkraft i en avstand, d fra opplegg

$$T_f = 581kNm$$

$$V_f = 1500kN$$

Kapasitet for trykkbrudd

Øvre grense for betongtverrsnittets kapasitet avhenger av retningen for det antatte trykkfeltet i betongen. Ved antatt hovedtrykkretning θ mellom 30° og 60° kan torsjonsmomentkapasiteten for trykkbrudd bestemmes av

$$T_{ccd} = 0.6f_{cd}A_ot \tag{8.17}$$

Ved kombinasjon av skjær og torsjon kan trykkbruddkapasiteten kontrolleres etter interaksjonsformelen gitt i Ligning 8.18. Skjærtrykkkapasiteten, V_{ccd} med vertikale bøyer er tilsvarende som for skjærberegningene i Avsnitt 8.3.

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{V_f}{V_{ccd}} \leq 1 \quad (8.18)$$

Dette gir følgende

$$T_{ccd} = 1564kNm$$

$$V_{ccd} = 6536kNm$$

Interaksjon

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{V_f}{V_{ccd}} = 0.6$$

Ser at trykkbruddkapasiteten er tilstrekkelig.

Kapasitet for strekkbrudd

Torsjonsarmering er påkrevd om

$$T_f \geq 0.3T_{cr} \quad (8.19)$$

hvor T_{cr} er risstorsjonsmomentet og er gitt av

$$T_{cr} = 2f_{td}(A_{ct} - 0.5t_c u_c)t_c \quad (8.20)$$

$$T_f = 581kNm > 0.3T_{cr} = 128kNm$$

Torsjonsarmering er dermed nødvendig. Ligning 8.21 gir nødvendig mengde bøylearmering i én sideflate dersom man dimensjonerer bøylene ut fra flytning ved brudd.

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{T_f}{2A_o f_{st}} \quad (8.21)$$

I et snitt i avstand, d fra støtte i akse 10 ligger bøylene med 10 mm diameter med senteravstand 120 mm. Kravet i 8.21 sier at maksimal senteravstand mellom bøylearmeringen kan maksimalt være 115 mm, og kravet er derfor ikke innfridd.

Nødvendig lengdearmering når man dimensjonerer ut fra flytning ved brudd gir

$$A_{sl} = \frac{T_f u_o}{2A_o f_{sl}} \quad (8.22)$$

hvor u_o er omkretsen av bøylearmeringen. Nødvendig lengdearmering, A_{sl} er $1979mm^2$. Det aktuelle lengdearmeringsarealet i snittet er vesentlig høyere enn kravet, og det er derfor tilstrekkelig mengde lengdearmering.

8.4.2 Snitt 2 - Enden av lastfelt

Dimensjonerende krefter i en avstand, d fra opplegg

$$T_f = 581kNm$$

$$V_f = 546kN$$

Det er benyttet samme framgangsmåte som for snitt 1.

Kapasitet for trykkbrudd

Trykkbruddkapasiteten for henholdsvis torsjon og skjær

$$T_{ccd} = 741kNm$$

$$V_{ccd} = 2990kNm$$

Interaksjon

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{V_f}{V_{ccd}} = 0.97$$

Trykksbruddkapasiteten er tilstrekkelig.

Kapasitet for strekkbrudd

$$T_f = 581kNm > 0.3T_{cr} = 50kNm$$

Torsjonsarmering er dermed nødvendig. I feltmidte av hovedspennet ligger det to og to bøylar a 10mm diameter buntet sammen. Dette gir at maksimal senteravstand mellom de doble bøyene kan være 110 mm. Siden senteravstanden er 120 mm, vil mengden bøylar ikke være tilstrekkelig. Nødvendig lengdearmering, A_{sl} er $4179mm^2$. Det er noe usikkert hvor stor lengdearmeringsmengden er, da det ikke er armeringstegninger for dette snittet. Det vil sannsynligvis være noe mer lengdearmering enn i midtsnittet i hovedfeltet. Kapasiteten til bøyemomentet vil også være noe mindre utnyttet enn for midtsnittet, men sannsynligvis vil store deler av lengdearmeringen gå med til å ta opp bøyemomentet. Lengdearmeringsmengden vil derfor ikke være tilstrekkelig.

8.5 Oppsummering

Tabell 8.7: Utnyttelsesgrad av momentkapasitet ved omlagring

Snitt	Momentkapasitet [kNm]	Dimensjonerende moment [kNm]	Utnyttelsesgrad
Hovedspenn			
Felt	8860	6950	0,78
Støtte 10	30000	20570	0,69
Akse 1-4			
Felt	1880	2210	1,18
Støtte	2211	2175	0,98

Tabell 8.8: Utnyttelsesgrad av skjærkapasitet

Snitt	Skjærstrekk- kapasitet [kN]	Skjærtrykk- kapasitet [kN]	Dim. skjær [kN]	Utnyttelses- grad for for strekkbrudd
Hovedspenn	2190	6530	2170	0,99
Akse 1-4	1290	4810	760	0,59

Torsjonskapasiteten for strekkbrudd er i følge beregningene ikke tilstrekkelig. I beregningene er det kun sett på kravet til bøylearming fra torsjonsmomentet. Da dette viser seg ikke å være tilstrekkelig er det ikke gjort en videre beregning av den nødvendige mengden bøylearming for å ta opp skjærkraften for å ta opp denne skjærkraften. Torsjonskapasiteten for trykkbrudd ved kombinasjon av torsjonsmoment og skjær er innenfor kravet.

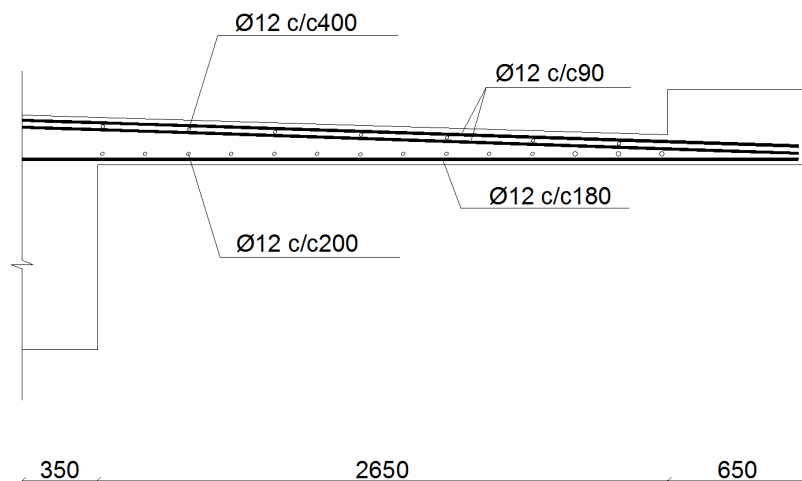
Kapittel 9

Bruddgrensetilstand - Tverretning

Møteplassen over hovedfeltet tillater at trafikklastene kan stå eksentrisk i forhold til senterlinjen av kjørebanelen. Det er derfor nødvendig å kontrollere for moment og skjær på den utkragede delen av bruoverbygningen. For akse 1-4 vil kun skjærkapasiteten kontrolleres siden det er begrensede muligheter for eksentrisk plassering av last. X-aksen ligger her langs tverretningen av bruplatten, mens y-retningen ligger i lengderetning av bruplatten. For fullstendige beregninger henvises det til Vedlegg F

9.1 Hovedfelt

Figur 9.1 viser armering av bruplatten i feltmidte av hovedspennet, samt bredden av bruplatten. Tverrsnittet er symmetrisk. For mer fullstendig tegningsgrunnlag vises det til Vedlegg A.



Figur 9.1: Armering av brudekke i hovedspennet

9.1.1 Dimensjonerende krefter

Utrekning av de dimensjonerende kreftene fra egenvekten i tverretningen er gitt i Vedlegg E.

Momentbidrag

Egenvekt

Utkragerdelen av bjelketverrsnittet virker som en enveisplate. Dette gjør at egenvekten kun bidrar til momentet om x-aksen. Tabell 9.1 viser momentet i et snitt ved bjelkekanten.

Tabell 9.1: Momentbidrag fra egenlast

Lasttilfelle	Last [kN/m]	Arm [m]	Moment [kNm/m]
Bruoverbygning	12,2	1,22	14,8
Kantdrager	5,7	2,975	16,9
Asfalt	2,3	1,325	3,1
Betongpåstøp	5,3	1,325	7,0
Rekkverk	0.5	2,975	1,5
Totalt			43,3

Dimensjonerende moment

$$M_{g,f} = 1.15 \cdot 43.3 \text{ kN/m} = 50 \text{ kNm/m}$$

Trafikklast

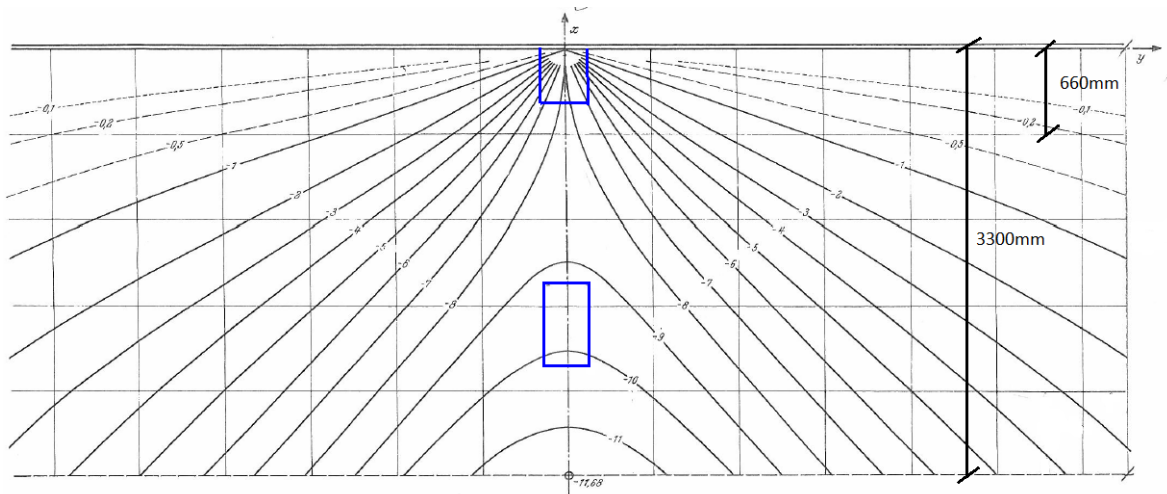
Ved bestemmelse av momentet fra hjullasten benyttes det influenslinjer etter Adolf Puchers diagrammer [27]. Diagrammene gir ugunstigste lastplassering i lengde- og tverretning for plater med ulike randbetingelser. Etter håndbok 238 [1] skal det i tverretning kontrolleres for en hjullast $H = 80 \text{ kN}$. Hjullastene anleggsflate er et rektangel med sidene 0,2 m i kjøreretningen og 0,6 m i tverretningen. Man antar videre at lasten brer seg utover med en vinkel på 45° ned til senterlinjen av tverrsnittet. Dette gir at den totale lastflaten til hjullasten er

$$t_x = 0.76 \text{ m} \quad t_y = 0.36 \text{ m}$$

Hjullastenes lastflater tegnes inn i diagrammet i kritisk posisjon med riktig målestokk. Momentet finner man ved å multiplisere den gjennomsnittlige μ_{middel} -verdien med den totale lasten som påføres, og dividere med 8π slik vist i ligning 9.1

$$M = \mu_{\text{middel}} \frac{H}{8\pi} \quad (9.1)$$

For den utkragende delen av bjelketverrsnittet vil kritisk plassering av hjullasten for moment om x-aksen være så langt ut mot kantdrageren som mulig med det ytterste hjulet. Det andre hjulet vil dermed bli delvis plassert over bjelken, og man må redusere hjultrykket i forhold til den delen som havner utenfor platen. Redusert hjullast for hjulet delvis i felt blir $H^* = 45kN$. Figur 9.2 viser diagrammet og plassering av hjullasten for støttemoment.

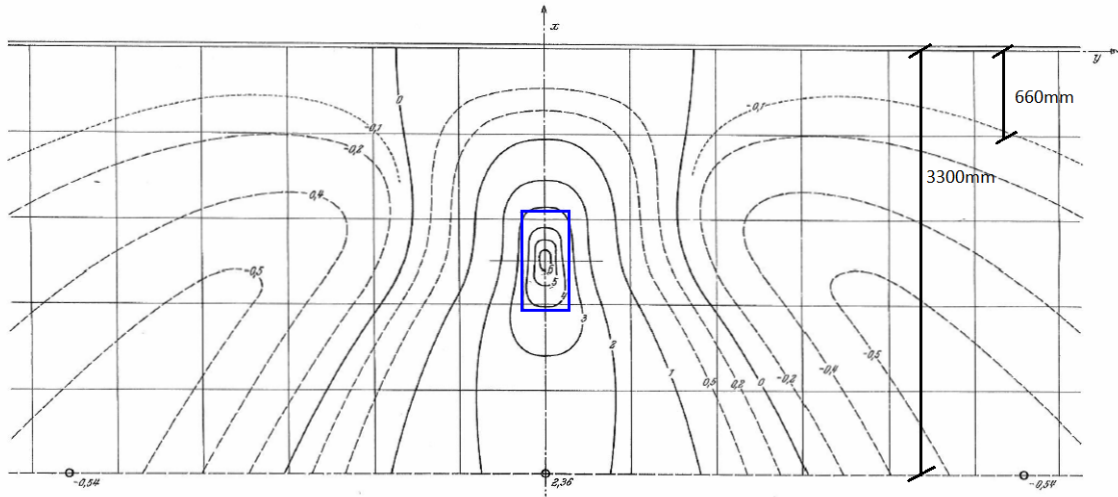


Figur 9.2: Influensdiagram for moment ved innspenning i x-retning

$$\mu_{middel,x} = 9,6$$

$$\mu_{middel,x} = 4.1$$

I utgangspunktet vil influensdiagrammet for fri kant av en utkraget plate gi største moment om y-aksen. Kantdrageren og kravet i håndbok 238 [1] til plassering av lasten gjør imidlertid at hjullasten blir plassert inn mot midten av platen. Denne plasseringen gir ingen stor respons på den frie kanten. Det brukes i stedet influenslinjer for momentet i midtpunktet av en utkrager. Figur 9.3 viser dette diagrammet og plassering av hjullasten.



Figur 9.3: Influensdiagram for moment i midtpunkt i y-retning

$$\mu_{middel,y} = 4.5$$

Momentbelastning

$$M_x = 9.6 \frac{80}{8\pi} + 4.1 \frac{45}{8\pi} = 37.9 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = 4.5 \frac{80}{8\pi} = 14.3 \text{ kNm/m}$$

Dimensjonerende moment

$$M_x = 1.4 \cdot 37.9 \text{ kNm/m} = 53 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = 1.4 \cdot 14.3 \text{ kNm/m} = 20 \text{ kNm/m}$$

Skjærbidrag

Egenlast

Tabell 9.2: Skjærbidrag fra egenlast

Lasttilfelle	Skjær [kN/m]
Bruoverbygning	12,2
Kantdrager	5,7
Asfalt	2,3
Betongpåstøp	5,3
Rekkverk	0,5
Totalt	26,0

Tabell 9.2 viser skjærkraften i et snitt ved bjelkekanten. I henhold til NS 3473 [15] skal skjærstrekkapasitet kontrolleres for en dimensjonerende skjærkraft i en avstand, d fra

bjelkekanten. Når dette er tatt hensyn til vil den reduserte skjærkraften være:

$$V_{g,red} = 25kN/m$$

Dimensjonerende skjærkraft ved bjelkekant

$$V_{g,f} = 1.15 \cdot 25kN/m = 29kN/m$$

Trafikklast

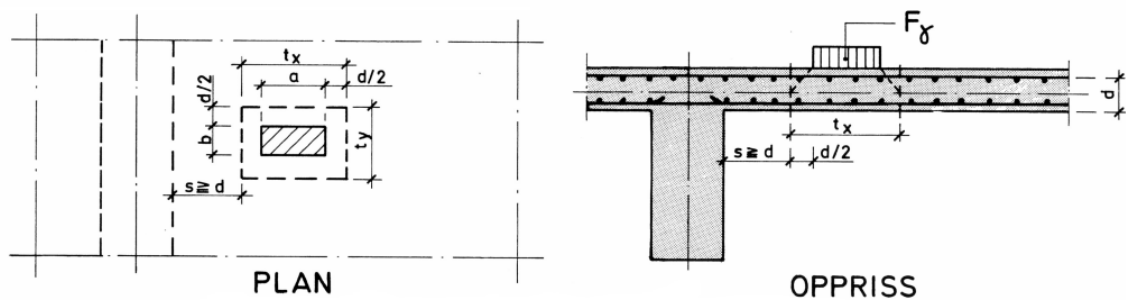
Den dimensjonerende skjærkraften bestemmes etter Norsk Betongforenings publikasjon nr.6: Skjærkraftkapasitet for plater med konsentrerte laster [8]. For last på plate nær opplegg bestemmes den dimensjonerende skjærkraften per lengdeenhet av:

$$V_{\gamma maks} = k_v \frac{F_{\gamma}}{t_y} \quad (9.2)$$

k_v leses av diagrammet vist i Figur 9.5 som funksjon av $\frac{t_x}{t_y}$ og $\frac{s}{t_y}$. Hjullastens totale lastflate bestemmes på samme måte som for momentbidraget.

$$t_x = 0.810m \quad t_y = 0.410m$$

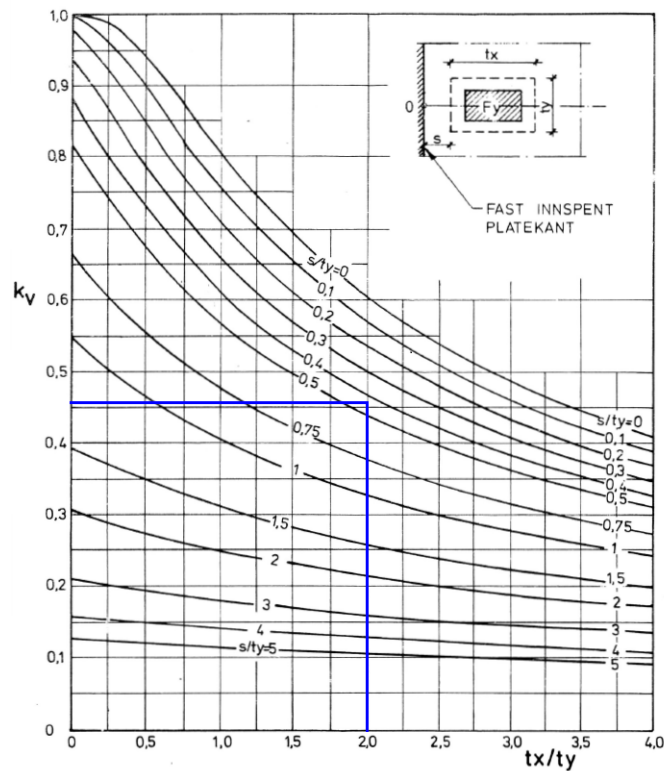
Denne lasten plasseres i en avstand $s \geq d$ fra søylekanten slik det er vist i Figur 9.4. Der ikke andre betingelser bestemmer plassering av lasten settes $s = d = 180mm$.



Figur 9.4: Last nær opplegg [8]

$$\frac{t_x}{t_y} = 1.98 \quad \frac{s}{t_y} = 0.44$$

Fra Figur 9.5 finner man verdien for k_v .



Figur 9.5: k_v for last nær opplegg, fast innspent platekant [8]

$$k_v = 0,46$$

Skjærkraftbidraget fra hjullasten

$$V_{\gamma maks} = 0.46 \cdot \frac{80}{0.410} = 89.8 kN/m$$

Dimensjonerende skjærkraft

$$V_{t,f} = 1.4 \cdot 89.8 kN/m = 126 kN/m$$

9.1.2 Momentkapasitet

For beregning av momentkapasiteten følger samme prosedyre som for brubjelke i lengderetning. Tverrsnittet er i dette tilfellet rektangulært med varierende høyde etter hvor på bruplatten man står. Momentkapasiteten bestemmes per løpemeter.

Dimensjonering for x-retning

Ved bjelkekanten ligger oversiden av dekket i strekk. Dimensjonerende moment ved bjelkekant er funnet til å være

$$M_{f,x} = 103 kNm/m$$

Tverrsnittet ble funnet til å være underarmert. Dette gir at trykksonehøyden er

$$\alpha d_1 = 67 \text{ mm}$$

Kravet til momentkapasiteten ved momentlikevekt om strekkarmeringen:

$$M_{d,x} = 0.8 f_{cd} (1 - 0.4 \alpha) \alpha b d_1^2 \geq M_f \quad (9.3)$$

$$M_{d,x} = 115 \text{ kNm/m} \geq M_{f,x}$$

Av dette ser vi at momentkapasiteten ved bjelkekanten er tilstrekkelig.

Dimensjonering for y-retning

I y-retning vil en hjullast i midtpunktet av platefelte gi strekk i underkant. Dimensjonerende moment:

$$M_{f,y} = 20 \text{ kNm/m}$$

Tverrsnittet ble funnet til å være underarmert med trykksonehøyde:

$$t = \alpha d_1 = 20 \text{ mm}$$

Momentlikevekt om strekkarmeringen gir følgende krav til momentkapasiteten:

$$M_{d,y} = 0.8 f_{cd} (1 - 0.4 \alpha) \alpha b d_1^2 \geq M_{f,y} \quad (9.4)$$

$$M_{d,y} = 25 \text{ kNm/m} \geq M_{f,y}$$

Kapasiteten i midtpunktet av platen er tilstrekkelig.

9.1.3 Skjærkapasitet

Dimensjonerende skjærkraft i en avstand, d fra bjelkekanten

$$V_f = 155 \text{ kN/m}$$

Skjærstrekkapasitet

For skjærstrekkapasiteten er det kun bidrag fra betongen som bidrar på skjærkapasiteten.

$$V_{cd} = V_{co} = 0.3 \left(f_{td} + \frac{100 A_s}{\gamma_c b d} \right) b d k_v \leq 0.6 f_{td} b d k_v \quad (9.5)$$

$$V_{cd} = 153 \text{ kN/m} < V_f$$

Skjærstrekkapasiteten er ikke tilstrekkelig.

Skjærtrykkkapasitet

Skjærtrykkkapasiteten er gitt av

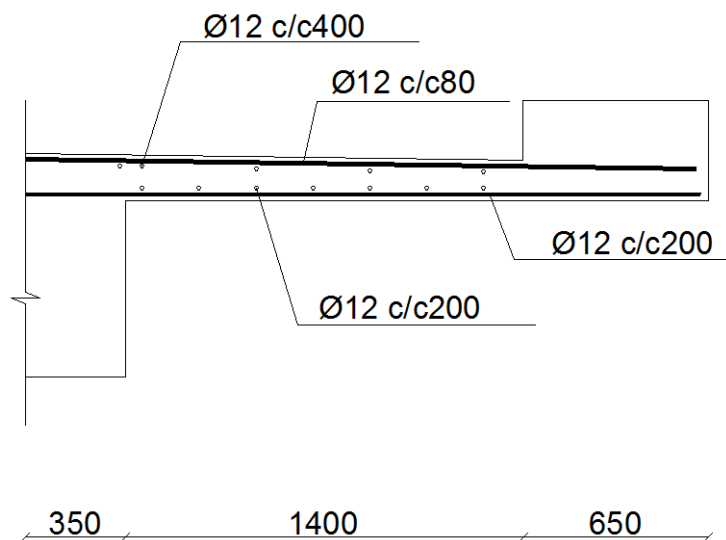
$$V_{ccd} = 0.45f_{cd}bz \quad (9.6)$$

$$V_{ccd} = 1021kN/m$$

Får av dette at skjærtrykkkapasiteten er tilstrekkelig.

9.2 Akse 1 til 4

For akse 1 til 4 kontrolleres kun skjærkapasiteten i tverretningen da momentkapasiteten antas å være tilstrekkelig på grunn av begrenset mulighet for eksentrisk plassering av hjullast. Figur 9.6 viser armering av bruplatten i feltmidte av hovedspennet, samt bredden av bruplatten. Tverrsnittet er symmetrisk. For mer fullstendig tegningsgrunnlag vises det til Vedlegg A.



Figur 9.6: Armering av brudekke i akse 1-4

9.2.1 Dimensjonerende laster

Utregning av de dimensjonerende kreftene fra egenvekten i tverretningen er gitt i Vedlegg E.

Skjærbidrag

Egenlast

Tabell 9.3: Skjærbidrag fra egenlast

Lasttilfelle	Skjær [kN/m]
Bruoverbygning	5,0
Kantdrager	5,7
Asfalt	1,2
Betongpåstøp	2,8
Rekkverk	1,0
Totalt	15,0

Dimensjonerende skjærkraft i en avstand, d fra bjelkekanten er tilnærmet lik verdien gitt i Tabell 9.3 Dimensjonerende skjærkraft fra egenlast

$$V_{g,f} = 1.15 \cdot 15 = 17.3 \text{ kN/m}$$

Trafikklast

Føringsbredden for akse 1-3 er 3,5m. Dette gjør det i teorien mulig å plassere en hjullast fra et vogntog i en avstand, d fra bjelkekanten, som vil være den ugunstigste situasjonen for disse feltene. Da brua brukes av gående og det er ikke fullverdig gangbane, vil man kunne tenke seg en situasjon hvor et vogntog vil legge seg ut til den ene siden av føringsbredden for å styre unna gående. Det er derfor valgt å kontrollere brua for en eksentrisk trafikklast fra vogntog.

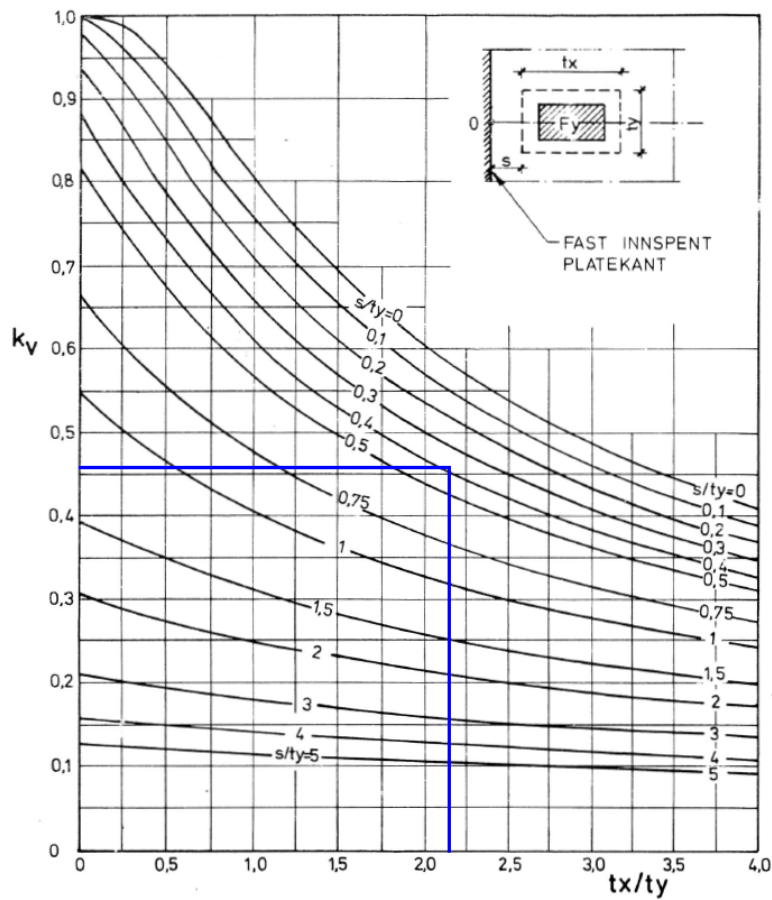
Hjullastens totale lastflate

$$t_x = 0,752 \text{ m} \quad t_y = 0,352 \text{ m}$$

Det er ingen andre betingelser som bestemmer plassering av lasten, dermed settes $s = d = 135 \text{ mm}$.

$$\frac{t_x}{t_y} = 2,14 \quad \frac{s}{t_y} = 0,38$$

Fra Figur 9.7 finner man verdien for k_v .



Figur 9.7: k_v for last nær opplegg, fast innspent platekant [8]

$$k_v = 0,46$$

Skjærkraftbidraget fra hjullasten

$$V_{\gamma maks} = 0.46 \cdot \frac{80}{0.352} = 104kN/m$$

Dimensjonerende skjærkraft fra hjullasten

$$V_{t,f} = 1.4 \cdot 104kN/m = 146kN/m$$

9.2.2 Skjærkapasitet

Dimensjonerende skjærkraft i en avstand, d fra bjelkekanten

$$V_f = 163kN/m$$

Skjærstrekkkapasitet

For skjærstrekkkapasiteten er det kun bidrag fra betongen som bidrar på skjærkapasiteten.

$$V_{cd} = V_{co} = 0.3(f_{td} + \frac{100A_s}{\gamma_c bd})bdk_v \leq 0.6f_{td}bdk_v \quad (9.7)$$

$$V_{cd} = 105kN/m < V_f$$

Skjærstrekkkapasiteten er ikke tilstrekkelig.

Skjærtrykkkapasitet

Skjærtrykkkapasiteten er gitt av

$$V_{ccd} = 0.45f_{cd}bz \quad (9.8)$$

$$V_{ccd} = 737kN/m$$

Får av dette at skjærtrykkkapasiteten er tilstrekkelig.

9.3 Oppsummering

Moment

Tabell 9.4: Utnyttelsesgrad av momentkapasitet for hovedspennet

Snitt	Momentkapasitet [kNm/m]	Opptredende moment [kNm/m]	Utnyttelsesgrad
X-retning	115	103	0,90
Y-retning	25	20	0,80

Skjær

Tabell 9.5: Utnyttelsesgrad av skjærkapasitet

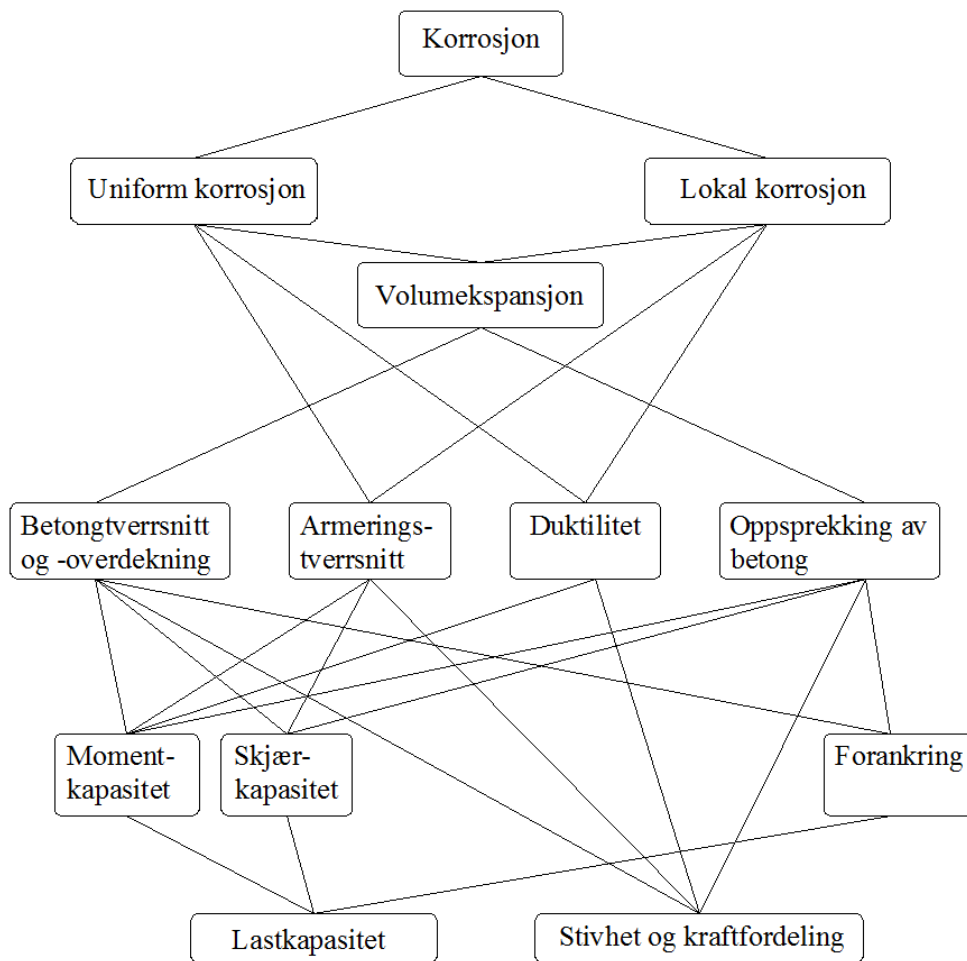
Snitt	Skjærstrekk- kapasitet [kN/m]	Skjærtrykk- kapasitet [kN/m]	Opptredende skjær [kN/m]	Utnyttelsesgrad for strekkbrudd
Hovedspenn	153	1021	155	1,01
Akse 1-4	105	737	163	1,55

Kapittel 10

Konsekvenser av armeringskorrosjon

I dette kapitlet presenteres ulike konsekvenser av armeringskorrosjon. Det vil også gjøres en vurdering av betydningen av skadene på bæreevnen til Nerlandsøybrua.

Det finnes store mengder litteratur om armeringskorrosjon, hvor hovedandel av disse publikasjonene omhandler mekanismene som fører til korrosjon og måter for å forhindre dette. Et mindretall omhandler effekten av korrosjon på de mekaniske egenskapene til armering og hvordan det påvirker yteevnen. Den litteraturen som finnes er i mange tilfeller vanskelig å sammenligne da ulike forsøksforhold påvirker resultatene i stor grad og testresultatene er motsigende. Flere studier med tester på prøvestykker er armeringskorrosjonen framprovosert i laboratorier ved enten å påføre spenning eller tilsette natriumklorid. Resultatet er ofte uniform korrosjon langs hele armeringen. Feltundersøkelser viser imidlertid at dette nødvendigvis ikke gjenspeiler situasjonen for reelle konstruksjoner. Korrosjon på grunn av klorider er som regel konsentrert til enkelte områder. Studiene i laboratorier er også gjerne utført ved at prøvestykkene utsettes for korrosjon, og deretter pålastes. I en faktisk konstruksjon vil disse prosessene være simultane, og kan framskynde initiering av korrosjon. I Figur 10.1 er de ulike effektene av armeringskorrosjon på et betongelement framstilt.



Figur 10.1: Effekter av korrosjon på lastkapasitet, stivhet og kraftfordeling av et betongelement [9]

10.1 Reduksjon av armeringstverrsnitt

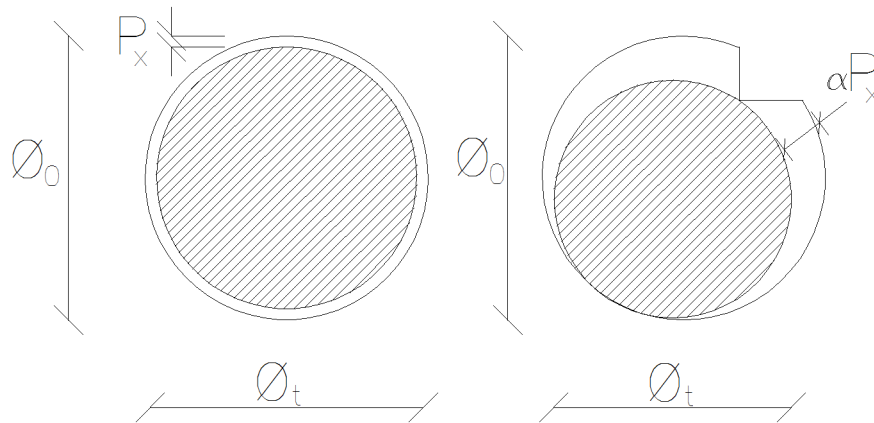
Uniform korrosjon og pittingkorrosjon vil føre til jevn eller lokal reduksjon av det effektive tverrsnittet. Korrosjonsgraden angis ofte som vekttap i forhold til opprinnelig vekt i prosent. For konstruksjoner som fortsatt er i bruk vil det imidlertid være vanskelig å finne vekttapet. En alternativ metode for mål på armeringskorrosjon vil være direkte måling av den gjenværende radiusen. For pittingkorrosjon viser undersøkelser at gropen som dannes har sirkulært tverrsnitt med diameter i underkant av to ganger dybden av gropen. Basert på disse antakelsene vil tverrsnittstapet økte proporsjonalt med kvadratet av dybden av gropen [9].

For konstruksjonselementer hvor betongoverdekningen fortsatt er til stede, kan det gjenværende tverrsnittet finnes via estimerte beregninger. Modellene er deterministiske, og viser sannsynlige resultat basert på de forutsetningene som er tatt. Det kan antas

at diameteren blir redusert etter Ligning 10.1

$$\phi = \phi_0 - \alpha P_x \quad (10.1)$$

hvor ϕ er den gjenværende effektive diameteren av armeringen, ϕ_0 er den opprinnelige diameteren, og P_x er gjennomsnittlig reduksjon av radius til stangen i mm per år. Faktoren α er 2 for armeringsstenger utsatt for uniform korrosjon. For pittingkorrosjon kan denne faktoren være opp til 10 [10]. Modellen som er benyttet for reduksjon av tverrsnittet ved korrosjon fra karbonatisering og klorider er vist i Figur 10.2.



Figur 10.2: Antatte modeller for reduksjon av armeringsarealet ved karbonatisering og kloridinitiert korrosjon [10]

P_x er uttrykt som:

$$P_x = 0.0115 I_{corr} \cdot t \quad (10.2)$$

hvor $0.0115 I_{corr}$ representerer korrosjonshastigheten i mm per år dersom strømstyrken I_{corr} , som kan måles, er uttrykt i $\mu A/cm^2$. Tabell 10.1 angir foreslåtte verdier for I_{corr} .

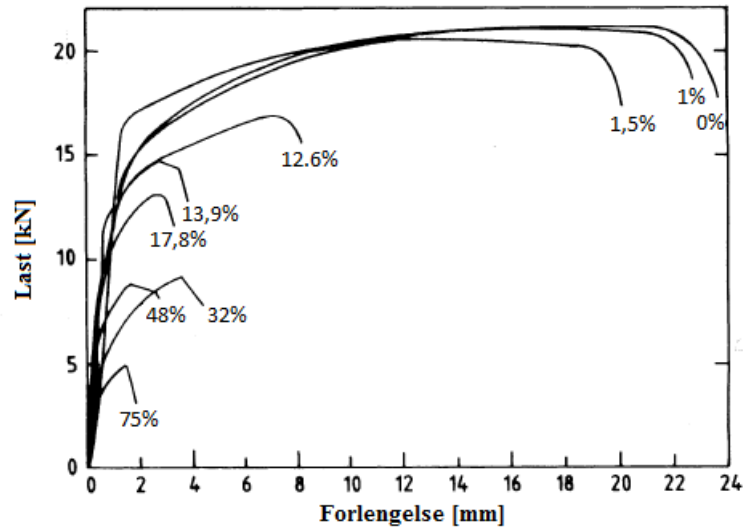
Tabell 10.1: Forslag til I_{corr} for forskjellige miljøklasser [10]

Miljøklasser		I_{corr} [$\mu A/cm^2$]		Hastighet [mm/år]
X0	Ingen korrosjon	$\sim 0,01$		0,00011
Karbonatisering		Delvis	Fullstendig	
XC1	Tørt og helt vått	$\sim 0,01$	$\sim 0,01$	0,0001
XC2	Vått, sjeldent tørt	0,1-0,5	0,2-0,5	0,001-0,005
XC3	Moderat fuktig	0,05-0,1	0,1-0,2	0,0005-0,002
XC4	Syklisk vått - tørt	0,01-0,2	0,2-0,5	0,0001-0,005
Kloridinitiert korrosjon				
XD1	Lite fuktig	0,01-0,2		0,001-0,002
XD2	Vått, sjeldent tørt	0,1-0,5		0,001-0,005
XD3	Syklisk vått - tørt	0,5-5		0,005-0,05
XS1	Lett sjøsprut	0,5-5		0,005-0,05
XS2	I sjøvann	0,1-1		0,001-0,01
XS3	Tidevannssone/mye sjøsprut	1-10		0,01-0,1

10.2 Duktilitet og styrke

Duktilitet kan forhindre kollaps og et plutselig sprøtt brudd i en konstruksjon. For et underarmert betongelement vil brudd initieres ved flytning av armeringen og etterfølges av knusing av betongen i trykksonen. Armeringen er nødt til å kunne tåle store strekk- eller trykkpåkjenninger inntil betongen knuses slik at konstruksjonen kan generere store deformasjonen uten betydelig reduksjon i kapasiteten. For underarmerte tverrsnitt er deformasjonen og kapasiteten i stor grad avhengig av duktiliteten på armeringen.

Uniform korrosjon og pittingkorrosjon fører begge til endringer i armeringsegenskaper. Du et al [28] fant i sitt studie at fasthetsforholdet for henholdsvis flytefastheten og bruddfastheten i liten grad er påvirket av uniform korrosjon. Dette gjelder også elastisitetsmodulen. Dette medfører at de overnevnte fasthetsegenskapene for ukorrodert armering kan dermed fortsatt brukes for korrodert armering. Korrosjonsgraden påvirker ikke strekkfastheten til armeringen ved beregninger basert på det aktuelle armeringstverrsnittet. På den andre siden viser studiet at bruddtøyningen reduseres markant som følge av uniform korrosjon. Det er generell konsensus om at armeringen får en mindre duktil oppførsel etter hvert som korrosjonsgraden øker. Det som er uklart er når man går fra duktil til ikke-duktil oppførsel. Almusallam [11] fant at stålet vil få en sprø oppførsel når vekttap fra korrosjon Q_{corr} overstiger 12,5%, se Figur 10.3. Andre igjen har funnet fullstendig tap av duktilitet når Q_{corr} overstiger 20%. Det er også rapportert om "veldig sprø" oppførsel når Q_{corr} overstiger 50% [28].



Figur 10.3: Last - forlengelse, for en 6 mm armeringsstang [11]

Du et al. [28] viste også at diameter og armeringstype påvirker resultatet. Rundstålet er mer utsatt for korrosjon i forhold til kamstål. For rundstål kommer vekttapet helt og holdent av reduksjon av tverrsnittsarealet. For kamstål vil vekttap komme av reduksjon av kammene i tillegg til tverrsnittsarealet. For samme korrosjonsgrad betyr det at det gjenværende armeringsarealet vil være mindre for rundstål enn kamstål, og restkapasiteten vil følgelig avta hurtigere for rundstål. Forskjellen i resultatene er imidlertid ikke større enn 5%, og det viser at tap av duktiliteten i første omgang er en funksjon av korrosjonsgraden.

Det finnes flere ulike modeller for å beregne gjenværende duktilitet av en armering utsatt for uniform korrosjon. En modell baserer seg på antagelsen om at flytetøyningen reduseres lineært med korrosjonsgraden [29]:

$$\varepsilon_{su} = (1 - \alpha_1 Q_{corr}) \varepsilon_{su0} \quad (10.3)$$

hvor ε_{su} er gjenværende flytetøyningen til den korroderte armeringen, med tverrsnittstap av armeringen Q_{corr} uttrykt i prosent av opprinnelig tverrsnitt og ε_{su0} representerer flytetøyningen av en ukorrodert armeringsstang. α_1 er en empirisk koeffisient som avhenger av miljø og type korrosjon. Rapporterte verdier for α_1 varierer fra 0-0,06. $\alpha_1 = 0.01$ korresponderer til en situasjon hvor tap av duktilitet er proporsjonalt med gjennomsnittlig tverrsnittstap.

Du et. al foreslår at man bruker Ligning 10.4 eller 10.5 til å bestemme andel korrosjon ved hjelp av Ligning 10.3.

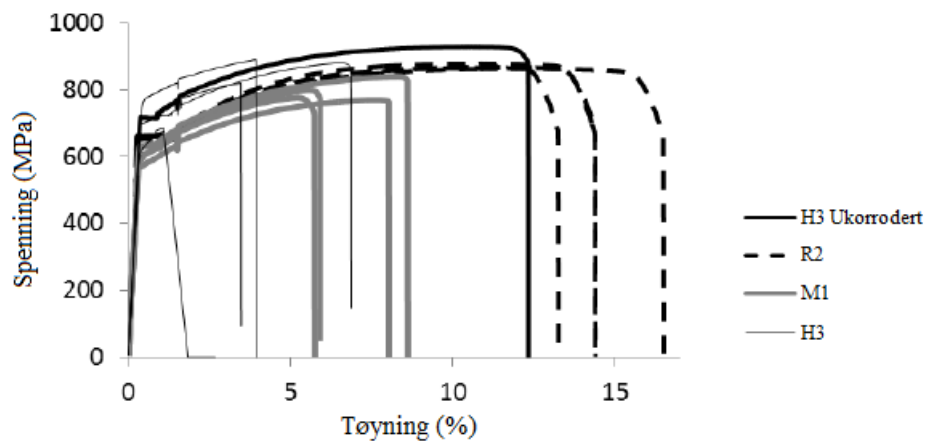
$$Q_{corr} = 1 - \left(\frac{d_s}{d}\right)^2 \quad (10.4)$$

$$Q_{corr} = 4 \frac{P_x}{d} = 0.046 \frac{I_{corr} t}{d} \quad (10.5)$$

hvor d er diameter av ukorrodert armeringsstang i millimeter, d_s er diameter av korrodert armeringsstang i millimeter, $P_x = 0.0115I_{corr}t$ er gjennomsnittlig reduksjon av radius til stangen i mm på år. t er antall år med initiert korrosjon.

Pittingkorrosjon, som angriper i lokale områder, vil ha maksimum penetreringsgrad tilsvarende fire til åtte ganger gjennomsnittlig penetrasjon fra uniform korrosjon. Pittingkorrosjon vil derfor føre til store, lokale spenningskonsentrasjoner som igjen fører til at lastkapasiteten vil avta hurtigere enn gjennomsnittlig tverrsnittstap. Dette vil føre til at den gjenværende fastheten til armeringen avtar markant. Siden lengden av området utsatt for korrosjon er kort, rundt to ganger diameter av armeringsstangen, vil gjennomsnittlig tøyning i stangen være lavere enn den lokale tøyningen ved korrosjonsområdet. Dette gjør at armeringsjernene vil gå til brudd ved lavere tøyninger enn bruddtøyningen for en ukorrodert stang. Armering utsatt for pittingkorrosjon vil oppleve en mer sprø bruddform med økende grad av armeringskorrosjon. Veldig sprø oppførsel kan forventes når 50% av armeringstverrsnittet er redusert lokalt [9].

Figur 10.4 er hentet fra studie [12] på heftkapasiteten til kantdragerne på en 30 år gammel bjelkebru, Stallbacka Bru i Sverige. Brua har vært utsatt for aggressivt miljø på grunn av avisningssalter og korrosjon på grunn av klorider er hovedårsaken til nedbrytning. Kantdrageren hadde ulik grad av skader, og prøvene fra brua ble delt inn i tre kategorier: Referanseprøver (R) uten synlige tegn til oppsprekking; Medium (M) skadde prøver med oppsprekking; og Kraftig (H) skadde prøver med avskalling av overdekningen. Armeringsstengene fra de ulike prøvene ble etter forsøket delt inn i seksjoner på 580,1 mm og målt. Vekttapet på de korroderte stengene var på 2-3%. Prøvene ble deretter testet i strekk. Flytespenningen og bruddspenningen for de korroderte prøvene var i gjennomsnittet redusert med henholdsvis 10% og 13%. Pittingkorrosjon er årsaken til det store tapet i duktilitet som er vist i Figur 10.4. Figuren viser at duktiliteten til den meste skadde prøven (H3) er kraftig redusert sammenlignet med de ukorroderte prøvene (H3 ukorrodert og R2). For korrosjonsgrad på 2-3% viser figuren at flyteområdet til en av H3-prøvene er borte. Sammenlignet med figur 10.3, viser ikke tap av duktilitet seg før korrosjonsnivået var nådd 12,5%. Dette indikerer at pittingkorrosjon har langt større innvirkning på duktiliteten sammenlignet med uniform korrosjon, og vil gi hurtigere tap.

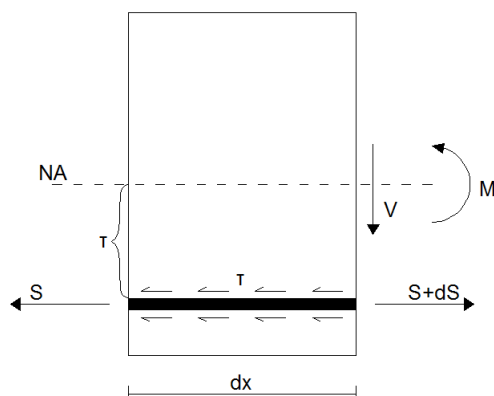


Figur 10.4: Spenning - tøyning i strekktest av armeringsstenger [12]

I praksis skal man kunne vurdere duktilitetstapet ved pittingkorrosjon på samme måte som for generell korrosjon, ved bruk av Ligning 10.3 med korrekte verdier for α_1 [29]. Ulike kloridtyper, miljø og varierende korrosjonsrate er noen av faktorene som gjør bestemmelsen av α_1 for pittingkorrosjon svært vanskelig. Mye av forskningen er basert på generell korrosjon i laboratorier, og pittingkorrosjon i naturlige omgivelser er derfor ennå et området hvor det trengs mer forskning. Selv om man er enige om en generell tendens er det fortsatt stor usikkerhet tilknyttet betydningen av korrosjonsgraden.

10.3 Heft

Heft mellom betongen og armeringen er en av de viktigste egenskapene til en armert betongkonstruksjon, og kan uttrykkes som skjærspenninger på overflaten av armeringsstangen, se Figur 10.5. Heftegenskapene skyldes mekanisk adhesjon, friksjon og mekanisk interaksjon mellom stålet og betongen. For kamstål skyldes heftegenskapene først og fremst friksjon, rett etterfulgt av mekanisk interaksjon mellom kammene og den omliggende betongen. Heftspenningene fra kamstål på betongen kan deles i to komponenter som virker aksielt og normalt på lengden av armeringsstangen. Heftegenskapene vil også være avhengig av betongfasthet, posisjonering, type armering og faktorer som hindrer tverrutvidelse (bøylearmering, betongoverdekning).



Figur 10.5: Heft for slakkarmering

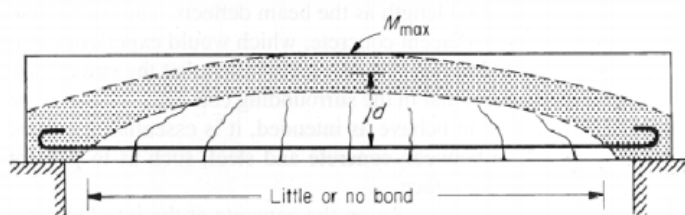
Heftspenningen τ finnes ved hjelp av likevekt av element under nøytralaksen [19].

$$\tau \cdot b \cdot dx = dS = \frac{dM}{z} \quad (10.6)$$

$$\tau = \frac{dM}{dx \cdot z \cdot b} = \frac{V}{zb} \quad (10.7)$$

Hvor b er bredden på tverrsnittet og z er avstand fra tyngdepunkt i trykksone til strekkarmering

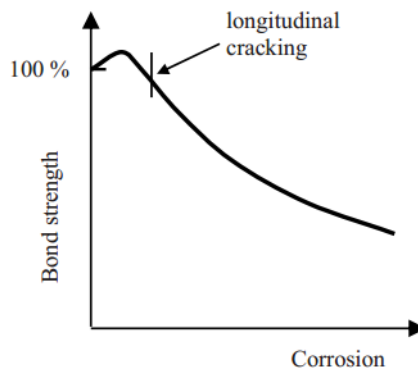
Heftspenningene øker med de ytre påkjenningene, og vil være størst ut mot oppleggene. Når bjelken mister store deler av heften vil spenningene i stålet etter hvert jevne seg ut og bli konstante over det frilagte området. En bjelke som mister heften vil gå over til å bære last som en bue, hvor lasten føres skrå trykkdiagonalt ned til opplegget. Dette er illustrert i Figur 10.6.



Figur 10.6: Buevirkning for bjelke med menglende heft

Når armeringen korroderer vil det i første omgang vise seg som langsgående riss i overdekningen. De første rissene trenger imidlertid ikke ha noe betydning på heftfastheten, i alle fall ikke hvis det er bøyler eller annen tverrarmering som krysser risset [10]. Korrosjonsproduktet som dannes vil legge seg på overflaten mellom armeringen og betongen, og bryte ned heften og dermed kunne redusere brukstiden til konstruksjonen. Ikke-uniform heftspenningsfordeling skaper vanskeligheter med å bestemme effekten av korrosjon på heftegenskapene. Likeledes føre ulike forutsetninger for studiene som

er gjennomført til varierende resultater. Akselerert korrosjon som ofte brukes i forsøk gjenspeiler ikke nødvendigvis situasjonen for en konstruksjon utsatt for naturlig korrosjon. Man ser gjerne at heftkapasiteten i naturlig korroderte prøver er langt høyere enn prøver med akselerert korrosjon [12]. I laboratorier brukes strømstyrker opp til $4\text{--}5\text{ mA/cm}^2$, vesentlig høyere enn verdier målt i felt. Prøver med høy strømstyrke kan få et plutselig fall i fastheten, mens reduksjonen er mer gradvis for lavere strømstyrker. Dette forklares blant annet med at tidsavhengige faktorer som svinn og kryp kan ha betydning på resultatet. Studiene viser likevel en generell tendens for utviklingen av heftegenskapene ved økende korrosjonsgrad slik vist i Figur 10.7.



Figur 10.7: Variasjon i heftfasthet med økende grad av korrosjon [13]

Fang et al. [30] har i sine studier sett på betydningen av korrosjonsgraden på heftegenskapene. I prøver med enten glattstål eller kamstål, med og uten bøylere, ble det utført uttreksforsøk. Testene viser at for kamstål uten bøylearmering er svært sensitiv for korrosjonsnivået. Heftegenskapene avtok rask med økende korrosjonsgrad, og heftfastheten ved 9% korrosjon var kun en tredjedel av den ukorroderte referanseprøven. Som ventet viste prøven en økning i heftfasthet ved lav korrosjonsgrad. I prøver med kamstål hvor det var brukt bøylere var heftegenskapene lite påvirket av korrosjonsgraden. Resultatene er i samsvar med funn gjort av Almusallam et al [31]. Sistnevnte fant maksimal heftfasthet ved 4% korrosjon. På dette punktet var heftfasthet nesten 13% høyere en heftfastheten til de ukorroderte kontrollbjelken. Årsaken til dette forklares med at armeringsjernet i betongen hindres fra bevegelse ettersom mengden korrosjonsprodukt øker og påfører den utenomliggende betongen et innvendig trykk. I tillegg øker ruheten på armeringen i de tidligste fasene av korrosjonen, og med det øker friksjonen mellom armeringen og den omliggende betongen. Når korrosjonsgraden overstiger 4%, får man plutselig et markert fall i heftfastheten og glidningen (slip) øker med avtatt bruddlast. For kamstålet kommer fallet plutselig på grunn av oppsprekking av betongoverdekningen. Kamstålet vil ved økt korrosjonsgrad også opptre mer som glattstål på grunn av reduksjon av kammene. Stålet mister dermed mye av sin forankringsevne til betongen, og heftbrudd opptre ved lavere laster. Korrosjonsmaterialet vil i tillegg fungere som et smøremiddel som reduserer friksjonen. Kamstålet opplevde en kraftig reduksjon i heftfastheten når korrosjonsgraden oversteg 25%. Dette fallet fortsatt opp til 45%. Ytterligere korrosjon av kamstålet hadde ingen stor effekt på heftfastheten.

Dette kommer av at sprekke som oppstår vil på et tidspunkt ikke lenger påvirker heftfastheten nevneverdig. Ved brede nok sprekker har armering allerede mistet mye av forankringskraften og en fortsatt økning i rissvidden vil ikke ha effekt på heftfastheten i betongen da armeringsstangen lett kan dras ut ("pull-out"-brudd) av betongen.

I likhet med Fang et al. [30] fant Hanjari et al. [32] i sine studier at heftfastheten i stor grad er påvirket av den omliggende betongen, bøylearmeringen og tverrgående trykk. Hanjari et al. utførte eksentriske uttreksprøver for å studere effekten av korroderte og ukorroderte armeringsbøylar. I tillegg så de på betydningen av plasseringen av stengene. Prøvene mest høyest korrosjonsgrad hadde opp mot 20 % vekttap på hovedarmering og 35% på bøylene. Uttreksforsøk ble gjort på tre prøver med ulike armeringsarrangement og korrosjon på hovedarmering og bøylearmering:

- Type A: uten bøylearmering, hovedarmering utsatt for korrosjon
- Type B: med bøylearmering, bare hovedarmeringen utsatt for korrosjon
- Type C: med bøylearmering, hovedarmering og bøylearmering utsatt for korrosjon

Generelt viste resultatene at heftfastheten som nevnt at prøvene med bøylearmering var mindre påvirket av korrosjon enn prøvene uten. Dette illustrerer viktigheten av bøylearmering etter at betong begynner å risse. Når betongoverdekningen skaller av vil det kun være bøylearmeringen som hindrer tverrutvidelse. For prøvene uten bøylearmering, Type A, hadde plasseringen av lengdearmering stor betydning. Hjørnestengene hadde opp mot 50 % reduksjon i heftfasthet ved 8,7% korrosjon. Det er også vist at ved økt overdekningstykkelse kreves det større korrosjonsgrad for at langsgående riss skal oppstå på overflaten. Heftfastheten er imidlertid upåvirket av overdekningstykkelsen.

For prøvene i type B og C hadde plasseringen av lengdearmering mindre betydning. Reduksjon i heftfastheten var minst for prøvene av Type B. Dette kommer sannsynligvis av den effektive interaksjonen mellom bøylene og hovedarmeringen i hjørnene av tverrsnittet. For prøvene med korroderte bøylar ble det konkludert med at det kreves stor grad av korrosjon, mer en 50 %, for at man skal få en nevneverdig reduksjon av heftfastheten. Dette vil kunne tilsvare en situasjon hvor det er brudd i bøylebein på grunn av pittingkorrosjon eller hvor bøylene nesten er borte på grunn av uniform korrosjon.

Heftfastheten utgjør vanligvis kun et problem i forbindelse med forankring av stenger ved oppleggene eller i skjøter. I bjelke- og platespenn er heftspenningene normalt lavere og armeringen klarer å overføre spenningene selv om mye av overdekningen er borte. Oppleggene har fordelen av at de ofte er samtidig tverrtrykk, og reduksjonen i heftfasthet ikke blir like stor som ute i spennet. Opplegget er også gjerne mer skjermet fra kloridinntrengning i forhold til spennene, og er dermed ikke like utsatt som andre deler av konstruksjonen [10].

Reduksjon i heftfasthet vil være mest aktuelt for konstruksjoner utsatt for generell korrosjon, hvor det er vist at lav korrosjonsgrad kan medføre stort tap av heft. For konstruksjoner utsatt for pittingkorrosjon vil reduksjonen av armeringsareal sannsynligvis være av større betydning, da store lokale spenningsoppbygninger vil kunne med-

føre brudd ved lave tøyninger. Tahershamsi [12] påviste reduksjon i heftkapasiteten av prøvestykkene fra kantdragerne til Stallbacka bru, men det er vanskelig å implementere resultatene i beregninger. Testene ble satt opp til at heftbrudd skulle inntreffe, og det er derfor usikkert om dette er det vil være den reelle bruddformen for konstruksjoner utsatt for pittingkorrosjon.

10.4 Momentkapasitet

Korrosjon fører til redusert tverrsnittsareal og redusert duktilitet av armeringen. Korrosjon fører også til en indre volumekspansjon som kan gi opprissing og videre delaminering og bortfall av betongoverdekningen. Dette medfører at konstruksjonen blir mer utsatt for nedbrytningsmekanismer, og korrosjonsprosessen kan skride fram ytterligere. Reduksjon av tverrsnitt vil påvirke stivheten og stryken til en konstruksjon. Kjerneprøver fra Stallbacka bru [12] viste at trykkfastheten til betongen var redusert med 15% sammenliknet med referanseprøver. Konstruksjonselementer utsatt for korrosjon vil ofte nå maksimum nedbøyning på et tidligere tidspunkt enn ikke-korroderte elementer.

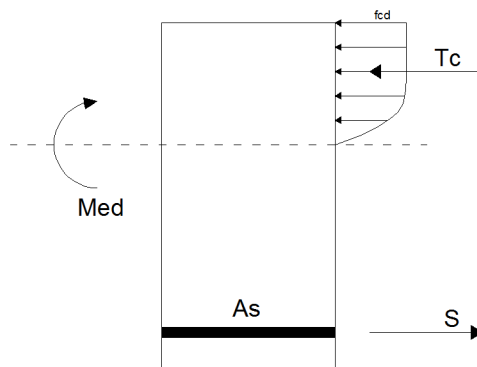
For underarmerte betongtverrsnitt gir duktilitet mulighet til å kunne omlagre bøyemoment ved og tillate at det dannes plastiske ledd i de mest påkjente snittene for lavere lastnivå enn det elastiske momentet. Det reduserte momentet krever at momentet i en annen konstruksjonsdel økes tilsvarende for å opprettholde likevekt. Når armeringen korroderer medfører det reduksjon i duktilitet slik forklart i Avsnitt 10.2. Ved store korrosjonsskader vil redusert duktilitet redusere mulighet for omfordeling av krefter og moment og dermed sette begrensninger for kapasiteten til konstruksjonen. Det kreves imidlertid korrosjon på store deler av armeringen for at duktilitetsegenskapene forsvinner og omlagring ikke lenger er mulig. I underarmerte tverrsnitt med armering i flere lag vil de innerste lagene sannsynligvis være ukorrodert. Tap av enkelte armeringsstenger vil dermed føre til at tverrsnittet blir ytterligere underarmert og duktilitetsegenskapene vil i prinsippet øke. For tynne tverrsnitt, for eksempel en bruplate, vil det kunne ha større betydning da det er færre armeringslag.

Betong har svært lav strekkfasthet, og i praksis dimensjonerer man med at betong ikke kan oppta strekkrefter. Momentkapasiteten til tverrsnittet bestemmes derfor ved momentlikevekt mellom strekkarmeringen og trykksonen i betongen, og eventuelt trykkarmering. Figur 10.8 viser beregningsmodell for momentkapasiteten. Ved momentlikevekt om strekkarmeringen vil momentkapasiteten være gitt av Ligning 10.8.

$$M_{Rd} = 0.8(1 - 0.4\alpha)\alpha f_{cd}bd^2 \quad (10.8)$$

α bestemmes av armeringsmengden, og redusert armeringstverrsnitt vil føre til en lavere verdi for α og følgelig lavere momentkapasitet. En viktig vurdering ved bestemmelsen av momentkapasiteten ved korrosjonsskadede tverrsnitt er hvor mye armeringstverrsnittet er blitt redusert, og hvor mye som kan tillates i forhold til strekkraften er dimensjonert for å ta. For underarmerte tverrsnitt vil en prosentvis reduksjon i armeringstverrsnittet føre til at momentkapasiteten avtar lineært. Om betongoverdekningen i trykksonen

reduseres vil trykkresultanten i Figur 10.8 flytte seg nedover, den indre momentarmen reduseres og momentkapasiteten avtar. For strekksiden er ikke delaminering nødvendigvis kritisk for kapasiteten siden vi ikke antar at betongen tar opp strekkrefter. Dersom armeringen er tilstrekkelig forankret utenfor det skadde området vil momentkapasiteten trolig være tilstrekkelig. Dersom heftkapasiteten er for liten grunnet delaminering vil spenningen i armeringen i det skadde området etterhvert jevne seg ut. Det vil kunne føre til større rissvidder og nedbøyning, og gjør konstruksjonen mer utsatt for nedbrytningsmekanismer.



Figur 10.8: Beregningsmodell for momentkapasitet

Armeringsstenger som er angrepet av pittingkorrosjon vil oppleve store tøyninger i områder med endring i tverrsnitt. Siden delen som er under angrep er kort, vil som nevnt den gjennomsnittlige tøyning på hele stangen være lavere enn den lokale tøyningen ved gropen. Dette fører til at stangen vil gå til brudd ved langt lavere tøyninger enn bruddtøyningen til en ukorroderet stang. Torres-Acosta et al. [33] fant i sine studier at momentkapasiteten avtok hovedsakelig på grunn av formasjonen av groper som ble dannet på overflaten av armeringen. Resultatene viste at parameteren som korrelerte best til den gjenværende kapasiteten av fritt opplagte bjelker var dybden av gropen og ikke det gjennomsnittlige tverrsnittstapet. Kapasiteten vil altså avta hurtigere enn den gjennomsnittlige tverrsnittsreduksjonen, og det er reduksjon av tverrsnittet framfor reduksjon i heftkapasiteten som vil bestemme momentkapasiteten. Reduksjon i armeringsareal vil være mest dramatisk for små diameter. Reduksjon trenger ikke ha stor betydning når det er i snitt utenfor maksimum moment. Kapasiteten er kraftigere redusert i bjelker hvor korrosjonsområdet sammenfaller med maksimalt moment.

Siden den generelle korrosjonen angriper jevnt over hele armeringsstangen vil hele armeringstverrsnittet gradvis reduseres. Som nevnt tidligere vil en liten prosentvis reduksjon i tverrsnittet kunne føre til dramatisk reduksjon i heftkapasiteten. Studier utført på bøyekapasiteten til bjelker og plater [34, 35] viser betydningen av heftkapasiteten og tilstrekkelig forankring av strekkarmering. I forsøkene ble heftkapasiteten mellom lengdearmering og betongen redusert på grunn av riss og delaminering. Resultatene viste at reduksjon i tverrsnittet hadde liten betydning på den gjenværende momentkapasiteten, som først og fremst var bestemt av nedbrytning og tap av heftkapasitet.

10.5 Skjærkapasitet

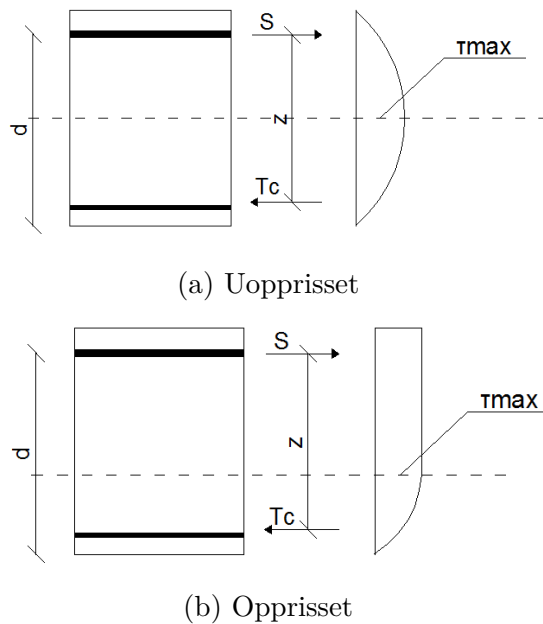
Spenningsene i et betongtverrsnitt er avhengig av hvilken stand tverrsnittet er i. For små tøyninger har betongen tilnærmet lineær-elastisk oppførsel for små tøyninger. Skjærspenningsfordelingen vil være parabelformet med maksimalverdi gitt av Ligning 10.9 ved nøytralaksen, slik det er vist i Figur 10.9.

$$\tau_{max} = \frac{3V}{2A} \quad (10.9)$$

Når bøyerissene oppstår på strekkside vil nøytralaksen flytte seg mot trykksiden. Det antas at betongspenningsene i strekksiden kan neglisjeres og at vi gradvis går over til en fordeling med økende skjærspenning i trykksiden fra underkant av tverrsnittet og opp til nøytralaksen, hvor skjærspenningen har maksimal verdi gitt av 10.10.

$$\tau_{maks} = \frac{V}{bz} \quad (10.10)$$

Fra nøytralaksen og opp antas det at skjærspenningen har konstant verdi. Dette fører til økt spenning i strekkarmeringen. Figur 10.9 viser de to spenningsstilstandene.



Figur 10.9: Spenningsfordeling

Denne modellen forutsetter at risset betong kan overføre strekk, trykk og skjærspenninger. Modellen fører til at hovedandelen av skjærkreftene overføres i de rissede områdene som skrå trykkdiagonaler. En mindre andel av spenningsene overføres i den uopprissede trykksiden. For økende belastning vil betongen utvikle riss med stor ruhet langs tilslagskornene. Rissene vil ha stor ruhet i forhold til rissvidden og kan overføre skjærkreftene på tvers av rissene når rissflatene beveger seg parallelt med rissflatene. Denne overføringsmåten av skjærkreftene kalles "aggregate interlock". I tillegg vil noe av

skjærkreftene overføres til lengdearmeringen som dybelkrefter. Armeringen som krysser rissene vil utsettes for bøyning, og vil gi vertikalt bidrag på lastbæringen. Resten av kreftene må eventuelt tas opp av bøyer som krysser rissene. Hvis tverrsnittet ikke har bøyer vil andelen som tas av den opprissede betongen avta etter hvert som lastnivået og rissvidden øker [10].

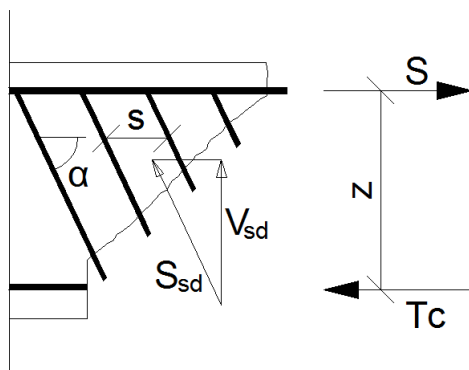
I NS 3473 har man tre metoder for beregningen av skjærkapasiteten. Den forenklede metoden, som er brukt i dimensjoneringen i de foregående kapitlene, sier at konstruksjonsdelens totale skjærstrekkkapasitet beregnes som summen av bidraget fra betongen og lengdearmering, og skjærarmeringen. For skjærkraftkapasitet for konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmeringen antas det at skjærstrekkkapasiteten er høyere enn den skjærkraften som forårsaker skråriss. Det antas dermed at noe av skjærkraften bæres av den uopprissede trykksonen [19]. Kapasiteten for strekkbrudd er gitt av

$$V_{co} = 0.3(f_{td} + \frac{100A_s}{\gamma_c bd})bdk_v \leq 0.6f_{td}bdk_v \quad (10.11)$$

A_s er lengdearmeringen på strekksiden med tilstrekkelig forankring. Uttrykket sier at bidraget fra lengdearmeringen ikke kan være større enn bidraget fra det effektive betongtverrsnittet. For høyere fasthetsklasser kan det regnes med større bidrag fra lengdearmeringen. For bjelketverrsnitt kan uttrykket skrives som

$$V_{co} = 0.3f_{td}(bd + \frac{100A_s}{f_{tn}})k_v \leq 0.6f_{td}bdk_v \quad (10.12)$$

For konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmering baserer den forenklede metoden seg på en 45° fagverksmodell vist i Figur 10.10.



Figur 10.10: Beregningsmodell for tverrsnitt med skjærarmering

Figuren viser en kontinuerlig bjelke inn mot et opplegg. Skjærarmeringen, A_{sv} , danner en vinkel α med bjelkeaksen. Ved jevnt fordelt skjærarmering betegnes senteravstanden langs bjelkeaksen mellom skjærarmeringsstengene, s . Denne modellen forutsetter at skjærarmeringen flyter ved brudd. Vertikalkomponenten i skjærkraftens retning, av den samlede skjærarmeringen som krysser skrårisset er gitt av Ligning 10.13. Dette

tilsvarende kapasitetsuttrykket gitt i NS 3473 [15].

$$V_{sd} = \frac{A_{sv} f_{sd}}{s} z (1 + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (10.13)$$

Konsekvensen av korrosjon avhenger mye av hvor på konstruksjonen angrepene forekommer og hvor langt korrosjonsprosessen er kommet. De mest påkjente områdene til en kontinuerlig bjelke vil i lengderetningen være inn mot støttene. For et T-tverrsnitt tilsvarende det som er på Nerlandsøybrua, vil maksimale skjærkrefter i tverretning opptre på bruplatten inn mot bjelkekanten. I disse områdene vil trykksonen ligge i underkant bruoverdekningen, tilsvarende situasjonen i Figur 10.9. Ved delvis delaminering i trykksonen vil det kunne føre til at ikke alle kreftene i trykksonen overføres mellom trykkarmeringen og betongen. Man får dermed ikke utnyttet hele tverrsnittet i trykksonene. Ved full delaminering og bortfall vil trykksonen reduseres ytterligere. Bortfall av overdekning vil påvirke bidraget fra betongen, gitt av b og d i Ligning 10.11. For tverrsnitt med skjærarmering vil trykkresultanten flytte seg mot nøytralaksen i tverrsnittet, og den indre armen, z , og skjærkapasiteten reduseres, se Ligning 10.13.

På den andre siden trenger ikke bortfall av overdekningen og redusert heft være kritisk for skjærkapasiteten. Bortfall av overdekningen vil kunne gi en situasjon hvor spenningen i armering er konstant i det skadde området, og bjelken får da mulighet til å etablere buevirkning. Forsøk viser at redusert heft faktisk kan være gunstig for skjærkapasiteten, da det trykk i større deler av tverrsnittet og dermed gi større skjærkapasitet. På den andre siden er det likevel usannsynlig at det blir særlig buevirkning så lenge mye armering fortsatt er innstøpt i betongen, spesielt for lengre spenn. Vanligvis er det kun den ytterste halvparten av armering som blir frilagt, og det vil normalt være nok heftkapasitet igjen til å ta opp den variasjonen en har i spenningen i armering fra snitt til snitt [10].

Generelt sett vil man kunne anta at skråriss som har oppstått tidligere i lasthistorien vil fortsette å utvikle seg hvis det blir en omlagring av krefter som følge av en korrosjonsskade i et område. Denne omlagringen kan blant annet skyldes redusert heft, redusert dybeffekt eller at tverrsnittet til bøyene er blitt redusert eller har rustet av [10].

Skjærkapasiteten i Ligning 10.13 er i tillegg til å bli bestemt av den indre armen, z , en funksjon av skjærarmeringsandelen, A_{sv} . Bøylearmeringen utgjør normalt det ytterste laget av armering, og vil dermed være armeringen som begynner å ruste først. Bøylearmeringen er som regel relativt tynn, og er dermed mer utsatt for korrosjonsangrep. Ofte vil man ikke være klar over skadene på bøyene før hovedarmeringen har korrodert så mye at det oppstår langsgående riss på betongoverflaten. Årsaken til dette er at jo mindre dimensjon armeringen har jo mindre strekkspenninger forårsaker den på betongen. Siden lengdearmering som oftest har større dimensjoner vil den føre til større strekkspenninger, som vil gi de første rissene i overdekningen. Lokal korrosjon på det ene bøyelbeinet vil det kunne føre til redusert mulighet for å kombinere kapasiteten fra begge bein. Ytterligere korrosjon vil i verste fall tilsi at man ikke har bidrag fra bøylen. Ved bortfall av bøyler vil kraften fordele seg mellom de gjenværende bøyene, som kan

medføre brudd i den nærliggende armeringen på grunn av økt pålastning. Kapasitetsformelen i NS 4374 forutsett at skjærarmeringsenheten flyter ved knusing av betongen. Da duktiliteten til armering reduseres vil kapasiteten ved økende korrosjonsgrad, vil bruddformen etter hvert gå fra knusing av betongen til brudd i skjærbøylerne [36].

10.6 Kapasitetskontroll i skadet tilstand

Resultatene fra kapittel 8 og 9 viser at Nerlandsøybrua har flere snitt hvor kapasitetsutnyttelsen er overskredet i bruddgrensentilstanden. Dette trenger ikke å være dramatisk da material- og lastfaktorer gjør at kapasiteten til brua fortsatt kan regnes som tilstrekkelig. Når kapasitetsutnyttelsen er svært høy må man imidlertid begynne å kontrollere at dette ikke vil ha konsekvenser for bæreevnen. Ved vurdering av bæreevnen til Nerlandsøybrua er det valgt å se nærmere på konsekvensene av redusert armeringstverrsnitt og bortfall av betongoverdekningen i snittene med størst kapasitetsutnyttelse.

Siden Nerlandsøybrua er utsatt for kloridinitiert armeringskorrosjon, vil heftproblematikk i de kontrollerte snittene sannsynligvis ikke være et problem. Ved generell korrosjon ville man måtte ha kontrollert dette nærmere. Modellene for reduksjon av duktilitet som er funnet gjennom litteratursøk er først og fremst basert på generell korrosjon. Stor usikkerhet angående anvendbarhet av disse modellene på pittingkorrosjon gjør det vanskelig å ta en konkret vurdering av dette. Det vil derfor ikke bli tatt hensyn til dette videre. Det er likevel et viktig poeng, da studiene viser at pittingkorrosjon reduserer duktiliteten dramatisk når korrosjonsgraden øker.

10.6.1 Reduksjon av armeringstverrsnitt

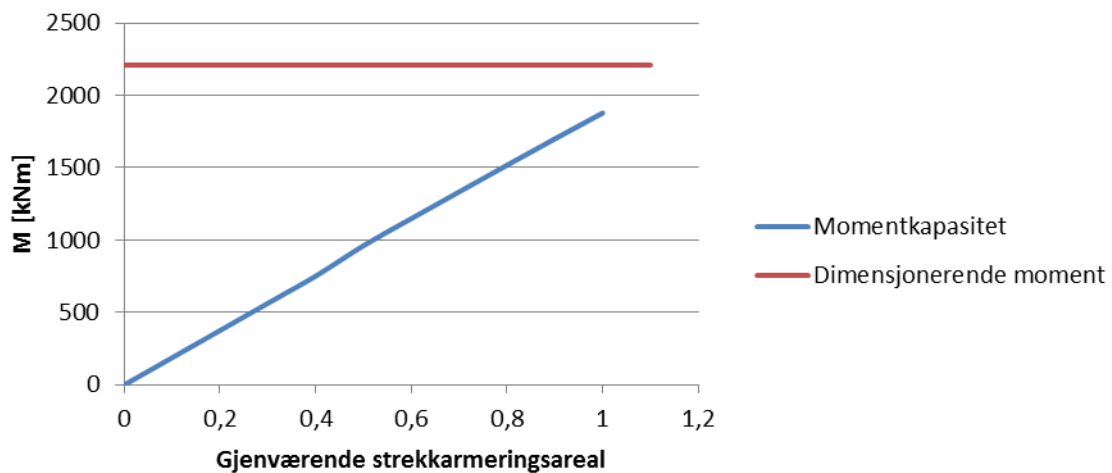
Skadeomfanget på Nerlandsøybrua er størst i sidefeltene, da spesielt i akse 1-4. I disse feltene er det registrert større områder med delaminering og bortfall av betongoverdekningen. Der armeringen er frilagt har den begynt å korrodere, og materialundersøkelsene tilsier at kloridinitiert armeringskorrosjon kan forekomme der overdekningen fortsatt er tilstede. På grunn av betongpåstøpen på oversiden av bruoverbygningen er korrosjon sannsynligvis ikke et problem her, og armeringskorrosjon er dermed begrenset til underkant av dekket. Det vil likevel kontrolleres et tilfelle hvor strekkarmeringen over støtten korroderer for å illustrere virkningen. Feltmomentet for hovedfeltet vil også kontrolleres for å se virkningen av korrosjon på spennarmeringen.

I de påfølgende avsnittene vil det demonstreres betydningen av redusert armeringstverrsnitt, og hvor stor andel av armeringen som kan korrodere bort før kapasiteten reduseres til et kritisk nivå. På grunn av pittingkorrosjonens natur kan det medføre at kun enkelte stenger i tverrsnittet angripes. Det fører til mange mulige scenarioer, og her vil reduksjonen derfor baseres på prosentvis frafall av total armeringsmengde.

Feltmoment i lengderetning for akse 1-4

I felt i akse 3-4 er det registrert et større området med delaminering i snitt med største opptredende feltmoment. Selv om bortfall av betongoverdekningen ikke har stor betydning her, siden armeringsspenningene vil jevne seg, kan delaminering antyde at den underliggende strekkarmeringen korroderer. Av resultatene i Avsnitt 8.2.4 så man at momentkapasiteten i felt og over støtte i disse områdene er overskredet, og omlagring av bøyemoment ikke er mulig. Tverrsnittene er underarmerte og brudd vil sannsynligvis komme med forvarsel i form av deformasjoner så lenge armeringen innehar sine duktilitetsegenskaper.

Figur 10.11 viser hvordan momentkapasiteten avtar lineært ettersom tverrsnittareal reduseres. Den horisontale linjen representerer dimensjonerende feltmoment. Ved 40% reduksjon av strekkarmeringsarealet er kapasitetsutnyttelsen oversteget 1,90. 40% reduksjon tilsvarer 9-10 armeringsstenger av det ytterste lengdearmeringslaget som består av 12 stenger med diamter 20 mm. Med tanke på overdekning på 40-45 mm er ikke dette et usannsynlig scenario. Man må også vurdere hvor store armeringsspenninger som er akseptabelt etterhvert de øker når kreftene fordeles på mindre armeringsareal.

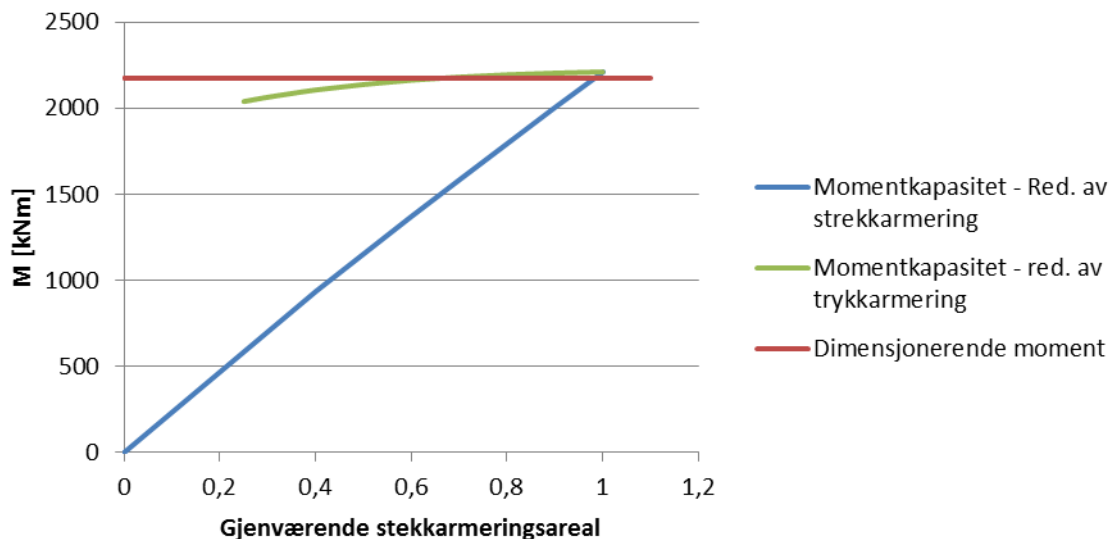


Figur 10.11: Momentkapasitet ved reduksjon av strekkarmeringstverrsnitt

Støttemoment i lengderetning for akse 1-4

For pilarene mellom akse 1-4 er det valgt å se på betydning av redusert strekk- og trykkarmering. Figur 10.12 viser hvordan kapasiteten avtar. Korrosjon av strekkarmeringen utgjør sannsynligvis ikke noen stor fare på grunn av betongpåstøpen. Om det skulle være et scenario, ser man av figuren at reduksjon i strekkarmeringsareal vil være mer kritisk enn reduksjon av trykkarmeringen. Ved 50% reduksjons, vil kapasitetsutnyttelsen være 1,97. Trykkarmeringen fører på sin side til en relativt beskjeden reduksjon i kapasiteten. Ved 75% korrosjon av trykkarmeringen vil kapasiteten kun være redusert med 8%. Ytterligere korrosjons av trykkarmeringen fører til at tverrsnittet blir

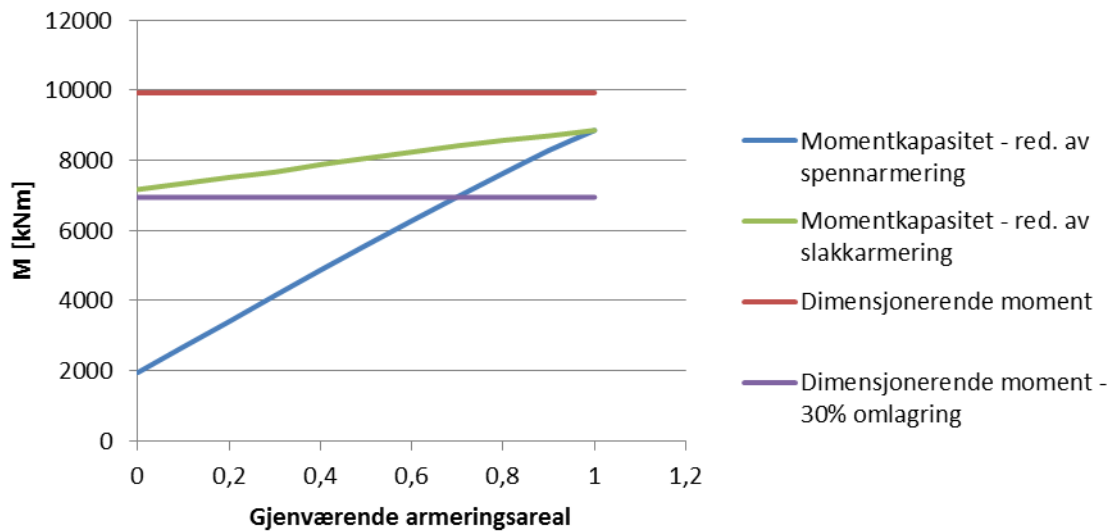
overarmert og vil dermed ikke flyte ved brudd.



Figur 10.12: Momentkapasitet ved reduksjon av strekkarmeringstverrsnitt

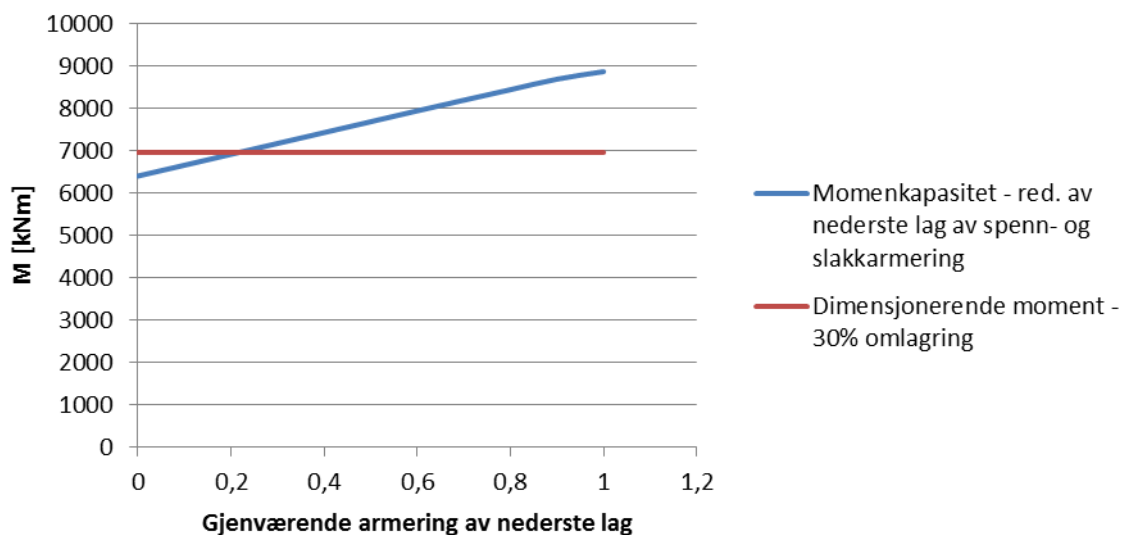
Feltmoment i lengderetning for hovedspennet

Hovedspennet og de tilstøtende spennene er spennarmerte. Fra kapittel 8.2 så man at kapasiteten i felt er overskredet, men på grunn underarmert tverrsnitt og stor kapasitet over støttene kan man anta 30% omlagring av bøyemomentet. Et korrosjonsangrep i feltmidte av hovedspennet kan være svært kritisk med tanke på spennarmeringen. Fra underkant av brubjelken og inn til det nedre laget av spennarmeringen er det rundt 40 mm. Usikkerhet knyttet til bestandighet og utførelse av spennarmeringen gjør at man ikke vet tilstanden på spennstålet. På grunn av liten overdekningen er det ikke usannsynlig at kloridinnholdet ved det nederste laget av spennarmeringen overstiger kritisk verdi. Tverrsnittet i felt er også slakkarmert innimellom spennstagene. Figur 10.11 viser hvordan kapasiteten avtar når man antar at spennarmeringen og slakkarmeringen korroderer uavhengig av hverandre. Figuren viser at kapasiteten avtar raskest når spennarmeringen korroderer. Ved 30% korrosjon vil hele den nedre raden av spennarmering kunne være korrodert bort, og kapasiteten vil være redusert med 20% og være lik det dimensjonerende momentet ved omlagring.



Figur 10.13: Momentkapasitet ved reduksjon av strekk- og spennarmering

En mer sannsynlig situasjon vil være at nederste lag av slakkarmeringen og spennarmeringen korroderer samtidig siden de ligger på samme dybde og med liten overdekning. I Figur 10.14 vises det hvordan kapasiteten avtar når slakkarmeringen og spennarmeringen korroderer samtidig. Full reduksjon av nedre lag av slakkarmering tilsvarer i underkant av 30% av det totale slakkarmeringsarealet på strekksiden. Full reduksjon av spennarmeringsarealet tilsvarer 25% av det totale spennarmeringsarealet. Av figuren ser man at kapasiteten følgelig avtar hurtigere om begge armeringstypene korroderer samtidig.

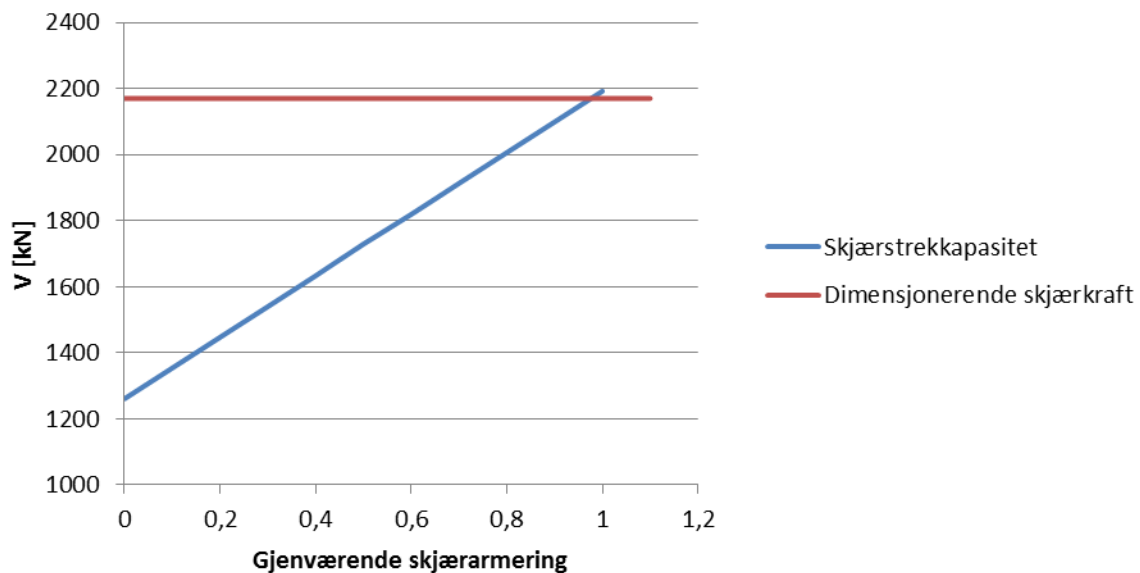


Figur 10.14: Momentkapasitet ved samtidig reduksjon av strekk- og spennarmering

Skjærkapasitet i lengderetning ved akse 10

For lengderetningen er det skjærkapasiteten ved støtten i akse 10 som er mest utnyttet. Utnyttelsesgraden for strekkbrudd er tilnærmet 1,0. Skjærbøylene utgjør det ytterste laget av armeringen og vil være den armeringen som vil begynner å korrodere først. Skjærbøylene er som regel tynnere enn lengdearmeringen og mer ømfintlig for korrosjon.

I henhold til NS 3473 er skjærkapasiteten for skjærbøylene basert på en beregningsmodell med 45° riss, og kapasitetsbidraget fra skjærarmeringen er avhengig av antall bøyer som krysser dette risset. Med senteravstand 120 mm på skjærarmeringen vil det bety at 18-19 bøyer som krysser risset. 10% armeringskorrosjon vil for eksempel si at to av bøylene som krysser risset ikke lenger vil bidra på kapasiteten. Ved 10% armeringskorrosjon vil kapasiteten reduseres med 4,2%, og ytterligere reduksjon av armeringstverrsnittet fører til lineært avtakende kapasitet. Årsaken til at kapasiteten ikke går mot null er at man etter NS 3473 [15] kan regne med bidrag fra betongen og slakkarmeringen på strekksiden.



Figur 10.15: Skjærstrekkkapasitet ved reduksjon av skjærarmeringsbøyer

10.6.2 Reduksjon av betongtverrsnitt

Bortfall av betongoverdekningen i strekksoner trenger ikke å ha stor betydning for kapasiteten. Det er av større interesse å se hva som skjer med kapasiteten når betongoverdekningen i trykksonen faller bort. For akse 1-4 er det spesielt interessant å se hvordan dette påvirker skjærkapasiteten i tverretningen, da utnyttelsesgraden her allerede er høy.

Støttemoment i lengderetning for akse 1-4

Bortfall av betongoverdekningen vil i dette snittet si 40 mm reduksjon av høyden til tverrsnittet. Dette er en relativt beskjeden reduksjon og fører kun til at momentkapasiteten faller til 2190 kN, noen som tilsvarer en reduksjon på ca 1,8%. Videre bortfall av overdekningen på siden av bjelken fører til en momentkapasitet på 2185 kN, ca 2% reduksjon.

Skjærkapasitet i lengderetning ved akse 10

Ved bortfall av overdekningen reduseres tverrsnittshøyden med omtrent 50 mm. Tverrsnittshøyden er 2550 mm ved kanten av søylen i akse 10. Dette gir at det prosentvise bortfallet er svært lavt, noe som viser seg i kun 1,8% reduksjon av skjærstrekkkapasiteten. Videre delaminering på siden av bjelken vil medføre at den totale kapasiteten reduseres med 4,6%.

Skjærkapasitet i tverretning for akse 1-4

Med tanke på de observerte skadene er bortfall av betongoverdekningen i underkant av bruplatten en høyst realistisk situasjon. Det er registrert flere punktskader i underkant av platten inn mot bjelkekanten. Disse områdene har ikke stor utbredelse, men med ytterligere sprengning fra korroderende armering vil disse områdene kunne øke i omfang. Beregningene gjort i Avsnitt 9.2.2 viser at skjærkapasiteten her har en utnyttelsesgrad 1,55. Om brua har så høy utnyttelsesgraden er det mulig at bortfall av betongoverdekningen kan ha kommet fra overbelastning, og dermed blottlagt armering som nå korroderer. Dette blir imidlertid bare spekulasjoner siden det ikke finnes oversikt over tidligere skader. Materialprøvene fra akse 3 + 1m viser at kloridinnholdet ligger i området hvor armeringskorrosjon kan oppstå, så bortfall av overdekningen kan komme av at armeringen har begynt å korrodere.

Overdekningen er ca 25-27 mm på bruplatten. Tverrsnitthøyden i dette snittet er 160 mm, og bortfall av overdekningen vil ha større konsekvenser enn for tilfellene ovenfor. Ved bortfall av overdekningen i hele trykksonen medfører dette at kapasiteten faller til 95 kN, noe som tilsvarer en kapasitetsreduksjon på rundt 10%. De registrerte skadene kan tyde på at det i enkelte snitt bare er deler av trykksonen som er falt bort. Kapasiteten vil derfor ligge et sted i mellom 105 og 95 kN. Ved bortfall av hele trykksonen har tverrsnittet kapasitetsutnyttelse på 1,73.

10.7 Oppsummering

Fra beregningene ovenfor ser man at kapasiteten ikke er spesielt ømfintlig for delaminering, spesielt for kapasiteten i lengderetningen. Dette kommer av at betongoverdekningen er liten i forhold til dimensjonene på brubjelken, og dermed reduseres ikke

tverrsnittet vesentlig. På bruflaten, som har vesentlig mindre tykkelse, ser man at bortfall vil ha større innvirkning på kapasiteten. Selv om bortfall av betongoverdekningen ikke vil påvirke kapasiteten i enkelte snitt, vil det likevel føre til at armeringen blir mer eksponert for kloridinntregning. Resultatene ovenfor viser at kapasiteten først og fremst er påvirket av reduksjon av armeringstverrsnittet. For underarmerte tverrsnitt vil reduksjonen føre til lineært avtakende kapasitet. For hovedspennet vil kapasiteten avta raskt om spennarmeringen korroderer. Et usikkerhetsmoment er utførelsen av spennarmeringen, og det er ikke mulig å kontrollere tilstanden da de ligger innstøpt i tverrsnittet. Siden spennarmeringen er det viktigste bidraget på kapasiteten i de midtre spennene, er det viktig at de opprettholder sin kapasitet slik at kapasitet ikke når et kritisk nivå.

Tahershamsi [12] viste at trykkfastheten til betongprøver fra Stallbacka bru var redusert med 15% som følge av armeringskorrosjon. Dette er ikke tatt høyde for i beregningene. Det er det heller ikke tatt høyde for hvordan duktilitetet til armeringen endres med økende korrosjonsgrad. Som Avsnitt 10.2 indikerer må man forvente at den avtar og kapasiteten kan reduseres. Ved store korrosjonsangrep på hovedandelen av armeringen vil muligheten tverrsnittet har til omlagring av bøyemomentet reduseres. Det betyr at feltmidte i spennene vil kunne oppleve en økende belastning ettersom korrosjonsgraden øker. Det anses likevel som usannsynlig at dette vil skje når armeringen ligger i flere lag.

Kapittel 11

Konklusjon

Denne oppgaven tar utgangspunktet i ferdigbrutegningene og tilstandsrapporten [5] av Nerlandsøybrua. Ferdigbrutegningene danner grunnlaget for 2D-modellen som er laget i rammeprogrammet Focus Konstruksjon 2013 for å finne lastvirkningene i brua. Det har vært nødvendig å forenkle tverrsnittet på grunn av begrensninger programmet har for å generere egendefinerte tverrsnitt. Lastvirkningene på brua er i henhold til håndbok 238 Bruklassifisering som skal anvendes for eksisterende bruer. Håndboken er kompatibel med de gamle nasjonale prosjekteringsstandardene og kapasitetskontrollen er derfor basert på NS 3473 Prosjektering av betongkonstruksjoner. Om dagens regelverk i henhold til Eurokodene hadde vært benyttet ville kapasiteten til brua raskt vært oversteget da lastmodellene og lastfaktorene vil medføre større lastpåkjenninger. Det er gjort forenklinger i lastmodellen da det kun er regnet med virkning fra egenlasten, vertikale bidrag fra trafikkklaster og tvangsmoment. For mer nøyaktige resultater bør også virkninger fra blant annet temperaturlaster og horisontale trafikkklaster inkluderes i modellen. Det antas likevel at resultatene representerer et godt bilde av den aktuelle lastsituasjonen på brua. Ved å benytte for eksempel Nova Frame, et 3D rammeprogram spesielt tilpasset analyse av bruer, kan en mer nøyaktig analyse gjennomføres. Erfaringer viser at modellering i Nova Frame er et tidkrevende arbeid, og det ble derfor tatt en avgjørelse om å lage en forenklet modell i Focus Konstruksjon 2013.

Det er utført en kapasitetskontroll av bruoverbygningen i bruddgrensetilstanden. Det er valgt å fokusere på feltene mellom akse 1 til 4 og hovedspennene. I henhold til tilstandsrapporten og egne observasjoner er det i endefeltene de største skadene registrert. Hovedspennet er interessant med tanke på spennlengden, samt at feltet er spennarmert.

Resultatene fra kapasitetskontroll for brua som prosjektert viser at kapasiteten er overskredet i flere snitt for belastning med bruksklasse Bk10T50. Momentkapasiteten til hovedfeltet er i henhold til beregningene tilstrekkelig. På grunn av underarmert tverrsnitt i feltmidte og stor kapasitet over støttene kan man regne med omlagring av bøyemoment. For feltene i akse 1 til 4 viser imidlertid beregningene at kapasiteten er overskredet både i felt og over støtte og det er ikke mulig med omlagring. Torsjonsberegningene viser at hovedfeltet ikke har tilstrekkelig kapasitet til å ta opp kreftene

fra samtidig skjær og torsjonsmoment. I tverretningen er skjærkapasiteten for feltene i akse 1 til 4 høyt utnyttet, med utnyttelsesgrad 1,55. Med bakgrunn i dette kan en eventuell reklassifisering være nødvendig.

Tegningsgrunnlaget viser at det er liten betongoverdekning på flere av bruelementene, som gjør armeringen mer utsatt for ytre påkjenninger. Tilstandsrapporten viser også at det er kloridinnholdet flere steder på brua er over kritisk verdi på 0,07%Cl av betongvekten på en dybde med armeringen, som indikerer at kloridinitiert armeringskorrosjon kan oppstå. De høyeste verdiene på bruoverbygningen er tatt på nordsiden av brua som ligger i le for dominerende vindretning. Det er også registrert høyere verdier av feltene inn mot land som er å forvente på grunn av lavere høyde over havet. Klordinitiert korrosjon kan medføre kraftig, lokal svekkelse av armeringen, og det kan være store variasjoner i korrosjonsomfanget og korrosjonsgraden over hele brua.

De registrerte kloridverdiene stemmer godt overens med de registrerte skadene på brua, med de største skadene i feltene nærmest land. Delaminering og frafall av betongoverdekningen er registrert som punktskader, men også over større områder spesielt i underkant av brubjelken. Det er ikke tatt potensialmålinger av brua da det ikke er mulig på grunn av katodeanlegget som er montert. Det er derfor vanskelig å si noe sikkert om korrosjonstilstanden. Indikasjoner på armeringskorrosjon er det likevel på grunn av delaminering og bortfall av betongoverdekningen. Der hvor armeringen er blottlagt korroderer den. For endefeltene er det registrert avskalling i snitt som er svært utnyttet. Det er derfor en mulighet at disse skadene kan komme av overbelastning, selv om dette blir rene spekulasjoner.

På bakgrunn av de registrerte skadene og antakelser om korrosjonsomfanget er det videre gjort en vurdering av hva skadene har å si for bæreevnen. Det er valgt å se på snittene som er mest utnyttet. Resultatene viser at kapasiteten er mest ømfintlig for reduksjon av armeringsarealet. I beregningene er det forutsatt en prosentvis reduksjon, og resultatene viser at kapasiteten avtar lineært når strekkarmeringstverrsnittet reduseres i underarmerte tverrsnitt. Kapasiteten avtar hurtigst for hovedfeltet ved reduksjon av spennarmeringsareal, samtidig som den mellomliggende slakkarmeringen korroderer. Selv om det ikke er kontrollert nærmer vil også reduksjon av bøylearmeringen være kritisk da kapasiteten for samtidig torsjon og skjær ikke er tilstrekkelig. En avstegning av møteplassen vil kunne være et alternativ for å håndtere dette problemet.

I tverretningen for feltene mellom akse 1 til 4 vil bortfall av hele trykksonen bety at utnyttelsesgraden for skjærkapasiteten øker til 1,73. Når alle sikkerhetsfaktorene er tatt bort vil kapasitetsutnyttelsen være tilnærmet 0,90. Man nærmer seg dermed et kritisk nivå, som i verste fall kan medføre lokalt brudd i bruplatten.

Videre arbeid

Det bør foretas:

- en modellering av brua i Nova Frame eller andre programmer for en mer nøyaktig

analyse av den virkelige lastpåkjenningen. Det bør inkluderes virkninger fra blant annet temperaturlaster. Det bør også inkluderes langtidsvirkninger som kryp og svinn.

- studie av skjærkraft i tverretning, da beregninger gjort i denne oppgaven viser stor utnyttelse spesielt i sidefeltene mot land.
- dimensjonering og kapasitetskontroll av søyler.
- kontroll av rissvidder.
- en nærmere kontroll av omfanget av armeringskorrosjon ved enten opphugging av tverrsnittet eller kjerneprøver i ukritiske snitt.

Bibliografi

- [1] Statens vegvesen. *Håndbok 238 - Bruklassifisering, Lastforskrifter for klassifisering av bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett*. 2003.
- [2] Norcem-Heidelberg Cement Group. God betong er bestadig. <http://www.heidelbergcement.com/>. [Online; accessed 11-10-2013].
- [3] Norsk Betongforening. *Publikasjon nr.31 - Bestandighet av betongkonstruksjoner, Del 1: Skadeårsaker*. 2003.
- [4] Ueli Angst. *Chloride induced reinforcement corrosion in concrete*. Ph.d thesis, Norwegian University of Science and Technology, 2011.
- [5] Rambøll Norge AS. *Rapport fra spesialinspeksjon - 15-0997 Nerlandsøybrua*. Statens vegvesen, 2011.
- [6] Stefan Jacobsen. *TKT 4215 - Concrete Technology 1*. Department of Structural Engineering NTNU, 2009.
- [7] Jan Arve Øverli and Svein I Sørensen. *TKT 4222 Concrete Structures 2 - Compendium*. Institutt for konstruksjonsteknikk, 2012.
- [8] Norsk Betongforening. *Skjærkraftkapasitet for plater med konsentrerte laster*. 1978.
- [9] Kamyab Zandi Hanjari. *Structural Behaviour of Detoriated Concrete Structure*. Ph.d thesis, Chalmers University of Technology, 2010.
- [10] Hans Stemland. *Betongkonstruksjoners livsløp, DP2-B3 Styrkeberegninger ved korrosjonsskader*. SINTEF Bygg og miljø, 2001.
- [11] Abdullah A. Almusallam. Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars. *Construction and Building Materials*, 2001.
- [12] Mohammad Tahershamsi. *Anchorage of Corroded Reinforcement in Existing Concrete Structures*. Licentiate thesis, Chalmers University of Technology, 2010.
- [13] Juraj Bilcik and Ivan Holly. Effect of reinforcement corrosion on bond behaviour. *Procedia Engineering*, 2013.
- [14] Statens vegvesen. Kapittel 13 bruer og kaier. <http://www.vegvesen.no>. [Online; accessed 11-09-2013].

-
- [15] Standard Norge. *NS 3473 Prosjektering av betongkonstruksjoner - Beregnings- og konstruksjonsregler*. 2003.
- [16] Standard Norge. *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner*. 2008.
- [17] Statens vegvesen. *Håndbok 185 - Bruprosjektering*. 2009.
- [18] Statens vegvesen. *Håndbok 239 - Bruklassifisering, Lastforskrifter 1920-1973 og brunormaler 1912-1958*. 2010.
- [19] Svein I Sørensen. *Betongkonstruksjoner - Beregninger og dimensjonering etter Eurocode 2*. Tapir Akademisk Forlag, 2010.
- [20] Reidar Kompen and Gunnar Liestøl. *Publikasjon nr. 78 - Nye regler for sikring av overdekning og Spesifikasjoner for sikring av armeringens overdekning*. 1995.
- [21] Luca Bertolini, Bernhard Elsener, Pietro Pedferri, Elena Redaelli, and Rob B Polder. *Corrosion of Steel in Concrete: Prevention, Diagnosis, Repair*. Wiley, 2nd edition, 2013.
- [22] Store norske leksikon. Halogenider. <http://www.snl.no/halogenider>. [Online; accessed 6-december-2013].
- [23] Ueli Angst, Bernhard Elsener, Claus K. Larsen, and Øystein Vennesland. Critical chloride content in reinforced concrete-a review. *Cement and Concrete Research*, 2009.
- [24] Statens vegvesen. *Håndbok 136 - Inspeksjonsbok for bruer*. 2000.
- [25] Øystein Vennesland. *TKT 4225 - Concrete Technology 2*. Department of Structural Engineering NTNU, 2009.
- [26] Marios Soutsos. *Concrete Durability: A practical guide to the design of durable concrete structures*. Thomas Telford, London, 2010.
- [27] Adolf Pucher. *Einflussfelder elastischer Platten/Influence Surfaces of Elastic Plates*. Springer-Verlag.
- [28] Y. G. Du, L. A. Clark, and A. H. C. Chan. Residual capacity of corroded reinforcing bars. *Magazine of Concrete Research*, 2005.
- [29] Kamyab Zandi Hanjari, Per Kjetil, and Karin Lundgren. *Analysis of the mechanical behavior of corroded reinforced concrete structures*. PhD thesis, Chalmers University of Technology.
- [30] Congqi Fang, Karin Lundgren, Liuguo Chen, and Chaoying Zhu. Corrosion influence on bond in reinforced concrete. *Cement and Concrete Research*, 2004.
- [31] Abdullah A. Almusallam, Ahmad S. Al-Gahtani, Abdur Rauf Aziz, and Rasheeduzzafar. Effect of reinforcement corrosion on bond strength. *Construction and Building Materials*, 1996.

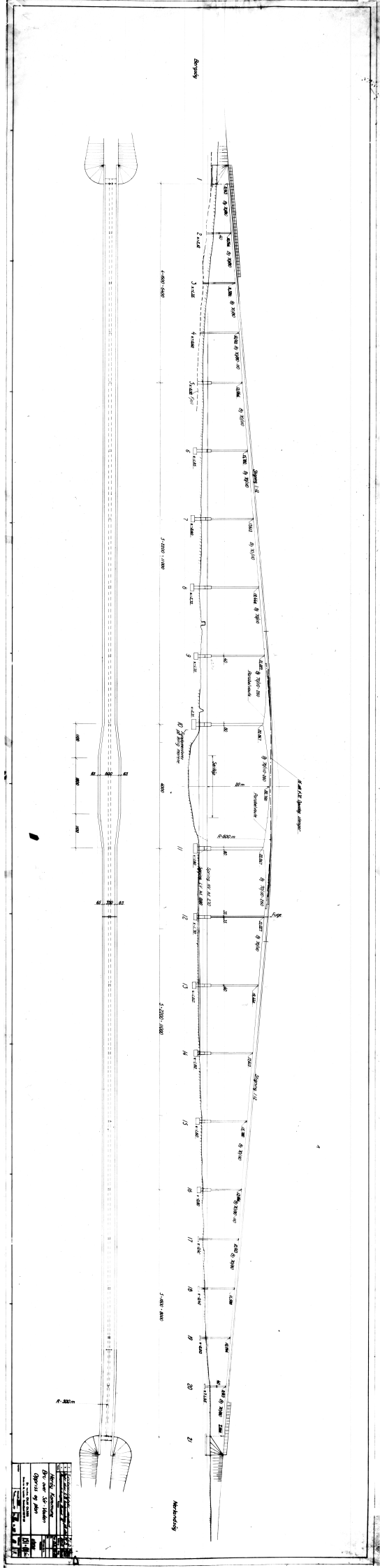
- [32] Dario Coronelli, Kamyab Zandi Hanjari, and Karin Lundgren. *Bond capacity of severly corroded bars with corroded stirrups*. PhD thesis, Chalmers University of Technology and Politecnico di Milano.
- [33] Andrés A. Torres-Acosta, Sergio Navarro-Gutierrez, and Jorge Terán-Guillén. Residual flexure capacity of corroded reinforced concrete beams. *Engineering Structures*, 2007.
- [34] Lou Chung, Husam Najm, and Perumalsamy Balaguru. Flexural behavior of concrete slabs with corroded bars. *Cement and Concrete composites*, 2008.
- [35] Pripal S. Magnat and Mahmoud S. Elgarf. Flexural strength of concrete beams with corroding reinforcement. *Structural Journal*, 1999.
- [36] Jin Xia, Wei-liang Jin, and Long-yuan Li. Shear performance of reinforced concrete beams with corroded stirrups in chloride environment. *Corrosion Science*, 2011.

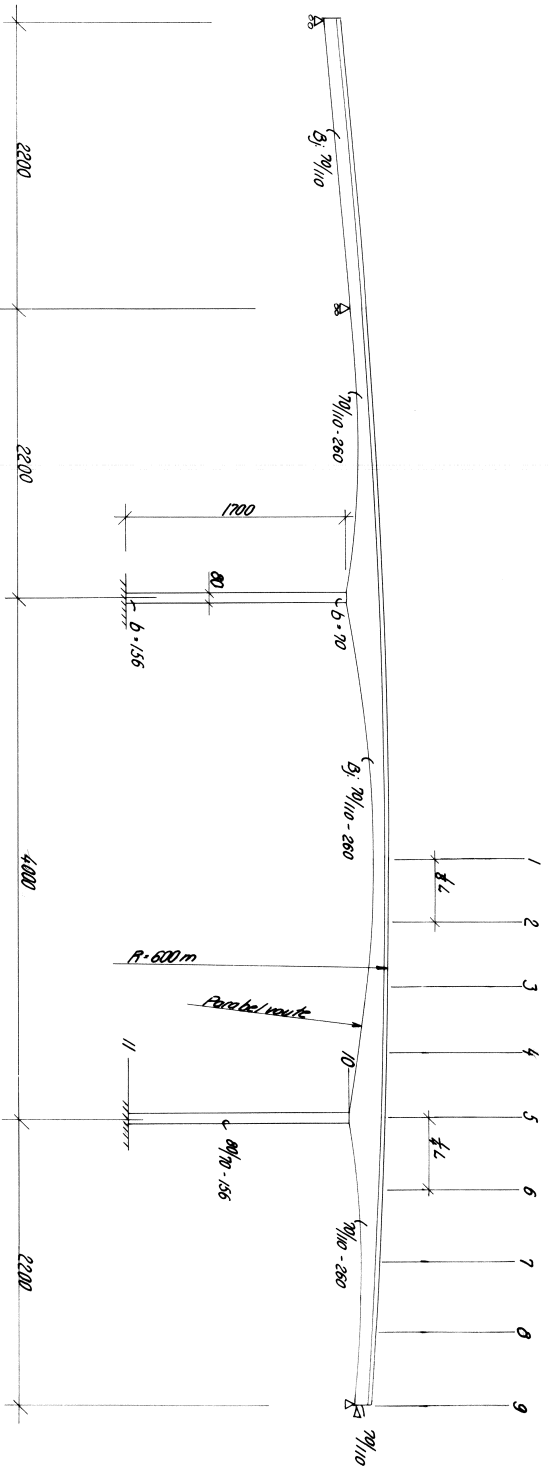
Vedlegg A

Ferdigbrutegninger

Vedlegget inneholder tegningsgrunnlaget som er aktuelt for denne oppgaven. I den rekkefølgen de ligger viser tegningene:

- Oppriss og plan. Tegningnr. 151-01
- Oppriss midtspenn. Tegningnr. 151-24
- Armeringstegning for bjelke 70/110. Akse 9-12. Tegningnr. 151-25
- Forskaling og forspentarmering i hoved- og sidespenn. Tegningnr. 151-18
- Armering for bjelke 70/80. Eksempelvis akse 1-4. Tegningnr 151-16
- Armering av brudekke. Tegning nr. 151-15
- Snitt gjennom 16 og 22 meters felt. Tegningnr 151-02
- Snitt gjennom hovedfelt. Tegningnr. 151-03

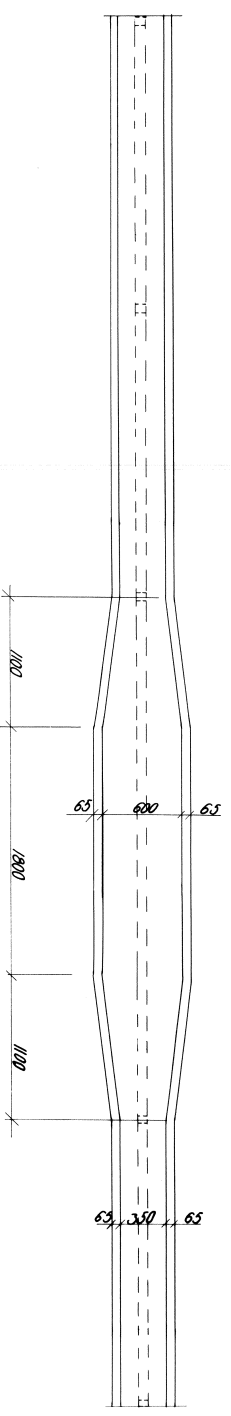




Oppriss

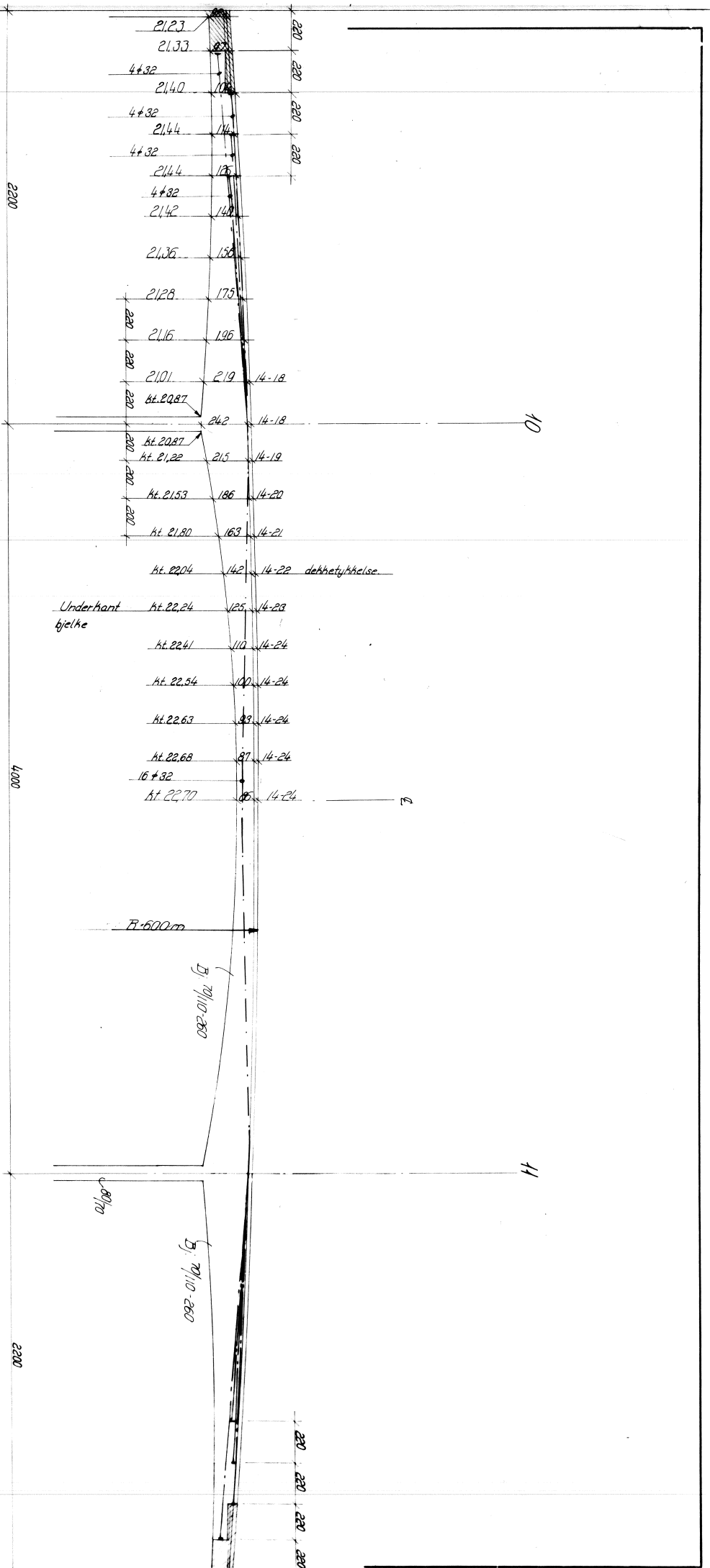
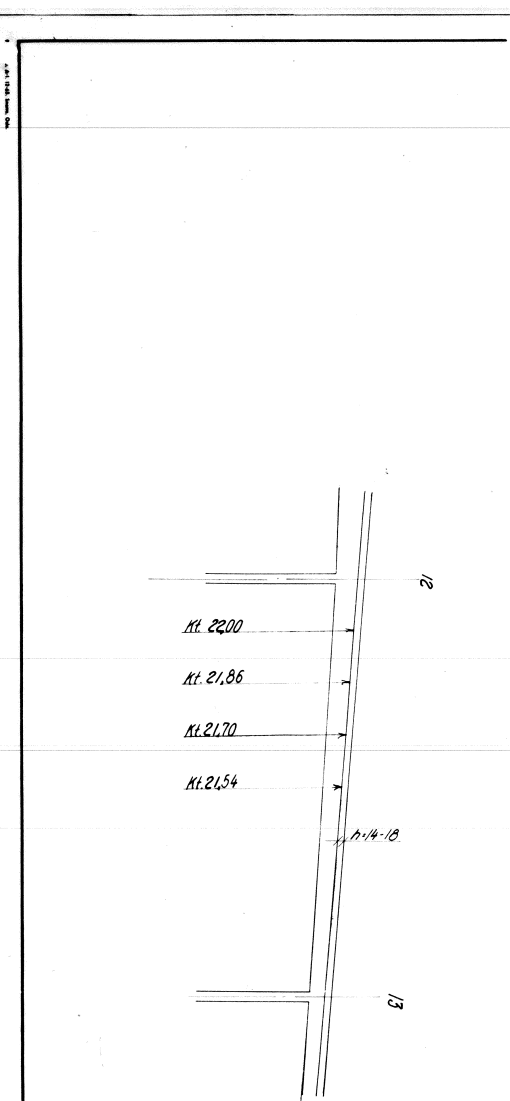
Vekt. drabekendring:

Der ønskes: Momenter fra gennemt for punktene 1-11
 Influenslinjer for moment for punktene 1-11
 Parabelmomenter for punkt 5
 I henhold til færdspenningsystem på tegn 151-18



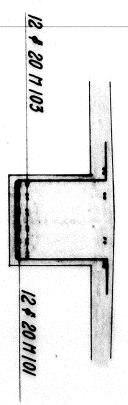
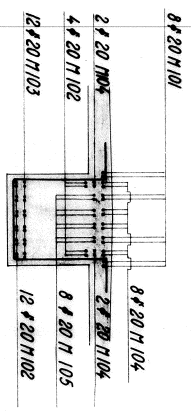
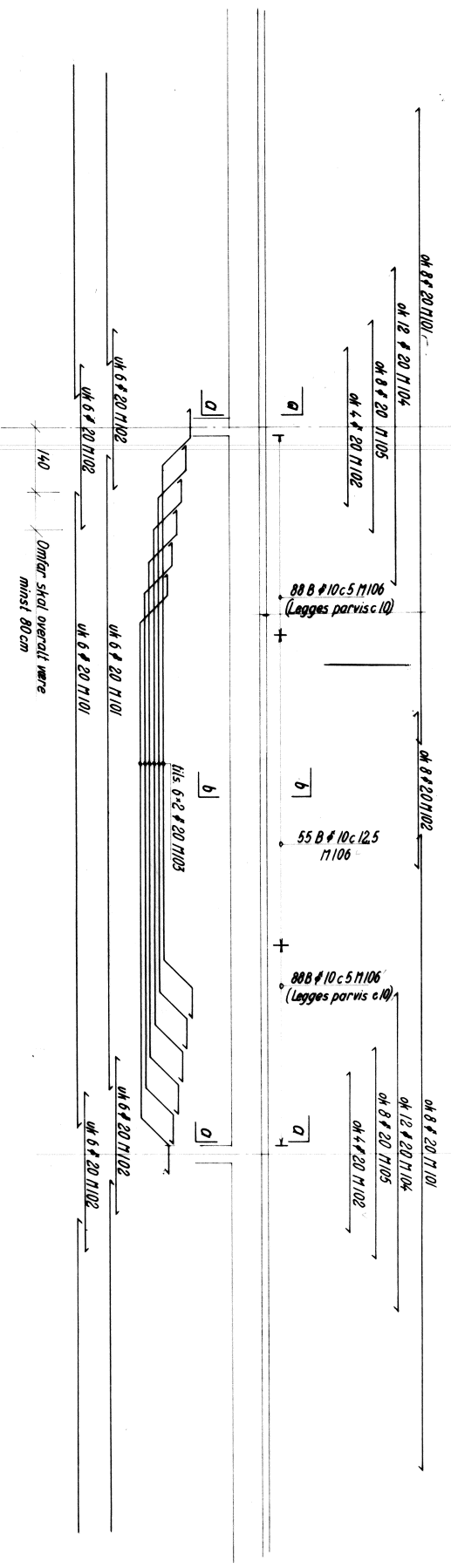
Plan

Høyre Kommune Bro over Sør-Becken Oppriss midtspenn		Tegning nr. 151-24 Skala 1:100
Prosjektleder: Dr. Ingvald OLAV OLSEN Dato: 10. Oktober - Skisseblad 151-24	Tegning 8 Dato: 15.	Utarbeidet av: 151-24 Skala: 1/100



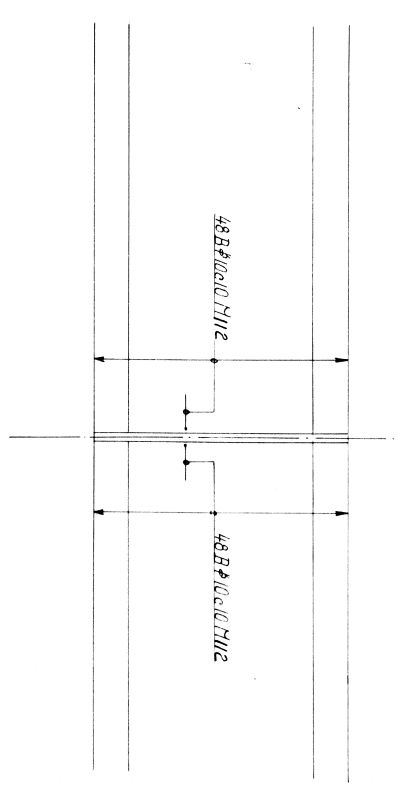
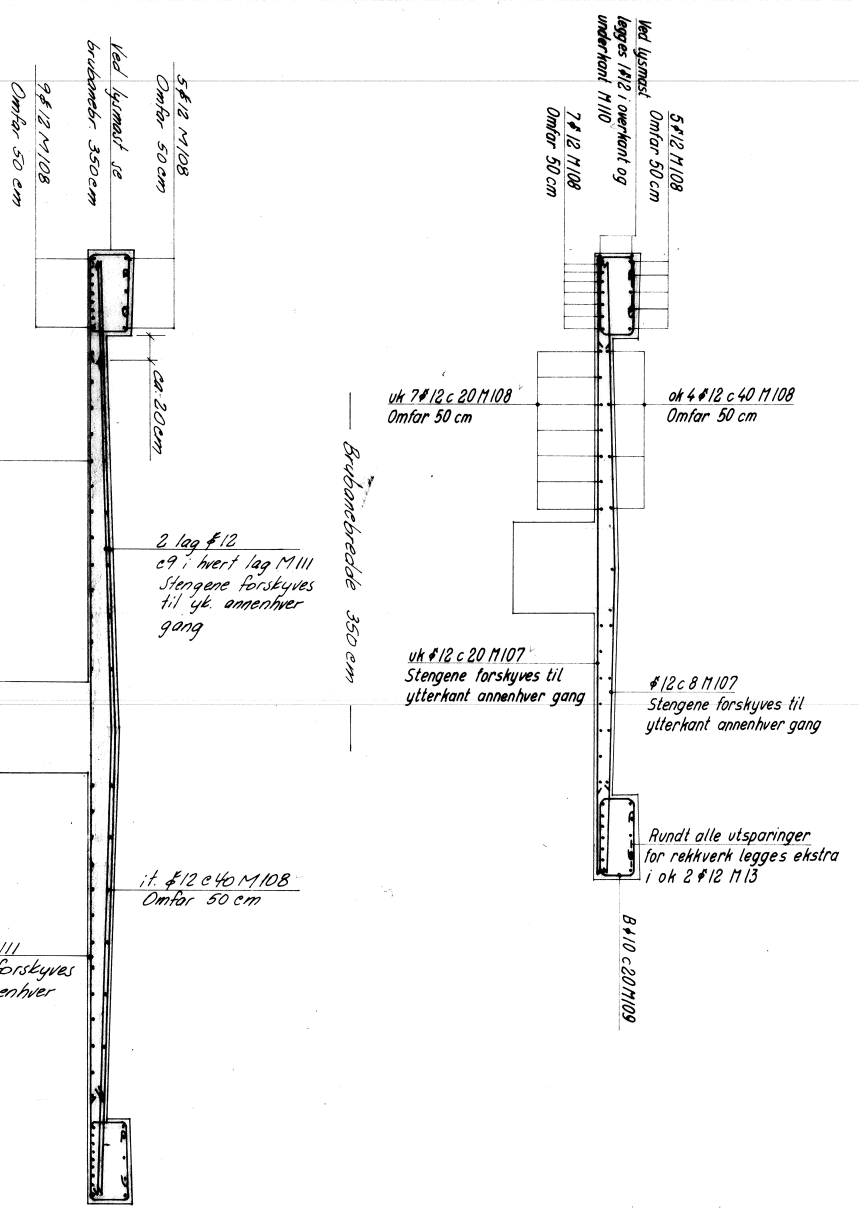
Hm: 1. Forstyrelse med 41 s. 16 stenger 432
 System Lywidag
 2. Alle dimensioner er symmetriske om
 senter av midtspenn.
 3. Forspenningskraft 49 t pr stang.
 Beregnet for lengselse 300 mm
 4. Ledr-stengenes plassering se tegn. 151-25

Prosjekt	154-18
Oppdragsnr.	154-18
Oppdragsnavn	Broer over Sor-lavlen
Oppdragsleder	Dr. vedn. OLAV OLSEN
Oppdragsnr.	154-18
Oppdragsnavn	1/100
Oppdragsleder	
Oppdragsnr.	
Oppdragsnavn	
Oppdragsleder	

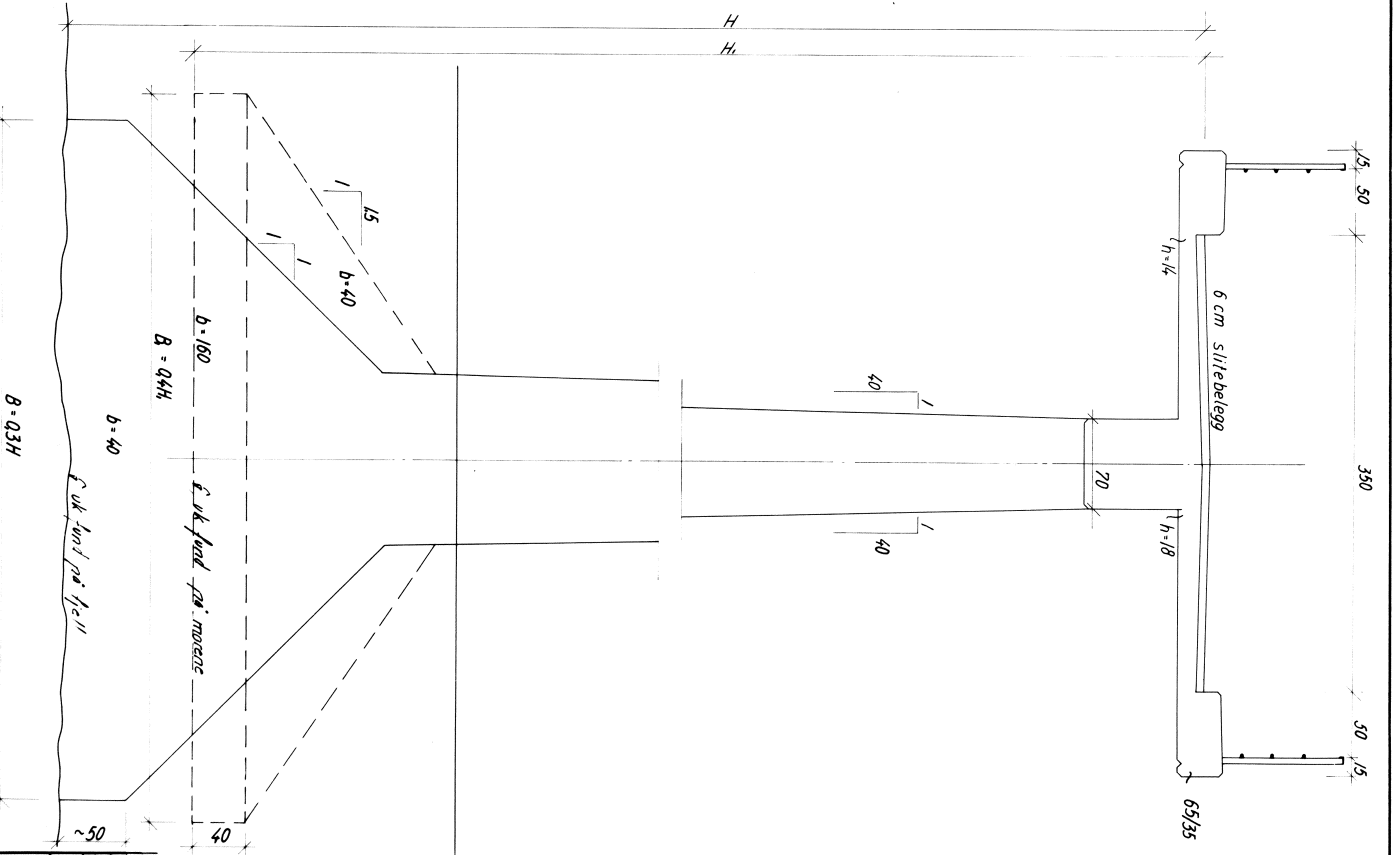
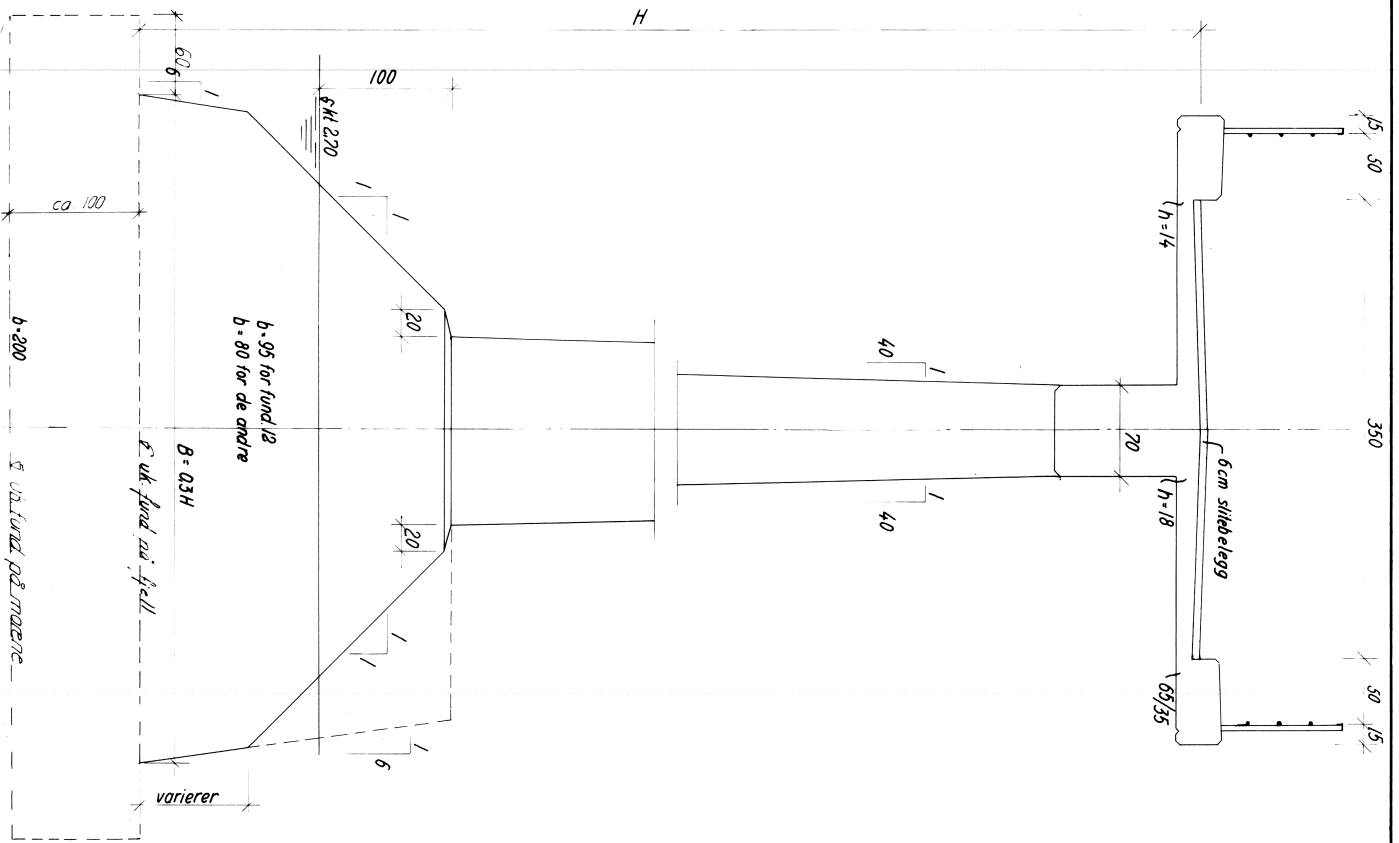


ANM.
 1. 7 økeltene er # 20 lant lagt parvis innli hverandre
 2. Omfangslengde for # 20 skjal minst wære 80 cm overall.

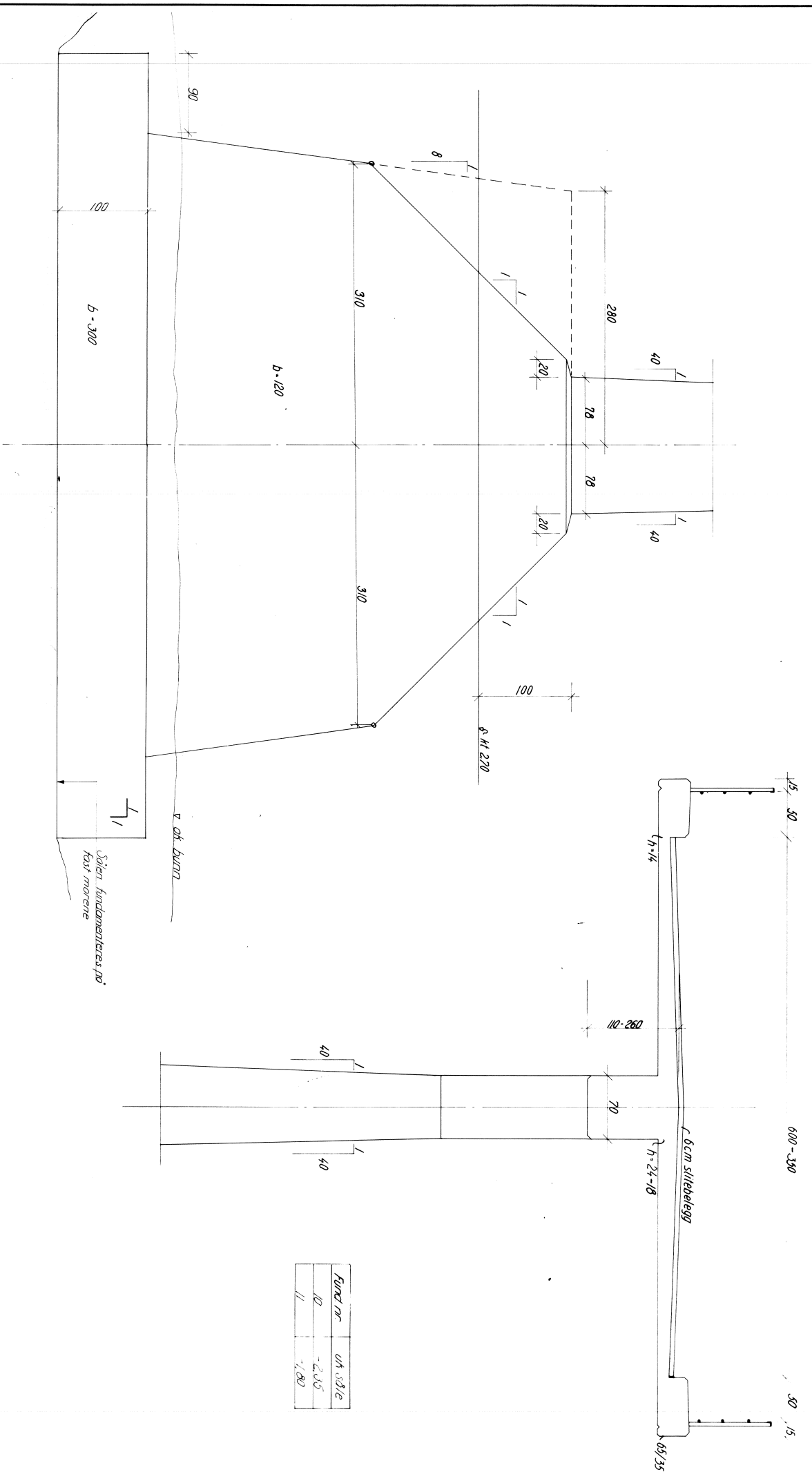
Arb. nr.	05	Skr. nr.	54-45
Arb. nr.	05	Skr. nr.	54-45
Hervy Kommune			
Bru over Sør - Varden			
Armering			
Betone 20/00			
Dr. Ingvald OLAV OLSEN			
<small>Tele. nr. 10 - Løkken - Sundland 5177 0</small>			
Arb. nr.	51-16	Skr. nr.	150/130
Arb. nr.	8	Skr. nr.	1



1	1/238, 1/111, 1/112	23.2	1/238
2	Brudebredsde 350, 600 cm	0.5	1/238
3	Ekstra arm ved fuger, 11mm i betong	0.5	1/238
4	110 ved lysmest	0.5	1/238
Hery Kommunere			
Bru over Ser-buolen			
Armering			
Brudekke			
Dr. Gudm. OLAV OLSEN			
No. 10 - 11 - 12 - 13 - 14 - 15 - 16 - 17 - 18 - 19 - 20 - 21 - 22 - 23 - 24 - 25 - 26 - 27 - 28 - 29 - 30 - 31 - 32 - 33 - 34 - 35 - 36 - 37 - 38 - 39 - 40			
5	1/238	51.15	1/238
6	1/238	8	1/238



Byggetilstand 5-9, 12-16 1967 18/10/67 18/10/67		151-02 1/20
Herøy Kommune Bru over Sør-Stubben Snitt gjennom 16 og 22 m felt		151-02 1/20
Dr. Ing. OLAV OLSEN Oslo 10 - 1148 - Sundet 5774		151-02 1/20
Tegning 8-387 Dato 18.05.67	Tegning 8-387 Dato 18.05.67	151-02 1/20



Fundament 10 og 11

Ann: Det er regnet med grunntrykk 20 kN/m²

Fund nr	us stje
10	-2,35
11	-1,80

d	Fundamenthøyden, harrgeret	16,07
e	Et hjørn. lod v.ale	16,07
f	Høi 85 reflet 11,50	16,07
g	høen med i sanden	16,07

Herøy Kommune

Bru over Sør-Vøien

Snill gjennom 40 m fell

Prosjekt	151-03
Dr. vedt. OLAV OLSEN	1/20
Dato ved tils. 15.08.2015	
Rev. 1 3.802	
Dato 12.08.2015	
Rev. 2 3.32	
Dato 12.08.2015	
Rev. 3 3.32	
Dato 12.08.2015	

Vedlegg B

Ekvivalente krefter

Vedlegget inkluderer utregning av de ekvivalente kreftene som er brukt til å finne dimensjonerende krefter i 2D-modellen i Focus Konstruksjon 2013

Beregning av ekvivalente krefter

Forspeningskraft pr. stang

$$p := 480 \text{ kN}$$

Forspeningskraft for 16Ø32 stenger

$$P := 16 \cdot p = 7680 \cdot \text{kN}$$

Radius av parbelformet spennarmering

$$\text{Over støtte} \quad R_1 := 50 \text{ m} \qquad \text{I felt} \quad R_2 := 150 \text{ m}$$

Lengde av krum spennarmering

$$\text{Over støtte} \quad L_1 := 5.2 \text{ m} \qquad \text{I felt} \quad L_2 := 8.0 \text{ m}$$

Endeeksentrisitet ved forankring

$$e_1 := 0.188 \text{ m}$$

Dekomponerer spennkraften P til en horisontal og vertikal komponent, hhv P_h og P_v , som virker i tverrsnittets tyngdepunktakse sammen med et eksentrisitetsmoment M_p . Siden spennarmeringslengden ofte er stor i forhold høyden av konstruksjonselementet, slik at vinkelen θ blir meget liten er det vanlig å forenkle som følger

$$\sin(\theta) := \theta \qquad \cos(\theta) := 1$$

Ekvivalente forankringskrefter

$$P_h := P = 7680 \cdot \text{kN} \qquad P_v := 616 \text{ kN} \qquad M_p := P \cdot e_1 = 1444 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Den vertikale komponenten er funnet ved å måle helningen på den rettlinjede delen av spennarmeringen på tegningen over spennarmeringsplassering i vedlegg A

Ekvivalente krefter

$$q_1 := P \cdot \frac{1}{R_1} = 153.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \qquad q_2 := P \cdot \frac{1}{R_2} = 51.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vedlegg C

Resultater fra analyse i Focus Konstruksjon 2013

Vedlegget inkluderer resultatene fra analysen utført i Focus Konstruksjon 2013. Resultatene er gitt uten lastfaktorer.

Hovedspenn

Moment

Tabell C.1: Bidrag til moment fra forspenningen

	Akse 10	Felt 10	Akse 11
Totalmoment, M_{tot} [kNm]	7668	- 3459	7858
Primærmoment, M_p [kNm]	5840	- 4931	5840
Tvangsmoment, M_f [kNm]	1828	1472	2018

Tabell C.2: Bidrag til maksimalt moment

	Akse 10	Felt 10	Akse 11
Egenvekt [kNm]	-9282	3150	-9529
Trafikklast [kNm]	-6103	3348	-5602
Tvangsmoment [kNm]	1828	1472	2018
Totalt [kNm]	-13557	7970	-13113

Skjær

Tabell C.3: Bidrag til maksimal skjærkraft

	Akse 10
Egenvekt [kN]	1277
Trafikklast [kN]	760
Tvangsmoment [kN]	-404
Totalt [kN]	1502

Torsjon

Tabell C.4: Dimensjonerende skjærkrefter for torsjonsberegningene

	Snitt 1	Snitt 2
Egenlast [kN]	1277	475
Trafikklast [kN]	282	284
Tvangskrefter [kN]	-404	-442
Totalt [kN]	1155	317

Akse 1-4

Moment

Tabell C.5: Bidrag til maksimalt moment

	Felt 1	Akse 2
Egenvekt [kNm]	854	-1143
Trafikklast [kNm]	874	-685
Totalt [kNm]	1728	-1828

Skjær

Tabell C.6: Bidrag til maksimal skjærkraft

	Akse 1
Egenvekt [kN]	264
Trafikklast [kN]	326
Totalt [kN]	590

Vedlegg D

Bruddgrensetilstand - Lengderetning

Vedlegget inkluderer moment- og skjærberegninger for hovedfeltet og sidefeltene mellom akse 1 og 4, samt torsjonsberegninger for to snitt i hovedfeltet.

Momentkapasitet i bruddgrensetilstand i felt for hovedspennet

Dimensjonerende moment

$$M_f := 9930 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tverrsnittsdata

$$h := 1100 \text{ mm} \quad \gamma_c := 1.40 \quad f_{tk} := 2.35 \text{ MPa}$$

$$b := 7300 \text{ mm} \quad f_{cn} := 19.6 \text{ MPa} \quad f_{tn} := 1.60 \text{ MPa}$$

$$t_f := 190 \text{ mm} \quad f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \cdot \text{MPa} \quad \epsilon_{cu} := 0.0035$$

$$b_w := 700 \text{ mm}$$

Effektiv flensbredde NS 3473, 9.5

$$b_{eff} := \min(b, 0.1 \cdot 0.75 \cdot 40 \text{ m}, 8 \cdot 190 \text{ mm}) = 1.52 \text{ m}$$

$$b_f := b_w + 2 \cdot b_{eff} = 3.74 \text{ m}$$

Armeringsdata

Kvalitet Ks50 - $\phi 20$ - $\phi 32$

$$\gamma_s := 1.25 \quad E_s := 200000 \text{ MPa}$$

$$f_{sk} := 480 \text{ MPa} \quad \epsilon_{sy} := 0.0024$$

$$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Strekkarmering :} \quad A_{s1} := 17\pi \cdot \frac{(20 \text{ mm})^2}{4} = 5341 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Trykkarmering :} \quad A_{s2} := 5\pi \cdot \frac{(20 \text{ mm})^2}{4} = 1571 \cdot \text{mm}^2$$

Avstand fra underkant av bjelke til tyngepunkt av armering

$$y_1 := \frac{(5 \cdot 60 + 5 \cdot 150 + 5 \cdot 240 + 2 \cdot 330) \cdot \text{mm} \cdot \pi \cdot \frac{(20 \text{ mm})^2}{4}}{A_{s1}} = 171 \cdot \text{mm}$$

Spennarmering

$$A_p := \frac{\pi(32\text{mm})^2}{4} = 804 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{p.\text{tot}} := 16 \cdot A_p = 12868 \cdot \text{mm}^2$$

$$f_{02} := 835 \text{MPa}$$

$$f_{pd} := \frac{f_{02}}{\gamma_s} = 668 \cdot \text{MPa}$$

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

$$\varepsilon_{p0} := \frac{f_{02}}{E_p} = 0.0042$$

Antar 20% tap i tap på grunn av kryp, svinn og relaksasjon

$$\text{Effektiv tøyingsdifferanse } \varepsilon_{p'} := \varepsilon_{p0} - 0.2 \cdot \varepsilon_{p0} = 3.34 \times 10^{-3}$$

Avstand fra underkant av bjelke til tyngepunkt av spennarmering

$$y_p := \frac{(4 \cdot 60 + 4 \cdot 150 + 4 \cdot 240 + 4 \cdot 330) \cdot \text{mm} \cdot A_p}{16 \cdot A_p} = 195 \cdot \text{mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$d_1 := h - y_1 = 0.929 \text{ m}$$

$$d_2 := h - 55 \text{mm} = 1.045 \text{ m}$$

$$d_p := h - y_p = 0.905 \text{ m}$$

Kontroll av minimumsarmering NS 3473, 18.3.3

$$h_1 := 1.0 \text{ m}$$

$$k_w := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1.0$$

$$A_s := 0.25 \cdot k_w \cdot h \cdot b_w \cdot \frac{f_{tn}}{f_{sk}} = 642 \cdot \text{mm}^2$$

For konstruksjoner der det legges vekt på tetthet, bør minimumsarmeringen på strekksiden være minst det dobbelte av A_s

$$A_{s1.\text{min}} := 2 \cdot A_s = 1283 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{s1} \geq A_{s1.\text{min}} \quad \text{Armering OK}$$

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s

$$A_{s2.\text{min}} := A_s = 642 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{s2} \geq A_{s2.\text{min}} \quad \text{Armering OK}$$

Balansert armeringstverrsnitt

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{p'}} = 0.512$$

Dersom armeringsmengden i tverrsnittet tilsvarer balansert armert eller underarmert vil den balanserte armeringsmengden bestemmes av:

$$A_{pb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_f \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} - A_{s1} \cdot \frac{f_{sd}}{f_{pd}} + A_{s2} \cdot \frac{f_{sd}}{f_{pd}} = 27636 \cdot \text{mm}^2$$

$A_{pb} > A_{p.tot}$ Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd

Underarmert armeringstverrsnitt

Aksiallikevekt gir følgende uttrykk for α

$$\alpha := \frac{[A_{p.tot} \cdot f_{pd} + (A_{s1} - A_{s2}) f_{sd}]}{0.8 \cdot b_f \cdot d_1 \cdot f_{cd}} = 0.258$$

Trykksonens høyde for tynn flens

$$t := 0.8 \cdot \alpha \cdot d_1 = 0.192 \text{ m} \quad t_f \leq t \quad \text{Kan regne tynn flens}$$

Dersom tykkelsen av flensen er mindre en trykksonehøyden kan man konservativt anta konstant betongtrykkspenning bare i flensen.

Maksimal tøyning i spennarmering NS 3473 11.3.5

Spenningen i spennarmeringen skal ikke overstige bruddtøyningen $\epsilon_{pu} := \epsilon_{p'} + 0.01 = 0.013$

$$\Delta\epsilon_p := \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot \epsilon_{cu} = 0.01$$

Totaltøyning

$$\epsilon_p := \epsilon_{p'} + \Delta\epsilon_p = 0.013 \quad \epsilon_p \leq \epsilon_{pu}$$

Momentkapasitet

$$M_d := f_{cd} \cdot t_f \cdot b_f \cdot (d_1 - 0.5 \cdot t_f) + A_{s1} \cdot f_{sd} \cdot (y_p - y_1) + A_{s2} \cdot f_{sd} \cdot (d_2 - y_p) = 8857 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$M_d < M_f$ Momentkapasiteten til tverrsnittet er ikke tilstrekkelig i felt

Momentkapasitet i bruddgrensetilstand over støtte ved hovedspennet

Over støtte ligger flensen på strekksiden, og tverrsnittet regnes som et rektangulært tverrsnitt på stegbredde, b_w . All lengdearmering som ligger innenfor effektiv flensbredde kan regnes som effektiv strekkarmering.

Dimensjonerende moment

$$M_f := 17600 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Tverrsnittsdata

$$h := 2600 \text{ mm} \quad \gamma_c := 1.40 \quad f_{tk} := 2.35 \text{ MPa}$$

$$b := 4800 \text{ mm} \quad f_{cn} := 19.6 \text{ MPa} \quad f_{tn} := 1.60 \text{ MPa}$$

$$t_f := 190 \text{ mm} \quad f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \cdot \text{MPa} \quad \epsilon_{cu} := 0.0035$$

$$b_w := 700 \text{ mm}$$

Effektiv flensbredde NS 3473, 9.5

$$b_{eff} := \min[b, 0.1 \cdot 0.3 \cdot (40 + 22) \text{ m}, 8 \cdot 190 \text{ mm}] = 1.52 \text{ m}$$

$$b_f := b_w + 2 \cdot b_{eff} = 3.74 \text{ m}$$

Armeringsdata

Kvalitet Ks50, $\emptyset 20$ - $\emptyset 32$

$$f_{sk} := 480 \text{ MPa} \quad E_s := 200000 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s := 1.25 \quad \epsilon_{sy} := 0.0024$$

$$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Strekkarmering :} \quad A_{s1} := 28\pi \cdot \frac{(20 \text{ mm})^2}{4} = 8796 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Trykkarmering :} \quad A_{s2} := 9\pi \cdot \frac{(20 \text{ mm})^2}{4} = 2827 \cdot \text{mm}^2$$

Avstand fra overkant av bjelke til tyngrepunkt av armering

$$y_1 := \frac{(21 \cdot 60 + 5 \cdot 150 + 2 \cdot 330) \cdot \text{mm} \cdot \pi \cdot \frac{(20 \text{ mm})^2}{4}}{A_{s1}} = 95 \cdot \text{mm}$$

Spennarmering

$$A_p := \frac{\pi (32\text{mm})^2}{4} = 804 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{p.\text{tot}} := 16 \cdot A_p = 12868 \cdot \text{mm}^2$$

$$f_{02} := 835\text{MPa}$$

$$f_{pd} := \frac{f_{02}}{\gamma_s} = 668 \cdot \text{MPa}$$

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

$$\epsilon_p := \frac{f_{02}}{E_p} = 0.0042$$

Avstand fra overkant av bjelke til tyngrepunkt av spennarmering

$$y_p := \frac{(4 \cdot 60 + 4 \cdot 150 + 4 \cdot 240 + 4 \cdot 330) \cdot \text{mm} \cdot A_p}{16 \cdot A_p} = 195 \cdot \text{mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$d_1 := h - y_1 = 2.505 \text{ m}$$

$$d_2 := h - 55\text{mm} = 2.545 \text{ m}$$

$$d_p := h - y_p = 2.405 \text{ m}$$

Kontroll av minimumsarmering NS 3473, 18.3.3

$$h_1 := 1.0\text{m}$$

$$k_w := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1.0$$

$$A_s := 0.25 \cdot k_w \cdot h \cdot b_w \cdot \frac{f_{tn}}{f_{sk}} = 1517 \cdot \text{mm}^2$$

For konstruksjoner der det legges vekt på tetthet, bør minimumsarmeringen på strekksiden være minst det dobbelte av A_s

$$A_{s.\text{dobbelt}} := 2 \cdot A_s = 3033 \cdot \text{mm}^2$$

I flens med strekk skal det legges i en tilleggsarmering

$$A_{cfl} := b_{\text{eff}} \cdot t_f = 288800 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s1.\text{tillegg}} := A_{cfl} \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 1414 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s1.\text{min}} := A_{s.\text{dobbelt}} + A_{s1.\text{tillegg}} = 4447 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s1} \geq A_{s1.\text{min}}$$

Strekkarmering OK

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s

$$A_{s2.min} := A_s = 1517 \cdot \text{mm}^2 \qquad A_{s2} \geq A_{s2} \qquad \text{Trykkarmering OK}$$

Balansert armeringstverrsnitt

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_p} = 0.456$$

Dersom armeringsmengden i tverrsnittet tilsvarer balansert armert eller underarmert vil den balanserte armeringsmengden bestemmes av:

$$A_{pb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_w \cdot d_p \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} - A_{s1} \cdot \frac{f_{sd}}{f_{pd}} + A_{s2} \cdot \frac{f_{sd}}{f_{pd}} = 9441 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{pb} < A_{p.tot} \qquad \text{Tverrsnittet er overarmert og vil ikke flyte ved brudd}$$

Overarmert armeringstverrsnitt

Aksiallikevekt gir 2. gradsligning for α

$$0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_1 \cdot \alpha^2 + (\epsilon_{cu} - \epsilon_p) \cdot E_p \cdot A_{p.tot} \cdot \alpha - \epsilon_{cu} \cdot E_p \cdot A_{p.tot} = 0$$

$$x := 0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_1 = 1.964 \times 10^7 \text{ N}$$

$$y := (\epsilon_{cu} - \epsilon_p) \cdot E_p \cdot A_{p.tot} = -1.737 \times 10^6 \text{ N}$$

$$z := -\epsilon_{cu} \cdot E_p \cdot A_{p.tot} = -9.008 \times 10^6 \text{ N}$$

$$\alpha := \frac{(-y + \sqrt{y^2 - 4 \cdot x \cdot z})}{2 \cdot x} = 0.723$$

Trykksonens høyde

$$\alpha \cdot d_1 = 1811 \cdot \text{mm}$$

Maksimal armeringstøyning, NS 3473, 11.3.6

Armeringstøyningen, ϵ_{su} , skal ikke overstige 0,01

$$\epsilon_{su} := \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot \epsilon_{cu} = 0.001 \qquad \epsilon_{su} < \epsilon_{cu} \qquad \text{Armeringstøyningen er innenfor tillattverdi}$$

Momentkapasitet

$$h' := d_1 - (h - d_2) = 2.45 \text{ m}$$

$$M_d := 0.8 \cdot (1 - 0.4\alpha) \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_1^2 + E_s \cdot \frac{[\alpha \cdot d_1 - (h - d_2)]}{\alpha \cdot d_1} \cdot \epsilon_{cu} \cdot A_{s2} \cdot h' = 29975 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasiteten er ytterligere høyere siden det er en liten eksentrisitet mellom strekkarmeringen og spennarmeringen. Bidraget er imidlertid ikke inkludert her siden det ikke bidrar nevneverdig.

$M_d \geq M_f$ Momentkapasiteten til tverrsnittet er tilstrekkelig over støtte

Momentkapasitet i bruddgrensetilstand i felt for akse 1-4

Dimensjonerende moment

$$M_f := 2210 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tverrsnittsdata

$$h := 800 \text{ mm} \quad \gamma_c := 1.40 \quad f_{tk} := 2.35 \text{ MPa}$$

$$b := 4800 \text{ mm} \quad f_{cn} := 19.6 \text{ MPa} \quad f_{tn} := 1.60 \text{ MPa}$$

$$t_f := 190 \text{ mm} \quad f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \cdot \text{MPa} \quad \epsilon_{cu} := 0.0035$$

$$b_w := 700 \text{ mm}$$

Effektiv flensbredde NS 3473, 9.5

$$b_{\text{eff}} := \min(4800 \text{ mm}, 0.1 \cdot 0.85 \cdot 16 \text{ m}, 8 \cdot 190 \text{ mm}) = 1.36 \text{ m}$$

$$b_f := b_w + 2 \cdot b_{\text{eff}} = 3.42 \text{ m}$$

Armeringsdata

Kvalitet Ks50 - $\phi 20$ - $\phi 32$

$$\gamma_s := 1.25 \quad E_s := 200000 \text{ MPa}$$

$$f_{sk} := 480 \text{ MPa} \quad \epsilon_{sy} := 0.0024$$

$$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Strekkarmering :} \quad A_{s1} := 24\pi \frac{(20 \text{ mm})^2}{4} = 7540 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Trykkarmering :} \quad A_{s2} := 8\pi \cdot \frac{(20 \text{ mm})^2}{4} = 2513 \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$d_1 := h - 120 \text{ mm} = 680 \cdot \text{mm}$$

$$d_2 := h - 80 \text{ mm} = 720 \cdot \text{mm}$$

Kontroll av minimumsarmering NS 3473, 18.3.3

$$h_1 := 1.0\text{m}$$

$$k_w := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1.0$$

$$A_s := 0.25 \cdot k_w \cdot h \cdot b_w \cdot \frac{f_{tn}}{f_{sk}} = 467 \cdot \text{mm}^2$$

For konstruksjoner der det legges vekt på tetthet, bør minimumsarmeringen på strekksiden være minst det dobbelte av A_s

$$A_{s1.min} := 2 \cdot A_s = 933 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{s1} \geq A_{s1.min} \quad \text{Armering OK}$$

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s

$$A_{s2.min} := A_s = 467 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{s2} \geq A_{s2} \quad \text{Armering OK}$$

Balansert armeringstverrsnitt

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}} = 0.593$$

Dersom armeringsmengden i tverrsnittet tilsvarer balansert armert eller underarmert vil den balanserte armeringsmengden bestemmes av:

$$A_{sb} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} \cdot b_f \cdot d_1 \cdot \alpha_b = 40238 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{sb} > A_{s1} \quad \text{Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd}$$

Underarmert armeringstverrsnitt

Aksiallikevekt gir følgende uttrykk for α

$$\alpha := \frac{A_{s1} \cdot f_{sd}}{0.8 \cdot b_f \cdot d_1 \cdot f_{cd}} = 0.111$$

Trykksonens høyde for tynn flens

$$t := 0.8 \alpha \cdot d_1 = 60 \cdot \text{mm} \quad t_f > t \quad \text{Må regne tykk flens}$$

Trykksonehøyde

$$\alpha \cdot d_1 = 76 \cdot \text{mm}$$

Maksimal armeringstøyning NS 3473, 11.3.6

Armeringstøyningen, ϵ_{su} , skal ikke overstige 0,01

$$\epsilon_{su} := \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot \epsilon_{cu} = 0.028$$

Ser at armeringstøyningen ikke er innenfor tillatt verdi. Dette er imidlertid et krav som har liten betydning for kapasiteten og som ikke gjelder lenger etter NS-EN 1992. Velger derfor å se bort i fra dette.

Momentkapasitet

$$M_d := 0.8f_{cd}(1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot \alpha \cdot b_f \cdot d_1^2 = 1881 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$M_d < M_f$ Momentkapasiteten til tverrsnittet er ikke tilstrekkelig i felt

Momentkapasitet i bruddgrensetilstand for moment over støtte i akse 1-4

Over støtte ligger flensen på strekksiden, og tverrsnittet regnes som et rektangulært tverrsnitt på stegbredde, b_w . All lengdearmering som ligger innenfor effektiv flensbredde kan regnes som effektiv strekkarmering.

Dimensjonerende moment

$$M_f := 2175 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Tverrsnittsdata

$$h := 800 \text{ mm} \quad \gamma_c := 1.40 \quad f_{tk} := 2.35 \text{ MPa}$$

$$b := 4800 \text{ mm} \quad f_{cn} := 19.6 \text{ MPa} \quad f_{tn} := 1.60 \text{ MPa}$$

$$t_f := 190 \text{ mm} \quad f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \cdot \text{MPa} \quad \epsilon_{cu} := 0.0035$$

$$b_w := 700 \text{ mm}$$

Effektiv flensbredde NS 3473, 9.5

$$b_{eff} := \min(4800 \text{ mm}, 0.1 \cdot 0.6 \cdot 16000 \text{ mm}, 8 \cdot 190 \text{ mm}) = 0.96 \text{ m}$$

$$b_f := b_w + 2 \cdot b_{eff} = 2.62 \text{ m}$$

Armeringsdata

Armering Ks50, $\emptyset 20$ - $\emptyset 32$

$$f_{sk} := 480 \text{ MPa} \quad E_s := 200000 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s := 1.25 \quad \epsilon_{sy} := 0.0024$$

$$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Strekkarmering :} \quad A_{s1} := 32\pi \cdot \frac{(20 \text{ mm})^2}{4} = 10053 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Trykkarmering :} \quad A_{s2} := 24\pi \cdot \frac{(20 \text{ mm})^2}{4} = 7540 \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$d_1 := h - 120 \text{ mm} = 680 \cdot \text{mm}$$

$$d_2 := h - 120 \text{ mm} = 680 \cdot \text{mm}$$

Kontroll av minimumsarmering NS 3473, 18.3.2 og 18.3.3

$$h_1 := 1.0\text{m}$$

$$k_w := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1.0$$

$$A_s := 0.25 \cdot k_w \cdot h \cdot b_w \cdot \frac{f_{tn}}{f_{sk}} = 467 \cdot \text{mm}^2$$

For konstruksjoner der det legges vekt på tetthet, bør minimumsarmeringen på strekksiden være minst det dobbelte av A_s

$$A_{s,\text{dobbelt}} := 2 \cdot A_s = 933 \cdot \text{mm}^2$$

I flens med strekk skal det legges i en tilleggsarmering

$$A_{cfl} := b_{\text{eff}} \cdot t_f = 182400 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s1,\text{tillegg}} := A_{cfl} \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 893 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s1,\text{min}} := A_{s,\text{dobbelt}} + A_{s1,\text{tillegg}} = 1826 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{s1} \geq A_{s1,\text{min}} \quad \text{Strekkarmering OK}$$

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s

$$A_{s2,\text{min}} := A_s = 467 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{s,2} \geq A_{s,2} \quad \text{Trykkarmering OK}$$

Balansert armeringstverrsnitt

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}} = 0.593$$

$$A_{s,b} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} \cdot b_w \cdot d_1 \cdot \alpha_b + A_{s2} = 15776 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s,b} > A_{s1} \quad \text{Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd}$$

Momentkapasitet

Tyngdepunkt til trykkarmering ligger 120 mm fra overkant av tverrsnittet. Ved belastning betyr det at trykkarmeringen ikke vil flyte ved betongtøyning ϵ_{cu} . Setter derfor opp aksial likevekt for å finne trykksonehøyden.

$$T_c + T_s = S$$

$$0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot d_1 + \epsilon_{s2} \cdot \frac{E_s}{\gamma_s} \cdot A_{s2} - A_{s1} \cdot f_{sd} = 0$$

$$\epsilon_{s2} = \epsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - 120 \text{ mm})}{\alpha \cdot d_1}$$

$$0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot d_1 + \left[\epsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - 120 \text{ mm})}{\alpha \cdot d_1} \right] \cdot \frac{E_s}{\gamma_s} \cdot A_{s2} - A_{s1} \cdot f_{sd} = 0$$

$$0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d_1^2 \cdot \alpha^2 + \alpha \cdot d_1 \cdot \left(\frac{E_s}{\gamma_s} \cdot A_{s2} - A_{s1} \cdot f_{sd} \right) - 120 \cdot \frac{E_s}{\gamma_s} \cdot A_{s2} \cdot \epsilon_{cu} = 0$$

Løser 2.gradsligningen

$$x := 0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d_1^2 = 3.625 \times 10^6 \text{ J}$$

$$y := d_1 \cdot \left(\frac{E_s}{\gamma_s} \cdot A_{s2} \cdot \epsilon_{cu} - A_{s1} \cdot f_{sd} \right) = 2.461 \times 10^5 \text{ J}$$

$$z := -120 \text{ mm} \cdot \frac{E_s}{\gamma_s} \cdot A_{s2} \cdot \epsilon_{cu} = -5.067 \times 10^5 \text{ J}$$

$$\alpha := \frac{-y + \sqrt{y^2 - 4 \cdot x \cdot z}}{2 \cdot x} = 0.341$$

Trykksonehøyde $\alpha \cdot d_1 = 0.232 \text{ m}$

$$\epsilon_{s2} := \epsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - 120 \text{ mm})}{\alpha \cdot d_1} = 1.691 \times 10^{-3}$$

$$h' := d_1 - (h - d_2) = 560 \text{ mm}$$

$$M_d := 0.8 \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_1^2 + A_{s2} \cdot \epsilon_{s2} \cdot \frac{E_s}{\gamma_s} \cdot h' = 2211 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_d > M_f$ Momentkapasiteten til tverrsnittet er ikke tilstrekkelig over støtte.

Skjærkapasitet i hovedfelt for støtte ved akse 10

Skjærkraftkapasiteten beregnes etter den forenklete metoden i NS 3473, 12.3.2.

Dimensjonerende skjærkraft

$$V_f := 2170 \text{ kN}$$

Tverrsnittsdata

$$\begin{aligned} h &:= 2550 \text{ mm} & \gamma_c &:= 1.40 & f_{tk} &:= 2.35 \text{ MPa} \\ b_f &:= 4800 \text{ mm} & f_{cn} &:= 19.6 \text{ MPa} & f_{tn} &:= 1.60 \text{ MPa} \\ t_f &:= 190 \text{ mm} & f_{cd} &:= \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \cdot \text{MPa} & f_{td} &:= \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.14 \cdot \text{MPa} \\ b_w &:= 700 \text{ mm} & & & \epsilon_{cu} &:= 0.0035 \\ h_w &:= h - t_f = 2360 \cdot \text{mm} & & & & \end{aligned}$$

Avstand fra overkant til tyngdepunkt av betongtverrsnittet

$$y_c := \frac{\left(t_f \cdot b_f \cdot \frac{t_f}{2} \right) + (h - t_f) \cdot b_w \cdot \left(t_f + \frac{h_w}{2} \right)}{t_f \cdot b_f + (h - t_f) \cdot b_w} = 916 \cdot \text{mm}$$

Armeringsdata

Armering Ks40 - $\emptyset 8$ - $\emptyset 20$

$$\begin{aligned} f_{sk} &:= 400 \text{ MPa} & E_s &:= 200000 \text{ MPa} \\ \gamma_s &:= 1.25 & \epsilon_{sy} &:= 0.0024 \\ f_{sd} &:= \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 320 \cdot \text{MPa} & & \end{aligned}$$

$$\text{Strekkarmering :} \quad A_s := 28 \pi \cdot \frac{(20 \text{ mm})^2}{4} = 8796 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Skjærarmering :} \quad A_{sv} := 2 \cdot \pi \cdot \frac{(10 \text{ mm})^2}{4} = 157.1 \cdot \text{mm}^2$$

Beregning av skjærkapasitet etter forenklet metode, NS 3473, 12.3.2

Kapasitet for skjærkraft ved skjærstrekk og samtidig aksialtrykk uten skjærarmering, NS 3473, 12.3.2.2

$$P_{0f} := 0.9 \cdot 7680 \text{ kN} = 6912 \cdot \text{kN}$$

$$d_1 := h - 80\text{mm} = 2470\text{mm}$$

$$k_a := 100\text{MPa}$$

$$d := 1.0\text{m}$$

$$k_v := 1.5 - \frac{d_1}{d} = -0.97 \quad k_v \leq 1.0 \quad k_v := 1.0$$

$$W_c := \frac{1}{6} \cdot (b_f \cdot t_f^2) + b_f \cdot t_f \cdot \left(y_c - \frac{t_f}{2} \right) + \frac{1}{6} b_w \cdot h_w^2 + b_w \cdot h_w \cdot \left(t_f + \frac{h_w}{2} - y_c \right) = 2.177 \times 10^9 \cdot \text{mm}^3$$

$$N_f := 0.8 \cdot P_{Of} = 5530\text{ kN} \quad \text{Antatt spenningsstap fra kryp, sving etc. på 20\%}$$

$$A_c := b_f \cdot t_f + (h - t_f) \cdot b_w = 2.564\text{ m}^2$$

$$M_f := 17000\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$z_1 := 0.7 \cdot d_1 = 1.729\text{ m}$$

$$V_{co} := \min \left[0.3 \cdot \left[f_{td} + \frac{(k_a \cdot A_s)}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d_1} \right] \cdot b_w \cdot d_1 \cdot k_v, 0.6 \cdot f_{td} \cdot b_w \cdot d_1 \cdot k_v \right]$$

$$M_o := \frac{N_f \cdot W_c}{A_c} = 4695\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{cd} := \min \left[V_{co} + 0.8 \cdot M_o \cdot \left| \frac{V_f}{M_f} \right|, \left(f_{td} + 0.25 \cdot \frac{N_f}{A_c} \right) \cdot b_w \cdot z_1 \right] = 1261\text{ kN}$$

Kapasitet for skjærkraft ved skjærstrekk med skjærarmoring fordelt i lengderetning, NS 3473, 12.3.2.4

$$\text{Vertikale bøyler: } \alpha := 90^\circ \quad \sin(\alpha) = 1 \quad \cot(\alpha) = 0$$

$$z := 0.9 \cdot d_1 = 2.223\text{ m}$$

$$s := 120\text{ mm}$$

$$V_{sd} := \frac{(f_{sd} A_{sv})}{s} \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha) = 931\text{ kN}$$

Skjærstrekkkapasitet

Kapasiteten for konstruksjonsdeler med skjærarmering i lengderetning kan antas lik kapasiteten V_{cd} pluss et tillegg V_{sd} fra skjærarmeringen.

$$V_d := V_{cd} + V_{sd} = 2192 \cdot \text{kN}$$

$$V_f < V_d \quad \text{Skjærstrekkkapasiteten er tilstrekkelig}$$

Kapasitet for skjærkraft ved skjærtrykk NS 3473, 12.3.2.5

$$\text{Vertikale bøyler: } \alpha := 90^\circ \quad \sin(\alpha) = 1 \quad \cot(\alpha) = 0$$

$$V_{ccd} := \min[0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)), 0.45 f_{cd} \cdot b_w \cdot z]$$

$$V_{ccd} = 6536 \cdot \text{kN}$$

$$V_f < V_{ccd} \quad \text{Skjærtrykkkapasiteten er tilstrekkelig}$$

Skjærkapasitet i akse 1-4

Skjærkraftkapasiteten beregnes etter den forenklete metoden i NS 3473, 12.3.2.

Dimensjonerende skjærkraft

$$V_f := 760 \text{ kN}$$

Tverrsnittsdata

$$\begin{aligned} h &:= 800 \text{ mm} & \gamma_c &:= 1.40 & f_{tk} &:= 2.35 \text{ MPa} \\ b_f &:= 4800 \text{ mm} & f_{cn} &:= 19.6 \text{ MPa} & f_{tn} &:= 1.60 \text{ MPa} \\ t_f &:= 190 \text{ mm} & f_{cd} &:= \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \cdot \text{MPa} & f_{td} &:= \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.14 \cdot \text{MPa} \\ b_w &:= 700 \text{ mm} & & & \epsilon_{cu} &:= 0.0035 \end{aligned}$$

Armeringsdata

Armering Ks40 - $\emptyset 8$ - $\emptyset 20$

$$f_{sk} := 400 \text{ MPa} \quad E_s := 200000 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s := 1.25 \quad \epsilon_{sy} := 0.0024$$

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

$$\text{Strekkarmering :} \quad A_s := 32\pi \cdot \frac{(20 \text{ mm})^2}{4} = 10053 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Skjærarmering :} \quad A_{sv1} := 2 \cdot \pi \cdot \frac{(10 \text{ mm})^2}{4} = 157 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{sv2} := 2 \cdot \pi \cdot \frac{(20 \text{ mm})^2}{4} = 628 \cdot \text{mm}^2$$

Beregning av skjærkapasitet etter forenklet metode, NS 3473, 12.3.2

Kapasitet for skjærkraft ved strekkbrudd uten skjærarmering, NS 3473, 12.3.2.1

$$d_1 := h - 72 \text{ mm} = 0.728 \text{ m}$$

$$k_a := 100 \text{ MPa}$$

$$d := 1.0 \text{ m}$$

$$k_v := 1.5 - \frac{d_1}{d} = 0.772 \quad k_v \leq 1.0 \quad k_v := 1.0$$

$$V_{cd} := \min \left[0.3 \cdot \left[f_{td} + \frac{(k_a \cdot A_s)}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d_1} \right] \cdot b_w \cdot d_1 \cdot k_v, 0.6 \cdot f_{td} \cdot b_w \cdot d_1 \cdot k_v \right]$$

$$V_{cd} = 349 \cdot \text{kN}$$

Kapasitet for skjærkraft ved sterkkstrekk med skjærarmering fordelt i lengderetning, NS 3473, 12.3.2.4

$$\text{Vertikale bøyler: } \alpha := 90^\circ \quad \sin(\alpha) = 1 \quad \cot(\alpha) = 0$$

$$z := 0.9 \cdot d_1 = 0.655 \text{ m}$$

$$s := 50 \text{ mm}$$

$$V_{sd1} := \frac{(f_{sd} \cdot A_{sv1})}{s} \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha) = 659 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Skrå bøyler: } \alpha := 45^\circ \quad \sin(\alpha) = 0.707 \quad \cot(\alpha) = 1$$

$$V_{sd2} := (f_{sd} \cdot A_{sv2}) \cdot (1 + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha) = 284 \cdot \text{kN}$$

Skjærstrekkkapasitet

Kapasiteten for konstruksjonsdeler med skjærarmering i lengderetning kan antas lik kapasiteten V_{cd} pluss et tillegg V_{sd} fra armeringen.

$$V_d := V_{cd} + V_{sd1} + V_{sd2} = 1292 \cdot \text{kN}$$

$$V_f < V_d \quad \text{Skjærstrekkkapasiteten er tilstrekkelig}$$

Kapasitet for skjærkraft ved skjærtrykk NS 3473, 12.3.2.5

$$\text{Vertikale bøyler: } \alpha := 90^\circ \quad \sin(\alpha) = 1 \quad \cot(\alpha) = 0$$

$$V_{ccd1} := \min[0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)), 0.45 f_{cd} \cdot b_w \cdot z]$$

$$V_{ccd1} = 1926 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Skrå bøyler: } \alpha := 45^\circ \quad \sin(\alpha) = 0.707 \quad \cot(\alpha) = 1$$

$$V_{ccd2} := \min[0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)), 0.45 f_{cd} \cdot b_w \cdot z]$$

$$V_{ccd2} = 2889 \cdot \text{kN}$$

Skjærtrykkkapasitet

$$V_{ccd} := V_{ccd1} + V_{ccd2} = 4816 \cdot \text{kN}$$

$$V_f < V_{ccd} \quad \text{Skjærtrykkkapasiteten er tilstrekkelig}$$

Dimensjonerende laster for kontroll av torsjonskapasiteten

Skjær

Tabell D.1 viser bidragene til dimensjonerende skjærkrefter i snittene som skal kontrolleres

Tabell D.1: Dimensjonerende skjær

	Lastfaktor	Snitt 1	Snitt 2
Egenlast [kN]	1,15	1469	546
Trafikklast [kN]	1,4	395	398
Tvangskrefter [kN]	0,9	-364	-398
Totalt [kN]		1500	546

Torsjon

Det dimensjonerende torsjonsmomentet vil være identisk for begge snitt.

$$\text{Vogntoglast: } q = 12.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Aksellast: } A = 40 \text{ kN}$$

$$\text{Eksentrisitet: } e = 1.5 \text{ m}$$

$$\text{Spennlengde: } L = 40 \text{ m}$$

$$\text{Spennlengde fra aksellast til akse 10: } a = 12.5 \text{ m}$$

$$\text{Spennlengde fra aksellast til akse 11: } b = 27.5 \text{ m}$$

Torsjonsmoment

$$M = q \cdot 2.6 \text{ m} \cdot e \cdot 8 \text{ m} + A \cdot e \cdot \frac{b}{L} = 415 \text{ kNm}$$

Dimensjonerende torsjonsmoment

$$M_f = 1.4 \cdot 415 = 581 \text{ kNm}$$

Torsjonskapasitet i bruddgrensetilstand for snitt 1

Dimensjonerende torsjon

$$T_f := 581 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_f := 1500 \text{ kN}$$

Tverrsnittsdata

$$h := 2550 \text{ mm}$$

$$\gamma_c := 1.40$$

$$f_{tk} := 2.35 \text{ MPa}$$

$$b := 700 \text{ mm}$$

$$f_{cn} := 19.6 \text{ MPa}$$

$$f_{tn} := 1.60 \text{ MPa}$$

$$t_f := 190 \text{ mm}$$

$$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.14 \cdot \text{MPa}$$

$$d := 2470 \text{ mm}$$

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

Armeringsdata

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

$$\gamma_s := 1.25$$

Armering Ks40 - $\phi 8$ - $\phi 20$

Armering Ks50 - $\phi 20$ - $\phi 32$

$$f_{sk,t} := 400 \text{ MPa}$$

$$f_{sk,l} := 480 \text{ MPa}$$

$$f_{st} := \frac{f_{sk,t}}{\gamma_s} = 320 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{sl} := \frac{f_{sk,l}}{\gamma_s} = 384 \cdot \text{MPa}$$

Lengdearmering :

$$A_s := \pi \cdot \frac{(20 \text{ mm})^2}{4} = 314 \cdot \text{mm}^2$$

Areal per stang av lengdearmering

Skjærarmering :

$$A_{sv} := \pi \cdot \frac{(10 \text{ mm})^2}{4} = 79 \cdot \text{mm}^2$$

per sideflate

Regler for kapasitetskontroll og dimensjonering for torsjonsmoment er gitt i NS 3473 pkt.12.4

Tverrsnittets kapasitet beregnes for et antatt lukket hultverrsnitt.

$$u_c := 2 \cdot h + 2 \cdot b = 6.5 \text{ m}$$

$$A_{ct} := b \cdot h = 1.785 \text{ m}^2$$

$$t_c := \min \left(1.2 \cdot \frac{A_{ct}}{u_c}, 0.2 \cdot b \right) = 0.14 \text{ m}$$

$$A_o := A_{ct} - 0.5 \cdot t_c \cdot u_c = 1.33 \text{ m}^2$$

Trykkbruddkontroll NS 3473 A.12.4.4

Øvre grense for betongtverrsnittets kapasitet avhenger av retningen for det antatte trykkfeltet i betongen. Ved antatt hovedtrykkretning mellom 30 og 60 grader kan torsjonsmomentkapasiteten for trykkbrudd bestemmes av $T_{ccd} := 0.6 \cdot f_{cd} \cdot A_o \cdot t_c$

Ved samtidig skjær og torsjon kan trykkbruddkapasiteten kontrolleres etter interaksjonsformelen

$$\frac{T}{T_{ccd}} + \frac{V}{V_{ccd}} \leq 1$$

Torsjon

$$T_{ccd} = 1564 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Skjær

$$z := 0.9 \cdot d = 2.223 \text{ m}$$

$$V_{ccd} := 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z = 6536 \cdot \text{kN}$$

Interaksjon

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{V_f}{V_{ccd}} = 0.6 \quad \text{Kapasiteten for trykkbrudd er tilstrekkelig}$$

Strekbruddkontroll

Torsjonsarmering er påkrevd dersom $T_f \geq 0.3 \cdot T_{cr}$ hvor T_{cr} er risstorsjonsmomentet

$$T_{cr} := 2 \cdot f_{td} \cdot A_o \cdot t_c = 426 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$0.3 \cdot T_{cr} = 128 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad T_f \geq 0.3 \cdot T_{cr} \quad \text{Torsjonsarmering er nødvendig}$$

Minimumsarmering i hver sideflate, NS 3473 12.4.6

$$A_c := 1 \cdot t_c = 0.14 \text{ m}$$

$$\frac{A_{st,min}}{s} = 0.25 \cdot A_c \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk,t}} = 0.206 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Bøylearmering pr lengdeenhet

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{T_f}{2 \cdot A_o \cdot f_{st}} = 0.683 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \quad \text{Enkeltsnittet}$$

$$s := \frac{A_{sv}}{0.683 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}} = 115 \cdot \text{mm} \quad \begin{array}{l} \text{Senteravstanden i mellom armeringsbøylene er 120mm.} \\ \text{Bøylearmeringsmengden er ikke tilstrekkelig} \end{array}$$

Nødvendig lengdearmring

$$u_o := 2 \cdot (700 - 100) \text{ mm} + 2 \cdot (1300 - 160) \text{ mm} = 3.48 \text{ m}$$

$$A_{sl} := \frac{T_f \cdot u_o}{2 \cdot A_o \cdot f_{sl}} = 1979 \cdot \text{mm}^2$$

Mengden lengdearmring er tilstrekkelig da den ikke er fullt utnyttet på moment og den nødvendige mengden ikke her høy.

Torsjonskapasitet i bruddgrensetilstand for snitt 2

Dimensjonerende torsjon

$$T_f := 581 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_f := 546 \text{ kN}$$

Tverrsnittsdata

$$h := 1300 \text{ mm}$$

$$\gamma_c := 1.40$$

$$f_{tk} := 2.35 \text{ MPa}$$

$$b := 700 \text{ mm}$$

$$f_{cn} := 19.6 \text{ MPa}$$

$$f_{tn} := 1.60 \text{ MPa}$$

$$t_f := 190 \text{ mm}$$

$$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.14 \cdot \text{MPa}$$

$$d := 1130 \text{ mm}$$

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

Armeringsdata

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

$$\gamma_s := 1.25$$

Armering Ks40 - $\phi 8$ - $\phi 20$

Armering Ks50 - $\phi 20$ - $\phi 32$

$$f_{sk,t} := 400 \text{ MPa}$$

$$f_{sk,l} := 480 \text{ MPa}$$

$$f_{st} := \frac{f_{sk,t}}{\gamma_s} = 320 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{sl} := \frac{f_{sk,l}}{\gamma_s} = 384 \cdot \text{MPa}$$

Lengdearmering :

$$A_s := \pi \cdot \frac{(20 \text{ mm})^2}{4} = 314 \cdot \text{mm}^2$$

Areal per stang av lengdearmering

Skjærarmering :

$$A_{sv} := 2 \cdot \pi \cdot \frac{(10 \text{ mm})^2}{4} = 157 \cdot \text{mm}^2$$

Per sideflate. I snittet er to og to bøyler buntet sammen.

Regler for kapasitetskontroll og dimensjonering for torsjonsmoment er gitt i NS 3473 pkt.12.4

Tverrsnittets kapasitet beregnes for et antatt lukket hultverrsnitt.

$$u_c := 2 \cdot h + 2 \cdot b = 4 \text{ m}$$

$$A_{ct} := b \cdot h = 0.91 \text{ m}^2$$

$$t_c := \min \left(1.2 \cdot \frac{A_{ct}}{u_c}, 0.2 \cdot b \right) = 0.14 \text{ m}$$

$$A_o := A_{ct} - 0.5 \cdot t_c \cdot u_c = 0.63 \text{ m}^2$$

Trykkbruddkontroll NS 3473 A.12.4.4

Øvre grense for betongtverrsnittets kapasitet avhenger av retningen for det antatte trykkfeltet i betongen. Ved antatt hovedtrykkretning mellom 30 og 60 grader kan torsjonsmomentkapasiteten for trykkbrudd bestemmes av $T_{ccd} := 0.6 \cdot f_{cd} \cdot A_o \cdot t_c$

Ved samtidig skjær og torsjon kan trykkbruddkapasiteten kontrolleres etter interaksjonsformelen

$$\frac{T}{T_{ccd}} + \frac{V}{V_{ccd}} \leq 1$$

Torsjon

$$T_{ccd} = 741 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Skjær

$$z := 0.9 \cdot d = 1.017 \text{ m}$$

$$V_{ccd} := 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z = 2990 \cdot \text{kN}$$

Interaksjon

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{V_f}{V_{ccd}} = 0.97 \quad \text{Kapasiteten for trykkbrudd er tilstrekkelig}$$

Strekbruddkontroll

Torsjonsarmering er påkrevd dersom $T_f \geq 0.3 \cdot T_{cr}$ hvor T_{cr} er risstorsjonsmomentet

$$T_{cr} := 2 \cdot f_{td} \cdot A_o \cdot t_c = 202 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$0.3 \cdot T_{cr} = 60 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad T_f \geq 0.3 \cdot T_{cr} \quad \text{Torsjonsarmering er nødvendig}$$

Minimumsarmering i hver sideflate, NS 3473 12.4.6

$$A_c := 1 \cdot t_c = 0.14 \text{ m}$$

$$\frac{A_{st,min}}{s} = 0.25 \cdot A_c \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk,t}} = 0.206 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Bøylearmering pr lengdeenhet

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{T_f}{2 \cdot A_o \cdot f_{st}} = 1.441 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \quad \text{Enkeltsnittet}$$

$$s := \frac{A_{sv}}{1.441 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}} = 109 \cdot \text{mm} \quad \text{Bøylearmering ligger buntet sammen to og to med senteravstanden 120mm. Bøylearmeringsmengden er ikke tilstrekkelig}$$

Nødvendig lengdearmoring

$$u_o := 2 \cdot (700 - 100) \text{ mm} + 2 \cdot (1300 - 160) \text{ mm} = 3.48 \text{ m}$$

$$A_{sl} := \frac{T_f \cdot u_o}{2 \cdot A_o \cdot f_{sl}} = 4179 \cdot \text{mm}^2$$

Lengdearmeringsmengden er sannsynligvis ikke tilstrekkelig siden den nødvendige mengden lengdearmeringen er høy og tverrsnittet må også kunne ta opp bøyemomentet.

Vedlegg E

Egenlaster i tverretning

Vedlegget inkluderer utregningene av egenlastene i tverretning

Dimensjonerende krefter fra egenlast for hovedspennet i tverretning

Egenlaster

$$\text{Bruoverbygning} \quad q_1 := (0.115 + 0.371) \cdot m^2 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 12.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Kantdrager} \quad q_2 := 0.65\text{m} \cdot 0.35\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 5.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Asfalt} \quad q_3 := 0.035\text{m} \cdot 2.650\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 2.3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Påstøp} \quad q_4 := 0.08\text{m} \cdot 2.650\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 5.3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Rekkverk} \quad q_5 := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Skjærkraft i en avstand d fra bjelkekant

$$d := 180\text{mm}$$

$$V_{g,\text{red}} := (q_1 + q_3 + q_4) \cdot \frac{(3300 - 180)}{3300} + q_2 + q_5 = 24.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Moment ved bjelkekant

$$\text{Bruoverbygning} \quad M_1 := q_1 \cdot 1.22\text{m} = 14.8 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$\text{Kantdrager} \quad M_2 := q_2 \cdot 2.975\text{m} = 16.9 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$\text{Asfalt} \quad M_3 := q_3 \cdot 1.325\text{m} = 3.1 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$\text{Påstøp} \quad M_4 := q_4 \cdot 1.325\text{m} = 7 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$\text{Rekkverk} \quad M_5 := q_5 \cdot 2.975\text{m} = 1.5 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_g := M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 = 43.3 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende krefter fra egenlast for akse 1-4 i tverretning

Egenlaster

$$\text{Bruoverbygning} \quad q_1 := 0.210\text{m}^2 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Kantdrager} \quad q_2 := 0.65\text{m} \cdot 0.35\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 5.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Asfalt} \quad q_3 := 0.035\text{m} \cdot 1.40\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 1.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Påstøp} \quad q_4 := 0.08\text{m} \cdot 1.40\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 2.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Rekkverk} \quad q_5 := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Skjærkraft i en avstand d fra bjelkekant

$$d := 135\text{mm}$$

$$V_{\text{g.red}} := (q_1 + q_3 + q_4) \cdot \frac{(2050 - 135)}{2050} + q_2 + q_5 = 14.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vedlegg F

Bruddgrensetilstand - Tverretning

Vedlegget inkluderer moment- og skjærberegninger for hovedfeltet, samt skjærberegninger for sidefeltene mellom akse 1 og 4.

Momentkapasitet i bruddgrensetilstand for tverretningen i x-retning

Dimensjonerende moment

$$M_f := 103 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

Tverrsnittsdata

$$h := 220\text{mm} \quad \gamma_c := 1.40 \quad f_{tk} := 2.35\text{MPa}$$

$$b := 1000\text{mm} \quad f_{ck} := 25\text{MPa} \quad f_{tn} := 1.60\text{MPa}$$

$$f_{ck} := 30\text{MPa} \quad \epsilon_{cu} := 0.0035$$

$$f_{cn} := 19.6\text{MPa}$$

$$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14\text{MPa}$$

Armeringsdata

Armering Ks50, $\phi 20\text{-}\phi 32$

$$f_{sk} := 500\text{MPa} \quad E_s := 200000\text{MPa}$$

$$\gamma_s := 1.25 \quad \epsilon_{sy} := 0.0025$$

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

$$\text{Strekkarmering per løpemeter : } A_{s1} := \frac{1000}{120} 2\pi \cdot \frac{(12\text{mm})^2}{4} = 1885\text{mm}^2$$

$$\text{Trykkarmering per løpemeter : } A_{s2} := \frac{1000}{180} \pi \frac{(12\text{mm})^2}{4} = 628\text{mm}^2$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$d_1 := 180\text{mm}$$

$$d_2 := 190\text{mm}$$

Kontroll av minimumsarmering NS 3473, 18.3.2 og 18.3.3

$$h_1 := 1.0\text{m}$$

$$k_w := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1.3$$

Minimumsarmering per løpemet

$$A_s := 0.25 \cdot k_w \cdot h \cdot b \cdot \frac{f_{tn}}{f_{sk}} = 225 \cdot \text{mm}^2$$

For konstruksjoner der det legges vekt på tetthet, bør minimumsarmeringen per løpemet på strekksiden være minst det dobbelte av A_s

$$A_{s,\text{dobbelt}} := 2 \cdot A_s = 451 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{s1} \geq A_{s1,\text{min}} \quad \text{Strekkarmering OK}$$

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s per løpemet.

$$A_{s2,\text{min}} := A_s = 225 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{s,2} \geq A_{s,2} \quad \text{Trykkarmering OK}$$

Balansert armeringstverrsnitt

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}} = 0.583$$

Balansert armeringsmengde per løpemet

$$A_{s,b} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} \cdot b \cdot d_1 \cdot \alpha_b + A_{s2} = 3568 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s,b} < A_{s1} \quad \text{Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd}$$

Underarmert armeringstverrsnitt

Aksiallikevekt gir følgende uttrykk for α

$$\alpha := \frac{A_{s1} \cdot f_{sd}}{0.8 \cdot b \cdot d_1 \cdot f_{cd}} = 0.374$$

Trykksonehøyde

$$\alpha \cdot d_1 = 67 \cdot \text{mm}$$

Maksimal armeringstøyning NS 3473, 11.3.6

Armeringstøyningen, ϵ_{su} , skal ikke overstige 0,01

$$\epsilon_{su} := \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot \epsilon_{cu} = 0.006 \quad \epsilon_{su} < \epsilon_{cu} \quad \text{Armeringstøyningen er innenfor tillattverdi}$$

Momentkapasitet per løpemeter

$$M_d := 0.8f_{cd}(1 - 0.4\alpha)\alpha \cdot b \cdot d_1^2 = 115 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$M_d > M_f$ Momentkapasiteten til tverrsnittet er tilstrekkelig.

Momentkapasitet i bruddgrensetilstand for tverretningen i y-retning

Dimensjonerende moment

$$M_f := 20 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

Tverrsnittsdata

$$h := 160\text{mm} \quad \gamma_c := 1.40 \quad f_{tk} := 2.35\text{MPa}$$

$$b := 1000\text{mm} \quad f_{cn} := 19.6\text{MPa} \quad f_{tn} := 1.60\text{MPa}$$

$$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14\cdot\text{MPa} \quad \epsilon_{cu} := 0.0035$$

Armeringsdata

Armering Ks50, ø20-ø32

$$f_{sk} := 500\text{MPa} \quad E_s := 200000\text{MPa}$$

$$\gamma_s := 1.25 \quad \epsilon_{sy} := 0.0025$$

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

$$\text{Strekkarmering per løpemetere:} \quad A_{s1} := \frac{1000}{200} \pi \cdot \frac{(12\text{mm})^2}{4} = 565\cdot\text{mm}^2$$

$$\text{Trykkarmering per løpemetere:} \quad A_{s2} := \frac{1000}{400} \pi \cdot \frac{(12\text{mm})^2}{4} = 283\cdot\text{mm}^2$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$d_1 := 120\text{mm}$$

$$d_2 := 130\text{mm}$$

Kontroll av minimumsarmering NS 3473, 18.3.2 og 18.3.3

$$h_1 := 1.0\text{m}$$

$$k_w := \max\left(1.0, 1.5 - \frac{h}{h_1}\right) = 1.3$$

Minimumsarmering per løpemeter

$$A_s := 0.25 \cdot k_w \cdot h \cdot b \cdot \frac{f_{tn}}{f_{sk}} = 172 \cdot \text{mm}^2$$

For konstruksjoner der det legges vekt på tetthet, bør minimumsarmeringen per løpemeter på strekksiden være minst det dobbelte av A_s

$$A_{s,\text{dobbelt}} := 2 \cdot A_s = 343 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{s1} \geq A_{s1,\text{min}} \quad \text{Strekkarmering OK}$$

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s per løpemeter

$$A_{s2,\text{min}} := A_s = 172 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{s,2} \geq A_{s,2} \quad \text{Trykkarmering OK}$$

Balansert armeringstverrsnitt

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}} = 0.583$$

Balansert armeringsmengde per løpemeter

$$A_{s,b} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} \cdot b \cdot d_1 \cdot \alpha_b = 1960 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s,b} < A_{s1} \quad \text{Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd}$$

Underarmert armeringstverrsnitt

Aksiallikevekt gir følgende uttrykk for α

$$\alpha := \frac{A_{s1} \cdot f_{sd}}{0.8 \cdot b \cdot d_1 \cdot f_{cd}} = 0.168$$

Trykksonehøyde

$$\alpha \cdot d_1 = 20 \cdot \text{mm}$$

Maksimal armeringstøyning NS 3473, 11.3.6

Armeringstøyningen, ϵ_{su} , skal ikke overstige 0,01

$$\epsilon_{su} := \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot \epsilon_{cu} = 0.017$$

$$\epsilon_{su} < \epsilon_{cu} \quad \text{Armeringstøyningen er ikke innenfor tillatt verdi, men velger å se bort i fra dette}$$

Momentkapasitet per løpemeter

$$M_d := 0.8f_{cd}(1 - 0.4\alpha)\alpha \cdot b \cdot d_1^2 = 25 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$M_d > M_f$ Momentkapasiteten til tverrsnittet er tilstrekkelig.

Skjærkraftkapasitet i tverretning for hovedspennet

Skjærkraftkapasiteten beregnes etter den forenklete metoden i NS 3473, 12.3.2.

Dimensjonerende skjærkraft

$$V_f := 155 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tverrsnittsdata

$$\begin{aligned} h &:= 220\text{mm} & \gamma_c &:= 1.40 & f_{tk} &:= 2.35\text{MPa} \\ b &:= 1000\text{mm} & f_{cn} &:= 19.6\text{MPa} & f_{tn} &:= 1.60\text{MPa} \\ & & f_{cd} &:= \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \cdot \text{MPa} & f_{td} &:= \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.14 \cdot \text{MPa} \\ & & & & \epsilon_{cu} &:= 0.0035 \end{aligned}$$

Armeringsdata

Armering Ks50 - $\emptyset 8$ - $\emptyset 20$

$$f_{sk} := 500\text{MPa} \quad E_s := 200000\text{MPa}$$

$$\gamma_s := 1.25 \quad \epsilon_{sy} := 0.0025$$

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

$$\text{Strekkarmering per løpemetere:} \quad A_s := \frac{1000}{90} 2\pi \cdot \frac{(12\text{mm})^2}{4} = 2513 \cdot \text{mm}^2$$

Beregning av skjærkapasitet etter forenklet metode, NS 3473, 12.3.2

Kapasitet for skjærkraft ved strekkbrudd uten skjærarmering, NS 3473, 12.3.2.1

$$d_1 := 0.180\text{m}$$

$$k_a := 100\text{MPa}$$

$$d := 1.0\text{m}$$

$$k_v := 1.5 - \frac{d_1}{d} = 1.32 \quad k_v \leq 1.4$$

$$0.3 \cdot \left[f_{td} + \frac{(k_a \cdot A_s)}{\gamma_c \cdot b \cdot d_1} \right] \cdot b \cdot d_1 \cdot k_v = 152.6 \cdot \text{kN}$$

$$V_{cd} := \min \left[0.3 \cdot \left[f_{td} + \frac{(k_a \cdot A_s)}{\gamma_c \cdot b \cdot d_1} \right] \cdot b \cdot d_1 \cdot k_v, 0.6 \cdot f_{td} \cdot b \cdot d_1 \cdot k_v \right]$$

Skjærstrekkapasitet per løpometer

$$V_{cd} = 153 \cdot \text{kN}$$

$$V_d < V_f \quad \text{Skjærstrekkapasiteten er ikke tilstrekkelig}$$

Det er altså beregningsmessig behov for skjærarmering, men i dette snittet er det ikke lagt inn skjærarmering til å ta skjærkreftene.

Kapasitet for skjærkraft ved skjærtrykk NS 3473, 12.3.2.5

$$z := 0.9 \cdot d_1$$

$$V_{ccd} := 0.45 f_{cd} \cdot b \cdot z$$

Skjærstrykkapasitet per løpometer

$$V_{ccd} = 1021 \cdot \text{kN}$$

$$V_f < V_{ccd} \quad \text{Skjærtrykkapasiteten er tilstrekkelig}$$

Skjærkraftkapasitet i tverretning for akse 1-4

Skjærkraftkapasiteten beregnes etter den forenklete metoden i NS 3473, 12.3.2.

Dimensjonerende skjærkraft - eksentrisk trafikklast

Dimensjonerende kraft ved støtte i akse 2

$$V_f := 163 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tverrsnittsdata

$$\begin{aligned} h &:= 160\text{mm} & \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.35\text{MPa} \\ b &:= 1000\text{mm} & f_{cn} &:= 19.6\text{MPa} & f_{tn} &:= 1.60\text{MPa} \\ & & f_{cd} &:= \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14\cdot\text{MPa} & f_{td} &:= \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.14\cdot\text{MPa} \\ & & & & \epsilon_{cu} &:= 0.0035 \end{aligned}$$

Armeringsdata

Armering Ks50 - $\emptyset 8$ - $\emptyset 20$

$$f_{sk} := 500\text{MPa} \quad E_s := 200000\text{MPa}$$

$$\gamma_s := 1.25 \quad \epsilon_{sy} := 0.0025$$

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

$$\text{Strekkarmering per løpemeter :} \quad A_s := \frac{1000}{80} \pi \cdot \frac{(12\text{mm})^2}{4} = 1414\cdot\text{mm}^2$$

Beregning av skjærkapasitet etter forenklet metode, NS 3473, 12.3.2

Kapasitet for skjærkraft ved strekkbrudd uten skjærarmering, NS 3473, 12.3.2.1

$$d_1 := 135\text{mm}$$

$$k_a := 100\text{MPa}$$

$$d := 1.0\text{m}$$

$$k_v := 1.5 - \frac{d_1}{d} = 1.37$$

$$V_{cd} := \min \left[0.3 \cdot \left[f_{td} + \frac{(k_a \cdot A_s)}{\gamma_c \cdot b \cdot d_1} \right] \cdot b \cdot d_1 \cdot k_v, 0.6 \cdot f_{td} \cdot b \cdot d_1 \cdot k_v \right]$$

Skjærstrekkapasitet per løpemeteter

$$V_{cd} = 105 \cdot \text{kN}$$

$V_d < V_f$ Skjærstrekkapasiteten er ikke tilstrekkelig

Det er altså beregningsmessig behov for skjærarmering, men i dette snittet er det ikke lagt inn armering til å ta opp skjærkreftene.

Kapasitet for skjærkraft ved skjærtrykk NS 3473, 12.3.2.5

$$z := 0.9 \cdot d_1$$

$$V_{ccd} := 0.45 f_{cd} \cdot b \cdot z$$

Skjærstrykkapasitet per løpemeteter

$$V_{ccd} = 765 \cdot \text{kN}$$

$V_f < V_{ccd}$ Skjærtrykkapasiteten er tilstrekkelig