

Beregning og inspeksjon av betongbru med betydelig skadeomfang

Kari Wågan Baustad
Merete Ommedal Krumsvik

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)
Innlevert: juni 2015
Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2015

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 9. juni 2015	ANTALL SIDER: 222 + 171 sider vedlegg
------------------------------------	-----------------------	------------------------------------------

TITTEL:

Beregning og inspeksjon av betongbru med betydelig skadeomfang

Calculation and Inspection of Severely Damaged Concrete Bridge

UTFØRT AV:

Kari Wågan Baustad
Merete Ommedal Krumsvik



SAMMENDRAG:

Opgaven går ut på å vurdere tilstanden og bæreevnen til Nerlandsøybrua, som er ei slank bru utsatt for et værhardt klima på kysten av Sunnmøre. Kapasitetskontrollen er utført for prosjektert, uskadet tilstand samt skadet tilstand. Laster og lastkombinasjoner er beregnet i henhold til Statens vegvesens håndbøker, og beregningene er utført etter NS 3473 Prosjektering av betongkonstruksjoner. Brua er modellert i analyseprogrammet NovaFrame. Det er i tillegg utført litteraturstudie om de ulike nedbrytningsmekanismene for betong, samt konsekvensene av armeringskorrosjon.

Skadeomfanget av brua er kartlagt ved hjelp av tilstandsrapport og egen inspeksjon og materialundersøkelser. Det viste seg at skadeomfanget og kloridinntrengning er verst på nordsiden, og i endefeltene av brua. Nordsiden ligger i le for vær og vind, og blir dermed ikke «vasket» ren av regnvann. Brua er generelt preget av slitasje, og det er registrert omfattende avflaking av overflatebehandling, punktskader og rustutslag. Korroderende armering er synlig der hvor betongoverdekningen har skallet av. Det katodiske anlegget viser kraftig tegn til slitasje. Det avgir for lav spenning, og har behov for opprustning. Ut ifra tilstandsrapport fra inspeksjon utført av Rambøll i 2011, ble det forventet å finne en viss grad av armeringskorrosjon ved nærmere inspeksjon av brubjelken. Det viste seg derimot at brubjelkens lengdearmering var i liten grad korrodert. Dette kan indikere at det katodiske anlegget har en effekt på kloridinntrengningen, og på den måten hindrer initiering av korrosjonsprosessen.

En totalvurdering tilsier at Nerlandsøybrua ikke er tilstrekkelig dimensjonert i henhold til gjeldende regelverk og bruksklasse. Dagens tilstand er heller ikke i tråd med dagens krav til bestandighet. I henhold til utførte kapasitetskontroller, vil armeringskorrosjon ha en alvorlig effekt på konstruksjonens bæreevne. Graden av korrosjonsskade ser derimot ikke ut til å være like stor som først antatt. Armeringskorrosjon er likevel en trussel for konstruksjonens bestandighet, og rehabilitering og vedlikehold må påregnes.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

VEILEDERE: Terje Kanstad NTNU, Håvard Johansen, Thomas Reed og Ragnhild Holen Relling, Statens Vegvesen

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU

Forord

Denne oppgaven er utarbeidet som en del av masterstudiet Bygg- og miljøteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU). Masteroppgaven er skrevet ved Institutt for Konstruksjonsteknikk, og er gjennomført våren 2015. Arbeidet med oppgaven er utført over en periode på 20 uker, og utgjør til sammen 30 studiepoeng per studentkandidat.

Oppgaven er skrevet som et samarbeid mellom Kari Wågan Baustad og Merete Ommedal Krumsvik. Hovedveileder for masteroppgaven er professor Terje Kanstad ved NTNU. Statens Vegvesen har fungert som ekstern samarbeidspartner, representert ved Ragnhild Holen Relling, Håvard Johansen og Thomas Reed.

Vi har gjennom denne oppgaven blant annet fått en forståelse for prosjektering av brukonstruksjoner. En stor del av oppgaven gikk også ut på planlegging, gjennomføring og bearbeiding av resultater av bruinspeksjon på Nerlandsøybrua i Herøy kommune. Vi har opparbeidet kunnskap om bestandighet og nedbrytingsmekanismer for betongkonstruksjoner, samt konsekvenser dette kan ha for konstruksjonens bæreevne. Analysen av brua er gjennomført i rammeprogrammet NovaFrame Versjon 5. Aktuell litteratur er hentet fra Statens Vegvesens Håndbøker, Norsk Standard, fagbøker, artikler med mer.

Vi vil først og fremst rette en stor takk til professor Terje Kanstad for veiledning og oppfølging underveis i oppgaven. Vi vil også takke Ragnhild Holen Relling, Håvard Johansen og Thomas Reed for deres støtte i arbeidet med oppgaven. Vi vil gjerne takke Aas-Jakobsen for at vi fikk benytte NovaFrame i vår oppgave. Vi vil også takke de dyktige medarbeiderne i laboratoriet ved Institutt for konstruksjonsteknikk. Til slutt vil vi takke våre medelever for mange gode samtaler og råd i løpet av vårt siste semester ved NTNU.

Trondheim, 9. juni 2015



Kari Wågan Baustad



Merete Ommedal Krumsvik

Sammendrag

Nerlandsøybrua er ei kystbru i Herøy kommune i Møre og Romsdal. Den slanke konstruksjonen ble prosjektert av Dr. techn. Olav Olsen, og stod ferdig i 1967. Den 404 m lange bjelke-platebrua består av 20 felt, en bruoverbygning med T-formet tverrsnitt, og rektangulære søyler med varierende høyder. Hovedfeltet på 40 m og de tilstøtende sidefeltene er spennarmert, mens de resterende feltene er slakkarmert. På grunn av et mindre strengt regelverk med hensyn til miljøpåkjenninger på bruas prosjekteringstidspunkt, er ikke Nerlandsøybrua rustet for det harde kystklimaet på Sunnmøre. Brua ble på 1990-tallet påført katodisk beskyttelse. Kloridinitiert armeringskorrosjon er en risiko, og kan utgjøre et alvorlig bestandighetsproblem.

Laster og lastkombinasjoner er beregnet i henhold til Statens vegvesens håndbøker, og brua er modellert i analyseprogrammet NovaFrame. Det er i tillegg utført litteraturstudie om de ulike nedbrytningsmekanismene for betong, samt konsekvensene av armeringskorrosjon.

Skadeomfanget av brua er kartlagt ved hjelp av tilstandsrapport og egen inspeksjon og materialundersøkelser. Det viste seg at skadeomfanget og kloridinntrengning er verst på nordsiden, og i endefeltene av brua. Nordsiden ligger i le for vær og vind, og blir dermed ikke «vasket» ren av regnvann. Brua er generelt preget av slitasje, og det er registrert omfattende avflaking av overflatebehandling, punktskader og rustutslag. Korroderende armering er synlig der hvor betongoverdekningen har skallet av. Det katodiske anlegget viser kraftig tegn til slitasje. Det avgir for lav spenning, og har behov for opprustning. Ut ifra tilstandsrapport fra inspeksjon utført av Rambøll i 2011, ble det forventet å finne en viss grad av armeringskorrosjon ved nærmere inspeksjon av brubjelken. Det viste seg derimot at brubjelkens lengdearmering var i liten grad korrodert. Dette kan indikere at det katodiske anlegget har en effekt på kloridinntrengningen, og på den måten hindrer initiering av korrosjonsprosessen.

Kapasitetskontroller er utført i prosjektert, uskadet tilstand samt skadet tilstand. En totalvurdering tilsier at Nerlandsøybrua ikke er tilstrekkelig dimensjonert i henhold til gjeldende regelverk og bruksklasse. Dagens tilstand er heller ikke i tråd med dagens krav til bestandighet. I henhold til utførte kapasitetskontroller, vil armeringskorrosjon ha en alvorlig effekt på konstruksjonens bæreevne. Graden av korrosjonsskade ser derimot ikke ut til å være like stor som først antatt. Armeringskorrosjon er likevel en trussel for konstruksjonens bestandighet, og rehabilitering og vedlikehold må påregnes.

Abstract

Nerlandsøybrua is a coastal bridge in Herøy, Møre og Romsdal. The slender construction was designed by Dr. techn. Olav Olsen, and built in 1967. The 404 m long beam-plate bridge consists of 20 spans, a T-shaped cross section, and rectangular shaped columns with varying height. The 40 m long main span and the two adjacent spans are prestressed, while the remaining spans are ordinary reinforced. As result of a less strict set of rules of design, concerning environmental threats at the time of construction, the Nerlandsøya Bridge is not armed for the rough climate at the coast of Sunnmøre. In the 1990s, the bridge was installed with a cathodic protection system. Chloride induced reinforcement corrosion is a risk, and posts a serious problem with regards to durability.

Loads and loadcombinations are calculated, based on Statens vegvesens handbooks, and the bridge is modelled in the analysis program NovaFrame. In addition, it is conducted a literature study of the different degradation mechanisms in concrete, as well as the consequences of reinforcement corrosion.

The amount of damage on the bridge is mapped using existing reports on the bridge's condition, as well as results from performed inspections and material examination. This showed that the damage and chloride content are highest on the north side, and in the end spans of the bridge. The north side is not facing the dominant wind direction and is therefore not "washed" clean by the rain. The bridge is generally worn down, and it has been registered extensive deflaking of paint, point damage and rust spots. Corroding reinforcement is visible where spalling and delamination of the concrete cover has accured. The cathodic protection system shows signs of wear and tear. The systems voltage is too low, and the cathodic protection is in need of repair. From the inspections and reports performed by Rambøll in 2011, it was expected some degree of reinforcement corrosion when inspecting the bridges beam. However, the inspection showed that the longitudinal reinforcement had a low extent of corrosion. This indicates that the cathodic protection system has an effect on the chloride intrusion, and by this prevents the initiation of the corrosion process.

The control of capacity is performed for the bridge's designed, undamaged and damaged condition. Nerlandsøybrua can be considered to not being sufficiently design for the current set of rules and regulations. Todays condition is not coherent with todays requirements concerning durability. The performed capacity controls shows that reinforcement corrosion has a high effect on the constructions capacity. The degree of corrosion is, on the other hand, not as serious as expected. Reinforcement corrosion still holds a threat to the constructions durability, and rehabilitation and maintenance should be performed.

Innholdsfortegnelse

FORORD	I
SAMMENDRAG	III
ABSTRACT	V
1 INNLEDNING	15
2 DIMENSJONERINGSGRUNNLAG	17
2.1 NERLANDSØYBRUA	17
2.2 MATERIALEGENSKAPER.....	19
2.2.1 <i>Betong</i>	19
2.2.2 <i>Slakkarmering</i>	21
2.2.3 <i>Spennarmering</i>	22
2.2.4 <i>Standarder og Håndbøker</i>	24
2.2.5 <i>Eurokoden</i>	24
2.2.6 <i>Håndbøker</i>	24
3 LASTER OG LASTKOMBINASJONER	27
3.1 PERMANENTE LASTER	27
3.1.1 <i>Egenlast</i>	27
3.2 VARIABLE LASTER.....	28
3.2.1 <i>Snølast</i>	28
3.2.2 <i>Trafikklast</i>	28
3.2.3 <i>Vindlast</i>	33
3.2.4 <i>Temperaturlast</i>	36
3.2.5 <i>Deformasjonslaster</i>	39
3.3 LASTKOMBINASJON	45
3.3.1 <i>Bruddgrensetilstand</i>	45
3.3.2 <i>Bruksgrensetilstand</i>	47
4 MODELLERING I NOVAFRAME	49
4.1 KOORDINATSYSTEM	49
4.2 REFERANSELINJER OG AKSESYSTEM	50
4.3 TVERRSNITT	51
4.4 NODER OG ELEMENT	52
4.5 RANDBETINGELSER.....	54
4.6 DESIGNSNITT	54

4.7	SPENNKABLER	55
4.8	LASTER I NOVAFRAME	56
4.8.1	Egenlast	56
4.8.2	Trafikklast	56
4.8.3	Vindlast	56
4.8.4	Temperaturlast	57
4.8.5	Kryplast	57
4.8.6	Svinn	57
4.8.7	Spennkraft	57
4.9	LASTKOMBINERING	58
4.10	RESULTATER	59
4.10.1	Dimensjonerende feltmoment i akse 1 til 4	59
4.10.2	Dimensjonerende støttemoment i akse 1 til 4	59
4.10.3	Dimensjonerende skjærkraft i akse 1 til 4	60
4.10.4	Dimensjonerende feltmoment i akse 5 til 9	60
4.10.5	Dimensjonerende støttemoment i akse 5 til 8	60
4.10.6	Dimensjonerende skjærkraft i akse 5 til 8	61
4.10.7	Dimensjonerende feltmoment i akse 9 til 10	61
4.10.8	Dimensjonerende støttemoment i akse 9	61
4.10.9	Dimensjonerende skjærkraft i akse 9	62
4.10.10	Dimensjonerende feltmoment i akse 10 til 11	62
4.10.11	Dimensjonerende støttemoment i akse 10	62
4.10.12	Dimensjonerende skjærkraft i akse 10	63
4.11	SAMMENLIGNING OG VERIFIKASJON	64
4.11.1	Sammenligning med Focus-modell	64
4.11.2	Sammenligning med NovaFrame-modell	64
4.11.3	Oppsummert	66
5	KAPASITETSKONTROLL I BRUDDGRENSETILSTANDEN	69
5.1	LENGDERETNING	69
5.1.1	Dimensjonerende krefter	70
5.1.2	Kapasitetskontroll	77
5.1.3	Oppsummering av kapasitetskontroll i lengderetning	105
5.2	TVERRETNING	107
5.2.1	Dimensjonerende krefter	107

5.2.2	<i>Kapasitetskontroll</i>	113
5.2.3	<i>Oppsummering av kapasitetskontroll i tverretning</i>	119
6	BRENS BESTANDIGHET OG TILSTAND	121
6.1	BESTANDIGHET	121
6.1.1	<i>Betong</i>	121
6.1.2	<i>Katodisk beskyttelse</i>	124
6.1.3	<i>Skademekanismer</i>	125
6.2	TILSTAND	139
6.2.1	<i>Spesialinspeksjon av Rambøll</i>	139
6.2.2	<i>Spesialinspeksjon våren 2015</i>	149
7	KONSEKVENSER AV ARMERINGSKORROSJON	183
7.1	REDUKSJON AV ARMERINGSTVERRSNITT	183
7.2	INNVIRKNING AV KORROSJON PÅ RISSUTVIKLING	185
7.3	INNVIRKNING AV KORROSJON PÅ DUKTILITET OG STYRKE.....	185
7.4	INNVIRKNING AV KORROSJON PÅ HEFTEGENSKAPER	186
7.4.1	<i>Buevirkning</i>	186
7.4.2	<i>Beregning av heftstyrke</i>	187
7.5	INNVIRKNING AV KORROSJON PÅ MOMENTKAPASITET	191
7.5.1	<i>Reduksjon av momentkapasitet ved armeringskorrosjon</i>	193
7.6	INNVIRKNING AV KORROSJON PÅ SKJÆRKAPASITET.....	194
7.7	KAPASITETSKONTROLL I SKADET TILSTAND	197
7.7.1	<i>Reduksjon av betongverrsnitt</i>	198
7.7.2	<i>Reduksjon av armeringstverrsnitt</i>	200
8	KONKLUSJON OG VIDERE ARBEID	213
9	REFERANSER	217
10	VEDLEGGSOVERSIKT	221

Figurliste:

FIGUR 1: NERLANDSØYBRUA I HERØY KOMMUNE VÅREN 2015	17
FIGUR 2: BRUAS VERTIKALE AKSER ER NUMMERERT FRA 1 TIL 21. TEGNING ER HENTET FRA FERDIGBRUTEGNINGER I VEDLEGG A.	18
FIGUR 3: BRUA SETT OVENFRA. TEGNING ER HENTET FRA FERDIGBRUTEGNINGER I VEDLEGG A.	18
FIGUR 4: RESPONS FOR TILSLAG, BETONG OG BINDEMIDDEL I TRYKK [19]	19
FIGUR 5: TYPISK SPENNINGSTØYNINGSKURVE FOR SLAKKARMERING [16]	21
FIGUR 6: TYPISK SPENNINGSTØYNINGSKURVE FOR SPENNARMERING [16]	23
FIGUR 7: TRAFIKKLAST PÅ EKSISTERENDE BRUER [2]	28
FIGUR 8: BRUKSKLASSE [2]	30
FIGUR 9: BREDDEN AV LASTFELT [2]	31
FIGUR 10: BREMSELAST [2]	32
FIGUR 11: FUNKSJON FOR RELAKSASJON I NOVAFRAME [15]	41
FIGUR 12: RELAKSASJON I SPENNSTÅL ETTER LANG TID [4]	42
FIGUR 13: VIRKNING AV SPENNINGSNIVÅ OG VARIGHET PÅ BETONGTØYNING [16]	43
FIGUR 14: VIRKNING AV SVINNTØYNING PÅ $\sigma_c - \epsilon_c$ DIAGRAMMET [16]	44
FIGUR 15: DET LOKALE (VENSTRE) OG DET GLOBALE (HØYRE) KOORDINATSYSTEMET [15]	49
FIGUR 16: DET LOKALE (VENSTRE) OG DET GLOBALE (HØYRE) SYSTEMET MODELLERT I NOVAFRAME	50
FIGUR 17: TVERRSNITT AKSE 5 TIL 9. UTKLIPP FRA NOVAFRAME-MODELL	51
FIGUR 18: SØYLER MED REKTANGULÆRT TVERRSNITT	51
FIGUR 19: NUMMERERING AV NODER	52
FIGUR 20: NUMMERERING AV ELEMENT	52
FIGUR 21: TIL VENSTRE: VISER BRUENS GRENSEBETINGELSER FRA AKSE 1 TIL AKSE 12. TIL HØYRE: NÆRBILDE AV FASTLAGER I AKSE 2.	54
FIGUR 22: DESIGN SNITT I ELEMENTENE OG NUMMERERTE NODER	54
FIGUR 23: SPENNARMERINGENS Plassering mellom akse 9 og 12	55
FIGUR 24: SPENNARMERINGENS Plassering i tværnittet i til høyre for akse 10 (profilnummer 211)	55
FIGUR 25: DIMENSJONERENDE FELTMOMENT MELLOM AKSE 1 OG 4: $M_F = 2270,0$ [kNm]	59
FIGUR 26: DIMENSJONERENDE STØTTEMOMENT FOR AKSE 1 TIL 4: $M_F = -2455,0$ [kNm]	59
FIGUR 27: DIMENSJONERENDE SKJÆRKRAFT I AKSE 1 TIL 4: $V_F = 893,1$ [kN]	60
FIGUR 28: DIMENSJONERENDE FELTMOMENT MELLOM AKSE 5 OG 9: $M_F = 3291,4$ [kNm]	60
FIGUR 29: DIMENSJONERENDE STØTTEMOMENT MELLOM AKSE 5 OG 8: $M_F = -3634,2$ [kNm]	60
FIGUR 30: DIMENSJONERENDE SKJÆRKRAFT I AKSE 5 TIL 8: $V_F = -1103,9$ [kN]	61
FIGUR 31: DIMENSJONERENDE FELTMOMENT MELLOM AKSE 9 OG 10: $M_F = 2481,7$ [kNm]	61
FIGUR 32: DIMENSJONERENDE STØTTEMOMENT I AKSE 9: $M_F = -2986,5$ [kNm]	61
FIGUR 33: DIMENSJONERENDE SKJÆRKRAFT I AKSE 9: $V_F = -899,4$ [kN]	62
FIGUR 34: DIMENSJONERENDE FELTMOMENT MELLOM AKSE 10 OG 11: $M_F = 12361,7$ [kNm]	62
FIGUR 35: DIMENSJONERENDE STØTTEMOMENT I AKSE 10: $M_F = -19904,1$ [kNm]	62
FIGUR 36: DIMENSJONERENDE SKJÆRKRAFT I AKSE 10: $V_F = -2545,5$ [kN]	63
FIGUR 37: PRINSIPPSKISSE AV TVERRSNITT BENYTTET I KAPASITETSBEREGNINGER	70
FIGUR 38: KRITISK Plassering av trafikklast for feltmoment i akse 1 til 2	71
FIGUR 39: KRITISK Plassering av trafikklast for feltmoment i akse 10 til 11	71
FIGUR 40: KRITISK Plassering av trafikklast for støttemoment i akse 1 til 2	72
FIGUR 41: KRITISK Plassering av trafikklast for støttemoment i akse 10	73
FIGUR 42: KRITISK Plassering av trafikklast for skjærkraft i akse 1 til 2	74
FIGUR 43: KRITISK Plassering av skjærkraft i akse 10	74
FIGUR 44: HÅNDBOK R412 FIGUR 3.2-10	75
FIGUR 45: EKSENTRISK Plassering av vogntoglast i tverretning for eksentrisitet lik $e=1,5$ m (venstre) og $e=1,7$ m (høyre)	75
FIGUR 46: EKSENTRISK Plassering av vogntoglast i lengderetning	76
FIGUR 47: PRINSIPPSKISSE FOR FELTMOMENT I SIDEFELT	78
FIGUR 48: PRINSIPPSKISSE FOR FELTMOMENT I HOVEDFELT	78
FIGUR 49: PRINSIPPSKISSE FOR STØTTEMOMENT I AKSE 1 TIL 9	83
FIGUR 50: PRINSIPPSKISSE FOR STØTTEMOMENT I AKSE 10 TIL 11	83

FIGUR 51: REDUKSJON AV STØTTEMOMENT [18]	90
FIGUR 52: KAPASITET FOR INTERAKSJON MELLOM TORSJON OG SKJÆR [17].....	99
FIGUR 53: KAPASITET FOR INTERAKSJON MELLOM TORSJON OG SKJÆR[17]	101
FIGUR 54: STATISK SYSTEM I TVERRETNING	107
FIGUR 55: INFLUENSDIAGRAM FOR STØTTEMOMENT I FASTHOLDT ENDE AV UTKRAGET PLATE [31]	108
FIGUR 56: KONSENTRERT LAST NÆR OPPLÈGG [25]	110
FIGUR 57: k_v FOR LAST NÆR OPPLÈGG, FAST INNSPENT PLATEKANT [25]	111
FIGUR 58: k_v FOR LAST NÆR OPPLÈGG, FAST INNSPENT PLATEKANT [25]	112
FIGUR 59: HOVEDBESTANDELSENE I BETONG [44]	121
FIGUR 60: BETONGENS PORESISTEM VED FULL HYDRATISERING OG ØKENDE V/C-TALL [28]	122
FIGUR 61: KATODISK BESKYTTELSE PÅ SØYLE [45]	124
FIGUR 62: EKSTERN STRØMKILDE KOBLÈT LEDENDE BELEGG OG ARMERING [47].....	125
FIGUR 63: KONSEKVENSER AV ARMERINGSKORROSJON [19]	126
FIGUR 64: FORLØPET TIL ARMERINGSKORROSJON [28].....	126
FIGUR 65: FORENKLET KORROSJONSMODELL [28]	127
FIGUR 66: OVERDEKNINGENS BETYDNING FOR INITERINGSTIDEN [28].	128
FIGUR 67: SKJEMATISK ILLUSTRASJON AV KARBONATISERING OG KORROSJON [22] A) BEGYNNENDE KARBONATISERING B) KARBONATISERINGSFRONTEN HAR NÅDD ARMERING C) KARBONATISERINGSFRONT HAR PASSERT ARMERING OG INITIERT KORROSJON, SOM HAR FØRT TIL SPREKKDANNELSE OG AVSKALLING	129
FIGUR 68: MÅLING AV KARBONATISERINGSDYBDE [22].....	130
FIGUR 69: KLORIDIONER SOM REAGERER MED PASSIVFILMEN OG LØSER DEN OPP [22]	131
FIGUR 70: KLORIDINITERT PITTINGKORROSJON PÅ ARMERINGSSTÅL I BETONG [22]	132
FIGUR 71: TRE NØDVENDIGE BETINGELSER FOR ALKALIEREAKSJONER	134
FIGUR 72: PRINSIPPSKISSE FOR BIOLOGISK NEDBRYTNING I AVLØPSRØR [26]	137
FIGUR 73: PRØVEPLASSERING P1 TIL P8 [12]	139
FIGUR 74: PRØVEPLASSERING P9 TIL P15 [12]	139
FIGUR 75: PRØVEPLASSERING P16 TIL P21 I MIDTFELT AKSE 10 TIL 11 [12]	140
FIGUR 76: PRØVEPLASSERING FUNDAMENT	142
FIGUR 77: PRØVEPLASSERING SØYLER	142
FIGUR 78: PRØVEPLASSERING LANDKAR	143
FIGUR 79: PRØVEPLASSERING BRUOVERBYGNINGEN	143
FIGUR 80: PUNKTSKADER I UNDERKANT AV BRUBJELKE FELT MELLOM AKSE 17 OG 18 [12].....	145
FIGUR 81: AVFLAKENDE BELEGG OVER BÅNDANODER I AKSE 20 TIL 21 [12]	145
FIGUR 82: AVSKALLING OG FRILAGT ARMERING I UNDERKANT BRUPLATE FELTMIDTE MELLOM AKSE 10 OG 11 [12]	145
FIGUR 83: BOMSKADER OG PUNKTSKADER PÅ UNDERSIDE AV BRUBJELKE OG BRUPLATE SETT NEDENFRA [12]	147
FIGUR 84: SLITT OG AVFLAKENDE OVERFLATEBEHANDLING OG RUSTUTSLAG PÅ SØYLE I AKSE 13 [12]	148
FIGUR 85: AVFLAKENDE OVERFLATEBEHANDLING PÅ FUNDAMENT I AKSE 10 [12]	148
FIGUR 86: PRØVEPLASSERING VED SPESIALINSPEKSJON VÅREN 2015. RØDE RUNDINGER MARKERER NÆRMERE INSPEKSJON MED MATERIALPRØVER OG LIGNENDE. DEN BLÅ STREKEN MARKERER UTSTREKNINGEN AV DEN VISUELLE INSPEKSJONEN AV PILARER OG BRUOVERBYGNINGEN.	149
FIGUR 87: LOKALISERINGSSYSTEM FOR FUNDAMENT I AKSE 3	150
FIGUR 88: LOKALISERINGSSYSTEM FOR BRUBJELKE MELLOM AKSE 2 OG 3	151
FIGUR 89: LOKALISERINGSSYSTEM MED AKSER	151
FIGUR 90: RISSDANNELSE OG AVFLAKENDE BELEGG, BRUOVERBYGNING MELLOM AKSE 1 OG 2	152
FIGUR 91: NÆRBILDE AV TVERRGÅENDE OG LANGSGÅENDE RISS I FELTMIDTE MELLOM AKSE 1 OG 2.....	152
FIGUR 92: PUNKTSKADER PÅ UNDERSIDE OG SIDE AV BRUBJELKE, SAMT PUNKTSKADER PÅ BRUPLATE	153
FIGUR 93: SKADER PÅ UNDERSIDE BRUOVERBYGNING I FELT 2	153
FIGUR 94: RISS PÅ SIDEN AV BRUBJELKE I FELT 2	154
FIGUR 95: OMFATTENDE AVFLAKING OG RUSTUTSLAG PÅ UNDERSIDE BRUOVERBYGNING I FELT 3	154
FIGUR 96: RUSTUTSLAG OG AVFLAKENDE BELEG, SAMT UBESKYTTET ANODEBÅND I FELT 4.....	155
FIGUR 97: TYDELIG TVERRISS I FELTMIDTE MELLOM AKSE 5 OG 6	155
FIGUR 98: LANDKAR I AKSE 1.....	156
FIGUR 99: USKADET OVERFLATE PÅ SØYLE I AKSE 3	156

FIGUR 100: HØYRESIDEN AV FUNDAMENTET I AKSE 4 ER STERKT PREGET AV SKADER.....	157
FIGUR 101: AVFLAKENDE BELEGG PÅ HØYRESIDEN AV FUNDAMENTET I AKSE 4	157
FIGUR 102: FUNDAMENT I AKSE 4 TIL VENSTRE: PLOSSERING AV ARMERING SOM BLIR NÆRMERE UNDERSØKT TIL HØYRE: PRØVEPUNKT P4.2 OG P4.3	158
FIGUR 103: SKADET ARMERING TIL VENSTRE: ARMERING I P4.2 TIL HØYRE: ARMERING I P4.3.....	158
FIGUR 104: VENSTRESIDE FUNDAMENT I AKSE 4.....	159
FIGUR 105: HØYRE SIDE AV SØYLE OG FUNDAMENT I AKSE 5.....	159
FIGUR 106: VENSTRE SIDE AV SØYLE OG FUNDAMENT I AKSE 4	160
FIGUR 107: STEINREIR PÅ SØRSIDEN AV SØYLEN I AKSE 5.....	160
FIGUR 108: HØYRE SIDE AV FUNDAMENT I AKSE 6	161
FIGUR 109: VENSTRE SIDE AV FUNDAMENT I AKSE 6.....	161
FIGUR 110: NORDSIDE (VENSTRE) OG SØRSIDE (HØYRE) AV FUNDAMENT I AKSE 6.....	161
FIGUR 111: STILLAS MELLOM AKSE 2 OG 3 FOR INSPEKSJON AV BRUBJELKEN	163
FIGUR 112: UNDERSIDEN AV BJELKEN FRA 7 TIL 9 M FRA AKSE 3.....	164
FIGUR 113: RISSDANNELSE PÅ UNDERSIDE BJELKE MELLOM AKSE 2 OG 3	164
FIGUR 114: 5 TIL 6 M PÅ NORDSIDEN AV BJELKEN MELLOM AKSE 2 OG 3	166
FIGUR 115: 5 TIL 6 M PÅ SØRSIDEN AV BJELKEN MELLOM AKSE 2 OG 3	166
FIGUR 116: RISS PÅ SIDEN AV BJELKEN MELLOM AKSE 2 OG 3 VENSTRE: FELTMIDTE AV BJELKE PÅ NORDSIDEN HØYRE: FELTMIDTE AV BJELKEN PÅ SØRSIDEN	166
FIGUR 117: FIGUR SOM ANGIR PLOSSERING AV BOM PÅ UNDERSIDEN AV HALVE BJELKEN MELLOM AKSE 2 OG 3	167
FIGUR 118: PUNKTSKADER VED 4 M-MARKØREN VENSTRE: PUNKTSKADE OG KORRODERENDE ARMERING RETT FØR 4 M-MARKØREN PÅ UNDERSIDEN AV BRUBJELKEN HØYRE: BEGGE PUNKTSKADENE PÅ HVER SIN SIDE AV 4 M-MARKØREN	167
FIGUR 119: BOM MED RUSTUTSLAG OG KORRODERENDE ARMERING MELLOM 6 OG 7 M-MARKØREN	168
FIGUR 120: REPARERT BOMSKADE MELLOM 7 OG 8 M-MARKØREN	168
FIGUR 121: MELLOMROM MELLOM LENGDEARMERING OG BØYLEARMERING	169
FIGUR 122: MELLOM 6 OG 7 M-MARKØREN VENSTRE: OMRÅDE PÅ UNDERSIDEN AV BJELKEN FRA 6 M TIL LITT FORBI 7 M HØYRE: BØYLEARMERINGEN 6.43 M FRA AKSE 3 MED SYNLIG RUSTPRODUKT.....	170
FIGUR 123: RUSTENDE ARMERING VED 7 M-MARKØREN VENSTRE: ARMERINGEN I 7.07 OG 7.19 M FRA AKSE 3 HØYRE: ARMERINGEN I 7.19 M FRA AKSE 3.....	170
FIGUR 124: 7 TIL 8 M FRA AKSE 3.....	171
FIGUR 125: LITE TEGN TIL ARMERINGSKORROSJON VED 9 M.....	171
FIGUR 126: NORDSIDEN AV BJELKEN VED SØYLE I AKSE 3.....	172
FIGUR 127: STYRESKAP FOR KATODISK ANLEGG VED AKSE 1	172
FIGUR 128: PRØVEPLOSSERING KLORIDPRØVER PÅ UNDERSIDE OG NORDSIDE AV BJELKEN	173
FIGUR 129: PRØVEPLOSSERING P1 TIL P10 MELLOM AKSE 2 OG 3	174
FIGUR 130: PRØVEPLOSSERING P11 TIL P18 MELLOM AKSE 2 OG 3	174
FIGUR 131: PRØVEPLOSSERING P19 PÅ LANDKAR I AKSE 1 OG FUNDAMENT I AKSE 4 P20.....	174
FIGUR 132: PRØVER FORDELT I PRØVEGLASS I SINTEFS LABORATORIUM	175
FIGUR 133: METHROM AUTOMATISK TITRATOR OG SØLVELEKTRODE BENYTTET TIL ANALYSE AV KLORIDPRØVER.....	175
FIGUR 134: KLORIDPRØVER SAMLES INN I POSER.....	176
FIGUR 135: KLORIDPROFIL FOR NORDSIDEN AV BRUBJELKEN I % CL AV BETONGVEKT, KLORIDPRØVE P1 TIL P5.....	177
FIGUR 136: KLORIDPROFIL FOR SØRSIDEN AV BRUBJELKEN I % CL AV BETONGVEKT, KLORIDPRØVE P6 TIL P10	178
FIGUR 137: KLORIDPROFIL FOR UNDERKANT AV BRUBJELKE I % CL AV BETONGVEKT, KLORIDPRØVE P11 TIL P15	179
FIGUR 138: KLORIDPROFIL FOR MARKANTE RISS I UNDERKANT AV BRUBJELKEN I % CL AV BETONGVEKT, KLORIDPRØVE P16 TIL P18.....	180
FIGUR 139: KLORIDPROFIL FOR LANDKAR AKSE 1 OG SØYLE AKSE 4 I % CL AV BETONGVEKT, KLORIDPRØVE P19 OG P20.....	181
FIGUR 140: RISS, BOMSKADER OG PRØVEPUNKT PÅ BRUBJELKEN MELLOM AKSE 2 OG 3	182
FIGUR 141: MODELLER FOR REDUKSJON AV TVERRSNITT [24] TIL VENSTRE: UNIFORM KORROSJON VED KARBONATISERING TIL HØYRE: PITTINGKORROSJON VED KLORIDINITIERT KORROSJON	184
FIGUR 142: EN BJELKE SOM MISTER HEFTFASTHET KAN FÅ EN BUEVIRKNING FOR LASTBÆRING [32].....	187
FIGUR 143: ARMERINGSKORROSJONENS PÅVIRKNING PÅ HEFTFASTHEIT [24].....	189
FIGUR 144: BEREGNINGSMODELLE FOR MOMENTKAPASITET [21] $T_{cd} = \text{TRYKSONENS RESULTANT Z} = \text{INDRE MOMENTARM } S_{pd} = \text{STREKKARMERINGENS RESULTANT} - - - - - \text{TYNGDEPUNKTSAKSEN}.....$	193
FIGUR 145: REDUKSJON AV MOMENTKAPASITET VED ARMERINGSKORROSJON [24]	194

FIGUR 146: SKJÆRSPENNINGSFORDELING FOR UOPPRISSET OG OPPRISSET TVERRSNITT [24]	195
FIGUR 147: BUEVIRKNING KAN VIRKE GUNSTIG INN PÅ SKJÆRKAPASITETEN [32]	197
FIGUR 148: SKJEMATISK ILLUSTRASJON AV METODEN ANVENDT PÅ EN TYPISK FE-MESH AV EN BJELKE [38]	198
FIGUR 149: MOMENTKAPASITET I FELT FOR AKSE 1 TIL 4 VED PROSENTVIS REDUKSJON AV ARMERINGSAREAL.....	200
FIGUR 150: MOMENTKAPASITET FOR FELT I AKSE 4 TIL 5 VED PROSENTVIS REDUKSJON AV ARMERINGSAREAL.....	201
FIGUR 151: MOMENTKAPASITET FOR FELT I AKSE 5 TIL 9 VED PROSENTVIS REDUKSJON AV ARMERINGSAREAL.....	202
FIGUR 152: MOMENTKAPASITET FOR FELT I AKSE 9 TIL 10 VED PROSENTVIS REDUKSJON AV ARMERINGSAREAL.....	203
FIGUR 153: MOMENTKAPASITET FOR FELT I AKSE 9 TIL 10 VED REDUKSJON AV NEDERSTE LAG AV STREKK- OG SPENNARMERING. ...	203
FIGUR 154: MOMENTKAPASITET FOR FELT I AKSE 10 TIL 11 VED PROSENTVIS REDUKSJON AV ARMERINGSAREAL.....	204
FIGUR 155: MOMENTKAPASITET FOR FELT I AKSE 10 TIL 11 VED REDUKSJON AV NEDERSTE LAG AV STREKK- OG SPENNARMERING. .	205
FIGUR 156: MOMENTKAPASITET OVER STØTTE I AKSE 1 TIL 4 VED PROSENTVIS REDUKSJON AV ARMERINGSAREAL	206
FIGUR 157: IDEALISERT OG BILINEÆR SPENNINGS-TØYNINGSKURVE FOR BETONG [16].....	206
FIGUR 158: MOMENTKAPASITET OVER STØTTE I AKSE 5 TIL 8 VED PROSENTVIS REDUKSJON AV ARMERINGSAREAL	207
FIGUR 159: MOMENTKAPASITET OVER STØTTE I AKSE 9 VED PROSENTVIS REDUKSJON AV ARMERINGSAREAL	208
FIGUR 160: MOMENTKAPASITET OVER STØTTE I AKSE 10 VED PROSENTVIS REDUKSJON AV ARMERINGSAREAL	209
FIGUR 161: SKJÆRKAPASITET I AKSE 1 TIL 4 VED PROSENTVIS REDUKSJON AV ARMERINGSAREAL	210
FIGUR 162: SKJÆRKAPASITET I AKSE 5 TIL 8 VED PROSENTVIS REDUKSJON AV ARMERINGSAREAL	211
FIGUR 163: SKJÆRKAPASITET I AKSE 9 VED PROSENTVIS REDUKSJON AV ARMERINGSAREAL	211
FIGUR 164: SKJÆRKAPASITET I AKSE 10 TIL 11 VED PROSENTVIS REDUKSJON AV ARMERINGSAREAL	212

Tabelliste:

TABELL 1: BRUDATA NERLANDSØYBRUA.....	18
TABELL 2: MATERIALEGENSKAPER FOR BETONGEN	20
TABELL 3: OVERDEKNING ETTER NS 427 A [11].....	21
TABELL 4: MATERIALEGENSKAPER FOR SLAKKARMERINGEN	22
TABELL 5: MATERIALEGENSKAPER FOR SPENNARMERINGEN	23
TABELL 6: EGENLAST	28
TABELL 7: VOGNTOGLAST	31
TABELL 8: BREMSELAST SOM VARIERER MED DE FORSKJELLIGE BRUKLASSENE [2]	32
TABELL 9: BREMSELAST	32
TABELL 10: SIDELAST.....	33
TABELL 11: VINDKRAFT PÅ BRUA MED OG UTEN SAMTIDIG VIRKENDE TRAFIKK	36
TABELL 12: ULIKE KOMBINASJONER AV TEMPERATURLASTER OG FAKTORER. ANBEFALTE VERDIER FOR TEMPERATURANDELEN ER $\Omega_N = 0,35$ OG $\Omega_M = 0,75$	38
TABELL 13 KRYPTALL	43
TABELL 14 SVINNTØYNINGER	45
TABELL 15: LASTFAKTORER FOR BRUDDGRENSETILSTAND [2]	45
TABELL 16: LASTFAKTORER FOR BRUKSGRENSETILSTAND [2].....	47
TABELL 17: KOMBINASJONSFAKTORER [2]	47
TABELL 18: NUMMERERING AV NODER OG ELEMENTER	53
TABELL 19: VERIFIKASJON VED SAMMENLIGNING AV ÅRETS NOVAFRAME-MODELL OG FOCUS-MODELL	64
TABELL 20: VERIFIKASJON VED SAMMENLIGNING AV ÅRETS OG RAMBØLLS NOVAFRAME-MODELL	64
TABELL 21: VERIFIKASJON VED SAMMENLIGNING AV ÅRETS OG RAMBØLLS NOVAFRAME-MODELL FOR ENKELT LASTTILFELLE	65
TABELL 22: VERIFIKASJON VED SAMMENLIGNING AV ÅRETS OG ANDA ET AL. SIN NOVAFRAME-MODELL	65
TABELL 23: VERIFIKASJON VED SAMMENLIGNING AV ÅRETS OG ANDA ET AL. SIN NOVAFRAME-MODELL FOR ENKELT LASTTILFELLE....	66
TABELL 24: FELT MED LIK KAPASITET	69
TABELL 25: STØTTER MED LIK KAPASITET	69
TABELL 26: DIMENSJONERENDE FELTMOMENT FRA NOVAFRAME	72
TABELL 27: DIMENSJONERENDE STØTTEMOMENT FRA NOVAFRAME	73
TABELL 28: DIMENSJONERENDE SKJÆRKRAFT FRA NOVAFRAME	75
TABELL 29: OPTREDENDE TORSJON- OG SKJÆRKREFTER I SNITT 1 OG 2.....	77

TABELL 30: FELTMOMENT I LENGDERETNING	80
TABELL 31: STØTTEMOMENT I LENGDERETNING	85
TABELL 32: SKJÆRSTREKKKAPASITET I LENGDERETNING	93
TABELL 33: SKJÆRTRYKKAPASITET I LENGDERETNING	93
TABELL 34: SKJÆRKRAFT I LENGDERETNING	93
TABELL 35: OPPSUMMERING AV FELTMOMENT I LENGDERETNING	105
TABELL 36: OPPSUMMERING AV STØTTEMOMENT I LENGDERETNING	105
TABELL 37: OPPSUMMERING AV SKJÆRKRAFT I LENGDERETNING	106
TABELL 38: OPPSUMMERING AV TORSJON I LENGDERETNING	106
TABELL 39: MOMENTBIDRAG FRA EGENLAST	107
TABELL 40: SKJÆRBIDRAG FRA EGENLAST FOR AKSE 1 TIL 10.....	110
TABELL 41: SKJÆRBIDRAG FRA EGENLAST FOR AKSE 10 TIL 11.....	110
TABELL 42: SKJÆRKAPASITET I TVERRETNING	117
TABELL 43: OPPSUMMERING AV MOMENT I BRUPLATA	119
TABELL 44: OPPSUMMERING AV SKJÆR I BRUPLATA	119
TABELL 45: EKSPONERINGSKLASSER.....	123
TABELL 46: KLORIDINNHOLD OG RISIKO FOR KLORIDINITIERT ARMERINGSKORROSJON [22]	131
TABELL 47: BETONGAGGRESSIVE SULFATER OG DERES AGGRESSIVITET OVERFOR BETONG [26]	135
TABELL 48: NOEN SYRER OG DERES AGGRESSIVITET OVERFOR BETONG [26].....	136
TABELL 49: SAMMENSTILLING AV RESULTATER FRA MATERIALUNDERSØKELSER [12].....	141
TABELL 50: FARGEKODER FOR VURDERING AV KLORIDINITIERT KORROSJONSFARE [12].....	142
TABELL 51: GJENNOMSNIITTLIG RISSAVSTAND FOR UNDERSIDE BRUBJELKE MELLOM AKSE 2 OG 3.....	165
TABELL 52: VARIASJON AV RISSVIDDE FOR UNDERSIDE BRUBJELKE MELLOM AKSE 2 OG 3	165
TABELL 53: KLORIDINNHOLD PÅ NORDSIDEN AV BRUBJELKEN I % CL AV BETONGVEKT, KLORIDPRØVE P1 TIL P5	177
TABELL 54: KLORIDINNHOLD PÅ SØRSIDEN AV BRUBJELKEN I % CL AV BETONGVEKT, KLORIDPRØVE P6 TIL P10.....	178
TABELL 55: KLORIDINNHOLD I UNDERKANT AV BRUBJELKE I % CL AV BETONGVEKT, KLORIDPRØVE P11 TIL P15	179
TABELL 56: KLORIDINNHOLD I MARKANTE RISS I UNDERKANT AV BRUBJELKEN I % CL AV BETONGVEKT, KLORIDPRØVE P16 TIL P18.	180
TABELL 57: KLORIDINNHOLD I LANDKAR AKSE 1 OG SØYLE AKSE 4 I % CL AV BETONGVEKT, KLORIDPRØVE P19 TIL P20	181
TABELL 58: FORSLAG TIL I_{CORR} FOR FORSKJELLIGE MILJØKLASSER [24].....	185
TABELL 59: TYPISK OPPPØRSEL AV DE ULIKE FASENE AV HEFTREDUKSJON [32].....	189

1 INNLEDNING

Det finnes i dag svært mange bruer med betydelig slitasje og skadeomfang. Flere bruer i Norge har behov for rehabilitering og oppfølging, og skadeomfanget er økende. Statens vegvesen og rådgiverfirmaer har behov for økt kompetanse og kunnskap om skadebildet for norske bruer, og følgene av disse.

Betong har vært, og er fortsatt, et mye brukt materiale i brukonstruksjoner. Fram til midten av 1980-tallet ble betong i stor grad sett på som et vedlikeholdsfritt materiale. Erfaringer fra de siste 30 årene tilsier noe helt annet. Skader som oppstår i dag på betongbruer oppført på 1960- og 1970-tallet kan kobles til flere ulike konstruksjonsmessige forhold. I mange tilfeller kan skadene føres tilbake til et for stort fokus på lastkapasitet og et for lite fokus på miljøpåkjenninger. Andre årsaker kan være dårlig konstruksjonsutforming og detaljløsning, feil i materialsammensetning, samt dårlig utførelse av armerings- og støpearbeid. Konsekvenser av dette har blant annet vært for lite armeringsoverdekning, og at konstruksjoner plasseres i kystmiljø uten å være bestandig mot denne typen klima og miljøpåkjenninger.

Nerlandsøybrua i Herøy kommune i Møre og Romsdal er en bjelke-platebru i armert betong som står i det røffe kystklimaet på Sunnmøre. Brua, som er prosjektert av Dr. techn. Olav Olsen, stod ferdig i 1967. På 1990-tallet ble brua påført katodisk beskyttelse. I dag er den preget av slitasje, og kloridinitiert armeringskorrosjon kan være et stort bestandighetsproblem. Spørsmålet om bruens skal rehabiliteres eller skiftes ut har flere ganger vært oppe til diskusjon hos Statens vegvesen, og i 2011 ble Rambøll leid inn for å utføre en spesialinspeksjon av Nerlandsøybrua. Bruen er den eneste utfartsåren for befolkningen på Nerlandsøya, og bruas fremtid er en viktig sak for lokalmiljøet.

Denne oppgaven går ut på å vurdere bruoverbygningens bæreevne og skadesituasjon på Nerlandsøybrua, og følgende er blitt gjennomført:

- Lastmodellering i rammeprogrammet NovaFrame
- Kontroll av bruas lastkapasitet i bruddgrensetilstanden i henhold til regelverk for gamle og nye bruer
- Litteraturstudium av aktuelle nedbrytningsmekanismer og skader på armerte betongkonstruksjoner
- Vurdering av tilstand og skadesituasjon med hensyn på tilstandsrapport og egne inspeksjoner og materialundersøkelser
- Kontroll av bruas lastkapasitet basert på kartlagt skadeomfang

Brua skal kontrolleres for laster og lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand i henhold til Statens vegvesens håndbøker. Kapasitetskontroller er begrenset til bruas overbygning og utføres i tråd med NS 3473 *Prosjektering av betongkonstruksjoner* [4]. Kontroller for brua blir gjort i både prosjektert og skadet tilstand. I anledning denne oppgaven, er det blitt gjennomført to turer til Herøy kommune for å inspisere brua.

2 DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

2.1 Nerlandsøybrua

I etterkrigstida gjorde bilen for alvor sitt inntog i Norge, og det skjedde en omlegging av transportrutene fra sjøveg til landeveg. Med det vokste behovet for flere og lengre bruforbindelser fram. Fjordarmer skulle krysses og øyer forbindes til fastland. Brubyggingen skjøt fart utover 1950-tallet og nådde en foreløpig topp på 1970-tallet [29]. En av disse bruene var Nerlandsøybrua.

Nerlandsøybrua er ei bru i Herøy kommune i Møre og Romsdal. Brua krysser Søre Vaulen og forbinder Bergsøya med Nerlandsøya. Brua var i sin tid prosjektert av det rådgivende selskapet Dr. techn. Olav Olsen og stod ferdig i 1967. Konstruksjonen har en slank utforming, noe Olav Olsen er kjent for. Figur 1 viser Nerlandsøybrua under bruinspeksjon våren 2015.

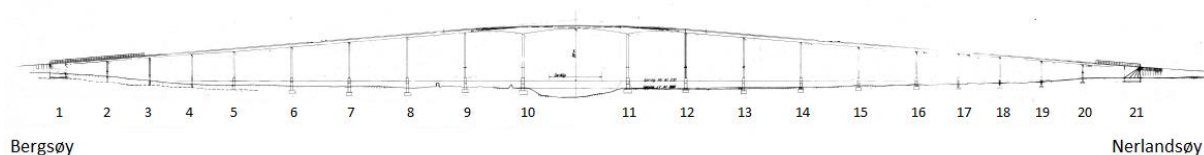


Figur 1: Nerlandsøybrua i Herøy kommune våren 2015

Brua har kun ett kjørefelt som er 3,5 m bredt og en møteplass i hovedspennet som er 6 m bredt, dette er illustrert på Figur 3. Brukonstruksjonen har en total lengde på 404 m, fordelt på 20 spenn, se Figur 2. Den er en bjelke-platebru med T-formet tverrsnitt som varierer med en høyde fra 800 mm til 2600 mm langs bruens lengderetning. Brua er spennarmert i hovedspennet og de tilstøtende sidefeltene. De resterende spennene er slakkarmert.

Søylenes tverrsnitt er rektangulære, med dimensjoner som varierer med høyden. I hovedspennet er dimensjonene på søylene 800 x 700 mm i topp, og for de resterende søylene utenom i akse 12 måler 400 x 700 mm i topp. I akse 12 er det en fugedetalj som gjør at søylen er delt i to helt ned til fundamentet, det vil si to søyler med dimensjoner 350 x 700 mm i toppen. Landkar og søyler i akse 1 til 5 er fundamentert på fjell. Øvrige søyler og landkar i akse 21 er fundamentert med sålefundament på løsmasser i leirig morene. Tabell 1 gir en oversikt over Nerlandsøybruas ulike konstruksjonsmessige detaljer. Ferdigbrutegningene i Vedlegg A danner grunnlaget for både modellering og kapasitetskontroll av brua.

2 DIMENSJONERINGSGRUNNLAG



Figur 2: Bruas vertikale akser er nummerert fra 1 til 21. Tegning er hentet fra ferdigbrutegninger i Vedlegg A.



Figur 3: Brua sett ovenfra. Tegning er hentet fra ferdigbrutegninger i Vedlegg A.

Tabell 1: Brudata Nerlandsøybrua

Antall akser	21
Brulengde	404 m
Spennlengde akse 1-5 og 16-21	16 m
Spennlengde akse 5-10 og 11-16	22 m
Spennlengde 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
Antall søyler	19
Søyledimensjon i topp	350-800 x 700 mm

2.2 Materialelegenskaper

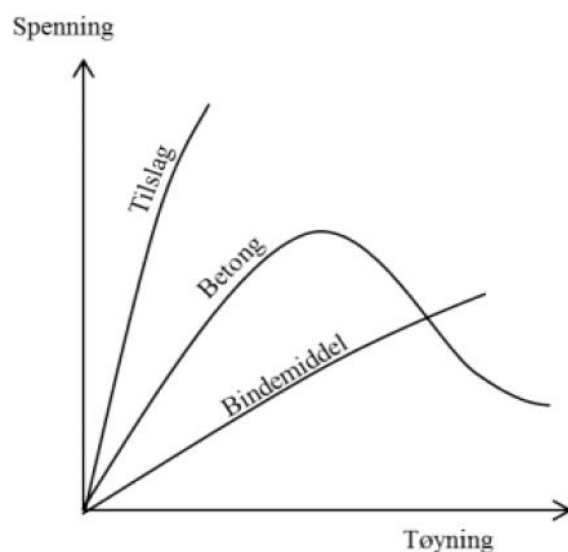
2.2.1 Betong

Betong er et av de mest brukte byggematerialene i verden, og det er spesielt mye brukt til store og tunge konstruksjoner og anlegg. Når det er snakk om brukonstruksjoner er betong det klart mest dominerende materialet. Det er tre forhold som gjør dette materialet spesielt anvendelig:

- Betong er relativt bestandig
- Betong har stor styrke
- Betong er et svært formbart materiale

I tillegg er betong et «naturmateriale» med lave driftskostnader og det er lett å få tak i. Et moderne samfunn er avhengig av dette materiale til det aller meste av konstruksjoner. Alle materialer blir likevel utsatt for nedbrytning når de blir utsatt for vær og vind. Helt fram til 1980-tallet ble betong i stor grad ansett som et vedlikeholdsfritt materiale. Erfaringer fra de siste 20 til 30 årene har vist at dette ikke er tilfellet. Betong har, som alle andre materialer, behov for tilsyn og vedlikehold [29].

Hovedbestanddelene i betong er sement, tilslag (stein, sand, grus) og vann. Tilsetningsstoffer og –materialer kan tilsettes for å oppnå ønskede egenskaper ved betongen. Betong er et ikke-homogent materiale, som i stor grad er avhengig av materialsammensetning og interaksjonen mellom de ulike bestanddelene. Når utsatt for trykk er tilslag og sementpasta naturlig sprø materialer med en tilnærmet lineær respons inntil brudd. Figur 4 gir en illustrasjon på tilslag, betong og bindemiddelets respons på trykkraft. Betongen har likevel en duktil oppførsel, som forklares med ulik stivhet mellom tilslag og sementpasta. I bindingssonen mellom de to vil det oppstå små sprekker allerede ved relativt lave spenninger. Disse sprekkenes mykner betongen og gir en typisk avrundet respons [19].



Figur 4: Respons for tilslag, betong og bindemiddel i trykk [19]

Fordi betong har liten strekkapasitet blir det i praksis antatt at betong ikke kan oppta strekkrefter. Betongens trykkfasthet har tradisjonelt blitt ansett som den viktigste kvalitetsparameteren, og i standarder og prosjekteringsregler er materialparameterne ofte uttrykt som trykkfasthet. På Nerlandsøybrua er det ifølge ferdigbrutegningene benyttet betong av kvaliteten B350. Dette er ikke en betegnelse som brukes i dag, men Håndbok R412 [2] Tabell 4.2-2 angir betongklasser for byggeår etter 1945, som tilsvarer betongklasse B25 (C25/30) med konstruksjonsfastheter i henhold til NS 3473 [4] Tabell 5.a og 5.c. Betongklasse B25 har en karakteristisk sylindrefasthet på minimum 25 MPa. Materialelegenskaper for betongen er hentet fra Vedlegg C, og er listet opp i Tabell 2.

Tabell 2: Materialelegenskaper for betongen

Betongkvalitet B25 (C30/25)		
Karakteristisk sylindrefasthet	f_{cck}	25 MPa
Konstruksjonsfasthet for trykk	f_{cn}	19,6 MPa
Strekkfasthet	f_{tk}	2,35 MPa
Konstruksjonsfasthet for strekk	f_{tn}	1,60 MPa
Elastisitetsmodul	E_{ck}	24 950 MPa
	E_{cn}	24 420 MPa
Tøyning	ϵ_{cu}	0,0035
Materialfaktor i bruddgrensetilstanden	γ_c	1,4
Materialfaktor i bruksgrensetilstanden	γ_c	1,0
Dimensjonerende trykkfasthet	f_{cd}	$\alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$

2.2.1.1 Betongoverdekning

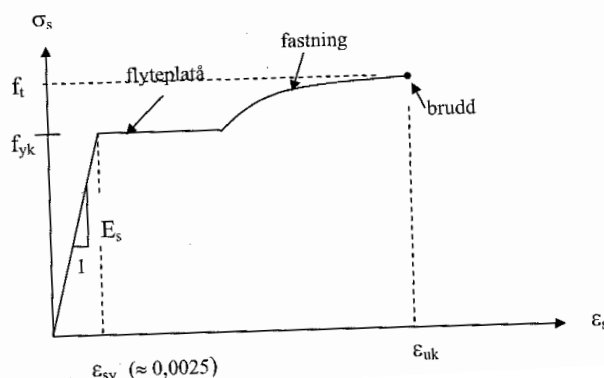
Av ferdigbrutegninger i Vedlegg A kommer det frem at fundamenter er prosjektert med overdekning lik 50 mm, søyler 35 mm og vegg og dekke er prosjektert med 20 mm. Det mangler informasjon om betongoverdekning for bjelker og plater. Gjeldende standard på den tiden Nerlandsøybrua ble prosjektert var NS 427 A *Betongarbeider* [11]. Heretter referert til som NS 427 A. Standarden gir i punkt 5.1.3 oversikt over anbefalte verdier for armeringsoverdekning, og er gjengitt i Tabell 3.

Tabell 3: Overdekning etter NS 427 A [11]

Konstruksjoner, utførelsesmåter	Plater og vegger [mm]	Bjelker [mm]	Søyler [mm]
Dekket mot vær og fuktighet	1,5	2	3,5
Utsatt for vær og fuktighet	2	3	3,5
Konstruksjoner i nærheten av sjøvann	3	5	5
I vann, men støpt på det tørre, utsatt for bølgeslag, is eller vanntrykk	4	5	5
Undervannsstøpning	5	7	7

2.2.2 Slakkarmering

For å kompensere for betongens lave strekkfasthet legges det inn armeringsstål i betongen. Armert betong tåler store strekkspenninger, og armeringsstengene vil begrense rissvidder og gi konstruksjonen en duktil oppførsel. Vanlig armeringsstål er varmvalset, og den mest brukte armeringen kalles kamstål som har «kammer» på overflaten. Figur 5 illustrerer en typisk spennings-tøyningskurve ved strekkprøving av en armeringsstang. Slakkarmeringen flyter ved spenning lik den karakteristiske fastheten til stålet f_{yk} (f_{sk}), også kalt «flytegrense» [16].



Figur 5: Typisk spennings-tøyningskurve for slakkarmering [16]

Nerlandsøybrua er armert med kamstål (Ks) av kvalitet Ks 40 og Ks 50, samt glattstål (St) av kvalitet St 37. I følge bøyelistedene [14] er det i hovedsak benyttet Ks 50 over hele brua. I bjelken er bøylearmeringen utført med Ks 40, mens det i søyler, fundament og landkar er benyttet St 37. Håndbok R412 [2] Tabell 4.2-3 angir armeringens karakteristiske fasthet. Materialelegenskaper for slakkarmeringen er hentet fra Vedlegg C, og listet opp i Tabell 4.

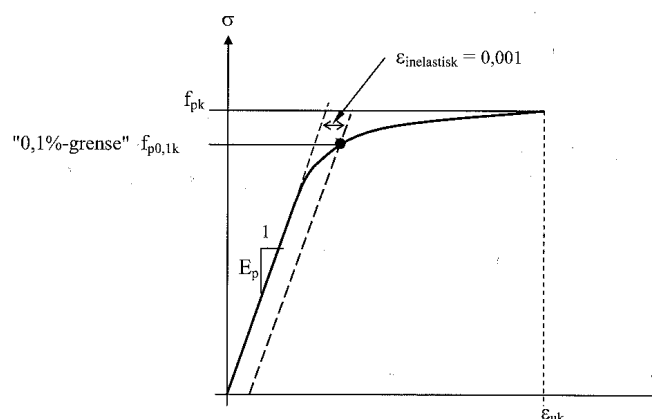
Tabell 4: Materialegenskaper for slakkarmeringen

		Armeringsdiameter	
		8-20 mm	25-35 mm
Armeringskvalitet Ks 40			
Karakteristisk armeringsfasthet	f_{sk}	400 MPa	380 MPa
Bruddtøyning	ϵ_{sy}	0,002	0,0019
Armeringskvalitet Ks 50			
Karakteristisk armeringsfasthet	f_{sk}	500 MPa	480MPa
Bruddtøyning	ϵ_{sy}	0,0025	0,0024
Armeringskvalitet St 37			
Karakteristisk armeringsfasthet	f_{sk}	230 MPa	-
Bruddtøyning	ϵ_{sy}	0,00115	-
Elastisitetsmodul	E_c	200 000 MPa	
Materialfaktor i bruddgr.tilstanden	Y_s	1,25	
Materialfaktor i bruksgr.tilstanden	Y_s	1,0	
Dimensjonerende armeringsfasthet	f_{sd}	$\frac{f_{sk}}{Y_s}$	

2.2.3 Spennarmering

Spennbetong kan ifølge Sørensen [16] sies å være betong som er påført en trykkspenning med størrelse og fordeling som er slik at virkningen av ytre laster til en viss grad blir motvirket. Trykkspenning oppnås ved at spennarmeringen påføres en initialtøyning med en strekkraft som er uavhengig av betongtøyningen. Strekkraften i spennarmeringen overføres som trykk i betongen ved endeforankring av spennkablene, eller ved heft mellom spennarmering og betong. Spennstål er stål med høy fasthet. Høy fasthet oppnås vanligvis ved en kombinasjon av legering og kaldbearbeiding. Dette stålet vil som regel ikke ha noen utpreget flytegrense, som er tilfellet for vanlig varmvalset armeringsstål.

Figur 6 viser en typisk spennings-tøyningskurve for et kaldbearbeidet høfast stål. For slikt armeringsstål defineres den karakteristiske fastheten som den såkalte «0,1 %-grensen» $f_{p0,1k}$. Denne grensen vil si den spenningen hvor stålet har fått 0,1 % inelastisk tøyning, eller $\epsilon_{inelastisk}$ lik 0,001.



Figur 6: Typisk spennings-tøyningskurve for spennarmering [16]

Nerlandsøybrua er dimensjonert med 16 spennkabler med diameter 32 mm av typen System Dywidag, som er oppspent med ulike lengder. Kablene er lagt i utsparinger injisert med en masse som sikrer heft mellom betong og spennarmering, og samtidig beskytter stålet mot korrosjon og frostskaider. Materialelegenskaper for spennarmeringen er hentet fra Vedlegg C, og listet opp i Tabell 5.

Tabell 5: Materialelegenskaper for spennarmeringen

System Dywidag		
Diameter	\varnothing	32 mm
Antall	n	16 stk
Spennarmeringsareal	A_p	804 mm ²
Totalt spennarmeringsareal	$A_{p,tot}$	12 870 mm ²
Forspenningskraft per stag	P_0	490 kN
Total forspenningskraft	$P_{0,tot}$	7840 kN
Karakteristisk fasthet	f_{02}	835 MPa
Elastisitetsmodul	E_p	195 000 MPa
Initiell tøyning	ϵ_{p0}	0,00423
Materialfaktor i bruddgr.tilstanden	γ_s	1,25
Materialfaktor i bruksgrensetilstanden	γ_s	1,0
Dimensjonerende fasthet	f_{pd}	$\frac{f_{02}}{\gamma_s}$

2.2.4 Standarder og Håndbøker

Dette kapittelet gir en oversikt over aktuelle standarder og regelverk som er benyttet i denne oppgaven. Ved mangler eller motstridende bestemmelser i ulike regelverk, vil eurokodens bestemmelser ha høyest prioritet.

2.2.5 Eurokoden

I følge www.standard.no [42] er Eurokoder en felles europeisk serie standarder for prosjektering av byggverk og dokumentasjon av produkters styrke og bæreevne til konstruksjonsformål. Standard.no opplyser også at Norge er som medlem av den europeiske standardiseringsorganisasjonen CEN, forpliktet til å implementere alle europeiske standarder og fastsette dem som Norsk Standard. Av alle nye Norsk Standard i dag har omtrent 95 % europeisk opphav.

For denne oppgaven vil det i hovedsak bli benyttet Statens Vegvesens håndbøker som bygger på eurokodene. Fra april 2009 ble eurokodeserien innført som gjeldende regelverk for prosjektering av konstruksjoner i Norge, og de tidligere nasjonalt utarbeidede standardene ble trukket tilbake. Siden Nerlandsøybrua er bygget på 1960-tallet er det valgt å benytte den nasjonale standarden NS 3473 *Betongkonstruksjoner – Beregnings- og konstruksjonsregler* [4] for de aktuelle kapasitetsberegningene. Eurokoden NS-EN 1992-1-1 *Prosjektering av betongkonstruksjoner* [9] brukes som støtte der NS 3473 ikke strekker til.

2.2.6 Håndbøker

Statens Vegvesen gir ut håndbøker på to nivåer. Nivå 1 omfatter normaler og retningslinjer og Nivå 2 omfatter veiledninger. Normaler og retningslinjer er kravdokumenter og er de viktigste håndbøkene i Statens Vegvesens håndbokhierarki. Normaler har hjemmel i lovverk og omhandler all offentlig veg/gate eller Statens vegvesen og andre myndigheter. Retningslinjer er kun gjeldende for riksveg og for Statens vegvesen. Retningslinjer har hjemmel i lovverk eller i instruks fra Vegdirektøren. Retningslinjene er også gjeldende for konsulenter og entreprenører på oppdrag for Statens vegvesen. Veiledninger er ment som hjelpedokumenter som understøtter normaler og retningslinjer, og inneholder utdypende fagstoff utover det som står i normalene og retningslinjene. De beskriver også mer i detalj hvordan normalkravene kan brukes [43]. Håndbøkene er tilgjengelig på Statens vegvesens nettsider.

For denne oppgaven er det i hovedsak Håndbok N400 *Bruprojektering* [1] og Håndbok R412 *Bruklassifisering* [2] som benyttes.

2.2.6.1 Bruprojektering

Håndbok N400 *Bruprojektering* 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.

Håndbok N400 gjelder fra mars 2015 og erstatter foregående håndbok N400 (2009) og Håndbok V499 (2011).

2.2.6.2 Bruklassifisering

Med bruklassifisering menes det å bestemme maksimalt tillatt trafikklast for eksisterende bruer ut i fra tegninger, tidligere beregninger, dokumenterte materialkapasiteter og tilstand.

Håndbok R412 angir trafikklastene som bruene skal kontrolleres for. I vedlegget til denne håndboken finner man en veiledning for fastsettelse av materialfastheter, last- og materialfaktorer. Håndboken angir størrelsen på de brukslastene som skal benyttes ved klassifisering av eksisterende bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett. Med brukslast menes den trafikklast som tillates kjørt fritt (uten dispensasjon) på det offentlige vegnett i dag. Brukslast angis som bruksklasse (Bk) eller som aksellast/totalvekt.

3 LASTER OG LASTKOMBINASJONER

En last defineres som enhver form for påvirkning som medfører spenninger eller tøyninger i en konstruksjon, som for eksempel kraft eller påført deformasjon. I dette kapittelet vil lastene som Nerlandsøybrua er utsatt for bli avdekket. Brua modelleres i rammeprogrammet NovaFrame (se Kapittel 4 *Modellering i NovaFrame*), og programmets inputverdier presenteres sammen med de aktuelle lastberegninger. For beregning av laster er Håndbok N400 *Bruprosjektering* [1] benyttet. For å bestemme maksimalt tillatt trafikklast for eksisterende bruer er Håndbok R412 *Bruklassifisering* [2] lagt til grunn.

Laster deles inn og klassifiseres etter sin art og sannsynligheten for at de skal opptre:

- Permanente laster
- Variable laster
- Deformasjonslaster
- Ulykkeslaster

I denne oppgaven er det kun tatt hensyn til permanente- og variable laster.

3.1 Permanente laster

Permanente laster er laster som kan anses å være konstante gjennom bruas levetid. Disse lastene inkluderer tyngden av konstruksjonen, tyngden av permanent ballast og utstyr som er vedvarende på konstruksjonen, ytre vanntrykk, jordtrykk og andre fyllmasser [1]. Vanntrykk, jordtrykk og andre fyllmasser antas ikke å være relevant for denne oppgaven. Dermed er det konstruksjonens egenvekt, slitelag og rekkverk som bidrar til permanente laster.

3.1.1 Egenlast

Som egenlast skal tyngden av alle permanente deler av konstruksjonen medregnes. NovaFrame beregner egenvekten til alle elementene i modellen basert på tyngdetettheten og tverrsnittet til hvert element. Ifølge Håndbok N400 er tyngdetettheten til armert betong satt til 25 kN/m^3 .

Slitelaget består ifølge Rambølls rapport [12] fra 2011 av en 80 mm tykk betongpåstøp og et 40 mm tykt asfaltdekke. Slitelaget er ikke inkludert i egenvekten da dette ikke er en del av det effektive tverrsnittet, og defineres derfor som en jevnt fordelt last i NovaFrame. Det til sammen 120 mm tykke slitelaget har i henhold til NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008: Eurokode 1: *Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger* [6] en tyngdetetthet på 25 kN/m^3 og varierer med bruens føringsbredde. Denne standarden refereres heretter til som EK1-1-1.

Rekkverket modelleres som en jevnt fordelt last på hver side av veibanen. I henhold til Håndbok N400 antas det en last på $0,5 \text{ kN/m}$ per side som gir en total last på 1 kN/m .

De ulike egenlastene er presentert i Tabell 6.

Tabell 6: Egenlast

Konstruksjonsdel som bidrar til egenlast	Laststørrelse
Bruoverbygning	Varierende (25 kN/m ³)
Søyler	Varierende (25 kN/m ³)
Slitelag	Varierende (25 kN/m ³)
Rekkverk	1 kN/m

3.2 Variable laster

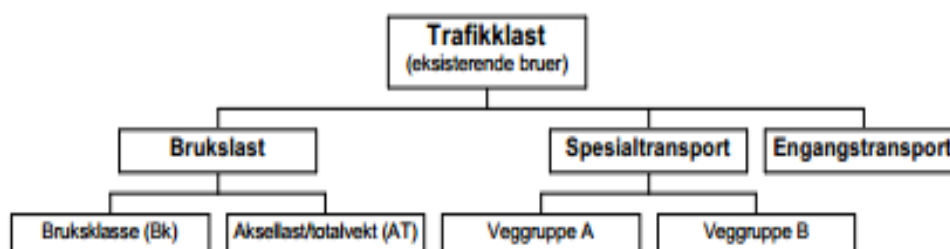
Variable laster er laster som varierer i tid, og omfatter trafikklaster og naturlaster. Naturlast er last som skyldes naturforholdene og omfatter virkningen av blant annet snø, vind, bølger, strøm, is, og temperatur. Det er ikke tatt hensyn til verken bølge-, strøm- eller islast da dette er lite aktuelt for Nerlandsøybrua.

3.2.1 Snølast

Da Nerlandsøybrua er plassert i et område med utpreget kystklima anses ikke snølast å være relevant. Om et stort snøfall skulle legge seg på broen antas det at broen vil bli brøytet, da snølast i henhold til Håndbok N400 regnes å ikke opptre samtidig med trafikklast på vegbruer.

3.2.2 Trafikklast

Med trafikklast menes belastningen i vertikal og horisontal retning på kjørebane, skulder, gangbane, sykkelbane og midtdeler fra både fotgjengere og kjøretøyer som kan belaste konstruksjonen uten spesielle restriksjoner [1]. Dette medfører all trafikklast som tillates på det offentlige vegnett, se Figur 7.



Figur 7: Trafikklast på eksisterende bruer [2]

Bruer klassifiseres til den høyeste bruksklassen som kan tillates ut fra kapasiteten til det svakeste elementet. Hovedprinsippet er at alle bruer skal gis en bruksklasse som gjenspeiler den brukslast som kan trafikkere brua uten restriksjoner [2]. Bruksklassen angir største tillatte aksellast, last fra akselkombinasjoner og totalvekt avhengig av avstanden mellom akselene. Den forkortes Bk og etterfølges med et tall, for eksempel Bk10. For bruer med for

lav bæreevne, bestemmes største tillatte aksellast, og totalvekt som kan passere brua. Spesialtransport er kjøretøy med større lastvirkning enn bruksklassene. Engangstransport fører til enda større påkjenning enn spesialtransport gjør.

Nerlandsøybrua er i dag klassifisert til Bk 10 T60. Det er valgt å utføre kapasitetskontroll for Bk 10 T50, da Bk 10 T60 kun er aktuell for modulvognt og tømmertransport som antas å ikke være aktuelt for Nerlandsøybrua [40].

3.2.2.1 Vertikale trafikklaster

Bruksklassene består av hjullast, aksellast, boggilast, trippelboggilast, kjøretøylast og vogntoglast. De to sistnevnte er omgjort til en aksellast og en jevnt fordelt last som representerer lasten fra kjøretøy som kan trafikkere fritt på vegnettet uten dispensasjoner [2]. Lastene plasseres slik at de mest ugunstige lastvirkningene oppnås, dette gjelder både i bruas lengde- og tverrretning. Figur 8 viser de vertikale lastene for hver av bruksklassene.

I følge Håndbok R412 blir den dimensjonerende lasten for hovedkonstruksjonen til lengre bruer bestemmes av kjøretøy eller vogntoglasten. Dette er antatt for Nerlandsøybrua.

Lasttype	Lastkonfigurasjon (*) H_{kN}	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 brukdekker (ståldekker, gittermister etc.) skal det, uansett bruksklasse, kontrolleres for en hjullast på 35 kN fordelt på en 20x20 cm flate tilfeldig plassert i kjørebanelen.

Figur 8: Bruksklasser [2]

Følgende symboler er brukt i Figur 8:

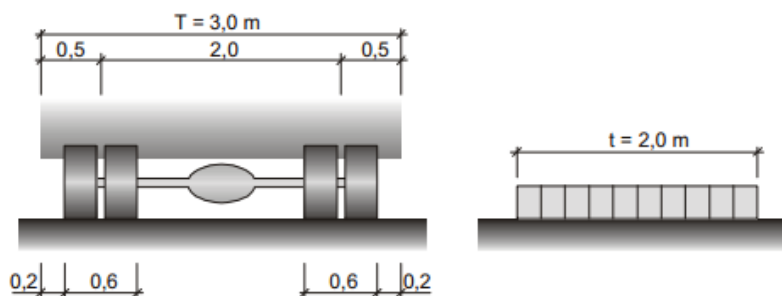
H = Hjullast

A = Aksellast

V = Totalvekt

p = Lettere blandet trafikk

Bredden av et lastfelt med tunge kjøretøy/vogntog er 3,0 m, se Figur 9. Den jevnt fordelte lasten på 6 kN/m regnes å oppta et lastfelt med bredde på 2,0 m. Denne lasten representerer lettere blandet trafikk og er en gjennomsnittslast for lette og tunge, tomme og fullastede kjøretøy, og skal kun tas i betraktning dersom dette er kritisk. Hjullastens anleggsflate er et rektangel med sidene 0,2 m i kjøreretningen og 0,6 m i tverretningen. Bruksklassenes fysiske bredde regnes å være 2,6 m. Dette krever et fritt rom på 0,2 m utenfor kjøretøyet i lastfeltet [2].



Figur 9: Bredden av lastfelt [2]

Nerlandsøybrua har kun ett kjørefelt bortsett fra møteplassen i hovedspennet. På møteplassen er føringsbredden 6,0 m bred, og det er dermed mulig for to vogntog å passere hverandre. Hovedspennet må derfor dimensjoneres for dette. I sidespennene er føringsbredden 3,5 m, og det er dermed kun plass til et vogntog i bredden. Tabell 7 oppsummerer de vertikale lastene som er input i Novaframe.

Tabell 7: Vogntoglast

Plassering	Total last V [kN/m]	Aksellast A [kN]	Lettere blandet trafikk p [kN/m]
Hovedspenn/møteplass	62,5	80	6
Sidespenn	31,25	40	6

3.2.2.2 Horisontale trafikklaster

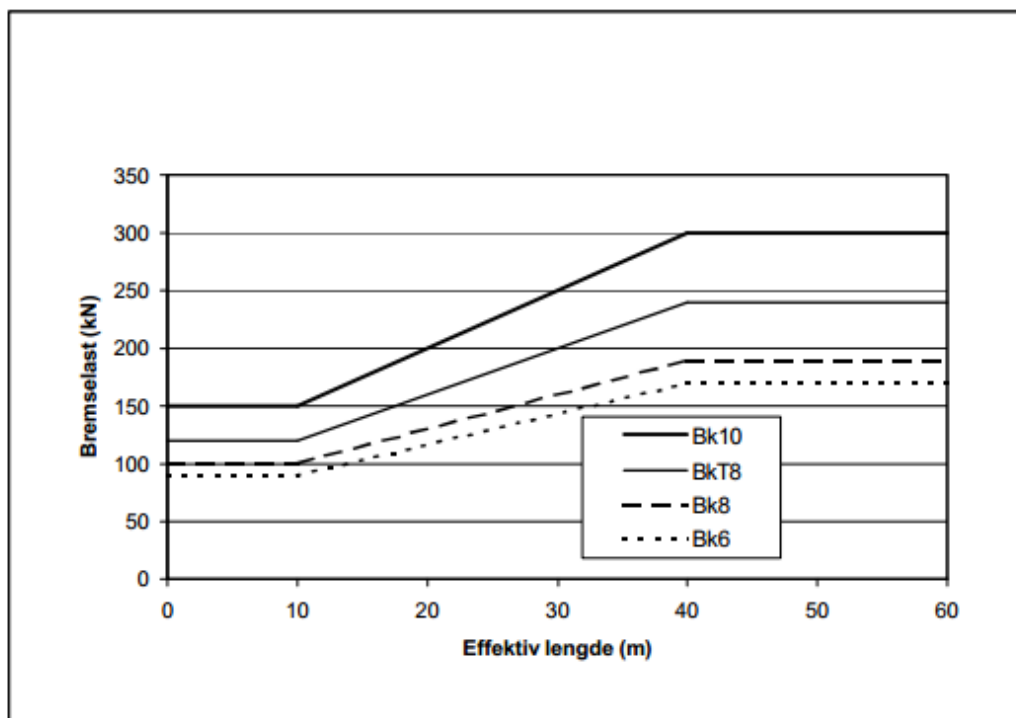
Det finnes tre typer horisontale trafikklaster; bremselast, sidelast og sentrifugallast. Disse lastene kan ikke opptre alene, men bare samtidig med de tilhørende vertikale trafikklastene som nevnt over. Sentrifugallast fra kjøretøyer virker samtidig med vertikallastene, men ikke samtidig som bremselast og sidelast [2]. Virkningene av sentrifugallasten er neglisjert i denne oppgaven.

3.2.2.2.1 Bremselast (B)

Virkingen av kjøretøyets bremsing og akselerasjon bestemmes på grunnlag av horisontallastene B_1 og B_2 for effektive brulengder på henholdsvis 10 og 40 m. Effektive brulengder er den samlede lengden av den eller de brudelene som samtidig kan overføre bremselast til konstruksjonsdelen som skal kontrolleres. For effektive brulengder mellom 10 og 40 m bestemmes B ved rettlinjert interpolasjon, se Figur 10. Ved to eller flere lastfelt i samme retning, er horisontallasten lik $1,5B$. Tabell 8 illustrerer hvordan bremselasten varierer med de forskjellige bruksklassene.

Tabell 8: Bremselast som varierer med de forskjellige bruklassene [2]

Brulengde	Bremselast [kN]			
	Bk 10	Bk T8	Bk 8	Bk 6
= 10 m (B ₁)	150	120	100	90
= 40 m (B ₂)	300	240	190	170

**Figur 10: Bremselast [2]**

Tabell 9 gjengir de effektive lengdene, samt fordelingen av bremselasten som oppstår på brua. Den effektive lengden er avhengig av de forskjellige spennlengdene.

Tabell 9: Bremselast

Støtte	Effektiv lengde [m]	Bremselast [kN]
Akse 1	8	150
Akse 2-4	16	180
Akse 5	19	195
Akse 6-9	22	205
Akse 10-11	31	255

3.2.2.2 Sidelast (S)

Sidelast opptrer samtidig med bremselast og tilhørende vertikallast, og er virkningen av skjev eller usymmetrisk bremsing av kjøretøy, sidestøt og lignende. Sidelasten beregnes på grunnlag av en vilkårlig plassert horisontallast og er 25 % av bremselasten. Sidelasten virker

vertikalt på bruas lengderetning og i høyde med kjørebanelen. Tabell 10 viser sidelastene som oppstår på brua.

Tabell 10: Sidelast

Støtte	Sidelast [kN]
Akse 1	37,5
Akse 2-4	45,0
Akse 5	48,8
Akse 6-9	51,3
Akse 10-11	63,8

3.2.3 Vindlast

Vindlast er en variabel last som skyldes naturlige forhold. Nerlandsøybrua er ei kystbru som til tider kan være utsatt for hardt vær og kraftig vind. Vindlasten på Nerlandsøybrua bestemmes etter *NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster* [7], som heretter refereres til som EK1-1-4. Beregningene er også i samsvar med Håndbok N400 [1].

I henhold til Håndbok N400 skal vindlast på brukonstruksjoner bestemmes etter vindlastklasser:

Vindlastklasse I: Omhandler brukonstruksjoner med ubetydelig dynamisk lastvirkning fra vind. Brutyper som plasseres i denne klassen er platebruer, bjelkebruer i betong eller stål, samvirkebruer, fagverksbruer, fritt frambyggbruer i ferdigtilstand og hvelvkonstruksjoner.

Vindlastklasse II: Omhandler brukonstruksjoner med dynamisk lastvirkning fra vind som ikke kan neglisjeres og som samtidig har en spennvidde på mindre enn 300 m. Konstruksjoner som plasseres i denne klassen er fritt frambyggbruer i byggetilstand, slanke søyler og tårn i byggetilstand, henge- og skråstagbruer med spennvidde mindre enn 300 m.

Vindlastklasse III: Her plasseres brukonstruksjoner med utpreget dynamisk lastvirkning fra vind og en spennvidde på større eller lik 300 m. Brukonstruksjoner med særlig spesiell form skal plasseres i denne klassen, selv om spennvidden er mindre enn 300 m. Andre brukonstruksjoner som plasseres under Vindlastklasse III er kabler og slanke staver i fagverk.

Nerlandsøybrua er ei plate-bjelkebru med T-formet bjelkeprofil og et hovedspenn på 40 m. I henhold til EK1-1-4 punkt 8.2(1) merknad 3, kan man med vanlige brudekker med et spenn på mindre enn 40 meter neglisjere de dynamiske beregningene. Ettersom den aktuelle brua har et maksimalt spenn på nøyaktig 40 m og samtidig har et bjelketverrsnitt, antas den plassert i Vindlastklasse I med ubetydelig dynamisk lastvirkning fra vind.

Vindlasten vil variere langs brua, da tverrsnittsdimensjonen varierer over bruas lengde. For å finne den mest realistiske vindlasten på brua, er det valgt å dele inn brua i forskjellige snitt med likt tverrsnitt og dermed lik kapasitet. Det er ikke beregnet vindlast på søylene. Vedlegg F viser detaljert beregning av vindlast på bruoverbygningen. De viktigste punktene gjengis under.

I henhold til Håndbok N400 kapittel 2.5.2.5 skal brukonstruksjoner i Vindlastklasse I kontrolleres i brudd- og bruksgrensetilstand for samtidig virkende vind- og trafikklast. Dette gir to forskjellige tilfeller av vindlast på brua: Vindlast uten samtidig virkende trafikklast, og vindlast med samtidig virkende trafikklast.

3.2.3.1 Vindlast uten samtidig virkende trafikklast

Referansevindhastigheten ($v_{b,0}$) for Herøy kommune er hentet fra EK1-1-4, Tabell NA.4(901.1) og er:

$$v_{b,0} = 30 \text{ m/s}$$

For å finne basisvindhastigheten (v_b) må referansevindhastigheten multipliseres med fire forskjellige faktorer. Faktorene tar hensyn til vindretning (c_{dir}), årstidsvariasjoner (c_{season}), variasjon i nivå (c_{alt}) og returperiode (c_{prob}). I henhold til NA.4.2(2)P i EK1-1-4 kan alle disse faktorene settes lik 1 og, basisvindhastigheten blir da:

$$v_b = c_{dir} c_{season} c_{alt} v_{b,0} = 30 \text{ m/s}$$

Videre beregnes stedsvindhastigheten ($v_m(z)$) som tar hensyn til terrengruhet, terrengform og basisvindhastighet. Her blir basisvindhastigheten multiplisert med en ruhetsfaktor ($c_r(z)$) og en terrengformfaktor ($c_o(z)$). Ruhetsfaktoren angir variasjon i stedsvindhastigheten og er avhengig av bruas høyde over terrengnivået (z) og terrengkategorien på byggestedet. Her må man vite hvilken terrengruhetskategori som gjelder for Nerlandsøybrua. I henhold til EK1-1-4, Tabell NA.4.1 ligger brua i terrengruhetskategori I: kystnær, opprørt hav. Og dermed blir stedsvindhastigheten ved brua:

$$v_m(z) = c_r(z) c_o(z) v_b = 39,3 \text{ m/s}$$

Neste steg er å finne vindkasthastighetstrykket ($q_p(z)$) som virker ved høyden z over terrenget. Denne beregnes fra midlere vindhastighet og største kortvarige hastighetsfluktusjon. Vindkasthastighetstrykket er beregnet i henhold til EK1-1-4 punkt 4.5, og uttrykkes ved følgende ligning:

$$q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] 0,5 \rho v_m^2(z) = 1,84 \text{ kN/m}^2$$

Kapittel 8 i EK1-1-4 tar for seg vindpåvirkning på bruer i form av kraftfaktorer. Videre beskrives en forenklet metode som kan benyttes så lenge den dynamiske responsen er vurdert som ikke nødvendig. Som nevnt tidligere i dette kapitelet er Nerlandsøybrua plassert i Vindlastklasse I, med ubetydelig dynamisk lastvirkning fra vind. Dermed benyttes de forenklete metodene videre. Her finner man vindlasten for x-, y- og z-retning ved å multiplisere basisvindhastigheten (v_b), vindlastfaktor (C), lufttetthet (ρ) og gjeldende tverrsnittsdata ($A_{ref,i}$):

$$F_{wx} = 0,5 \rho v_b^2 C A_{ref,x}$$

$$F_{wy} = 0,25 F_{wx}$$

$$F_{wz} = 0,5 \rho v_b^2 C A_{ref,z}$$

Vindlastfaktoren (C) består av en eksponeringsfaktor (c_e) og en kraftfaktor ($c_{f,i}$). Eksponeringsfaktoren finnes ved å dividere vindkasthastighetstrykket med basisvindhastighetstrykket, mens kraftfaktoren finnes ved avlesning av figur 8.3 i EK1-1-4. Kraftfaktoren i z-retning ($c_{f,z}$) bør defineres for vindpåvirkning både oppover og nedover. Dennes settes derfor lik $\pm 0,9$ og skal dimensjoneres etter det tilfelle som er mest kritisk. Den vertikale vindkraften kan også ha en eksentrisk plassering fra senter av veibanen lik $b/4$, noe som tilsvarer 1,2 m i sidespennene og 1,825 m for møteplassen. Referansearealet for x- og z-retning settes lik:

$$A_{ref,x} = d_{tot}L$$

$$A_{ref,z} = bL$$

For å definere høyden (d_{tot}) er det antatt åpent sikkerhetsrekkverk på begge sider av brubanen. Ifølge Tabell 8.1 i EK1-1-4 blir $d_{tot} = d + 0,6$ m, hvor d er bruas tverrsnittshøyde. For å fordele vindlasten jevnt over hele bruas lengde er det benyttet en enhetslengde, L lik 1 m. Dette gjør at kreftene blir representert som kraft per lengdeenhet.

3.2.3.2 Vindlast med samtidig virkende trafikklast

Ved beregning av vindlast med samtidig virkende trafikklast på brua, vil lastarealet til vinden bli større. Vindflaten av kjøretøy antas som en rektangulær flate med høyde 2 m, regnet fra kjørebansens overside [1]. Dette gir en ny $d_{tot} = d + 2$ m, og følgelig nytt referanseareal.

I henhold til EK1-1-4, NA.8.1(4) skal vindkasthastigheten ved kjørebansens høyeste punkt settes lik 35 m/s ved samtidig virkende trafikklast på brua. Dette medfører beregning av ny basisvindhastighet, nytt vindkasthastighetstrykk og basisvindhastighetstrykk, samt nye kraftfaktorer. Sammen utgjør dette grunnlaget for beregning av de resulterende vindkreftene med samtidig virkende trafikklast på brua. Vedlegg F viser detaljert beregning av vindlast med trafikk.

Tabell 11 gir en oversikt over de forskjellige snittene, samt vindkreftene som virker på brua med og uten, trafikklast.

Tabell 11: Vindkraft på brua med og uten samtidig virkende trafikk

Vindkrefter		F_{wx} (kN/m)	F_{wy} (kN/m)	F_{wz} (kN/m)
Akse 1-4	Uten trafikk	4,6	1,2	$\pm 7,9$
	Med trafikk	4,8	1,2	$\pm 3,3$
Akse 4-5	Uten trafikk	5,4	1,3	$\pm 7,9$
	Med trafikk	5,1	1,3	$\pm 3,3$
Akse 5-9	Uten trafikk	6,0	1,5	$\pm 7,9$
	Med trafikk	5,4	1,3	$\pm 3,3$
Akse 9-10	Uten trafikk	8,7	2,2	$\pm 7,9$
	Med trafikk	6,5	1,6	$\pm 3,3$
Akse 10-11	Uten trafikk	6,7	1,7	$\pm 12,1$
	Med trafikk	5,6	1,4	$\pm 5,0$

Det er liten sannsynlighet for at maksimal vindkraft vil opptre samtidig som trafikklast på brua. Dette kan for eksempel skyldes at brua stenges i sterke vindforhold. I følge NS-EN 1990:2002+NA:2008, Eurokode: *Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner* og NA *Endringsblad A1* [5], heretter referert til som EK0, vil vindlasten bli redusert med en faktor ψ lik 0,7 når den kombineres med trafikklast.

I henhold til EK1-1-4 punkt 8.1(3) er vindkreftene som dannes i x- og y-retning forårsaket av vind som blåser i forskjellige retninger, og virker vanligvis ikke samtidig. Mens kreftene som oppstår i z-retning kommer av vind som blåser i en rekke forskjellige retninger. Vindkreftene som virker i x- og z-retning, samt y- og z-retning kan dermed virke samtidig.

3.2.4 Temperaturlast

Temperaturlasten på Nerlandsøybrua bestemmes etter NS-EN 1995-1-5:2003+NA:2008: Eurokode 1: *Laster på konstruksjoner*, Del 1-5: *Allmenne laster, Termiske påvirkninger* [8], som heretter refereres til som EK5-1-5. Beregningene er også i samsvar med Håndbok N400 [1].

Håndbok N400 definerer termisk påvirkning, eller temperaturlast, som en sammensatt virkning av flere ulike temperaturandeler:

1. Jevnt fordelt temperaturandel
2. Vertikalt lineært eller ikke-lineært varierende temperaturandel
3. Horisontal lineært varierende temperaturandel
4. Forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler
5. Temperaturdifferanse over veggtykkelse og mellom utvendige og innvendige vegger i kassetverrsnitt

I henhold til EK5-1-5, punkt 6.1.4.3(1) kan den horisontale lastandelen neglisjeres, da det vanligvis bare er nødvendig å ta hensyn til temperaturdifferansen i vertikal retning. Det tas heller ikke hensyn til forskjell mellom konstruksjonsdeler. Punkt 5 er ikke aktuell, da brubjelken har et massivt tverrsnitt.

3.2.4.1 Jevnt fordelt temperaturandel

Den jevnt fordelte temperaturandelen er ifølge EK5-1-5 avhengig av den laveste og høyeste temperaturen som kan forventes for en bru. Temperaturendringen er lik over hele brutverrsnittet for denne temperaturandelen.

Ved å lese av isotermkartene i det Nasjonale tillegget i EK5-1-5 bestemmes maksimum- og minimumstemperatur for Herøy kommune:

$$T_{\max} = 34 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

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

Verdier for høyeste og laveste jevnt fordelte temperaturandel leses av figur NA.6.1 [8]:

$$T_{e,\max} = T_{\max} - 3 = 31 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

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

Initialtemperatur T_0 settes lik $10 \text{ }^{\circ}\text{C}$ i henhold til NA.A.1(3) [8], og temperaturverdiene for maksimalt kontraksjons- og ekspansjonsintervall beregnes til:

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

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 21 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

3.2.4.2 Vertikal lineært varierende temperaturandel

EK5-1-5 sier at en bru kan ha ulik temperatur på under- og overside av brudekke. Dette kan for eksempel være fordi overside blir oppvarmet av solen, mens undersiden er skyggelagt, og kan forårsake en vertikal krumning i veibanen.

Temperaturforskjeller i vertikalretning kan føre til lastvirkninger i brua på grunn av:

- Fastholding mot fri krumning på grunn av bruas kontinuerlige bjelke
- Friksjon i rotasjonslagre
- Ikke-lineære geometriske virkninger

Det nasjonale tillegget sier at for betongbruer kan det benyttes to metoder:

- Den vertikale lineært varierende temperaturandelen (Metode 1)
- Den vertikale ikke-lineært varierende temperaturandelen (Metode 2)

Her er det valgt å benytte Metode 1, hvor en ser på temperaturvariasjonen i vertikal retning som lineær.

Brua er i henhold til Figur 6.2c [8] av Type 3c) *Betongbru med betongbjelke og -plate*.

Faktoren K_{sur} tar hensyn til belegg med annen tykkelse enn 50 mm. Fra Rambølls rapport fra Spesialinspeksjon i 2011 [12], punkt 4.3.1 *Slitelagstykkelse*, er slitelag målt til 120 mm. Slitelagstykkelsen har innvirkning på oppvarmingen av oversiden av brua, og med målt tykkelse leses K_{sur} lik 0,62 av i Tabell 6.2. For undersiden er k_{sur} lik 1,0 da slitelaget ikke har noe å si for oppvarmingen av den. Dette gir følgende verdier for temperaturredifferanseandel:

Overside varmest: $\Delta T_{M,heat} = 0,62 \cdot 15 \text{ }^\circ\text{C} = 9,3 \text{ }^\circ\text{C}$

Underside varmest: $\Delta T_{M,cool} = 1,0 \cdot 8 \text{ }^\circ\text{C} = 8 \text{ }^\circ\text{C}$

3.2.4.3 Temperaturlaster i analyser

Det forutsettes samtidighet i henhold til EK5-1-5, punkt 6.1.5, hvor en tar hensyn til både temperaturredifferanser og største intervall for jevnt fordelt brutemperaturandel i brua.

I praksis løses dette i analysen ved at de følgende termiske påvirkningene modelleres som laster:

- $\Delta T_{M,heat}$
- $\Delta T_{M,cool}$
- $\Delta T_{N,exp}$
- $\Delta T_{N,con}$

Lastene kombineres i henhold til ligning (6.3) og (6.4) i NS-EN 1995-1-5, som er illustrert i Tabell 12. Dette gir til sammen åtte lastkombinasjoner, og den minst gunstige benyttes i videre analyse som «karakteristisk temperaturlast». Alle åtte kombinasjonene modelleres i NovaFrame.

Tabell 12: Ulike kombinasjoner av temperaturlaster og faktorer. Anbefalte verdier for temperaturandelen er $\omega_N = 0,35$ og $\omega_M = 0,75$

Kombinasjon	$\Delta T_{M,heat}$	$\Delta T_{M,cool}$	$\Delta T_{N,exp}$	$\Delta T_{N,con}$	Resultat [°C]
1	1,0		0,35		16,65
2	0,75		1,0		27,975
3	1,0			0,35	17
4	0,75			1,0	28,975
5		1,0	0,35		15,35
6		0,75	1,0		27
7		1,0		0,35	15,7
8		0,75		1,0	28

3.2.5 Deformasjonslaster

Deformasjonslast er last som er knyttet til påførte deformasjoner eller konstruksjonsmaterialets egenskaper, og består av [1]:

- Forspenning
- Kryp, svinn og relaksasjon
- Setninger
- Deformasjoner påført konstruksjonen som resultat av fabrikkasjons-, bygge- eller installasjonsmetode

For å begrense oppgaven er det her kun tatt hensyn til de to første punktene; forspenning samt kryp, svinn og relaksasjon.

3.2.5.1 Forspenning

Nerlandsøybrua er spent opp med Dywidag spennsystemer. Det er totalt 16 spennarmeringsstag med diameter på 32 mm. Den totale oppspenningskraften er på 7840 kN.

Både det opptredende momentet og skjærkraften vil få bidrag fra spennarmeringen. En statisk bestemt konstruksjon vil få et primærmoment på grunn av eksentrisitet mellom spennarmeringen og betongtverrsnittets tyngdepunkt. Mens en statisk ubestemt konstruksjon vil, i tillegg til primærmomentet, få et tvangsmoment på grunn av hindring av fri bevegelse. Dette gir et totalt moment på:

$$M_{full} = M_{primær} + M_{tvang}$$

3.2.5.2 Tap av forspenning

Den oppmålte jekkraften ved oppspenningen vil av forskjellige årsaker reduseres noe. Denne reduksjonen betegnes som *spennkrafttap* [16]. Spennkrafttapet kan skyldes flere effekter og kan deles inn i umiddelbare tap og tidsavhengige tap[20]:

Umiddelbare tap

- Elastisk deformasjon av betongen
- Friksjonstap
- Låsetap

Tidsavhengige tap:

- Betongens kryp og svinn
- Spennarmeringens relaksasjon

3.2.5.2.1 Elastisk deformasjon av betongen

Når kabler spennes opp, stukes betongen tilnærmet proporsjonalt med spennkrafta, og tidligere oppspente kabler vil dermed få et spennkrafttap. Dette betyr at den kabelen som

spennes først får størst tap, mens den kabelen som spennes sist får null tap [20]. Det er ikke tatt hensyn til dette tapet i NovaFrame-modellen.

3.2.5.2.2 Friksjonstap

Friksjonstap kommer av friksjon mellom spennstål og spennarmeringsrør, og er primært for etteroppspent armering. Ved etteroppspenning av spennenheter gjennom utsparingsrør vil det oppstå friksjonskrefter som motvirker glidning mellom spennstålet og utsparingsrøret. Friksjonskreftene skyldes normaltrykk fra spennstålet mot utsparingsrøret på grunn av kurvatur langs spennenheter. Kurvaturen kan være tilsiktet, som ved en parabelformet spennarmering, eller utilsiktet bøyning av røret, da det punktvis holdes på plass [16]. Friksjonstap i avstand x fra forankring er gitt av følgende formel [20]:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_0 (1 - e^{-\mu(\theta+kx)})$$

Der

x = avstand langs kabelen, null ved oppspent forankring

P_0 = effektiv spennkraft ved aktiv forankring

μ = friksjonskoeffisienten mellom spennkabelen og kabelrøret

θ = summert tilsiktet vinkelendring til betraktet snitt

k = faktor for effekt av utilsiktede vinkelendringer (wobble)

I NovaFrame må friksjonskoeffisienten (μ) og faktoren for utilsiktede vinkelendringer (k) defineres for at programmet skal beregne friksjonstapet. Det er valgt å benytte default-verdiene som er μ lik $0,2 \text{ rad}^{-1}$ og k lik $0,001 \text{ rad/m}$.

3.2.5.2.3 Låsetap (Wedge draw-in)

Ved forankring av spennstålet vil det oppstå noen millimeter glidning av stålet når kraften overføres fra jekken til forankringen [16]. Glidningen fører til reduksjon i spennkraften nær forankringen. I NovaFrame er det valgt å benytte default-verdien på denne glidningen lik 5 mm.

3.2.5.2.4 Tap fra kryp og svinn

Oppspente konstruksjonsdeler står under betydelig aksialtrykk, og betongens kryp vil gi en negativ tøyning over tid [20]. Denne negative tøyningen kalles kryptøyning (ϵ_{cc}) og vil bidra til spenningstap i armeringen. Spennarmeringen får den samme tøyningen som ϵ_{cc} , og er beregnet til:

$$\Delta \epsilon_{p,kryp} = -0,525 \text{ ‰}$$

Svinntøyning (ϵ_{cs}) oppstår ved uttørking av betongen. Ved beregning av svinntøyningene er det som en forenkling antatt at spennarmeringen ligger sentrisk i betongtverrsnittet, og er beregnet av følgende formel:

$$\Delta \epsilon_{p,svinn} = \epsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{midde} A_t}$$

Der A_t er det transformerte tverrsnittet, E_{middel} er betongens midlere elastisitetsmodul og N_s er en fiktiv kraft som gir armeringen samme tøyning som svinntøyningen i betongen. Svinntøyningen er beregnet til:

$$\Delta\varepsilon_{p,\text{svinn}} = -0,283 \text{ ‰}$$

For kapasitetskontroller er dette tapet uten betydning, men for tøyings- og rissviddekontroller er det imidlertid viktigere [20].

3.2.5.2.5 Relaksasjon

Relaksasjon er et tidsavhengig spenningsstap som kommer av at spennstålet blir utsatt for store strekkføringer gjennom hele konstruksjonens levetid [16]. Stålmaterialets mekaniske egenskaper er slik at spenningsnivået over tid avtar i en strekkbelastet kabel [20]. Det må derfor tas hensyn til relaksasjon i beregningene. Det henvises til Vedlegg E for fullstendig beregning.

I NS 3473 punkt A.9.3.3 sies det at ved tap i spennkraft, på grunn av relaksasjon i spennstålet, kan relaksasjonsspenningen regnes lik spenningen i spennstålet etter at spennkraften er redusert med halvparten av de antatte tap fra kryp og svinn i betongen.

$$\sigma_{pr} = \frac{N}{A_p} - 0,5(\sigma_{p,\text{kryp}} + \sigma_{p,\text{svinn}})$$

Spenningsstap på grunn av kryp er beregnet etter:

$$\Delta\sigma_{p,\text{kryp}} = \Delta\sigma_{p,\text{Lang}} - \Delta\sigma_{p,\text{Kort}} = \Delta\varepsilon_{p,\text{Lang}}E_s - \Delta\varepsilon_{p,\text{Kort}}E_p$$

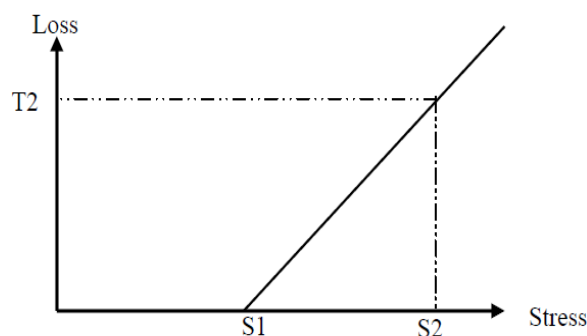
Spenningsstapet på grunn av svinn er beregnet etter:

$$\Delta\varepsilon_{p,\text{svinn}} = \varepsilon_{p,\text{svinn}}E_p$$

Relaksasjonsspenningen er dermed beregnet til:

$$\sigma_{pr} = 625 \text{ N/mm}^2$$

NovaFrame tar hensyn til relaksasjonstapet ved å definere en forenklet kurve som representerer relaksasjonstapet som en funksjon av det initiale spenningsnivået. Kurven er bilineær og er illustrert i Figur 11.



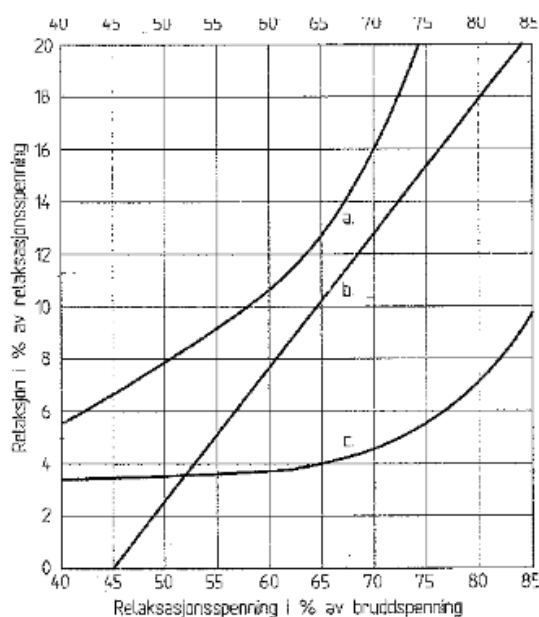
Figur 11: Funksjon for relaksasjon i NovaFrame [15]

I NovaFrame må verdiene på S1, S2 og T2 defineres for å ta høyde for relaksasjonen i spennstålet etter lang tid. Til dette benyttes Figur 1 i NS 3473 [4] som er gjengitt i Figur 12. I samtale med veileder er det enighet om å benytte kurve b: *Naturhardt stål*, da dette er mest korrekt for Nerlandsøybrua. S2 er relaksasjonsspenningen i prosent av bruddspenningen, og er beregnet til 68 %. For å finne S1 og T2 rekkles en rett linje som tangerer kurve b. Inputverdiene blir da som følger:

S1 = 45

S2 = 68

T2 = 11

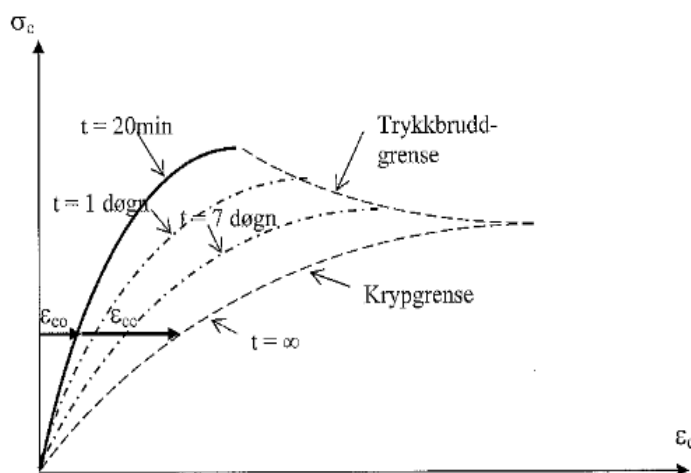


Kurve a: Patentert, trukket, anløpt stål
 Kurve b: Naturhardt stål
 Kurve c: Patentert, trukket, ikke anløpt stål

Figur 12: Relaksasjon i spennstål etter lang tid [4]

3.2.5.3 Kryp

Kryp er en deformasjon som oppstår som følge av vedvarende belastning. Betong som påkjennes av trykk over lang tid vil fortsette å trykkes sammen utover den momentane sammentrykningen den får når lasten påføres [16]. Volumendringen som oppstår på grunn av dette kalles kryp, og den tidsavhengige deformasjonen kalles kryptøyning. Betongens krypegenskaper avhenger av omgivelsenes relative fuktighet og temperatur, bygningsdelens dimensjoner og betongens sammensetning. Kryptøyningen er dessuten avhengig av spenningsnivå, belastningstid og betongens herdningsalder når lasten påføres [4].



Figur 13: Virkning av spenningsnivå og varighet på betongtøyning [16]

Figur 13 viser at kryptøyningen er avhengig av spenningsnivå og den tid denne spenningen virker [16].

Beregning av kryptall og kryptøyning er utført i henhold til NS 3473 punkt A.9.3 [4]. Det er kritisk med stort kryptall, og for Nerlandsøybrua blir kryptallet større i felt enn over støtte. Det er derfor valgt å benytte kryptallet for felt over hele brua.

Kryptall ($\phi(t, t_0)$) er avhengig av relativ fuktighet, temperatur, tverrsnittsdimensjon, betongens sammensetning og alder. Ifølge N400 punkt 5.3.3.2.2 kan den relative fuktigheten antas til 70 % for bruoverbygningen. For korrekt beregning av kryptall må betongens alder i døgn defineres. Nerlandsøybrua sto ferdig i 1967 og er per dags dato 48 år gammel. Det er valgt å runde opp til 50 år, og betongens alder blir da $t = 365 \cdot 50 = 18250$ døgn. Betongens alder ved pålastning er satt til 28 døgn og kryptallet beregnes etter følgende formel:

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \beta_1 \beta_2 \beta_c (t - t_0)$$

Det er beregnet kryptall for bruoverbygningen i Vedlegg D og i samråd med veileder er kryptallet til alle søylene satt til 2,0. Kryptall er inndata i NovaFrame når kryplast skal beregnes og presentert i Tabell 13.

Tabell 13 Kryptall

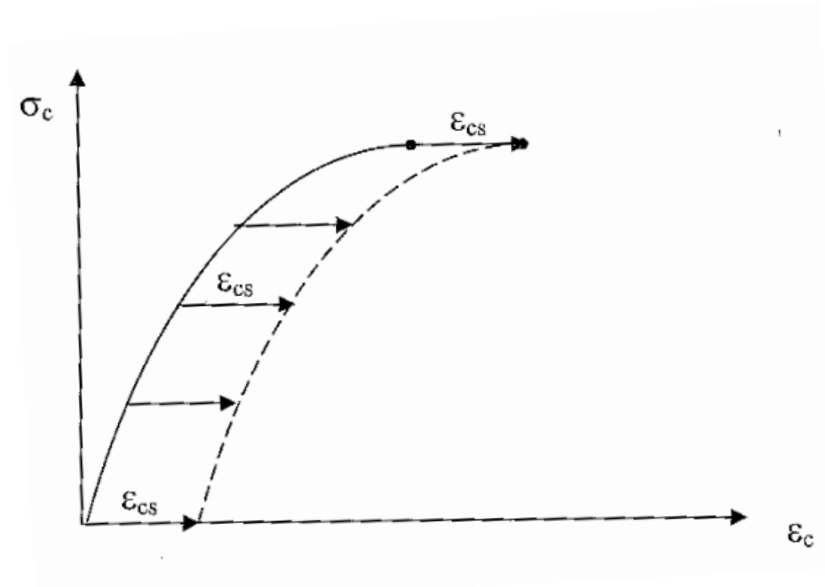
Snitt	Kryptall, ϕ
Akse 1 – 4	2.182
Akse 4 – 5	2.153
Akse 5 – 8	2.129
Akse 9 – 10	2.078
Akse 10 – 11	2.192
Søylar Akse 2 – 20	2,0

Kryptøyningen er avhengig av kryptall og betongspenning. Ved beregning av spenningen (σ_c) er det som en forenkling antatt at spennarmeringen ligger sentrisk i betongtverrsnittet, da den har varierende plassering over tverrsnittet. Kryptøyningen er dermed beregnet til:

$$\varepsilon_{cc}(t) = \frac{\sigma_c}{E_{ck}} \varphi(t, t_0) = -0,525$$

3.2.5.4 Svinn

Svinn er en deformasjonslast som kommer av uttørking av betong [16]. Når betongen tørker har den en tendens til å krympe. Hos betong kalles denne krympingen svinn. Tøyningen som er forårsaket av betongens svinn kalles svinntøyning. Betongens svinneegenskaper er også avhengig av omgivelsenes relative fuktighet og temperatur, bygningsdelens dimensjoner og betongens sammensetning [4]. Men svinntøyning er i motsetning til kryptøyning uavhengig av lastnivå. Dette illustreres i spenning-tøynings diagrammet i Figur 14.



Figur 14: Virkning av svinntøyning på $\sigma_c - \varepsilon_c$ diagrammet [16]

Beregning av svinntøyning er utført i henhold til NS 3473 punkt A.9.3 [4], og er gitt av følgende formler:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_s \beta_s (t - t_s)$$

$$\text{Hvor: } \beta_s (t - t_s) = \left(\frac{t - t_s}{0,035 h_0^2 + t - t_s} \right)^{0,5}$$

Der

β_s = tidsavhengigheten

t = betongens alder i døgn

t_s = betongens alder i døgn når uttørkingen starter

h_0 = effektiv tverrsnittshøyde

$\varepsilon_s = 100 \times 10^{-6}$

Svinntøyningene må defineres i NovaFrame ved beregning av svinnlaster. Tabell 14 gir en oversikt over svinntøyningene langs bruoverbygningen. Det henvises til Vedlegg D for fullstendig beregning.

Tabell 14 Svinntøyninger

Snitt	Svinntøyning, ϵ_{cs}
Akse 1 – 4	-0,353
Akse 4 – 5	-0,352
Akse 5 – 9	-0,350
Akse 9 – 10	-0,345
Akse 10 – 11	-0,354

3.3 Lastkombinasjon

Dimensjonering av konstruksjoner gjennomføres ved at det påvises at konstruksjonen tilfredsstillende dimensjoneringsreglenes krav i forskjellige grensetilstander [16].

Grensetilstandene er:

- Bruddgrensetilstanden
- Bruksgrensetilstanden
- Ulykkesgrensetilstanden
- Utmattingsgrensetilstanden

Videre vil bare budd- og bruksgrensetilstanden bli behandlet.

3.3.1 Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstanden bestemmes konstruksjonsdelens kapasitet mot brudd ved beregning på grunnlag av materialenes tøyningsegenskaper og dimensjonerende fastheter [16]. I henhold til Håndbok R412 [2] skal det ved brukklassifisering som et minimum foretas en kontroll i bruddgrensetilstand. Det skal kontrolleres for to sett lastkombinasjoner, a) og b), der den ugunstigste av kombinasjonene legges til grunn for dimensjoneringskontrollen. Lastfaktorene for de ulike tilfellene er gitt i Tabell 15.

Tabell 15: Lastfaktorer for bruddgrensetilstand [2]

Lastgruppe Kombinasjon	Permanente laster P		Deformasjonslast 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 lik 1,1.

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

Der

γ_D	=	1,1/0,9	for direkte virkninger av spennkrefter som angitt i NS 3473, pkt. 10.3.2, for øvrig er $\gamma_D = 1,0$.
γ_1	=	1,4	for brukslaster
	=	1,2	for spesialtransporter
	=	1,15	for mobilkraner
	=	1,1	for engangstransporter
	=	1,0	for temperaturlast, variabel del av vanntrykk og støt- og fortøyningslast fra ferje
γ_2	=	1,6	for øvrige variable laster
	=	1,2	for brukslaster
	=	1,1	for spesialtransporter
	=	1,05	for mobilkraner
	=	0,8	for temperaturlast, variabel del av vanntrykk og støt- og fortøyningslast fra ferje
	=	1,3	for øvrige variable laster

Forkortelsene i tabellen har følgende betydning:

Q_1	=	Karakteristisk verdi for den variable last som er mest ugunstig for den lastvirkning som betraktes
Q_n	=	Karakteristisk verdi for øvrige variable laster som er ugunstige for lastvirkningen

Det er definert tre ulike variable laster i dette kapitlet: trafikklaster, vindlast og temperaturlaster. Dette betyr at lastkombinasjonene a) og b) kan ha tre ulike varianter. En variant med trafikklaster som dominerende variabel last, en variant med vindlast som dominerende variabel last, og til slutt en variant med temperaturlaster som dominerende variabel last. Av Tabell 15 ser man at lastkombinasjon a) kun medregner den dominerende variable lasten, mens lastkombinasjon b) medregner alle de variable lastene. Kritisk vindlast, er vindlast *uten* samtidig virkende trafikklaster. Denne blir derfor benyttet i lastkombinasjon a), mens vindlast *med* samtidig virkende trafikklaster benyttes i lastkombinasjon b). Dette gir totalt seks forskjellige lastkombinasjoner som må kontrolleres.

Lastkombinasjon a):

$$1,15P + (1,1/0,9)D + 1,4Q_{\text{Trafikk}}$$

$$1,15P + (1,1/0,9)D + 1,0Q_{\text{Temp}}$$

$$1,15P + (1,1/0,9)D + 1,6Q_{\text{Vind u/trafikk}}$$

Lastkombinasjon b):

$$1,0P + 1,0D + 1,2Q_{\text{Trafikk}} + 0,8(Q_{\text{Temp}} + Q_{\text{Vind m/trafikk}})$$

$$1,0P + 1,0D + 0,8Q_{\text{Temp}} + 0,8(Q_{\text{Trafikk}} + Q_{\text{Vind m/trafikk}})$$

$$1,0P + 1,0D + 1,3Q_{\text{Vind m/trafikk}} + 0,8(Q_{\text{Trafikk}} + Q_{\text{Temp}})$$

Der

P = Permanent last

D = Deformasjonslast

Q = Variabel last

3.3.2 Bruksgrensetilstand

I denne tilstanden skal det påvises at konstruksjonen, for sin brukstid, tilfredsstiller krav knyttet til dens bruk og formål. Krav til bruksgrensetilstanden skal også sikre konstruksjonens bestandighet [16]. Dersom det i forbindelse med brukklassifisering stilles spesielle bruksgrensekraav skal bruksgrensetilstanden kontrolleres for kombinasjonene a) og b), med faktorer som gitt i Tabell 16 [2].

- **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 overskrides mer enn 100 ganger i konstruksjonens levetid, og anvendes for rissviddekontroll av betongkonstruksjoner og for kontroll av typiske deformasjoner og forskyvninger.

Tabell 16: Lastfaktorer for bruksgrensetilstand [2]

Kombinasjon	Permanente laster	Deformasjonslaster	Variable laster, Q		
			Trafikklast, T	Naturlast, E	Ballast etc. L
a)	1,0	1,0	$Q_1 + 0,7 \cdot \sum Q_n$		1,0
b)	1,0	1,0	$\Psi_1 \cdot Q_1 + 0,7 \cdot \sum \Psi_1 \cdot Q_n$		

Kombinasjonsfaktoren (Ψ_1) er gitt i Tabell 17.

Tabell 17: Kombinasjonsfaktorer [2]

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

3.3.2.1 Rissviddekontroll

For bruer med planlagt restlevetid mindre eller lik 25 år er rissviddekontroll normalt unødvendig også med kloridbelastning. Det samme gjelder når planlagt restlevetid er større enn 25 år og kloridbelastningen er liten eller neglisjerbar [2].

Ved middels eller høy kloridbelastning og planlagt restlevetid større enn 25 år bør rissvidden vurderes for følgende elementer med hensyn til bestandighet:

- Slakkarmerte bjelker
- Bjelker med førspent armering med direkte heft til betongen (for eksempel NIB-bjelker), og overdekning i størrelsesorden lik slakkarmeringen
- Brudekker med slitelag uten membran

For øvrige konstruksjonselementer stilles det normalt ikke krav til rissvidder. Rissviddekontroll for elementene nevnt over, kan sløyfes hvis utnyttelsen i bruddgrensetilstanden ikke overskrider 90 % av armeringskapasiteten [2].

4 MODELLERING I NOVAFRAME

Dette kapittelet omhandler programvaren benyttet for modellering av bruene. Beskrivelsene av de ulike funksjonene er i tråd med NovaFrames brukerveiledning [15].

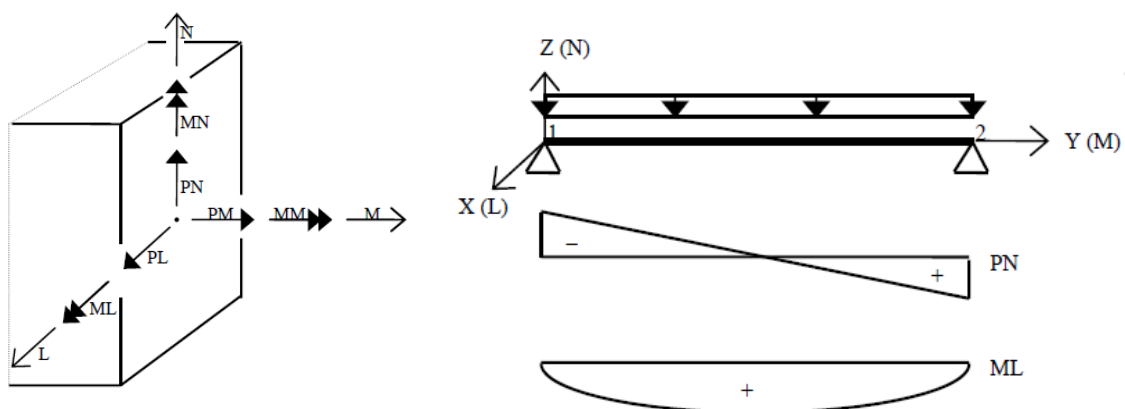
NovaFrame versjon 5 er en programvare utviklet og tilgjengeliggjort av Aas Jakobsen, et ledende rådgiverselskap innen bygg og anlegg med spesialkompetanse på byggeteknikk.

NovaFrame er et program for statiske og dynamiske analyser av tredimensjonale rammekonstruksjoner basert på elementmetoden (Finite Element Method). Denne metoden er en numerisk løsningsmetode for problemer som matematisk lar seg beskrive av partielle differensialligninger og integralligninger. I følge Aas Jakobsen, er NovaFrame et allsidig program for mange ulike analyseoppgaver, og er spesielt godt egnet for modellering av brukonstruksjoner.

Informasjon overføres til modellen ved å plote verdier og kommandoer i dialogbokser, som videre genererer tekstfiler som er selve kodene for programmet, og som danner grunnlaget for modellen. Dialogboksene er et hjelpemiddel som gjør det lettere for brukeren av programmet å se hvilken input man trenger i de ulike stegene i oppbyggingen av modellen. Programvaren er bygget opp slik at det er enkelt å gjøre endringer i en input-fil om nødvendig.

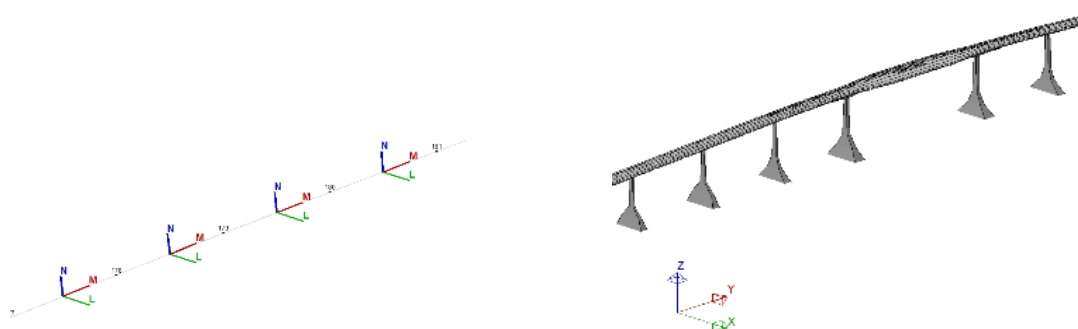
4.1 Koordinatsystem

NovaFrame benytter to typer koordinatsystem, det globale XYZ-systemet og det lokale LMN-systemet. I det globale koordinatsystemet bestemmes noder, grensebetingelser og forskyvinger. I det lokale koordinatsystemet bestemmes konstruksjonens tverrsnitt og snittkrefter. Figur 15 illustrerer de to systemene og viser positiv retning for snittkreftene.



Figur 15: Det lokale (venstre) og det globale (høyre) koordinatsystemet [15]

Figur 16 viser det lokale og det globale systemet modellert i NovaFrame-modellen.



Figur 16: Det lokale (venstre) og det globale (høyre) systemet modellert i NovaFrame

4.2 Referanselinjer og aksesystem

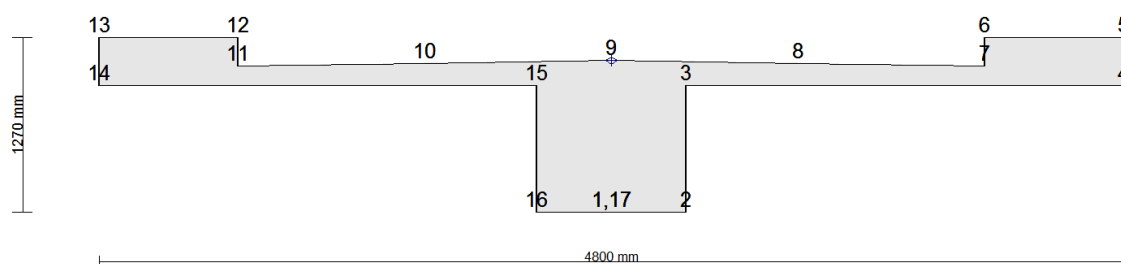
Det finnes to ulike metoder for å bygge opp en modell i NovaFrame. Den ene metoden benytter koordinatbestemte noder og brukes ved enkle analyser av bjelker og søyler. Når man skal modellere store komplekse konstruksjoner er det lurt å benytte seg av den andre metoden, som er å definere referanselinjer. Referanselinjer er geometriske linjer som kan ha både horisontal- og vertikalkurvatur og man kan tilegne dem noder, elementer og tverrsnitt for å definere både veibane og pilarer på en oversiktlig måte.

Det er definert 20 referanselinjer i modellen. Den første ligger i senterlinjen av veibanen og definerer bruas hovedgeometri. De resterende ligger i senter av hver søyle. Samtidig er det definert totalt 21 akser i modellen. Akse 1 er i landkaret på Bergsøya og akse 21 er i landkaret på Nerlandsøya. Aksene gjør modellen mer oversiktlig og er hendig ved utplassering av noder. Brua er modellert med en rettlinjert horisontalgeometri. Mellom akse 1 og 9, og 12 og 21 har brua en vertikalkurvatur med stigning på 1:12. I hovedspennet og de to tilstøtende spennene, fra akse 9 til akse 12, har brua en vertikalkurvatur med radius på 600 m.

4.3 Tverrsnitt

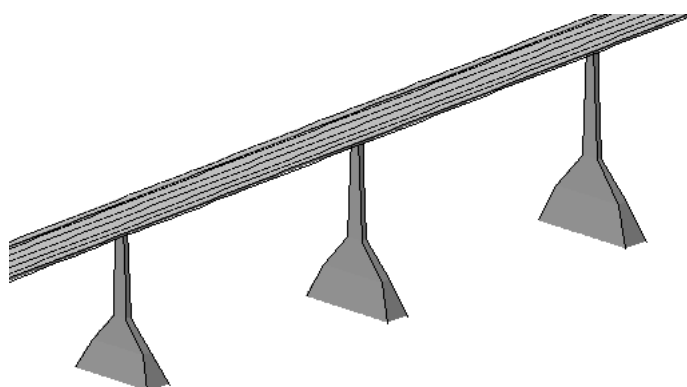
Konstruksjonens tverrsnitt defineres i input-boksen «Cross sections», og bestemmes ved å velge forhåndsdefinerte eller egendefinerte tverrsnitt. Forhåndsdefinerte tverrsnitt er typisk rektangulære og sirkulære tverrsnitt, hvor dimensjonene er ukjente parametere. Søylene har et rent rektangulært tverrsnitt, slik at det her kan benyttes forhåndsdefinert utforming. For bruoverbygningen, hvor tverrsnittsformen er mer komplisert, er det valgt å benytte egendefinerte tverrsnitt. Hvert tverrsnitt har et unikt nummer som viser til tverrsnittets plassering langs konstruksjonens referanselinjer.

Brubanens tverrsnitt angis ved hjelp av punkter under «Points». Her starter man i punkt 1 og angir koordinater ut fra dette punktet, i klokkeretning. Når man er kommet helt rundt og er tilbake der man startet er tverrsnittet ferdig. Hvert tverrsnitt består av til sammen 17 punkter som illustrert på Figur 17. Tverrsnittet er plassert langs med brubanens referanselinje, gjennom punkt 9.



Figur 17: Tverrsnitt akse 5 til 9. Utklipp fra NovaFrame-modell

Søylenees tverrsnitt angis i «Dimensions» ved å definere lengde og bredde av rektangelet. Ved å koble opp denne tverrsnittgeometrien med kotehøyder langs referanselinjer, fås søyleutformingene som vist på Figur 18.



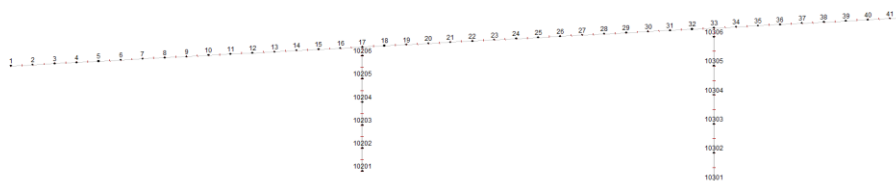
Figur 18: Søylar med rektangulært tverrsnitt

4.4 Noder og element

En fullstendig modell innebærer at konstruksjonen deles inn i noder og elementer. Elementer er rette linjer som kobler nodene sammen. Dette gjøres i input-boksen for «Geometry input».

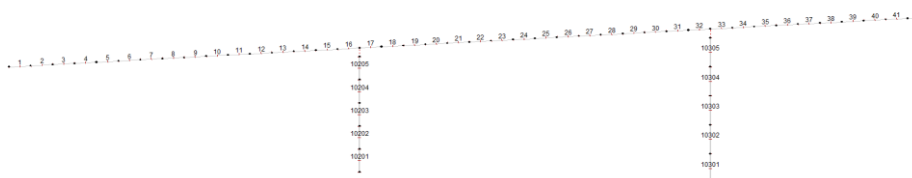
For brubanen er det valgt å definere noder ved å sette dem ut langs brubanens referanselinje. Her velges ønskelig antall noder som skal plasseres mellom profilnumrene for brubanen, og er nummerert fra 1 til 405. Med et increment på 1 m er det satt ut en node hver meter langs brubanen. Dette stemmer overens med bruens lengde og profilnumre, slik at det er enkelt å navigere seg langs bruens lengderetning.

For søylene er det valgt å definere noder ved å sette dem ut langs søylenes akser. Det er også valgt å plassere likt antall noder på hver av søylene, hvor nodene automatisk fordeler seg jevnt over søyleaksens høyde. Siden bruens søyler har varierende høyder, vil lengden mellom nodene variere for de ulike søylene. Nummereringen av nodene er gjort med hensyn til at det skal være enkelt å spesifisere hvor på søylen og hvilken søyle man opererer med. Figur 19 viser nodenummerering for både brubane og søyler.



Figur 19: Nummerering av noder

Elementer generes i modellen ved å angi plasseringen av de ulike elementene mellom nodene, og elementer som er tilknyttet referanselinjer blir her koblet til modellen. Ved å plassere et element mellom hver node, kobles nodene sammen. Hvert element er 1 meter, lik avstanden mellom nodene. Figur 20 viser elementnummerering for både brubane og søyler.



Figur 20: Nummerering av element

NovaFrame har ingen grense for hvor mange noder og elementer man ønsker å generere i modellen. Jo flere noder og elementer modellen består av, jo mer nøyaktig resultater og lastutplassering oppnår man. Antall noder og element begrenses likevel av datamaskinens minne, og ved for stor nøyaktighet kan man risikere at programmet går svært sakte. Valget

av noder og elementer er dermed vurdert som fornuftig med tanke på ønsket nøyaktighet og tilgjengelig utstyr for den aktuelle analysen.

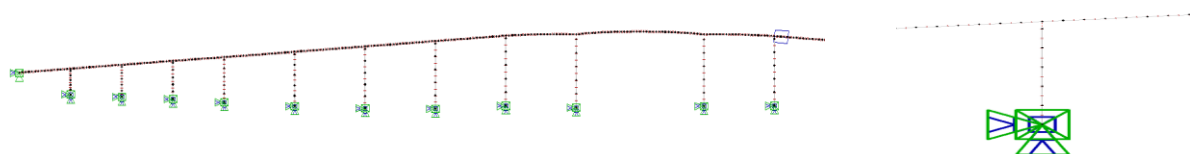
Ved å gruppere noder og element ved hjelp av et godt nummereringssystem, får man en oversiktlig modell og bedre kontroll på utdata. Ved å skille på brubane og de ulike søylene ved hjelp av nummer, er det lettere å vite hvor på konstruksjonen man er. Med 405 noder får man 404 elementer langs brubanen, og med 6 noder per søyle får man 5 elementer på hver søyle. Tabell 18 viser valgt nummerering for denne NovaFrame-modellen.

Tabell 18: Nummerering av noder og elementer

Konstruksjonsdel	Nodenummer (fra – til)	Elementnummer (fra – til)
Brubane	1-405	1-404
Søyle Akse 2	10201-10206	10201-10205
Søyle Akse 3	10301-10306	10301-10305
Søyle Akse 4	10401-10406	10401-10405
Søyle Akse 5	10501-10506	10501-10505
Søyle Akse 6	10601-10606	10601-10605
Søyle Akse 7	10701-10706	10701-10705
Søyle Akse 8	10801-10806	10801-10805
Søyle Akse 9	10901-10906	10901-10905
Søyle Akse 10	101001-101006	101001-101005
Søyle Akse 11	101101-101106	101101-101105
Søyle Akse 12	101201-101206	101201-101205
Søyle Akse 13	101301-101306	101301-101305
Søyle Akse 14	101401-101406	101401-101405
Søyle Akse 15	101501-101506	101501-101505
Søyle Akse 16	101601-101606	101601-101605
Søyle Akse 17	101701-101706	101701-101705
Søyle Akse 18	101801-101806	101801-101805
Søyle Akse 19	101901-101906	101901-101905
Søyle Akse 20	102001-102006	102001-102005

4.5 Randbetingelser

Fanen «Boundaries» benyttes for å beskrive grensebetingelsene til modellen. I NovaFrame er søylene på bruene modellert som fast innspent i bunn. Toppen av søylene er koblet sammen med bruoverbygningen ved å velge «Master-Slave» kobling. En slik kobling vil beskrive en stiv forbindelse korrekt. Ved landkar i Akse 1 er brubjelken satt fri til å rotere om lengderetning av brua. Ved landkar Akse 21 er brubjelken satt fri til å forskyve seg i og rotere seg om lengderetning av brua. I Akse 12 er bruoverbygningen leddet. Figur 21 viser bruens grensebetingelser fra Akse 1 til 12, samt et nærbilde av fastlager i Akse 2.



Figur 21: Til venstre: Viser bruens grensebetingelser fra akse 1 til akse 12. Til høyre: Nærbilde av fastlager i akse 2.

4.6 Designsnitt

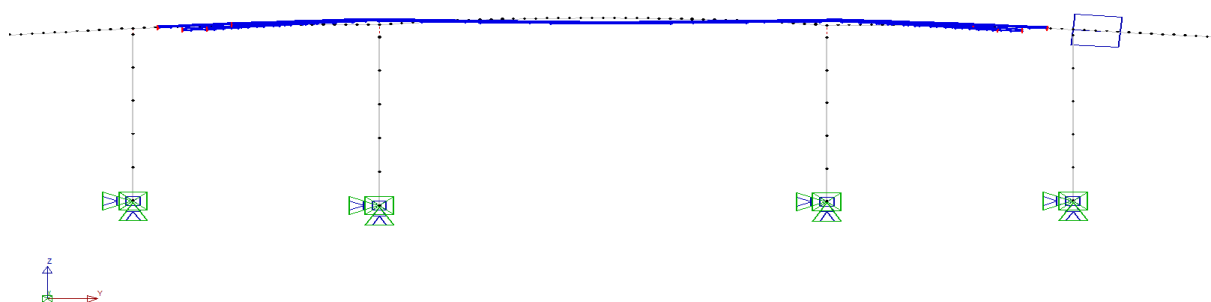
I fanen «Design section» definerer man hvor mange designsnitt det er ønskelig å ha i hvert element. Det er i disse snittene man senere henter ut de aktuelle snittkreftene for modellen. Figur 22 viser med små strek at det for denne modellene er valgt tre snitt per element; ett i første og siste node, og ett på midten av elementet. Dette gir et snitt hver 0,5 m langs brubanens referanselinje og søylenes akselinje.



Figur 22: Design snitt i elementene og nummererte noder

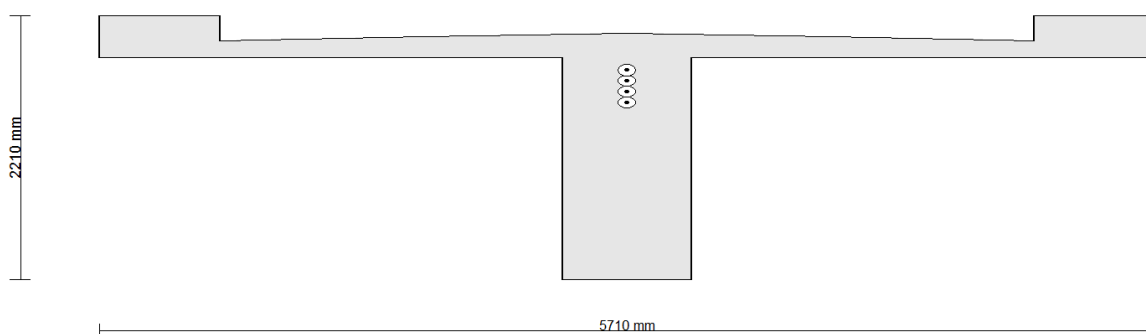
4.7 Spennkabler

I NovaFrame er det mulig å definere spennkabler for etteroppspente betongkonstruksjoner. Spennkablernes geometriske utstrekning er bygd opp av en sekvens av kurvaturer som består av 3. grads polynomer. Figur 23 viser spennkablernes plassering i lengderetning mellom Akse 9 og 12.



Figur 23: Spennarmeringens plassering mellom akse 9 og 12

Det er valgt å modellere spennkablene gruppevis. I virkeligheten, som vist på ferdigbrutegningene i Vedlegg A, ligger spennkablene i fire høyder med fire kabler i hver høyde. I modellen grupperes de fire kablene i hver høyde sammen og plasseres i senter av bruoverbygningen. Dette er illustrert i Figur 24, som viser tverrsnittet til bruoverbygningen til høyre for akse 10.



Figur 24: Spennarmeringens plassering i tverrsnittet i til høyre for akse 10 (Profilnummer 211)

4.8 Laster i NovaFrame

Laster i NovaFrame-modellen er spesifisert i input-boksen «Load input». Her defineres blant annet hvilke element den aktuelle lasten skal virke på, størrelse, utstrekning og lasttype. Programmet har mange forhåndsinnstilte spesifikasjoner for statiske variable- og permanente laster.

4.8.1 Egenlast

Konstruksjonens egenlast er modellert som lasttype «Dead Weight». NovaFrame beregner egenvekt basert på tyngdetettheten og tverrsnittsgeometrien til hvert av elementene i modellen.

Mer om beregning av de ulike egenlastene omtales i Kapittel 3, *Laster og lastkombinasjoner*.

4.8.2 Trafikklast

NovaFrame har en funksjon med forhåndsdefinerte kombinasjoner av linjelaster og punktlaster som representerer trafikklast. Her kan programmet automatisk beregne den mest ugunstige plasseringen av trafikklaster samt snittkreftene som opptrer.

Det er likevel valgt å plassere trafikklastene manuelt inn i programmet som jevnt fordelte laster og punktlaster. Dette er for å oppnå lastplassering og –utstrekning, samt lasttilfeller i tråd med Statens Vegvesens Håndbok R412 Bruklassifisering [2].

For å få ut nødvendige resultater med hensyn til kapasitetsberegninger, plasseres de kritiske lasttilfellene for lastsituasjonen bestemt i R412. Bestemmelse av kritisk lastplassering omtales i Kapittel 5, *Kapasitetsberegning i bruddgrensetilstanden*.

For å bestemme kritisk lastplassering av trafikklastene er det benyttet rammeprogrammet Frame Analysis Program (FAP). FAP er et todimensjonalt analyseprogram for rammekonstruksjoner utviklet gjennom et samarbeid mellom studenter ved Institutt for Konstruksjonsteknikk ved NTNU og professor Kolbein Bell, og egnet seg godt for testing av ulike lastplasseringer. Sammen med håndberegninger gav dette en god vurdering av kritisk trafikklastplassering.

De horisontale trafikklastene opptrer bare med de tilhørende vertikale trafikklastene. Bremselast og sidelast virker i henholdsvis M- og L-retning, og skal legges inn som punktlaster der det vil være kritisk for det snittet som vurderes. Det er i denne oppgaven ikke tatt hensyn til effekten av de horisontale trafikklastene.

4.8.3 Vindlast

NovaFrame kalkulerer vindlaster etter den gamle norske standarden NS 3491-4, som ble tilbaketrasket i mars 2010. Det er derfor valgt å benytte egne utregninger for vindlaster i henhold til EK1-1-4 [7], og disse modelleres i NovaFrame som jevnt fordelte laster i x-, y- og z-retning.

4.8.4 Temperaturlast

Temperaturstigning og temperaturgradient beregnet i Kapittel 3.2.4 *Temperaturlast* legges inn i LOADINS med verdi lik 1,0. De ulike temperaturkombinasjonene skjer senere i modelleringen, hvor kombinasjoner for samtidighet av jevnt fordelte temperaturandeler og temperaturdifferanser etter EK1-1-5: 6.1.5 [8] legges inn. Dette skjer ved å legge inn alle de åtte temperaturkombinasjonene i SORTCOMB, hvor kommandoen WORST alltid velger ut den mest ugunstige kombinasjonen av temperaturvirkningene. Ifølge NovaFrames brukerguide [15] er den termiske koeffisienten for betong satt til defaultverdien α lik 10^{-5} m/°C. Se Kapittel 3.2.4 og Vedlegg G for beregning av temperaturlast.

4.8.5 Kryplast

Påkjening på konstruksjonen på grunn av kryp føres inn i modellen ved hjelp av krypkombinasjoner og kryplast i CREEPCOMB og CREEPLC. I CREEPCOMB angis hvilke laster som skal inngå i krypberegningen og i CREEPLC plottes kryptallet, som kobles til den aktuelle krypkombinasjonen. Beregning av kryptall er forklart i Kapittel 3.2.5.3. *Kryp*.

4.8.6 Svinn

NovaFrame kalkulerer ikke svinntøyning for konstruksjonen. Svinntøyning etter 100 år er derfor beregnet og ført manuelt inn som et eget lasttilfelle i modellen. Svinn legges inn som tøyning i promille med negativt fortegn. Negativt fortegn angir at svinnet gir en kontraksjon i brubanen.

Beregninger for svinntøyning er forklart i Kapittel 3.2.5.4 *Svinn*.

4.8.7 Spennkraft

For spennarmering er de aktuelle lasttilfellene tvangskrefter på grunn av fastholding, og krefter ved full oppspenning.

Ifølge NovaFrames brukerveiledning er den mest vanlige fremgangsmåten å benytte alternativet med tvangskrefter i spennarmering. Det er dermed denne som blir inkludert i de ulike lastkombinasjonen som omtales senere i dette kapittelet.

4.9 Lastkombinering

Siden byggefaser ikke er aktuelt for denne modellen får man et enkelt oppsett med bare en analyse. Når geometrien, materialegenskaper og laster i modellen er definert kan analysen kjøres ved å trykke «Solve», og modellen er klar for lastkombinering.

I bruddgrensetilstanden kombineres lastene som beskrevet i Kapittel 3, *Laster og lastkombinasjoner*.

SORTCOMB er en kommando som gir brukeren muligheten til å kombinere de ulike lastene og lastkombinasjonene sammen, med de tilhørende lastfaktorene. Det finnes flere metoder for kombinering, men for dette tilfellet benyttes kun ADD og WORST. Med ADD vil NovaFrame legge til alle laster og lastkombinasjoner som inkluderes, og benyttes for eksempel for egenlast. WORST velger ut den minst gunstige lastkombinasjonen, og benyttes for eksempel ved spennkraft som kan ha to ulike lastfaktorer, 1,0 og 0,9. Begge faktorene legges inn, og NovaFrame velger selv ut den minst gunstige virkningen. Det er valgt å først sortere de lastene som opptrer sammen. Ønskede resultater er med hensyn til kapasitetskontroll for feltmoment, støttemoment, skjær og torsjon. På grunn av svært mange muligheter for trafikklastplassering sorteres det videre med hensyn til de ulike kapasitetskontrollene, for samtlige felt. Dette gir en stor input-fil for SORTCOMB, og det er viktig å holde god oversikt og nøyaktighet. Til slutt velges det mest kritiske lasttilfellet for hvert felt og kapasitetskontroll ved hjelp av kommandoen WORST i SORTCOMB.

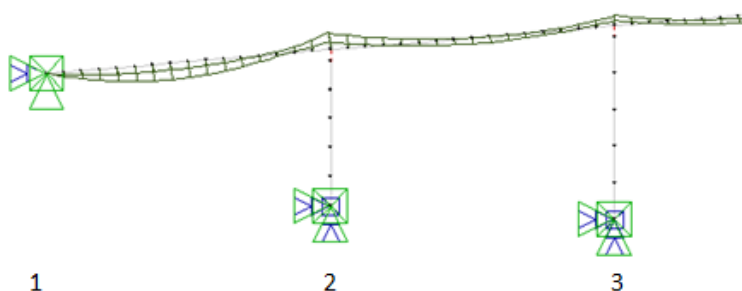
Kommandoen SORTLINE benyttes for å beregne resultatet av inputverdiene i SORTCOMB. SORTLINE gjør at brukeren kan bestemme de største opptredende kreftene for hvert snitt i det elementet man ønsker. Her spesifiseres det elementet som ligger nærmest det snittet man ønsker å se nærmere på.

4.10 Resultater

I dette kapitlet presenteres de dimensjonerende moment- og skjærkraftdiagrammene fra analysen i NovaFrame. De ulike lastbidragene og lastfaktorene (γ), som er kritisk for de ulike tilfellene, gis i Vedlegg B.

4.10.1 Dimensjonerende feltmoment i akse 1 til 4

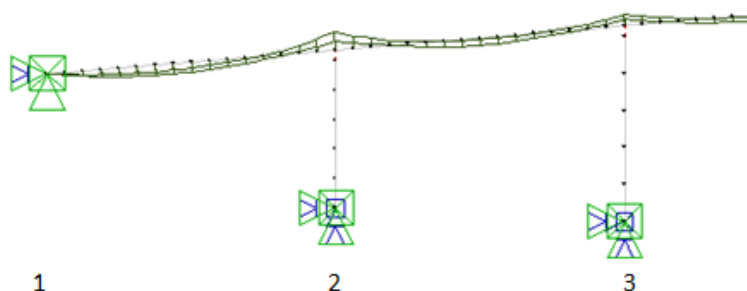
Dimensjonerende feltmoment er innhentet i feltet mellom akse 1 og 2, i element nummer 8. Figur 25 viser momentdiagrammet fra NovaFrame for maksimalt feltmoment i akse 1 til 4.



Figur 25: Dimensjonerende feltmoment mellom akse 1 og 4: $M_f = 2270,0$ [kNm]

4.10.2 Dimensjonerende støttemoment i akse 1 til 4

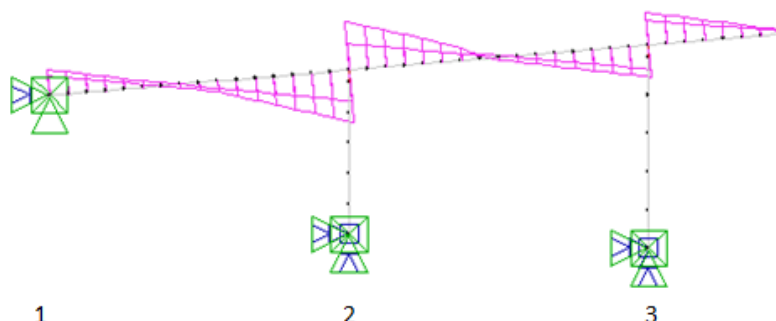
Dimensjonerende støttemoment er innhentet over støtte i akse 2, i element nummer 16. Figur 26 viser momentdiagrammet fra NovaFrame for maksimalt støttemoment i akse 1 til 4.



Figur 26: Dimensjonerende støttemoment for akse 1 til 4: $M_f = -2455,0$ [kNm]

4.10.3 Dimensjonerende skjærkraft i akse 1 til 4

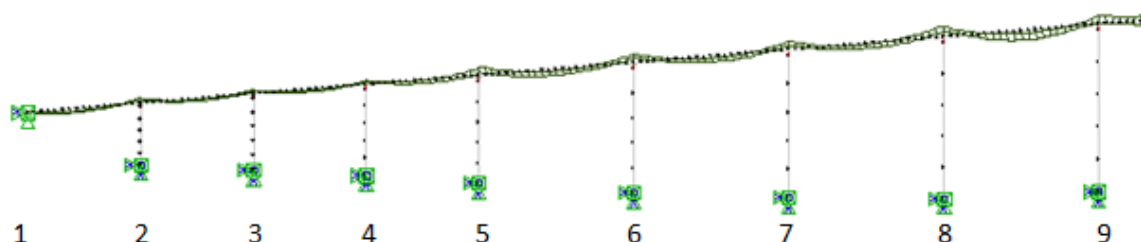
Dimensjonerende skjærkraft er innhentet i avstand d fra støtte i akse 2, i element nummer 16. Figur 27 viser skjærkraftdiagrammet fra NovaFrame for maksimal skjærkraft i akse 1 til 4.



Figur 27: Dimensjonerende skjærkraft i akse 1 til 4: $V_f = 893,1$ [kN]

4.10.4 Dimensjonerende feltmoment i akse 5 til 9

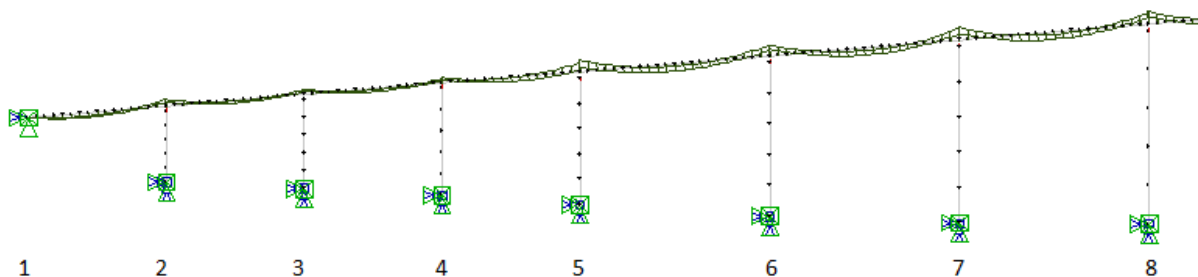
Dimensjonerende feltmoment er innhentet i felt mellom akse 8 og 9, i element nummer 141. Figur 28 viser momentdiagrammet fra NovaFrame for maksimalt feltmoment i akse 5 til 9.



Figur 28: Dimensjonerende feltmoment mellom akse 5 og 9: $M_f = 3291,4$ [kNm]

4.10.5 Dimensjonerende støttemoment i akse 5 til 8

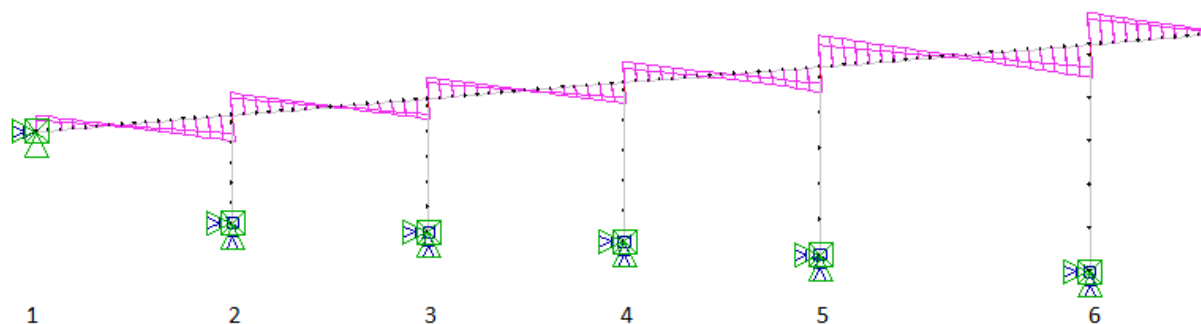
Dimensjonerende støttemoment er innhentet over støtte i akse 7, i element nummer 108. Figur 29 viser momentdiagrammet fra NovaFrame for maksimalt støttemoment i akse 5 til 8.



Figur 29: Dimensjonerende støttemoment mellom akse 5 og 8: $M_f = -3634,2$ [kNm]

4.10.6 Dimensjonerende skjærkraft i akse 5 til 8

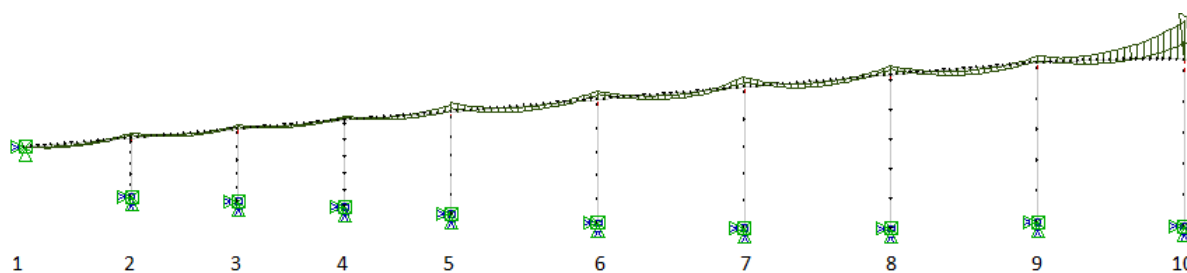
Dimensjonerende skjærkraft er innhentet i avstand d fra støtte i akse 6, i element nummer 88. Figur 30 viser skjærkraftdiagrammet fra NovaFrame for maksimal skjærkraft i akse 5 til 8.



Figur 30: Dimensjonerende skjærkraft i akse 5 til 8: $V_f = -1103,9$ [kN]

4.10.7 Dimensjonerende feltmoment i akse 9 til 10

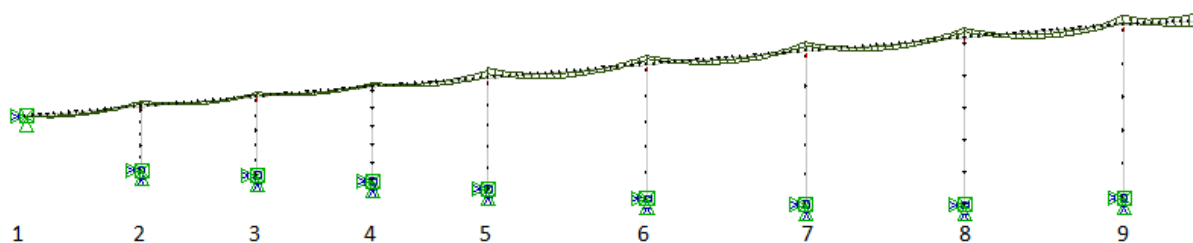
Dimensjonerende feltmoment er innhentet i felt mellom akse 9 og 10, i element nummer 163. Figur 31 viser momentdiagrammet fra NovaFrame for maksimalt feltmoment i akse 9 til 10.



Figur 31: Dimensjonerende feltmoment mellom akse 9 og 10: $M_f = 2481,7$ [kNm]

4.10.8 Dimensjonerende støttemoment i akse 9

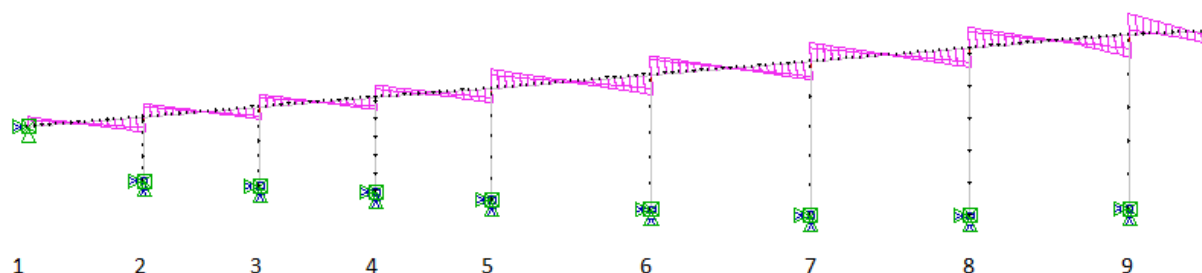
Dimensjonerende støttemoment er innhentet over støtte i akse 9, i element nummer 152. Figur 32 viser momentdiagrammet fra NovaFrame for maksimalt støttemoment i akse 9.



Figur 32: Dimensjonerende støttemoment i akse 9: $M_f = -2986,5$ [kNm]

4.10.9 Dimensjonerende skjærkraft i akse 9

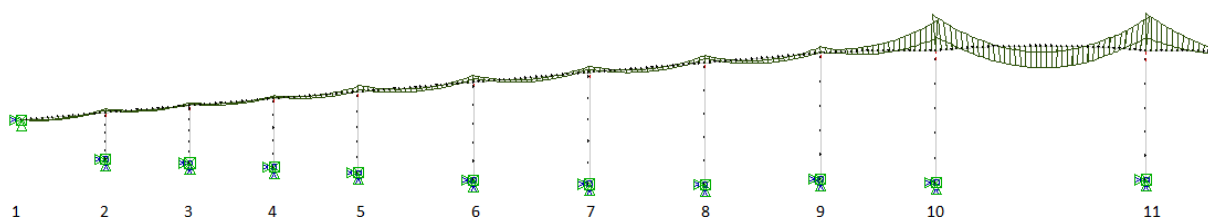
Dimensjonerende skjærkraft er innhentet i avstand d fra støtte i akse 9, i element nummer 154. Figur 33 viser skjærkraftdiagrammet fra NovaFrame for maksimal skjærkraft i akse 9.



Figur 33: Dimensjonerende skjærkraft i akse 9: $V_f = -899,4$ [kN]

4.10.10 Dimensjonerende feltmoment i akse 10 til 11

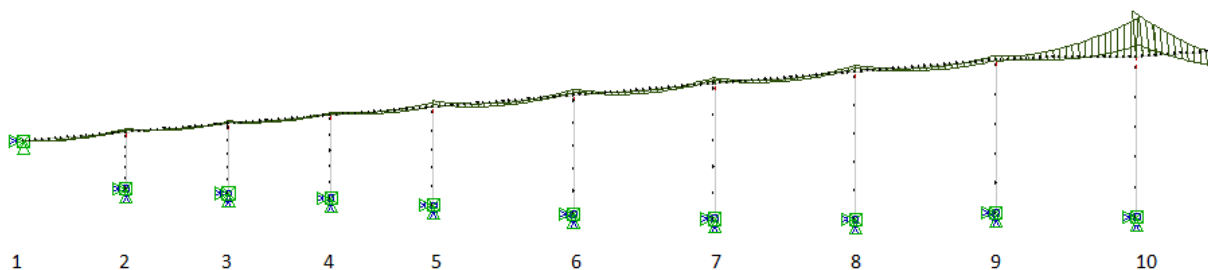
Dimensjonerende feltmoment er innhentet i felt mellom akse 10 og 11, i element nummer 194. Figur 34 viser momentdiagrammet fra NovaFrame for maksimalt feltmoment i akse 9 til 10.



Figur 34: Dimensjonerende feltmoment mellom akse 10 og 11: $M_f = 12361,7$ [kNm]

4.10.11 Dimensjonerende støttemoment i akse 10

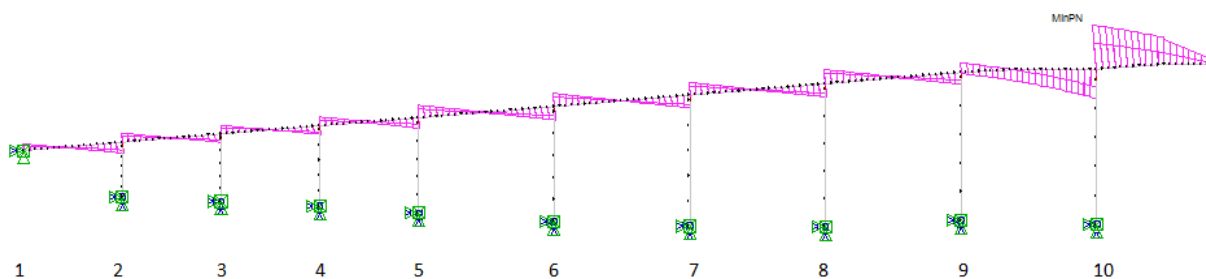
Dimensjonerende støttemoment er innhentet over støtte i akse 10, i element nummer 174. Figur 35 viser momentdiagrammet fra NovaFrame for maksimalt støttemoment i akse 10.



Figur 35: Dimensjonerende støttemoment i akse 10: $M_f = -19904,1$ [kNm]

4.10.12 Dimensjonerende skjærkraft i akse 10

Dimensjonerende skjærkraft er innhentet i avstand d fra støtte i akse 10, i element nummer 177. Figur 36 viser skjærkraftdiagrammet fra NovaFrame for maksimal skjærkraft i akse 10.



Figur 36: Dimensjonerende skjærkraft i akse 10: $V_f = -2545,5$ [kN]

4.11 Sammenligning og verifikasjon

Analyseresultatene fra NovaFrame benyttes videre i kapasitetskontroll av bruas overbygning. Det er derfor ønskelig å kontrollere programmets beregninger, og videre i kapittelet følger verifikasjon av noen lasttilfeller. Det er tidligere blitt skrevet to masteroppgaver om Nerlandsøybrua, og resultater fra disse oppgavene blir benyttet. Anda et al. [41] utførte sine analyser i NovaFrame, mens Munthe-Kaas [40] benyttet seg av programmet Focus. Rambøll [12] har også noen resultater fra NovaFrame som det kan sammenlignes med.

4.11.1 Sammenligning med Focus-modell

Resultater fra årets NovaFrame-modell blir i Tabell 19 sammenlignet med Munthe-Kaas sine Focus-resultater.

Tabell 19: Verifikasjon ved sammenligning av årets NovaFrame-modell og Focus-modell

	Årets NovaFrame- modell	Focus-Modell	Avvik
Feltmoment akse 1 – 4 [kNm]	2 270	2 200	3 %
Feltmoment akse 10 – 11 [kNm]	12 360	9 930	20 %
Støttemoment akse 1 – 4 [kNm]	-2 460	-2 270	8 %
Støttemoment akse 10 – 11 [kNm]	-19 900	-17 570	12 %
Skjær akse 1 – 4 [kNm]	890	760	14 %
Skjær akse 10 – 11 [kNm]	2 550	2 170	15 %

Fra Tabell 19 ser man at de største avvikene er i hovedfeltet, som er spennarmert. Det er ingen mulighet for å legge inn spennarmering i Focus-modellen. Virkningen fra denne er beregnet for hånd og lagt inn som ytre last. NovaFrame beregner lastvirkningen på bakgrunn av den innlagte spennarmeringen i modellen, og medregner også tap av forspenningskraft. NovaFrame-modellen har også tatt hensyn til flere laster enn hva Focus-modellen har.

4.11.2 Sammenligning med NovaFrame-modell

Både Rambøll og Anda et al. har modellert brua i NovaFrame. Resultatet fra deres analyser vil her bli sammenlignet med resultater fra årets NovaFrame-modell.

4.11.2.1 Sammenligning av resultater med Rambølls NovaFrame-modell

Rambøll betrakter kun felt- og støttemoment for hovedspennet i sin modell, og gir dermed en mindre fullstendig vurdering av brua. Tabell 20 gir en oppsummering av resultatene fra årets modell og Rambølls modell.

Tabell 20: Verifikasjon ved sammenligning av årets og Rambølls NovaFrame-modell

	Årets modell	Rambølls modell	Avvik
Feltmoment akse 10-11 [kNm]	12 360	10 330	16 %
Støttemoment akse 10 [kNm]	22 630	21 840	3,5 %

Det største avviket ligger på 16 % for feltmoment mellom akse 10 og 11, hvor brua er spennarmert.

For en ekstra verifikasjon er det valgt å sammenligne verdier fra et enkelt lasttilfelle. I Tabell 21 oppsummeres resulterende feltmoment og støttemoment for bruens egenvekt.

Tabell 21: Verifikasjon ved sammenligning av årets og Rambølls NovaFrame-modell for enkelt lasttilfelle

	Årets modell	Rambølls modell	Avvik
Feltmoment for egenvekt akse 10 – 11 [kNm]	3 807,5	4 005,7	-4,9%
Støttemoment for egenvekt akse 10 [kNm]	-12 380,4	-13 341,7	7,2%

Av Tabell 21 ser man at avvikene er små med hensyn til egenvekten mellom de to modellene.

4.11.2.2 Sammenligning med NovaFrame-modell av Anda et al.

Anda et al. sin modellering i NovaFrame gir et langt større sammenligningsgrunnlag. Sammenligning av deres modell fra i fjor og årets modell er oppsummert i Tabell 22.

Tabell 22: Verifikasjon ved sammenligning av årets og Anda et al. sin NovaFrame-modell

Feltmoment [kNm]	Årets modell	Modell av Anda et al.	Avvik
Akse 1 – 4	2 270	2 200	3,0 %
Akse 4 – 5	1 710	1 600	6,4 %
Akse 5 – 9	3 290	3 210	2,4 %
Akse 9 – 10	2 480	2 360	4,8 %
Akse 10 – 11	12 360	11 180	9,5 %
Støttemoment [kNm]	Årets modell	Modell av Anda et al.	Avvik
Akse 1 – 4	2 460	2 490	-1,2 %
Akse 5 – 8	3 630	3 590	1,1 %
Akse 9	2 990	2 560	14,4 %
Akse 10	19 904	22 320	-10,8 %
Akse 11	22 630	18 030	20,3 %
Skjær [kN]	Årets modell	Modell av Anda et al.	Avvik
Akse 1 – 4	890	930	-4,3 %
Akse 5 – 8	1 100	1 070	2,7 %
Akse 9	900	850	5,6 %
Akse 10	2 550	1 990	22,0 %
Akse 11	2 460	1 870	24,0 %

Det kommer tydelig frem av Tabell 22 at de største avvikene er som oftest i forbindelse med området fra akse 9 til 12, som er spennarmert.

For en ekstra verifikasjon er det valgt å sammenligne verdier fra et enkelt lasttilfelle. I Tabell 23 oppsummerer resulterende feltmoment, støttemoment og skjærkraft for bruas egenvekt.

Tabell 23: Verifikasjon ved sammenligning av årets og Anda et al. sin NovaFrame-modell for enkelt lasttilfelle

Feltmoment fra egenvekt [kNm]	Årets modell	Modell av Anda et al.	Avvik
Akse 1-4	1056,0	997,9	5,5%
Akse 4-5	368,7	330,0	10,5%
Akse 5-9	1 390,3	1 206,8	13,2%
Akse 9-10	-1 714,5	-1 995,2	-14,1%
Akse 10-11	3 807,5	3 839,0	-0,8%
Støttemoment fra egenvekt [kNm]	Årets modell	Modell av Anda et al.	Avvik
Akse 1-4	-1 492,3	-1 422,7	4,7%
Akse 5-8	-2 054,5	-1 960,9	4,6%
Akse 9	-1 031,3	-1 100,4	-6,3%
Akse 10	-12 380,4	-13 335,6	-7,2%
Akse 11	-13 767,9	-12 118,0	12%
Skjær fra egenvekt [kN]	Årets modell	Modell av Anda et al.	Avvik
Akse 1-4	490,9	492,8	-0,4%
Akse 5-8	-618,8	-575,6	6,7%
Akse 9	-168,5	-176,3	-4,4%
Akse 10	-1504,5	-1 526,0	-1,4%
Akse 11	1530,3	1 552,6	-1,4%

Av Tabell 23 ser man at avvikene er generelt mindre for lasttilfellet med bare egenvekt.

4.11.3 Oppsummert

Avvik opp til 10 % anses som tilfredsstillende, og man kan konkludere med at NovaFrame analyserer lasttilfellene på ønsket måte. Avvik helt oppe i 20 % forekommer for snitt som er spennarmert. Dette tyder på at spennarmeringen er modellert forskjellig for de tre modellen. Dette kommer trolig av at det er manglende informasjon i bruas tegningsgrunnlag angående føringen av kablene i tverrsnittet. Brukerne av analyseprogrammene må dermed gjøre individuelle antagelser og valg angående føring og geometri av spennarmeringen, som fører til store avvik i resulterende krefter.

Avvikene for det enkle lasttilfellet med bare egenvekt er langt mindre. Dette tyder igjen på at den store forskjellen i modelleringene ligger i føring av spennkabler. Avvik for egenvekt-tilfellet kan forklares med ulike forenklinger med hensyn til betongtverrsnittets geometri. Rambøll har for eksempel i sin NovaFrame-modell valgt å ha lik tykkelse på platen for hele lengden av bruene, mens årets NovaFrame-modell har lagt inn nøyaktig geometri i henhold til tegningsgrunnlaget.

Andre faktorer som kan ha innvirkning på det endelige resultatet av analysen kan være ulikheter i randbetingelser. Fugen er modellert som leddet og søylene er fast innspent i bunn i alle tre modellene, men grensebetingelsene i landkarene varierer noe.

Tap av forspenningskraft er modellert forskjellig i alle tre modellene. Årets modell har benyttet seg av kurve b) *naturhardt stål*, mens modell av Anda et al. har brukt kurve c) *patentert, trukket, ikke anløpt stål* i Figur 1 i NS 3473 [4]. Tap av forspenningskraft ble beregnet til 25 %, men i årets modell ble det kun tatt hensyn til 5 % tap, og forspenningskraften er dermed modellert med en faktor på 0,95. Dette vil også ha innvirkning på det endelige resultatet.

Både årets- og modellen av Anda et al. har tatt hensyn til flere laster enn det Rambøll har gjort i sin modell

Årets modell	Fjorårets modell	Rambølls modell
<ul style="list-style-type: none">• Trafikklast (ekskludert bremse- og sidelast)• Vindlast• Temperaturlast	<ul style="list-style-type: none">• Trafikklast (inkludert bremse- og sidelast)• Vindlast• Temperaturlast	<ul style="list-style-type: none">• Trafikklast

Rambøll har kun én variabel last å ta hensyn til, og dermed er det kun lasttilfelle a) som er relevant i deres sammenheng. I dette tilfelle benytter de lastfaktor 1,3 for trafikklast. Både årets- og fjorårets modell har tre variable laster å ta hensyn til, dermed benyttes både lasttilfelle a) og b) for lastkombinering. I tillegg benyttes det lastfaktor 1,4 for trafikklast i henhold til Håndbok R412 [2].

Vindlasten er modellert forskjellig i årets modell og Anda et al. sin modell. Anda et al. har modellert samme vindlast for hele brua. Årets modell har utført vindberegninger for hvert snitt med lik kapasitet langs brua, og får dermed en større vindlast.

5 KAPASITETSKONTROLL I BRUDDGRENSETILSTANDEN

I dette kapitelet presenteres bruddgrensetilstanden for bruoverbygningen. Kapitelet har to hoveddeler som tar for seg henholdsvis lengderetning og tverretning. For lengderetningen presenteres de dimensjonerende lastene i bruddgrensetilstand som er hentet fra NovaFrame-modellen. Videre er det foretatt en kapasitetskontroll som tar for seg moment, skjær og torsjon. For tverretningen beregnes de dimensjonerende kreftene som videre benyttes i kapasitetskontrollen for moment og skjær.

5.1 Lengderetning

Som nevnt tidligere er høyden og tverrsnittsdimensjonen varierende langs lengden av brua. Dette medfører følgelig variasjon i kapasiteten. For å ta hensyn til dette er det valgt å dele brua inn i forskjellige grupper med likt tverrsnitt og dermed lik kapasitet. De forskjellige gruppene blir videre kontrollert for de verste snittkreftene som opptrer for det gitte tverrsnittet. Tabell 24 viser en oversikt over snitten som har lik kapasitet i felt, mens Tabell 25 viser en oversikt over snittene som har lik kapasitet over støttene.

Tabell 24: Felt med lik kapasitet

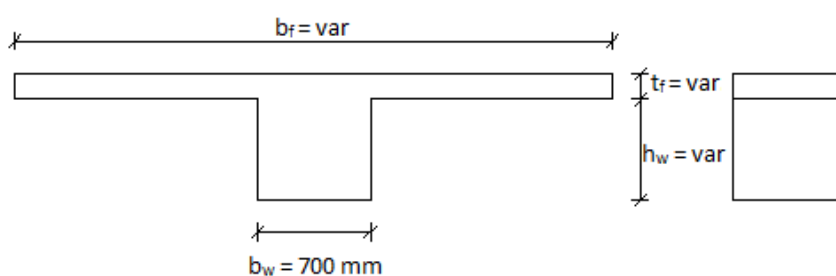
Snitt i felt med lik kapasitet	Felt
Akse 1 – 4	Sidefelt
Akse 4 – 5	
Akse 5 – 9	
Akse 10 - 11	Hovedfelt

Tabell 25: Støtter med lik kapasitet

Snitt over støtte med lik kapasitet	Støtter
Akse 1 – 4	Ved sidefelt
Akse 5 – 8	
Akse 9 – 10	
Akse 10 - 11	Ved hovedfelt

Av tabellene ser man at bare halve brua er kontrollert. Dette er fordi de resterende snittene på motsatt side av hovedspennet har tilsvarende lengder samt tverrsnittsdimensjoner. Kontrollerer man snitt 1 til 4 har man også kontrollert snitt 17 til 21.

I kapasitetsberegningene er det benyttet forenklete tverrsnitt av bruoverbygningen. Det er sett bort fra tverrfallet fra senterlinjen i tverrsnittet, slik at flenstykkelen får en konstant verdi lik gjennomsnittlig platetykkelse for det gitte snittet. Den gjennomsnittlige platetykkelsen tilsvarer 160 mm fra akse 1 til 10, mens den øker i takt med breddeutvidelsen i hovedspennet, der den tilsvarer 190 mm. I tillegg er det sett bort fra kantdragerne på hver side av bruoverbygningen, slik at man får et rent T-tverrsnitt. T-tverrsnittet er benyttet ved kapasitetsberegningene for moment og skjær, mens kapasitetsberegningen for torsjon baserer seg på et rektangulært tverrsnitt med bredde lik stegbredden (b_w) Høyden tilsvarer steghøyden og tykkelsen av bruplata for det gitte snittet. Figur 37 viser en prinsippskisse av tverrsnittene som er benyttet i beregningene. For fullstendige beregninger henvises det til Vedlegg H.



Figur 37: Prinsippskisse av tverrsnitt benyttet i kapasitetsberegninger.

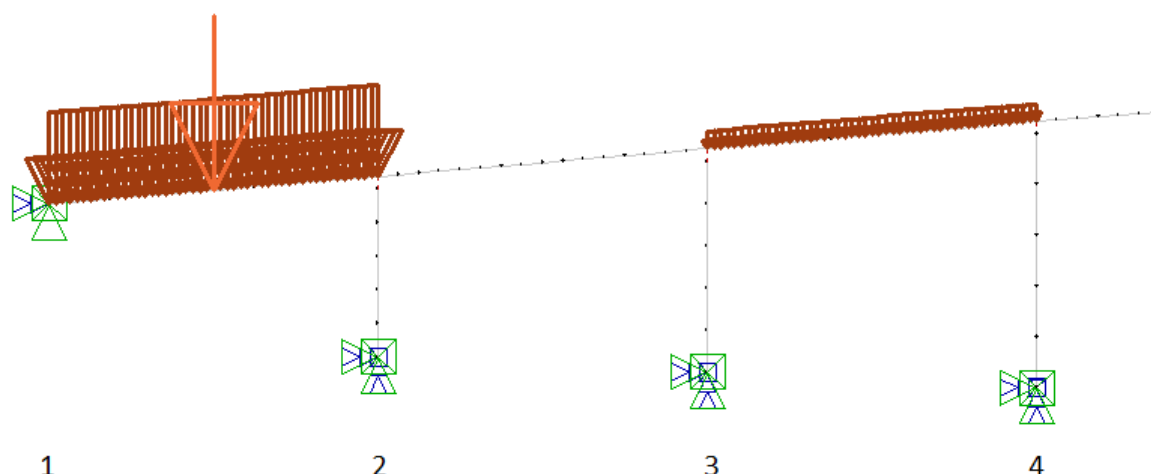
5.1.1 Dimensjonerende krefter

Håndbok R412 [2] beskriver de dimensjonerende lastkombinasjonene for bruddgrensetilstand, se Kapittel 3.3 *Lastkombinasjon*. På bakgrunn av dette, samt den manuelle plasseringen av trafikklasterne, kan man hente ut de dimensjonerende snittkreftene fra analysen gjort i analyseprogrammet NovaFrame. Her gjennomgås den manuelle lastplasseringen som gir kritisk verdi for moment, skjær og torsjon i bruoverbygningen. En fullstendig oversikt over resultatene fra NovaFrame er gitt i Vedlegg B, og viser i tillegg hvilke bidrag de ulike lastene gir i hvert tilfelle.

5.1.1.1 Dimensjonerende moment

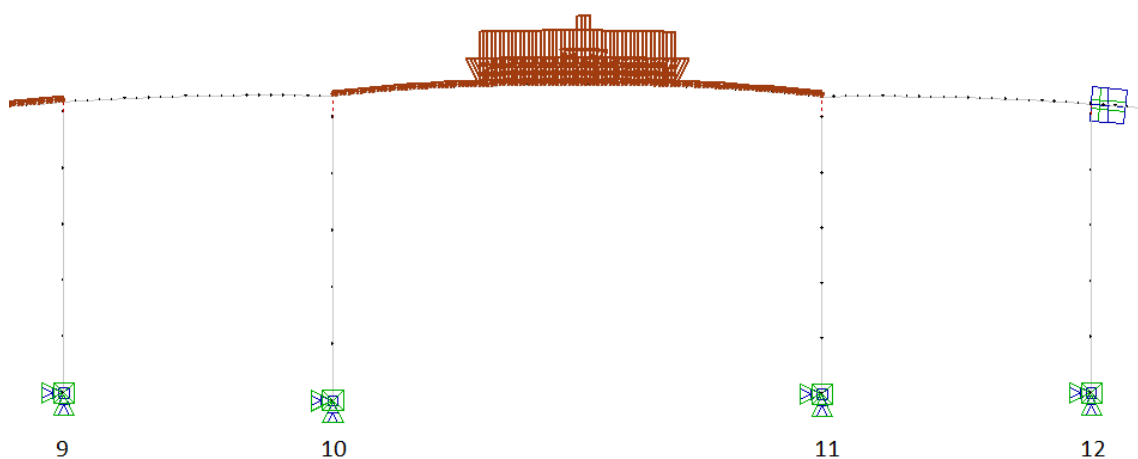
5.1.1.1.1 Feltmoment

For feltene i akse 1 til 10 er det kun ett kjørefelt på 3,5 m, og derfor kun plass til ett vogntog i bredden. Maksimalt feltmoment i akse 1 til 4 fås ved å plassere vogntoglasten midt mellom akse 1 og 2. Dette blir kritisk feltmoment for snittet, da det ikke er noe støttemoment i akse 1. Vogntoglasten (V) har en lengde på 16 meter og dekker derfor hele feltet. Aksellasten (A) plasseres i senter av vogntoglasten og dermed i senter av spennet. Virkningen forsterkes ved å plassere den lett blandede trafikken (p) i annethvert felt for resten av brua. Det plasseres ingen trafikklaster fra akse 12 til 21 da momentet ikke overføres i fugen. Figur 38 viser den kritiske plasseringen av trafikklasterne for feltmoment mellom akse 1 og 2.



Figur 38: Kritisk plassering av trafikklast for feltmoment i akse 1 til 2

I hovedspennet mellom akse 10 og 11 har brua en møteplass på 18 m i lengderetning. To vogntog har dermed mulighet til å passere hverandre. Maksimalt feltmoment for hovedspennet fås ved å plassere to vogntoglaster (V) sentrisk midt i spennet. Aksellasten (A) plasseres i senter av vogntoglasten og dermed også i senter av spennet. Lett blandet trafikk (p) plasseres sentrisk i resterende plass i hovedspennet, samt i annethvert felt for resten av brua. Det plasseres ingen trafikklast i akse 12 til 21 da momentet ikke overføres i fugen. Figur 39 viser den kritiske plasseringen av trafikklasten for feltmoment i hovedspennet.



Figur 39: Kritisk plassering av trafikklast for feltmoment i akse 10 til 11

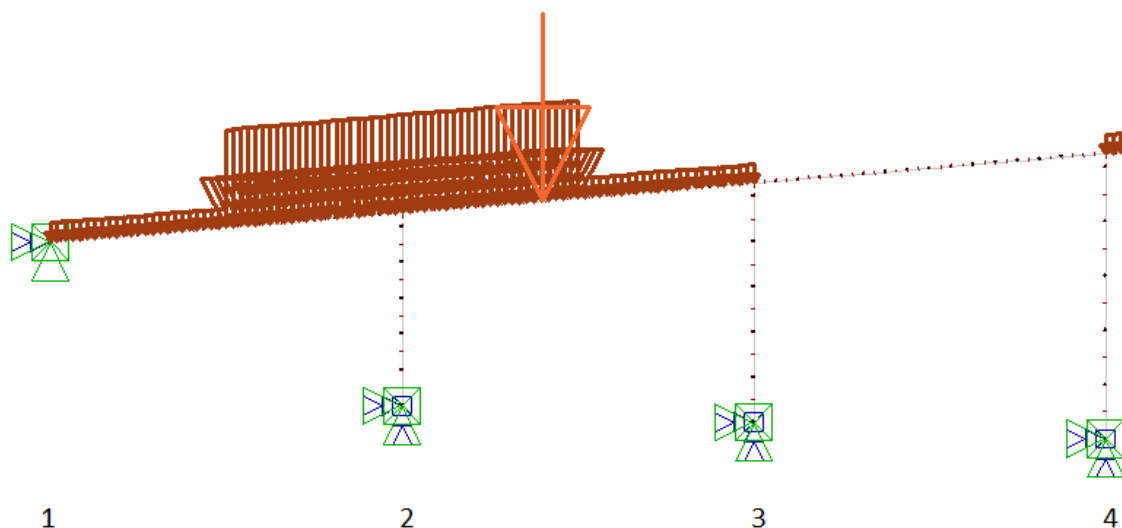
Resultatene for dimensjonerende feltmoment er beregnet i NovaFrame og presentert i Tabell 26.

Tabell 26: Dimensjonerende feltmoment fra NovaFrame

Snitt	Dimensjonerende feltmoment M_f [kNm]
Akse 1 – 4	2270
Akse 4 – 5	1710
Akse 5 – 9	3291
Akse 9 – 10	2482
Akse 10 – 11	12362

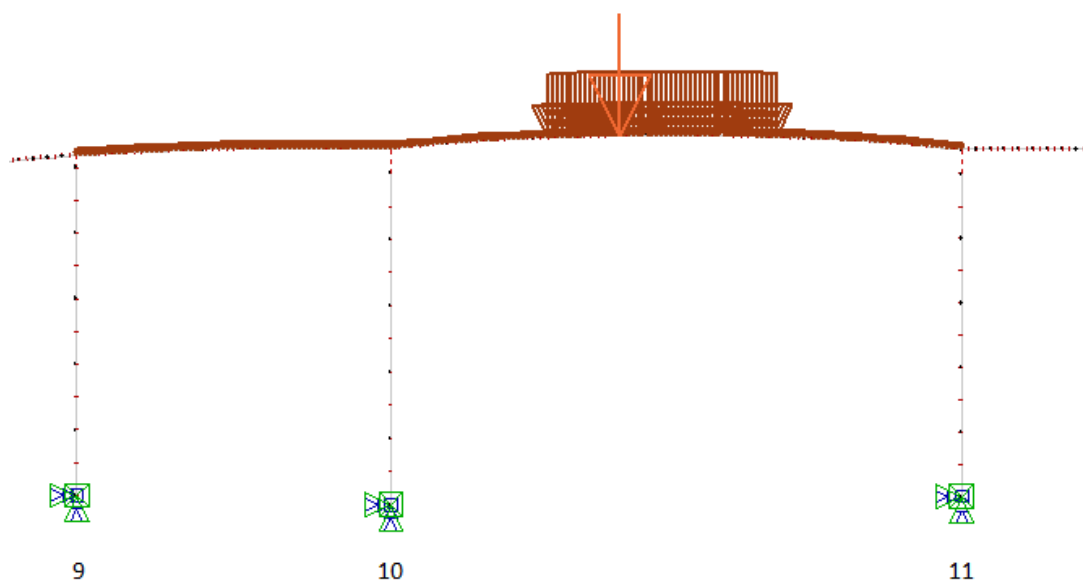
5.1.1.1.2 Støttemoment

Maksimalt støttemoment for støttene i akse 1 til 9 fås ved å plassere vogntoglasten (V) sentrisk over støttene som kontrolleres. Aksiallasten (A) plasseres i samråd med veileder i avstand $0,4L$ fra opplager. Lett blandet trafikk (p) plasseres i den resterende plassen i sidefeltene til den aktuelle støtten, samt i annethvert felt for resten av brua. Figur 40 viser den kritiske plasseringen av trafikklasten for støttemoment i akse 2.



Figur 40: Kritisk plassering av trafikklast for støttemoment i akse 1 til 2

For støttene i akse 10 og 11 ved hovedspennet oppnås maksimalt støttemoment ved å plassere to vogntog så nært opplager som mulig. Bredeutvidelsen i hovedspennet er på sitt bredeste ved 11 m fra støtten. Det er her mulig for to vogntog å passere hverandre, og vogntoglasten (V) plasseres derfor her. Aksellasten (A) plasseres i avstand $0,4L$ fra opplager og den lett blandede trafikken (p) plasseres i resten av hovedfeltet samt nabofeltet til den aktuelle støtten. Effekten forsterkes også her ved å plassere den lett blandede trafikken i annethvert felt for resten av brua. Figur 41 viser den kritiske plasseringen av trafikklasten for støttemoment i akse 10. Tilsvarende lastplassering gjelder for støttemoment i akse 11.



Figur 41: Kritisk plassering av trafikklast for støttemoment i akse 10

Resultatene for dimensjonerende støttemoment er beregnet i NovaFrame og presentert i Tabell 27.

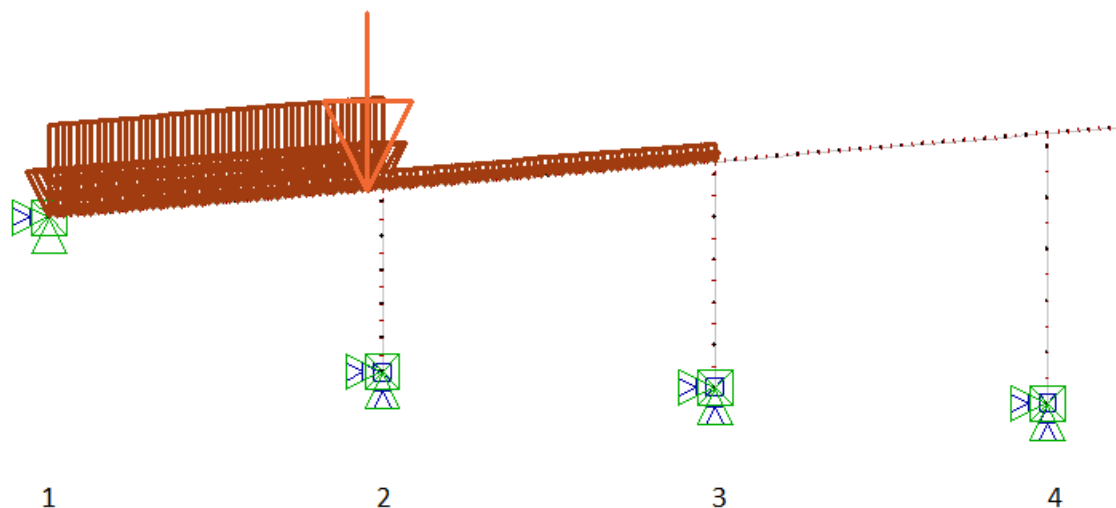
Tabell 27: Dimensjonerende støttemoment fra NovaFrame

Snitt	Dimensjonerende støttemoment M_f [kNm]
Akse 1 – 4	2455
Akse 5 – 9	3634
Akse 9	2987
Akse 10	18994
Akse 11	22626

5.1.1.2 Dimensjonerende skjær

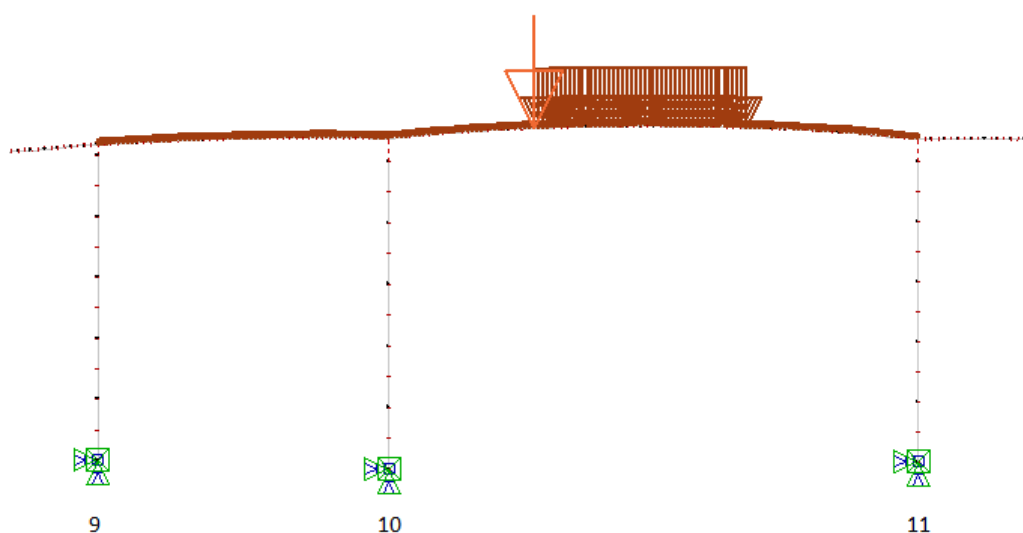
Det kontrolleres for skjær i en avstand d fra teoretisk opplegg langs bruoverbygningen. Det henvises til Vedlegg H for fullstendig beregning av avstand d .

For maksimal skjærkraft i akse 1 til 9 må vogntoglasten (V) plasseres i det ene feltet til den aktuelle støtten, mens den lett blandede trafikken (p) plasseres i nabofeltet. Kritisk plassering av aksiallasten (A) er i avstand d fra teoretisk opplegg. Figur 42 viser den kritiske plasseringen av trafikklaster for skjærkraft i akse 2.



Figur 42: Kritisk plassering av trafikklast for skjærkraft i akse 1 til 2

For maksimal skjærkraft i akse 10 og 11 i hovedspennet, må vogntoglasten (V) plasseres så nært opplager som mulig. Vogntoglasten blir da plassert 11 m fra den aktuelle støtten. Kritisk plassering av aksellasten (A) er også så nært opplager som mulig, men den må være innenfor vogntoglasten. Aksellasten blir derfor plassert helt ytterst på vogntoglasten, altså i avstand 11 m fra den aktuelle støtten. Den lett blandede trafikken (p) er plassert i resten av hovedfeltet samt i nabofeltet til den aktuelle støtten. Figur 43 viser kritisk plassering av trafikklasten for skjærkraft i akse 10. Tilsvarende lastplassering gjelder for skjærkraft i akse 11.



Figur 43: Kritisk plassering av skjærkraft i akse 10

Resultatene for dimensjonerende skjærkraft er beregnet i NovaFrame og presentert i Tabell 28.

Tabell 28: Dimensjonerende skjærkraft fra NovaFrame

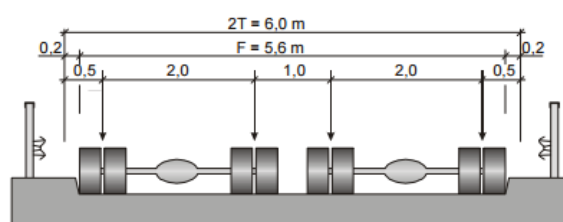
Snitt	Dimensjonerende skjærkraft, V_f [kN]
Akse 1 – 4	893
Akse 5 – 8	1104
Akse 9	899
Akse 10	2546
Akse 11	2464

5.1.1.3 Dimensjonerende torsjon

Torsjon kommer av eksentrisk lastplassering. Som vist i Kapittel 3 *Laster og lastkombinasjoner* kan både trafikklaster og vindlast ha eksentrisk plassering, som dermed gir bidrag til torsjonsmomentet. For den aktuelle bruva er det møteplassen i hovedspennet som er mest aktuell å kontrollere, da denne er bred nok til eksentrisk plassering av trafikklaster.

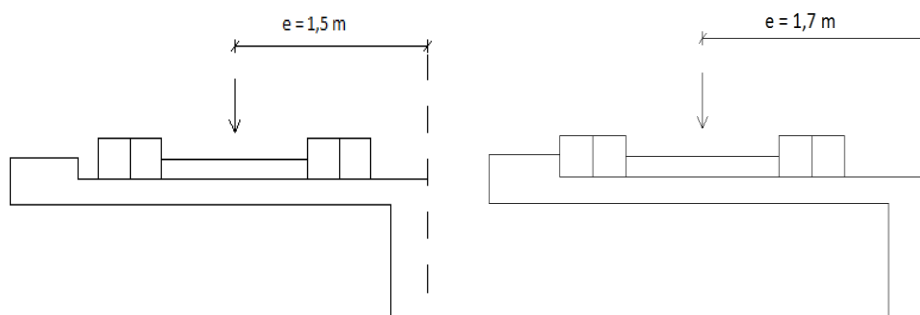
5.1.1.3.1 Torsjonsmoment fra trafikklaster

Maksimalt torsjonsmoment fra trafikklaster fås ved å plassere *ett* vogntog så langt ut mot kantdrageren som mulig. Bredden av vogntoget er 2,6 m og aksellasten er sentrisk plassert mellom hjullastene. I følge håndbok R412 figur 3.2-10, kreves det i tillegg en fri avstand på 0,2 m på hver side av vogntoget, se Figur 44.



Figur 44: Håndbok R412 figur 3.2-10

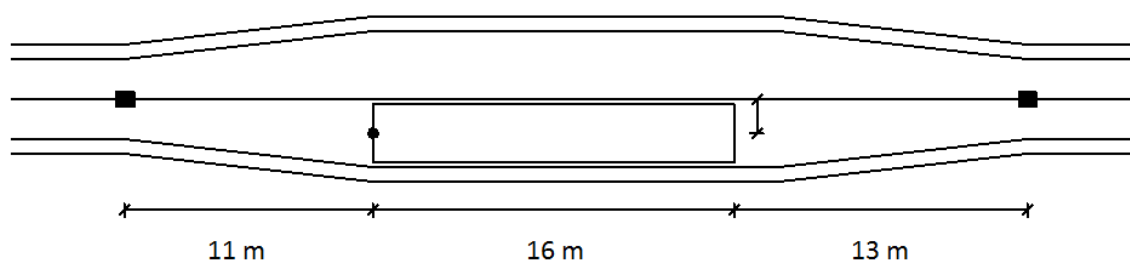
Defineres denne avstanden fra kantdrageren og ut, må vogntoglasten ha et fritt rom mellom hjul og kantdrager, som dermed skaper en eksentrisitet på 1,5 m, se Figur 45.



Figur 45: Eksentrisk plassering av vogntoglast i tverretning for eksentrisitet lik $e=1,5$ m (venstre) og $e=1,7$ m (høyre)

Det kan være naturlig å tenke seg at avstanden på 0,2 m er ment til vogntogets overbygg, slik at hjullasten kan plasseres helt inntil kantdrageren. Dette vil være en mer kritisk plassering da eksentrisiteten bli 1,7 m, se til høyre i Figur 45. I samråd med veileder er det valgt å benytte eksentrisitet $e = 1,5$ m videre i oppgaven.

I lengderetning er det kritisk å plassere vogntoglasten (V) så nært opplager som mulig. Dette tilsvarer 11 m fra opplager. Kritisk plassering av aksellasten (A) er også så nært opplager som mulig, men samtidig innenfor vogntoglasten, denne plasseres derfor på enden av vogntoglasten mot snittet som kontrolleres.



Figur 46: Eksentrisk plassering av vogntoglast i lengderetning

Av Figur 46 kan man ved likevektsbetraktning beregne torsjonsmomentet fra trafikklasten i akse 10. I henhold til R412 [2] har vogntoget en total last på 500 kN og aksellasten på 40 kN, dermed blir torsjonsmomentet:

$$T_t = \frac{A \cdot (13 + 16)m \cdot e}{40m} + \frac{V \cdot (13 + 8)m \cdot e}{40m} = 437 \text{ kNm}$$

5.1.1.3.2 Torsjonsmoment fra vind

Den vertikale vindkraften er beregnet i Kapittel 3.2.3 *Vindlast*, og denne kan ha en eksentrisk plassering fra senter av veibanen lik $b/4$, noe som tilsvarer 1,825 m for møteplassen. Vindlast på brua med samtidig virkende trafikklast ($F_{w,z}^*$) lik 5,03 kN/m, og kan ifølge tabell NA.A2.1 i EK0 [5] reduseres med en kombinasjonsfaktor (ψ) lik 0,7. Torsjonsmoment fra vind blir dermed:

$$T_v = 0.7 F_{w,z}^* \frac{40m}{2} e = 129 \text{ kNm}$$

Lastkombinasjon a) og b) benyttes på samme måte som i Kapittel 3 *Laster og lastkombinasjoner*, for å finne dimensjonerende torsjonsmoment.

Dimensjonerende torsjonsmoment med trafikklast som dominerende variabel last:

$$\text{Lastkombinasjon a)} \quad 1.4 T_f = 612 \text{ kNm}$$

$$\text{Lastkombinasjon b)} \quad 1.2 T_f + 0.8 T_v = 628 \text{ kNm}$$

Dimensjonerende torsjonsmoment med vindlast som dominerende variabel last:

$$\text{Lastkombinasjon a)} \quad 1.6 T_v = 206 \text{ kNm}$$

Lastkombinasjon b) $1.3 T_v + 0.8 T_f = 517 \text{ kNm}$

Lasttilfelle b), med trafikklast som dimensjonerende variabel last gir dimensjonerende torsjonsmoment.

$$T_f = 628 \text{ kNm}$$

Trykkbruddkapasiteten må kontrolleres etter interaksjonsformelen når tverrsnittet er påkjent av både torsjons- og skjærkrefter. Kontrollen er derfor utført i to forskjellige snitt. Snitt 1 er i avstand d fra støtte i akse 10, da dette er kritisk for både skjær og torsjon. Snitt 2 er i enden av lastfeltet, og kontrolleres fordi dette snittet er kritisk med tanke på tverrsnittshøyden. Tabell 29 viser opptredende torsjon- og skjærkrefter for de gitte snittene.

Tabell 29: Opptredende torsjon- og skjærkrefter i snitt 1 og 2

	Dimensjonerende torsjon T_f [kNm]	Dimensjonerende skjær V_f [kN]
Snitt 1	628	2047
Snitt 2	628	1207

5.1.2 Kapasitetskontroll

Her presenteres kapasitetskontrollen som er gjennomført for bruoverbygningens lengderetning. Det er også presentert et beregningseksempel i etterkant av hver kapasitetskontroll. Det henvises til Vedlegg H for fullstendig beregning.

5.1.2.1 Momentkapasitet

Ved dimensjonering av T-tverrsnitt må man definere den effektive flensbredden som skal benyttes i beregningene. I henhold til NS 3473 [4], punkt 9.5 kan den medvirkende flensbredden på hver side utenfor steget være lik den minste av følgende verdier:

- Faktisk flensbredde
- 10 % av avstanden mellom bjelkens momentnullpunkter
- 8 ganger flenstykkelsen

I tilfeller hvor man har konstruksjonstverrsnitt med flenser er det lurt å kontrollere om disse er tykke eller tynne. Tynn flens forutsetter $t_f \leq 0.8\alpha d$, mens tykk flens forutsetter $t_f \geq 0.8\alpha d$, samt en trykksonehøyde lik αd .

For T-tverrsnitt der flensen ligger på trykksiden og plateflensene er tynne, kan man anta konstant betongtrykkspenning i flensen. Dette medfører at trykkresultanten virker midt i flensen.

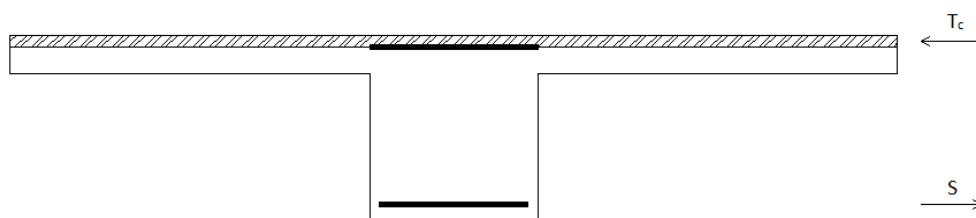
For T-tverrsnitt der flensen ligger på strekksiden, kan man regne rektangulært tverrsnitt med bredden lik stegbredden (b_w) All strekkarmering innenfor den medvirkende flensbredden kan da regnes som effektiv strekkarmering [NS 3473].

Grunnet manglende detaljer i ferdigbrutegningene er det en del antagelser som må gjøres. Dette skyldes i hovedsak manglende informasjon og målsetting av både slakk- og spennarmering. På bakgrunn av dette er det valgt å benytte armeringsregler etter NS 427 A [11]. Prosjektert overdekning av brubjelken kommer heller ikke frem av ferdigbrutegningene. I henhold til punkt 5 i NS 427 A er det derfor valgt å sette denne til 30 mm. Det kreves også en fri avstand på 30 mm mellom to armeringslag for stangdiameter større enn 16 mm. Disse verdiene er benyttet ved beregning av armeringslagenes tyngdepunkt.

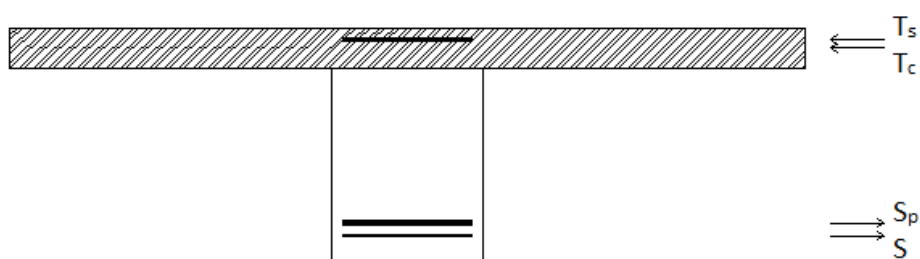
Den aktuelle armeringsmengden for de forskjellige snittene kontrolleres mot den balanserte armeringsmengden (A_b). Er den balanserte armeringsmengden større enn den aktuelle armeringsmengden, er tverrsnittet underarmert, og armeringen vil flyte ved brudd. Hvis den balanserte armeringsmengden er mindre enn den aktuelle armeringsmengden, er tverrsnittet overarmert, og armeringen flyter ikke før bruddet skjer. Det er ønskelig med underarmerte tverrsnitt, da armeringen vil flyte før betongen knuses. På denne måten vil man få et forvarsel før eventuelle brudd inntreffer. Ved overarmerte tverrsnitt vil betongen knuses uten forvarsel, og man er nødt til å ta hensyn til armeringstøyingene ved bestemmelse av momentkapasiteten. Aksial likevekt av kreftene på tverrsnittet benyttes videre for å finne trykksonefaktoren (α) og trykksonehøyden (αd).

5.1.2.1.1 Feltmoment

I feltene er tverrsnittene påkjent av trykk i overkant og strekk i underkant. Flensen ligger dermed i trykksonen. Figur 47 og Figur 48 viser plassering av armering og kraftresultantenes plassering. De skraverte feltene viser hvor betongens trykksone ligger. Figurene er ikke i målestokk.



Figur 47: Prinsippkisse for feltmoment i sidefelt



Figur 48: Prinsippkisse for feltmoment i hovedfelt

Sidefelt – Akse 1 til 9

Beregningen av momentkapasiteten for sidefeltene er lik for akse 1 til 9. Disse feltene er kun slakkarmerte, og man trenger ikke ta hensyn til spennarmeringen. Trykkarmeringen ligger tilnærmet i nøytralaksen og neglisjeres derfor i beregningene. Se Figur 47.

Tverrsnittene er underarmerte og man trenger ikke å ta hensyn til armeringstøyingene. Trykksonehøydefaktoren beregnes ut for underarmerte tverrsnitt etter følgende formel [16]:

$$\alpha = \frac{A_{ss}f_{sd}}{0.8b_f d_1 f_{cd}}$$

Flensen kan betraktes som tynn dersom følgende krav er oppfylt:

$$t_f \leq 0.8\alpha d_1$$

Kravet er ikke oppfylt, da t_f er større enn $0.8\alpha d_1$ for alle tverrsnittene, og man må dimensjonere for tykk flens. Trykksonehøyde blir da lik:

$$t = \alpha d_1$$

Betongtrykksonehøyde momentkapasitet om strekkarmeringen beregnes i henhold til ligning:

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

Sidefelt – Akse 9 til 10

For beregning av feltmomentet i akse 9 til 10, må man ta hensyn til spennarmeringen, som bidrar til tverrsnittets indre motstand. Momentkapasiteten beregnes ved å gi spennarmeringen en forhåndstøying fremstilt som en tøyningdifferanse mellom betong og spennarmering. Det vanlige tøyningstapet i spennarmeringen ligger rundt 0,9 til 1,5 %. For å være på den konservative siden antas det et spenningstap på 1,5 %. Denne antagelsen gjør tverrsnittet underarmert og flytning inntreffer før brudd. Trykksonehøydefaktoren regnes ut for underarmerte tverrsnitt etter følgende formel [16]:

$$\alpha = \frac{A_p f_{pd} + (A_{ss} - A_{st}) f_{sd}}{0.8b_f d_p f_{cd}} = 0.692$$

Kontrollerer om flensen kan betraktes som tynn:

$$t_f \leq 0.8\alpha d_1 = 191 \text{ mm}$$

Kravet er oppfylt da t_f er lik 160 mm, og man må dimensjonere for tynn flens. Kravet til momentlikevekt om spennarmeringen blir da:

$$M_d = f_{cd} b_f t_f (d_p - 0.5t_f) + A_{ss} f_{sd} (y_p - y_1) + A_{st} f_{sd} (d_2 - y_p)$$

Hovedfelt – Akse 10 til 11

Beregningen av feltmomentet for hovedfeltet, akse 10 til 11, er lik beregningen i akse 9 til 10. Tverrsnittet er underarmert, flensen kan betraktes som tynn og momentlikevekt om spennarmeringen er som følger:

$$M_d = f_{cd} b_f t_f (d_p - 0.5 t_f) + A_{ss} f_{sd} (y_p - y_1) + A_{st} f_{sd} (d_2 - y_p)$$

Tabell 30 oppsummerer momentkapasiteten over de forskjellige feltene og sammenligner med dimensjonerende feltmoment. Tabellen viser også om tverrsnittene er under- eller overarmerte, har tykk eller tynn flens og om kapasiteten er tilstrekkelig.

Tabell 30: Feltmoment i lengderetning

Felt	Momentkapasitet M_d [kNm]	Dim. moment M_f [kNm]	Over/under- armert	Tynn/tykk flens	Kontroll
Akse 1 - 4	2003	2270	Underarmert	Tykk flens	Ikke OK
Akse 4 - 5	2241	1710	Underarmert	Tykk flens	OK
Akse 5 - 9	3493	3291	Underarmert	Tykk flens	OK
Akse 9 - 10	3458	2482	Underarmert	Tynn flens	OK
Akse 10 - 11	8745	12362	Underarmert	Tynn flens	Ikke OK

Minimumsarmering

Kontroll av minimumsarmering i feltene er utført etter NS 3473 [4] punkt 18.3.1 til 18.3.3, som sier at den minste armeringsmengden må tilsvare:

$$A_s \geq 0.25 k_w b_w h \frac{f_{tk}}{f_{sk}}$$

For konstruksjonsdeler der det legges vekt på tetthet, bør minimumsarmeringen på strekksiden være minst det dobbelte av armeringsmengden (A_s), mens det på trykksiden ikke bør være mindre enn halvparten av A_s . Det viser seg at det er tilstrekkelig minimumsarmering langs alle felt på brua.

På de neste sidene er beregningseksempel hentet fra Vedlegg H presentert. Dette eksempelet omhandler beregning av feltmoment for akse 1 til 4.

Feltmoment i akse 1-4**Inndata for betong B350/C30/B25, NS 3473 punkt 11.1**

- Det henvises til Vedlegg C der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

$$\begin{aligned}
 h &:= 800\text{mm} & \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.35\text{MPa} \\
 b &:= 4800\text{mm} & f_{cn} &:= 19.6\text{MPa} & f_{tn} &:= 1.6\text{MPa} \\
 t_f &:= \frac{180\text{mm} + 140\text{mm}}{2} = 160\text{mm} & f_{cd} &:= 14\text{MPa} & f_{td} &:= 1.143\text{MPa} \\
 b_w &:= 700\text{mm} & \epsilon_{cu} &:= 0.0035 & &
 \end{aligned}$$

Medvirkende flensbredde, NS 3473 punkt 9.5

$$b_{\text{eff}} := \min(b, 0.1 \cdot 0.75 \cdot 16\text{m}, 8 \cdot t_f) = 1.2\text{m}$$

$$b_f := b_w + 2 \cdot b_{\text{eff}} = 3.1\text{m}$$

Inndata for slakkarmering, NS 3473 punkt 10.4

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

Kvalitet Ks.50 - Ø20

$$\begin{aligned}
 \gamma_s &:= 1.25 & \sigma &:= 20\text{mm} \\
 f_{sk} &:= 480 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & E_{sk} &:= 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\
 f_{sd} &:= 384 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \epsilon_{sy} &:= 0.0024
 \end{aligned}$$

$$\text{Areal strekkarmering:} \quad A_{ss} := 24 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 = 7540\text{mm}^2$$

Tegning nr. 16

$$\text{Areal trykkarmering:} \quad A_{st} := 8 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 = 2513.3\text{mm}^2$$

Effektiv tverrsnittshøyde

Grunnet lite detaljerte ferdigbrutegninger, er det valgt å benytte armeringsregler etter NS 427 A Betongarbeider punkt 5: For $d > 16$ mm kreves det en fri avstand på 3,0 cm mellom to armeringslag. Bjelkens overdekning er satt til 3,0 cm

Regner avstand fra underkant bjelke til tyngdepunkt armering

$$y_1 := \frac{(12 \cdot 50 + 12 \cdot 100)\text{mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\sigma}{2}\right)^2}{A_{ss}} = 75\text{mm}$$

$$y_2 := \frac{8 \cdot 50\text{mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\sigma}{2}\right)^2}{A_{st}} = 50\text{mm}$$

$$d_1 := h - y_1 = 725 \cdot \text{mm}$$

$$d_2 := h - y_2 = 750 \cdot \text{mm}$$

Kontroll av minimsarmering etter NS 3473 punkt 18.3.1-18.3.3

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

$$k_w := \max\left(1.5 - \frac{h}{h_1}, 1.0\right) = 1$$

$$A_s := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 685 \cdot \text{mm}^2$$

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

$$A_{ss,\min} := 2 \cdot A_s = 1371 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{ss} \geq A_{ss,\min} \quad \text{OK for strekkarmering.}$$

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s hvis ikke annet påvises å være tilstrekkelig, NS 3473 punkt 18.3.2

$$A_{st,\min} := \frac{A_s}{2} = 343 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{st} \geq A_{st,\min} \quad \text{OK for trykkarmering.}$$

Balansert armeringstverrsnitt

Kontrollerer om tverrsnittet er under- eller overarmert. Dette gjøres ved å beregne det balanserte armeringstverrsnittet og kontrollerer om dette igjen er større eller mindre enn strekkarmeringsarealet.

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

Når den brukte armeringsmengden tilsvarer balansert armert eller underarmert, bestemmes den balanserte armeringsmengden på følgende måte.

$$A_{sb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_f \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 38886.8 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{sb} \geq A_{ss} \quad \text{Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd.}$$

Underarmert armeringstverrsnitt

$$\alpha := \frac{A_{ss} \cdot f_{sd}}{0.8 \cdot b_f \cdot d_1 \cdot f_{cd}} = 0.115$$

Kontrollerer om flensen kan betraktes som tynn:

$$t := 0.8 \cdot \alpha \cdot d_1 = 66.712 \cdot \text{mm}$$

$$t_f \geq t \quad \text{Må regne videre med tykk flens.}$$

Trykksonehøyde

$$\alpha \cdot d_1 = 83 \cdot \text{mm}$$

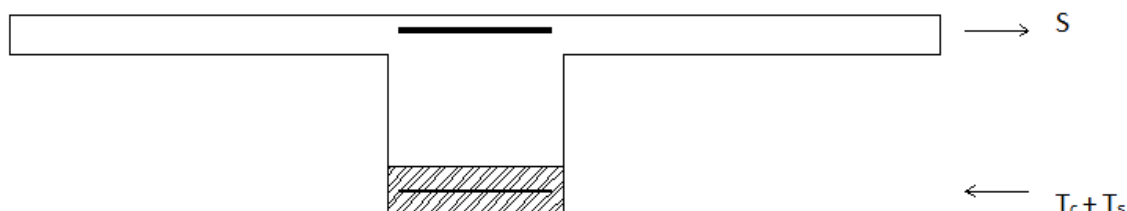
Momentkapasitet

Trykkarmeringen ligger i nøytralsonen og har ingen innvirkning på kapasiteten. Momentkapasiteten er derfor beregnet om strekkarmeringen.

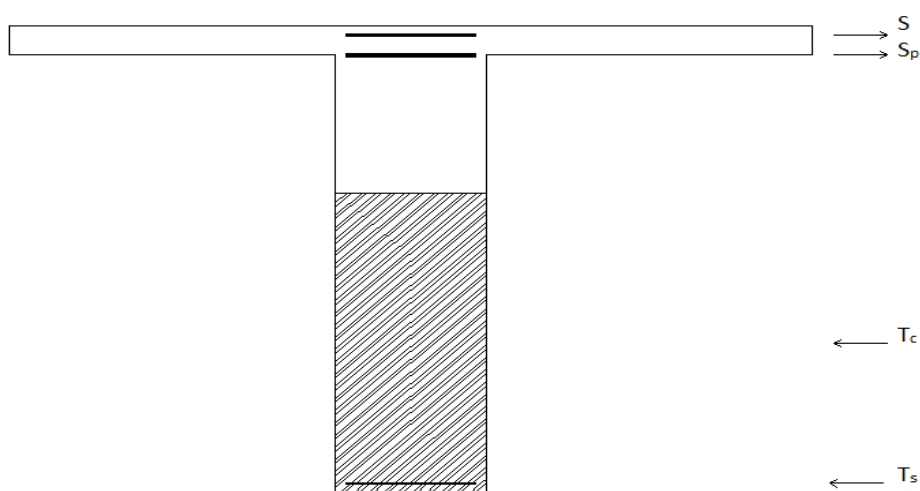
$$M_d := 0.8 \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0.4\alpha) \cdot \alpha \cdot b_f \cdot d_1^2 = 2003 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

5.1.2.1.2 Støttemoment

Over støttene ligger flensen i strekksonen. Her kan man regne tverrsnittet som rektangulært med bredde lik stegbredden (b_w). All strekkarmering innenfor den medvirkende flensbredden kan regnes som effektiv strekkarmering [4]. Figur 49 og Figur 50 viser plassering av armering og kraftresultantene. Det skraverte området viser trykksonens plassering. Figurene er ikke i målestokk.



Figur 49: Prinsippkisse for støttemoment i akse 1 til 9



Figur 50: Prinsippkisse for støttemoment i akse 10 til 11

Armeringstverrsnittene er underarmerte over alle støttene. Grunnet mengden trykkarmering vil det ikke være flytning i armeringen når tøyningen i betongen er lik ϵ_{cu} . For å finne trykksonehøydefaktoren (α) er det satt opp en aksial likevekt.

Støtte - Akse 1 til 9

Beregningene av momentkapasiteten over støttene er lik for akse 1 til 9. Her er alle tverrsnittene underarmerte da den balanserte armeringsmengden er større enn den aktuelle armeringsmengden.

Aksial likevekt for å finne trykksonehøyden:

$$T_c + T_s - S = 0$$

$$0.8b_w f_{cd} \alpha^2 d_1^2 + \left(\epsilon_{cu} \frac{E_{sk}}{\gamma_s} A_{st} - A_{ss} f_{cd} \right) \alpha d_1 - y_2 \epsilon_{cu} \frac{E_{sk}}{\gamma_s} A_{st} = 0$$

Løser andregradsligningen med hensyn på α :

$$x\alpha^2 + y\alpha + z = 0$$

$$x = 0.8b_w f_{cd} d_1^2$$

$$y = \left(\varepsilon_{cu} \frac{E_{sk}}{\gamma_s} A_{st} - A_{ss} f_{cd} \right) d_1$$

$$z = -y_2 \varepsilon_{cu} \frac{E_{sk}}{\gamma_s} A_{st}$$

$$\alpha = \frac{-y + \sqrt{y^2 - 4xz}}{2x}$$

Kraft fra trykkarmering ved flytespenning (T_s) blir benyttet som grenseverdi for kontroll av at maksimal tøyning (ε_{s2}) ikke er overskredet. Kontrollen er ikke overskredet for støttemoment i akse 1 til 4, og beregnet trykksonehøydefaktor (α) kan dermed benyttes vider.

Momentkapasiteten regnes om strekkarmeringen etter følgende ligning:

$$M_d = 0.8(1 - 0.4\alpha)\alpha f_{cd} b_w d_1^2 + A_{st} \varepsilon_{s2} \frac{E_{sk}}{\gamma_s} h'$$

Kraft fra trykkarmering ved flytespenning er overskredet for støttemoment i akse 5 til 8 og i akse 9. Det beregnes derfor ny trykksonehøydefaktor (α) etter følgende ligning:

$$\alpha_1 = \frac{A_{ss} f_{sd} - A_{st} f_{sd}}{0.8b_w f_{cd} d_1}$$

Momentkapasiteten beregnes av følgende formel:

$$M_d = 0.8(1 - 0.4\alpha_1)\alpha_1 f_{cd} b_w d_1^2 + A_{st} f_{sd} h'$$

Støtte – Akse 10 - 11

Støttene i akse 10 og 11 er spennarmerte og det må følgelig tas hensyn til dette.

Tverrsnittene er underarmerte, da den balanserte armeringsmengden er større enn den aktuelle spennarmeringsmengden. For underarmerte armeringstverrsnitt bestemmes α slik:

$$\alpha = \frac{A_p f_{pd} + (A_{ss} - A_{st}) f_{sd}}{0.8b_w f_{cd} d_p}$$

Momentkapasiteten om spennarmeringen bestemmes slik:

$$M_d = T_c z_c + T_s h'$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \frac{(\alpha d_1 - (h - d_2))}{\alpha d_1}$$

$$h' = d_p - (h - d_2)$$

$$M_d = 0.8f_{cd} b_w d_p^2 (1 - 0.4\alpha)\alpha + \varepsilon_{s2} \frac{E_p}{\gamma_s} A_{st} h'$$

Tabell 31 oppsummerer momentkapasiteten over de forskjellige støttene og sammenligner med dimensjonerende støttemoment. Tabellen viser også om tverrsnittene er under- eller overarmerte, og om kapasiteten er tilstrekkelig.

Tabell 31: Støttemoment i lengderetning

Støtte	Momentkapasitet, M_d [kNm]	Dim. momentkap M_f [kNm]	Over/under-armert	Kontroll
Akse 1 – 4	2490	2455	Underarmert	OK
Akse 5 – 8	4485	3634	Underarmert	OK
Akse 9	4605	2987	Underarmert	OK
Akse 10	23741	19904	Underarmert	OK
Akse 11	23741	22626	Underarmert	OK

Minimumsarmering

Kontroll av minimumsarmering over støttene er utført i henhold til NS 3473 punkt 18.3.1 til 18.3.3, som sier at den minste armeringsmengden må tilsvare:

$$A_s \geq 0.25k_w b_w h \frac{f_{tk}}{f_{sk}}$$

På strekksiden bør minimumsarmeringen være minst det dobbelte av A_s , samt en tilleggsarmering når flensen er i strekk. På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s . Det viser seg at det er tilstrekkelig minimumsarmering over støttene på brua.

På de neste sidene er beregningseksempel hentet fra Vedlegg H presentert. Dette eksempelet omhandler beregning av støttemoment for akse 1 til 4.

Støttemoment i akse 1-4

Over støttene ligger flensen på strekksiden, og tverrsnittet regnes som et rektangulært tverrsnitt med stegbredde b_w . I henhold til NS 3473 kan lengdearmeringen som ligger innenfor effektiv flensbredde regnes som effektiv strekkarmering .

Inndata for betong B350/C30/B25, NS 3473 punkt 11.1

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

$$\begin{aligned} h &:= 800\text{mm} & \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.35\text{MPa} \\ b &:= 480\text{mm} & f_{cn} &:= 19.6\text{MPa} & f_{tn} &:= 1.6\text{MPa} \\ t_f &:= \frac{180\text{mm} + 140\text{mm}}{2} = 160\text{mm} & f_{cd} &:= 14\text{MPa} & f_{td} &:= 1.143\text{MPa} \\ b_w &:= 700\text{mm} & \epsilon_{cu} &:= 0.0035 \end{aligned}$$

Medvirkende flensbredde, NS 3473 punkt 9.5

$$b_{eff} := \min[b, 0.1 \cdot 0.15 \cdot (16 + 16)\text{m}, 8 \cdot t_f] = 0.48\text{m}$$

$$b_f := b_w + 2 \cdot b_{eff} = 1.66\text{m}$$

Inndata for slakkarmering, NS 3473 punkt 10.4

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

Kvalitet Ks.50 - Ø20

$$\begin{aligned} \gamma_s &:= 1.25 & \phi &:= 20\text{mm} \\ f_{sk} &:= 480 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & E_{sk} &:= 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ f_{sd} &:= 384 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \epsilon_{sy} &:= 0.0024 \end{aligned}$$

$$\text{Areal strekkarmering:} \quad A_{SS} := 32 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 10053 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Areal trykkarmering:} \quad A_{St} := 24 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 7540 \cdot \text{mm}^2$$

Tegning nr. 16

Effektiv tverrsnittshøyde

Grunnet lite detaljerte ferdigbrute tegninger, er det valgt å benytte armeringsregler etter NS 427 A Betongarbeider punkt 5: For $d > 16$ mm kreves d en fri avstand på 3,0 cm mellom to armeringslag. Bjelkens overdekning er satt til 3,0 cm

Regner avstand fra underkant bjelke til tyngdepunkt armering

$$y_1 := \frac{(16 \cdot 50 + 12 \cdot 100 + 4 \cdot 150)\text{mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2}{A_{SS}} = 81 \cdot \text{mm}$$

$$y_2 := \frac{(12 \cdot 50 + 12 \cdot 100)\text{mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2}{A_{St}} = 75 \cdot \text{mm}$$

$$d_1 := h - y_1 = 719 \cdot \text{mm}$$

$$d_2 := h - y_2 = 725 \cdot \text{mm}$$

Kontroll av minimumsarmering etter NS 3473 punkt 18.3.1-18.3.3

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

$$k_w := \max\left(1.5 - \frac{h}{h_1}, 1.0\right) = 1$$

$$A_s := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 685 \cdot \text{mm}^2$$

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

$$A_{s,\text{dobbelt}} := 2 \cdot A_s = 1371 \cdot \text{mm}^2$$

I flenser med strekk skal det i tillegg legges til en armering, NS 3473 punkt 18.3.3

$$A_{s\text{stil}} := t_f \cdot b_{\text{eff}} \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 376 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s\text{ssmin}} := A_{s,\text{dobbelt}} + A_{s\text{stil}} = 1747 \cdot \text{mm}^2$$

KRAV: $A_{ss} \geq A_{s\text{ssmin}}$ OK for strekkarmering.

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s hvis ikke annet påvises å være tilstrekkelig, NS 3473 punkt 18.3.2

$$A_{s\text{stmin}} := \frac{A_s}{2} = 343 \cdot \text{mm}^2$$

Balansert armeringstverrsnitt

Kontrollerer om tverrsnittet er under- eller overarmert. Dette gjøres ved å beregne det balanserte armeringstverrsnittet og kontrollerer om dette igjen er større eller mindre enn strekkarmeringsarealet.

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

Når den brukte armeringsmengden tilsvarer balansert armert eller underarmert, bestemmes den balanserte armeringsmengden på følgende måte.

$$A_{sb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_w \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} + A_{st} = 16245 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{sb} \geq A_{ss} \quad \text{Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd.}$$

Momentkapasitet

Over støttene ligger flensen i strekksonen, mens trykksonen ligger i bjelken. Tyngdepunktet til trykkarmeringen ligger i y_2 som beregnet over. Ved belastning betyr det at trykkarmeringen ikke vil flyte ved betongtøyning ϵ_{cu} . Setter opp aksial likevekt for beregning av trykksonehøyden.

$$S = T_c + T_s$$

$$S = A_{ss} \cdot f_{sd}$$

$$T_c = 0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot d_1$$

$$T_s = \epsilon_{s2} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st}$$

$$\epsilon_{s2} = \epsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - y_2)}{\alpha \cdot d_1}$$

$$T_s = \epsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - y_2)}{\alpha \cdot d_1} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} \quad \text{Må kontrolleres for} \quad T_s \leq f_{sd} \cdot A_{st}$$

$$T_c + T_s - S = 0$$

$$0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot d_1 + \epsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - y_2)}{\alpha \cdot d_1} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} - A_{ss} \cdot f_{sd} = 0$$

Løser andregradsligningen med hensyn på α :

$$x\alpha^2 + y\alpha + z = 0$$

$$x := 0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d_1^2 = 4050 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$y := \left(\epsilon_{cu} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} - A_{ss} \cdot f_{sd} \right) \cdot d_1 = 260 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$z := -y_2 \cdot \epsilon_{cu} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} = -317 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha := \frac{-y + \sqrt{y^2 - 4 \cdot x \cdot z}}{2 \cdot x} = 0.249$$

Kontroll:

$$T_s \leq f_{sd} \cdot A_{st}$$

$$T_s := \epsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - y_2)}{\alpha \cdot d_1} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} = 2455 \cdot \text{kN}$$

$$f_{sd} \cdot A_{st} = 2895 \cdot \text{kN} \quad T_s < f_{sd} \cdot A_{st} \quad \text{OK}$$

Trykksonehøyde

$$\alpha \cdot d_1 = 179 \cdot \text{mm}$$

$$\varepsilon_{s2} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - y_2)}{\alpha \cdot d_1} = 0.00204$$

$$h' := d_1 - (h - d_2) = 644 \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet

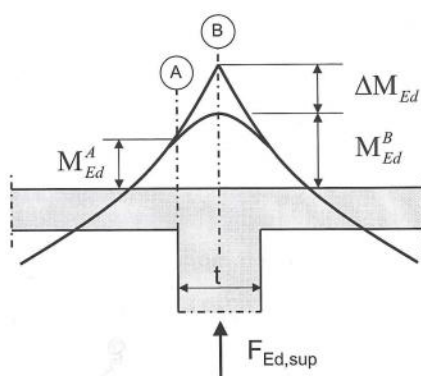
$$M_d := 0.8 \cdot (1 - 0.4\alpha) \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_1^2 + A_{st} \cdot \varepsilon_{s2} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot h' = 2490 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

5.1.2.1.3 Reduksjon av støttemoment

For kontinuerlige dekker og bjelker over støtter, med eller uten rotasjonsmotstand, kan det dimensjonerende støttemoment reduseres. For kontinuerlige bjelker uten rotasjonsmotstand kan momentet reduseres med ΔM , som er definert:

$$\Delta M = F_{Ed,sup} \frac{t}{8}$$

Der $F_{Ed,sup}$ er bjelkens reaksjonskraft, og t er bredden på opplageret. Dette er tilfelle for snitt B i Figur 51. Er for øvrig bjelken monolittisk forbundet med oppleggene, kan det dimensjonerende momentet settes lik momentet i snitt A ved kanten av opplegget.



Figur 51: Reduksjon av støttemoment [18]

5.1.2.1.4 Momentomlagring

Bøyestivheten i betongbjelker vil 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. Dette tilsier at tverrsnittet må være underarmert [18].

I henhold til NS 3473 punkt 9.4.6 skal det i bjelker ikke forutsettes større momentomlagring med hensyn til momenter beregnet for lineærelastiske forhold enn:

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

Lengdearmeringen i brudekket er utført med armeringstype Ks 50, og det antas at dette tilsvarer kamstenger B500C. Momentet kan dermed omlagres med 30 %. Det antas at spennarmeringen har minst like gode duktilitetsegenskaper som B500C.

Det er ønskelig å finne ut om momentene kan omlagres i feltene der momentekapasiteten overskrides. Av Tabell 30 ser man at feltmomentet overskrides i akse 1 til 4 og akse 10 til 11.

Akse 1 til 4

Av Tabell 31 ser man at momentkapasiteten over støtte i akse 1 til 4 akkurat er innenfor kravet. Kapasiteten er nesten fullt utnyttet med en utnyttelsesgraden er på 0,99. Siden tverrsnittet i feltet er underarmert og kapasiteten ved opplager er tilstrekkelig, er det mulig å omlagre 30 % av feltmomentet til støtte. Kontroll viser at:

$$M_{f.felt.1-4.om} = 0,7M_{f.felt.1-4}$$

$$M_{f.felt.1-4.om} = 0,7 \cdot 2270 \text{ kNm} = 1589 \text{ kNm}$$

$$M_{f.felt.1-4.om} < M_{d.felt.1-4}$$

Ved momentomlagring vil momentkapasiteten i felt 1 til 4 ikke lenger overskrides. Men for at omlagring skal være mulig må støtte i akse 2 kunne ta opp det omlagrede momentet:

$$M_{f.støtte.1-4.om} = M_{f.støtte.1-4} + (M_{f.felt.1-4} - M_{f.felt.1-4.om})$$

$$M_{f.felt.1-4.om} = 2455 \text{ kNm} + (2270 \text{ kNm} - 1589 \text{ kNm}) = 3136 \text{ kNm}$$

$$M_{f.felt.1-4.om} > M_{d.støtte.1-4}$$

Det omlagrede støttemomentet overskrides for støtte 2, og det er derfor ikke mulig med momentomlagring.

Akse 10 til 11

Feltmomentet i akse 10 til 11 overskrides, og det kontrolleres derfor om det kan omlagres til en av sidestøttene. Støtte i akse 10 har lavere dimensjonerende moment enn støtte i akse 11 på grunn av fugen i akse 12 som ikke overfører moment. Det undersøkes derfor om feltmomentet mellom akse 10 til 11 kan omlagres til støtte i akse 10. Tverrsnittet i feltet er underarmert og kapasiteten ved opplager er tilstrekkelig. Det er derfor mulig å omlagre 30 % av feltmomentet til støtte:

$$M_{f.felt.10-11.om} = 0,7M_{f.felt.10-11}$$

$$M_{f.felt.10-11.om} = 0,7 \cdot 12362 \text{ kNm} = 8653 \text{ kNm}$$

$$M_{f.felt.10-11.om} = 8653 \text{ kNm} < M_{d.felt.10-11} = 8745 \text{ kNm}$$

Ved momentomlagring vil momentkapasiteten i felt 10 til 11 ikke overskrides. Men for at omlagring skal være mulig må støtte i akse 10 kunne ta opp det omlagrede momentet:

$$M_{f.støtte.10-11.om} = M_{f.støtte.10-11} + (M_{f.felt.10-11} - M_{f.felt.10-11.om})$$

$$M_{f.felt.10-11.om} = 19904 \text{ kNm} + (12362 \text{ kNm} - 8653 \text{ kNm}) = 23613 \text{ kNm}$$

$$M_{f.felt.10-11.om} = 23613 \text{ kNm} < M_{d.støtte.10-11} = 23741$$

Omlagring av feltmoment i akse 10 til 11 til opplager i akse 10 er mulig, og kapasiteten til feltmomentet er dermed tilstrekkelig.

5.1.2.2 Skjærkapasitet

Rissene i skjærsonen ut mot bjelkeopplegget kalles skråriss. Kriteriet for å finne skråriss er et strekkbruddkriterium, og ved kapasitetsberegning og dimensjonering for skjær skiller det mellom kapasiteter for strekkbrudd og trykkbrudd [17]. NS 3473 [4] beskriver tre metoder for beregning av skjærkapasitet.

- Punkt 12.3.2 Forenklet metode
- Punkt 12.3.3 Fagverksmetoden
- Punkt 12.5 Generell dimensjoneringsmetode for skivekonstruksjoner

Ved beregning av skjærkapasitet er det i denne oppgaven valgt å benytte punkt 12.3.2 Forenklet metode.

5.1.2.2.1 Skjærstrekkkapasitet

Forsøk viser at den endelige bruddlasten for en bjelke er noe høyere enn skrårisslasten. Det er derfor naturlig å tenke seg at noe skjærkraft bæres av den gjenværende del av trykksonen for bøyning som ligger over skrårisset. Den forenklede metoden tar hensyn til dette ved å anta en skjærkapasitet for et betongtverrsnitt uten skjærarmering [17]:

$$V_{co} = 0.3 \left(f_{td} + \frac{k_A A_s}{\gamma_c b_w d} \right) b_w d k_v \leq 0.6 f_{td} b_w d k_v$$

Den øvre grensen for V_{co} betyr at en ikke får lov å regne med større bidrag fra lengdearmeringen enn fra det effektive betongtverrsnittet [17].

Ved beregning av skjærkapasiteten over støtte 10 og 11 må man ta hensyn til spennarmeringen som bidrar til trykk i betongen. Sentrisk aksiell trykkraft, sammen med bøyemoment og skjærkraft, vil føre til at trykksonehøyden øker sammenlignet med ved rent moment. De eventuelle skrårissene vil da gå mer parallelt med bjelkeaksen. Det er derfor naturlig å tenke seg at tverrsnittets evne til å overføre skjær øker [17]. Den forenklede metoden tar hensyn til dette ved følgende formel:

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

Tverrsnittene i akse 1 til 9 er uten spennarmering og det vil derfor ikke opptre noen aksialkraft her. Skjærstrekkkapasiteten for betongen i akse 1 til 9 tilsvarer V_{co} .

Tverrsnittene er i tillegg forsterket med skjærarmering i tilfelle skjærkrafta er større enn kapasiteten av betong og lengdearmering. Skjærarmeringen er utført som vertikale bøylere og skrå armeringsstenger. Kapasitetsbidraget fra skjærarmeringen er gitt av følgende uttrykk:

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

Den totale skjærstrekkkapasiteten er summen av kapasitetsbidraget fra betong og skjærarmeringen:

$$V_d = V_{cd} + V_{sd}$$

Tabell 32 gir en oversikt over den totale skjærstrekkkapasiteten i de forskjellige snittene, samt bidrag fra betong og skjærarmering.

Tabell 32: Skjærstrekkkapasitet i lengderetning

Støtte	Betongbidrag V_{cd} [kN]	Skjærarmeringsbidrag V_{sd} [kN]	Skjærstrekkkapasitet $V_d = V_{cd} + V_{sd}$ [kN]
Akse 1 - 4	345	1656	2001
Akse 5 – 8	465	2232	2697
Akse 9	470	2222	2692
Akse 10	1355	1915	3271
Akse 11	1355	1915	3271

5.1.2.2.2 Skjærtrykkapasitet

Parallelt med skrårissene vil det oppstå trykkspenninger i betongen. Trykkbruddkapasiteten beregnes etter NS 3473 punkt 12.3.2 og følgende formel:

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

For tverrsnittene som har bidrag fra både bøyer og skråstenger er det beregnet to verdier av V_{ccd} . Summen av disse bidragene utgjør den totale skjærtrykkapasiteten. Tabell 33 gir en oversikt over skjærtrykkapasiteten for de forskjellige snittene.

Tabell 33: Skjærtrykkapasitet i lengderetning

Støtte	Skjærtrykkapasitet, V_{ccd} [kN]
Akse 1 – 4	4755
Akse 5 – 8	6863
Akse 9	6825
Akse 10	6722
Akse 11	6722

Til slutt oppsummeres skjærstrekk- og skjærtrykkapasiteten til sammenligning med dimensjonerende skjærkraft for kontroll om kapasiteten er tilstrekkelig. Se Tabell 34.

Tabell 34: Skjærkraft i lengderetning

Støtte	Skjærstrekkkapasitet, V_d [kN]	Skjærtrykkapasitet, V_{ccd} [kN]	Dim. Skjærkraft, V_f [kN]	Tilstrekkelig kapasitet?
Akse 1 – 4	2001	4755	893	Ja
Akse 5 – 8	2697	6863	1104	Ja
Akse 9	2692	6825	899	Ja
Akse 10	3271	6722	2546	Ja
Akse 11	3271	6722	2464	Ja

5.1.2.2.3 *Minimum bøylearmering*

Kontroll av minimumsarmering er gjort etter NS 3473 punkt 18.3.6. Her heter det at alle bjelker skal i alminnelighet ha bøylearmering i hele bjelkens lengde, uansett størrelse av opptredende skjærkraft. Denne bøylearmeringen skal ha et tverrsnitt som tilsvarer:

$$A_s \geq 0.2A_c f_{tk} \frac{\sin\alpha}{f_{sk}}$$

Kravet til minimum bøylearmering viser seg ikke tilstrekkelig langs hele brua.

På de neste sidene er beregningseksempel hentet fra Vedlegg H presentert. Dette eksempelet omhandler beregning av skjærkapasitet for akse 1 til 4

Skjærkapasitet i akse 1-4**Inndata for betong B350/C30/B25, NS 3473 punkt 11.1**

- Det henvises til Vedlegg C der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

$$\begin{aligned} h &:= 800\text{mm} & \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.35\text{MPa} \\ b_f &:= 4800\text{mm} & f_{cn} &:= 19.6\text{MPa} & f_{tn} &:= 1.6\text{MPa} \\ t_f &:= 160\text{mm} & f_{cd} &:= 14\text{MPa} & f_{td} &:= 1.143\text{MPa} \\ b_w &:= 700\text{mm} & \epsilon_{cu} &:= 0.0035 \\ h_w &:= h - t_f = 640\text{mm} \end{aligned}$$

Avstand fra underkant flens til tyngdepunkt av betongtverrsnitt

$$y_c := \frac{b_w \cdot h_w \cdot \frac{h_w}{2} + b_f \cdot t_f \cdot \left(h_w + \frac{t_f}{2} \right)}{b_w \cdot h_w + b_f \cdot t_f} = 573\text{mm}$$

$$y_{c2} := h - y_c = 227\text{mm}$$

Tverrsnittsareal

$$A_c := b_f \cdot t_f + b_w \cdot h_w = 1216000\text{mm}^2$$

Inndata for slakkarmering, NS 3473 punkt 10.4

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

Kvalitet Ks.50 32ø20, vertikale bøyer Ks.40 2ø10 s100 lagt parvis, bøyer 45° Ks.50 2ø20.

$$\begin{aligned} f_{sk} &:= 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{sd} &:= 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \gamma_s &:= 1.25 \\ f_{swk} &:= 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{swd} &:= 320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \sigma_1 &:= 20\text{mm} \\ E_{sk} &:= 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \epsilon_{sy} &:= 0.0024 & \sigma_2 &:= 10\text{mm} \end{aligned}$$

$$\text{Areal strekkarmering: } A_s := 32 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\sigma_1}{2} \right)^2 = 10053.1 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{Tegning nr. 16}$$

$$\text{Areal skjærarmering: } A_{sv1} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\sigma_2}{2} \right)^2 \cdot 2 = 314.2 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{Lagt parvis.}$$

$$A_{sv2} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\sigma_1}{2} \right)^2 = 628.3 \cdot \text{mm}^2$$

Avstand til tyngdepunkt armering.

$$y_s := \frac{(16 \cdot 50 + 12 \cdot 100 + 4 \cdot 150) \text{mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\sigma_1}{2}\right)^2}{A_s} = 81.3 \cdot \text{mm}$$

Beregning av skjærkapasitet etter forenklet metode, NS 3473 punkt 12.3.2

Skjærstrekkkapasitet for betong uten skjærarmering:

$$d := h - y_s = 0.719 \cdot \text{m} \quad d_1 := 1.0 \text{m} \quad k_A := 100 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_{v1} := 1.5 - \frac{d}{d_1} = 0.781 \quad k_{v1} < 1.0 \quad k_v := 1$$

$$V_{cd} := \min \left[0.3 \cdot \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_s}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d} \right) \cdot b_w \cdot d \cdot k_v, 0.6 \cdot f_{td} \cdot b_w \cdot d \cdot k_v \right] = 345 \cdot \text{kN}$$

Kapasitetsbidrag fra skjærarmering, NS 3473 punkt 12.3.2.4

Vertikale bøyer: $\alpha_1 := 90 \text{deg} \quad \sin(\alpha_1) = 1 \quad \cot(\alpha_1) = 0$

$$z := 0.9 \cdot d = 647 \cdot \text{mm} \quad s_1 := 50 \text{mm}$$

$$V_{sd1} := \frac{f_{swd} \cdot A_{sv1}}{s_1} \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha_1)) \cdot \sin(\alpha_1) = 1301 \cdot \text{kN}$$

Skrå bøyer: $\alpha_2 := 45 \text{deg} \quad \sin(\alpha_2) = 0.707 \quad \cot(\alpha_2) = 1$

$$V_{sd2} := f_{sd} \cdot A_{sv2} \cdot (1 + \cot(\alpha_2)) \cdot \sin(\alpha_2) = 355 \cdot \text{kN}$$

Skjærstrekkkapasitet, NS 3473 punkt 12.3.2.4

Kapasiteten for konstruksjonsdeler med skjærarmering som er fordelt i lengderetningen, kan antas lik summen av V_{cd} og et tillegg V_{sd} fra armeringen.

$$V_d := V_{cd} + V_{sd1} + V_{sd2} = 2001 \cdot \text{kN}$$

Skjærtrykkkapasitet, NS 3473 punkt 12.3.2.5

Vertikale bøyer: $V_{ccd1} := \min \left[0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha_1)), 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \right] = 1902 \cdot \text{kN}$

Skrå bøyer: $V_{ccd2} := \min \left[0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha_2)), 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \right] = 2853 \cdot \text{kN}$

Skjærtrykkkapasitet: $V_{ccd} := V_{ccd1} + V_{ccd2} = 4755 \cdot \text{kN}$

Kontroll av minimum bøylearming, NS 3473 punkt 18.3.6

$$f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2} \qquad f_{tk} < 2.55 \frac{N}{mm^2} \qquad f_{tk..} := 2.55 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_{svmin} := 0.2 \cdot A_c \cdot f_{tk..} \cdot \frac{\sin(\alpha_1)}{f_{sk}} = 1240 \cdot mm^2$$

$$A_{sv} := A_{sv1} + A_{sv2} = 942 \cdot mm^2$$

$A_{sv} < A_{svmin}$ Ikke tilstrekkelig bøylearming.

5.1.2.3 Torsjonskapasitet

Kapasitetskontroll og dimensjonering for torsjon er utført i henhold til NS 3473 [4] punkt 12.4. Tverrsnittskapasiteten beregnes for et antatt lukket hultverrsnitt, med veggtykkelse lik t_c . Veggtykkelsen (t_c) gir det virksomme arealet for hultverrsnittet og er gitt av følgende uttrykk:

$$t_c = \min\left(1.2 \frac{A_{ct}}{u_c}, 0.2b\right)$$

Der u_c er tverrsnittets ytre omkrets og A_{ct} er betongtverrsnittet avgrenset av den ytre omkretsen. Det forutsettes at betongen ikke tar strekk.

5.1.2.3.1 Snitt 1

Dimensjonerende torsjonsmoment og skjærkraft i avstand d fra opplegg er beregnet til:

$$T_f = 628 \text{ kNm}$$

$$V_f = 2047 \text{ kN}$$

Kapasitet for strekkbrudd

Det skal armeres for torsjon dersom det dimensjonerende torsjonsmomentet (T_f) er større enn 30 % av rissmomentet for torsjon:

$$T_f \geq 0.3T_{cr}$$

Risstorsjonsmomentet (T_{cr}) er gitt ved:

$$T_{cr} = 2f_{td}(A_{ct} - 0.5t_c u_c)t_c = 435 \text{ kNm}$$

$$T_f = 628 \text{ kNm} > 0.3T_{cr} = 130 \text{ kNm}$$

Torsjonsarmering er dermed nødvendig. I henhold til NS 3473 punkt 12.4.6 skal torsjonsarmeringen utføres som lukkede bøylor med tilstrekkelig forankring, kombinert med lengdearmering. Nødvendig bøylearmering i én sideflate, dersom man dimensjonerer bøylene ut fra flytning ved brudd, er gitt ved:

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{T_f}{2A_o f_{st}} \tan\theta$$

Der

$$A_o = A_{ct} - 0.5t_c u_c$$

I avstand d fra støtte i akse 10, ligger bøylearmeringen med 10 mm i diameter, og senteravstand på 120 mm. Bøylearmeringsmengden er ikke tilstrekkelig da senteravstanden fra kravet over er på 109 mm.

Nødvendig lengdearmering dersom man dimensjonerer ut fra flytning ved brudd er gitt som:

$$A_{sl} = \frac{T_f u_o}{2A_o f_{sd.l}} \cot\theta$$

Nødvendig lengdearmring (A_{sl}) er da lik 2204 mm², som gir maksimal senteravstand på 458 mm for lengdearmring langs bøyleomkretsen. Det er anslått en største senteravstand for lengdearmringen langs bøyleomkretsen på s_l lik 216 mm, grunnet manglende informasjon fra ferdigbrutegningene i dette snittet. Lengdearmringen er dermed tilstrekkelig for torsjonsmomentet.

Kapasitet for trykkbrudd

Ved samtidig virkende torsjon og skjær kan trykkbruddkapasiteten kontrolleres etter interaksjonsformelen gitt ved:

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{V_f}{V_{ccd}} \leq 1$$

Der skjærtrykkkapasiteten (V_{ccd}) med vertikale bøyer, er tilsvarende som for skjærberegningene i avsnitt 5.1.2.2 *Skjærkapasitet*. Trykkbruddkapasiteten gir øvre grense for betongtverrsnittets kapasitet, og er avhengig av retningen for det antatte trykkfeltet i betongen. Ved antatt hovedtrykkretning θ mellom 30° og 60° kan torsjonsmomentkapasiteten for trykkbrudd antas lik [4]:

$$T_{ccd} = 0.6f_{cd}A_o t_c$$

Dette gir følgende:

$$T_{ccd} = 1597 \text{ kNm}$$

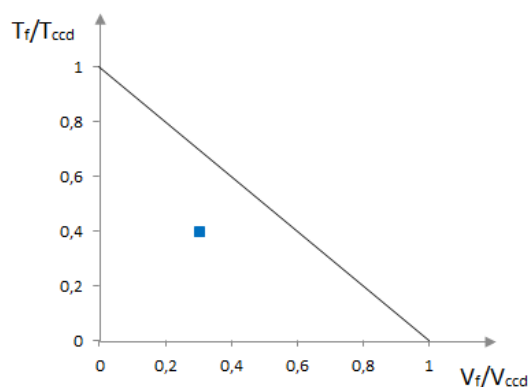
$$V_{ccd} = 6734 \text{ kN}$$

Interaksjon mellom torsjon og skjær:

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{V_f}{V_{ccd}} = 0,7$$

Trykkbruddkapasiteten er dermed tilstrekkelig.

Figur 52 gir en grafisk fremstilling av kapasitetsutnyttelsen ved bruk av interaksjonsformelen.



Figur 52: Kapasitet for interaksjon mellom torsjon og skjær [17]

5.1.2.3.2 *Snitt 2*

Dimensjonerende torsjonsmoment og skjærkraft ved enden av lastfelt er beregnet til:

$$T_f = 628 \text{ kNm}$$

$$V_f = 1207 \text{ kN}$$

Beregningen for snitt 2 er lik som for snitt 1. Forskjellen er at det ligger 93 ekstra bøyler som er bundet sammen to og to i midtsnittet mellom akse 10 til 11. Se Tegning nr. 25 i Vedlegg A.

Kapasitet for strekkbrudd

Risstorsjonsmomentet (T_{cr}) er gitt ved:

$$T_{cr} = 2f_{td}(A_{ct} - 0.5t_c u_c)t_c = 221 \text{ kNm}$$

$$T_f = 628 \text{ kNm} > 0.3T_{cr} = 66 \text{ kNm}$$

Det er altså nødvendig med torsjonsarmering. Største tillatte senteravstand er beregnet til 111 mm, mens senteravstanden til de buntede armeringsbøylene er 120 mm.

Bøylearmeringsmengden er derfor ikke tilstrekkelig.

Den nødvendige mengden lengdearmering er beregnet til:

$$A_{sl} = 2920 \text{ mm}^2$$

Dette gir en maksimal senteravstand på 247 mm for lengdearmering langs bøyleomkretsen.

Det er anslått en største senteravstand for lengdearmeringen langs bøyleomkretsen på s_l lik 269 mm, grunnet manglende informasjon fra ferdigbrutegningene i dette snittet.

Lengdearmeringen er dermed ikke tilstrekkelig for torsjonsmomentet.

Kapasitet for trykkbrudd

Trykkbruddkapasiteten (T_{ccd}) og skjærtrykkkapasiteten (V_{ccd}) med vertikale bøyler er beregnet til:

$$T_{ccd} = 813 \text{ kNm}$$

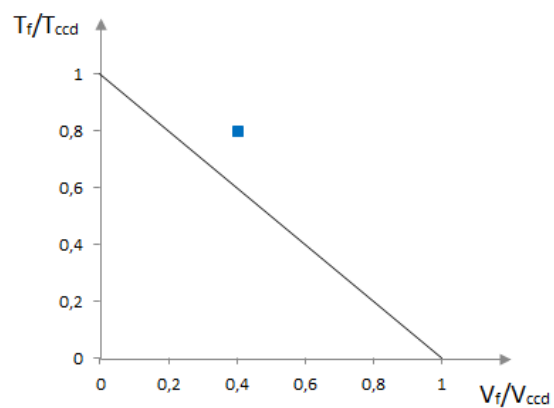
$$V_{ccd} = 3215 \text{ kN}$$

Interaksjonen mellom torsjon og skjær:

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{V_f}{V_{ccd}} = 1,15$$

Trykkbruddkapasiteten er dermed ikke tilstrekkelig.

Figur 53 gir en grafisk fremstilling av kapasitetsutnyttelsen ved bruk av interaksjonsformelen.



Figur 53: Kapasitet for interaksjon mellom torsjon og skjær[17]

På de neste sidene er beregningseksempel hentet fra Vedlegg H presentert. Dette eksempelet omhandler beregning av torsjonskapasitet for snitt 2.

Torsjonskapasitet for snitt 2Dimensjonerende torsjon: $T_f := 628 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Dimensjonerende skjær: $V_f := 1207 \text{ kN}$ **Inndata for betong B350/C30/B25, NS 3473 punkt 11.1**

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

$h := 1410 \text{ mm}$ $\gamma_c := 1.4$ $f_{tk} := 2.35 \text{ MPa}$
 $b := 700 \text{ mm}$ $f_{cn} := 19.6 \text{ MPa}$ $f_{tm} := 1.6 \text{ MPa}$
 $t_f := \frac{(235 \text{ mm} + 140 \text{ mm})}{2} = 187.5 \text{ mm}$ $f_{cd} := 14 \text{ MPa}$ $f_{td} := 1.143 \text{ MPa}$
 $d := 1215 \text{ mm}$ $\epsilon_{cu} := 0.0035$

Inndata for slakkarmering, NS 3473 punkt 10.4

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

Lengdearmering Ks50 $\phi 20-32$ $\phi_1 := 20 \text{ mm}$

$$f_{sk,l} := 480 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{sd,l} := 384 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærarmering Ks40 - $\phi 8-\phi 20$ $\phi_2 := 10 \text{ mm}$

$$f_{sk,t} := 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{sd,t} := 320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Lengdearmering: $A_s := \pi \cdot \left(\frac{\phi_1}{2}\right)^2 = 314 \cdot \text{mm}^2$ Areal per stang av lengdearmering

Skjærarmering: $A_{sv} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_2}{2}\right)^2 \cdot 2 = 157 \cdot \text{mm}^2$ Areal per sideflate. Buntet sammen to og to.

Beregning av torsjonsmoment i bjelker etter NS 3473 punkt 12.4 og A.12.4

Kapasiteten for torsjonsmoment skal påvises for strekkbrudd og trykkbrudd.

Tverrsnittets kapasitet beregnes på grunnlag av et antatt lukket hultverrsnitt.

Ytre omkrets av tverrsnitt: $u_c := 2 \cdot h + 2 \cdot b = 4.22 \text{ m}$

5 KAPASITETSKONTROLL I BRUDDGRENSETILSTANDEN

Betongverrsnitt avgrenset av ytre omkrets: $A_{ct} := b \cdot h = 0.987 \text{ m}^2$

Veggykkelse: $t_c := \min\left(1.2 \cdot \frac{A_{ct}}{u_c}, 0.2 \cdot b\right) = 0.14 \text{ m}$

Areal innenfor veggens midtlinje: $A_o := A_{ct} - 0.5 \cdot t_c \cdot u_c = 0.692 \text{ m}^2$

Strekkbruddkontroll, NS 3473 punkt A.12.4.1

Det skal armeres for torsjon dersom $T_f > 0.3 \cdot T_{cr}$, der T_{cr} er rissmomentet for torsjon.

$$T_{cr} := 2 \cdot f_{td} \cdot A_o \cdot t_c = 221 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$0.3 \cdot T_{cr} = 66 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$T_f > 0.3 \cdot T_{cr}$$

Torsjonsarmering er nødvendig

Trykkbruddkontroll, NS 3473 punkt A.12.4.4

Ved samtidig virkende torsjon og skjær kan trykkbruddkapasiteten kontrolleres etter interaksjonsformelen.

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{V_f}{V_{ccd}} \leq 1$$

Ved antatt hovedtrykkretning mellom 30° og 60° kan det antas en kapasitet:

$$T_{ccd} := 0.6 \cdot f_{cd} \cdot A_o \cdot t_c = 813 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Skjær:

$$z := 0.9 \cdot d = 1.094 \text{ m}$$

$$V_{ccd} := 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z = 3215 \cdot \text{kN}$$

Minimumsarmering i hver sideflate, NS 3473 punkt 12.4.6

Torsjonsarmering skal utføres som lukkede bøyer med tilstrekkelig forankring.

$$A_c := 1 \cdot t_c = 140 \cdot \text{mm}$$

$$0.25 \cdot A_c \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk,t}} = 0.206 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\frac{A_{st,min}}{s} = 0.206 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Nødvendig bøylearmering per lengdeenhet:

$$\frac{T_f}{2 \cdot A_o \cdot f_{sd,t}} = 1.419 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\frac{A_{st}}{s} = 1.419 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

5 KAPASITETSKONTROLL I BRUDDGRENSETILSTANDEN

$$\frac{A_{st}}{s} > \frac{A_{st,min}}{s} \quad \text{OK}$$

$$s_1 := \frac{A_{sv}}{1.419 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}} = 111 \cdot \text{mm}$$

Senteravstanden mellom bøylearmeringen er 120 mm.
Bøylearmeringsmengden er ikke tilstrekkelig.

Nødvendig lengdearmering:

$$u_0 := 2 \cdot (b - 100\text{mm}) + (h - 140\text{mm}) = 2470 \cdot \text{mm}$$

$$A_{s1} := \frac{T_f \cdot u_0}{2 \cdot A_o \cdot f_{sd,1}} = 2920 \cdot \text{mm}^2$$

Nødvendig antall: $n := \frac{A_{s1}}{A_s} = 9.296$

Største tillatte senteravstand: $s_{1,maks} := \frac{u_0}{10} = 247 \cdot \text{mm}$

Største senteravstand for armeringen i snitt 2: $s_1 := 269\text{mm}$

Lengdearmeringen er ikke tilstrekkelig med hensyn på torsjon. Den må også kunne ta opp bøyemoment.

5.1.3 Oppsummering av kapasitetskontroll i lengderetning

Tabell 35 til Tabell 38 oppsummerer beregningene og kontroll utført for lengderetning i bruddgrensetilstand. Opptredende krefter, kapasiteter samt utnyttelsesgrad kommer frem av tabellene. For dimensjonerende moment er det det omlagrede momentet som presenteres i de snitt det er nødvendig.

5.1.3.1 Feltmoment

Tabell 35 viser at momentkapasiteten overskrides mellom felt i akse 1 til 4, mens resterende sidespenn har tilstrekkelig kapasitet. Feltmomentet i hovedspennet har tilstrekkelig kapasitet etter omlagring til støtte i akse 10, men er fortsatt svært høyt utnyttet.

Tabell 35: Oppsummering av feltmoment i lengderetning

Snitt	Dimensjonerende Moment [kNm]	Momentkapasitet [kNm]	Utnyttelsesgrad
Akse 1 – 4	2270	2003	1,13
Akse 4 – 5	1710	2241	0,76
Akse 5 – 9	3291	3493	0,94
Akse 9 – 10	2482	3458	0,72
Akse 10 – 11	8653	8745	0,99

5.1.3.2 Støttemoment

Tabell 36 viser at støttemomentene har tilstrekkelig kapasitet, men er svært høyt utnyttet i akse 1 til 4 samt i akse 10 og 11.

Tabell 36: Oppsummering av støttemoment i lengderetning

Snitt	Dimensjonerende Moment [kNm]	Momentkapasitet [kNm]	Utnyttelsesgrad
Akse 1 – 4	2455	2490	0,99
Akse 5 – 8	3634	4485	0,81
Akse 9	2987	4605	0,65
Akse 10	23613	23741	0,99
Akse 11	22626	23741	0,95

5.1.3.3 Skjær

Tabell 37 viser at skjærstrekkbruddkapasiteten er lavere og mer kritisk enn skjærtrykkbruddkapasiteten for alle snitt. Skjærstrekkkapasiteten gjengis derfor som skjærkapasitet.

Tabell 37: Oppsummering av skjærkraft i lengderetning

Snitt	Dimensjonerende skjærkraft [kN]	Skjærkapasitet [kN]	Utnyttelsesgrad
Akse 1 – 4	893	2001	0,45
Akse 5 – 8	1104	2697	0,41
Akse 9	899	2692	0,33
Akse 10 -11	2546	3271	0,78

Skjærkapasiteten er tilstrekkelig i alle snitt.

5.1.3.4 Torsjon

Tabell 38 viser at Snitt 2 er kritisk for torsjon, og vil være dimensjonerende.

Trykkbruddkapasiteten er ikke tilstrekkelig da utnyttelsesgraden er over kravet. På grunn av lite bøylearming er strekkbruddkapasiteten ikke tilstrekkelig i noen av snittene.

Lengdearming er heller ikke tilstrekkelig fordelt rundt bøyleomkretsen for snitt 2.

Tabell 38: oppsummering av torsjon i lengderetning

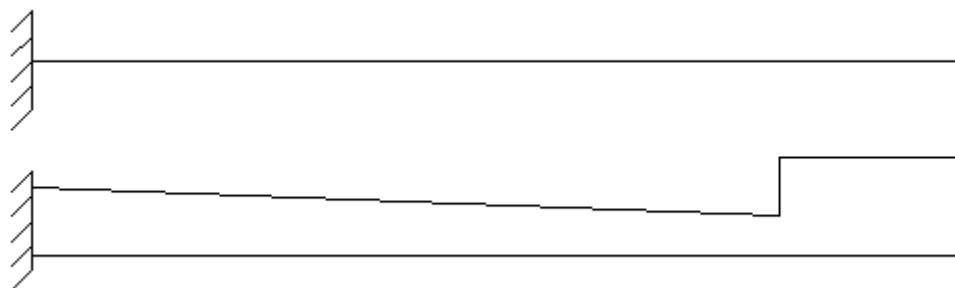
	Dimensjonerende krefter		Kapasiteter		Utnyttelsesgrad Interaksjon
	T_f [kNm]	V_f [kN]	T_{ccd} [kNm]	V_{ccd} [kN]	$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{V_f}{V_{ccd}}$
Snitt 1	628	2047	1597	6734	0,7
Snitt 2	628	1207	813	3215	1,15

5.2 Tverretning

I tverretning er det nødvendig å kontrollere for moment og skjær på den utkragede delen av bruoverbygningen. Møteplassen i hovedfeltet tillater eksentrisitet i forhold til senterlinjen av kjørebanelen. Hovedfeltet må derfor kontrolleres for moment. For sidefeltene antas det tilstrekkelig momentkapasitet, da det er begrenset mulighet for eksentriske laster. Det blir derimot kontrollert for skjær i alle felt.

5.2.1 Dimensjonerende krefter

Ved beregning kan bruplata anses som en utkrager fast innspent i steget. Dette fordi bruplata vil få maksimal momentbelastning ved bjelkekanten. Det statiske systemet er illustrert i Figur 54.



Figur 54: Statisk system i tverretning

X-aksen ligger langs tverretningen av bruplata, og det antas at momentkapasiteten i denne retningen er tilstrekkelig. Momentkapasiteten blir derimot beregnet i y-retningen, som ligger i lengderetning av bruplata.

5.2.1.1 Dimensjonerende moment

For bruplata er det valgt å ta hensyn til momentbidrag fra egenlast, trafikklast og vindlast.

5.2.1.1.1 Egenlast

Egenlasten består av last fra bruplata, kantdrager, slitelag og rekkverk. Momentbidraget fra egenvekten er beregnet i Vedlegg I og presentert i Tabell 39.

Tabell 39: Momentbidrag fra egenlast

Bidrag fra:	Momentbidrag fra egenlast M_g [kNm/m]
Bruplate	14,9
Kantdrager	16,9
Slitelag	10,5
Rekkverk	1,7
Totalt	44

5.2.1.1.2 Trafikklast

Opptredende moment for trafikklast i tverretning finnes ved hjelp av influenslinjer etter Adolf Puchers diagrammer [31]. Diagrammene gir mest ugunstige lastplassering i lengde- og tverretning for plater med forskjellige randbetingelser. Etter figur 3.2-1 i Håndbok R412 [2] skal det i tverretning dimensjoneres for hjullasten $H = 80 \text{ kN}$. Som nevnt i Kapittel 3.2.2 *Trafikklast*, har denne hjullasten en rektangulær anleggsflate med sidene $0,2 \text{ m}$ i kjøreretning og $0,6 \text{ m}$ i tverretning. Det antas videre at hjullasten brer seg utover med en vinkel på 45° ned til platetverrsnittets senterlinje. Den effektive platetykkelsen (d) kan settes lik den gjennomsnittlige tykkelsen av den utkragede bruplata, lik 184 mm . Sidene til den totale lastflaten får dermed følgende verdier:

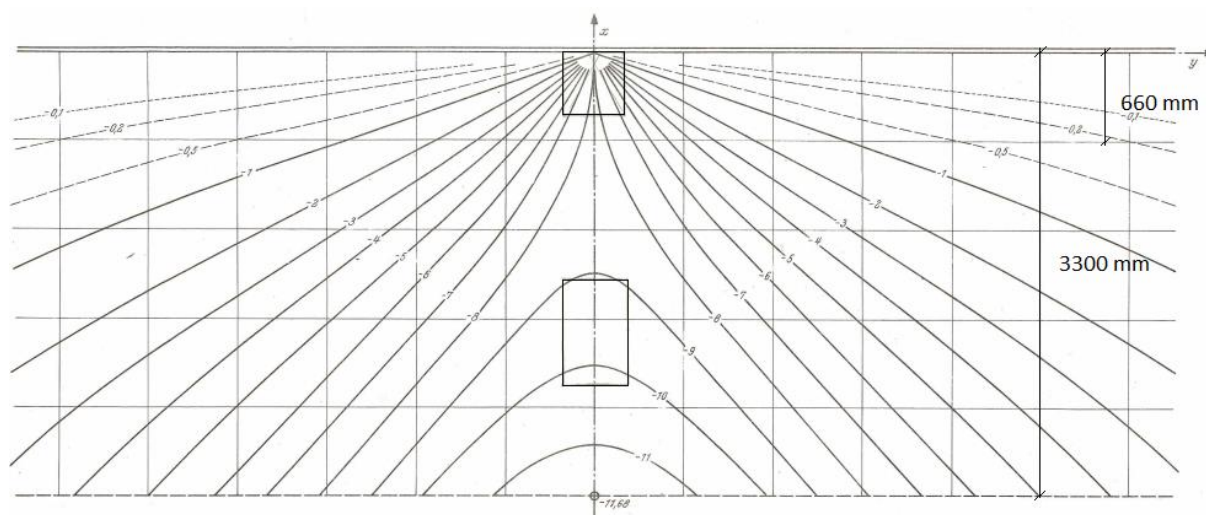
$$t_x = 0,6 \text{ m} + 0,184 \text{ m} = 0,784 \text{ m}$$

$$t_y = 0,2 \text{ m} + 0,184 \text{ m} = 0,384 \text{ m}$$

For å finne momentet må man ha faktoren μ . Denne finnes ved å tegne hjullastenes skalerte lastflater inn i diagrammet og benyttes videre i følgende formel:

$$M = \mu_{\text{middel}} \frac{H}{8\pi}$$

Den kritiske plasseringen av hjullasten vil være så langt ut mot den frie randen som mulig. Av Figur 55 ser man at den ene hjullasten blir stående delvis oppå bjelken og vil derfor få en redusert verdi. Den midlere μ -verdien må finnes for hver av lastflatene da de har ulike lastverdier.



Figur 55: Influensdiagram for støttemoment i fastholdt ende av utkraget plate [31]

De midlere μ -verdiene for hjullasten mot den frie enden og ved innspenningen blir som følger:

$$\mu_{\text{middel},x} = -9,6 \quad \text{Ved fri ende}$$

$$\mu_{\text{middel},x} = -4,2 \quad \text{Ved innspenning}$$

Opptredende moment ved innspenning blir da:

$$M_t = -9,6 \frac{80kN}{8\pi} - 4,2 \frac{60kN}{8\pi} = 40,6 \text{ kNm/m}$$

5.2.1.1.3 Vindlast

Den vertikale vindkraften er beregnet i Kapittel 3.2.3 *Vindlast*, og kan ha en eksentrisk plassering fra senter av veibanen lik $b/4$, noe som tilsvarer 1,825 m for møteplassen. Vindlast på brua med samtidig virkende trafikklast ($F_{w,z}^*$) lik 5,03 kN/m, og kan ifølge tabell NA.A2.1 i EK0 [5] reduseres med en kombinasjonsfaktor (ψ) lik 0,7.

Momentbidrag fra eksentrisk vindlast blir da:

$$M_v = 0,7F_{w,z}^* e = 6,4 \text{ kNm/m}$$

5.2.1.1.4 Lastkombinasjon

For å finne dimensjonerende moment (M_f) benyttes lastkombinasjon a) og b) som beskrevet i Kapittel 3 *Laster og lastkombinasjoner*. Med to variable laster får man følgende ligninger:

Dimensjonerende moment i bruplata med trafikklast som dominerende variabel last:

$$\text{Lastkombinasjon a) } 1.15M_g + 1.4M_t = 107,4 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Lastkombinasjon b) } 1.0M_g + 1.2M_t + 0.8M_v = 97,8 \text{ kNm/m}$$

Dimensjonerende moment i bruplata med vindlast som dominerende variabel last:

$$\text{Lastkombinasjon a) } 1.15M_g + 1.6M_v = 60,8 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Lastkombinasjon b) } 1.0M_g + 1.3M_v + 0.8M_t = 84,8 \text{ kNm/m}$$

Av lastkombinasjon a) og b) ser vi at ligning a) med trafikklast som dominerende variabel last er kritisk. Dimensjonerende moment på bruplata er:

$$M_f = 107,4 \text{ kNm/m}$$

5.2.1.2 Dimensjonerende skjær

For bruplata er det valgt å ta hensyn til skjærbidrag fra egenlast, trafikklast og vindlast. Bidraget fra trafikken kommer fra hjullasten som opptrer som konsentrert last nær opplegg, og kan føre til gjennomløkking.

5.2.1.2.1 Egenlast

Egenlasten består av last fra bruplata, kantdrager, slitelag og rekkverk. Skjærbidraget fra egenvekten er beregnet i Vedlegg I og presentert i Tabell 40 og Tabell 41 for henholdsvis akse 1 til 10 og 10 til 11. Har man jevnt fordelte laster på en konstruksjon, kan skjærkraften reduseres til en avstand d fra opplegg, som i denne sammenheng er innspenningen ved steget. Denne reduksjonen er utført for bruplata og slitelaget.

Tabell 40: Skjærbidrag fra egenlast for akse 1 til 10

Bidrag fra:	Skjærbidrag fra egenvekt V_g [kN/m]
Bruplata	5,1
Kantdrager	5,7
Slitelag	3,9
Rekkverk	0,5
Totalt	15,2

Tabell 41: Skjærbidrag fra egenlast for akse 10 til 11

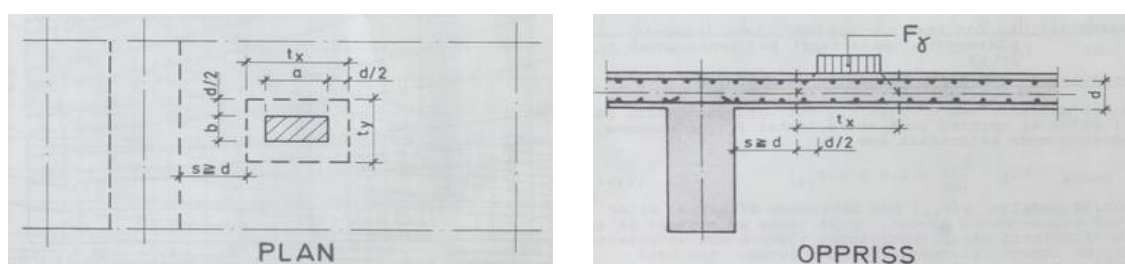
Bidrag fra:	Skjærbidrag fra egenvekt V_g [kN/m]
Bruplata	11,5
Kantdrager	5,7
Slitelag	7,5
Rekkverk	0,5
Totalt	25,2

5.2.1.2.2 Trafikklast

En plate som belastes med konsentrert last kan bli utsatt for gjennomlokking. Den dimensjonerende skjærkrafta beregnes i henhold til Norsk Betongforenings publikasjon 6: *Skjærkapasitet for plater med konsentrerte laster* [25]. For last på plater nær opplegg bestemmes den dimensjonerende skjærkraften per lengdeenhet av følgende formel:

$$V_{y,maks} = k_v \frac{F_y}{t_y}$$

Der k_v er en funksjon av $\frac{t_x}{t_y}$ og $\frac{s}{t_y}$, og leses av diagrammene i Figur 57 og Figur 58. t_x og t_y er angitt i Figur 56. Hjullastens totale lastflate (t_x og t_y) beregnes på samme måte som for moment.

**Figur 56: Konsentrert last nær opplegg [25]**

Sidespenn - Akse 1 til 10

I sidespennene varierer bruoverbygningens tykkelse fra 180 mm ved senterlinjen til 140 mm ved kantdrageren. Ved innspenningen er den effektive platetykkelsen 156 mm. Det kritiske snittet for skjær ligger altså i denne avstand fra bjelkekanten. Noe som tilsier enda mindre

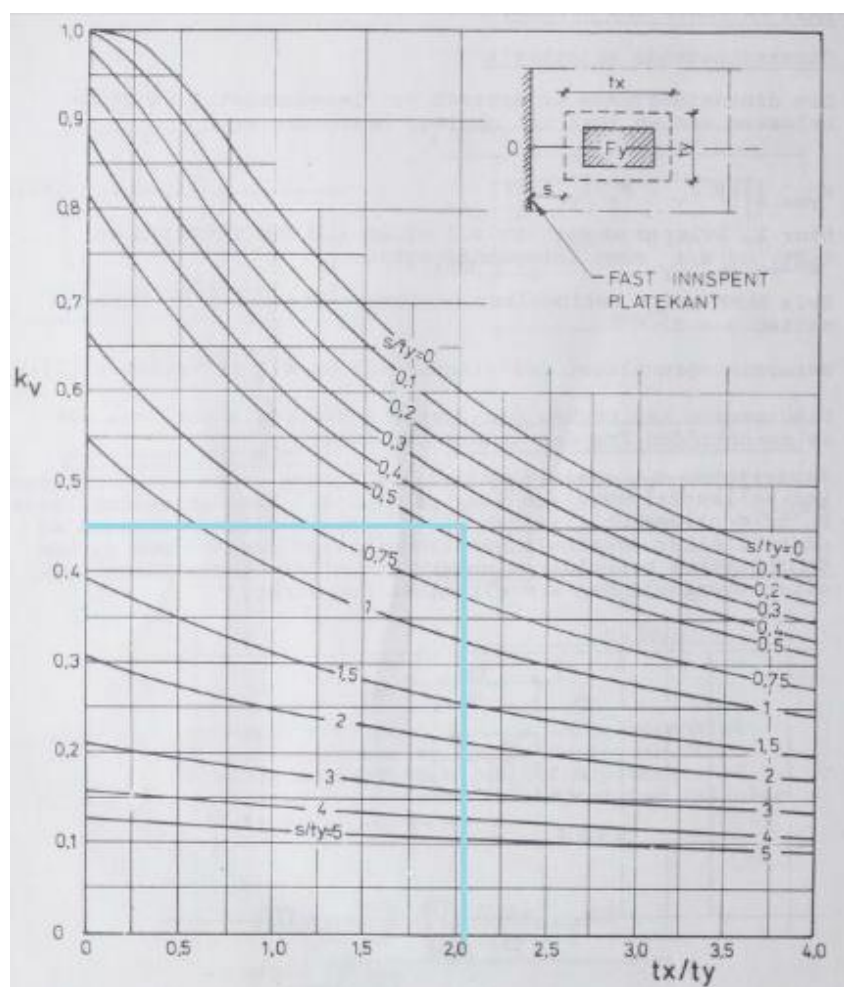
platetykkelse. Ved formlikhet finnes den effektive platetykkelse (d) i det kritiske snittet til å være 154 mm. Lastflatene får da følgende dimensjoner:

$$t_x = 0,6 \text{ m} + d = 0,754 \text{ m}$$

$$t_y = 0,2 \text{ m} + d = 0,354 \text{ m}$$

Det er ingen andre betingelser som bestemmer plasseringen av lasten, dermed settes s lik d som er lik 154 mm [25]. Diagrammet i Figur 57 leses av for følgende verdier:

$$\frac{t_x}{t_y} = 2,13 \quad \text{og} \quad \frac{s}{t_y} = 0,44$$



Figur 57: k_v for last nær opplegg, fast innspent platekant [25]

Avlesning av diagrammet gir k_v lik 0,45 og den dimensjonerende skjærkrafta blir da:

$$V_{Y,maks,1-10} = 0,45 \frac{80 \text{ kN}}{0,354 \text{ m}} = 102 \text{ kN/m}$$

Hovedspenn – Akse 10 til 11

I hovedspennet varierer bruoverbygningens tykkelse fra 240 mm ved senterlinjen til 140 mm ved kantdrageren. Ved innspenningen er den effektive platetykkelsen 184 mm. Det kritiske snittet for skjær ligger altså i denne avstand fra bjelkekanten. Noe som tilsier enda mindre

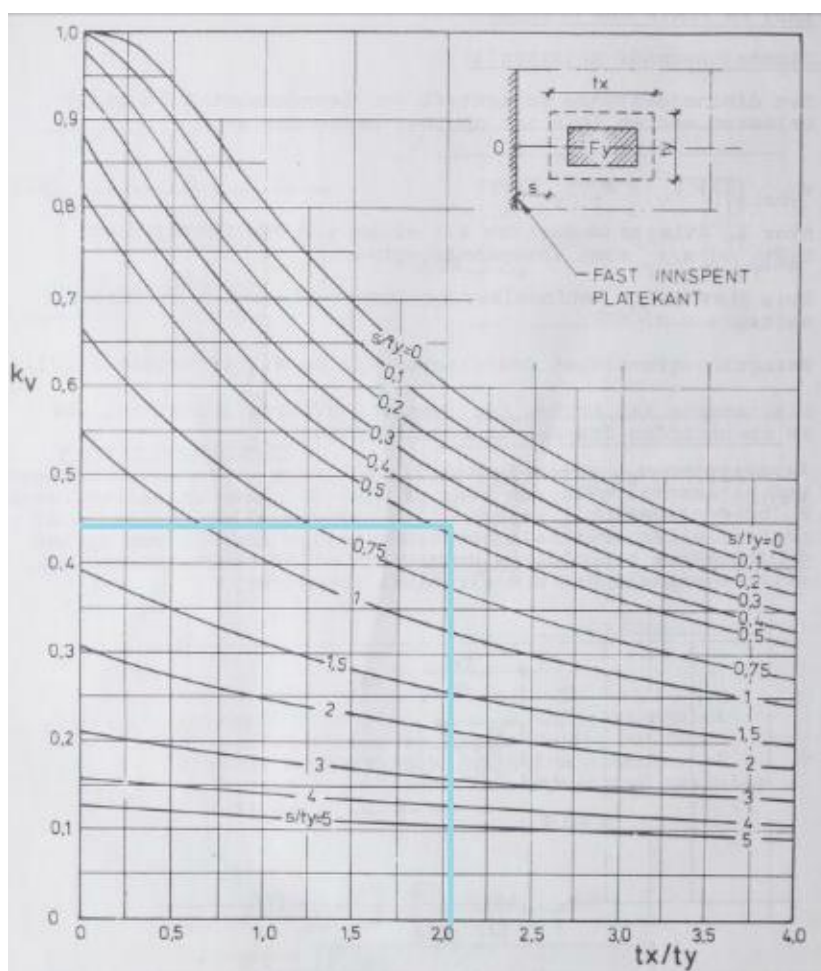
platetykkelse. Ved formlikhet finnes den effektive platetykkelse (d) i det kritiske snittet til å være 181 mm. Lastflatene får da følgende dimensjoner:

$$t_x = 0,6 \text{ m} + d = 0,781 \text{ m}$$

$$t_y = 0,2 \text{ m} + d = 0,381 \text{ m}$$

Det er ingen andre betingelser som bestemmer plasseringen av lasten, dermed settes s lik d som er lik 181 mm. Diagrammet i Figur 58 leses av for følgende verdier:

$$\frac{t_x}{t_y} = 2,05 \quad \text{og} \quad \frac{s}{t_y} = 0,48$$



Figur 58: k_v for last nær opplegg, fast innspent platekant [25]

5.2.1.2.3 Vindlast

Den vertikale vindkraften er beregnet i Kapittel 3.2.3 *Vindlast*, og kan gi bidrag til den opptredende skjærkrafta. Vindlast på brua med samtidig virkende trafikklaster ($F_{w,z}^*$) for akse 1 til 10 er 3,3 kN/m, og 5,03 kN/m for akse 10 til 11. Den kan ifølge Tabell NA.A2.1 i EKO [5] reduseres med en kombinasjonsfaktor (ψ) lik 0,7.

Skjærbidraget fra vindlast i henholdsvis akse 1 til 10 og akse 10 til 11 blir da som følger:

$$V_{v1-10} = 0,7F_{w,z}^* = 2,3 \text{ kN/m}$$

$$V_{v10-11} = 0,7F_{w,z}^* = 3,5 \text{ kN/m}$$

5.2.1.2.4 Lastkombinasjon

For å finne dimensjonerende skjærkraft (V_f) benyttes lastkombinasjon a) og b) som beskrevet i Kapittel 3 *Laster og lastkombinasjoner*. Med to variable laster får man følgende ligninger:

Dimensjonerende skjærkraft i bruaplata med trafikklast som dominerende variabel last for akse 1 til 10:

$$\text{Lastkombinasjon a) } 1,15V_g + 1,4V_{\gamma, \text{maks}1-10} = 160,3 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lastkombinasjon b) } 1,0V_g + 1,2V_{\gamma, \text{maks}1-10} + 0,8V_{v1-10} = 139,4 \text{ kN/m}$$

Dimensjonerende skjærkraft i bruaplata med vindlast som dominerende variabel last for akse 1 til 10:

$$\text{Lastkombinasjon a) } 1,15V_g + 1,6V_{v1-10} = 26,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lastkombinasjon b) } 1,0V_g + 1,3V_{v1-10} + 0,8V_{\gamma, \text{maks}1-10} = 99,8 \text{ kN/m}$$

Dimensjonerende skjærkraft i bruaplata med trafikklast som dominerende variabel last for akse 10 til 11:

$$\text{Lastkombinasjon a) } 1,15V_g + 1,4V_{\gamma, \text{maks}10-11} = 161,3 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lastkombinasjon b) } 1,0V_g + 1,2V_{\gamma, \text{maks}10-11} + 0,8V_{v10-11} = 141,4 \text{ kN/m}$$

Dimensjonerende skjærkraft i bruaplata med vindlast som dominerende variabel last for akse 1 til 11:

$$\text{Lastkombinasjon a) } 1,15V_g + 1,6V_{v10-11} = 34,6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lastkombinasjon b) } 1,0V_g + 1,3V_{v10-11} + 0,8V_{\gamma, \text{maks}10-11} = 105,4 \text{ kN/m}$$

Av lastkombinasjon a) og b) ser vi at ligning a) med trafikklast som dominerende variabel last er kritisk for både akse 1 til 10 og akse 10 til 11. Dimensjonerende skjærkraft på bruaplata er:

$$V_{f1-10} = 160,3 \text{ kN/m}$$

$$V_{f10-11} = 161,3 \text{ kN/m}$$

5.2.2 Kapasitetskontroll

Her presenteres kapasitetskontrollen som er gjennomført for bruoverbygningens tverretning. Det er også presentert et beregningseksempel i etterkant av hver kapasitetskontroll. Det henvises til Vedlegg J for fullstendig beregning.

5.2.2.1 Momentkapasitet

For beregning av momentkapasiteten følges samme prosedyre som for lengderetning, og beregnes per lengdemeter. I tverretningen er tverrsnittet rektangulært med varierende høyde. Momentkapasiteten må kontrolleres ved innspenningen og her er høyden 228 mm.

Ved innspenningen ligger oversiden av dekket i strekk. Den balanserte armeringsmengden viser seg å være større enn den aktuelle armeringsmengden, som tilsier at tverrsnittet er underarmert. Momentkapasiteten beregnes derfor ved følgende ligning:

$$\alpha = \frac{A_{ss}f_{sd}}{0,8bd_1f_{cd}}$$

$$M_d = 0,8f_{cd}(1 - 0,4\alpha)\alpha bd_1^2 = 150 \text{ kNm/m}$$

På de neste sidene er beregningseksempel hentet fra Vedlegg J presentert. Dette eksempelet omhandler beregning av momentkapasitet i akse 10 til 11.

Momentkapasitet i akse 10-11**Inndata for betong B350/C30/B25, NS 3473 punkt 11.1**

- Det henvises til Vedlegg C der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

$$h := 228\text{mm} \quad f_{\text{cn}} := 19.6\text{MPa} \quad f_{\text{tk}} := 2.35\text{MPa}$$

$$b := 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}} \quad f_{\text{cd}} := 14\text{MPa} \quad f_{\text{tn}} := 1.6\text{MPa}$$

$$\gamma_{\text{c}} := 1.4 \quad \epsilon_{\text{cu}} := 0.0035$$

Inndata for slakkarmering, NS 3473 punkt 10.4

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

Kvalitet Ks.50 - Ø12

$$\gamma_{\text{S}} := 1.25 \quad \varnothing := 12\text{mm}$$

$$f_{\text{sk}} := 480 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_{\text{sk}} := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{sd}} := 384 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \epsilon_{\text{sy}} := 0.0024$$

Areal strekkarmering per løpemeter:

$$A_{\text{ss}} := \frac{1000}{90 \cdot 1\text{m}} \cdot 2\pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 = 2513.3 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Areal trykkarmering per løpemeter:

$$A_{\text{st}} := \frac{1000}{180 \cdot 1\text{m}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 = 628.3 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

I henhold til NS 427 A punkt 5, har plater utsatt for vær og fuktighet en overdekning på 20mm

$$d_1 := h - 20\text{mm} - \varnothing - \frac{\varnothing}{2} = 190 \cdot \text{mm}$$

$$d_2 := h - 20\text{mm} - \frac{\varnothing}{2} = 202 \cdot \text{mm}$$

Kontroll av minimsarmering etter NS 3473 punkt 18.3.1-18.3.3

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

$$k_{\text{w}} := \max\left(1.5 - \frac{h}{h_1}, 1.0\right) = 1.272$$

$$A_{\text{S}} := 0.25 \cdot k_{\text{w}} \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{\text{tk}}}{f_{\text{sk}}} = 355 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

For konstruksjoner der det legges vekt på tetthet, bør minimumsarmeringen på strekksiden være minst det dobbelte av A_{e} .

$$A_{\text{ss,min}} := 2 \cdot A_{\text{S}} = 710 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad A_{\text{ss}} \geq A_{\text{ss,min}} \quad \text{OK for strekkarmering.}$$

5 KAPASITETSKONTROLL I BRUDDGRENSETILSTANDEN

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s hvis ikke annet påvises å være tilstrekkelig, NS 3473 punkt 18.3.2

$$A_{stmin} := \frac{A_s}{2} = 177 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad A_{st} \geq A_{stmin} \quad \text{OK for trykkarmering.}$$

Balansert armeringstverrsnitt

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

Når den brukte armeringsmengden tilsvarer balansert armert eller underarmert, bestemmes den balanserte armeringsmengden per løpemeter på følgende måte.

$$A_{sb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 3287.4 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{sb} \geq A_{ss} \quad \text{Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd.}$$

Underarmert armeringstverrsnitt

$$\alpha := \frac{A_{ss} \cdot f_{sd}}{0.8 \cdot b \cdot d_1 \cdot f_{cd}} = 0.454$$

Trykksonehøyde

$$\alpha \cdot d_1 = 86.2 \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet

$$M_d := 0.8 \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0.4\alpha) \cdot \alpha \cdot b \cdot d_1^2 = 150 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

5.2.2.2 Skjærkapasitet

For beregning av skjærkapasiteten følges samme prosedyre som for skjærkapasitet i lengderetning, og er på samme måte som moment beregnet per lengdemeter. Kapasiteten er beregnet i avstand d fra innspenningen.

Skjærstrekkapasiteten er beregnet følgende formel:

$$V_{co} = 0.3 \left(f_{td} + \frac{k_A A_s}{\gamma_c b_w d} \right) b_w d k_v \leq 0.6 f_{td} b_w d k_v$$

Mens skjærtrykkapasiteten er beregnet etter:

$$V_{ccd} = 0.45 f_{cd} b z$$

Tabell 42 gir en oppsummering over beregnet skjærkapasitet. Det henvises til Vedlegg J for detaljert beregning.

Tabell 42: Skjærkapasitet i tverretning

Snitt	Skjærstrekkapasitet V_d [kN/m]	Skjærtrykkapasitet V_{ccd} [kN/m]
Akse 1 – 10	103	737
Akse 10 – 11	154	1043

På de neste sidene er beregningseksempel hentet fra Vedlegg J presentert. Dette eksempelet omhandler beregning av skjærkapasitet i akse 1 til 10.

Skjærkapasitet i akse 1-10**Inndata for betong B350/C30/B25, NS 3473 punkt 11.1**

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

$$\begin{aligned} h &:= 156\text{mm} & f_{\text{cn}} &:= 19.6\text{MPa} & f_{\text{tk}} &:= 2.35\text{MPa} \\ b &:= 1000\frac{\text{mm}}{\text{m}} & f_{\text{cd}} &:= 14\text{MPa} & f_{\text{tm}} &:= 1.6\text{MPa} \\ \gamma_{\text{c}} &:= 1.4 & \epsilon_{\text{cu}} &:= 0.0035 & f_{\text{td}} &:= 1.143\text{MPa} \end{aligned}$$

Inndata for slakkarmering, NS 3473 punkt 10.4

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

Kvalitet Ks.50 - Ø12 s 90

$$\gamma_{\text{s}} := 1.25$$

$$f_{\text{sk}} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{sd}} := 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\varnothing := 12\text{mm}$$

Armeringsareal per løpemeter:

$$A_{\text{s}} := \frac{1000}{80 \cdot 1\text{m}} \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 = 1413.7 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

I henhold til NS 427 A punkt 5, har plater utsatt for vær og fuktighet en overdekning på 20mm

$$d := h - 20\text{mm} - \frac{\varnothing}{2} = 130 \cdot \text{mm}$$

Beregning av skjærkapasitet etter forenklet metode, NS 3473 punkt 12.3.2**Skjærstrekkkapasitet for betong uten skjærarmering:**

$$d_1 := 1.0\text{m} \quad k_{\text{A}} := 100 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad k_{\text{V}} := 1.5 - \frac{d}{d_1} = 1.37$$

$$V_{\text{cd}} := \min \left[0.3 \cdot \left(f_{\text{td}} + \frac{k_{\text{A}} \cdot A_{\text{s}}}{\gamma_{\text{c}} \cdot b \cdot d} \right) \cdot b \cdot d \cdot k_{\text{V}}, 0.6 \cdot f_{\text{td}} \cdot b \cdot d \cdot k_{\text{V}} \right] = 103 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ingen skjærarmering:

$$V_{\text{d}} := V_{\text{cd}} = 103 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Skjærtrykkkapasitet, NS 3473 punkt 12.3.2.5

$$z := 0.9 \cdot d = 117 \cdot \text{mm}$$

$$V_{\text{ccd}} := 0.45 \cdot f_{\text{cd}} \cdot b \cdot z = 737 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

5.2.3 Oppsummering av kapasitetskontroll i tverretning

Tabell 43 og Tabell 44 gir en oppsummering av dimensjonerende krefter, kapasiteter og utnyttelsesgrader for de aktuelle snittene.

5.2.3.1 Moment

Momentkapasiteten i tverretning viser seg å være tilstrekkelig over bruplata i hovedspennet, og antas tilstrekkelig i sidespennene.

Tabell 43: Oppsummering av moment i bruplata

Snitt	Dimensjonerende moment, M_f [kNm/m]	Momentkapasitet, M_d [kNm/m]	Utnyttelsesgrad
Akse 1 – 10	-	-	-
Akse 10 – 11	107	150	0,71

5.2.3.2 Skjær

Skjærkapasiteten i tverretning overskrides over hele bruplata. Sidefeltene overskrides med hele 55 %, mens hovedspennet kun overskrides med 5 %.

Tabell 44: Oppsummering av skjær i bruplata

Snitt	Dimensjonerende skjærkraft, V_f [kN/m]	Skjærkapasitet, V_d [kN/m]	Utnyttelsesgrad
Akse 1 – 10	160	103	1,55
Akse 10 – 11	161	154	1,05

6 BRUENS BESTANDIGHET OG TILSTAND

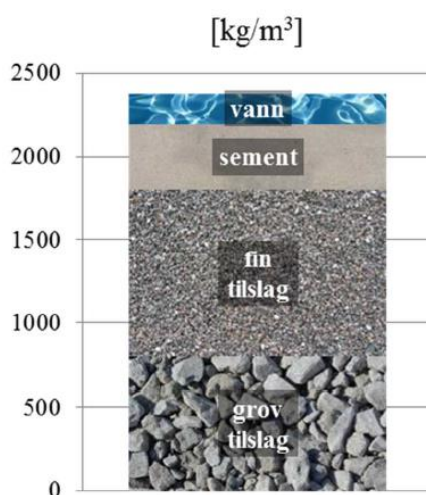
6.1 Bestandighet

Som tidligere nevnt ble betong sett på som et evigvarende og vedlikeholdsfritt materiale. Dagens kunnskaper på området tilsier at dette ikke er tilfellet. Dårlig kunnskap om utførelse og betongsammensetning er ofte årsaken til redusert bestandighet i en konstruksjon. Kunnskap om interne og eksterne faktorer som virker inn på en konstruksjons bestandighet er derfor svært viktig, og i dag stilles det en rekke krav som skal sørge for at betongen har tilstrekkelig god kvalitet.

Dette kapitlet vil ta for seg betongens egenskaper og ulike skademekanismer for armerte betongkonstruksjoner.

6.1.1 Betong

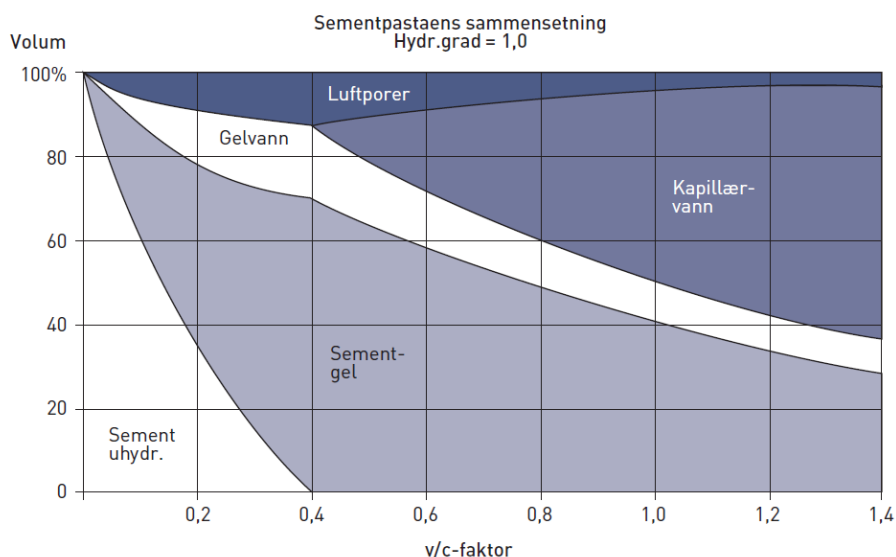
Som illustrert på Figur 59 er hovedbestanddelene i betong vann, sement og tilslag. I tillegg blandes det inn tilsetningsstoffer- og materiale i betongen. Tilslaget som består av stein og sand utgjør cirka 70 prosent av det totale volumet, mens sementpastaen utgjør cirka 30 prosent. Sementpastaen er en blanding av vann og sement, og vektforholdet mellom bestanddelene i sementlimet måles i v/c-tallet som er lik forholdet mellom vannmengden og sementmengden. Tilsetningsstoffer utgjør som regel mindre enn 5 prosent av sementvekten. Tilsetningsmateriale tilsettes vanligvis i litt større doser, og brukes som erstatning for deler av sement eller som supplement. Disse materialene går under fellesbetegnelsen pozzolaner og består ofte av silikastøv og flyveaske. Valg av bestanddeler og blandingsforhold påvirker egenskapene til betongen i fersk, herdende og herdet tilstand. Med justering av disse kan man oppnå de ønskede egenskaper ved betongen.



Figur 59: Hovedbestanddelene i betong [44]

I herdefasen oppstår hydratisering, som er en kjemisk reaksjon mellom sement og vann. Det er i hovedsak i denne fasen at betongen utvikler sine mekaniske egenskaper. Hydratisering er en eksoterm reaksjon hvor en betydelig mengde varme blir generert. Hydratiseringsraten er svært temperaturømfintlig, og høye temperaturer fører til hurtigere hydratisering, og dermed en raskere styrkeutvikling. Temperaturer over 40 grader celsius vil imidlertid kunne føre til betong av en dårligere kvalitet sammenlignet med betong som har herdet ved lavere temperaturer. Store temperaturgradienter over tverrsnittet vil i tillegg kunne føre til spenningsoppbygning som kan resultere i uønsket oppsprekking av betongen [19,40].

Betongens motstandsevne til å transportere fukt og aggressiver styrer hovedsakelig betongens evne til å motstå nedbrytende krefter. Betongens tetthet og porøsitet som i stor grad bestemmes av v/c-tallet spiller derfor en viktig rolle. Ved v/c-tall lik 0,40 antas det at det er tilstrekkelig mengde vann til at all sementen hydratiseres. Ved en lavere vannmengde vil noen andeler av sementen ligge igjen som uhydratiserte korn. Ved hydratisering av sement vil det dannes gelporer på størrelse med vannmolekyler (2 nm). Andelen gelporer er direkte relatert til andelen hydratisert sement. Gelporene fordeler seg jevnt i betongen, og sørger for en tettere og mindre permeabel betong, noe som vil gi økt bestandighet og styrke. Ved økende v/c-tall fås overskuddsvann som vil kunne danne kontinuerlige kapillærporer ved v/c-tall over 0,5 eller 0,6 siden det ikke vil bindes kjemisk i betongen. Figur 60 gir en illustrasjon av hvordan økningene i kapillærporer og fuktopptak er ved økende v/c-tall. Kapillærporene er i størrelsesorden 4 til 1000 nm. I motsetning til gelporer, anses kapillærporer som svake soner som gjør det mulig for en økning av væske- og gasstransport som igjen øker faren for nedbrytning.



Figur 60: Betongens poresystem ved full hydratisering og økende v/c-tall [28]

6.1.1.1 Betongens bestandighetskrav

I Eurokode 2 [9] er det en rekke krav som skal sikre god bestandighet for betong. Tiltak for god bestandighet starter allerede i planleggingsfasen til en konstruksjon. Da bestemmes blant annet eksponeringsklasse, bestandighetskrav og betongoverdekning. Inspeksjon og kontroller, er forebyggende tiltak som vil fortsette gjennom hele konstruksjonens levetid. Tiltak for å sikre god bestandighet kan variere fra ulike deler av konstruksjonen.

På 1960-tallet da Nerlandsøya ble bygget ble det stilt lite krav til betongoverdekning og betongkvalitet avhengig av miljøpåkjenninger. Fokuset lå på konstruksjonens lastkapasitet. Betongoverdekning er imidlertid et viktig konstruktivt tiltak for å øke bestandigheten. Betongoverdekning er avhengig av eksponeringsklasse og brukstid, og minimum overdekning skal sikre:

- Sikker kraftoverføring
- Motstand mot brann
- Beskyttelse mot armeringskorrosjon

Andre faktorer er betongens porøsitet og permeabilitet som er avgjørende med hensyn på inntrengning av skadelige stoffer som kan føre til nedbrytning av betong. En tett betong vil ha redusert initieringshastighet for skadelige stoffer. Permeabilitet styres blant annet av forholdet mellom vann og bindemiddel.

En eksponeringsklasse sier noe om hvilken miljøpåvirkning en konstruksjon utsettes for, og skal bestemmes for hvert enkelt tilfelle. Eurokode 2 definerer 8 grupper som utgjør totalt 18 eksponeringsklasser. De 8 gruppene av eksponeringsklasser er definert i Tabell 45. Gruppene X0, XC, XD og XS er viktige for betongoverdekningen.

Tabell 45: Eksponeringsklasser

X0	Ingen risiko for korrosjon eller angrep
XC	Korrosjon fremkalt av karbonatisering
XD	Korrosjon fremkalt av klorider som ikke stammer fra sjøvann
XS	Korrosjon fremkalt av klorider fra sjøvann
XF	Fryse-/tineangrep
XA	Kjemisk angrep
XA4	Kjemisk angrep fra husdyrgjødsel
XSA	Særligt aggressivt miljø

Bestandighetsklasse er avhengig av eksponeringsklasse og beskriver betongkvaliteten. En bestandighetsklasse definerer betongens motstandsevne mot miljøpåvirkning og stiller krav til betongblanding, materialvalg og type sement. Klassifiseringen betegnes med M eller MF og et tall. Tallet er 100 ganger masseforholdet, og F betyr at betongen skal være frostsikker og at luftinnblanding er nødvendig. Det er også definert hvilke typer sement som er foretrukket ved de forskjellige bestandighetsklassene [41].

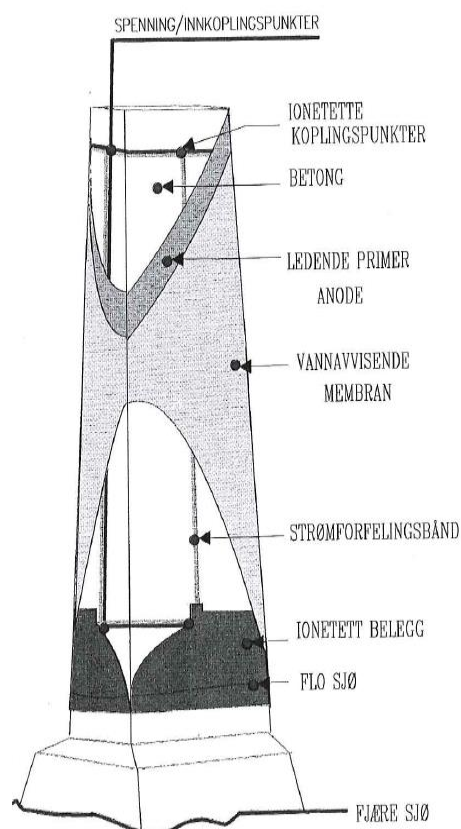
6.1.2 Katodisk beskyttelse

Katodisk beskyttelse har som formål å hindre korrosjonsskade på armering, og er på den måten med på å bevare bestandigheten til en armert betongkonstruksjon.

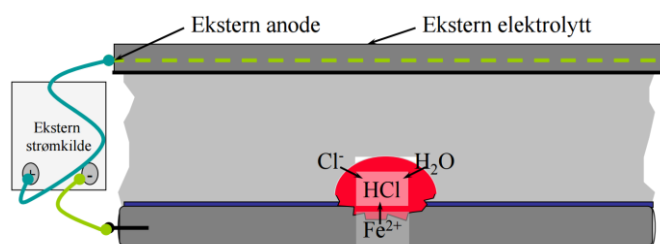
Den katodiske beskyttelsen på Nerlandsøybrua ble påført konstruksjonen som et prøveprosjekt på 1990-tallet. Anodeproduktet som ble benyttet het Elkinet Ahead og består av en ledende primer som males på betongoverflaten. Primeren blir rullet direkte på betongoverflaten og påført i flere strøk. Sølvbåndet blir beskyttet med ionetett belegg over og under båndet. Utenpå primeren blir det lagt et en diffusjonsåpen dekkmaling. På søyler som står i sjøvann blir det lagt et ionetett belegg for å unngå kortslutning mellom anode og sjø.

Elkinet Ahead-metoden går ut på at belegget som påføres er elektrisk ledende. Beskyttelsesprosessen starter ved at positiv spenning påføres primeren (anoden), mens armeringen i brua koples til negative pol. Figur 62 viser hvordan en ekstern strømkilde er koblet til ledende belegg og armering. Vannet som ligger inne i betongen spaltes ved katoden og danner hydrogen- og hydroksylioner. Samtidig frastøtes saltet fra armeringen. Hydroksylioner er meget alkaliske og vil over tid realkalisere betongen som ligger nærmest armeringen. Denne alkaliteten vil danne en ny passivfilm som vil redusere og stoppe korrosjonen. Enkelt sagt skal den katodiske beskyttelsen begrense eller hindre den totale ioneimigrasjonen, og på denne måten hindre at korrosjonsprosessen fortsetter. Spenningskilden som benyttes gir en pulserende likestrøm. Ved pulsering vil konsentrasjonen av anioner, for eksempel kloridioner, ikke bli så høye inntil armeringen (anoden) hvor reaksjonen foregår. Ionene i porevannet er elektrisk ladet og påvirkes av det elektriske feltet. Negative ioner beveger seg fra den negative polen (armeringen) og mot den positive polen (anoden), og omvendt. Denne mekanismen er bakgrunnen for kloriduttrekk.

Det beste er om strømmen står på hele tiden for å vedlikeholde den prosessen som er igangsatt. Nødvendig strømstyrke lå på cirka 1,5 volt, og leverandøren av systemet lovde i sin tid en levetid på beskyttelsen på over 15 år. Dette systemet skulle også gi muligheten for kontinuerlige tilstandsrapporter hvor kurver for relativ fuktighet, temperatur og korrosjonstilstand kunne leses av. Figur 61 illustrerer oppbyggingen av den katodiske beskyttelsen på en av søylene [46,47].



Figur 61: Katodisk beskyttelse på søyle [45]



Figur 62: Ekstern strømkilde koblet ledende belegg og armering [47]

Katodisk beskyttelse kan øke faren for hydrogensprøhet i spennarmeringen. Hydrogensprøhet vil forekomme når hydrogenatomer diffunderer inn i stålet og fanges i brister i det molekylære, kubiske stålgyttert. Det forårsaker en «låsing» av metallet i molekylære gitter, og medfører tap av stålets strekkegenskaper, som igjen gir økt risiko for at stålet ryker under store strekkbelastninger [41]. Spenningene på det katodiske anlegget er relativt lave, og trenger nødvendigvis ikke å utgjøre en stor fare.

6.1.3 Skademekanismer

En armert betongkonstruksjon kan bli utsatt for flere ulike skademekanismer som kan bryte ned materiale og redusere bestandigheten. Armeringskorrosjon, kjemisk nedbrytning og fysisk påkjenning er eksempel på dette.

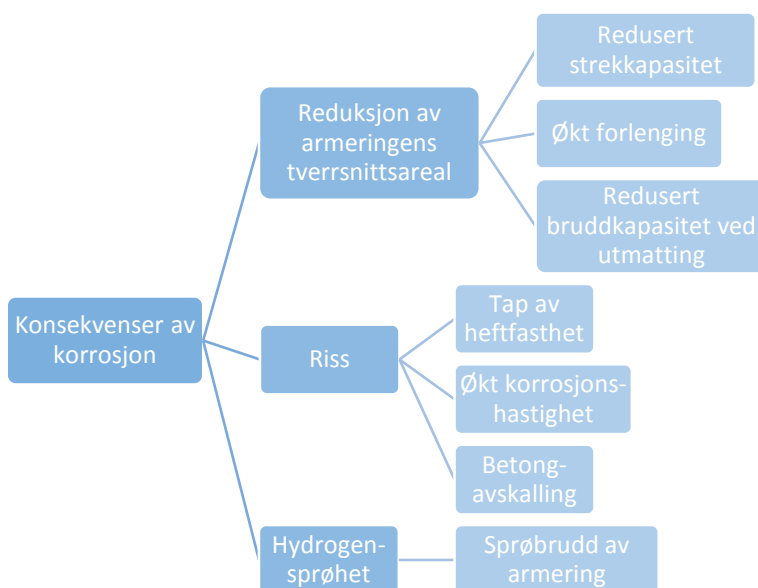
6.1.3.1 Armeringskorrosjon

Betong har som kjent meget lav strekkapasitet sammenlignet med dens evne til å ta opp trykkrefter. For å motvirke den lave strekkapasiteten, styrkes betongen med armeringsjern [19].

Armeringskorrosjon er et stort problem og er svært ofte årsaken til skader på betongkonstruksjoner. Korrosjon av armeringsstål kan resultere i misfarging av betong, sprekkdannelse, avskalling av betongoverdekning og i verste fall svekking av konstruksjonens bæreevne [19].

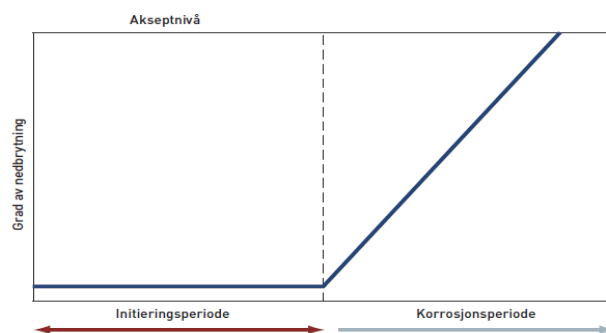
Betong og armeringsstål er i prinsippet en perfekt match. Begge materialene er relativt billige, de er lett tilgjengelig i store kvanta og deres termiske egenskaper gjør dem svært kompatible. I tillegg er betongen, under normale forhold, beskyttet mot korrosjon på grunn av betongens høye alkalitet (svarer til om lag pH lik 13). Dette fører til en passiv tilstand av armeringsstålet, hvor et tynt lag av rustprodukt legger seg på armeringsoverflaten [19].

Passivfilmen kan ødelegges gjennom karbonatisering eller ved for høyt kloridinnhold i betongen. Når det passive laget på armeringsoverflaten brytes og stålet begynner å korrodere, kan ulike skader utvikle seg: reduksjon av armeringens tverrsnittareal, riss i betong og hydrogensprøhet. Figur 63 viser konsekvensutviklingen av armeringskorrosjon [19].



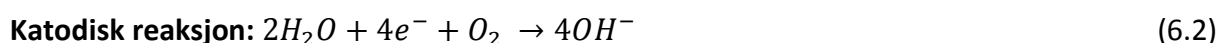
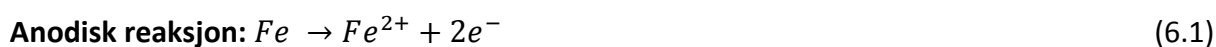
Figur 63: Konsekvenser av armeringskorrosjon [19]

Korrosjonsforløpet kan deles inn i to ulike perioder, initieringsperioden og korrosjonsperioden. Initieringsperioden er den tiden det tar for å bryte passiviseringen av armeringsstålet. Med andre ord den tiden det tar før karbonatiseringsfronten har nådd armeringsstålet eller den tiden det tar før kloridinnholdet ved armeringsstålet er høyt nok til at armeringen kan begynne å korrodere. Korrosjonsperioden starter ved det tidspunktet korrosjon oppstår etter at passiviseringen er opphevet [19]. Figur 64 illustrerer forløpet til armeringskorrosjon.

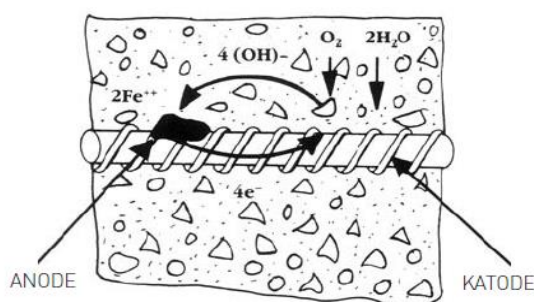


Figur 64: Forløpet til armeringskorrosjon [28].

Passivfilmen på armeringen i betong står i fare for å bli ustabil dersom pH-verdien i betongen reduseres til rundt 9, eller ved inntrengning av klorid-ioner. I tillegg er armeringskorrosjon en elektrokjemisk prosess som også er avhengig av en anodisk og en katodisk reaksjon:



Anoden og katoden er forbundet via metallisk kontakt og en elektrolytt (elektrisk ledende væske). Reaksjonene ved anoden og katoden beskrives som halvcellereaksjoner. Dette betyr at ved anoden foregår det en oksidasjonsprosess (6.1) med produksjon av elektroner, som er årsaken til oppløsning av jern. Elektronene vandrer fra anoden til katoden via armeringsjernet som fungerer som den metalliske kontakten. Her forbrukes reduksjonsprosessen (6.2) oppløst oksygen, og det dannes hydroksidioner. Prosessen med oksidering og reduksjon kalles en redoksreaksjon¹. Hydroksidionene går tilbake til anoden via elektrolytten. Anode- og katode reaksjonene er avhengig av faktorer som temperatur, pH-verdi i betongen, innholdet av væske og konsentrasjonen av oppløst oksygen [19,22]. Figur 65 illustrerer en forenklet korrosjonsmodell.

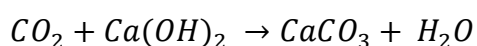


Figur 65: Forenklet korrosjonsmodell [28]

6.1.3.1.1 Initiering gjennom karbonatisering

Det er målt relativt høyt kloridinnhold på Nerlandsøybrua, og kloridinitiert armeringskorrosjon utgjør potensielt en trussel for bruas bestandighet.

Karbonatisering er en kjemisk reaksjon mellom karbondioksid (CO_2) fra lufta og de alkaliske bestanddelene i betongen. Prosessen beskrives med følgende reaksjonslikning:



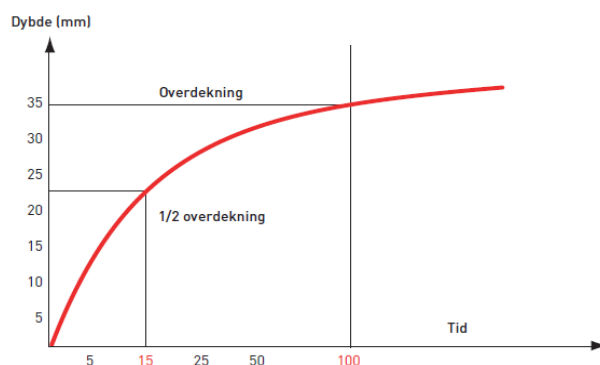
Reaksjonen forklares ved at når CO_2 diffunderer inn i betongen vil det sammen med vann (H_2O) reagere med kalsiumhydroksid ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), og danne kalsiumkarbonat (CaCO_3). Selv om kalsiumkarbonat utfelt i poresystemet bidrar til økt tetthet og fasthet i betongen, kan dette ha en uheldig virkning for betongkonstruksjoner. Reaksjonsproduktet kalsiumkarbonat har mindre volum enn reaktantene, og kan medføre volumreduksjon og karbonatiseringssvinn. Dette kan komme til syne i form av små riss-dannelser på betongens overflate. Betongens pH-verdi reduseres ved omdannelse av kalsiumhydroksid til kalsiumkarbonat, og ved pH mindre enn 10 beskyttes ikke lenger armeringen mot korrosjon.

¹ En redoksreaksjon er en kjemisk reaksjon der et stoff blir oksidert og et annet blir redusert. En oksidasjonsprosess innebærer at ladningen til stoffet øker, altså at elektroner blir fjernet fra det. En reduksjonsprosess er tilsvarende en reduksjon av ladning. Dersom oksidasjonstallet (ladningstallet) til et grunnstoff forandres i en kjemisk reaksjon, har man en redoksreaksjon [Det store norske leksikon <https://snl.no/red-oksreaksjon>].

Karbonatiseringsfronten² beveger seg med avtakende hastighet siden CO₂ må diffundere gjennom porene i betongen som allerede er karbonatisert og transportavstanden øker. Karbonatisering starter ved betongoverflaten og beveger seg innover i betongen. Overdekningens tykkelse og tetthet er på denne måten med på å bestemme lengden av initieringsperioden. Figur 66 viser hvordan reduksjon av overdekning kan redusere initieringsperioden fra 100 år til 15 år. Dybden (x) av karbonatisering kan anslås ved:

$$x = kt^{1/2}$$

Hvor k er karboniseringskoeffisienten med benevnelse millimeter per år^{1/2}, og inneholder diffusjonskoeffisienten D, konsentrasjonen av CO₂ ved overflaten og mengden alkaliske komponenter som er konsumert. Tiden t er gitt i år.



Figur 66: Overdekningens betydning for initieringstiden [28].

Høyeste karboniseringsrate er ifølge Jacobsen [19] observert ved 60 til 70 % RH (Relative Humidity³). For vannmettet betong og veldig tørr betong vil praktisk talt karbonatisering ikke oppstå. Dette er fordi diffusjon av CO₂ gjennom vannfylte porer vil gå svært tregt sammenlignet med luft-fylte porer, og diffusjon vil dermed avta ved økt fuktighet. Karbonatisering vil heller ikke oppstå ved helt tørr betong, da prosessen er avhengig av vann. Fuktnivået i omgivelsene og i betongen vil derfor spille en viktig rolle for hastigheten av karboniseringsprosessen.

Overdekningstykkelse, overdekningstetthet og fuktinnhold er nevnt som viktige faktorer for initiering av karboniseringsprosessen. Andre faktorer som er med på å avgjøre denne kjemiske reaksjonen er betongens v/c-tall⁴, materialvalg, komprimeringsarbeid og rissvidde. Ved vannmengder utover v/c lik 0,40 dannes det store kapillærporer som øker permeabiliteten kraftig. Materialvalg og komprimering av betong kan gjøre store utslag for kvaliteten på det ferdige produktet. Manglende etterbehandling kan for eksempel ofte

² Karboniseringsfronten betegner skillet mellom karbonisert og ikke-karbonisert betong [2].

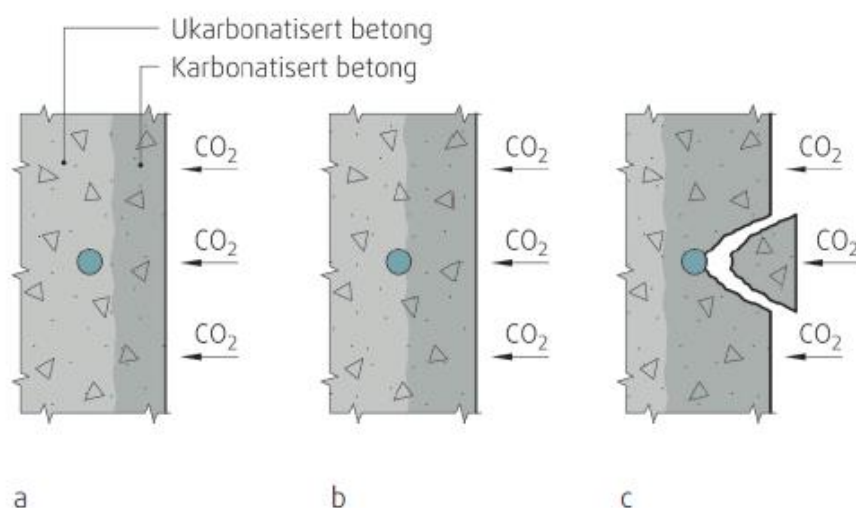
³ Relativ Humidity (RH) oversettes til relativ fuktighet på norsk, og er et mål på hvor mye vanddamp det er i luften. RH angis gjerne i prosent i forhold til den vanddamp som svarer til metning [48].

⁴ v/c-tall vil si vektforholdet mellom vann og sement i betong.

resultere i at en potensielt god betong ender opp som betong med høy permeabilitet, støpesår og riss i overdekningen [28].

Kjennetegn og tiltak

Armeringskorrosjon som er forårsaket av karbonatisering kjennetegnes ved en relativt jevn nedbryting over store områder på armeringen. De første «symptomene» som gjør seg synlig er ofte oppsprekking og rustutslag, etterfulgt av avskalling. Figur 67 illustrerer karbonatisering og korrosjon i armert betong, hvor lys betongfarge illustrerer ukarbonisert betong. Den mørke betongfargen illustrerer hvordan karbonatiseringsfronten beveger seg i samme retning som CO₂ diffunderer innover i betongen (a). Når karbonatiseringsfronten når armeringen er depassivering en fare (b). Korrosjonsproduktene har et større volum enn metallet, og vil etter hvert medføre at det bygges opp spenninger i betongen rundt armeringen. Når betongens strekkfasthet overskrides oppstår riss, etter hvert vil det kunne oppstå sprekkdannelse og avskalling (c). Til slutt kan deler av konstruksjonen kollapse som følge av hefttap mellom armering og betong, eller som følge av reduksjon av armeringstverrsnittet [22].



Figur 67: Skjematisk illustrasjon av karbonatisering og korrosjon [22]

a) Begynnende karbonatisering

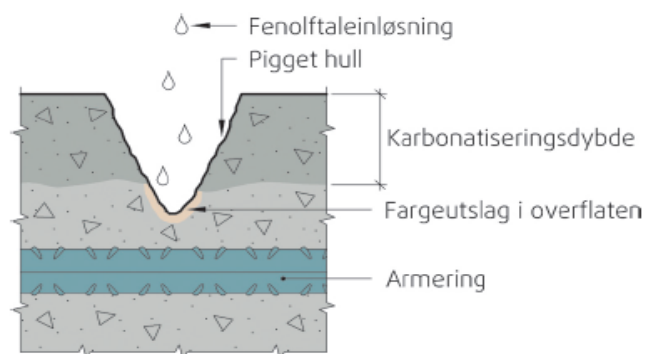
b) Karbonatiseringsfronten har nådd armering

c) Karbonatiseringsfront har passert armering og initiert korrosjon, som har ført til sprekkdannelse og avskalling

Tiltak mot karbonatisering innebærer å forlenge initeringsperioden. Dette kan gjøres ved å enten øke tykkelsen på betongoverdekningen, og/eller ved å reduseres hastigheten til karbonatiseringsfrontens bevegelse innover i betongen. Sistnevnte kan gjøres ved å optimalisere de fysiske og kjemiske egenskapene til betongen i form av en tettere og mindre permeabel betong (fysisk), og i form av betong med høy pH-verdi og stor mengde kalsiumhydroksid (kjemisk). Overflatebehandling av betongen kan også være med på å redusere karbonatiseringshastigheten, ved at den bremser CO₂-inntrengningen [22].

Måling av karbonatiseringsdybde

Måling av karbonatiseringsdybde gjøres ved hjelp av en pH-indikator, hvor en væskeløsning av fenolftalein ofte er benyttet. Fenolftaleinløsningen dusjes på i et nylig meislet eller boret hull, og den delen av betongen som får en rød-rosa farge indikerer ikke-karbonatisert materiale. Den delen av betongen som beholder sin naturlige gråfarge er karbonatisert. Figur 68 illustrerer måling av karbonatiseringsdybde ved bruk av fenolftalein [22].



Figur 68: Måling av karbonatiseringsdybde [22]

6.1.3.1.2 Initiering gjennom klorider

Kloridinitiert armeringskorrosjon er ofte ansett som det største bestandighetsproblemet for armerte betongkonstruksjoner. Klorider trenger inn i betongkonstruksjonen fra omgivelsene, og hovedkildene til kloridinntrengning er sjøvann og vegsalt. Begge inneholder kloridsalter som er lettloslelige i vann. Sjøvann inneholder store mengder natriumklorid (NaCl), mens vegsalt som oftest består av kalsiumklorid (CaCl_2). Kloridsalter trenger inn gjennom betongen, ved hjelp av kapillærsuging og diffusjon, når de er oppløst i vann og i direkte fysisk kontakt med betongoverflaten. Kapillærsuget bidrar til et særlig stort kloridopptak dersom betongkonstruksjonen utsettes for gjentakende oppfukting og uttørking. Mengden klorider som trekkes inn i betongen ved oppfukting blir værende inne i konstruksjonen også ved uttørking, og bygger seg opp over tid. Faktorer som porøsitet, porevann og gjentatt oppfukting og uttørking er dermed avgjørende for kloridinntrengning i en betongkonstruksjon [19,29].

Klorider kan også komme inn i betongen ved støpning på grunn av kloridholdige delmaterialet (for eksempel sjøsand og sjøvann). Dagens standardverk for betongkonstruksjoner setter restriksjoner for kloridinnholdet i fersk betong. I følge EC2:1-1 er maksimalt tillatt kloridinnhold 0,2 % til 0,4 % av sementvekten for slakkarmerte konstruksjoner, og 0,1 % for spennarmerte betongkonstruksjoner. Der det er benyttet betongtilslag fra sjø, vil innholdet av klorider kunne være større enn 0,1 % av sementvekten. Etter dagens regelverk kan ikke disse konstruksjonene stå i kloridholdige miljø. Det norske standardverket som gjaldt på 1960-, 1970- og delvis 1980-tallet stilte ikke krav til hvilket miljø konstruksjonen skulle stå i. Konsekvenser av dette er at det i dag kan finnes flere brukonstruksjoner hvor det er benyttet kloridholdig tilslag, og som er plassert i miljø utsatt for klorider [29].

I motsetning til karbonatisering, vil som regel konsentrasjonen av klorider avta med betongdybden. Korrosjonsproblemer knyttet til klorider er også mer komplisert enn armeringskorrosjon i karbonatisert betong. Betongkonstruksjoner plassert i marine miljøer og i moderne infrastruktur, som for eksempel bruer, er spesielt utsatt for kloridinitiert armeringskorrosjon. Kloridsalter i betongen kan bryte ned passivfilmen på armeringen, og forårsake svært kraftige, lokale korrosjonsangrep, også kalt pittingkorrosjon [22].

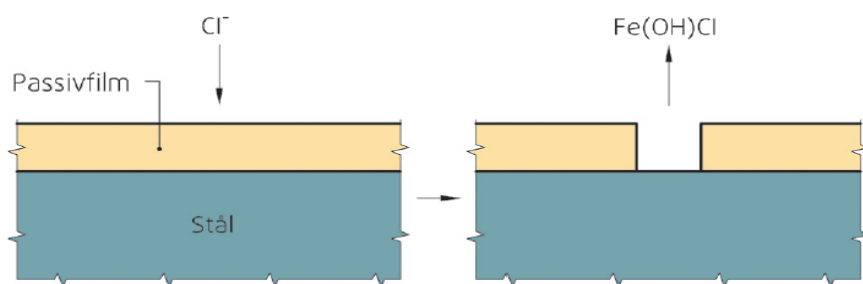
Tabell 46: Kloridinnhold og risiko for kloridinitiert armeringskorrosjon [22]

Kloridinnhold (%) av sementvekt	Korrosjonsrisiko
< 0,4	Svært liten
0,4 – 1,0	Liten
1,0 – 2,0	Stor
> 2,0	Svært stor

Tabell 46 gir en oversikt over korrosjonsrisikoen ved ulike verdier av kloridinnhold i betong. Et kloridinnhold på under 0,4 % av sementvekten gir en liten risiko for armeringskorrosjon og over 2,0 % gir en stor risiko.

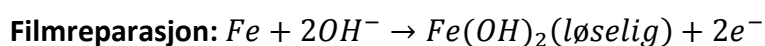
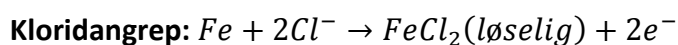
Pittingkorrosjon

Ved pittingkorrosjon, også kalt groptæring, menes en lokal nedbrytning av passivfilm og armering. Oppløste kloridioner (Cl^-) i porevann i fysisk kontakt med armeringen kan binde seg til ståloverflaten og reagere kjemisk med passivfilmen slik at de bytter plass med OH^- ioner i passivfilmen. Denne prosessen starter gjerne helt lokalt hvor det er svakheter i passivfilmen, det vil si punkter på overflaten av stålet med strukturelle defekter i passivfilmen. Det dannes en kjemisk forbindelse av jernhydroksid og klorid, $\text{Fe}(\text{OH})\text{Cl}$, som er løselig i vann. Prosessen er illustrert på Figur 69, og fører til at passivfilmen forsvinner, og underliggende stål blir blottlagt [22].

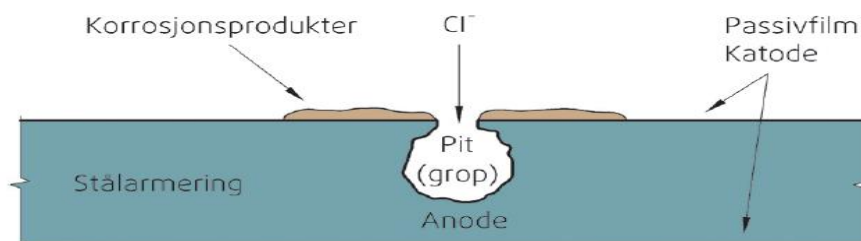


Figur 69: Kloridioner som reagerer med passivfilmen og løser den opp [22]

Etter at passivfilmen er brutt ned lokalt, kan kloridioner reagere med det blottlagte stålet. Klorid bryter ned, mens hydroksil reparerer i to konkurrerende anodereaksjoner; angrep og reparasjon:



Ved et høyt forhold mellom Cl^- og OH^- i porevannet som er i kontakt med stålet er faren for kloridangrep større. Med et lavt nok forhold kan stålet repassivere, og den aktive korrosjonen kommer ikke igang. Med et høyt nok forhold kan kloridangrepet føre til en utgraving i stålet der oksidfilmen er fjernet, og det dannes en grop i stålet som illustrert i Figur 70. Dette er årsaken til navnet pittingkorrosjon, eller groptæring [22].



Figur 70: Kloridinitert pittingkorrosjon på armeringsstål i betong [22]

I gropa kan oppløste jernioner i reaksjon med vann og kloridioner protolysere, og det dannes sure H^+ -ioner. Dersom slike ioner akkumuleres i gropa, hvor det også er kloridioner til stede, dannes det saltsyre (HCl). Resultatet er svært surt vann i gropa, noe som igjen setter fart i oppløsningen av jernet ved at armeringen nå også vil oksidere i surt miljø. Prosessen kan bli selvakselererende, og korrosjonshastigheten i en slik grop kan bli svært høy og kan raskt føre til betydelig lokal reduksjon av armeringens tverrsnitt [22].

Kjennetegn og tiltak

Forebygging av kloridinntrengning kan gjøres ved hjelp av flere ulike tiltak. Med et lavere vann/bindemiddel-forhold og en større mengde pozzolaner i betong vil inntrengningshastigheten avta. Dobbling av overdekning gir en tilnærmet firedobling av tiden det tar før klorider diffunderer inn til armeringen. Med bruk av dryppnese eller andre konstruktive detaljer kan man redusere den fysiske kontakten mellom betong og kloridholdig vann. Overflatebehandling kan også være et effektivt tiltak mot kloridinntrengning [29].

Måling av kloridinnhold

Kloridinnhold i betong kan beregnes ved hjelp av kjemiske analysemetoder, enten i felt eller i laboratorium. Feltmetodene er raske og enkle å utføre, men kan ofte gi mindre nøyaktige resultat. Testing i laboratorium gir en større nøyaktighet, men er tidkrevende, kostbare og krever spesialkompetanse [29]. Uavhengig av hvilken analysemetode man benytter må tre trinn utføres for å kunne analysere kloridinnhold i betong:

- Prøvetaking: borestøv eller borekjerne
- Preparering: knusing, homogenisering, tørking
- Oppløsning av klorider: vanligvis i salpetersyre

For denne oppgaven er det utført testing i laboratorium, og vil bli nærmere beskrevet i Kapittel 6.2.2.3 *Nærmere inspeksjon av brubjelken i Felt 2 (Akse 2 til 3)*.

6.1.3.2 Kjemisk nedbrytning

Kjemisk nedbrytning er kjemiske prosesser mellom bestanddeler i betongen, eller mellom bestanddeler i betongen og stoffer som trenger inn i betongen fra miljøet utenfor.

En konstruksjon kan bestå av riktig proporsjonert betong framstilt av bestandige tilslagsmaterialer, herdet og etterbehandlet på korrekt vis, og fungere tilfredsstillende under de fleste kjemiske påkjenninger. Likevel kan det finnes miljø hvor den mest motstandsdyktige betong vil kunne brytes ned. Alkalireaksjoner er eksempel på kjemisk nedbrytning når bestanddeler i betongen reagerer med hverandre. Syreangrep kan oppstå når bestanddeler i betongen reagerer med miljøet utenfor. Felles for all kjemisk nedbrytning er at det må være et fuktig miljø tilstede i betongen for at en reaksjon skal kunne settes i gang. Det skilles mellom to typer av kjemisk angrep:

- Oppløsning av betongen bindemiddel
- Dannelse av sprengende reaksjonsprodukter

6.1.3.2.1 Alkalireaksjoner

Alkalireaksjoner er en av de mest alvorlige nedbrytingsmekanismene for betongkonstruksjoner. En alkalireaksjon er en kjemisk og fysisk reaksjon i betong mellom alkaliioner (Na^+ , K^+) og tilslag som inneholder kvarts (SiO_2). Høy pH oppstår i betongens porevann på grunn av alkalier og kalsiumhydroksid ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), som gir et basisk miljø. Alkalier og høy pH øker løseligheten av kvarts i en kjemisk reaksjon. Kvartsen går delvis i oppløsning, som sammen med alkalier og vann danner et gelaktig reaksjonsprodukt. Den fysiske prosessen består av at gelen som produseres tar opp vann, som videre gir en volumøkning. Når alle nødvendige forutsetninger for reaksjon og dannelse av gel er til stede, kan svelling av gelen føre til en volumøkning og opprissing av betongoverflaten. Dette karakteristiske rissmønsteret, eller krakeleringen, på betongens overflate er et av kjennetegnene på alkalireaksjoner. Riss på grunn av uttørking, frost eller karbonatisering kan gi lignende rissmønster. Prosessen er langvarig og det kan ta opptil 15 til 20 år før det er synlige skader på betongens overflate [23,26].

For at en alkalireaksjon skal kunne skje må følgende forutsetninger være tilstede:

- Store nok mengder reaktive bergarter
- Store nok mengder alkalier i sementlimet i betongen
- Høyt nok vanninnhold i betongen

Prosessen vil ikke starte, eventuelt vil den stoppe opp, dersom en eller flere av disse betingelsene ikke er oppfylt. Figur 71 oppsummerer de tre forutsetningene som må være tilstede for at en alkalireaksjon kan skje.



Figur 71: Tre nødvendige betingelser for alkalireaksjoner

Når krakeleringsriss først blir synlig virker det estetisk skjemmende for en betongkonstruksjon. Alkalireaksjoner vil samtidig også føre til intern opprissing av betongtverrsnittet, som etter hvert vil øke i omfang. Viktige materialegenskaper kan endres, som at betongens strekkfasthet og elastisitetsmodul reduseres, i tillegg kan permeabiliteten øke noe. Alvorlige skader på norske betongkonstruksjoner grunnet alkalireaksjoner er som oftest knyttet til tvangskrefter som kan oppstå ved ekspansjon av betong. Dette kan for eksempel være et problem for bruer, hvor ekspansjonsfuger som skal tillate temperaturbevegelse i betongen tettes. Rissdannelse på grunn av alkalireaksjoner kan også gjøre konstruksjonen mer sårbar mot kloridinntrengning fra sjøvann og vegsalt, som kan forårsake armeringskorrosjon. I tillegg kan vanninntrengning knyttet til riss føre til frostskafer i betongen [23].

For eksisterende betongkonstruksjoner, der problemet oppstår, er det lite å gjøre for å hindre videreutvikling av alkalireaksjoner. Et tiltak kan likevel være å sørge for at betongen tørker ut, da fuktinnholdet i betongen er viktig for både oppløsning av kvarts, transport av alkalier til alkalireaktive tilslag og den fysisk-kjemiske svelleprosessen av gelen. For nye konstruksjoner anbefales det at det settes en øvre grense for alkaliinnholdet i betongen, i tillegg til å benytte en lavalkalisement [23,26].

6.1.3.2.2 Sulfatangrep

Når sulfatholdig vann trekker inn i konstruksjonen og kommer i kontakt med betongens porevann, dannes det reaksjonsprodukter med større volum enn utgangsstoffene. Rissdannelse på betongens overflate er et resultat av denne volumøkningen [26].

Tilføringen av sulfat til betongen kan skje under støpning ved at delmaterialene er sulfatholdige. Sulfat i tilslaget kan løses ut ved støpning og reagere kjemisk med bestanddeler i betongens porevann. Sulfatet i sementen er ikke skadelig, da denne er tilsatt for å oppnå en kontrollert sulfatreaksjon. Sulfat kan være tilsatt gjennom blandevannet, da både grunnvann og overflatevann kan være sulfatholdig. Sur nedbør kan være en medvirkende årsak til at blandevannet er sulfatholdig. Alunskifer, som man finner mye av i Oslo-området, er eksempel på aggressive grunnforhold som betongkonstruksjoner kan komme i kontakt med. Alunskifer inneholder sulfider som i kontakt med vann og luft danner svovelsyre med ekstremt lav pH. Anaerobe miljøer i avløpsvann og gjødselkjellere i landbruket

kan medføre dannelsen av hydrogensulfid som igjen oksiderer til sulfat. Tabell 47 gir en oversikt over noen betongaggressive sulfater og deres aggressivitet overfor betong [26].

Sulfatsprengning kan stort sett elimineres ved å anvende sulfatresistent sement alene, eller i kombinasjon med pozzolan i sementen og et lavt v/c-tall [26].

Tabell 47: Betongaggressive sulfater og deres aggressivitet overfor betong [26]

Betongaggressive sulfater	Angrepsgrad
Natrium-kalium sulfat	Middels/sterkt
Ammoniumsulfat	Sterkt
Magnesiumsulfat	Sterkt
Kalsiumsulfat	Middels/sterkt
Aluminiumsulfat	Middels/sterkt
Jernsulfat	Sterkt

6.1.3.2.3 Nitratangrep og angrep fra gjødsel

Betong som kommer i kontakt med gjødsel kan bli utsatt for nitratsprengning. Dette kan oppstå ved at det dannes kjemiske produkter med større volum enn utgangsstoffene, som etter hvert kan føre til rissdannelse og avskalling. Både kunstgjødsel og naturgjødsel kan føre til nitratsprengning, og i sistnevnte kan det utvikles ammoniakk, noe som over tid medfører oppløsning av betongen. I tillegg til skader på betongen, kan store mengder nitrater påføre armeringen spenningskorrosjon og sprøhet [26].

Skader som følge av nitratsprengning er alvorlige og vanskelige å reparere. Denne skadetyper kan unngås ved å anvende sulfatresistent sement alene, eller i kombinasjon med et pozzolan som silikastøv. Lavt v/c-tall er også viktig [26].

6.1.3.2.4 Syreangrep

Betong framstilt av Portlandsement⁵, den mest vanlige sementtypen, har ikke en god motstandsevne mot syrer (lav pH). Likevel benyttes det for eksempel fortynnet eddiksyre til å fjerne betongsløt etter murerarbeid. Betong av god kvalitet vil imidlertid motstå svake syrer. Forskjellige syrer har varierende aggressivitet mot betong. Tabell 48 gir en oversikt over noen sterke og svake syrer, og deres aggressivitet overfor betong [26,28].

⁵ Portlandsement. Oppfunnet i 1824 av mureren Joseph Aspdin i Leeds. Navnet Portlandsement kommer av dens likhet i størknet tilstand med den vanlige bygningsstein av kalkstein fra Portland, Storbritannia [Det store norske leksikon].

Tabell 48: Noen syrer og deres aggressivitet overfor betong [26]

STERKE SYRER		SVAKE SYRER	
Navn	Angrepsgrad	Navn	Angrepsgrad
Svovelsyre	Middels/Sterkt	Karbonsyre	Middels
Svovelsyrning	Middels/Sterkt	Maurusyre	Svakt
Saltsyre	Sterkt	Eddiksyre	Middels
Salpetersyre	Sterkt	Garvesyre	Middels
Fosforsyre	Svakt	Vinsyre	Ikke

Nedbryting av betong skjer ved at bindestoffer i betongen omdannes til nye, ikke kjemiske forbindelser. Syreangrep starter fra overflaten ved at mørtelen oppløses og vaskes bort, slik at tilslaget kommer til syne. Betong som er angrepet av syre vil derfor minne om en sandblåst betongoverflate. Nedbrytningshastigheten er avhengig av løseligheten til de nye forbindelsene som dannes når syren reagerer. Dersom løselige salter dannes ved syreangrepet, vil nedbrytningshastigheten øke betraktelig i miljø med strømmende vann. Her vil reaksjonsproduktene raskt bli fjernet og dermed eksponere nye overflater for syreangrep. Ved liten vanntransport vil den aggressive væsken nøytraliseres etter kort tid [26,28].

For betong som er utsatt for syreangrep vil det være hensiktsmessig med et så lavt v/c-tall at kapillærporene blokkeres ($v/c < 0,45$). God herding før betongen utsettes for syreangrep og overflatebeskyttelse er også effektive virkemidler for å motstå syreangrep [26,28].

6.1.3.2.5 Utluting

Utluting, eller kalkutvasking, er oppløsning og fjerning av kalsiumhydroksid (CaOH_2) fra betongen. CaOH_2 , som dannes når sement reagerer med vann, vil brytes ned av bløtt vann når forholdene ligger til rette for det. Nedbrytingen blir forsterket når det bløte vannet også inneholder karbondioksid (CO_2). Dårlig betongkvalitet med høyt v/c-tall kan være årsaken til utluting [26,28].

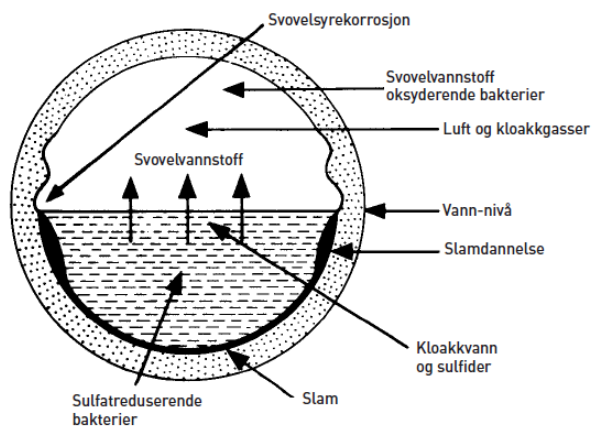
For betong med god kvalitet er ikke utluting av konstruktiv betydning, men kan estetisk sett gi et negativt resultat. Ved reaksjon med karbondioksid dannes et hvitfarget belegg som gir et skjemmende uttrykk. I verste fall kan konsekvensen av utluting være at bindemiddelet i betongen (sement) blir ødelagt. Betongens fasthet og evne til å beskytte armeringen mot korrosjon kan på denne måten reduseres. Det er sjeldent at nedbrytingen kommer så langt [26,28].

Pozzolaner tilsatt i sementen, samt et lavt v/c-tall vil minske faren for utluting. Det er også viktig å unngå støpesår og sprekkdannelse og sørge for god drenering for å hindre utlutingsproblemer [26,28].

6.1.3.2.6 Biologisk nedbrytning

Biologisk nedbrytning kan forekomme ved at bakterier skaper grunnlaget for dannelse av svovelsyre og sulfater som går til angrep på betongen. Dette er mest vanlig for avløpsrør og gjødselkjellere i landbruksbygg. I kloakkvann finnes sulfider, som det kan dannes svovelsyre fra, og som er sterkt aggressive. Figur 72 illustrerer hvordan det dannes svovelsyre fra sulfider i avløpsvann [26].

Biologisk nedbrytning kan elimineres ved at dannelsen av svovelsyre forhindres, for eksempel ved å sørge for tilstrekkelig lufting og gjennomstrømningshastighet. Pozzolaner tilsatt i sementen, sammen med et lavt v/c-tall, vil være med på å forebygge forekomsten av biologisk nedbrytning [26].



Figur 72: Prinsippkisse for biologisk nedbrytning i avløpsrør [26]

6.1.3.3 Fysiske påkjenninger

Ved moderat overbelastning, frost og temperaturpåkjenninger, kan det oppstå riss i betongen, som kan gjøre konstruksjonen mindre motstandsdyktig overfor miljøbelastninger. Frost og temperaturpåkjenninger kan også være med på å redusere konstruksjonens bæreevne.

6.1.3.3.1 Frostangrep

Betong vil i praksis alltid være vannsugende. Porene i betong fylles lett med vann på grunn av dens porestruktur og struktur. Dette er særlig tilfellet i betongoverflaten ved regn, snøsmelting, eller i skvalpesonen for konstruksjoner i vann. Når vann fryser til is utvides porevannet tilnærmet 9 volumprosent [26].

Det er framsatt flere hypoteser for frostsprengning, men ingen gir en fullgod forklaring på hva som skjer når fuktig betong utsettes for frost. Det eksisterer to hovedteorier for frostnedbrytning av betong:

- i) Hydraulisk trykk
- ii) Osmotiske effekter

Hydraulisk trykk

Hydraulisk trykk-teorien er basert på at den volumøkningen som finner sted når vann fryser, vil føre til at is og vann presses vekk og mot luftfylte porer. Denne prosessen vil kunne føre til indre spenninger i betongen. Spenningene vil deretter forårsake en sprekkdannelse idet betongens strekkapasitet overskrides [26,28].

Osmotiske effekter

Osmotiske effekter-teorien bygger på at når saltholdig vann fryser til is, øker saltkonsentrasjonen i vannet nær isfronten. Det strømmer så til vann med lavere saltkonsentrasjon for å utjevne konsentrasjonen, og det oppstår et osmotisk trykk i poresystemet. Osmotisk trykk har samme konsekvenser som hydraulisk trykk. Osmotiske effekter oppstår spesielt når det er salt i porevannet [26,28].

Det er forskjell på frostangrep på fersk betong og frostangrep på herdet betong. Straks etter utstøpning er betongen vannmettet og har liten fasthet. Dersom fersk betong fryser, kan det oppstå islinser, og resultatet blir en ekstremt porøs betong. Ved å tilsette L-stoffer (luftinnførende tilsetningsstoffer), dannes luftbobler i betongen. Disse boblene vil i herdet betong bidra til mindre trykkøkning, som kommer av volumutvidelse når vann fryser til is [26].

6.1.3.3.2 Temperaturpåkjenning

En betongkonstruksjon kan bli utsatt for temperaturpåkjenninger fra omgivelsene og fra herdeprosessen. Betong utvider seg ved oppvarming og trekker seg sammen ved avkjøling. Dersom noe holder igjen når betongen trekker seg sammen, vil betongen påføres strekkspenninger, og risskader kan oppstå.

I herdeprosessen utvikles varme som følge av kjemiske prosesser. Ved massive konstruksjoner kan temperaturen komme opp i 70 til 80 °C. Dette kan medføre store temperaturforskjeller som igjen kan resultere i riss. Høye temperaturer kan også gjøre sementpastaen mer porøs. Dette kan resultere i reduksjon av fasthet og motstand mot nedbrytning [26].

6.1.3.3.3 Overbelastning

Riss og avskalling kan oppstå som følge av overbelastning av en betongkonstruksjon. Denne fysiske påkjenningen er vanlig å se på blant annet bruer, som blir utsatt for store laster og tunge kjøretøy. Rissene vil være levende, det vil si at de åpner og lukker seg avhengig av belastningen [26].

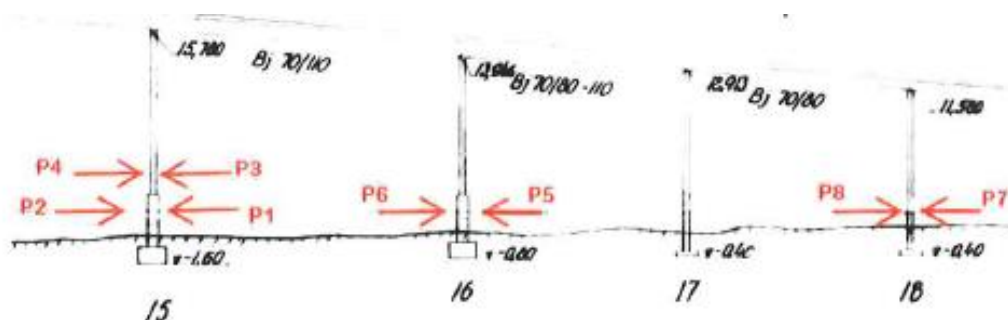
Aggressive stoffer kan trenge inn i konstruksjonen på grunn av slike riss, og forsterke den nedbrytende effekten. Dette kan være årsaken til vannlekkasje i for eksempel demninger og parkeringshus [26].

6.2 Tilstand

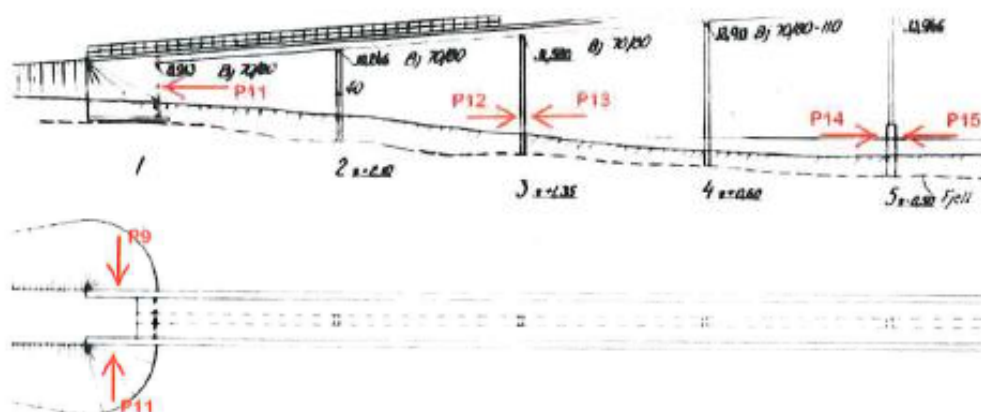
6.2.1 Spesialinspeksjon av Rambøll

6.2.1.1 Materialundersøkelser

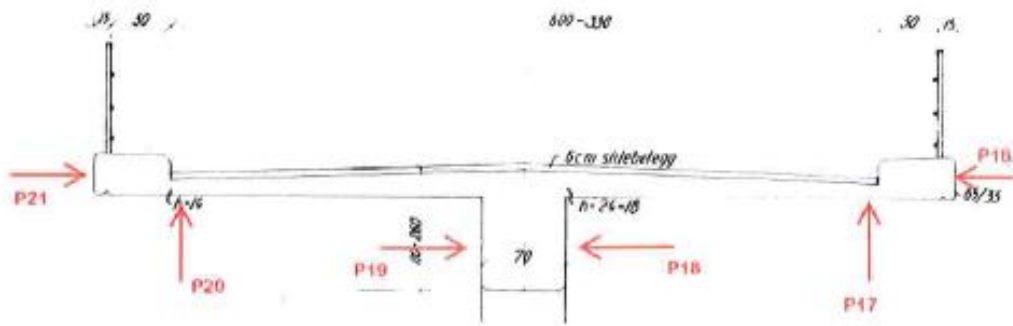
Under Rambølls spesialinspeksjon [12] i 2011 ble det utført til sammen 27 enkeltmålinger av betongoverdekning, karbonatiseringsdybde og kloridinnhold. Målingen er fordelt på fundamenter, pilarer og bruoverbygning på ulike steder av brua. Materialundersøkelsene kommer i tillegg til visuell inspeksjon for å få en grundigere vurdering av skadebildet. Måling av betongoverdekning, karbonatiseringsdybde og kloridinnhold er utført på samme prøvested. Vedlegg L gjengir kloridprofiler fra Rambølls rapport for spesialinspeksjon. Prøveplasseringer for materialundersøkelser er angitt i Figur 73 til Figur 75 inneholder en sammenstilling av resultater fra Rambølls spesialinspeksjon.



Figur 73: Prøveplassering P1 til P8 [12]



Figur 74: Prøveplassering P9 til P15 [12]



Figur 75: Prøveplassering P16 til P21 i midtfelt Akse 10 til 11 [12]

Tabell 49: Sammenstilling av resultater fra materialundersøkelser [12]

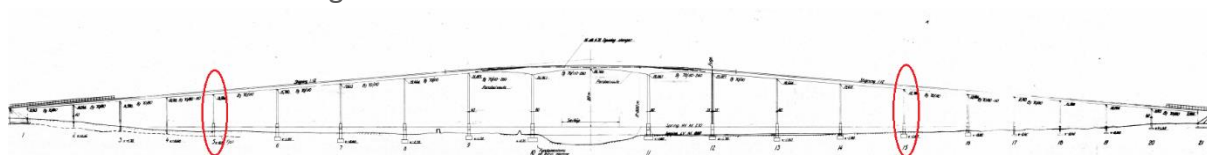
	Lokalisering	Over-dekn. [mm]	Karb.-dybde [mm]	% CI av betongvekten			
				0-10 mm	10-20 mm	20-40 mm	40-60 mm
P1	Fund. A15, side mot A16, i skvalpesonen	56	0	0,917	0,743	0,556	0,405
P2	Fund. A15, side mot A14, i skvalpesonen	52	0	1,549	0,908	0,792	0,444
P3	Pilar A15, side mot A16, pilar, 0,5m over fund.	45	0	0,242	0,153	0,067	0,037
P4	Pilar A15, side mot A14, pilar, 0,5m over fund.	31	0	0,185	0,204	0,126	0,055
P5	Pilar A17, side mot A18, pilar, 1m over bakke, skvalpesonen	31	0	0,263	0,238	0,248	0,161
P6	Pilar A17, side mot A16, pilar, 1m over bakke, skvalpesonen	36	0	0,336	0,219	0,129	0,055
P7	Pilar A19, side mot A20m pilar, 1, over bakke	39	0	0,132	0,100	0,021	0,003
P8	Pilar A19, side mot A18, pilar, 1m over bakke	38	0	0,139	0,126	0,058	0,006
P9	Landkar A1, venstre sidevegg	36	0	0,075	0,036	0,010	0,002
P10	Landkar A1, frontvegg	20	4	0,015	0,072	0,062	0,018
P11	Landkar A1, høyre sidevegg	40	0	0,077	0,058	0,021	0,004
P12	Pilar A3, side mot A2, pilar, 1,5m over bakke	30	0	0,094	0,089	0,039	0,009
P13	Pilar A3, side mot A4, pilar, 1,5m over bakke	26	0	0,089	0,064	0,034	0,014
P14	Fund. A5, side mot A4, i skvalpesonen	46	0	0,139	0,125	0,113	0,087
P15	Fund. A5, side mot A6, i skvalpesonen	31	0	0,284	0,334	0,267	0,229
P16	Plate A10-11, feltmidte, høyre platekant	22	0	0,229	0,020	0,004	0,001
P17	A10-11, feltmidte, UK plate, høyre side	25	0	0,212	0,150	0,225	0,184
P18	A10-11, feltmidte, høyre sidekant bjelke	20	1	0,135	0,121	0,112	0,055
P19	A10-11, feltmidte, venstre sidekant bjelke	31	0	0,132	0,094	0,044	0,019
P20	A10-11, feltmidte, UK plate, venstre side	23	0	0,057	0,071	0,061	0,035
P21	A10-11, feltmidte, venstre platekant	17	0	0,169	0,154	0,069	0,036
P22	A3+1m, høyre platekant	20	0	0,260	0,170	0,112	0,064
P23	A3+1m, UK plate høyre side	26	2	0,247	0,214	0,205	0,173
P24	A3+1m, høyre sidekant bjelke	43	1	0,302	0,259	0,188	0,094
P25	A3+1m, venstre sidekant bjelke	35	0	0,183	0,125	0,096	0,019
P26	A3+1m UK plate venstre side	27	0	0,176	0,196	0,155	0,093
P27	A3+1m, venstre platekant	20	0	0,185	0,184	0,147	0,061

Tabell 49 oppsummerer Rambølls materialundersøkelser. Tabell 50 gir en vurdering av faren for kloridinitiert korrosjon for ulike nivåer av kloridinnholdet. Fargekoder angir de ulike nivåene [12].

Tabell 50: Fargekoder for vurdering av kloridinitiert korrosjonsfare [12]

Fargekode	% Cl av betongvekt	Vurdering av korrosjonsfare
Røde tall	$> 0,25$	Sannsynlig kloridinitiert korrosjon
Blå tall	$0,07 > \%Cl \leq 0,25$	Mulig kloridinitiert korrosjon
Grønne tall	$< 0,07$	Liten korrosjonsfare

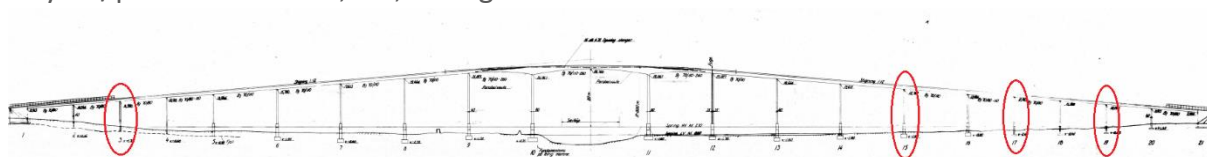
Fundament i Akse 5 og 15



Figur 76: Prøveplassering fundament

Figur 76 angir aktuell prøveplassering på brua. Overflatebehandling av fundament er avsluttet et stykke over bakken. Prøvepunktet på fundament i Akse 15 er tatt hvor det ikke er katodisk beskyttelse. Begge fundament ligger i tidevannssonen og er i kontakt med sjøvann. Kloridprøver fra fundament i både Akse 5 og Akse 15 i dybde med armeringen viser relativt høyt kloridinnhold, hvor Akse 5 er høyest. Alle prøvene tilsier at kloridinitiert korrosjon kan oppstå. Den store forskjellen mellom Akse 5 og 15 tilsier at overflatebehandlingen gir beskyttelse mot kloridinntrengning. De høye verdiene for Akse 5, med relativt jevne verdier i hele profilet, indikerer at konstruksjonen ikke har vært overflatebehandlet fra byggetidspunktet. Overdekning varierer fra 31 til 56 mm. Karbonatiseringsdybde målt til 0 mm.

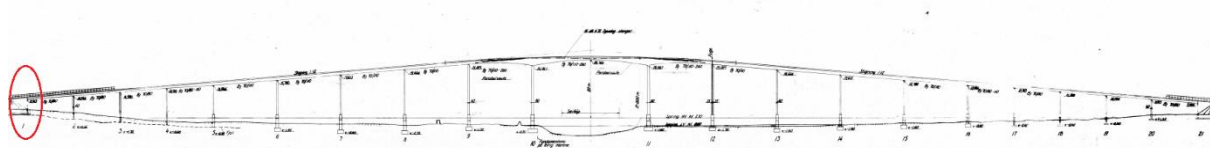
Søyler/pilarer i Akse 3, 15, 17 og 19



Figur 77: Prøveplassering søyler

Figur 77 angir aktuell prøveplassering på brua. Akse 15 og 17 ligger i tidevannssonen, og søylene er eksponert for direkte sjøvann. Søyler i Akse 3 og 19 ligger inn mot land på hver sin ende av brua. Alle pilarer er overflatebehandlet og katodisk beskyttet. Innholdet av klorider i dybde med armering ligger over grenseverdier for at kloridinitiert korrosjon kan oppstå for disse pilarene. Kloridinnhold er lavest for søyler lengst mot land. Overdekning varierer fra 26 til 45 mm. Karbonatiseringsdybde er målt til 0 mm.

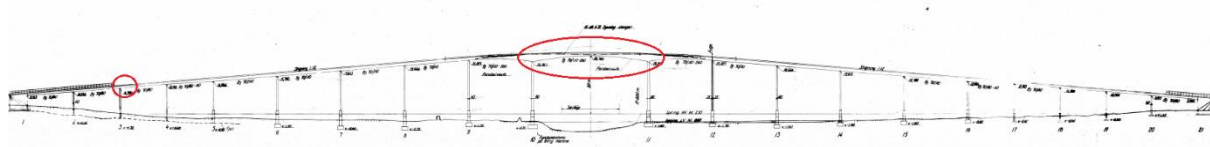
Landkar i Akse 1



Figur 78: Prøveplassering landkar

Figur 78 angir aktuell prøveplassering på brua. Landkaret i Akse 1 ligger om lag 60 meter fra sjøen ved høyvann, og vil i hovedsak være utsatt for luftbårne klorider. Landkaret er ikke overflatebehandlet eller katodisk beskyttet. I dybde med armering er kloridinnholdet i betongen like under det nivået som kan gi kloridinitiert korrosjon. Overdekning varierer fra 20 til 40 mm. Karbonatiseringsdybde er målt til 4 mm på frontveggen av landkaret.

Profil i Akse 10-11 og 3 + 1 m



Figur 79: Prøveplassering bruoverbygningen

Figur 79 angir aktuell prøveplassering på brua. Det er tatt kloridprøver på bruoverbygningen i feltmidte mellom Akse 10 og 11, samt i 1 meter fra Akse 3. Bærebjelke og underkant av brudekke er katodisk beskyttet med ledende belegg, mens sidekanter på bruplate er ikke beskyttet. I dybde med armering er det målt kloridinnhold over antatt grenseverdi for kloridinitiert korrosjon for de fleste prøvene. De høyeste prøveverdiene er målt på nordsida av brua. De ubehandlede overflatene på ytterkant bruplate har et forholdsvis høyt kloridinnhold i ytre del av kloridprofilene, men verdiene faller raskt innover i profilene. Overdekning varierer fra 17 til 43 mm. Karbonatiseringsdybde er målt til 1 til 2 mm på tre steder på nordsiden av bruoverbygningen, ellers 0 mm.

6.2.1.1.1 Oppsummering av Rambølls materialundersøkelser

For konstruksjonen generelt er det funnet at betongen i liten grad er karbonatisert, med målinger i hovedsak rundt 0 mm. Den eneste prøven som viser noe tendens til karbonatisering er prøven tatt på frontveggen av landkaret i Akse 1. Landkaret er ikke overflatebehandlet, og dette er trolig årsaken til at det her er påvist større karbonatiseringsdybde enn på resten av brua. Rambøll [12] har også beregnet at det vil ta 1100 år før karbonatiseringsfronten når armeringsoverflaten, og har dermed konkludert med at karbonatisering ikke har noen betydning for bruas bestandighet.

Det er tatt ut borestøv og målt klorider i fire dybdenivåer i betongen: 0 til 10 mm, 10 til 20 mm, 20 til 40 mm og 40 til 60 mm. Kloridverdiene er oppgitt i prosent klorider (% Cl) av betongvekt. Kloridinnholdet varierer mye avhengig av hvor på brua prøvene er tatt. En tendens for målingene er at kloridinnholdet er høyere på nordsida av brua. En årsak til dette kan være at denne siden ligger i le for vær og vind. Sørsiden (lo-siden) av brua blir regelmessig «vasket» av regnvær, og kloridene har dermed ikke like stor mulighet for å trenge inn i betongen. Sørsiden har derfor lavere kloridinnhold. Elementer som er i direkte

kontakt med sjøvann viser også et høyere kloridinnhold. De lave kloridnivåene innover i profilene til ytterkant bruplate skyldes antageligvis også at regnvann vasker betongoverflaten, og på denne måten hindrer klorider å trenge lenger inn i betongen. Rambøll har benyttet en nedre grense for mulig kloridinitiert korrosjon på 0,07 % Cl av betongvekten. Erfaring tilsier imidlertid at innholdet av klorider kan være høyere uten at det pågår skadelig armeringskorrosjon. Som nevnt indikerer en jevn kloridprofil at konstruksjonen ikke har vært overflatebehandlet fra byggetidspunktet. Dette har med at konstruksjonen har trolig vært eksponert for klorider forut behandling, og når det katodiske anlegget virker, fører det til en jevnere fordeling av kloridionene. Av spesialinspeksjonen til Rambøll kan det konkluderes i at armeringskorrosjon og skader på konstruksjonen kommer av liten betongoverdekning og kloridinntrengning. Omfanget av skadene blir nærmere beskrevet i neste delkapittel.

6.2.1.2 Visuell inspeksjon

Brubjelken og bruplate

Brubjelken har generelt et stort skadeomfang. Det er registrert en stor grad av avskallinger, bom og riss. Bjelken er misfarget fra fuktbelastning og er preget av avflaking av overflatebehandling, samt rustutslag fra korroderende armeringsstoler og spiker i betongoverflaten. Omfanget av skadene er størst ved bruendene. Skadeomfanget minker mot midten av brua. Felles for alle felt er tversgående riss i feltmidte, og gjerne avflakende og løst belegg i forbindelse med riss [12]. Figur 80 viser punktskader i underkant av brubjelke felt mellom Akse 17 og 18.



Figur 80: Punktskader i underkant av brubjelke felt mellom Akse 17 og 18 [12]

Underkant av brudekket er generelt preget av misfarging og skjolder fra fuktbelastning. Ut fra skadebildet kan det se ut som fuktskadene er størst på nord-øst side av brua. Fuktbelastningene kommer trolig av for små dryppneser og regn kombinert med sterk vind.



Figur 81: Avflakende belegg over båndanoder i Akse 20 til 21 [12]



Figur 82: Avskalling og frilagt armering i underkant bruplate feltmidte mellom Akse 10 og 11 [12]

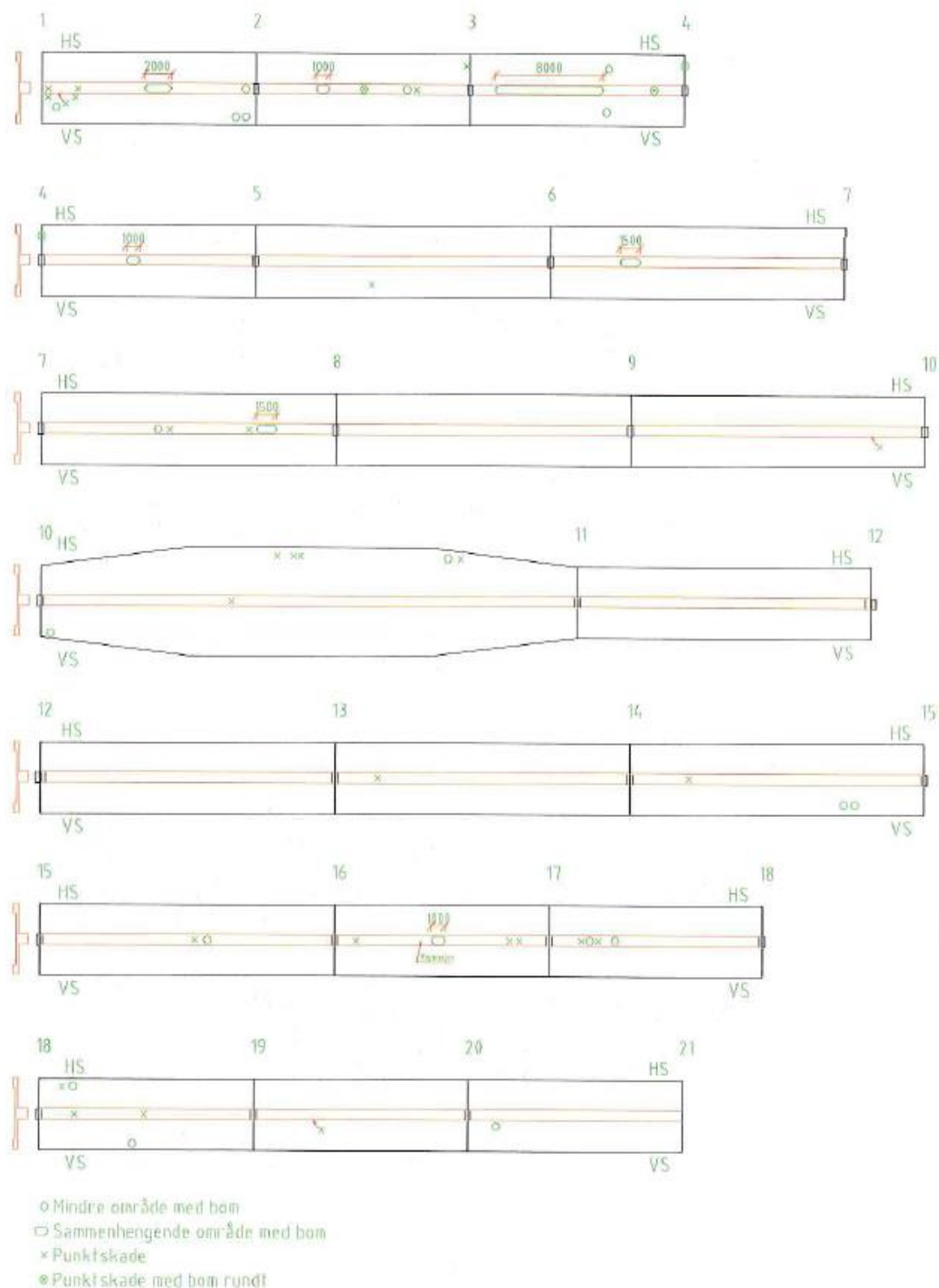
Som for brubjelken er bruplata preget av slitt og avflakende overflatebehandling. Avflaking av belegg er størst i områdene med anodebånd for katodisk anlegg. Omfanget av skader på overflatebehandling er størst i begge endene av brua, altså i feltene fra Akse 1 til 3 og Akse 17 til 21. Figur 81 viser avflakende belegg over anodebånd i endefeltet på Nerlandsøy-siden av brua.

Punktskader i form av bom og betongavskalling med frilagt og korroderende armering er registrert flere steder på bruplata. Figur 82 viser avskalling og frilagt armering i underkant brudplate midt i hovedfeltet mellom Akse 10 og 11. Utover hovedfeltet er det registrert mest punktskader og bomområder mot bruendene.

Det er for hele bruplata registrert et stort omfang av rustutslag gjennom overflatebehandlingen. Rustutslaget kommer trolig fra korroderende armeringsstoler, spiker og biter av bindetråd som ligger i eller nærme betongoverflaten. Resultatet er sår og skader på belegget hvor noe er flikket på, og det hele etterlater et skjemmende utseende. Nytt rustutslag har gjerne trengt gjennom punktreparasjoner.

Figur 83 angir bomskader og punktskader på undersiden av brubjelke og bruplate for hele brua sett nedenfra. Aksenummerering og definisjon av tegnsetting er angitt på figuren.

6 BRUENS BESTANDIGHET OG TILSTAND



Figur 83: Bomskeer og punktkeer på underside av brubjelke og bruplate sett nedenfra [12]

Søyler og fundament

Rambøll [12] rapporterer at søyler og fundament har få synlige skader, men fra Akse 4 til 20 er belegget slitt og flaker av. Skadeomfanget på overflatebehandlingen er størst på nordøstlig side av søyle/fundament, og på enkelte av søyle/fundament er det synlig rustutslag. Rustutslaget stammer trolig fra korroderende spiker eller innstøpt stål i betongens overflate. Figur 84 viser søyle i Akse 13 som er preget av slitt og avflakende overflatebehandling og rustutslag. Fundamentet i Akse 10 i Figur 85 har avflakende overflatebehandling.



Figur 84: Slitt og avflakende overflatebehandling og rustutslag på søyle i Akse 13 [12]



Figur 85: Avflakende overflatebehandling på fundament i Akse 10 [12]

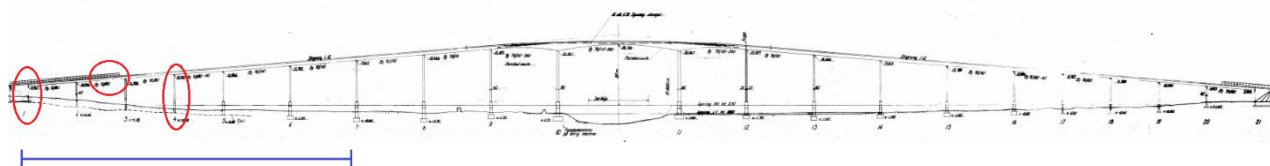
Landkar

Landkar i Akse 1 er i god stand uten synlige skader eller mangler, bortsett fra noen enkeltstående spiker som står igjen i betongoverflaten fra forskaling og armeringsstoler.

I landkar Akse 21 er det også registrert gjenstående spiker, i tillegg til en mindre bomskade midt på frontvegg, samt et frilagt armeringsjern på hjørnet av venstre sidevegg.

6.2.2 Spesialinspeksjon våren 2015

I anledning årets masteroppgaver om Nerlandsøybrua ble det i regi av Statens Vegvesen satt opp stillaset under brua, slik at det ble tilgang på halve brubjelken mellom Akse 2 og 3. Stillaset var plassert fra senter av bjelken bort til søyle Akse 3. I tillegg til materialundersøkelse på brubjelken ble det også tatt prøver i fundament Akse 4 og på frontveggen i landkar Akse 1. Figur 86 angir de ulike områdene for inspeksjon. Med hensyn til Rambølls materialundersøkelser og inspeksjon var det forventet å finne en viss grad av korrosjon, ved nærmere undersøkelse av armering i de aktuelle prøveplasseringene.



Figur 86: Prøveplassering ved spesialinspeksjon våren 2015. Røde rundinger markerer nærmere inspeksjon med materialprøver og lignende. Den blå streken markerer utstrekningen av den visuelle inspeksjonen av pilarer og bruoverbygningen.

Det ble tatt to turer til Herøy kommune for å inspisere Nerlandsøybrua. Da det før første inspeksjonstur ble klart at ikke stillaset ville være montert til ankomst ble det planlagt inspeksjon av søyler. I samtale med veileder ble det klart at fokuset ble lagt på Bergsøysiden av bruene, så langt man når ved fjæresjø. Med bakgrunn i Rambølls rapport [12] og deres skadevurdering skulle det hentes inn materialprøver i fundament Akse 3. Det viste seg derimot at søyler og fundament var i bedre stand enn antatt, dette vil beskrives nærmere senere i kapittelet. Ved visuell inspeksjon av brua fra bakkenivå ble det bestemt at fundament i Akse 4 var mer interessant for materialprøver, da det var tydelig rustutslag og avskalling i betongoverflaten. Landkaret i Akse 1 var også av interesse siden det ikke er overflatebehandlet. Denne turen ble en god anledning til å teste utstyr og planlegge videre inspeksjoner.

Da beskjeden kom om at stillaset var satt opp mellom Akse 2 og 3, ble det planlagt ny tur med den hensikt å utføre en systematisk inspeksjon av brubjelken hvor skadebeskrivelse og innhenting av materialprøver skulle gjennomføres.

På de to inspeksjonsturene til Nerlandsøya ble det utført:

- Visuell inspeksjon av underside bruoverbygning fra Akse 1 til 7
- Visuell inspeksjon av søyler og fundament fra Akse 1 til 6.
- En nærmere inspeksjon av halve brubjelke mellom Akse 2 og 3
 - Beskrivelse av tilstanden til overflatebehandling og det katodiske anlegget
 - Registrering av bområder
 - Lokalisering av riss og måling av rissvidde
 - Måling av betongoverdekning
 - Måling av armeringsdiameter

- Innsamling av borestøvprøver til måling av kloridinnhold
- Innsamling av borestøvprøver på landkar Akse 1 og fundament Akse 4
- Skader og konstruksjonsdeler er dokumentert med bilder

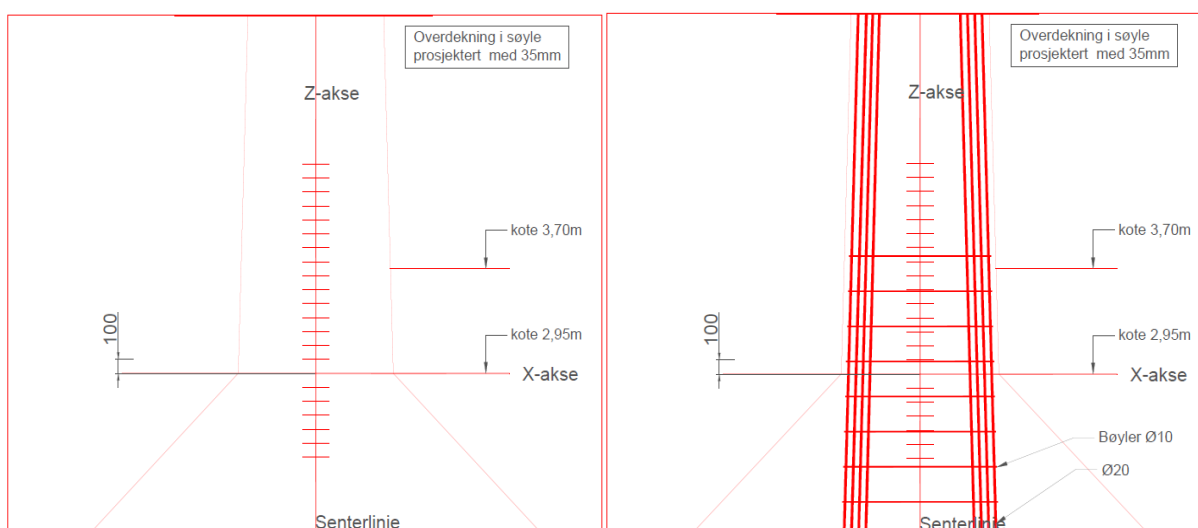
Figur 86 markerer med røde rundinger lokasjonen for nærmere inspeksjoner, materialprøver og lignende. Streken i blått indikerer utstrekningen av den visuelle inspeksjonen av pilarer og bruoverbygning.

6.2.2.1 Lokaliseringssystem

Et lokaliseringssystem bør etableres før noen inspeksjoner eller materialundersøkelser blir utført. Det er fordelaktig at lokaliseringssystemet fastlegges allerede ved bygging, slik at eventuelle reparasjoner og hendelser i byggetida også kan lokaliseres i det samme systemet [27]. For denne inspeksjonen er det valgt å opprette egne lokaliseringssystem, da undersøkelsene er begrenset til mindre områder og få konstruksjonsdeler.

6.2.2.1.1 Lokaliseringssystem for fundamentet

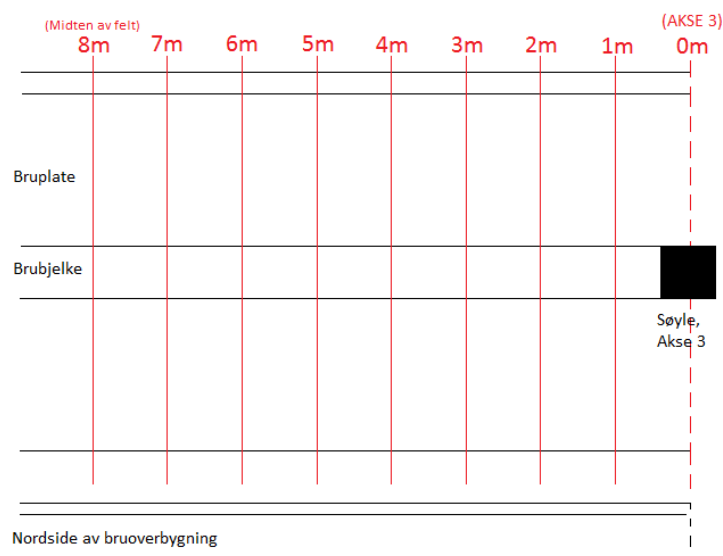
Figur 87 viser eksempel på lokaliseringssystem for fundament og nedre del av søyle. z-aksen følger søylens senterlinje, og x-aksen ligger langs toppen av fundamentet.



Figur 87: Lokaliseringssystem for fundament i akse 3

6.2.2.1.2 Lokaliseringssystem for brubjelke

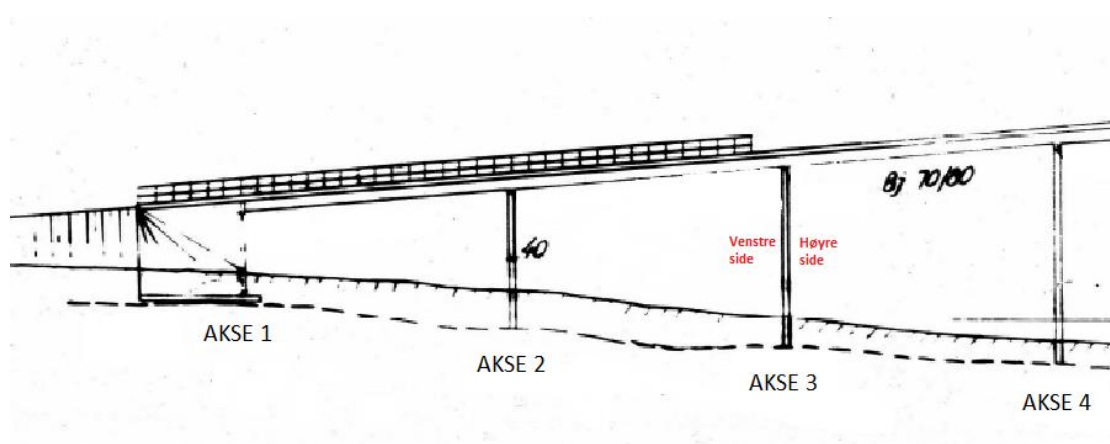
For materialundersøkelse og inspeksjon av brubjelken mellom Akse 2 og 3, var det viktig med et oversiktlig lokaliseringssystem. Siden det bare var tilgang på bjelkehalvdelen nærmest søylen i Akse 3, ble lokaliseringen definert som avstand i meter fra Akse 3, som illustrert på Figur 88.



Figur 88: Lokaliseringssystem for brubjelke mellom Akse 2 og 3

6.2.2.1.3 Lokaliseringssystem for hele brua

Hele brua er delt inn i akser, som er nummerert fra 1 til 21. Akse 1 ligger i landkaret på Bergsøya, og Akse 21 ligger i landkaret på Nerlandsøya. De resterende aksene ligger langs lengden av søylene. Ved å referere til disse aksene, er det enkelt å angi hvor på brua man henviser til. Dette er det samme aksesystemet benyttet i bruens ferdigbrutegninger, se Vedlegg A. For denne inspeksjonen henvises det til høyre og venstre side av aksene. Aksenummerering, samt høyre- og venstreside er angitt i Figur 89, som viser brua fra Akse 1 til 4.



Figur 89: Lokaliseringssystem med akser

6.2.2.2 Visuell inspeksjon av bruoverbygning fra Akse 1 til 7 og søyler og fundament fra Akse 2 til 6

Bruoverbygning Felt 1 (Akse 1 til 2)

Det er synlig rissdannelse i feltmidte av brubjelken. Tydelig oppsprekking av overflatebehandling i forbindelse med riss er registrert. Både brubjelke og bruplate er preget av avflakende belegg, bområder, avskallet betong og frilagt armering. Figur 90 viser rissdannelse og avflakende belegg på undersiden av bruoverbygningen i felt mellom Akse 1 og 2. Et nærbilde av feltmidte i Figur 113 viser tydelige tverrgående riss på undersiden av brubjelken. Oppsprekking av belegg i lengderetning av bjelken kan tyde på langsgående riss, som betyr at det kan være fare for korrosjon av strekkarmeringen.



Figur 90: Rissdannelse og avflakende belegg, bruoverbygning mellom Akse 1 og 2



Figur 91: Nærbilde av tverrgående og langsgående riss i feltmidte mellom Akse 1 og 2

Figur 92 viser flere punktskader på både undersiden og siden av brubjelken, samt punktskader på bruplaten. Her er betongen skallet av og armeringen frilagt med synlig korrosjon på bøylearmeringen.



Figur 92: Punktskader på underside og side av brubjelke, samt punktskader på bruplate

Bruoverbygning Felt 2 (Akse 2 til 3)

Felt 2 mellom Akse 2 og 3 er også sterkt preget av rissdannelse i feltmidte, avflakende overflatebehandling, bomområder og punktskader. Figur 93 viser skader hvor betongen er skallet av og armeringen frilagt med korrosjonsprodukt utenpå. Det er i tillegg to reparerte skader på undersiden av bjelken. De grønne anodebåndene er også synlige og ubeskyttet flere steder. Det kan se ut som belegget har en tendens til å skalle av over båndene først. Bruplaten er preget av rustutslag, som trolig kommer fra spiker og lignende nærme betongoverflaten.



Figur 93: Skader på underside bruoverbygning i Felt 2

Figur 94 viser hvordan riss i midtfeltet av Felt 2 fortsetter opp på siden av bærebjelken. Rissene følger bøylearmeringen og etterlater seg et oppsprekket belegg. Det er også registrert punktskade i nedre bjelkehjørnet på midten av feltet.



Figur 94: Riss på siden av brubjelke i Felt 2

Bruoverbygning Felt 3 (Akse 3 til 4)

Felt 3 mellom Akse 3 og 4 er også preget av avflakende overflatebehandling, tverrgående riss og punktskader. Anodebåndene på undersiden av bruoverbygningen er synlig og korroderende bølgearmoring er frilagt. Figur 95 viser brubjelke og –plate med omfattende avflaking og rustutslag i overflaten. Bilde til høyre i figuren viser nærbilde av punktskade i nærheten av Akse 3.



Figur 95: Omfattende avflaking og rustutslag på underside bruoverbygning i Felt 3

Bruoverbygning Felt 4 (Akse 4 til 5)

Felt 4 mellom Akse 4 og 5 er i noe bedre forfatning enn foregående felt. Det er mindre skade på betongen og rissdannelse og avflakende belegg er ikke like omfattende. Figur 96 viser undersiden av bruoverbygningen med rustutslag, avflakende belegg i forbindelse med riss og anodebånd. Anodebånd ligger synlig og ubeskyttet flere steder.



Figur 96: Rustutslag og avflakende beleg, samt ubeskyttet anodebånd i Felt 4

Bruoverbygning Felt 5 (Akse 5 til 6)

Som for Felt 4, er Felt 5 og 6 fra Akse 5 til 7 i bedre forfatning enn foregående felt. Skadeomfanget for disse feltene er mindre enn felt mot bruens ende. Figur 97 viser undersiden av bruoverbygningen i Felt 5 hvor det er registrert tverriss i feltmidte, avflakende beleg i forbindelse med riss, samt rustutslag i betongoverflaten.



Figur 97: Tydelig tverriss i feltmidte mellom Akse 5 og 6

Landkar Akse 1

Betongen i landkaret i Akse 1 har ingen synlige skader, med unntak av korroderende spiker i betongoverflaten fra forskaling, som gir et skjemmende uttrykk. I tillegg ble noe rissdannelse observert. Landkaret står langt inne på land, men uten overflatebehandling kan det være fare for at luftbårne klorider kan trenge inn. Figur 98 viser frontveggen på landkaret.



Figur 98: Landkar i Akse 1

Søyle og fundament Akse 2 og 3

Søylene i både Akse 2 og Akse 3 har ingen synlige skader. Overflatebehandlingen er inntakt og det er ingen rustutslag i betongoverflaten. Figur 99 viser søyle i Akse 3 sin uskadede overflate.



Figur 99: Uskadet overflate på søyle i Akse 3

Søyle og fundament Akse 4

Akse 4 ligger i tidevannsonen. Søyle og fundament er periodevis i direkte kontakt med sjøvann. Som vist på Figur 100 er høyresiden av fundamentet sterkt preget av avflakende belegg, avskalling av betong og rustutslag i overflaten.



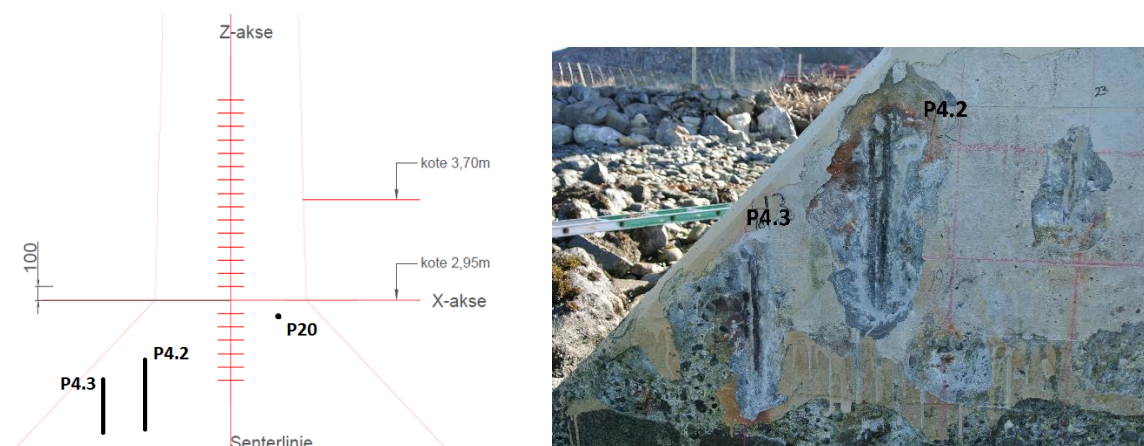
Figur 100: Høyresiden av fundamentet i Akse 4 er sterkt preget av skader

Ved å dra av flak av belegget kommer mer rustutslag til syne. Figur 101 viser hvor lett det er å dra av store flak med belegg. Ved å slå med hammer skaller mer av betongen av og korroderende armeringsjern blir frilagt.



Figur 101: Avflakende belegg på høyresiden av fundamentet i Akse 4

Bomområder med avskallet betong på grunn av korroderende armering ble registrert over hele høyresiden av fundamentet. Ved å meisle frem armeringen ble det avdekket kraftig korroderende armeringsjern. Figur 102 viser punkt 4.2 og 4.3 på høyre side av fundament, som ble nærmere undersøkt. Overdekning målt med Covermeter i punkt 4.2 lå på 25 mm og i punkt 4.3 var betongoverdekningen helt nede i 15 mm.



Figur 102: Fundament i Akse 4

Til venstre: Plassering av armering som blir nærmere undersøkt
Til høyre: Prøvepunkt P4.2 og P4.3

Til venstre i Figur 102 angis cirka plassering av armering som blir nærmere undersøkt i lokaliseringssystem for søyle/fundament. Punkt P20 angir plassering av kloridprøve. Til venstre i Figur 103 vises det tydelig reduksjon av armeringstverrsnitt i punkt P4.2. Etter å ha kostet av rustprodukt med stålbørste ble minste armeringsdiameter av det frilagte jernet målt til 7,2 mm. For armeringsjern med diameter lik 12 mm utgjør dette en reduksjon av diameter på hele 60 prosent. Armeringsjernet i punkt P4.3 på bildet til høyre i Figur 103 viser også betydelig korrosjonsskade. De undersøkte armeringsjernene er trolig ikke av bærende art.



Figur 103: Skadet armering

Til venstre: Armering i P4.2
Til høyre: Armering i P4.3

Venstre side av fundamentet som vist på Figur 104 har ingen synlig betongskade, og er i bedre forfatning enn høyresiden. Overflatebehandling viser bare litt tendens til avflaking, og det er ingen synlige rustutslag.



Figur 104: Venstreside fundament i Akse 4

Søyle og fundament Akse 5

Akse 5 ligger i tidevannsonen og er i direkte kontakt med sjøvann. Både høyre og venstre side viser omfattende avflaking av belegg, hvor høyresiden er verst. Det er også avflaking av belegg i bunn av søyle. Rustutslag og utstikkende jern nederst på fundamentet stammer trolig fra spiker og armeringsstoler nærme betongoverflaten. Figur 105 viser bilde av høyresiden av fundamentet hvor det enkelt kan skrelles av flak med belegg. I Figur 106 er anodebåndet synlig under den avflakende overflatebehandlingen, og det er tydelig brudd på sølvbånd.



Figur 105: Høyre side av søyle og fundament i Akse 5



Figur 106: Venstre side av søyle og fundament i Akse 4

På sørsiden ble det i bunnen av søylen registrert kraftig avflaking av belegg. Ved å dra av overflatebehandlingen ble det avdekket et steinreir, hvor sement var vasket bort og betongtilslag kunne pirkes ut for hånd. Det var synlig rustutslag på siden av søylen. Ved å meisle inn til armering og fjerning av rustprodukt på armeringsoverflaten ble det påvist minimalt med reduksjon av armeringsdiameter. Figur 107 viser armeringsjern i steinreir på søylen i Akse 5.



Figur 107: Steinreir på sørsiden av søylen i Akse 5

Søyle og fundament Akse 6

Fundamentet i Akse 6 er preget av avflakende overflatebehandling, rustutslag i betongoverflaten og noe betongavskalling. Søylen har noe avflaking av belegg i bunn. Rustutslag og utstikkende jern nederst på fundamentet stammer trolig fra spiker og armeringsstoler nærme betongoverflaten. Figur 108 viser høyre siden av fundamentet med avflakende belegg og slitasje på den katodiske beskyttelsen, samt avskalling av betong og rustutslag.



Figur 108: Høyre side av fundament i Akse 6

Figur 109 viser venstre side med generell avflaking av belegg og rustutslag flere steder. Figur 110 viser nord-og sørsiden av fundamentet.



Figur 109: Venstre side av fundament i Akse 6



Figur 110: Nordside (venstre) og sørside (høyre) av fundament i Akse 6

6.2.2.2.1 Oppsummering

Ved visuell inspeksjon av bruoverbygningen fra Akse 1 til 7 ble det påvist rissdannelse i midten av hvert felt. Oppsprekking av overflatebehandling forekommer i forbindelse med riss, som kan tyde på at belegget er lite elastisk. Det er omfattende avflaking av belegget på både brubjelke og –plate, samt bomområder og punktskader med frilagt korroderende armering. Skader på betongen kan forklares som et følge av kloridinitiert armeringskorrosjon og liten betongoverdekning.

Skader er registrert på fundament i tidevannsonen, altså Akse 4 til 6. Skadeomfanget er verst på høyresiden, det vil si nord-østlig side, av fundamentet. Belegget på søylene er noenlunde inntakt for alle inspiserte akser, og det er registrert lite skader. Overflatebehandlingen er avsluttet med varierende høyde over bakken, og noen steder er relativt mye av betongen eksponert og ubeskyttet.

6.2.2.3 Nærmere inspeksjon av brubjelken i Felt 2 (Akse 2 til 3)

Ved å inspisere utvalgte deler av brua kan man på kortere tid gi et bilde av skadeomfanget på konstruksjonen. Ved visuell inspeksjon av undersiden av bruoverbygningen kunne man konstatere at Felt 2, som ligger på Bergsøysiden av brua var kraftig preget av rissdannelse i midtfelt, avflaking av belegg, avskallende betong og korrosjon. Figur 111 viser stillaset som ble satt opp i anledning inspeksjon av bærebjelke. Ved nærmere inspeksjon av halve brubjelken i Felt 2 ble følgende metoder for inspeksjon og materialundersøkelser utført:

- Bildedokumentering
- Kartlegging av bområder og punktskader
- Kartlegging av riss
 - Rissvidde
 - Rissavstand
- Meislet frem armering
- Måling av armeringsdiameter
- Innsamling av borestøv til kloridprøver



Figur 111: Stillas mellom Akse 2 og 3 for inspeksjon av brubjelken

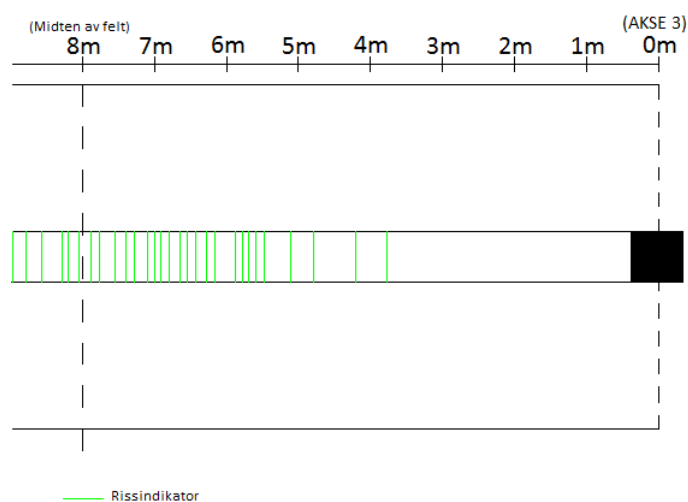
6.2.2.3.1 Rissmålinger

Bildene på Figur 112 viser undersiden av bjelken fra 7 til 9 m fra Akse 3. Tverrgående riss langs bøylearmeringen kommer tydelig frem på den oppsprukne overflatebehandlingen.



Figur 112: Undersiden av bjelken fra 7 til 9 m fra Akse 3

Mot feltmidte vil en bru være påkjent av strekkrefter på undersiden av brubjelken. For en betongbru vil dette ofte føre til rissdannelse, som blir synlig på betongoverflaten på undersiden av bjelken. Flere av rissene fortsetter opp på hver side av brubjelken. Hyppigheten av rissdannelse øker mot midten av bjelken. Belegget ble skrapet av på undersiden av brubjelken fra søylen i Akse 3 til forbi åttometersmerket. Riss ble lokalisert og Figur 113 gir en skisse av rissplassering på undersiden av bjelken.



Figur 113: Rissdannelse på underside bjelke mellom Akse 2 og 3

Tabell 51 gir gjennomsnittlig rissavstand for hver meter fra Akse 3 til omtrent midten av bjelken. Fra 0 til 4 m er det ingen synlig rissdannelse, og det er først fra 4 til 5 m at det er

registrert riss med en gjennomsnittlig avstand på 450 mm. Fra 5 til 7 m minker rissavstanden fra 178 mm til 118 mm, det vil si at rissene ligger tettere og tettere mot midten av bjelken. Da 8 m er midten av brufeltet skulle rissene i teorien ligget tettest her, men istedenfor øker den gjennomsnittlige rissavstanden til 150 mm, og deretter til 182 mm. Dette kan forklares med at det i dette området var omfattende reparasjoner av betongoverflaten. Dette gjorde arbeidet med lokalisering av riss vanskelig, og det ble dermed ikke registrert like mange som det kunne antas å skulle finne på midten av brubjelken. Beregningen av gjennomsnittlig rissavstand er et enkelt anslag for å lettere kunne presentere resultat av målinger. Det komplette settet med målinger er å finne i Vedlegg K.

Tabell 51: Gjennomsnittlig rissavstand for underside brubjelke mellom Akse 2 og 3

AVSTAND FRA AKSE 3	GJENNOMSNI TTLIG RISSAVSTAND
0m – 4m	Ingen synlig rissdannelse
4m – 5m	450 mm
5m – 6m	178 mm
6m – 7m	118 mm
7m – 8m	150 mm
8m – 9m	182 mm

Nøyaktigheten av rissviddemålingene har sine begrensninger med hensyn til måleutstyr, dårlig vær og en betong preget av steinete overflate, bomskader og reparasjoner. Dette gjorde målearbeidet vanskelig, og resultatet er ment å komplementere registrering av rissutvikling. Målingen ble utført for alle riss to ganger, der forskjellige personer utførte hver måling. Dette ble gjort for å oppnå en større sikkerhet på avlesningen, og store avvik mellom Måling 1 og 2 ble kontrollmålt. Tabell 52 viser variasjonen i rissvidde fra minste til største måling innenfor hver meter fra Akse 3. Variasjonen er gitt som gjennomsnittet mellom Måling 1 og 2. Det minste rissviddemålet er på 0,1 mm og det største er på 0,28 mm, som ble registrert mellom 7 og 8 m fra Akse 3. Komplett sett med målinger og beregninger for rissvidde er gitt i Vedlegg K.

Tabell 52: Variasjon av rissvidde for underside brubjelke mellom Akse 2 og 3

AVSTAND FRA AKSE 3	VARIASJON I RISSVIDDE
0m – 4m	Ingen synlig rissdannelse
4m – 5m	0,1 mm
5m – 6m	0,1-0,2 mm
6m – 7m	0,15-0,2 mm
7m – 8m	0,1-0,28 mm
8m – 9m	0,1-0,2 mm

Som nevnt er det også registrert synlige riss opp på sidene av bjelken. På Figur 114 og Figur 115 ser man at første riss som er synlig i belegget starter ved 5m fra Akse 3 på både nord- og sørside. Det kan også være mindre og flere riss under belegg som ikke synes. Noen riss går bare 10 til 20 mm opp på siden av bjelken, mens noen er så store at de går helt opp til bruplata.



Figur 114: 5 til 6 m på nordsiden av bjelken mellom Akse 2 og 3



Figur 115: 5 til 6 m på sørsiden av bjelken mellom Akse 2 og 3

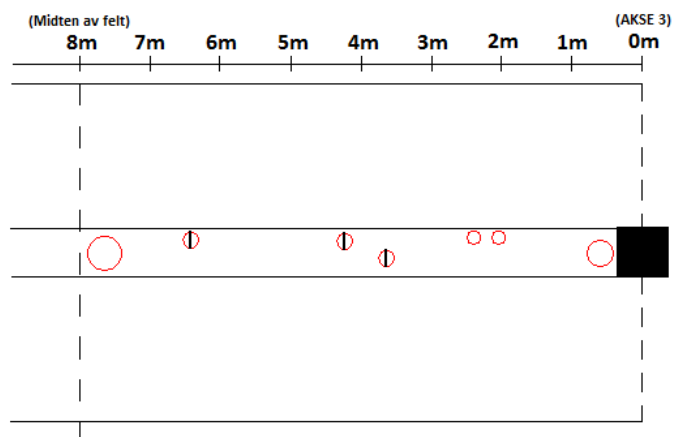
Rissavstanden minker mot midten av bjelken som vist på Figur 116. Dette er spesielt tydelig på nordsiden av bjelken hvor det er mest avflaking av belegg i forbindelse med riss.



Figur 116: Riss på siden av bjelken mellom Akse 2 og 3
Venstre: Feltmidte av bjelke på nordsiden
Høyre: Feltmidte av bjelken på sørsiden

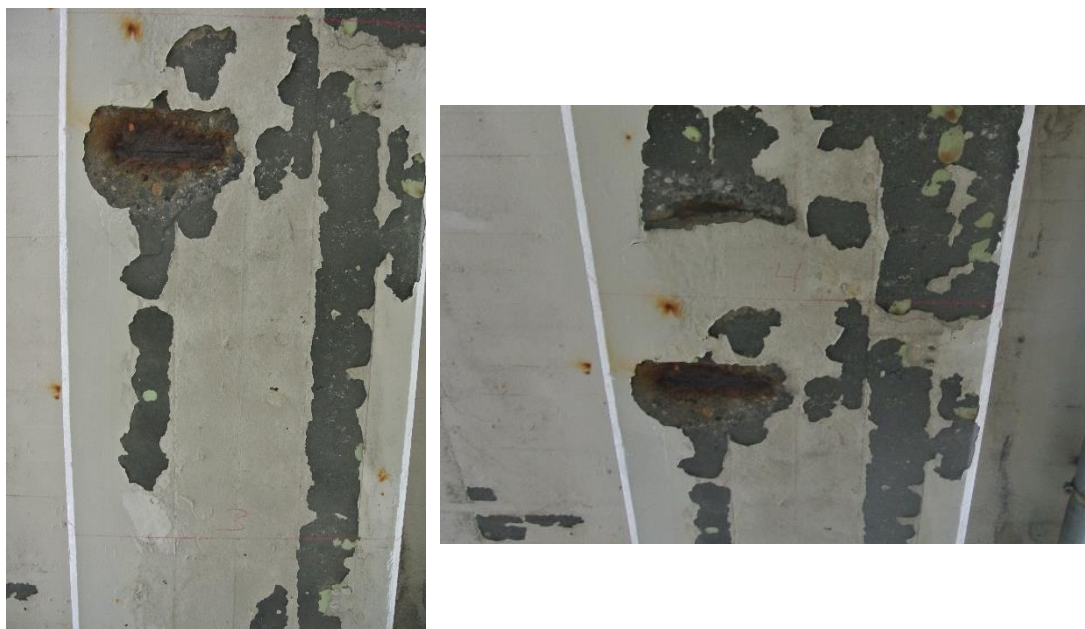
6.2.2.3.2 Betongskader

Undersiden av bjelken i Felt 2 var sterkt preget av bomskader og punktskader. Figur 117 angir registrerte skader på underside bjelke i rødt. Skadene fra 0 til 3 meter er bom, og ble oppdaget ved banking for bom. For dette ble det benyttet en vanlig hammer. Skadene mellom 3 og 4 meter er punktskader med blottlagt armering.



Figur 117: Figur som angir plassering av bom på undersiden av halve bjelken mellom Akse 2 og 3

I Figur 118 viser bildet til venstre punktskade og den korroderende armeringen rett før 4m-markøren på undersiden av bærebjelken. Til høyre ser man begge punktskadene på hver sin side av markøren for 4 meter avstand fra Akse 3.



Figur 118: Punktskader ved 4 m-markøren

Venstre: Punktskade og korroderende armering rett før 4 m-markøren på undersiden av brubjelken
Høyre: Begge punktskadene på hver sin side av 4 m-markøren

Mellom 6 og 7 meter er det registrert bom med mye rustutslag og så vidt synlig armering på undersiden av brubjelken. Figur 119 viser betongskaden i dette området.



Figur 119: Bom med rustutslag og korroderende armering mellom 6 og 7 m-markøren

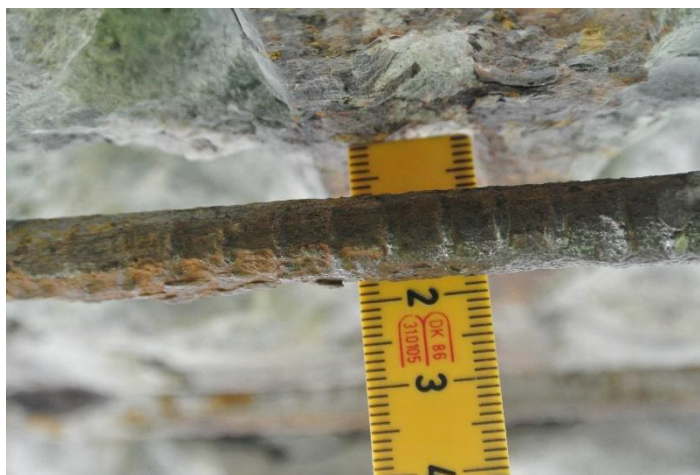
Mellom 7 og 8 meter er det registrert et stort område med reparert bom på undersiden av brubjelken, som bildet på Figur 120 viser.



Figur 120: Reparert bomskade mellom 7 og 8 m-markøren

6.2.2.3.3 Armering

For å se nærmere på armeringens tilstand og graden av kloridinitiert armeringskorrosjon ble det valgt å meisle bort betong inntil armering i området 6 til 8 meter fra Akse 3. Dette området ligger inn mot midten av bjelken og har i tillegg til avskallet betongoverdekning og synlig armeringskorrosjon, tydelig rissdannelse. Lengdearmeringen ligger parvis, og det ble registrert at det er et mellomrom mellom lengdearmering og bøylearmering på cirka 8 mm, som vist på Figur 121.



Figur 121: Mellomrom mellom lengdearmering og bøylearmering

Bildet til venstre i Figur 122 viser området på undersiden av bjelken fra 6 m til litt forbi 7m fra Akse 3, hvor betongoverdekning er meislet bort. Bildet til høyre i Figur 122 viser bøylearmeringen 6,43 meter fra Akse 3 med synlig rustprodukt på armeringsoverflaten. Her var betongoverdekningen målt til 20 mm. Armeringsdiameter for den delen av bøylene som lå helt frilagt i forkant av bortmeisling av betong målte 9,4 mm. Der armeringen fortsatt var dekt av betong ble diameteren målt til 9,6 mm, noe større enn for den frilagte armeringen. Enda lenger bort på den samme bøylene er det ingen reduksjon av tverrsnitt, og kammene er fortsatt intakt. Siden den verste korrosjonen er begrenset til området hvor armeringen var frilagt, kan det antas at bortfall av betongoverdekning er avgjørende for denne korrosjonsskaden.



Figur 122: Mellom 6 og 7 m-markøren

Venstre: Område på undersiden av bjelken fra 6 m til litt forbi 7 m

Høyre: Bøylearmeringen 6.43 m fra Akse 3 med synlig rustprodukt

Forbi 7m-markøren er det et oppmeislet område på cirka 30 mm. Her er overdekning til bøylene målt fra 16 til 19 mm, og det er 37 mm betongoverdekning for lengdearmeringen. I dette området var det synlig rustprodukt utenpå lengdearmeringen, og betongen rundt var misfarget av rust. Ved å meisle lett på lengdearmeringen med hammer og håndmeisel ble biter og flak slått av fordi det var et «sprøtt» lag med rust utenpå armeringsjernet. Lengdearmeringen er mer preget av korrosjon over bøylearmering enn ellers. Bøylearmeringen er også preget av korrosjon her. Bildet til venstre i Figur 123 viser den inspiserte armeringen i området ved 7m-markøren. Bildet til høyre viser bøyle- og lengdearmering i punktet 7,19 meter fra Akse 3, hvor det ble målt en bøylediameter på 9,0 mm. Minste bøylediameter registrert for bøylene ved siden av, i 7,07 m fra Akse 3, ble målt til 9,9 mm. I begge disse punktene ble diameteren til lengdearmeringen over bøylene målt til 19,8 mm, som påviser reduksjon av lengdearmeringens tverrsnitt ved feltmidte i Felt 2.



Figur 123: Rustende armering ved 7 m-markøren

Venstre: Armeringen i 7.07 og 7.19 m fra Akse 3

Høyre: Armeringen i 7.19 m fra Akse 3

Bildet til venstre i Figur 124 viser området 7 til 8 m på undersiden av brubjelken, hvor bøyle- og lengdearmering er meislet fram. Til høyre ser man området på 8 m-markøren hvor betongoverdekningen er meislet fram og armeringen er synlig. Området ligger inntil et reparert bomområde med overdekning på 20 mm for bøylearmeringen og 40 mm for lengdearmeringen. Det er synlig rustprodukt utenpå armeringen, men det er ikke registrert noe reduksjon av armeringsdiameter for lengdearmeringen i dette punktet. Bøylearmeringens diameter ble målt til 9,5 mm i punktet 7,92 m fra Akse 3.



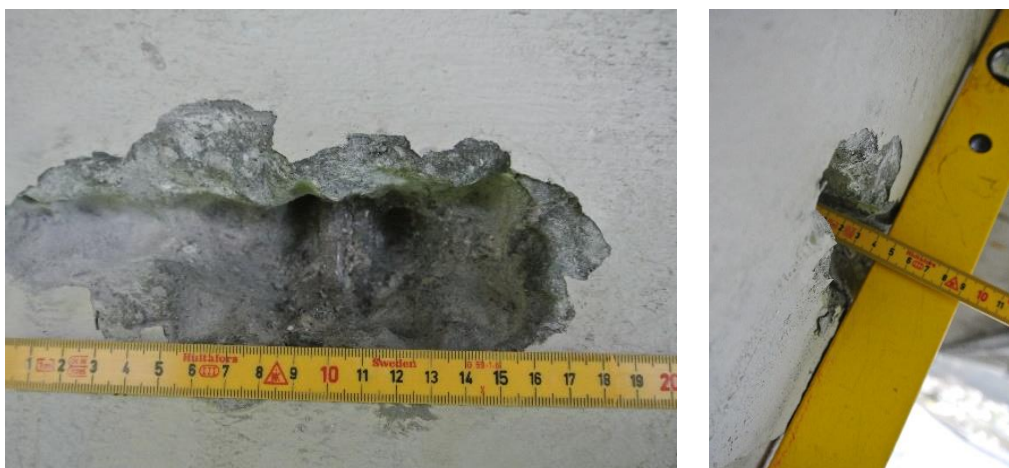
Figur 124: 7 til 8 m fra Akse 3

I punktet 9,0 m fra Akse 3 ble det forsøkt meislet av betongoverdekning. I dette området var betongen meget fast, og det var ikke mulig å meisle fram armeringen med tilgjengelig utstyr. Som Figur 125 viser, ser armeringen uskadet ut og det er lite tegn til armeringskorrosjon.



Figur 125: Lite tegn til armeringskorrosjon ved 9 m

Det ble også utført en kontroll av bøylearmering på siden av bærebjelken. Figur 126 viser nordsiden av bjelken i nærheten av søylen i Akse 3. Som bildet til høyre viser, har bøyleen en betongoverdekning på omtrent 40 mm, og ser ut til å være i god stand. Det er ingen synlig rusprodukter på armeringen.



Figur 126: Nordsiden av bjelken ved søyle i Akse 3

6.2.2.3.4 Katodisk Anlegg

Det katodiske anlegget ble montert mellom 1991 og 1993 med ledende belegg av typen AHEAD. Anlegget går over hele brua, med unntak av landkarene. Katodisk beskyttelse er delt opp i 7 soner, og i tillegg er det et prøvefelt ikke tilsluttet overvåkingen som kjører separat. Figur 127 viser styreskap for katodisk anlegg ved Akse 1.

Rambøll [12] har rapportert at det generelt virker til å være noe uorden i kabelføring og trekkerør for kabler, samt enkelte uheldige løsninger, med blant annet plassering av koblingsbokser under fuge hvor det må påregnes mulighet for lekkasje.



Figur 127: Styreskap for katodisk anlegg ved Akse 1

Ved inspeksjon av søyler og fundament våren 2015 ble det registrert at overflatebehandling på søylene ser fast og inntakt ut. På fundamentene, som er i direkte kontakt med sjøvann, er det tydelig avskalling av overflatebehandling og brudd på sølvbånd. På undersiden av bruoverbygningen er det brudd i overflatebehandling i sammenheng med riss. Maling skaller av og det er brudd på sølvbånd flere steder. Dekkmaling langs epoksy stripe og steder med lite fall forsvinner gjerne først. Beskyttelsesbelegget virker «sprøtt» og lite elastisk, noe som kan gjøre det lite motstandsdyktig mot rissdannelse og fuktskader. Under inspeksjonen kom det i samtale med Statens Vegvesen fram at det ikke er noen faste rutiner for vedlikehold og kontroll av det katodiske anlegget. Det kan virke som at driften er varierende, og at deler av

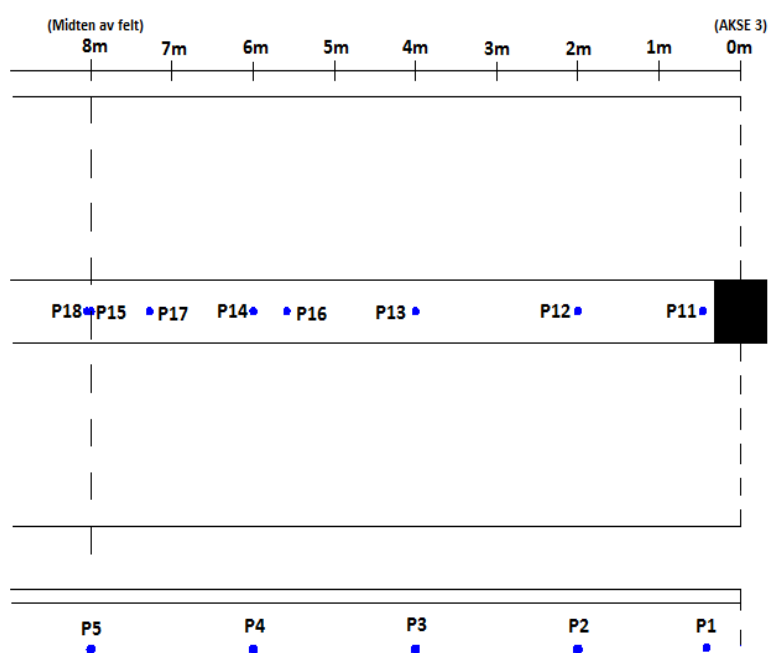
anlegget er helt uten strøm i perioder. Det er likevel ønsket om å undersøke nærmere muligheten for utbedring og mer bruk av katodisk beskyttelse i veibransjen.

Corroteam [13] har i sin inspeksjon av det katodiske anlegget funnet at AHEAD-anoden avgir lite strøm over tid og trenger maks driftsspennning på 2V. På grunn av mye brudd på sølvbånd og overgang mellom kobber og sølvbånd er spenningen helt nede i 0,4V enkelte steder. Dette kan medføre at anlegget ikke lenger er like effektivt med hensyn til å hindre kloridinntrengning. Corroteam har i sin rapport flere forslag til utbedring og reparasjon av det katodiske anlegget:

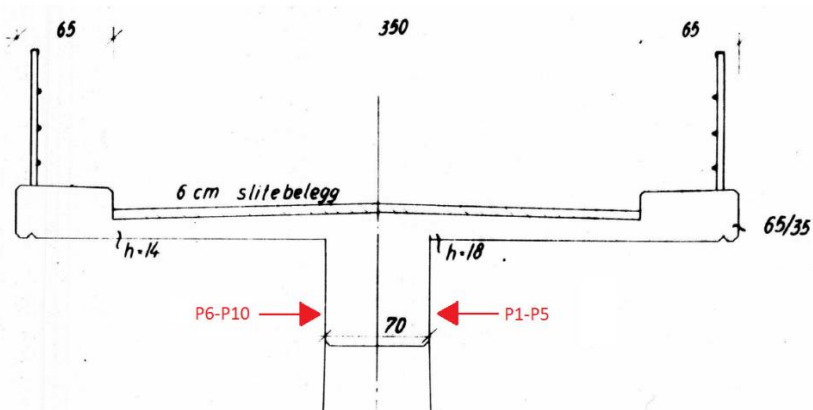
- Legge ny anode alle steder hvor det er avflassing av anode
- Vasking av brua og deretter legge ny dekkmaling for å beskytte anoden
- Montere (større) dryppnese på brua for å hindre malingsavskalling og betongskader på steder med lite fall
- Utskifting av elektronikk til nyere og enklere type

6.2.2.3.5 Kloridmålinger

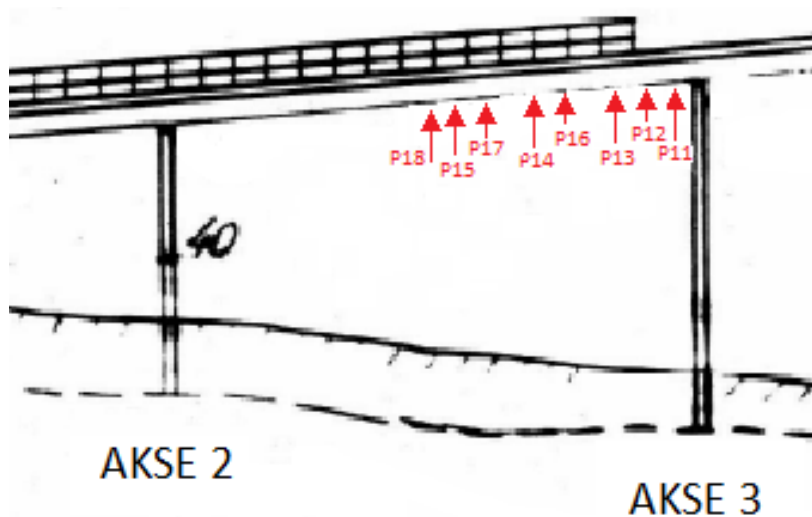
Kloridmålinger brukes blant annet til å kartlegge kloridbelastningene på en konstruksjon, vurdere risikoen for korrosjon på armeringen og for å følge endringene i kloridinnholdet og kloridprofilene over tid. Det er tatt til sammen 20 kloridprøver fordelt på brubjelke, fundament og landkar. Størstedelen av prøvene er tatt fra brubjelken. Det er valgt å ta ut borestøv og målt klorider i to dybdenivåer. Dette gjelder i hovedsak et nivå fra 0 til 20 mm og et nivå fra 20 til 40 mm. Ifølge rapport fra prosjektet «OFU Gimsøystraumen bru» [27] er det tilstrekkelig med undersøkelser av sjikttykkelse på 10 til 25 mm, så lenge formålet med kloridmålingene kun er å kartlegge kloridbelastningene på konstruksjonen. Støvet er boret ut, og samlet i poser. Prøveplasseringen til kloridprøve P1 til P20 er angitt på Figur 128 til Figur 131.



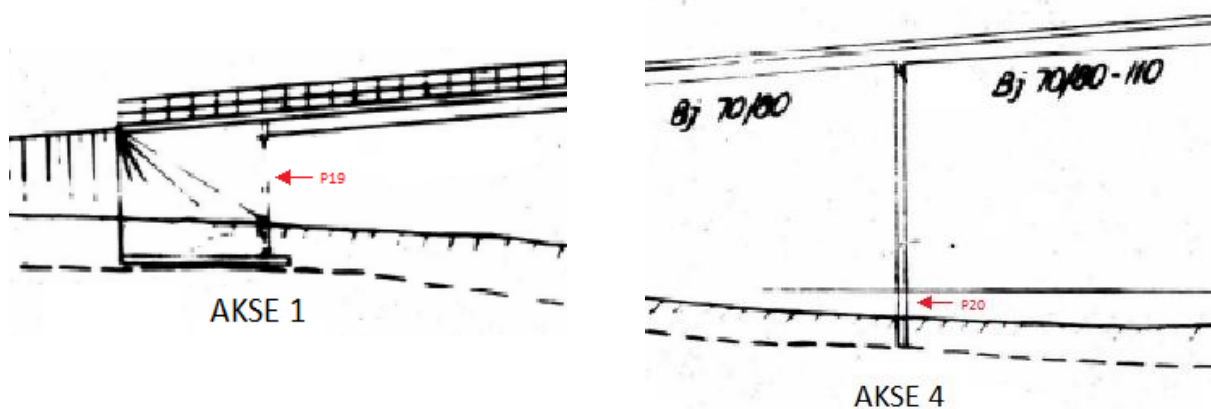
Figur 128: Prøveplassering kloridprøver på underside og nordside av bjelken



Figur 129: Prøveplassering P1 til P10 mellom Akse 2 og 3



Figur 130: Prøveplassering P11 til P18 mellom Akse 2 og 3

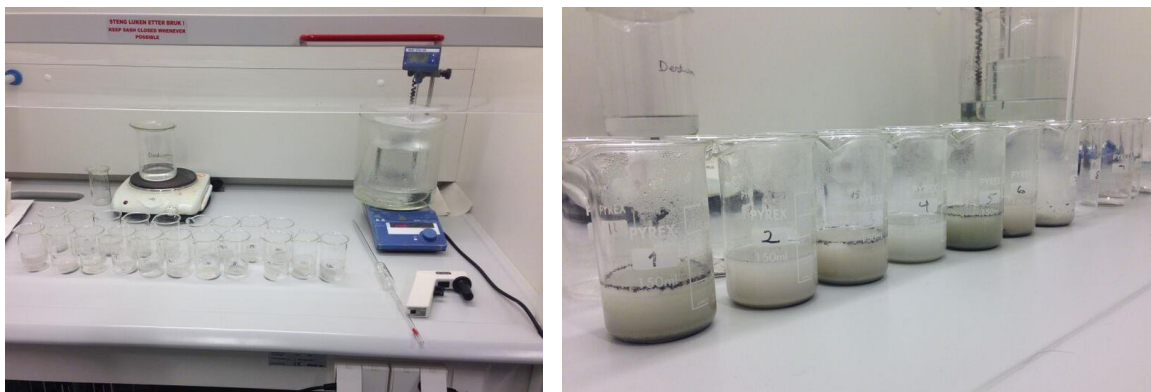


Figur 131: Prøveplassering P19 på landkar i Akse 1 og fundament i Akse 4 P20

Analyse av kloridprøver i laboratorium

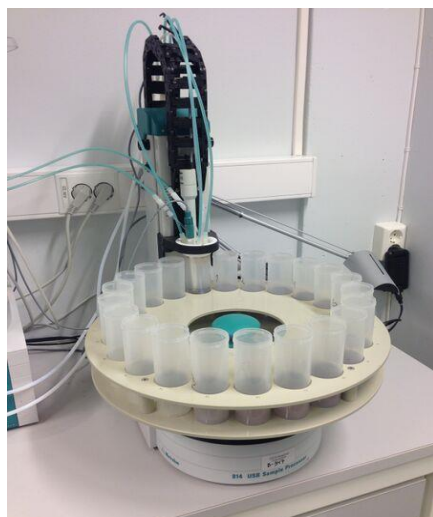
På grunn av bruken av syrer, samt nøyaktigheten av analysen, er det viktig at autorisert personale tar seg av selve analysearbeidet i lab. Dette ble gjennomført av en dyktig labmedarbeider på SINTEF.

Kloridinnholdet i hver borestøvrør blir bestemt etter SINTEFs interne prosedyre ved potensiometrisk titrering med Methrom automatisk titrator og sølvelektrode. Potensiometrisk titrering er en mye brukt kjemisk analysemetode i laboratoriet. SINTEF har sammen med NTNU investert i et instrument som gjør titreringen automatisk.



Figur 132: Prøver fordelt i prøveglass i SINTEFs laboratorium

Prøvene er i forkant av analysen tørket i tørkeskap ved 105 °C i 2 timer. 5 gram prøvemateriale benyttes til denne metoden. Tørkede prøver fordeles i prøveglass og løses ut i en blanding av 900 ml destillert vann og 100 ml salpetersyre (HNO_3), som er oppvarmet til 80 °C. 50 ml av denne løsningen pipettes i hvert prøveglass. På bildet til venstre i Figur 132 ser man pipetten med elektronisk pumpe ligge ved siden av prøveglassene. Denne gjør det lett å tilsette riktige mengder. Løsningen med tørket borestøv, destillert vann og salpetersyre blandes godt med en blandemaskin og får stå i minimum 1 time. Bildet til høyre i Figur 132 viser prøveglassene med tilsatt løsning. Det er nå mye støvpartikler i løsningen som kan forstyrre analysen, og disse må filtreres ut slik at prøven består av en klar væske før den skal i titratoren. Figur 133 viser Methrom automatisk titrator og sølvelektrode benyttet i analyse av kloridprøver.



Figur 133: Methrom automatisk titrator og sølvelektrode benyttet til analyse av kloridprøver

I potensiometrisk titrering benytter man seg av at potensialet mellom en sølvelektrode og referanselektrode forandres markant ved omslagspunktet av titreringen. Ut i fra tilsatt mengde titrand (AgNO_3) til omslagspunktet er oppnådd under titrering i titratoren, beregnes kloridinnholdet.

Resultat av kloridanalyse

Kloridverdien er oppgitt i prosent klorider (% Cl) av betongvekten. Fargekoding av kloridnivåer er et nyttig verktøy for kartlegging av konstruksjonens korrosjonsfare. Det er valgt å benytte samme fargekoder og inndeling som Rambøll benyttet i sin rapport [12], for lettere å kunne sammenlikne resultater av kloridprøvene, se Tabell 50 i Kapittel 6.2.1.1 *Materialundersøkelser*. Figur 134 viser hvordan det ble samlet borestøv i poser ved hjelp av bor, stoppepinne og støvtrakt.



Figur 134: Kloridprøver samles inn i poser

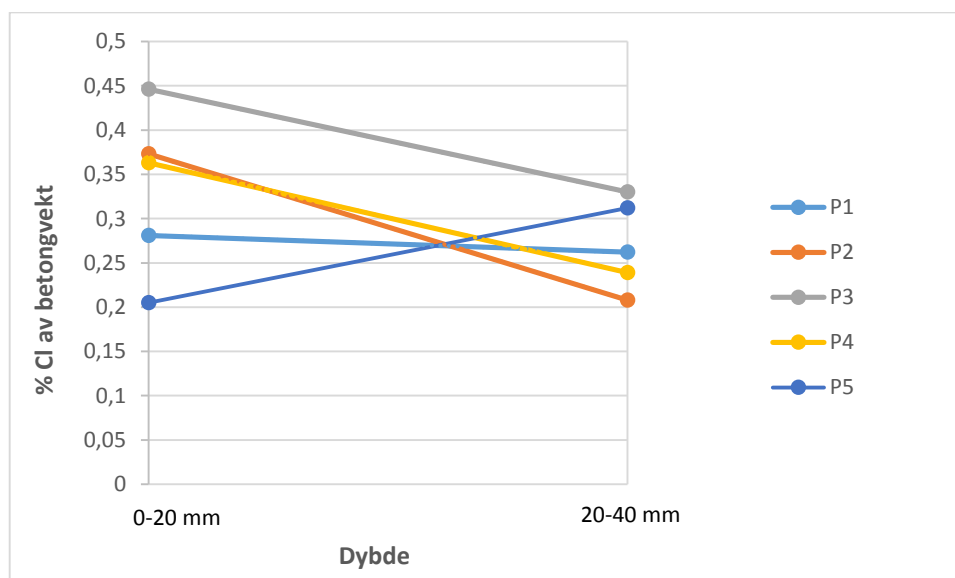
Kloridprøver på le-siden av brubjelken

Tabell 53: Kloridinnhold på nordsiden av brubjelken i % Cl av betongvekt, kloridprøve P1 til P5

Kloridinnhold på nordside av bjelke i % Cl av betongvekt (le-side)		
Prøvepunkt	Dybde i betong	
	0-20mm	20-40mm
P1	0,281	0,262
P2	0,373	0,208
P3	0,446	0,330
P4	0,363	0,239
P5	0,205	0,312

Det kan ut fra målingene i Tabell 53 se ut som le-siden av bruene har en stor grad av kloridinntrengning. På nordsiden av bjelken er størsteparten av målingene innenfor rød fargekode, og kloridinnholdet i dybde med armeringen gir sannsynlighet for kloridinitiert armeringskorrosjon.

Kloridprofilene i Figur 135 viser hvordan prosenten av klorider varierer med betongdybden. De fleste kloridmålingene stemmer overens med hva SINTEF Byggforsk [22] sier om at konsentrasjonen av klorider avtar med betongdybden. Kloridprøve P5 viser likevel det motsatte. I det ytterste sjiktet er det målt 0,205 % Cl av tørrbetongvekt, mens det innerste sjiktet målte 0,312 % Cl. Dette kan blant annet skyldes utvasking av sementpasta på betongoverflaten, mangel av pasta i prøve eller at man har fått med mye tilslag i den første prøven.



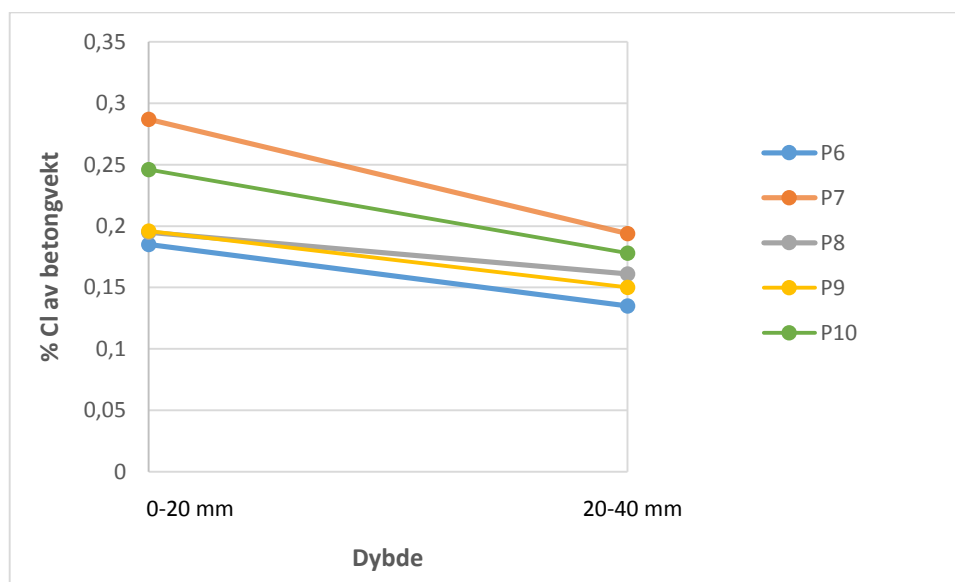
Figur 135: Kloridprofil for nordsiden av brubjelken i % Cl av betongvekt, kloridprøve P1 til P5

Kloridprøver på lo-siden av brubjelken

Tabell 54: Kloridinnhold på sørsiden av brubjelken i % Cl av betongvekt, kloridprøve P6 til P10

Kloridinnhold på sørside av bjelke i % Cl av betongvekt (lo-side)		
Prøvepunkt	Dybde i betong	
	0-20mm	20-40mm
P6	0,185	0,135
P7	0,287	0,194
P8	0,195	0,161
P9	0,196	0,150
P10	0,246	0,178

Av kloridverdier i Tabell 54 og kloridprofilene i Figur 136 ser man at sørsiden av bjelken har et lavere kloridinnhold enn nordsiden av bjelken. Det er likevel mulighet for kloridinitiert armeringskorrosjon for kloridverdier i dybde med armeringen, ifølge fargekodingen i Tabell 50.



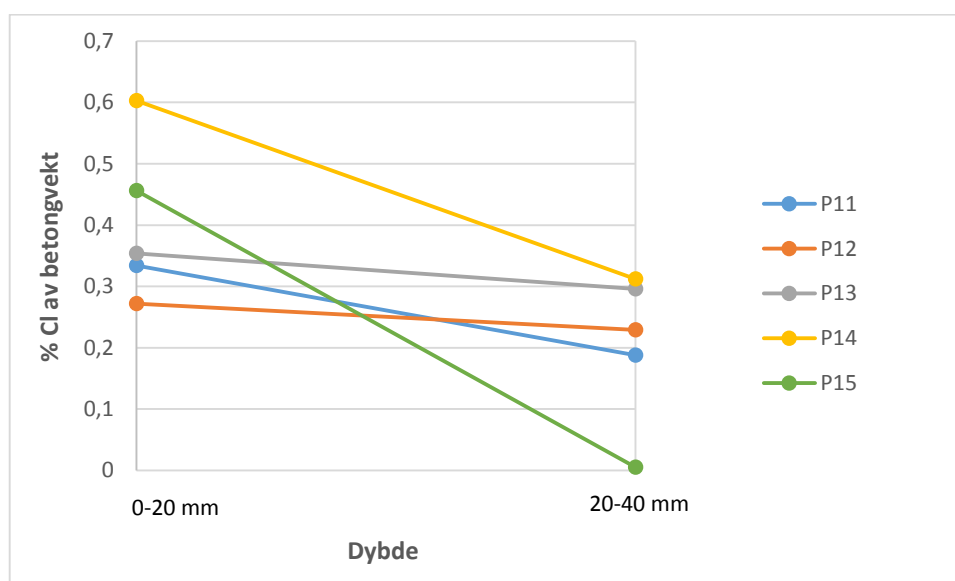
Figur 136: Kloridprofil for sørsiden av brubjelken i % Cl av betongvekt, kloridprøve P6 til P10

Kloridprøver i underkant av brubjelken

Tabell 55: Kloridinnhold i underkant av brubjelke i % Cl av betongvekt, kloridprøve P11 til P15

Kloridinnhold i underkant av bjelke i % Cl av betongvekt		
Prøvepunkt	Dybde i betong	
	0-20 mm	20-40 mm
P11	0,334	0,188
P12	0,272	0,229
P13	0,354	0,296
P14	0,603	0,312
P15	0,456	0,005

Ifølge kloridmålingene for undersiden av brubjelken i Tabell 55 er det mulighet for kloridinitiert armeringskorrosjon for alle prøvepunkter, med unntak av P15. Av kloridprofil i Figur 137 ser man tydelig at prøve P15 avviker fra resten av målingene på grunn av den store forskjellen mellom målingene i de to dybdene. Fra å måle 0,456 % Cl av betongvekten i det ytterste sjiktet, er målingen helt nede i 0,005 % i det innerste sjiktet. For kloridprøve P15 ble det gitt tilbakemelding fra lab om veldig lite betongstøv i prøven. Kombinasjonen med mangel på prøvemateriale og lavere kloridkonsentrasjon kan være årsaken til at konsentrasjonen ble vanskelig å bestemme. Det kan antas at en kloridkonsentrasjon på 0,005 % Cl av tørr betongvekt i det innerste sjiktet ikke er en reell verdi, og at den i virkeligheten er høyere. P15 neglisjeres derfor.



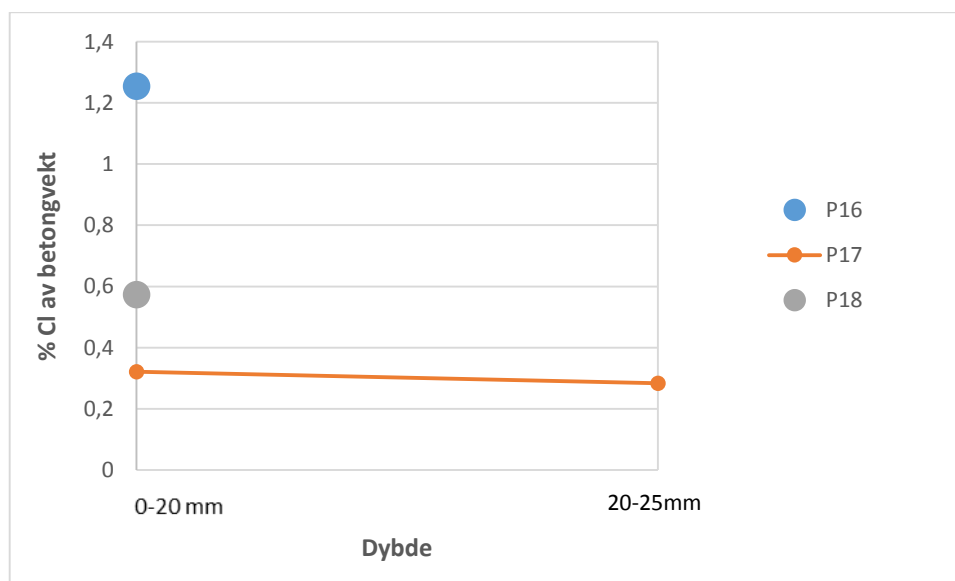
Figur 137: Kloridprofil for underkant av brubjelke i % Cl av betongvekt, kloridprøve P11 til P15

Det ble også tatt kloridprøver i markante riss for å se nærmere på om det er en sammenhengen mellom riss og kloridinitiert armeringskorrosjon. Resultatet av disse prøvene er presentert i Tabell 56, og som kloridprofiler i Figur 138. Boren traff armering i to punkt ved innsamling av borestøv, og det er dermed innsamlet kloridprøver kun for det ytterste sjiktet i disse punktene.

Tabell 56: Kloridinnhold i markante riss i underkant av brubjelken i % Cl av betongvekt, kloridprøve P16 til P18

Kloridinnhold i underkant av bjelke i % Cl av betongvekt (i markante riss)		
Prøvepunkt	Dybde i betong	
	0-20 mm	20-25 mm
P16	1,255	-
P17	0,321	0,284
P18	0,573	-

Prøve P17 påviser sannsynlighet for kloridinitiert armeringskorrosjon i dybde med armering. Da det ikke er noen kloridprofil for P16 og P18 på grunn av manglende prøver i innerste sjikt er det noe mer usikkert å vurdere korrosjonsfaren. Målingene i det ytterste sjiktet er likevel relativt høye, spesielt for P16 som måler 1,255 % Cl av betongvekten.



Figur 138: Kloridprofil for markante riss i underkant av brubjelken i % Cl av betongvekt, kloridprøve P16 til P18

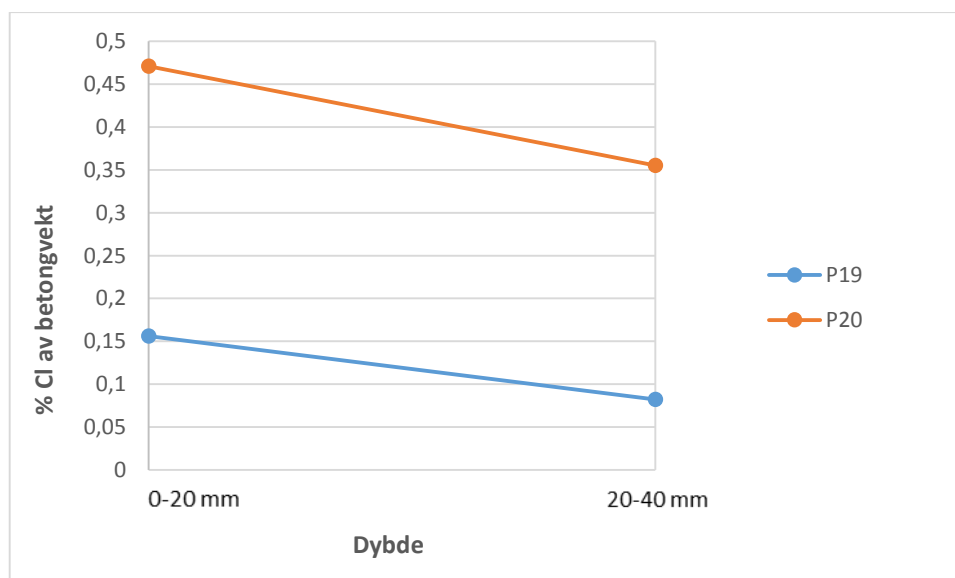
Kloridprøver i landkar Akse 1 og søyle Akse 4

Prøve P19 er tatt i frontveggen på landkaret i Akse 1, og prøve P20 er tatt i fundamentet i Akse 4. Tabell 57 gir målingene for disse kloridprøvene, og Figur 139 viser kloridprofilene innover i betongen på landkaret og fundamentet.

Tabell 57: Kloridinnhold i landkar Akse 1 og søyle Akse 4 i % Cl av betongvekt, kloridprøve P19 til P20

Kloridinnhold i landkar Akse 1 og søyle Akse 4 i % Cl av betongvekt		
Prøvepunkt	Dybde i betong	
	0-20 mm	20-40 mm
P19	0,156	0,082
P20	0,471	0,355

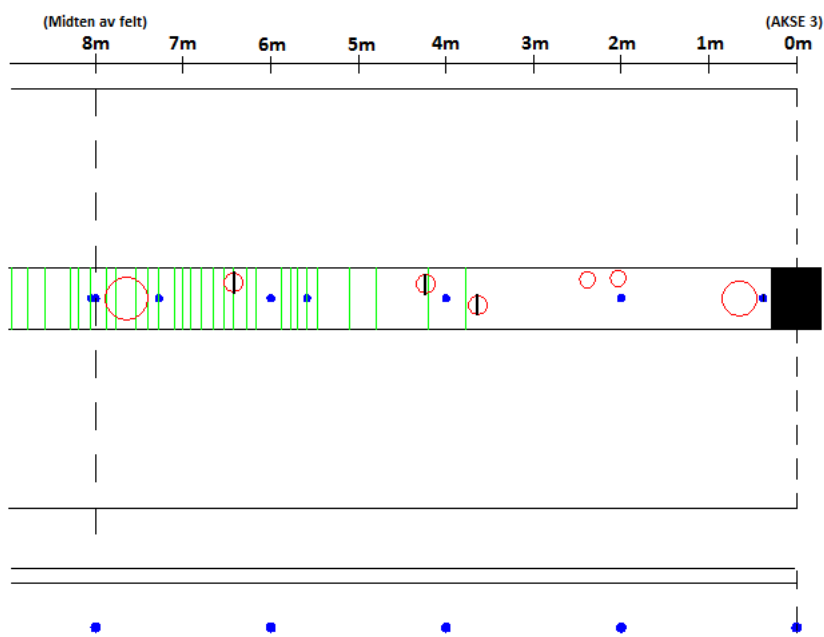
Kloridinnholdet i dybde med armering i landkaret er i nedre kant av nivået for sannsynlig kloridinitiert armeringskorrosjon. For verdier under 0,07 % Cl av betongvekten er det en «Liten korrosjonsfare». Til tross for at landkaret ikke er overflatebehandlet, er kloridinntrengningen lav sammenlignet med andre steder på brua. Dette kan være fordi landkaret ligger så pass langt inne på land at luftbårne klorider er ikke en stor fare. Derimot for fundamentet i Akse 4, som er i direkte kontakt med sjøvann, er kloridinntrengningen høyere og det er sannsynlighet for kloridinitiert armeringskorrosjon i dybde med armering.



Figur 139: Kloridprofil for landkar Akse 1 og søyle Akse 4 i % Cl av betongvekt, kloridprøve P19 og P20

Oppsummering

Figur 140 viser en oppsummering over de ulike materialundersøkelsene, som ble utført på brubjelken mellom Akse 2 og 3. Som figuren viser, er rissdannelsen økende mot midten av bjelken og markert med grønne linjer. Det er flere punktskader og bomskader på undersiden av brubjelken markert i rødt, og de blå punktene indikerer hvor det er tatt prøver for analyse av kloridinnhold.



Figur 140: Riss, bomskader og prøvepunkt på brubjelken mellom Akse 2 og 3

7 KONSEKVENSER AV ARMERINGSKORROSJON

For å kunne bedømme sikkerheten til en armert betongkonstruksjon som er utsatt for korrosjon er det nødvendig å ha forståelse for hvordan konstruksjoner reagerer på armeringskorrosjon. Dette kapitlet gir en beskrivelse av ulike konsekvenser for armeringskorrosjon.

På grunn av avviket mellom korrosjonssituasjonen i virkeligheten og i forsøk, samt ulikheter i forsøksbetingelser, er det vanskelig å presentere et helt korrekt bilde av armeringskorrosjonens konsekvenser. Ved gjennomgang av ulike studier er det valgt å presentere forslag til en del formler og modeller for konsekvenser av korrosjon. I dette kapitlet blir det sett på konsekvensen av armeringskorrosjon på reduksjon av tverrsnitt, rissvikling, duktilitet og styrke, heft, momentkapasitet og skjærkapasitet. Det er også utført kapasitetsberegning for skadet tilstand.

7.1 Reduksjon av armeringstverrsnitt

Den vanligste metoden for å angi korrosjonsgrad har vært vekttap i forhold til opprinnelig vekt i prosent. Dette kan være en grei måte å vurdere resterende styrke til en stang, men forsøk har vist at reduksjon av radius, eller dybden av rust, er et bedre mål for graden av korrosjon. Armeringsreduksjonen er enklest å finne ved direkte måling. For en konstruksjon utsatt for delaminering kan det resterende armeringsarealet måles etter rust er fjernet [24].

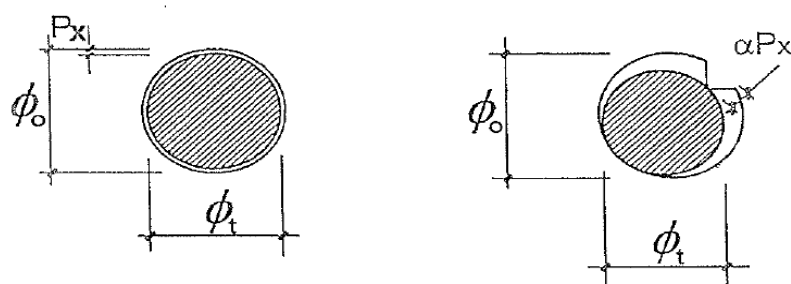
For konstruksjonselementer hvor betongoverdekningen fortsatt er inntakt, kan det gjenværende armeringstverrsnittet bestemmes ved hjelp av beregning. Det finnes mange forslag til modeller for beregning av reststyrken til konstruksjoner utsatt for korrosjon. Reststyrken er direkte koplet til armeringsdiameteren. Stemland foreslår en rent «deterministisk»⁶ modell, som bare gir svar som er det mest sannsynlige resultatet basert på de forutsetninger som er tatt. Modellen egner seg godt til konstruksjoner med vanlige skader og gir en god oversikt over de forskjellige stadiene som en kan forvente etter hvert som skaden utvikler seg. Når armeringen korroderer, er diameteren antatt å reduseres med hensyn til følgende uttrykk:

$$\varphi_t = \varphi_0 - \alpha P_x$$

⁶ En «deterministisk» beregning benytter vanligvis estimerte middelveidier og gir derfor vanligvis et utsagn med 50 % sannsynlighet for å opptre.

Hvor	φ_t	=	Diameter etter tiden t [mm]
	φ_0	=	Nominell diameter [mm]
	α	=	2 for karbonatisert betong ≤ 10 for kloridiniert betong
	P_x	=	Gjennomsnittlig reduksjon av radius til stangen [mm/år]

Parameterne φ_t , φ_0 og P_x er angitt på Figur 141, som illustrerer modeller for reduksjon av armeringsarealet som følge av karbonatisering og kloridiniert korrosjon. Ved karbonatisering fås en uniform korrosjon som gir en jevn reduksjon av tverrsnittet (til venstre i Figur 141). Kloridiniert korrosjon kan føre til pittingkorrosjon som gir en lokal reduksjon av tverrsnittet (til høyre i Figur 141). Foreslåtte verdier for α er relatert til enkeltstenger, og kan reduseres noe ved flere enn 3 stenger.



Figur 141: Modeller for reduksjon av tverrsnitt [24]
Til venstre: Uniform korrosjon ved karbonatisering
Til høyre: Pittingkorrosjon ved kloridiniert korrosjon

Gjennomsnittlig reduksjon av radius til stangen, P_x , kan uttrykkes som:

$$P_x = 0,0115 I_{corr}^{rep} t$$

Hvor $0,0115 I_{corr}^{rep}$ uttrykker korrosjonshastigheten i mm per år dersom strømstyrken I_{corr}^{rep} er uttrykt i $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. Strømstyrken er basert på målinger og er avhengig av miljø. Tabell 58 angir foreslåtte verdier for I_{corr} som er representativ for de ulike miljøklassene.

Tabell 58: Forslag til i_{corr} for forskjellige miljøklasser [24]

Miljøklasser		i_{corr} [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$]		Hastighet [mm/år]
0	Ingen korrosjon	~ 0,01		0,0001
Karbonatisering		Delvis	Fullstendig	
C1	Tørt og helt vått	~ 0,01	~ 0,01	0,0001
C2	Vått, sjeldent tørt	0,1-0,5	0,2-0,5	0,001-0,005
C3	Moderat fuktig	0,05-0,1	0,1-0,2	0,0005-0,002
C4	Syklisk vått-tørt	0,01-0,2	0,2-0,5	0,0001-0,005
Kloridinitiert korrosjon				
D1	Lite fuktig	0,1-0,2		0,001-0,002
D2	Vått, sjeldent tørt	0,1-0,5		0,001-0,005
D3	Syklisk vått-tørt	0,5-5		0,005-0,05
S1	Lett sjøsprut	0,5-5		0,005-0,05
S2	I sjøvann	0,1-1		0,001-0,01
S3	Tidevannssone/mye sjøsprut	1-10		0,01-0,1

7.2 Innvirkning av korrosjon på rissutvikling

Armeringskorrosjon kan forårsake opprissing av omkringliggende betong. Hvor mye korrosjon som skal til før riss oppstår er avhengig av flere faktorer. Noen av de mest avgjørende parameterne for riss er tykkelsen på betongoverdekningen, betongens strekkapasitet, armeringsdiameter og mengden rustprodukt.

Kamstål vil generere langsgående og radielle spenninger i betongen ved lastpåkjenning. For betongoverdekningsforhold er c/D mindre enn 2,5, vil radielle spenninger være kritisk og bestemme når overdekning risser. Mengden rustprodukt og armeringsdiameter har dermed også innvirkning her [40].

7.3 Innvirkning av korrosjon på duktilitet og styrke

Duktilitet i en armert betongkonstruksjon er ønskelig fordi det kan forhindre kollaps og plutselig sprøbrudd.

For et underarmert betongtverrsnitt vil flytning av armering initiere brudd, og etterfølges av knusing av betongen i trykksonen. Før betongen knuses, er armeringen nødt til å kunne tåle store strekk- og trykkpåkjenninger, slik at konstruksjonen kan generere store deformasjoner uten betydelig reduksjon i kapasitet og styrke. Konstruksjonens deformasjon og styrke for underarmerte tverrsnitt er i stor grad avhengig av armeringens duktilitet [40].

Flere studier har undersøkt effekten av uniform korrosjon på materialeegenskapene til armering. Flytespenningen, fasthetsforhold og elastisitetsmodul for armeringen viser seg i liten grad å være påvirket av korrosjon. Det kan dermed benyttes fasthetsegenskaper for ukorroderet armering ved styrkeberegning av korrodert armering. Nivået av korrodert

armering påvirker ikke strekkfastheten til armeringen ved beregninger basert på det aktuelle armeringstverrsnittet. Bruddtøyningene reduseres derimot kraftig på grunn av uniform korrosjon [41].

7.4 Innvirkning av korrosjon på heftegenskaper

Heftfasthet mellom armeringsstålet og betongen er nødvendig for de hovedlastbærende mekanismene for bøyning, skjær og aksiallast. Heftfastheten kan beskrives som skjærspenninger på overflaten av armeringsstengene, som ligger innstøpt i betongen, og sørger for samvirke mellom betong og armering [32].

Når armeringskorrosjon oppstår i en konstruksjon, vil dette sannsynligvis først få konsekvenser for heftegenskapene mellom armering og betong. Korrosjonsskader i en konstruksjon blir som oftest oppdaget ved at det danner seg spalteriss i overdekningen utenfor armeringen. Forsøk har faktisk vist at litt korrosjon virker gunstig på heftfastheten, mens det antas en gradvis reduksjon etter at det er blitt spalteriss. At litt rust er gunstig for heftfastheten kan forklares med at armeringen i betongen ikke kan bevege seg like mye dersom mengden rust øker, siden den da påfører betongen rundt et innvendig trykk. I tillegg vil armeringsstålets ruhet øke i de tidligste fasene av korrosjon, og slik får friksjonen mellom armeringen og betongen en økning. Det første spalterisset trenger imidlertid ikke å ha så mye å si for heftfastheten, i hvert fall ikke dersom det befinner seg tverrarmring, som bøyer, utenfor armeringen som krysser risset. Etter hvert som det ruster mer avtar heftfastheten ganske sterkt [24,32].

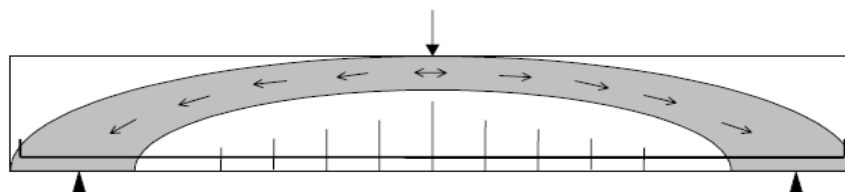
Glatt stål og kamstål er de vanligste armeringstypene. Heftfasthet mellom glatt stål og betong er avhengig av friksjon og adhesjon, mens heftfasthet mellom kamstål og betong er i tillegg avhengig av mekanisk låsing. Kamstål er i dag mest brukt. Glatt stål har en tendens til å svikte ved at den blir revet ut av betong, uten å etterlate seg store skader på betongen. Kamstål med liten betongoverdekning vil svikte som et resultat av langsgående riss. Med større overdekning, eller med bøylearmering tilstede, vil kamstål rives ut som et resultat av at kammene knuser den tilstøtende betongen. Kamstål har større heftfasthet enn glatt stål med samme armeringsdiameter [32]. I tillegg til armeringsstype er følgende parametere med på å påvirke heftfastheten mellom armering og betong:

- Betongoverdekning
- Bøylearmering
- Lateralt trykk
- Plassering av armering
- Betongens strekkfasthet
- Armeringens forankringslengde
- Reduksjons av armeringsdiameter som følge av korrosjon

7.4.1 Buevirkning

Når en bjelke er påvirket av ytre krefter øker heftspenningene, og vil være størst ut mot oppleggene. Kapasiteten til bjelken er avhengig av heftfasthet for å kunne overføre krefter fra strekkarmeringen til betongen. Med en avtagende heft, får man også en avtagende

overføring av krefter mellom armering og betong. Dersom heftfastheten forsvinner helt, vil armeringsstengene og betongen virke uavhengig av hverandre. Med manglende heft vil spenningene i stålet etter hvert jevne seg ut og bli konstante over det frilagte område. Bjelken vil da gå i brudd, eller finne andre måter å bære lasten på. En buevirkning, som illustrert på Figur 142, kan da bli resultatet. Bjelken bærer da lasten som en bue, og lasten føres langs buen ned til oppleggene. Buevirkning forutsetter tilstrekkelig forankring ved opplegg [32].



Figur 142: En bjelke som mister heftfasthet kan få en buevirkning for lastbæring [32]

7.4.2 Beregning av heftstyrke

Ved beregning av heftstyrke er det i denne oppgaven valgt å legge vekt på Tepfers tilnærming til heftstyrke mellom armering og betong ved korrosjon [32]:

$$f_b = f(\text{corrosion})0,6(0,5 + \frac{c}{D})f_{ct}$$

Hvor	$f(\text{corrosion})$	=	Funksjon for korrodert armeringsmengde
	c/D	=	Forholdet mellom betongoverdekning og armeringsdiameter
	f_{ct}	=	Betongens strekkfasthet [N/mm^2]

Tepfers uttrykk er anvendbart for bestemmelse av både korrodert og ikke-korrodert armeringsjern. For enkelhets skyld settes uttrykket for $f(\text{corrosion})$ og 0,6 lik variabelen k [32]:

$$f_b = k(0,5 + \frac{c}{D})f_{ct} \tag{7.1}$$

Webster opplyser at ved hjelp av lineær regresjon av prosentvis korrosjon, reduksjon av armeringsradius, areal av korrodert område og prosentvis reduksjon av armeringens radius fås følgende uttrykk for k :

$$k = 0,44 - 0,015A_{corr} \tag{7.2}$$

Hvor A_{corr} angir mengden armeringsareal som har gått tapt på grunn av korrosjon. Kammene på armeringsjernet vil korrodere først. Ulik korrosjonsgrad gir ulike nominelle diameter, og gir A_{corr} med varierende størrelse.

Rodriguez et al [35] har utført tester som indikerer at bøylearming bidrar betydelig til heftstyrken til korroderte kamstål. Reynolds ligning kan estimere en økning ($f_{b.link}$) på heftstyrken for kamstål med bøylearming [32]:

$$f_{b.link} = \frac{k_{link} A_{sv}}{s_v D} \quad (7.3)$$

Hvor

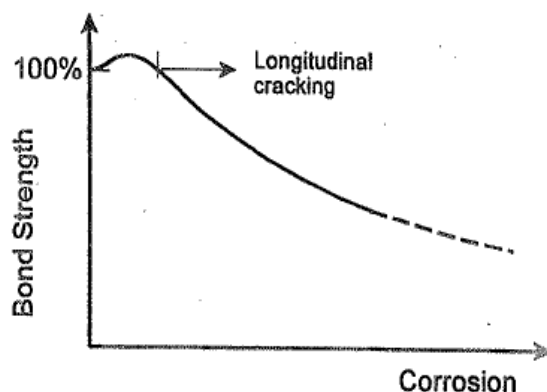
- A_{sv} = Bøylearmingens areal
- s_v = Avstand mellom bøylearming
- D = Lengdearmingens diameter
- k_{link} = Variabel fra testing

Webster har i Rodriguez et al. sine testdata funnet at k_{link} kan settes lik 75. Ved å kombinere ligning (7.1), (7.2) og (7.3) får man et uttrykk for total heftstyrke for korrodert kamstål med bøylearming:

$$f_b = (0,44 - 0,015A_{corr}) \left(0,5 + \frac{c}{D}\right) f_{ct} + \frac{75A_{sv}}{s_v D}$$

7.4.2.1 Studier og testing

Det er blitt utført en rekke studier og forsøk med hensyn til heftfasthet. Tahershamsi [34] oppsummerer sine studier med utfordringene i å bestemme effekten av korrosjon på heftegenskapene. En ikke-uniform spenningsfordeling gjør bestemmelsen av korrosjonens effekt på heft vanskelig. Ulike miljø- og materialparametre gir ulike forutsetninger for tidligere gjennomførte forsøk, og dermed varierende resultater. Det blir ofte benyttet akselerert korrosjon i forsøk, noe som ikke alltid gjenspeiler situasjonen for en konstruksjon utsatt for naturlig korrosjon. Ved sammenligning mellom akselerert og naturlig korrosjon ser man gjerne at den naturlige korroderte testprøven gir en langt høyere heftfasthet enn den med akselerert korrosjon. Strømstyrke opp til 4-5 mA/cm² brukes i laboratorier, og er vesentlig høyere enn verdier målt i felt. Prøver med høy strømstyrke kan få et brått fall i heftfasthet, mens lavere strømstyrke gir en mer gradvis reduksjon i fasthet [32,34]. Studiene gir likevel en generell tendens for effekten av korrosjon på heftfastheten, som illustrert i Figur 143.



Figur 143: Armeringskorrosjonens påvirkning på heftfastheft

Webster [32] har i sin doktorgradavhandling oppsummert armeringskorrosjonens konsekvenser på heftfastheten, i de ulike fasene av heftreduksjon. Tabell 59 gir en oversikt over typisk oppførsel av de ulike fasene av heftreduksjon, som Webster kom fram til i sine studier.

Tabell 59: Typisk oppførsel av de ulike fasene av heftreduksjon [32]

FASE	TYPISK OPPFØRSEL
Ikke-korrodert armering	Oppførsel er i tråd med prosjektert tilstand.
Før rissdannelse	Ekspansive korrosjonsprodukter gjør at armeringen presser hardere mot betongen, og jernet holdes hardere på plass. Rustlaget på overflaten av armeringen gir ekstra friksjonsmotstand. Sammenlagt kan dette gi en økt heftfasthet på opp til 1,5 ganger den ikke-korroderte verdien.
Ved riss	Ved første rissdannelse forsvinner mye av fastholdingen, og det forekommer en reduksjon i heftfasthet sammenlignet med før rissdannelse. Glatt stål får en større reduksjon enn kamstål. Heftfasthet i området 0,9 til 1,2 ganger den ikke-korroderte heftfastheten har blitt observert i tester.
Etter riss	Heftfasthet reduseres ved økt korrosjon. Når kammene på armeringen brytes ned, er det lite forskjell mellom kamstål og glatt stål. Noen tester viser at den resterende heftfastheten reduseres til 0,15 ganger den ikke-korroderte verdien ved 8 prosent armeringskorrosjon. Det er varierende resultater på ulike forsøk. Noen tester viser en resterende heftfasthet på 0,6 ganger ved 25 prosent armeringskorrosjon (men ved en lavere korrosjonshastighet).

Fang et al. [36] har sett på hva graden av korrosjon har av betydning for heftegenskapene. Glattstål og kamstål, med og uten bøylearmering, ble testet ved uttrekksforsøk. Testene kunne påvise at kamstål uten bøyler var svært sensitive for korrosjon. Ved økende korrosjonsnivå avtok heftegenskapene raskt. Ved 9 % korrosjon var heftfastheten redusert til en tredjedel av fastheten til den ikke-korroderte referanseprøven. Prøven viste en økning i heftfasthet ved lav korrosjonsgrad, som nevnt tidligere vil litt korrosjon virke gunstig for heften. I prøver med kamstål og bøylearmering sammen, fant Fang et al. at heftegenskapene var lite påvirket av korrosjonsgraden.

Dette er i samsvar med resultater fra Almusallam et al. [37] sine studier. Almusallam et al. fant at maksimal heftfasthet oppnås ved 4 % korrosjon. For denne korrosjonsgraden var heftfastheten nesten 13 % høyere enn heftfastheten til den ikke-korroderte prøvebjelken. Når korrosjonsgraden passerer 4 % fås et markant fall i heftfasthet, og utglidning øker med avtagende bruddlast. For kamstål kommer fallet plutselig på grunn av oppsprekking av betongoverdekningen. Ved økende korrosjonsgrad vil også kamstål oppføre seg mer som glattstål, da kammene korroderer vekk. Heftbrudd oppstår da ved lavere laster fordi armeringsjernet har mistet mye av sin forankringsevne til betongen. Korrosjonsproduktet virker dessuten som et smøremiddel som reduserer friksjon mellom armering og betong. Da korrosjonsnivået på kamstål oversteg 25 % ble det målt en kraftig reduksjon i heftfasthet, og fallet fortsatte opp til 45 %. Ytterligere korrosjon gav ingen stor effekt på heftfastheten. Dette kan forklares ved at rissene som oppstår vil på et tidspunkt ikke lenger påvirke heftfastheten nevneverdig. Ved brede nok riss har armeringen allerede mistet mye av forankringskraften, og en fortsatt økning i rissvidde vil gi lite effekt. Det er allerede så liten heftfasthet at armeringen lett kan gå til brudd ved at den dras ut av betongen.

Hanjari et al. [38] utførte eksentriske uttrekksprøver. Han ønsket å studere effekten av korrosjon som fører til riss samt effekten av korroderte og ikke-korroderte armeringsbøyler på forankringen av deformerte armeringsstenger. Uttrekksforsøkene ble gjort på tre ulike prøvetyper:

Type A	Type B	Type C
- uten bøyler	- med bøyler	- med bøyler
- lengdearmering utsatt for korrosjon	- kun lengdearmering utsatt for korrosjon	- både lengdearmering og bøyler utsatt for korrosjon

Testresultater viste at prøvene med høyest korrosjonsgrad hadde opp mot 20 % vekttap for lengdearmering, og 35 % for bøylearmering. Resultatet viste tendenser til at heftfastheten var mindre påvirket av korrosjon når konstruksjonsdelen hadde bøyler. Dette indikere hvor viktig det er at bøylearmering er tilstede når betongen påføres riss. Ved avskalling av betongoverdekning er det kun bøylearmeringen som motvirker tverrutvidelse. Plassering av lengdearmering for Type A hadde stor betydning. Denne typen er uten bøylearmering og ved 8,7 % korrosjon hadde hjørnестengene opp mot 50 % reduksjon i heftfasthet. Det er i tillegg påvist at økt betongoverdekning krever større korrosjonsgrad for at langsgående riss skal oppstå på betongoverflaten. Tykkelsen på betongoverdekning påvirker ikke heftfastheten.

For prøvene i Type B og Type C hadde plassering av lengdearmring mindre betydning. Reduksjon i heftfasthet var minst for Type B, hvor bare lengdearmeringen var utsatt for korrosjon. Dette kan være på grunn av det effektive samspillet mellom bøyer og lengdearmring i hjørnene av tverrsnittet. For Type C, med korroderte bøyer, krevdes det over 50 % for å få en nevneverdig reduksjon av heftfasthet. En tilsvarende situasjon vil være brudd i bøylebein som følge av pittingkorrosjon, eller at bøyene er nesten borte på grunn av uniform korrosjon [38].

7.4.2.2 Praktiske hensyn

Heftfasthet er oftest et problem i forbindelse med forankring av stengene ved oppleggene og der hvor de gjerne er skjøtt med omfaring. I et vanlig bjelkespenn er heftspenningene vanligvis ikke større enn at en av armeringene vil klare å overføre disse selv om mye av overdekning skulle være skallet av. Oppleggene er mindre utsatt for stor reduksjon i heftfasthet enn spennet, da det her som oftest oppstår samtidig tverr-trykk. Oppleggene er i tillegg ikke like utsatt siden de ligger mer gunstig til, spesielt med tanke på kloridinntrengning.

En må være spesielt oppmerksom på korrosjonsskader ved skjøter hvor det er behov for kraftoverføring og der hvor armeringen avtrappes eller avsluttes. Armeringsskjøter skal helst plasseres i områder med lite kraft i armeringen, men dette er ikke alltid gjennomførbart. Dette kan for eksempel være steder hvor støttearmring i dekker avsluttes. Med dårlig heftfasthet i slike områder, kan en få problemer med å bygge opp spenningen i armeringen over støtte. Opptak av støttemoment blir også problematisk. Støttearmring i dekker på broer som saltes mye er spesielt utsatt. Mangel på tverrarmring på utsiden kan også gjøre støttearmring mer utsatt.

Utbedring av korrosjonsskade i et forankrings-skjøteområde så tidlig som mulig bør derfor være en hovedregel. Selv med utenforliggende tverrarmring, er det ofte et problem at bøyene er tynnere og kan være sterkt angrepet av korrosjon før en ser de langsgående spalterissene langs hovedarmeringen. Dette gjelder spesielt for bøyer i hjørnet av bjelker.

7.5 Innvirkning av korrosjon på momentkapasitet

Et moment gir strekk i armeringen på strekksiden og trykk i armeringen på trykksiden. Det viktigste i vurderingen av momentkapasiteten ved korrosjonsskade er hvor stor reduksjonen av armeringstverrsnittet er, og hvor stor reduksjon som kan tillates med hensyn til den strekkraften armeringen er dimensjonert for å tåle [24].

Korrosjon kan foregå med en jevn fordeling rundt armeringsstangen, men forsøk og feltundersøkelser indikerer at dette nødvendigvis ikke er tilfellet. Som oftest er armeringskorrosjon konsentrert til de områdene som ligger nærmest betongoverflaten. Det kan i tillegg være stor variasjon på korrosjonsgraden fra sted til sted på samme stang. Dette gjelder spesielt for klordinitiert korrosjon. Konstruksjonsdeler utsatt for korrosjon vil ofte nå maksimum nedbøyning på et tidligere tidspunkt enn for ikke-korroderte deler [24].

Pittingkorrosjon fører til store tøyninger i områder på armeringsstenger med endring i tverrsnittet. Torres-Acosta et al. [39] viste i sine studier at parameteren som gjenspeilet den resterende momentkapasiteten for en fritt opplagt bjelke best, var dybden av gropen som følge av groptæring (pittingkorrosjon) og ikke det gjennomsnittlige tverrsnittstapet. Det var nemlig formasjonen av groper som i hovedsak gav reduksjon i momentkapasitet i disse forsøkene. Siden den delen av armeringsstangen som er utsatt for pittingkorrosjon er begrenset til et mindre område, vil den gjennomsnittlige tøyningen bli mindre enn den lokale tøyningen ved gropen. Kapasiteten vil dermed avta raskere enn ved gjennomsnittlig tverrsnittsreduksjon. Reduksjon av tverrsnittsareal vil være mest kritisk for små armeringsdiametere. Groptæring vil føre til at en armeringsstang vil gå til brudd ved langt lavere tøyninger enn bruddtøyningen til en ikke-korrodert stang [40].

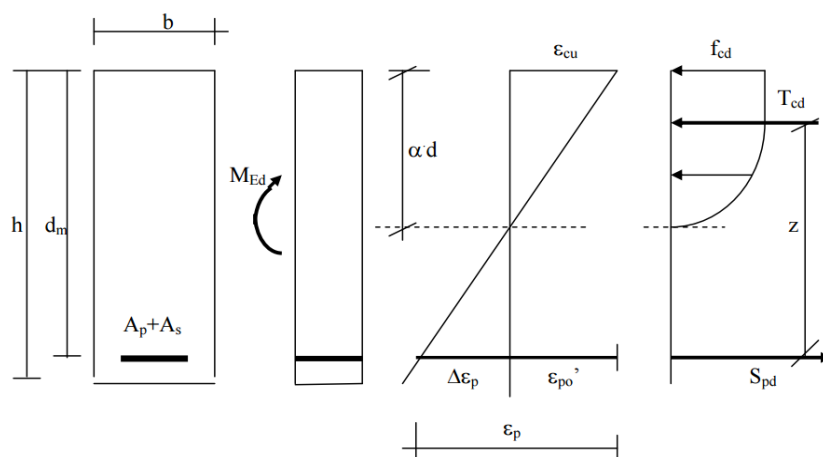
Betong har lav strekkapasitet, og i praktisk dimensjonering forutsettes det at betong ikke tar opp strekkrefter. Tverrsnittets momentkapasitet bestemmes ut fra momentlikevekt mellom strekkarmeringen og trykksonen i betongen, og eventuelt trykkarmeringen [16].

For kapasitetsberegninger i bruddgrensetilstanden i Kapittel 5 ble det fastsatt at gjeldende tverrsnitt er underarmert. For underarmerte tverrsnitt gir duktilitet i konstruksjonen muligheten til omlagring av bøyemoment. Dette gjøres ved å tillate at det dannes plastiske ledd i de mest påkjente snittene for lavere lastnivå enn det elastiske momentet. Ved reduksjon av moment kreves det at momentet i en annen konstruksjon økes tilsvarende for å opprettholde likevekt i systemet. Reduksjon av duktilitet kan være et følge av armeringskorrosjon. Store korrosjonsskader kan sette begrensninger for kapasiteten til konstruksjonen. Dette er fordi mindre duktilitet som følge av korrosjon kan redusere muligheten for omfordeling av krefter og moment. Det kreves imidlertid omfattende korrosjonsskader på store deler av armeringen før dette blir et problem. For lagvis armering i underarmert tverrsnitt, vil sannsynligvis de innerste lagene være ukorroderte. Tverrsnittet vil bli ytterligere underarmert ved tap av en eller flere stenger, og duktilitetsegenskapene vil i prinsippet øke. I for eksempel en bruplate, som har lavere tverrsnittshøyde og færre armeringslag, vil tap av enkeltstenger få større betydning [40]. Prinsippskisse for den aktuelle beregningsmodellen er illustrert i Figur 144, og momentkapasiteten for underarmert tverrsnitt er gitt ved [16]:

$$M_{Rd} = 0,8(1 - 0,4\alpha)\alpha f_{cd} b d^2$$

Hvor	α	$= \frac{f_{pd}A_p - f_{yd}A_s}{0,8f_{cd}bd}$
	f_{cd}	= Betongens trykkfasthet
	f_{pd}	= Spennarmeringens dimensjonerende materialfasthet
	f_{yd}	= Slakkarmeringens dimensjonerende materialfasthet
	A_p	= Spennarmeringens tverrsnittsareal
	A_s	= Slakkarmeringens tverrsnittsareal
	b	= Bredden av betongtverrsnittet
	d	= Effektiv tverrsnittshøyde

Parameteren α bestemmes av armeringsmengden. En reduksjon i armeringstverrsnitt vil da føre til en lavere verdi for α , og igjen en lavere momentkapasitet. Ved avskalling av betongoverdekning i trykksone (på oversiden av tyngdepunktsaksen i Figur 144), vil trykkresultanten T_{cd} flytte seg nedover, og den indre momentarmen z reduseres og momentkapasiteten minker. Siden det er antatt at betongen ikke tar opp strekkrefter, er ikke avskalling av betongoverdekning nødvendigvis kritisk for momentkapasiteten. Så lenge armeringen er tilstrekkelig forankret utenfor det skadde området vil kapasiteten trolig være tilstrekkelig. Dersom heftfastheten blir liten, vil spenningen i armeringen i det skadde området jevne seg ut etter hvert. Dette kan resultere i videre rissutvidelse og økt nedbøyning, men momentkapasiteten vil normalt bli ivaretatt dersom en, som nevnt, klarer å etablere den nødvendige kraften i armeringen utenfor det skadde området [24].

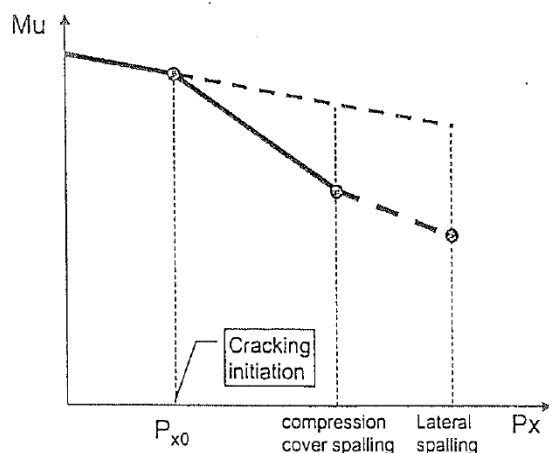


Figur 144: Beregningsmodell for momentkapasitet [21]

T_{cd} = Trykksoneens resultant
 z = Indre momentarm
 S_{pd} = Strekkarmeringens resultant
 ----- Tyngdepunktsaksen

7.5.1 Reduksjon av momentkapasitet ved armeringskorrosjon

Utvikling av momentkapasiteten etter en bestemt tid med hensyn til armeringskorrosjon er først og fremst et spørsmål om korrosjonshastigheten og hvor mye den i utgangspunktet er utnyttet i konstruksjonen. Figur 145 viser en prinsippskisse for hvordan momentkapasiteten reduseres etter hvert som armeringen korroderer, og armeringstverrsnittet minker.



Figur 145: Reduksjon av momentkapasitet ved armeringskorrosjon [24]

P_x bestemmes i henhold til punkt 6.1 *Reduksjon av armeringstverrsnitt*. P_{x0} er tykkelsen på det sjiktet som trykkarmeringen er antatt å kunne ruste før det blir spalteriss i overdekningen. Figur 145 viser en knekk i momentkapasitet-linjen for denne verdien, og grafen illustrerer et betraktelig fall i momentkapasitet etter forekomst av spalteriss. P_{x0} er uttrykt som:

$$P_{x0} = \left(83,8 + 7,4 \frac{c}{\emptyset} - 22,6 f_{t,sp} \right) \cdot 10^{-3} \geq 0$$

Hvor c = Tykkelse på betongoverdekningen
 \emptyset = Armeringens diameter
 $f_{t,sp}$ = Spaltestrekkfastheten

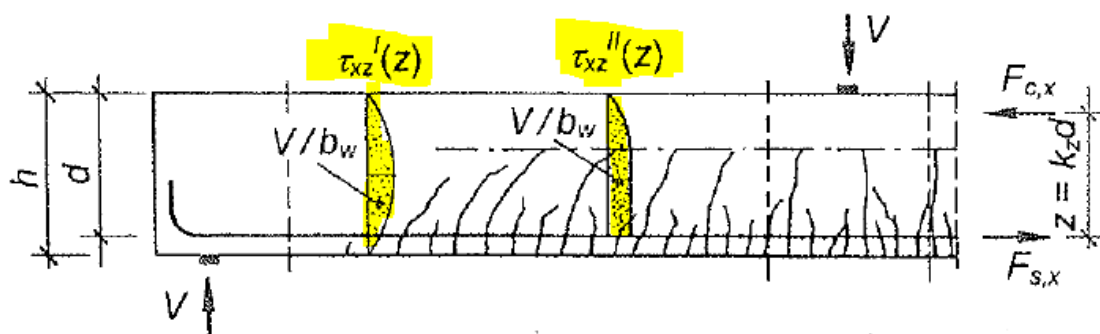
7.6 Innvirkning av korrosjon på skjærkapasitet

Skjærspenningsfordelingen i et betongtverrsnitt avhenger sterkt av hvilken tilstand tverrsnittet er i. Figur 146 viser spenningsfordelingen for uopprisset og opprisset betong, og er markert i gult. Før riss oppstår er det små tøyninger og betongen har fortsatt en lineær-elastisk oppførsel på både strekk- og trykksiden. Dette gir en parabelformet skjærspenningsfordeling ($\tau_{xz}(z)$) over tverrsnittet med maksimalverdi [24]:

$$\tau_{maks}^{urisset} = \frac{3}{2} \frac{V}{bd}$$

Når det begynner å bli riss på strekksiden av tverrsnittet antas det at skjærspenningen ($\tau_{xz}(z)$) gradvis går over til en fordeling med økende spenning i trykksiden fra toppen og ned til nøytralaksen. Fra nøytralaksen og ned til strekkarmeringen er spenningen konstant. Maksimalverdi for denne skjærspenningen er gitt ved [24]:

$$\tau_{maks}^{risset} = \frac{V}{bz}$$



Figur 146: Skjærspenningsfordeling for uopprisset og opprisset tverrsnitt [24]

En slik tilstand, med skjærspenning i strekksonen, forutsetter at risset betong kan overføre strekk, trykk og skjærspenninger. Dette er mulig mellom rissene, og som friksjon i selve rissene. Likevel er denne tilstanden sterkt idealisert i forhold til det som virkelig skjer i et stabilt system av skråriss. I rissede områder antas det at skjærkraften overføres som skrå trykkdiagonaler i betongen mellom rissene. En mindre andel overføres i den uopprissede trykksonen. Kraftene i trykkdiagonaler overføres delvis av rissene som friksjonskrefter. Denne overføringsmetoden er kjent som «aggregate interlock», og er mulig fordi for økende belastning vil betongen utvikle riss med stor ruhet langs tilslagskornene. På grunn av stor ruhet sammenliknet med rissvidden, kan skjærkrefter overføres på tvers av rissene, når rissflaten beveger seg parallelt med den opprissede overflaten. Noe av skjærkraften vil også overføres over rissene til lengdearmingen som dybelkrefter. Eventuelle bøyer som krysser rissene må ta opp resten av kraften i trykkdiagonalene. Dersom tverrsnittet ikke har bøyer, må den andelen av kraften som bæres av trykkdiagonalene gradvis avta etter hvert som lastnivå og rissvidde øker [24].

Som tidligere nevnt er tilstanden av det aktuelle tverrsnittet avgjørende. Konsekvensen av korrosjon er i stor grad avhengig av hvor på konstruksjonen skader oppstår og hvor stor korrosjonsgraden er. For en kontinuerlig bjelke vil de mest påkjente snittene langs lengderetning ligge inn mot støttene. For et T-formet bjelketverrsnitt vil maksimale skjærkrefter i tverretning opptre på bruplata inn mot kanten av bjelken [24]. Reduksjon av skjærkapasitet på grunn armeringskorrosjon beregnes i henhold til NS 3473 [4]. Dette er også omtalt i Kapittel 5.1.2.2 *Skjærkapasitet*, som omhandler skjærkraftkapasitet i bruddgrensetilstanden for uskadet konstruksjon.

Total skjærstrekkkapasitet er gitt som:

$$\begin{aligned}
 V_d &= V_{cd} + V_{sd} \\
 &= \left(0.3 \left(f_{td} + \frac{k_A A_s}{\gamma_c b_w d} \right) b_w d k_v \leq 0.6 f_{td} b_w d k_v \right) + \frac{f_{swd} A_{sv}}{s} z (1 + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (7.4)
 \end{aligned}$$

Hvor betongbidraget ved samtidig aksialtrykk kan antas lik:

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

Skjærtrykkapasitet er gitt som:

$$V_{ccd} = 0.3f_{cd}b_w z(1 + \cot\alpha) \leq 0.45f_{cd}b_w$$

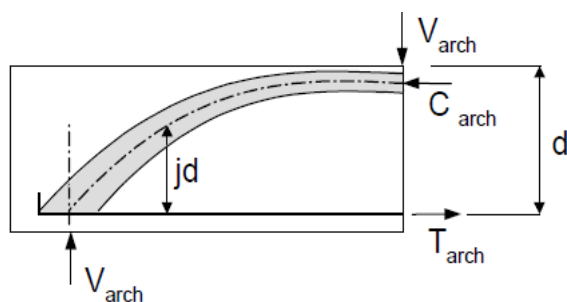
Inn mot støttene vil trykksone ligge i underkant av bruoverdekningen. Delvis delaminering i dette området vil kunne føre til redusert kraftoverføring mellom trykkarmering og betongen i trykksone. Hele tverrsnittet er dermed ikke utnyttet i trykksone. Ved full delaminering og bortfall av overdekning, vil utnyttelse av trykksone reduseres ytterligere.

Bortfall av overdekning vil påvirke betongbidraget (V_{cd}) i ligning (7.4) for skjærstrekkapasitet. Med en minskende b_{wd} fås en redusert skjærkapasitet. Dersom tverrsnittet har skjærarmering vil bortfall av overdekning føre til at trykkresultanten flytter seg mot nøytralaksen, og den indre momentarmen z minker. Man ser av ligning (7.4) at en mindre z vil føre til et redusert kapasitetsbidrag fra skjærarmeringen (V_{sd}).

For V_{sd} , som er kapasitetsbidraget fra skjærarmeringen i ligning (7.4), er bidraget svært følsomt for endring i indre momentarm z og skjærarmeringsandelen A_{sv} . Bortfall av overdekning og redusert armeringstverrsnitt vil derfor effektivt være med på å redusere skjærarmeringsbidraget for skjærstrekkapasiteten. Bøylearmeringen vil ruste først, da den normalt utgjør det ytterste armeringslaget. På grunn av sitt tynne tverrsnitt er bøylerne i tillegg mer utsatt for korrosjonsangrep. Korrosjonsskader på bøylearmeringen blir ofte ikke oppdaget før etter at lengdearmeringen er angrepet av korrosjon. Årsaken til dette er at jo mindre dimensjon armeringen har, jo mindre strekkspenninger forårsaker den på betongen. Skader på bøylerne oppdages gjerne først når lengdearmeringen har korrodert så mye at det oppstår langsgående riss i betongoverflaten. Lengdearmeringer gir oftest de første rissene i betongens overflate fordi de har større dimensjoner som gir større strekkspenninger i betongen. Dersom korrosjonsskadene er så store at hele bøyle faller bort, vil kreftene fordele seg mellom de gjenværende bøylerne. Dette kan medføre brudd i den nærliggende armeringen på grunn av økt belastning [4,24,40].

Som tidligere nevnt, kan en armert betongbjelke med avtagende heft og jevn spenning i stålet, få en buevirkning, som vist på Figur 147. Bortfall av overdekning og redusert heft kan dermed på den ene siden virke gunstig på skjærkapasiteten. Forsøk har vist at redusert heft og buevirkning fører til trykk i større deler av tverrsnittet, og dermed fås en større skjærkapasitet. På den andre siden er det lite sannsynlig at det vil bli noe særlig buevirkning så lenge en stor andel av armeringen fortsatt er innstøpt i betongen. Som oftest faller bare den ytterste halvparten av betongen rundt armeringen av, og det vil normalt være nok heft

igjen til å ta opp spenningen i armeringen. Full buevirkning kan derfor bare forventes med hele armeringen frilagt [24].



Figur 147: Buevirkning kan virke gunstig inn på skjærkapasiteten [32]

Det kan generelt antas at skråriss som har oppstått tidligere i lasthistorien vil utvikle seg videre ved omlagring av krefter som følge av korrosjonsskadet på en armert betongkonstruksjon. Omlagring av krefter kan være et følge av redusert heft, redusert dybeleffekt eller at bøylearmeringens tverrsnitt reduseres.

7.7 Kapasitetskontroll i skadet tilstand

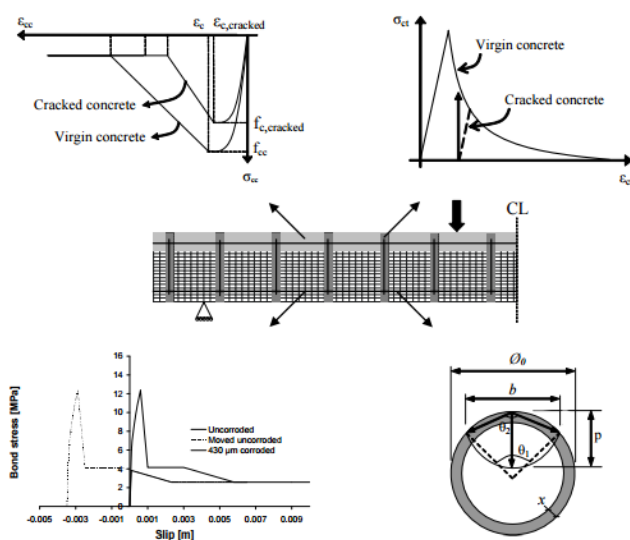
Skadeomfanget av brubjelken i akse 2 til 3 er beskrevet i Kapittel 6.2.2 *Spesialinspeksjon våren 2015*. Det er registrert flere områder med bortfalt betongoverdekning, og dermed blottlagt bøylearmering, hvor det er tydelig tegn til armeringskorrosjon. Lengdearmeringen viser tendens til korrosjon, men ifølge materialprøvene er den i relativt god stand. Der det ble registrert noe reduksjon av armeringstverrsnittet, var denne på 0,5 – 1 mm.

Rambøll har i sin rapport fra 2011 [12] registrert bom og betongavskalling med frilagt og korroderende armering. De største skadene befinner seg i endefeltene mellom akse 1 og 4, som samsvarer godt med egen billedokumentasjon av skadeomfanget. Kloridprøvene tatt i brubjelken mellom akse 2 og 3 viser noen røde verdier over 0,25 % Cl av betongvekten, som kan tyder på at armeringskorrosjon er sannsynlig.

På bakgrunn av resultatene fra bruinspeksjonen, samt Rambølls rapport fra 2011, er det valgt å gjøre en vurdering av hvordan armeringskorrosjon kan påvirke kapasiteten på Nerlandsøybrua. Metoden som benyttes baserer seg på antagelsen om at beregningsprosedyrene for en uskadd betongkonstruksjon også gjelder for en armeringskorrodert betongkonstruksjon. Som illustrert i Figur 148 kan virkningen av korrosjon modelleres ved å endre geometri og materialegenskaper for betong, armering og grensesnittet mellom betong og armering gjennom følgende trinn [38]:

- **Betong:**
Dersom korrosjon har ført til avskalling av betongen, kan geometrien til betongtverrsnittet og overdekningen modifiseres i beregningene. I trykksoner hvor korrosjon har ført til riss i betongen vil styrken og stivheten være lavere enn for urisset betong. Dette kan simuleres ved å gi betongen lavere strekkfasthet.

- Armering:
Reduksjon av det effektive armeringsarealet kan antas som uniform eller som groptæring. Den uniforme armeringskorrosjonen kan beregnes ved å anta en jevn korrosjon rundt hele armeringsstangen. Groptæring gir lokal korrosjon, og resterende armering bør måles og estimeres. Duktilitet av korrodert armering kan beregnes ved hjelp av praktiske modeller hvor rest-duktiliteten er begrenset til empirisk korrelasjon mellom tap av armeringsareal. Oppgaven går ikke inn på hvordan duktilitetsegenskapene beregnes.
- Grensesnitt:
Korrosjon påvirker interaksjonen mellom armering og betong ved endring av heftfasthet.



Figur 148: Skjematiske illustrasjon av metoden anvendt på en typisk FE-mesh av en bjelke [38]

Som en avgrensning er det i denne oppgaven valgt å se på hvordan kapasiteten påvirkes når tverrsnittet mister betongoverdekning og når armeringsarealet reduseres. Det ses derimot bort ifra simuleringene som inneholder reduksjon av styrkeegenskaper. Tap av heft ansees å ha liten betydning, og tas derfor ikke med i den videre vurderingen. Resultatene i dette kapitlet viser hvordan kapasiteten *kan* være for ulike tilfeller av korrosjon.

7.7.1 Reduksjon av betongtverrsnitt

Det er ønskelig å finne ut hvordan reduksjon av betongtverrsnitt påvirker bruoverbygningens kapasiteter. Det kontrolleres hvordan moment-, skjær- og torsjonskapasiteten endres ved bortfall av betongoverdekning.

7.7.1.1 Momentkapasitet

I feltene er tverrsnittet påkjent av trykk i overkant og strekk i underkant. Bortfall av betongoverdekning vil ha liten betydning for momentkapasiteten dersom det skjer i strekksonen. Dette begrunnes av antagelsen om at det er armeringen som tar opp strekkraftene, ikke betongen. Det er i tillegg undersiden av tverrsnittet som er mest utsatt

for korrosjon. Ettersom undersiden ligger i stekksonen antas momentkapasiteten derfor til å være tilnærmet uendret ved bortfall av betongoverdekning i felt.

Over støttene er tverrsnittet påkjent av strekk i overkant, og trykk i underkant. Ved bortfall av betongoverdekning i trykksonen, vil trykksonehøyden reduseres og dermed vil momentkapasiteten synke. Fra beregningskontrollen har støttene tilstrekkelig kapasitet, men i akse 1 til 4 er utnyttelsesgraden på 0,99 i uskadet tilstand. Etter NS 427 A [11] punkt 5, er det antatt en overdekning på 30 mm for bjelker utsatt for vær og fuktighet. Ved bortfall av betongoverdekning på 30 mm vil momentkapasiteten synke fra 2 490 kNm til 2 448 kNm. Dette er en kapasitetsreduksjon på 1,7 %, og utnyttelsesgraden har økt til 1,0. Reduseres i tillegg overdekningen på sidene av tverrsnittet, vil kapasiteten synke til 2 446 kNm, som er en reduksjon på 1,8 %. Dette tilsvarer fullt utnyttet kapasitet.

Støtte i akse 10 og 11 er også høyt utnyttet. Etter omlagring av feltmomentet i hovedspennet har støtte 10 en utnyttelsesgrad på 0,99 i uskadet tilstand. Reduseres tverrsnittshøyden med 30 mm, vil kapasiteten synke fra 23 741 kNm til 23 374 kNm, som er en kapasitetsreduksjon på 1,5 %. Reduseres i tillegg overdekningen på sidene av tverrsnittet, vil kapasiteten synke til 22 872 kNm. Som er en reduksjon på 3,7 %, med utnyttelsesgrad på 1,03. Kapasiteten er fullt utnyttet.

7.7.1.2 Skjærkapasitet

Skjærkapasiteten i tverretning er overskredet i alle snittene langs brua, og spesielt kritisk er det for sidefeltene hvor plata er på sitt slankeste. Utnyttelsesgraden er på 1,56 allerede før plata er utsatt for korrosjon. Etter NS 427A punkt 5, er det antatt en overdekning på 20 mm for plater utsatt for vær og fuktighet. Ved bortfall av betongoverdekning på 20 mm vil momentkapasiteten synke fra 103 kN/m til 95 kN/m. Dette er en kapasitetsreduksjon på 7,8 %, og utnyttelsesgraden øker til 1,68.

Rambøll har tatt kloridprøver fra underside av bruaplata i akse 3 + 1 m, prøvepunkt P17 og P20, som viser mulig kloridinitiert korrosjon. Situasjonen for skjær i plata er derfor kritisk da bortfall av overdekning er sannsynlig.

I hovedfeltet er utnyttelsesgraden til bruaplata på 1,05 i uskadet tilstand. Ved bortfall av betongoverdekning på 20 mm, vil momentkapasiteten synke fra 154 kN/m til 147 kN/m. Dette er en kapasitetsreduksjon på 4,5 %, og utnyttelsesgraden øker til 1,1.

7.7.1.3 Torsjonskapasitet

Torsjonskontrollen for snitt 2 som ligger i enden av vogntoglasten i hovedfeltet, har en utnyttelsesgrad på 1,15 allerede i uskadet tilstand. Bøyle- og lengdearmeringen er ikke tilstrekkelig, og ved reduksjon av betongoverdekning vil mengden armering påvirkes.

Ved å redusere betongoverdekningen på undersiden av tverrsnittet, vil nødvendig lengdearmering øke fra 2920 mm² til 2993 mm². Dette er en økning på 2,4 %, og utnyttelsesgraden stiger til 1,17. Reduseres i tillegg overdekningen på sidene av tverrsnittet, øker den nødvendige lengdearmering ytterligere til 3155 mm². Utnyttelsesgraden er nå oppe i 1,2 og kapasiteten er godt over fullt utnyttet.

7.7.2 Reduksjon av armeringstverrsnitt

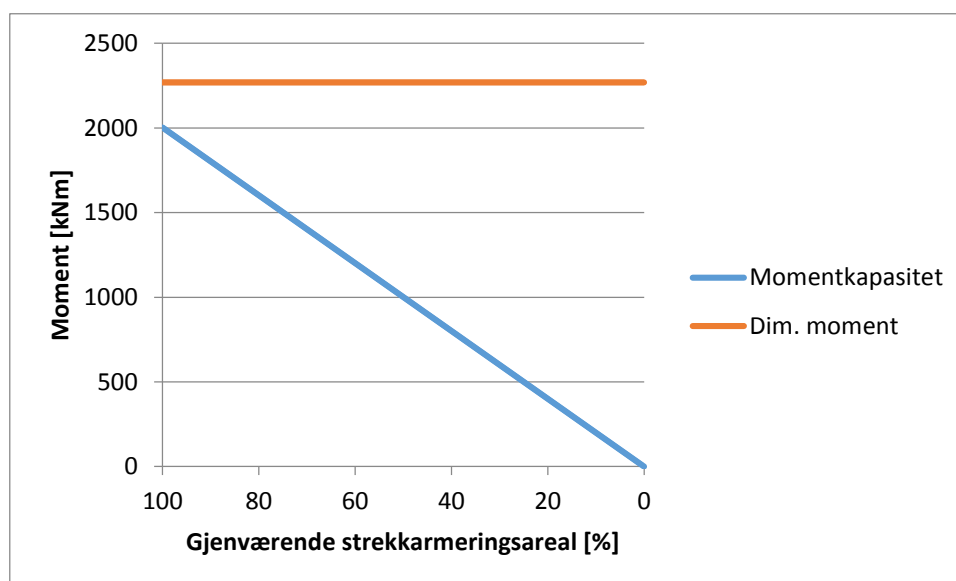
Det er ønskelig å finne ut hvordan reduksjon av armeringstverrsnitt påvirker bruoverbygningens kapasiteter. Det kontrolleres hvordan moment-, skjær- og torsjonskapasiteten gradvis endres etter hvert som armeringstverrsnittet reduseres. Det er videre antatt uniform korrosjon.

7.7.2.1 Momentkapasitet

7.7.2.1.1 Feltnoment i akse 1 til 4

Av brubefaring av bjelken, samt Rambølls rapport fra 2011 [12] er det registrert store områder med delaminering på undersiden av brubjelken mellom akse 1 og 4. Selv om bortfall av betongoverdekning ikke har stor betydning her, siden spenningen i armeringen vil jevne seg ut, kan delaminering indikere at strekkarmeringen er utsatt for korrosjon. Kloridprøvene tatt i bjelken mellom akse 2 og 3, forsterker antagelsen om at armeringen kan være utsatt for korrosjon.

Kontroll av brua i uskadd tilstand viser at felt 1 til 4 ikke har tilstrekkelig momentkapasitet. Støttene i samme snitt har utnyttelsesgrad på 0,99, slik at omlagring av bøyemoment ikke er mulig. Tverrsnittet er underarmerte og eventuelle brudd vil trolig komme med forvarsel i form av deformasjoner, så lenge armeringen har duktilitetsegenskapene sine. Figur 149 viser hvordan momentkapasiteten avtar lineært etter hvert som armeringsarealet reduseres. Den horisontale linjen representerer dimensjonerende feltnoment.



Figur 149: Momentkapasitet i felt for akse 1 til 4 ved prosentvis reduksjon av armeringsareal.

Totalt er det 24 armeringsstenger fordelt på to rader i strekksonen. Det er sannsynlig å tenke seg at nederste rad korroderer først. Denne raden inneholder 12 armeringsstenger med diameter 20 mm. Dette utgjør 50 % av strekkarmeringen, og det antas at disse reduseres med lik hastighet. På bakgrunn av det registrerte skadeomfanget på bruinspeksjonen er denne reduksjonen satt til 1 mm. Den gjenværende kapasiteten vil da være:

$$A_{ss} = 12\pi(9,5 \text{ mm})^2 + 12\pi(10\text{mm})^2 = 7172 \text{ mm}^2$$

$$\alpha = \frac{A_{ss}f_{sd}}{0,8b_f d_1 f_{cd}} = \frac{7172 \text{ mm}^2 \cdot 384 \text{ N/mm}^2}{0,8 \cdot 3100 \text{ mm} \cdot 721 \text{ mm} \cdot 14 \text{ N/mm}^2} = 0,11$$

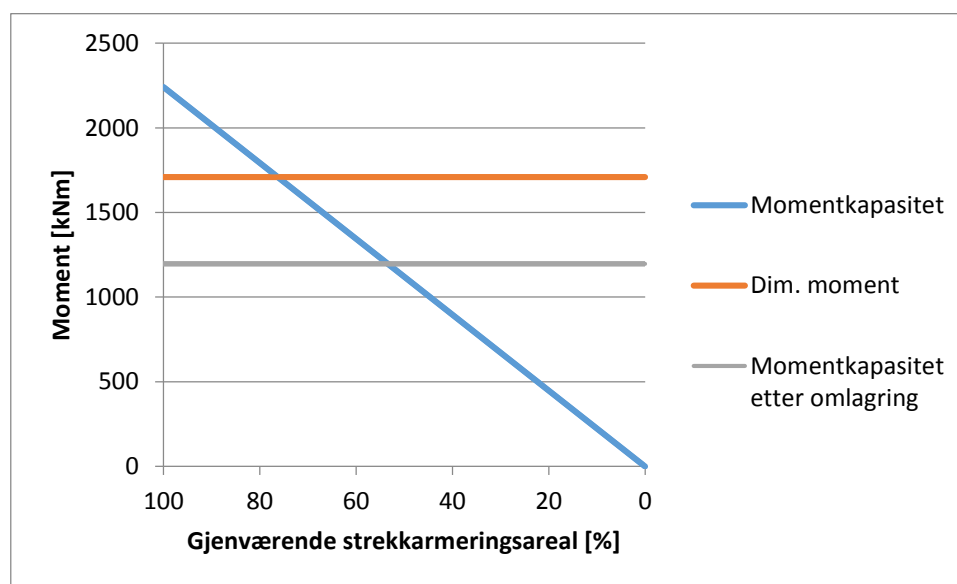
$$t = 0,8\alpha d_1 = 0,8 \cdot 0,11 \cdot 721 \text{ mm} = 63,5 \text{ mm}$$

$$M_d = 0,8 f_{cd} (1 - 0,4\alpha) \alpha b_f d_1^2 = 1899 \text{ kNm}$$

Dette er en kapasitetsreduksjon på 5,2 %, som viser at det er lite korrosjon som skal til før mye av kapasiteten forsvinner. Utnyttelsesgraden har økt fra 1,13 til 1,20. For momentkapasitet i felt 1 til 4 er korrosjon kritisk da snittet allerede er underdimensjonert.

7.7.2.1.2 Feltmoment i akse 4 til 5

Figur 150 viser hvordan momentkapasiteten avtar lineært etter hvert som armeringsarealet reduseres i akse 4 til 5. Momentkapasiteten er tilstrekkelig til omtrent 75 % av armeringen gjenstår. Ved å anta at tverrsnittet i støtte 5 ikke er korrosjonsskadet, kan det dimensjonerende feltmomentet omlagres med 30 %. Felt- og støttemoment blir da henholdsvis $M_{\text{felt,om}}$ lik 1 197 kNm og $M_{\text{støtte,om}}$ lik 4 147 kNm. Kapasiteten er tilstrekkelig til omtrent 50 % av armeringen gjenstår. I Rambølls rapport er det registrert områder med delaminering nærme feltmidte mellom akse 4 og 5. Armeringskorrosjon kan derfor være sannsynlig.



Figur 150: Momentkapasitet for felt i akse 4 til 5 ved prosentvis reduksjon av armeringsareal.

Det er naturlig å anta at det nederste armeringslaget vil korrodere først. Tap av effektiv armeringsdiameter (Δd_{eff}) i dette laget kan finnes ved:

$$A_{tot} = 22\pi(10\text{mm})^2 = 6912 \text{ mm}^2$$

$$A_{tot,red} = 0,75A_{tot} = 5184 \text{ mm}^2$$

$$A_n = 11\pi(10\text{mm})^2 = 3456 \text{ mm}^2$$

$$\Delta A_n = A_n - (A_{tot} - A_{tot,red}) = 3456 \text{ mm}^2 - (6912 \text{ mm}^2 - 5184 \text{ mm}^2) = 1728 \text{ mm}^2$$

$$\Delta A_n = A_n$$

$$1728 \text{ mm}^2 = 11\pi r^2$$

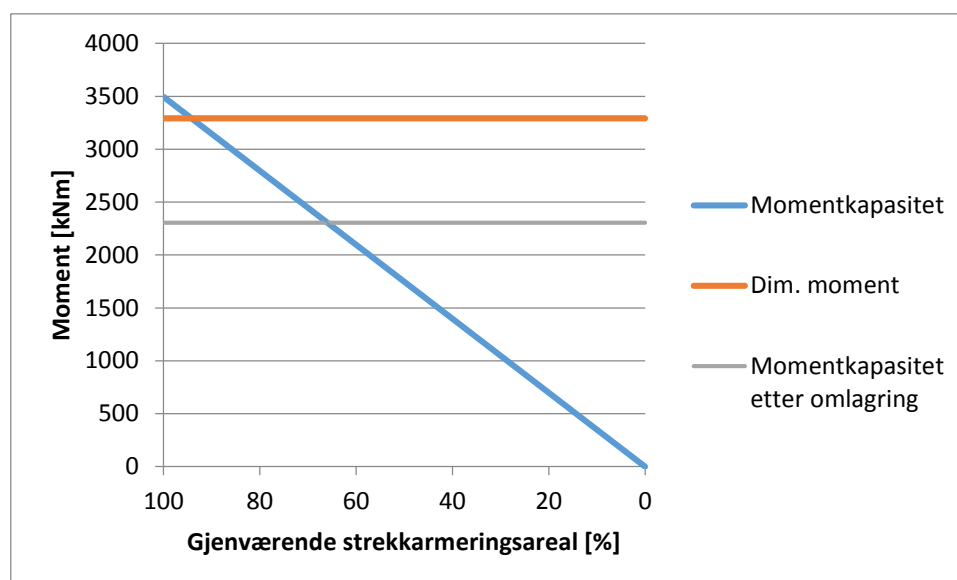
$$r_{eff} = 7,1 \text{ mm}$$

$$\Delta d_{eff} = 20 \text{ mm} - 2 \cdot r_{eff} = 5,8 \text{ mm}$$

Hvis momentet ikke omlagres vil et tap på 25 % av armeringsarealet tilsvare en reduksjon på 5,8 mm av den effektive armeringsdiameteren for nederste armeringslag. Dermed vil momentkapasiteten overskrides, dersom 5,8 mm av diameteren til nederste armeringslag korroderer bort.

7.7.2.1.3 Feltnoment i akse 5 til 9

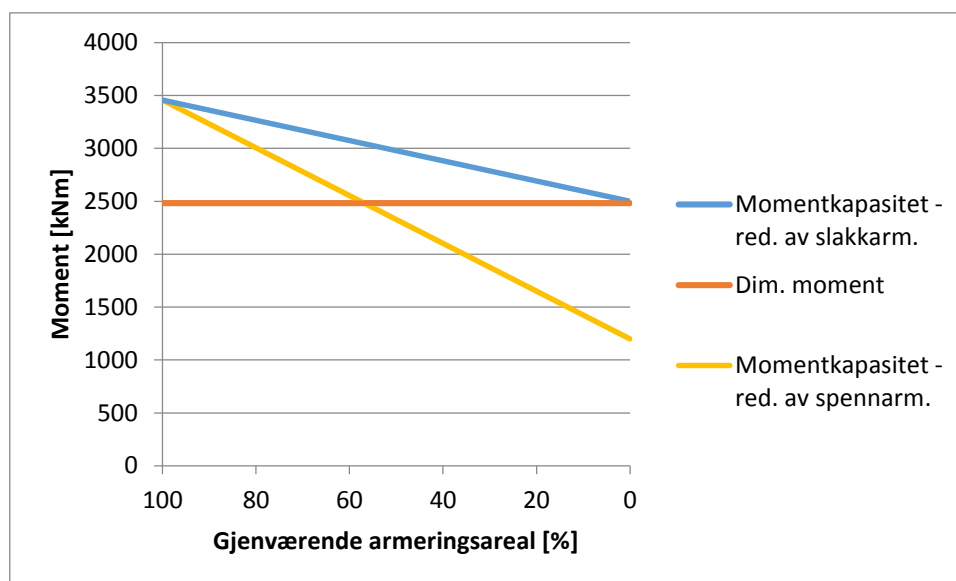
Figur 151 viser hvordan momentkapasiteten avtar lineært etter hvert som armeringsarealet reduseres. Kapasiteten er tilstrekkelig til omtrent 90 % av armeringen gjenstår. Når armeringsmengden er mindre enn 90 %, kan feltnomentet omlagres til støtte. Felt- og støttemoment blir da henholdsvis $M_{felt.om}$ lik 2 304 kNm og $M_{støtte.om}$ lik 3 924 kNm. Momentkapasiteten er da tilstrekkelig inntil omtrent 65 % av armeringen gjenstår.



Figur 151: Momentkapasitet for felt i akse 5 til 9 ved prosentvis reduksjon av armeringsareal.

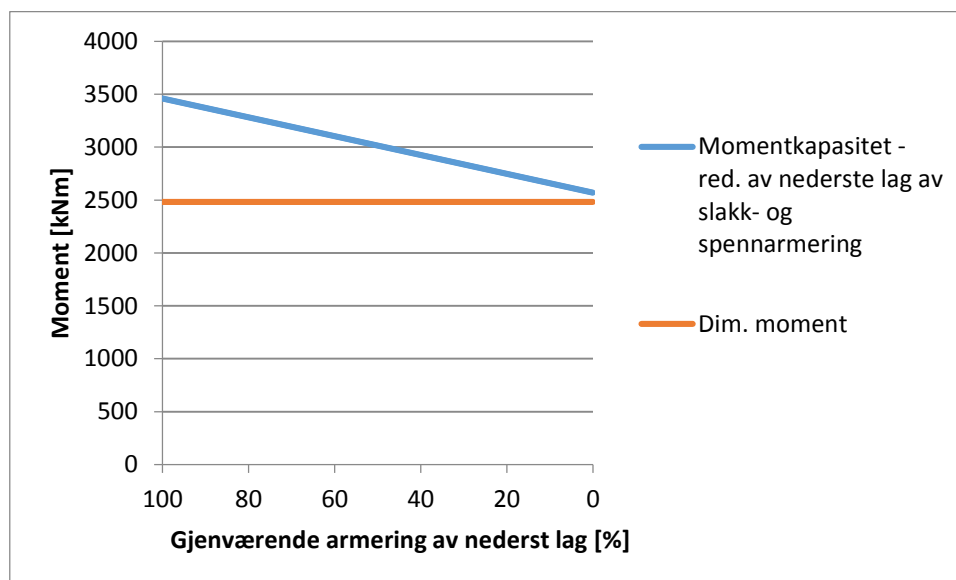
7.7.2.1.4 Feltnoment i akse 9 til 10

Figur 152 viser hvordan momentkapasiteten avtar dersom man antar at slakkarmering og spennarmering korroderer uavhengig av hverandre. Figuren viser at reduksjon av kun slakkarmeringen ikke har stor betydning for om tverrsnittet er tilstrekkelig dimensjonert. Mens kapasiteten avtar raskere, når kun spennarmeringen korroderer. Korroderer kun spennarmeringen vil kapasiteten overskrides ved omtrent 55 % gjenværende armering. Dette er for øvrig lite sannsynlig, da spennarmering og strekkarmering ligger om en annen i tverrsnittet.



Figur 152: Momentkapasitet for felt i akse 9 til 10 ved prosentvis reduksjon av armeringsareal.

En mer sannsynlig situasjon vil være at nederste lag av slakkarmeringen og spennarmeringen korroderer samtidig. Figur 153 viser hvordan momentkapasiteten avtar når dette er tilfelle. Korroderer nederste rad av slakkarmeringen helt bort, tilsvarer dette i underkant av 45 % av det totale slakkarmeringsarealet på strekksiden. Korroderer nederste lag av spennarmeringen helt bort, tilsvarer dette 25 % av det totale spennarmeringsarealet. Figuren viser at kapasiteten reduseres hurtigere om både slakk- og spennarmering korroderer samtidig, men holder seg akkurat innenfor kravet.

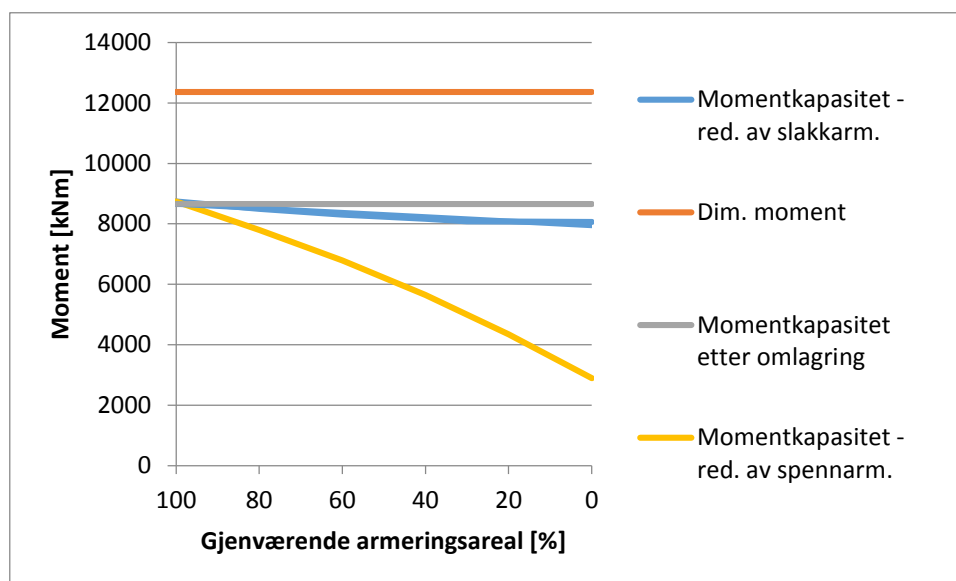


Figur 153: Momentkapasitet for felt i akse 9 til 10 ved reduksjon av nederste lag av strekk- og spennarmering.

7.7.2.1.5 Feltmoment i akse 10 til 11

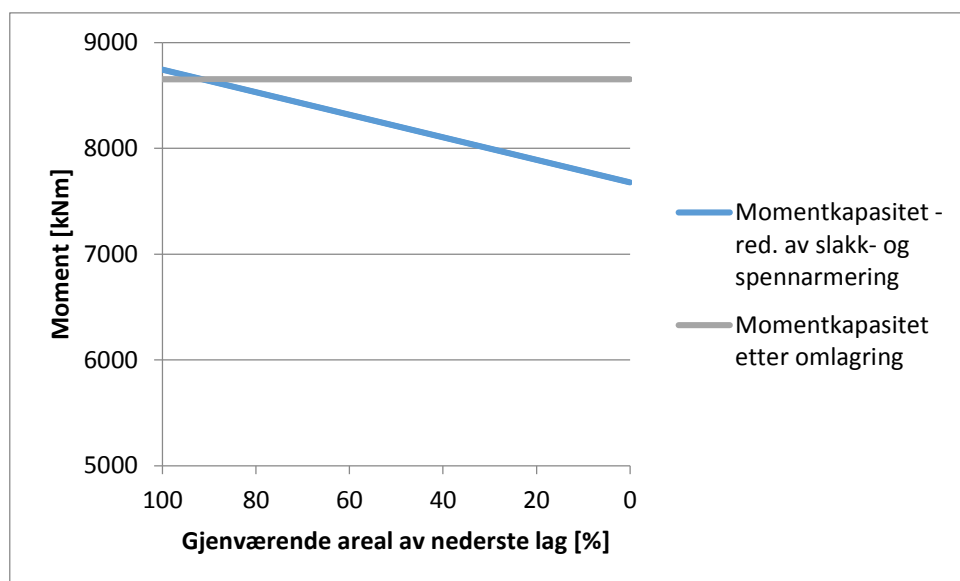
Kapasiteten i hovedfeltet er overskredet allerede i uskadet tilstand. Siden tverrsnittet er underarmert, og det er stor kapasitet over støttene, kan man anta 30 % omlagring av

bøyemomentet. Figur 154 viser hvordan kapasiteten avtar når man antar at slakkarmeringen og spennarmeringen korroderer uavhengig av hverandre. Figuren viser at kapasiteten avtar raskest når spennarmeringen korroderer.



Figur 154: Momentkapasitet for felt i akse 10 til 11 ved prosentvis reduksjon av armeringsareal.

Også her er det mer sannsynlig at nederste lag av slakkarmeringen og spennarmeringen korroderer samtidig. Figur 155 viser hvordan momentkapasiteten avtar når dette er tilfelle. Full reduksjon av nedre lag av slakkarmering tilsvarer 30 % av det totale slakkarmeringsarealet på strekksiden. Full reduksjon av nedre lag av spennarmeringen tilsvarer 25 % av det totale spennarmeringsarealet. Figuren viser at kapasiteten reduseres hurtigere om både slakk- og spennarmering korroderer samtidig. Ved omtrent 10 % reduksjon vil kapasiteten være lik det dimensjonerende momentet ved omlagring.

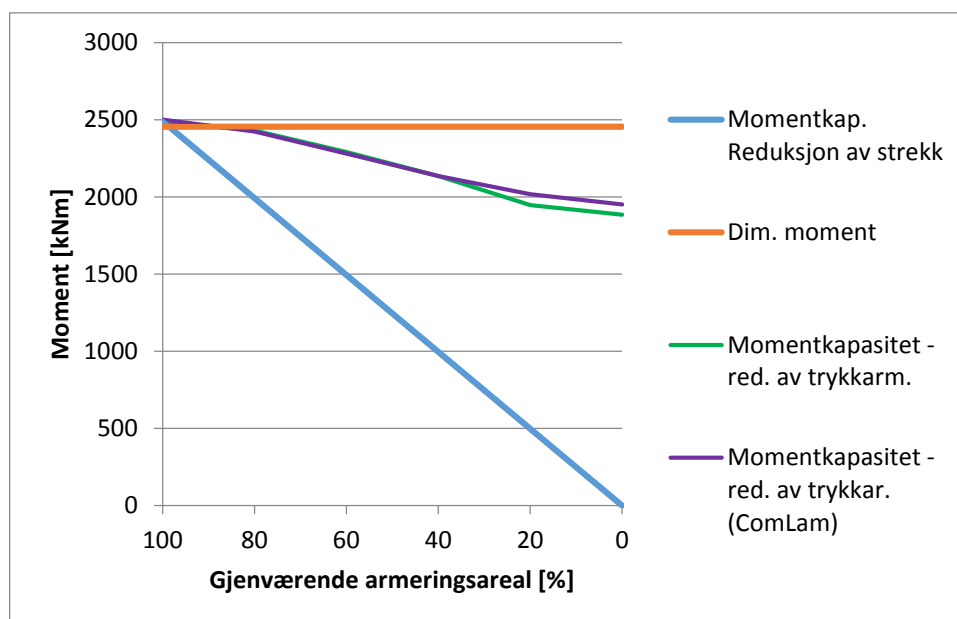


Figur 155: Momentkapasitet for felt i akse 10 til 11 ved reduksjon av nederste lag av strekk- og spennarmering.

Det er ikke registrert store skader på overflaten i hovedfeltet, og i henhold til Rambølls rapport er det ingen av kloridprøvene (P18 og P19) som er over den kritiske grensen på 0,25 % Cl av betongvekten. Armeringskorrosjon i hovedfeltet kan derfor være unngått.

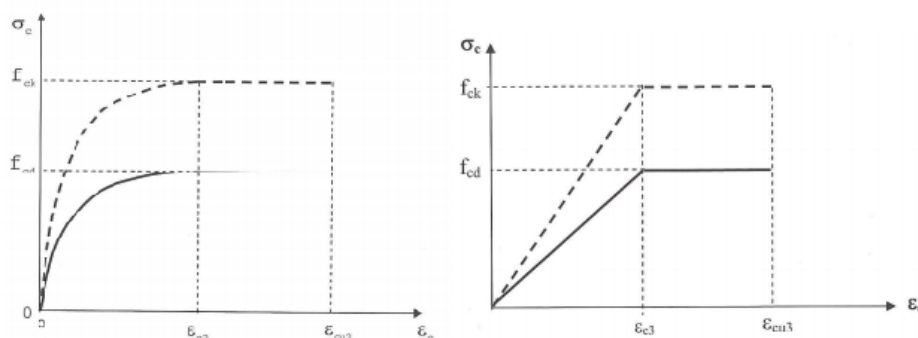
7.7.2.1.6 Støttmoment i akse 1 til 4

Over støttene ligger trykkarmeringen i underkant av tverrsnittet mens strekkarmeringen ligger på oversiden. For støttmoment er det derfor rimelig å anta at strekk- og trykkarmeringen korroderer uavhengig av hverandre. Støttmomentet i akse 1 til 4 er høyt utnyttet allerede i uskadet tilstand, med en utnyttelsesgrad på 0,99. Av Figur 156 ser man at kapasiteten avtar langsommere ved reduksjon av trykkarmeringsareal med hensyn til strekkarmeringsareal. Ved omtrent 10 % reduksjon av trykkarmeringsarealet vil kapasiteten overskrides, mens kapasiteten er nådd allerede ved 3 % reduksjon av strekkarmeringsareal, og utnyttelsesgraden øker til 1,12. Det vil derfor være mest kritisk om strekkarmeringen korroderer.



Figur 156: Momentkapasitet over støtte i akse 1 til 4 ved prosentvis reduksjon av armeringsareal.

Figur 156 viser to kurver som illustrerer hvordan momentkapasiteten avtar ved reduksjon av trykkarmeringsareal. Den ene kurven for reduksjon av trykkarmeringsareal er funnet ved bruk av beregningsprogrammet ConLam. ConLam er utarbeidet av Eivind A. R. Kvinge og Espen Randen som sin avsluttende masteroppgave ved NTNU, våren 2015 [30]. ConLam baserer seg på lamellmetoden for beregning av betongbidraget i momentkapasiteten, og nytter en annen materialmodell for betongen enn spenningsblokkmetoden. Figur 157 illustrerer forskjellen som ligger til grunn for de to modellene.



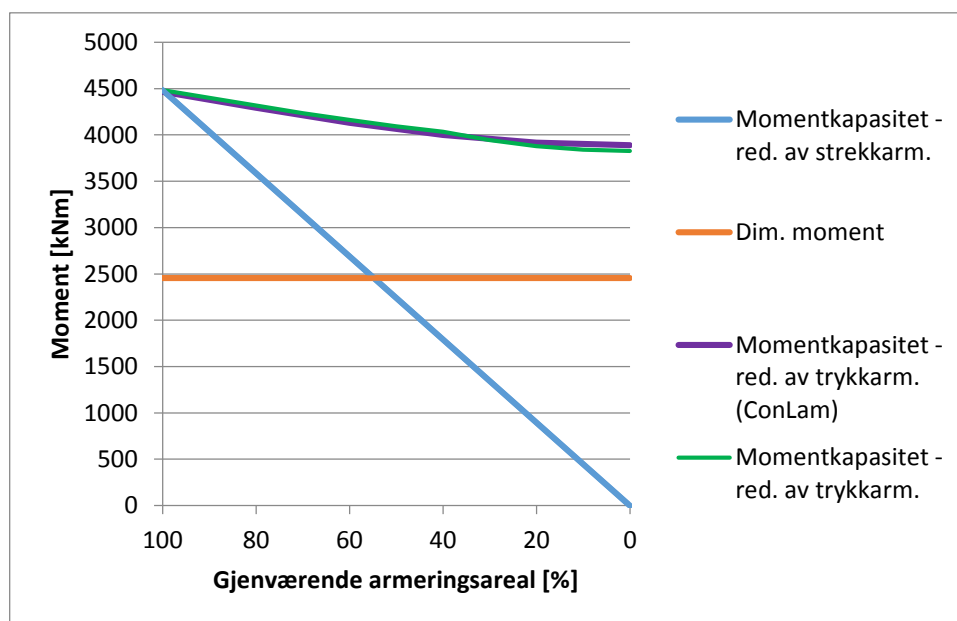
Figur 157: Idealisert og bilineær spennings-tøyningskurve for betong [16]

Både ConLam og spenningsblokkmetoden viser at tverrsnittet blir overarmert ved omtrent 40 % gjenværende armeringsareal, og det vil dermed ikke flyte ved brudd.

7.7.2.1.7 Støttemoment i akse 5 til 8

Figur 158 viser hvordan momentkapasiteten over støtte i akse 5 til 8 reduseres når strekk- og trykkarmeringen korroderer uavhengig av hverandre. Av figuren ser man at det er mest kritisk om strekkarmeringen korroderer, og ved 55 % gjenværende armeringsareal vil den dimensjonerende momentkapasiteten være nådd. Dette utgjør i underkant av 19, av totalt

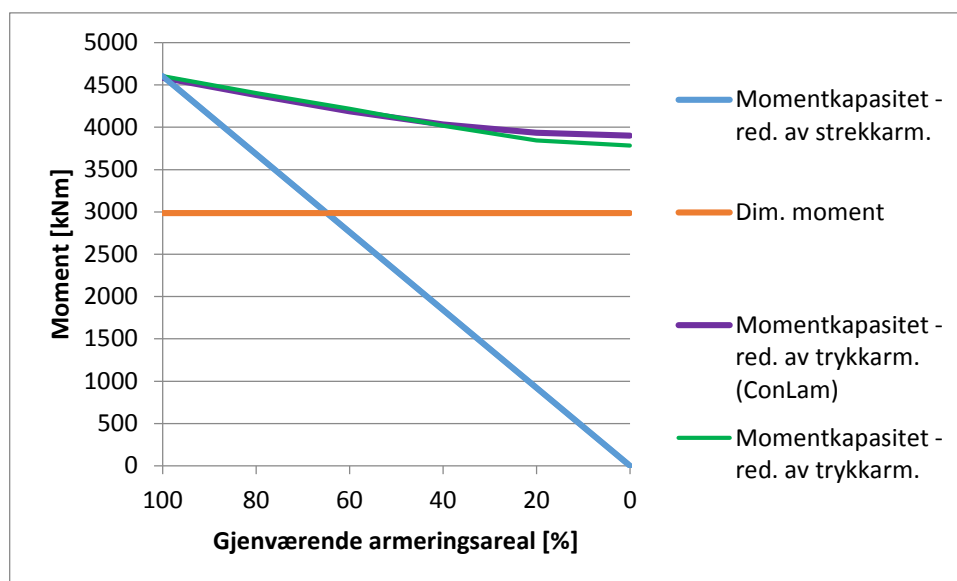
42, strekkarmeringsstenger. Ved omtrent 20 % gjenværende trykkarmeringsareal vil tverrsnittet bli overarmert og flyter dermed ikke ved brudd.



Figur 158: Momentkapasitet over støtte i akse 5 til 8 ved prosentvis reduksjon av armeringsareal.

7.7.2.1.8 Støttemoment i akse 9

Figur 159 viser hvordan momentkapasiteten over støtte i akse 9 reduseres når strekk- og trykkarmeringen korroderer uavhengig av hverandre. Figuren viser at kapasiteten er tilstrekkelig selv om all trykkarmering korroderer bort. Strekkarmeringen kan reduseres med omtrent 35 % før kapasiteten overskrides. Dette utgjør i overkant 15, av totalt 43, strekkarmeringsstenger. Det er for øvrig mer sannsynlig at trykkarmeringen korroderer, da denne ligger i underkant av tverrsnittet.

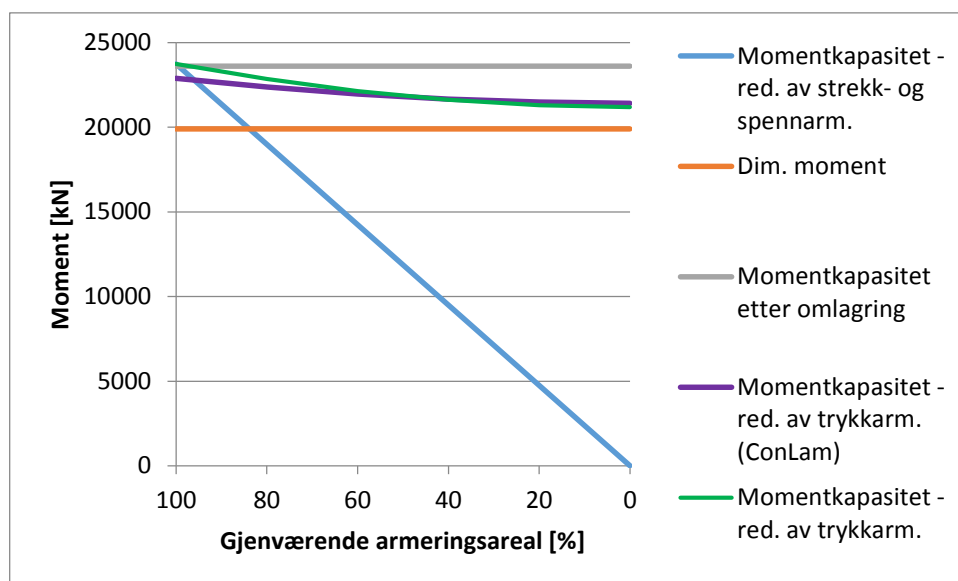


Figur 159: Momentkapasitet over støtte i akse 9 ved prosentvis reduksjon av armeringsareal.

Ved omtrent 40 % gjenværende trykkarmeringsareal vil tverrsnittet bli overarmert, og flyter dermed ikke ved brudd.

7.7.2.1.9 Støttemoment i akse 10

Støtte i akse 10 er høyt utnyttet med utnyttelsesgrad på 0,99 allerede i uskadet tilstand, da den tar opp det omlagrede bøyemomentet fra feltet mellom akse 10 og 11. Figur 160 viser hvordan momentkapasiteten reduseres når strekk- og trykkarmeringen korroderer uavhengig av hverandre. Støtten er spennarmert, og det vil være sannsynlig at strekk- og spennarmeringen korroderer samtidig. Full reduksjon av øvre lag av strekkarmeringen tilsvarer 80 % av det totale strekkarmeringsarealet. Full reduksjon av øvre lag av spennarmeringen tilsvarer 25 % av det totale spennarmeringsarealet. Figuren viser at kapasiteten reduseres hurtigere når både slakk- og spennarmering korroderer samtidig. Allerede ved 97 % av gjenværende armeringsareal vil kapasiteten overskrides. Tverrsnittet er underarmert ved full reduksjon av trykkarmering, og vil flyte ved brudd.



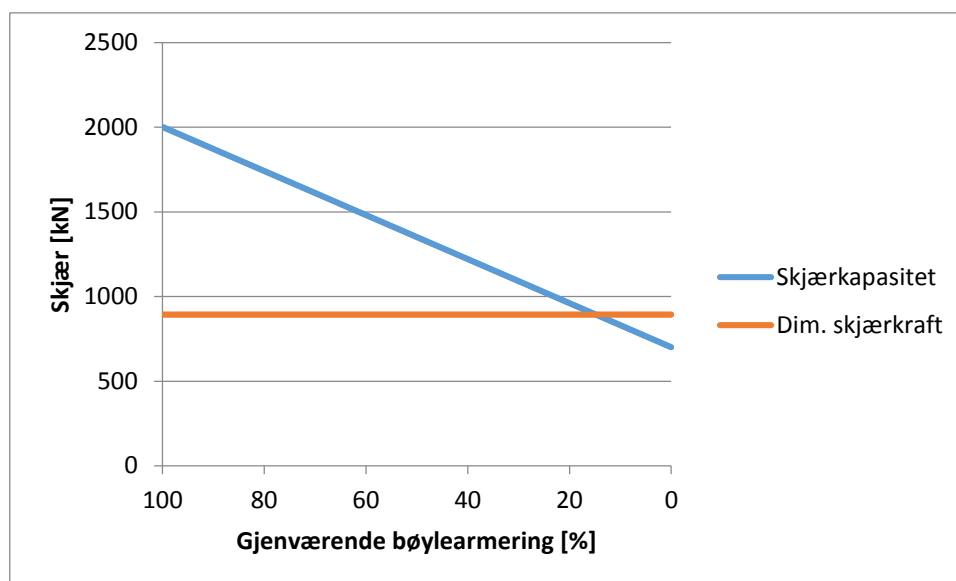
Figur 160: Momentkapasitet over støtte i akse 10 ved prosentvis reduksjon av armeringsareal.

7.7.2.2 Skjærkapasitet

Skjærarmeringen, i form av bøylor, ligger utenfor lengdearmeringen og vil derfor begynne å korrodere først. På grunn av sitt tynne tverrsnitt er bøylene i tillegg mer utsatt for korrosjonsangrep. I henhold til NS 3473 er skjærkapasiteten for skjærbøylene basert på en beregningsmodell hvor det oppstår riss som danner 45° i forhold til bjelkeaksen. Antall bøylor som krysser risset vil avgjøre hvor stort kapasitetsbidraget fra skjærarmeringen blir. I sidefeltene er bjelken i tillegg armert med skrå stenger som bidrar til økt skjærkapasitet. Disse stengene har samme tykkelse som lengdearmeringen, og ligger lenger inne i tverrsnittet. Stengene vil derfor være mer beskyttet mot korrosjon enn bøylene. Hovedfeltet er kun skjærarmert med bøylearmering og vil være mer ømfintlig for armeringskorrosjon enn sidefeltene.

7.7.2.2.1 Skjær i akse 1 til 4

I uskadet tilstand har skjærkapasiteten i akse 1 til 4 en utnyttelsesgrad på 0,45, og har dermed en del å gå på før skjærkapasiteten overskrides. Figur 161 viser hvordan skjærkapasiteten avtar i takt med reduksjon av bøylearmering. Av Figur 161 ser man at bøylearmeringen kan reduseres helt ned til at kun 17 % av armeringsarealet gjenstår, før kapasiteten er nådd. Armeringsbøylene er lagt parvis med senteravstand på 100 mm. Dermed vil 14 bøylor krysse risset. Et tap på 83 % tilsvarer at alle de 14 bøylene får en reduksjon av effektiv diameter på 4,6 mm. Årsaken til at kapasiteten ikke går mot null er at man etter NS 3473 [4] kan regne med bidrag fra både betongen og slakkarmeringen på strekksiden.

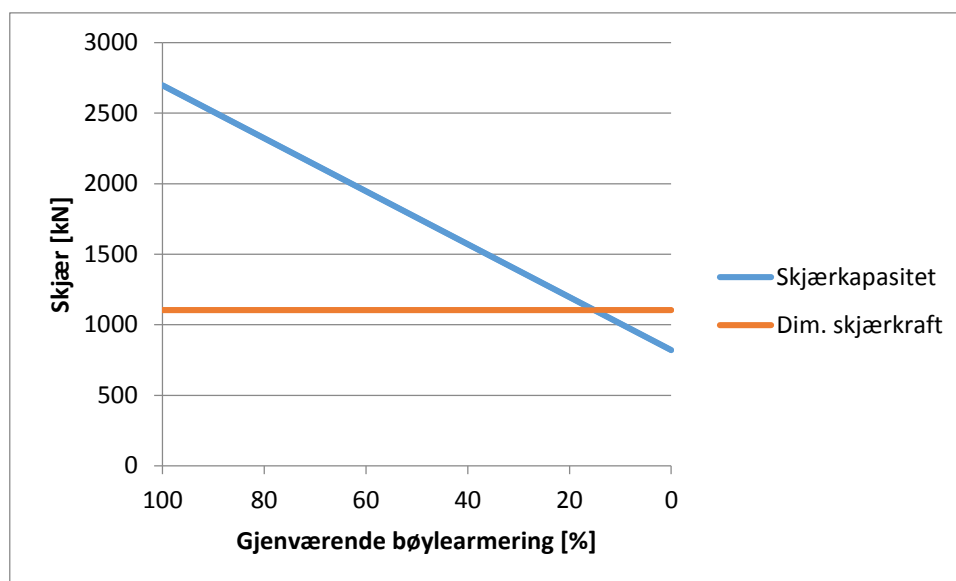


Figur 161: Skjærkapasitet i akse 1 til 4 ved prosentvis reduksjon av armeringsareal.

Ved bruinspeksjonen våren 2015 ble det meislet inn til én bøyle på le-siden av bjelken, ved søyle i akse 3. Som nevnt i Kapittel 6.2.2 *Spesialinspeksjon våren 2015*, var det ingen synlige tegn til korrosjon på denne bøylen. Kloridprøve P1 tatt i dette punktet viser imidlertid 0,281 % Cl og 0,262 % Cl for henholdsvis 0 til 20 mm og 20 til 40 mm inn i bjelken. Overdekningen til bøylen ble målt til 40 mm, og prøveresultatet er dermed over den kritiske grensen på 0,25 % Cl av betongvekten. Dette kan tyde på at kloridinitiert korrosjon likevel kan være sannsynlig i dette feltet. Rambøll har tatt kloridprøve på sidekant av bjelken i akse 3 + 1 m (P24 og P25), som også viser at dette kan være tilfelle.

7.7.2.2.2 Skjær i akse 5 til 8

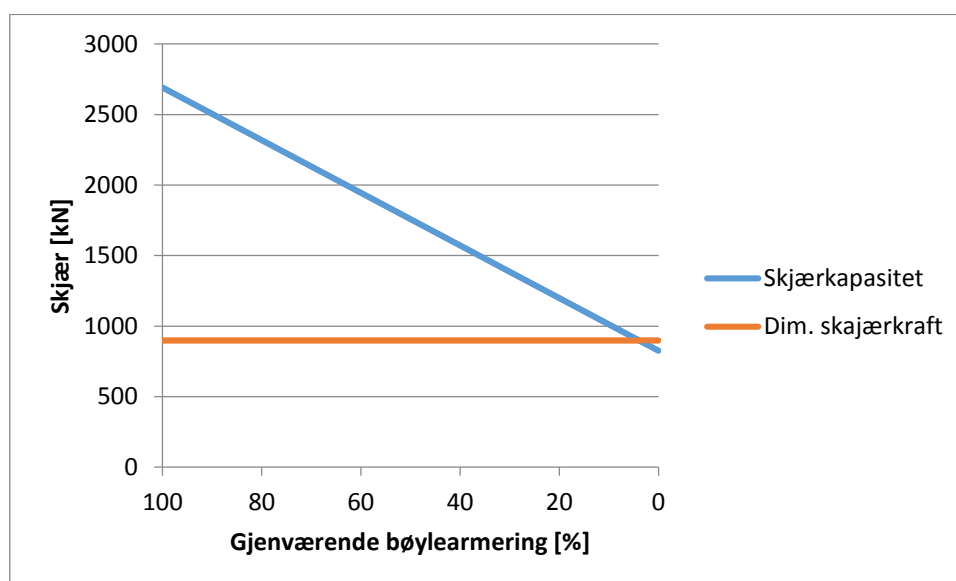
I uskadet tilstand har skjærkapasiteten i akse 5 til 8 en utnyttelsesgrad på 0,41, og har også en del å gå på før skjærkapasiteten overskrides. Figur 162 viser hvordan skjærkapasiteten avtar i takt med redusert bøylearmering. Av figuren ser man at bøylearmeringen kan reduseres helt ned til kun 16 % av armeringsarealet gjenstår. I dette snittet er armeringsbøylene lagt parvis med en senteravstand på 150 mm. Dermed vil det også her være 14 bøyler som krysser risset, da tverrsnittshøyden er større. Et tap på 84 % tilsvarer at alle de 14 bøylerne får en reduksjon av effektiv diameter på 4,6 mm.



Figur 162: Skjærkapasitet i akse 5 til 8 ved prosentvis reduksjon av armeringsareal.

7.7.2.2.3 Skjær i akse 9

I likhet med akse 1 til 8, har akse 9 mye å gå på når det gjelder skjærkapasitet. Utnyttelsesgraden i uskadet tilstand er på 0,33, og skjærkapasiteten overskrides ikke før omtrent 5 % av bøylearmeringen gjenstår. Figur 163 viser hvordan skjærkapasiteten avtar i takt med redusert bøylearmering.



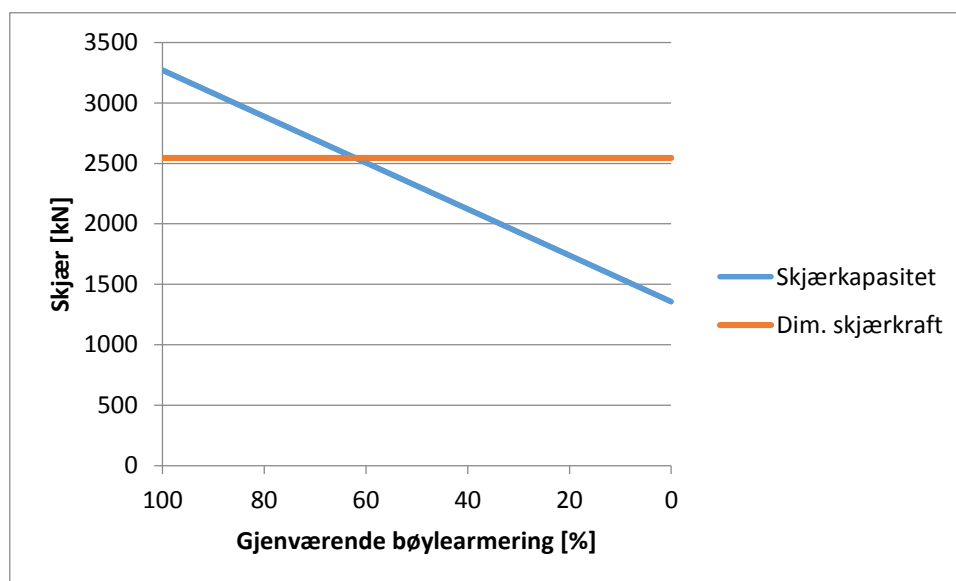
Figur 163: Skjærkapasitet i akse 9 ved prosentvis reduksjon av armeringsareal.

Det er hverken tatt kloridprøver på sidekant av brubjelken, eller registrert noen andre skader i området rundt akse 9.

7.7.2.2.4 Skjær i akse 10 til 11

Av skjærberegningene er det akse 10 og 11 som er høyst utnyttet, med en utnyttelsesgrad på 0,78 i uskadet tilstand. Hovedfeltet er kun skjærarmert med vertikale bøylere, så det er

naturlig at utnyttelsesgraden er høyere her. Figur 164 viser hvordan skjærkapasiteten avtar i takt med redusert bøylearmering. Av figuren ser man at bøylearmeringen kan reduseres til omtrent 60 % av armeringsarealet gjenstår, før kapasiteten er nådd.



Figur 164: Skjærkapasitet i akse 10 til 11 ved prosentvis reduksjon av armeringsareal.

En senteravstand på 120 mm betyr at omtrent 20 bøyler krysser risset. Et tap på 40 % tilsvarer at alle 20 bøyler får en reduksjon av effektiv diameter på 5,0 mm.

7.7.2.3 Skjær i tverretning

I tverretningen er plata ikke skjærarmert, og skjærkapasiteten er overskredet allerede i uskadet tilstand. Utnyttelsesgraden er på 1,55 i sidefeltene mellom akse 1 til 10. Ved reduksjon av lengdearmeringsarealet vil kapasiteten synke ytterligere. Antas det en reduksjon på 1 mm av den effektive diameteren, vil skjærkapasiteten synke fra 103 kN/m til 96 kN/m, og utnyttelsesgraden stiger til 1,67.

Det er rimelig å anta at reduksjon av armeringsareal på grunn av korrosjon kan sees i sammenheng med bortfall av betongoverdekning. Reduseres betongoverdekningen samtidig som det effektive armeringsarealet reduseres med 1 mm, synker kapasiteten ytterligere til 88 kN/m. Dette gir en utnyttelsesgrad på 1,82, som er en kapasitetsoverskridelse på over 80 %. Dette vil være kritisk for plata.

7.7.2.4 Torsjonskapasitet

Det er ikke blitt gjort en kapasitetsvurdering av torsjonskapasiteten i skadet tilstand, da kapasiteten allerede i uskadd tilstand er overskredet i hovedfeltet. Både bøyle- og lengdearmeringen er allerede ikke tilstrekkelig. Ved reduksjon av armeringstverrsnitt vil kapasiteten overskrides ytterligere.

8 KONKLUSJON OG VIDERE ARBEID

Mange bruer i Norge har et betydelig skadeomfang, og trenger ekstra oppfølging. Denne oppgaven har tatt for seg Nerlandsøybrua, som er ei slank bru utsatt for et værhardt klima på kysten av Sunnmøre. Faren for korrosjonsskade er tilstede, og spørsmålet om den skal rehabiliteres eller rives vurderes. Formålet med oppgaven var:

- Kapasitetskontroll av uskadd bru i henhold til gjeldende regelverk for gamle og nye bruer
- Beskrivelse av skadeomfang, basert på tilstandsrapport samt egen befaringsprøvetaking og registrering
- Kapasitetskontroll basert på kartlagt skadeomfang

Opgaven baserer seg på ferdigbrutegninger fra Dr. techn. Olav Olsen, som har gitt grunnlaget for både modelleringen av brua i NovaFrame, samt kapasitetsberegninger. Arbeidet med modelleringen i analyseprogrammet NovaFrame versjon 5 har vært en tidkrevende prosess. Programmet gir til gjengjeld viktig erfaring innen bruken av FEM-analyse (Finite Element Method) og programvare. Lastvirkningene på brua er bestemt i henhold til Håndbok R412 *Bruklassifisering* [2], som skal anvendes på eksisterende bruer. Håndboken er kompatibel med de nasjonale standardene som var gjeldende før innføringen av Eurokoden, kapasitetskontrollen er derfor basert på NS 3473 *Prosjektering av betongkonstruksjoner* [4]. Lastmodellen er beregnet med virkning fra egenlast, vertikal trafikklast, vindlast, temperaturlast og deformasjonslast. For et mer nøyaktig resultat bør også virkninger fra de horisontale trafikklastene inkluderes i modellen.

Skadeomfang

Rambøll utførte i 2011 en spesialinspeksjon av Nerlandsøybrua, som inneholdt materialundersøkelser og registrering av skadeomfang. Materialundersøkelsen påviste at betongen var i liten grad karbonatisert, med karbonatiseringsdybde i hovedsak lik 0 mm. Resultater fra kloridmålinger viste derimot en varierende grad av kloridinntrengning i betongen. Kloridinnholdet varierer mye avhengig av hvor på brua prøvene er tatt, men viste tendenser til høyest kloridinntrengning på nordsiden av brua. En årsak til dette kan være at denne siden ligger i le for vær og vind. Sørsiden, som ligger på lo-siden, blir regelmessig «vasket» av regnvann og viser lavere kloridinnhold enn le-siden. Elementer som er i direkte kontakt med sjøvann viser også et høyere kloridinnhold. Brua er preget av avflakende overflatebehandling, avskallende betong, punktskader, rustutslag og synlig korroderende bølgearmoring. Armering er blottlagt flere steder på grunn av avskalling av den lave betongoverdekningen. Inspeksjon av bruoverbygningen viser at skadeomfanget er størst i felt nærmest endene av brua, og avtar mot midten. Rissdannelse i midtfelt er registrert i alle felt. Skadeomfanget på fundamentene, som er i direkte kontakt med sjøvann, er størst på nordøstlig side.

Egen befaring utført våren 2015 omfattet sidefeltene fra Akse 1 til 7. Materialundersøkelser fra egen befaring av brubjelken mellom Akse 2 og 3, støtter opp Rambølls resultat om høyst kloridinntrengning på nordsiden av brua. Undersøkelsene gir også antydning til at kloridinnholdet har økt siden Rambølls inspeksjon, som tilsier at virkningen av det katodiske anlegget reduseres stadig. Inspeksjonen avdekket en stor grad av avflaking og skader på overflatebehandlingen, i forbindelse med riss og fuktskader. Dekkmalning over anodebånd forsvinner gjerne først, og det er brudd på sølvtråd flere steder. Corroteam [13] målte i 2011 for lav spenning på det katodiske anlegget. Anleggets effekt på kloridinntrengning kan dermed være redusert. Inspeksjon av underside brubjelke avdekket at bøyle- og lengdearmering var utført med et nesten 10 mm åpentrom mellom hverandre. Det kan spekuleres i hvor god strømovertøringen er i slike punkt. Bortmeisling av betongoverdekning, og undersøkelse av lengdearmering i underkant av brubjelken, viste imidlertid en lav grad av korrosjon på lengdearmeringen. Med hensyn til Rambølls målinger av kloridinnhold og registrering av skadeomfang var det forventet å finne en viss grad av armeringskorrosjon. Katodisk beskyttelse ser dermed ut til å hindre initiering av korrosjonsprosessen, selv med høyt kloridinnhold. Analyseresultater fra kloridprøver er vurdert ut fra samme fargekoder som Rambøll benyttet i sin rapport. Det viser seg at røde tall, som er definert som *Sannsynlighet for kloridinitiert armeringskorrosjon*, ikke gir et godt nok bilde av faresituasjonen. I Kapittel 6.1.3.1 *Initiering gjennom klorider* gir Tabell 46 en annen inndeling og klassifisering av korrosjonsrisikoen for ulikt kloridinnhold. Denne gir en *Svært stor* risiko ved kloridinnhold på et enda lavere nivå enn røde tall i Rambølls fargekodning, se Tabell 50. Det kunne dermed vært fordelsmessig å undersøke muligheten for en ny klassifisering eller fargekodning. Klassifiseringen burde inneholde kloridnivåer som gir en mer reell risikovurdering, med hensyn til kloridinitiert armeringskorrosjon på katodisk beskyttet betongkonstruksjoner. Litteraturstudie gav innsikt i farene rundt pittingkorrosjon. Pittingkorrosjon, eller groptæring, kan være vanskelig å oppdage, og kan være kritisk for kapasiteten i det punktet på konstruksjonen det forekommer. Pittingkorrosjon kan nemlig tære bort mye av armeringsdiameteren lokalt. Flere inspeksjoner kan dermed være anbefalt for å avdekke eventuell groptæring.

Kapasitetskontroll

Det er utført en kapasitetskontroll av bruoverbygningen i bruddgrensetilstand for prosjektert, uskadet tilstand og skadet tilstand. Kapasitetskontroll i skadet tilstand viser hvordan kapasiteten *kan* reduseres ved ulike tilfeller av korrosjon. Moment- og skjærkontroll er utført i alle felt, og ved alle støtter fra akse 1 til 11. Torsjonskontroll er kun utført i hovedfeltet, da møteplassen tillater eksentrisk plassering av vogntoglast. På bakgrunn av de registrerte skadene og antagelser om korrosjonsomfang er det gjort en vurdering av i hvilken grad skadene påvirker kapasiteten. Det er valgt å se på to tilfeller; bortfall av betongoverdekning og reduksjon av armeringstverrsnitt. Bortfall av betongoverdekning har mest å si for kapasiteten i tverretning, da tverrsnittshøyden til plata er mindre enn tverrsnittshøyden i lengderetning. Videre oppsummeres tilstanden i uskadet og skadet tilstand.

Resultatene fra kapasitetsberegningene viser at kapasiteten er overskredet i flere snitt for belastning med bruksklasse Bk 10 T50. For feltene i akse 1 til 4 viser beregningene at kapasiteten er overskredet i uskadet tilstand, med en utnyttelsesgrad på 1,13. På grunn av høy utnyttelsesgrad over støttene i samme snitt er det ikke mulig med momentomlagring. Det er registrert flere skader i feltene mellom akse 1 til 4, det er dermed sannsynlig at kapasiteten er redusert.

Momentkapasiteten i hovedfeltet er i henhold til beregningen tilstrekkelig, da tverrsnittet er underarmert og kapasiteten over støtte 10 og 11 er stor. Feltmomentet kan dermed omlagres. Reduksjon av armeringsareal viser at kapasiteten avtar hurtig når spennarmeringsarealet reduseres samtidig som den mellomliggende slakkarmeringen. Armeringskorrosjon kan derfor være kritisk i dette området. Det er imidlertid registrert minimalt med skader på overflaten, og kloridprøvene i hovedspennet er alle under 0,25 % Cl av betongvekten. Resterende felt og støtter har tilstrekkelig momentkapasitet i uskadet tilstand.

Skjærkapasiteten i lengderetning er tilstrekkelig i alle snitt. Av kapasitetskontrollen er det akse 10 og 11 i hovedspennet som er mest utnyttet, med en utnyttelsesgrad på 0,78. Ved reduksjon av armeringsareal vil skjærkapasiteten overskrides ved 60 % gjenværende armeringsareal.

For torsjonsmomentet er trykkbruddkapasiteten tilstrekkelig, da utnyttelsesgraden er innenfor kravet. Den er derimot høyt utnyttet, med en utnyttelsesgrad på 0,96. Ved reduksjon av betongoverdekning på undersiden av tverrsnittet vil utnyttelsesgraden stige til 0,98. Reduseres i tillegg overdekningen på sidene av tverrsnittet, fås en økning av nødvendig lengdearmering på 7,5 %, og utnyttelsesgraden er oppe i 1,2.

I tverretning er skjærkapasiteten overskredet i alle snittene langs brua, og spesielt kritisk er det for sidefeltene der plata er på sitt slankeste. Bortfall av betongoverdekning i underkant av bruplata er sannsynlig. Dette medfører også at armeringen lettere kan bli eksponert for klorider. Reduseres betongoverdekningen samtidig som det effektive armeringsarealet reduseres med 1 mm, vil utnyttelsesgraden være oppe i 1,82. Dette gir en kapasitetsoverskridelse på over 80 %. Dette vil være en kritisk situasjon for plata, da det er registrert bom-skader på undersiden av bruplata i sidefeltene, som igjen gjør dette til en sannsynlig situasjon.

Totalvurdering og videre arbeid

Nerlandsøybrua er tydelig preget av slitasje, og lokalbefolkningen som daglig benytter seg av den skulle nok gjerne sett at utfartsåren deres bestod av to kjørefelt. En totalvurdering tilsier at Nerlandsøybrua ikke er tilstrekkelig dimensjonert i henhold til NS 3473 [4] for bruksklasse Bk 10 T50. Dagens tilstand er heller ikke i tråd med dagens krav til bestandighet. I henhold til utførte kapasitetskontroller, vil armeringskorrosjon ha en alvorlig effekt på konstruksjonens bæreevne. Graden av korrosjonsskade ser derimot ikke ut til å være like stor som først antatt. Armeringskorrosjon er likevel en trussel for konstruksjonens bestandighet, og rehabilitering og vedlikehold må påregnes. Dersom det er ønskelig å forlenge bruas levetid er det flere ulike tiltak som kan vurderes:

- Kontroll for lavere bruksklasser og eventuell nedjustering
- Dimensjonering og kapasitetskontroll av søyler og fundament
- Rissviddekontroll i bruksgrensetilstand. Da rissvidden etter Håndbok R412 [2] bør vurderes ved middels eller høy kloridbelastning og planlagt restlevetid større enn 25 år.
- Systematisk og detaljert materialundersøkelser for en bedre kontroll av omfanget av armeringskorrosjon. Dette er særlig viktig med hensyn til pittingkorrosjon.
- Bedre utstyr til bruk i inspeksjon og materialundersøkelser
- Kloridprøver bør innhentes fra flere sjikt for en mer fullstendig kloridprofil innover i betongen.
- Studie og undersøkelse med hensyn til virkningsgraden og optimalisering av katodisk beskyttelse.
- Reparasjon og opprustning av den katodiske beskyttelsen, da den viser seg å ha en effekt på kloridinntrengning og graden av armeringskorrosjon. Utskifting av elektronikken til nyere og enklere type vil gi en mer stabil drift og tidligere varsling om feil som må utbedres. Slik kan man få en bedre oppfølging av anlegget.
- Vurdere lysregulering for bedre kontroll av trafikkferdsel over brua
- Montering av større dryppnese for å hindre malingsavskalling og betongskader

9 REFERANSER

- [1] Statens vegvesen, Håndbok N400 *Bruprojektering*, 2015
- [2] Statens vegvesen, Håndbok R412 *Bruklassifisering*, 2003
- [3] Statens vegvesen, Håndbok 136 *Inspeksjonshåndbok for bruer*, 2000
- [4] Standard Norge, NS 3473: *Prosjektering av betongkonstruksjoner, Beregnings- og konstruksjonsregler*, 2003
- [5] Standard Norge: NS-EN 1990:2002+NA:2008: Eurokode: *Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner og NA Endringsblad A1*, 2002
- [6] Standard Norge, NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008: Eurokode 1: *Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger*, 2002
- [7] Standard Norge, NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009: Eurokode 1: *Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster*, 2009
- [8] Standard Norge, NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008: Eurokode 1: *Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster, Termiske påvirkninger*, 2008
- [9] Standard Norge, NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Eurokode 2: *Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, 2004
- [10] Standard Norge, NS-EN 1992-2:2005+NA:2010: Eurokode 2: *Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 2: Bruer*, 2005
- [11] Den Norske Ingeniørforening, NS 427 A *Betongarbeider*, 1963
- [12] Rambøll Norge AS, *Beregningsrapport og Rapport fra spesialinspeksjon – 15-0997 Nerlandsøybrua*, Statens vegvesen, 2011
- [13] Corroteam AS, *KB-anlegg region midt – Nerlandsøybrua*, Statens vegvesen, 2011
- [14] Dr. techn. Olav Olsen AS, *Bøylelister for Sør-Vanylven bro. Herøy*, 1966/67
- [15] Dr. Ing. A.Aas-Jakobsen, *NovaFrame version 5, User's Guide*, 2011
- [16] Svein Ivar Sørensen, *Betongkonstruksjoner – Beregninger og dimensjonerende etter Eurokode 2*, Tapir Forlag, 2010
- [17] Svein Ivar Sørensen, *Betongkonstruksjoner – Dimensjonering etter NS 3473/1989*, Tapir Forlag, 1989
- [18] Jan Arve Øverli og Svein Ivar Sørensen, TKT 4222 *Concrete Structures 3 – Compendium*, Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU, 2013
- [19] Stefan Jacobsen, TKT 4215 – *Concrete Technology 1*, Department of Structural Engineering NTNU, 2011
- [20] Håvard Johansen, NTNU, KT 6003 *Prosjektering av bruer 1 – Praktisk prosjektering av etteroppspente betongbruer*, Statens vegvesen, Vegdirektoratet, 2013
- [21] NTNU, Formelsamling TKT 4220 *Betongkonstruksjoner 2*, 2010

- [22] SINTEF Byggforsk, 520.061 *Armeringskorrosjon*, 2009, <http://www.sintef.no/byggforsk/> (Hentet 28.04.2015)
- [23] SINTEF Byggforsk, 520.063 *Alkalireaksjoner i betong, Skademekanisme og regelverk ved nybygging*, 2007, <http://www.sintef.no/byggforsk/> (Hentet 28.04.2015)
- [24] Hans Stemland, *Betongkonstruksjoners livsløp DP2-B3 Styrkeberegning ved korrosjonsskader*, SINTEF Bygg og miljø, 2000
- [25] Norsk Betongforening, Publikasjon nr. 6: *Skjærkapasitet for plater med konsentrerte laster*, 1978
- [26] Norsk Betongforening, Publikasjon nr. 31: *Bestandighet av betongkonstruksjoner – Del 1: Skadeårsaker*, 2003
- [27] Reidar Kompen, Aage Blankvoll, Claus K. Larsen, Bernt Kristiansen, Bjørn Bonsak og Jon Halden, Publikasjon nr. 87: *OFU Gimsøystraumen bru – Anbefalinger for inspeksjon, reparasjon og overflatebehandling av kystbruer i betong*, Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet, 1998
- [28] Norcem-Heidelberg cement group, *God betong er bestandig*, <http://www.norcem.no/dokumentarkiv> (Hentet 29.04.2014)
- [29] Eva Rodum, Kapittel 13 *Bruer og kaier*, Statens vegvesen, 2011
- [30] Eivind Arne Rettedal Kvinge og Espen Randen, *ConLam – Et beregningsprogram for dimensjonering av betongbjelker med utenpåliggende, pålimt karbonfiberforsterkning*, Masteroppgave, NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk, 2015
- [31] Adolf Pucher, *Einflussfelder Elastischer Platten/Influence Surfaces of Elastic Plates*, Springer-Verlag, 1964
- [32] Webster M.P., *The assessment of corrosion-damaged concrete structures*, Ph.D. thesis, School of Civil Engineering, University of Birmingham, 2000
- [33] Holly I. og Bilcik J., *Effect of reinforcement corrosion on bond behaviour*, Procedia Engineering, 2013
- [34] Tahershamsi M., *Anchorage of corroded Reinforcement in Existing Concrete Structures*, Licentiate thesis, Chalmers University of Technology, 2010
- [35] Rodriguez J., Ortega L.M. og Casal J., *Corrosion of reinforcing bars and service life of reinforced concrete structures: Corrosion and bond deterioration*, International Conference on Concrete Across Borders, 1994
- [36] Congqi Fang, Karin Lundgren, Liuguo Chen og Chaoying Zhu, *Corrosion influence on bond in reinforced concrete*, Cement and Concrete Research, 2004
- [37] Abdullah A. Almusallam, Ahmed S. Al-Gahtani, Abdur Rauf Aziz og Rashe-eduzzafar, *Effect of reinforcement corrosion on bond strenght*, Construction and Building Materials, 1996
- [38] Kamyab Z. Hanjari, Karin Lundgren og Dario Coronelli, *Bond capacity of severely corroded bars with corroded stirrups*, Chalmers University of Technology and Politecino di Milano, 2011

- [39] Andrés A. Torres-Acosta, Sergio Navarro-Gutierrez og Jorge Terán-Guillén, *Residual flexure capacity of corroded reinforced concrete beams*, Engineering Structures, 2007
- [40] Munthe-Kaas O., Beregning og dimensjonering av korrosjonsskadet betongbru – Vurdering av tilstand og bæreevne ril Nerlandsøybrua, Masteroppgave, NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk, 2014
- [41] Anda Y., Edvardsen S. B. og Mørk I., *Evaluering av betongbru med betydelig skadeomfang: Nerlandsøybrua i Møre og Romsdal*, Masteroppgave, NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk, 2014
- [42] Standard Norge,
<http://www.standard.no/KampanjeEurokoder?gclid=Cj0KEQjw6OOoBRDP9uG4oqzUv7kBEiQA0sRYBApG6g5CVBubPc2Th1xrRkKbb6D-R2RMf7PEp8FnVLcaAo5x8P8HAQ> (Hentet 15.03.2015)
- [43] Statens vegvesen, http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker/om-handbokene/om-handbokene?fast_title=Om+h%C3%A5ndb%C3%B8kene (Hentet 15.03.2015)
- [44] Klaartje De Weerd, NTNU, TKT 4175 *Bestandighet av betong*, Forelesning, 2015
- [45] Per Austnes Vegvesenet i Møre og Romsdal og Øystein Vennesland NTH, *Katodisk beskyttelse med ledende primer*, Våre vegger 20. årg. nr 8/93, 1993
- [46] Jarle Skoglund, *Nyutviklet katodisk beskyttelse for betongbruer: Kan overvåke utviklingen fra kontor-PC'en*, Våre vegger 19. årg. nr 2/93, 1993
- [47] Jan Magnus Østvik, Statens vegvesen, Vegdirektoratet, *Elektrokjemiske metoder ved reparasjon av betongkonstruksjoner*, Foredrag,
http://www.vegvesen.no/_attachment/182170/binary/349946 (Hentet 24.04.2015)
- [48] Det Store Norske Leksikon, https://snl.no/relativ_fuktighet] (Hentet 23.04.2015)

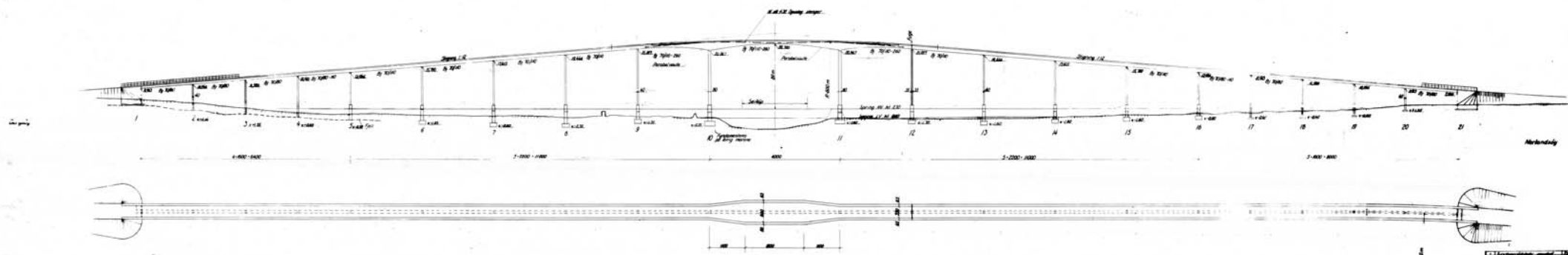
10 VEDLEGGSOVERSIKT

Vedlegg A	Ferdigbrutegninger
Vedlegg B	Resultater fra analysen i NovaFrame
Vedlegg C	Materialeegenskaper for betong, slakkarmering og spennarmering
Vedlegg D	Kryp og svinn i betongen
Vedlegg E	Tap fra kryp, svinn og relaksasjon i spennarmering
Vedlegg F	Vindlast
Vedlegg G	Temperaturlast
Vedlegg H	Bruddgrensetilstand - Lengderetning
Vedlegg I	Lastvirkning fra egenvekt - Tverretning
Vedlegg J	Bruddgrensetilstand - Tverretning
Vedlegg K	Rissviddemålinger og beregninger
Vedlegg L	Kloridprøver - Rambøll
Vedlegg M	Egenlastberegninger - NovaFrame
Vedlegg N	Laster og lastkombinering – NovaFrame

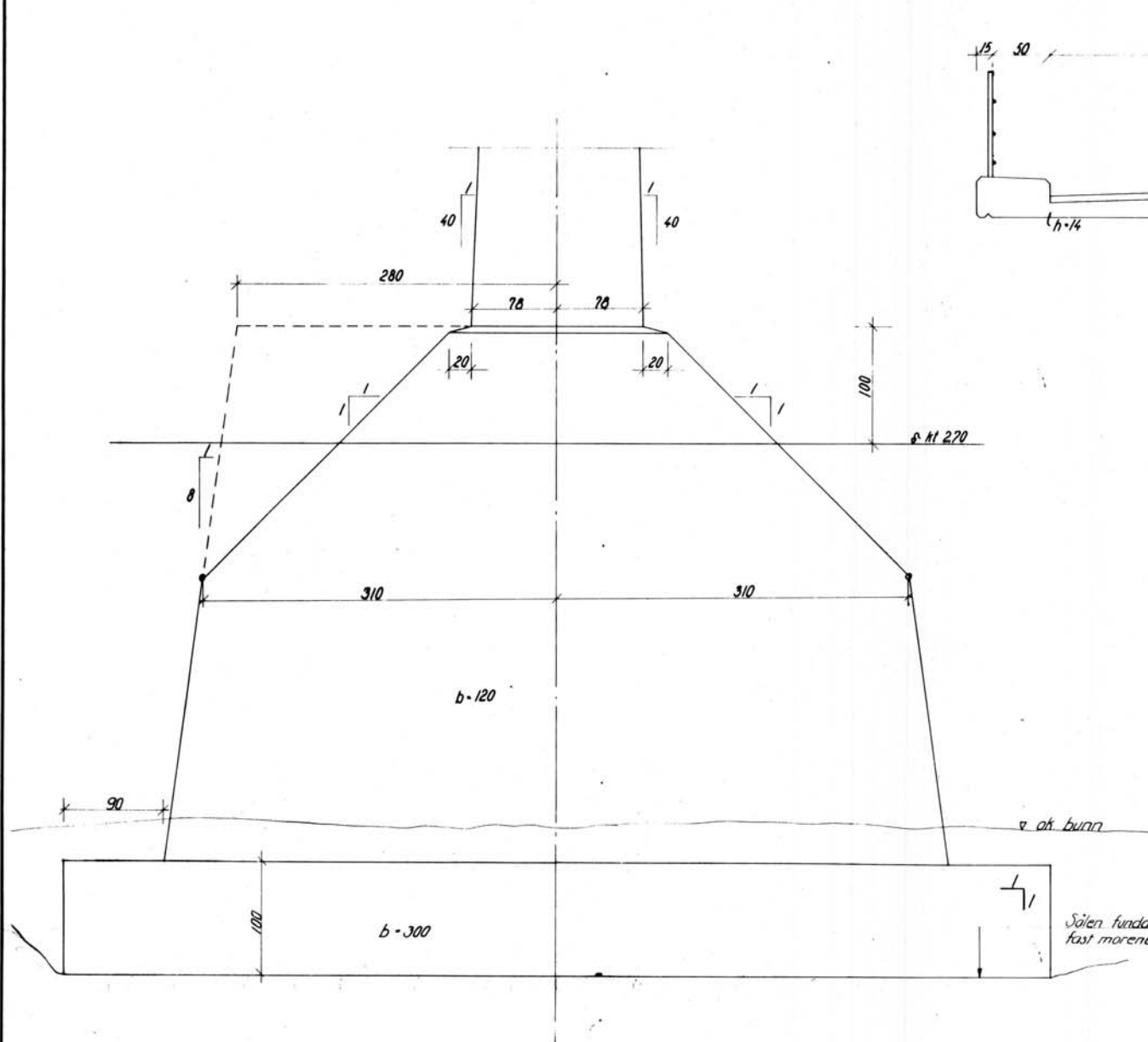
Vedlegg A

Ferdigbrutegninger

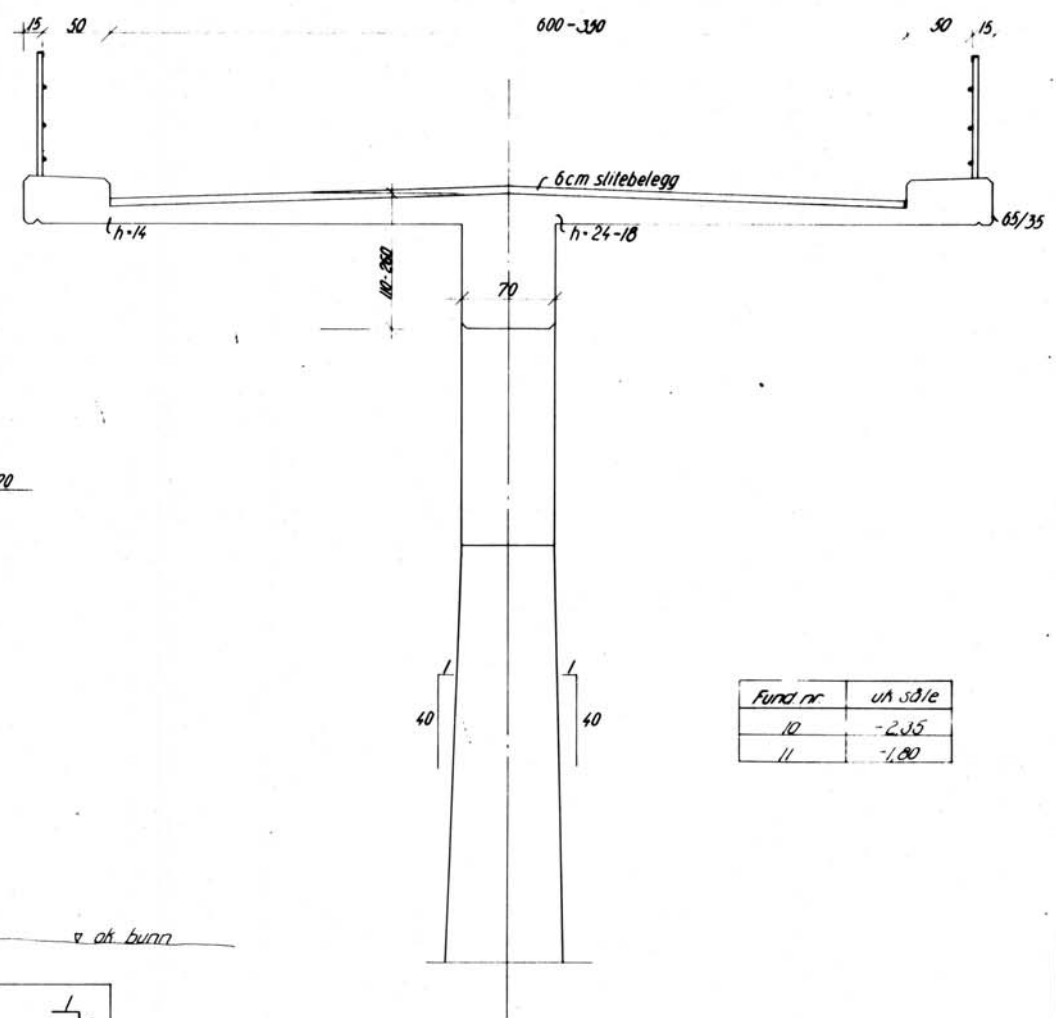
Tegning nr. 01:	Oppriss og plan
Tegning nr. 02d:	Snitt gjennom 16 og 22 m felt
Tegning nr. 03d:	Snitt gjennom 40 m felt
Tegning nr. 04a:	Landkar akse 21
Tegning nr. 05b:	Rekkverk og fugedetaljer
Tegning nr. 06:	Armering landkar akse 21
Tegning nr. 07:	Fundament og søyler 5-9, 12-16 og 17-20
Tegning nr. 08:	Fundament og søyler 5-9, 12-16 og 2-4
Tegning nr. 09a:	Armering fundament og søyler 17-20, 2-4
Tegning nr. 10e:	Armering søyler akse 5-9 og 13-16, samt fundament på fjell akse 5
Tegning nr. 11f:	Armering fundament og søyler i akse 10, 11 og 12
Tegning nr. 12d:	Fundament armering akse 5-9, 13-16 Landkar akse 1
Tegning nr. 13:	Landkar akse 1
Tegning nr. 14:	Armering landkar akse 1
Tegning nr. 15:	Armering brudekke
Tegning nr. 16a:	Armering bjelke 70/80
Tegning nr. 17:	Armering bjelke 70/80 ved landkar
Tegning nr. 18:	Forskaling og forspent armering i hoved- og sidespenn
Tegning nr. 21:	Armering bjelke 70/80-110 akse 4-5
Tegning nr. 22a:	Armering bjelke 70/110, 22 m spenn
Tegning nr. 23:	Armering 22 m spenn ved fuge
Tegning nr. 24:	Oppriss midtspenn
Tegning nr. 25:	Bjelke 70/110-260 akse 9-10 armering
Tegning nr. 26:	Bjelkearmering ved akse 9



1874
 No. 10-11
 Opposite of plan
 1874



Fundament 10 og 11

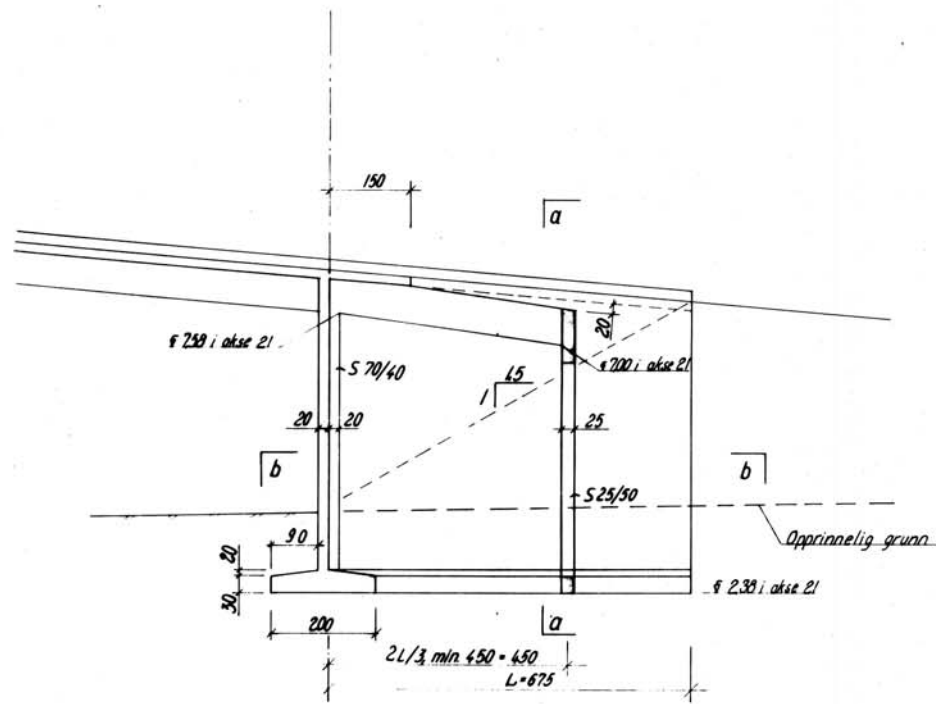


Fund nr	ut søle
10	-2,35
11	-1,00

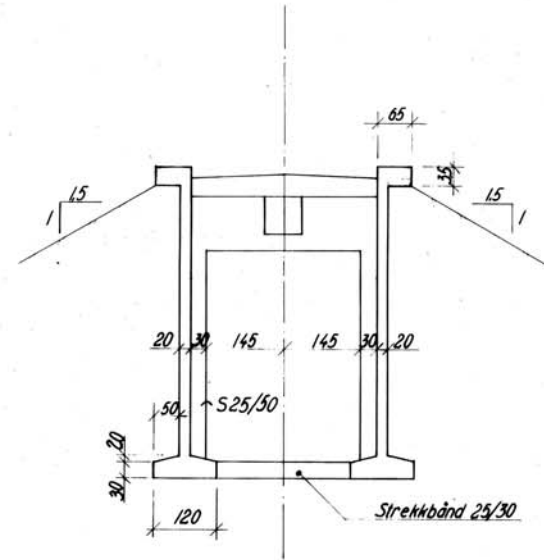
Søien fundamenteres på fast morene

Anm: Det er regnet med grunntrykk 25 t/m²

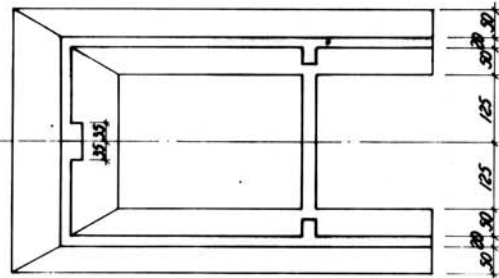
d	Fundamenthøyden korrigeret	PG. D.	26. 67
e	Ev. lags på søle	PG. D.	26. 67
f	Mål. 65 rettet til 50	PG. D.	26. 67
g	Øien mål. fundam.	Ø. J. K.	26. 67
Herøy Kommune		0.5	27. 65
Bru over Sør-Vaalen			
Snitt gjennom 40 m felt		1/20	
Dr. teckn. OLAV OLSEN			151-03 ^d
Dato ved 10. januar - 2002			
Prosjekt	Arbeid nr. 350	Arbeid nr. 350	Bl. 32
Dato			
Utkl. nr.	B		J



Langsnitt



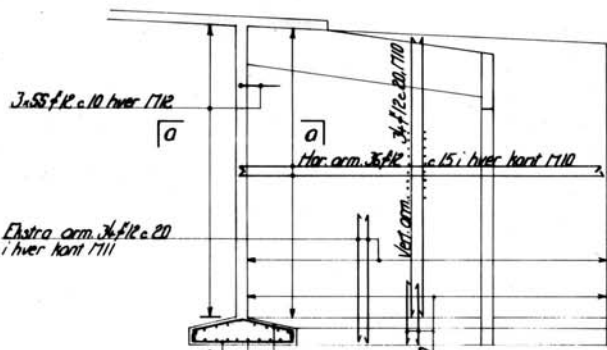
Snitt a-a



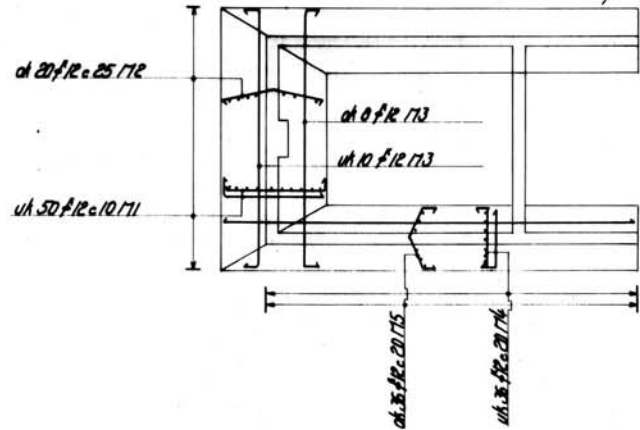
Snitt b-b

Anm:
 Under oppfylling med ikke-lelehivende masse
 må det vises varsomhet og fylles utvendig
 og innvendig samtidig.

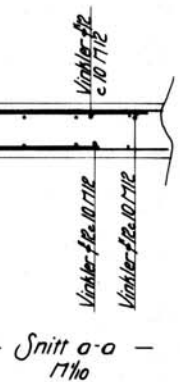
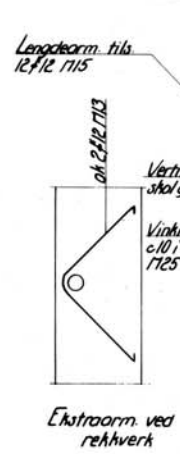
Prosjekt	Brosje på forreste side. Flere mål. etc.	Dr. Ing. K.	1916-68
Byggherrens navn	Herøy Kommune	Prosjekt nr.	O.S. 97-68
Byggherrens adresse	Bru over Sør-Vaulen	Skala	1/50
Byggherrens telefon	Landkar akse 21	Dr. Ing. K.	151-04 a
Byggherrens postadresse	Dr. Ing. K. OLAV OLSEN	Byggherrens	B
Byggherrens telefon	Stadsvei 10 - Lyse - telefon 33 77 57	Byggherrens	I
Byggherrens postadresse	Byggherrens	Byggherrens	



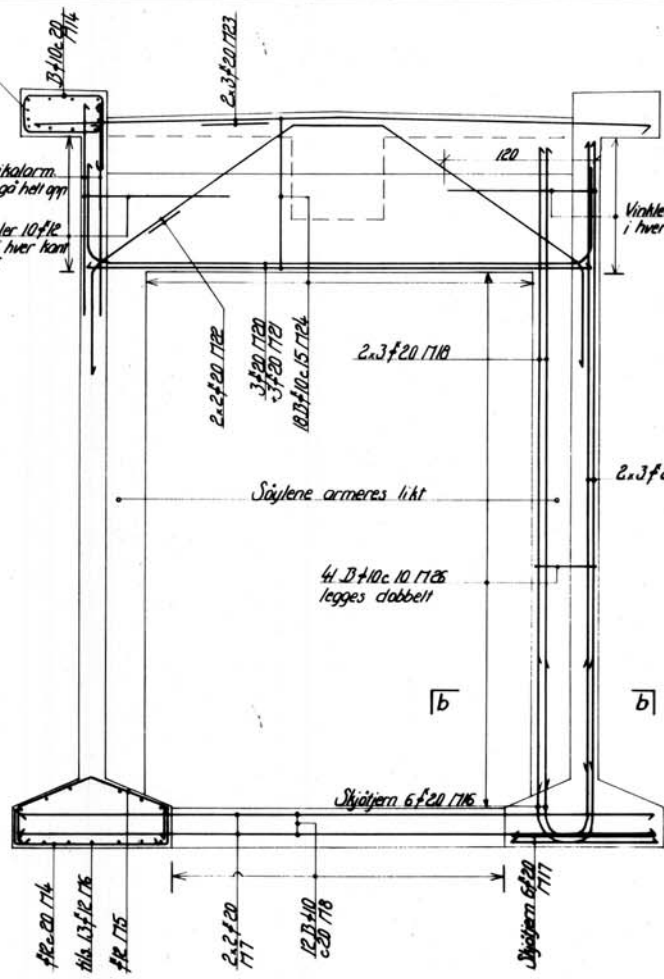
Vingemur 17150



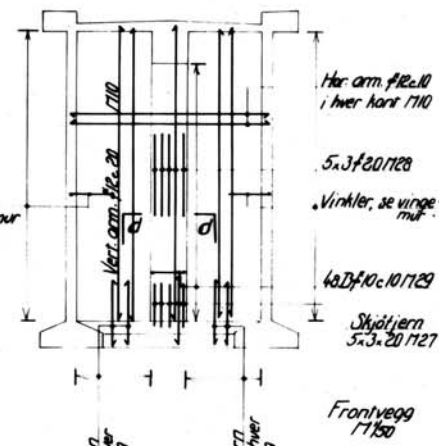
Fundamentplan 17150



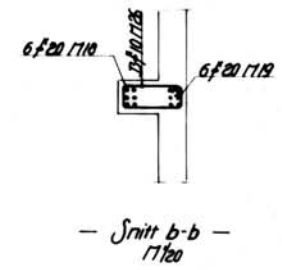
Snitt a-a 1710



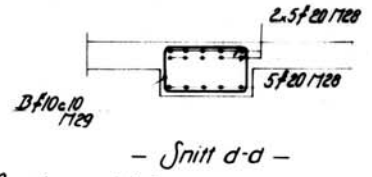
Tverrsnitt 17120



Frontvegg 17150



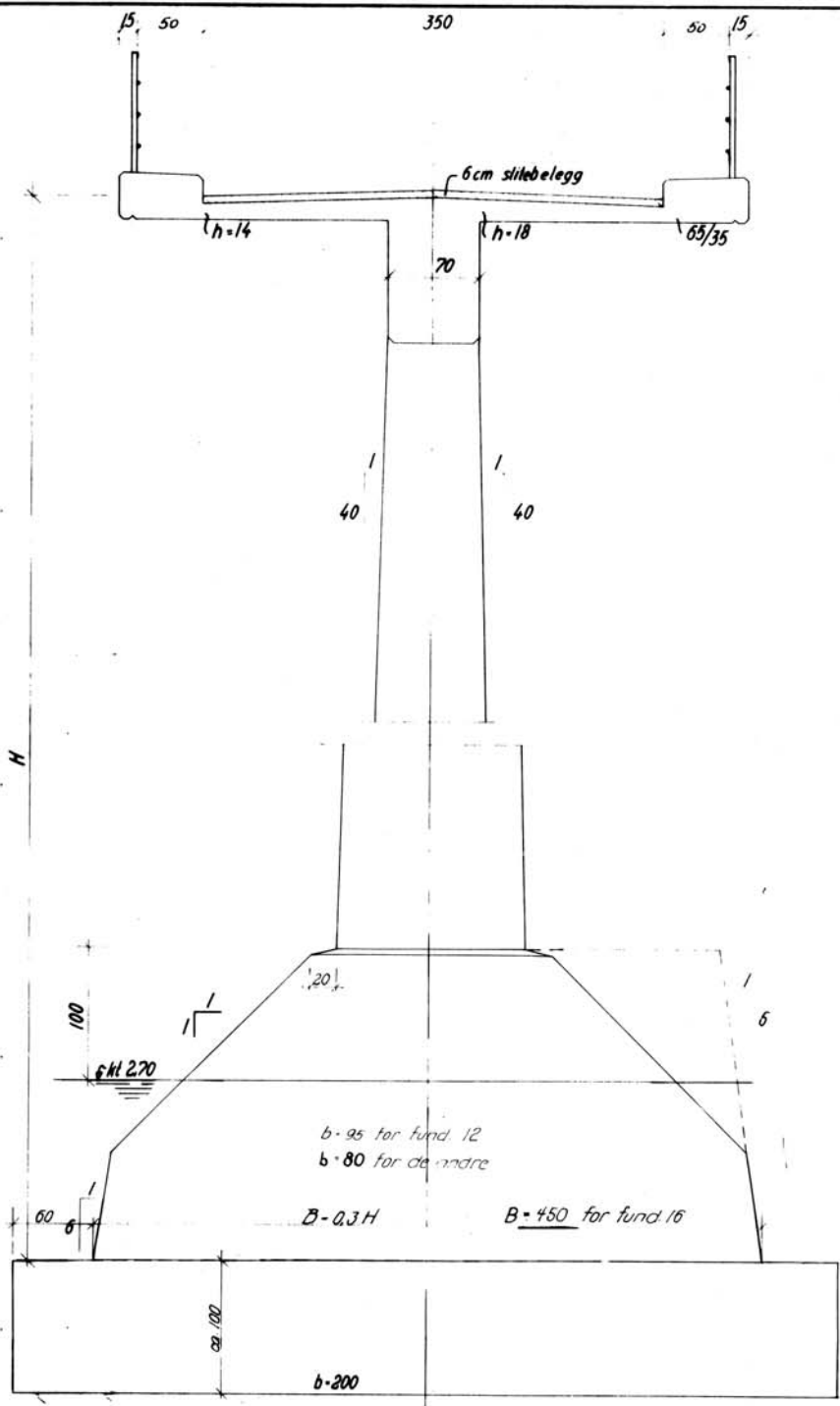
Snitt b-b 17120



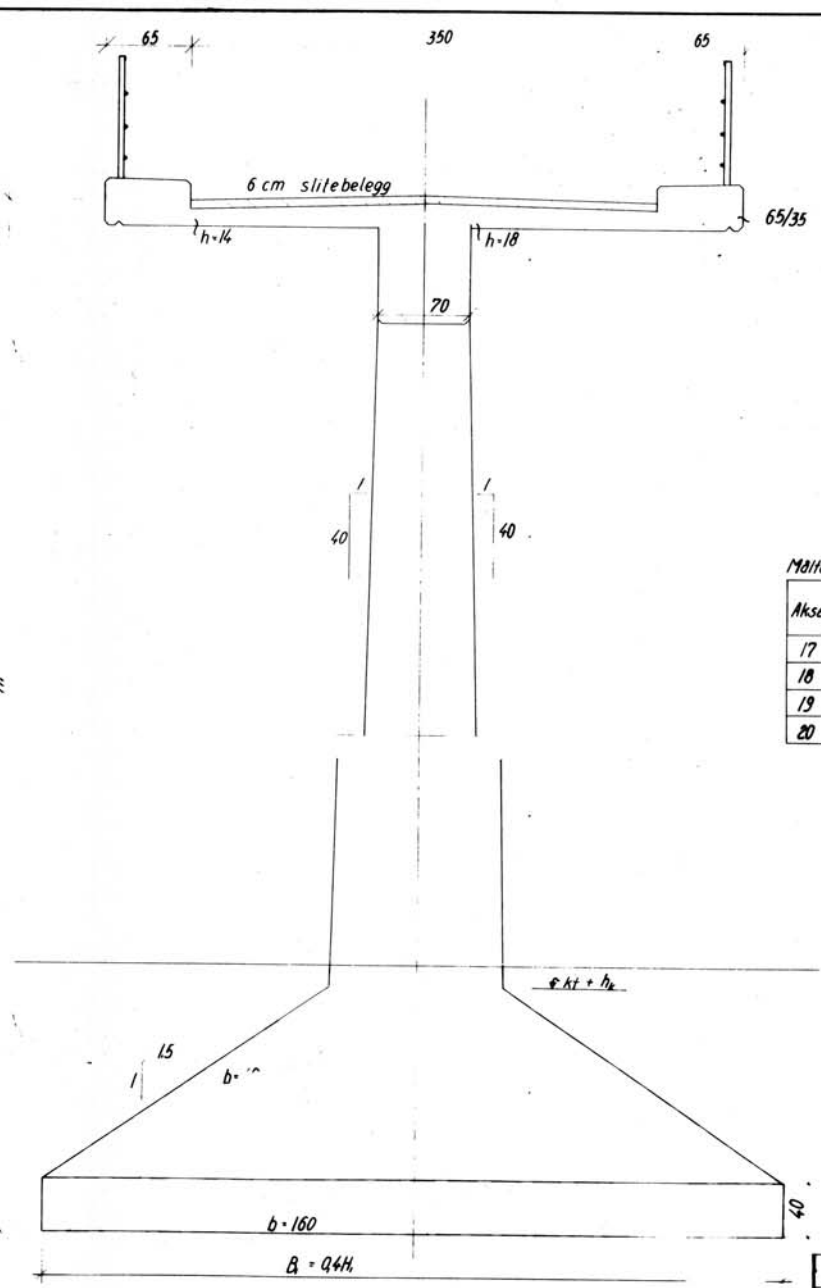
Snitt d-d

Armeringsoverdekning
5cm i fundamenter
2cm i vegger og dekker

Herøy Kommune		No. 03K	
Bro over Sør-Vaulen		1/50 1/20 1/10	
Armering		151-06	
Dr. techn. OLAV OLSEN		151-06	
Boks nr 10 - Lunde - Sandness 527757		151-06	
Utdragsnr.	Armering 1 250	Armering 2 38, 1 37	Utdragsnr. D I



Fundament 5-9, 12-16
 Alt fund. på søle



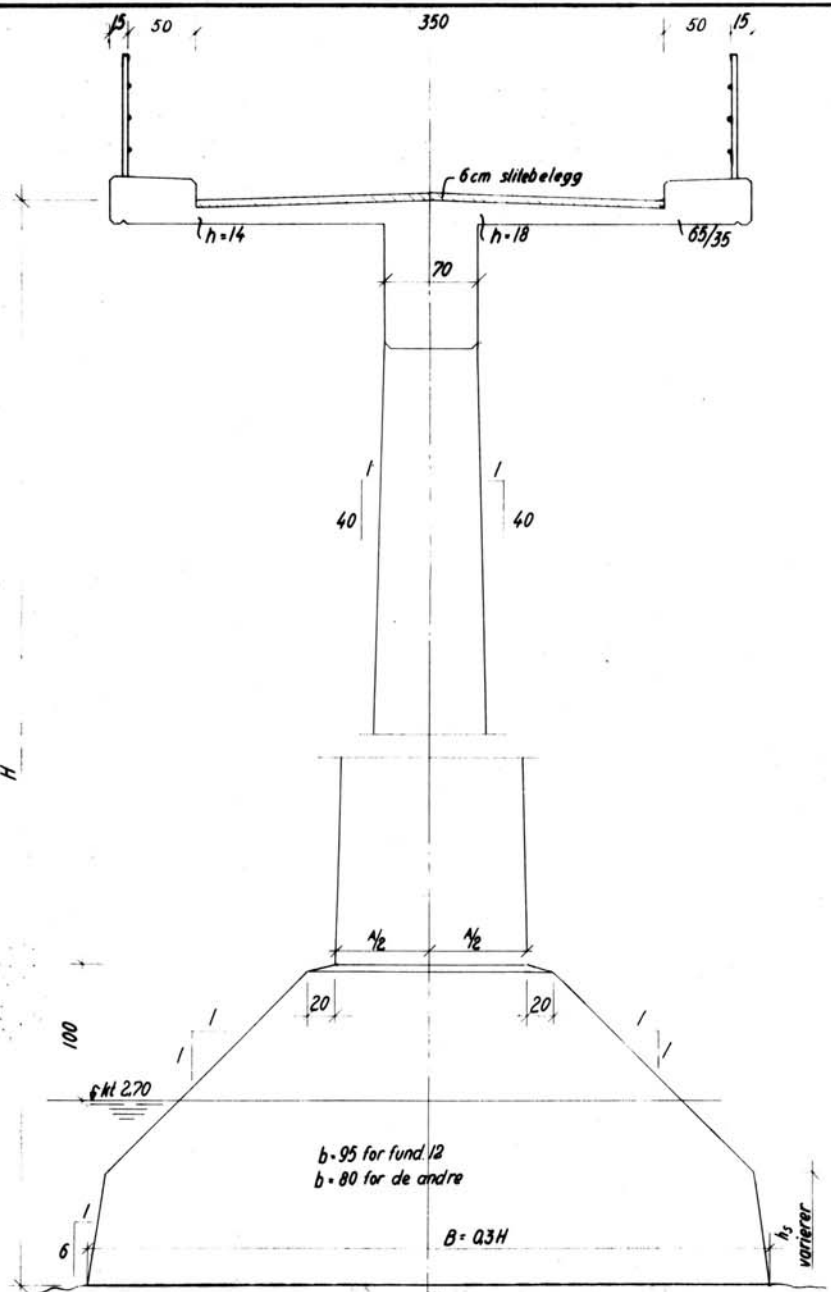
Fundament 17-20, 2-4. Alt fund. på søle

Måltabell:

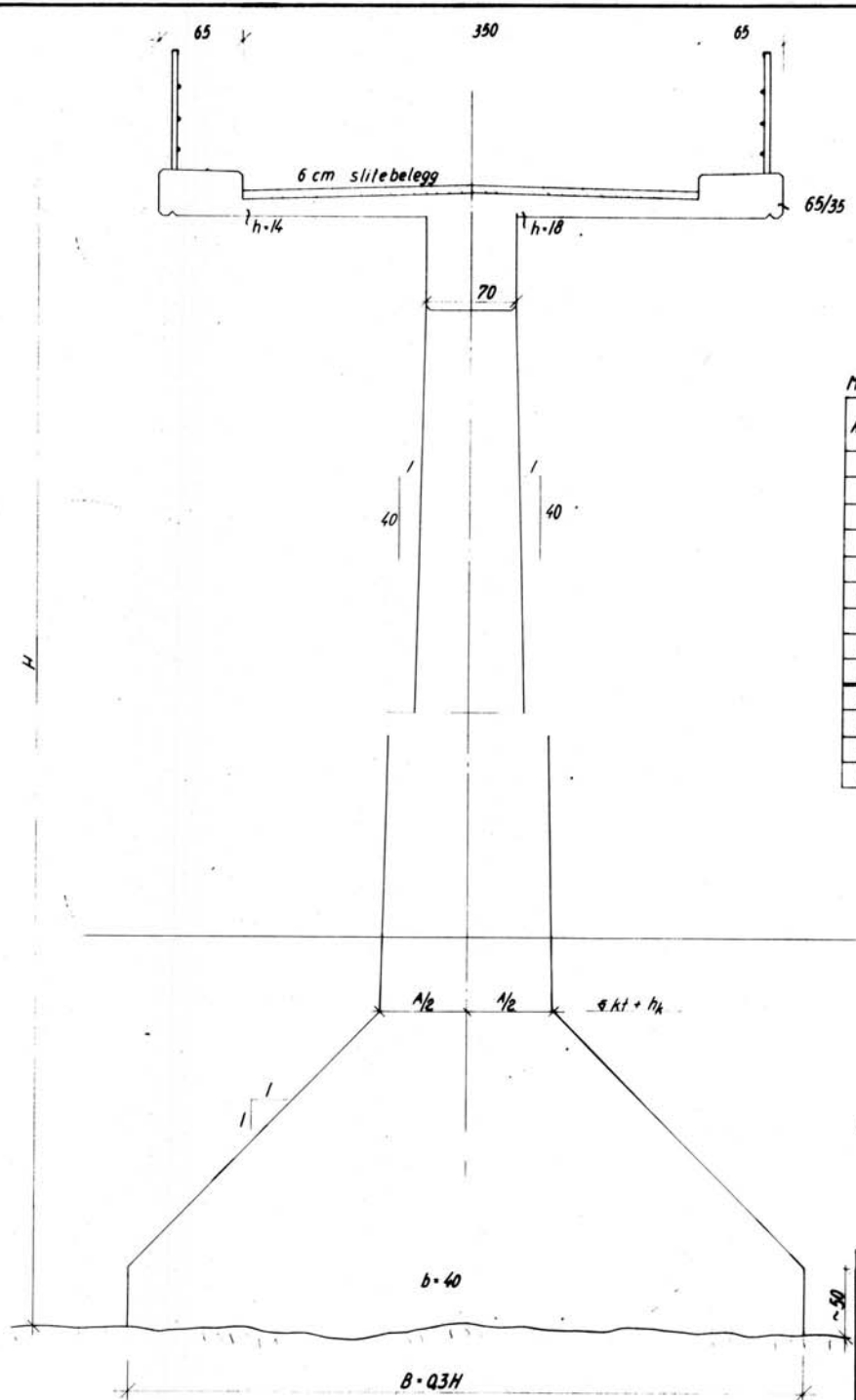
Akse	Antall uk søle	Søle bredde B	Søyle bredde A	Kote høyde h _k	Ulført uk søle
17	-0,4	575	130	145	-0,40
18	+0,2	500	120	165	-0,40
19	+0,7	425	110	190	-0,00
20	+1,7	325	100	290	1,55

Anm.: Hvis uk søle blir liggende på en annen kote enn antatt, må h_k tilpasses. Er forskjellen større enn 1 m, vil også B måtte forandres.

c	14 søle Fund 5, 9, 12, 16	PC D	0/6, 6/2
d	Fund. 6-9, 12-16	PC D	2/3, 5/2
c	Fund 6 og 7 inkludert	PC D	1/2, 0/1
b	16/1 65 rettel	PC B	2/2, 6/4
a	Måltabell, Anm etc.	Q J K	1/2, 6/4
Herøy Kommune		for 0,5	1/2, 6/4
Bru over Sør-Vaulen		for 1	1/2, 6/4
Alt fund på søle		for 1	1/2, 6/4
Fund og søyler 5-9, 12-16 og 17-20		for 1/20	1/20
Dr. techn. OLAV OLSEN		for 151-07	151-07
1948 nr 18 - Lørdag - Sundag 1377 07		for 1	1
Skrevet	16.10.48	Antagelse	1/20
Drøyt	16.10.48	for 1	1



Fundament 5-9, 12-16
Allt fund. på fjell



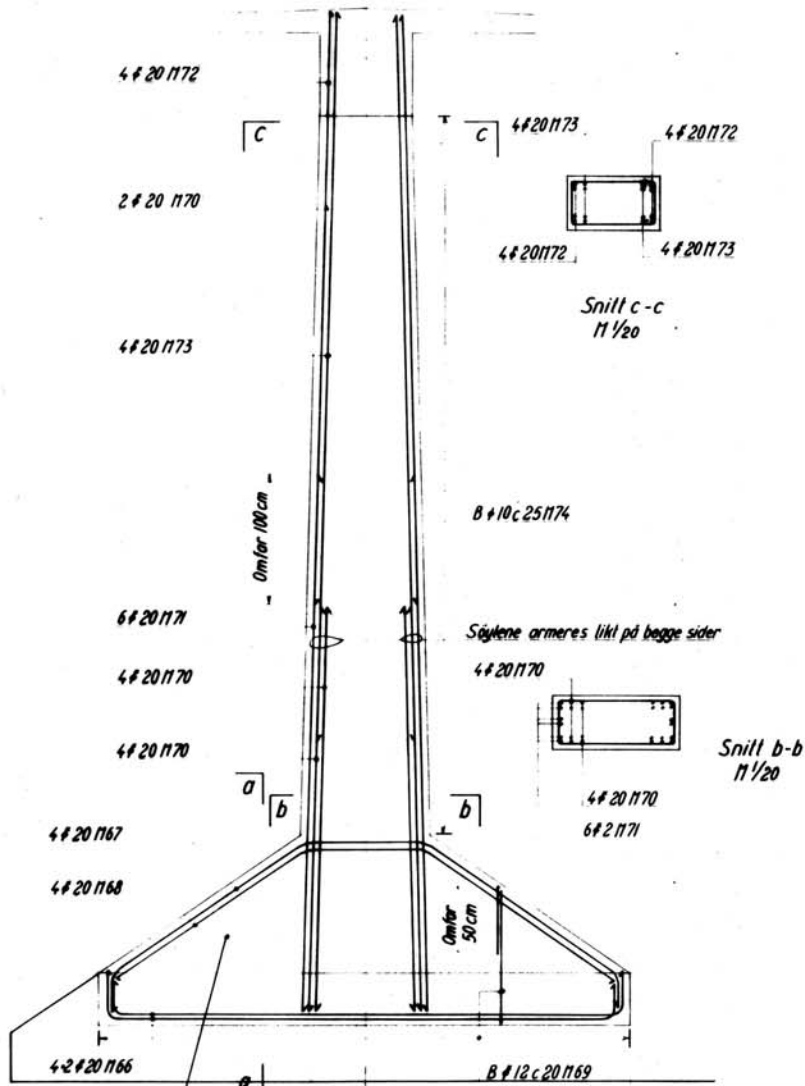
Fundament 2-4, 17-20, Allt fund. på fjell

Mållabel

Akse	Anfatt uk søle	Søle bredde B	Søle bredde A	Høyde h ₀ el. h ₁	Utgrt uk søle
5	+00	450	120	270	-0.50
6	+03	520	130	270	-1.05
7	-07	600	137	270	-2.60
8	-15	650	147	350	-2.70
9	+07	700	156	225	-1.70
12	+27	750	156	435	-1.70
13	+18	675	147	370	-1.60
14	+18	620	137	400	-1.60
15	-14	520	130	300	-1.60
2	+27	225	100	330	2.10
3	+08	350	120	245	1.35
4	+03	375	130	245	0.60
16					-0.00

Anm: Hvis uk søle blir liggende på en annen kote enn anfatt vil h₀ og h₁ måtte tilpasses.
Er forskjellen større enn 1 m, vil også B måtte forandres.

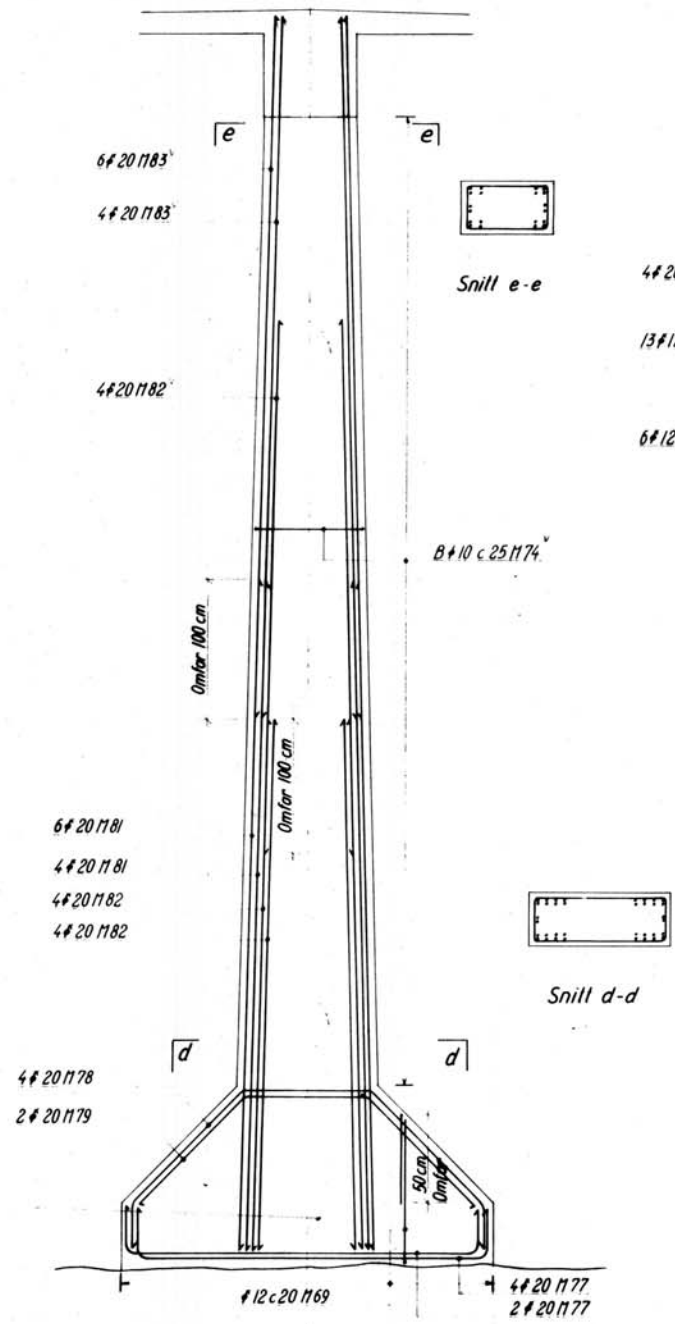
c	Revidert tekst	P.C.D.	15-67
	Mål 65 rettet	P.C.D.	18-66
	Mållabel, anm. etc.	O.H.	14-66
Herøy Kommune			05 12-40
Bru over Sør-Vaulen			
Allt fund på fjell			
Fund og søyler 5-9, 12-16 og 2-4			1/20
Dr. techn. OLAV OLSEN			151-08
Rita v. 10 - kontor - telefon 977 10			
	Arbeid		
	Prøve		



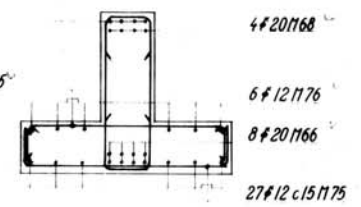
Fund. i akse 17-20 4 stk.
H.gj. snitt = 1/20

De fundament, som er høyere enn dette skal ha horisontal veggarm. #12 c 20 1165

Fund. 20 på land



Fund. i akse 2-4 3 stk.
H.gj. snitt = 1/10
Fund. 20 og 3 på land



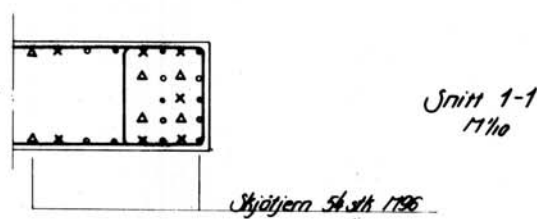
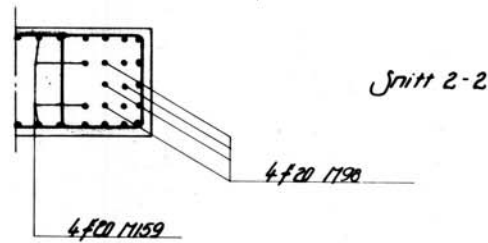
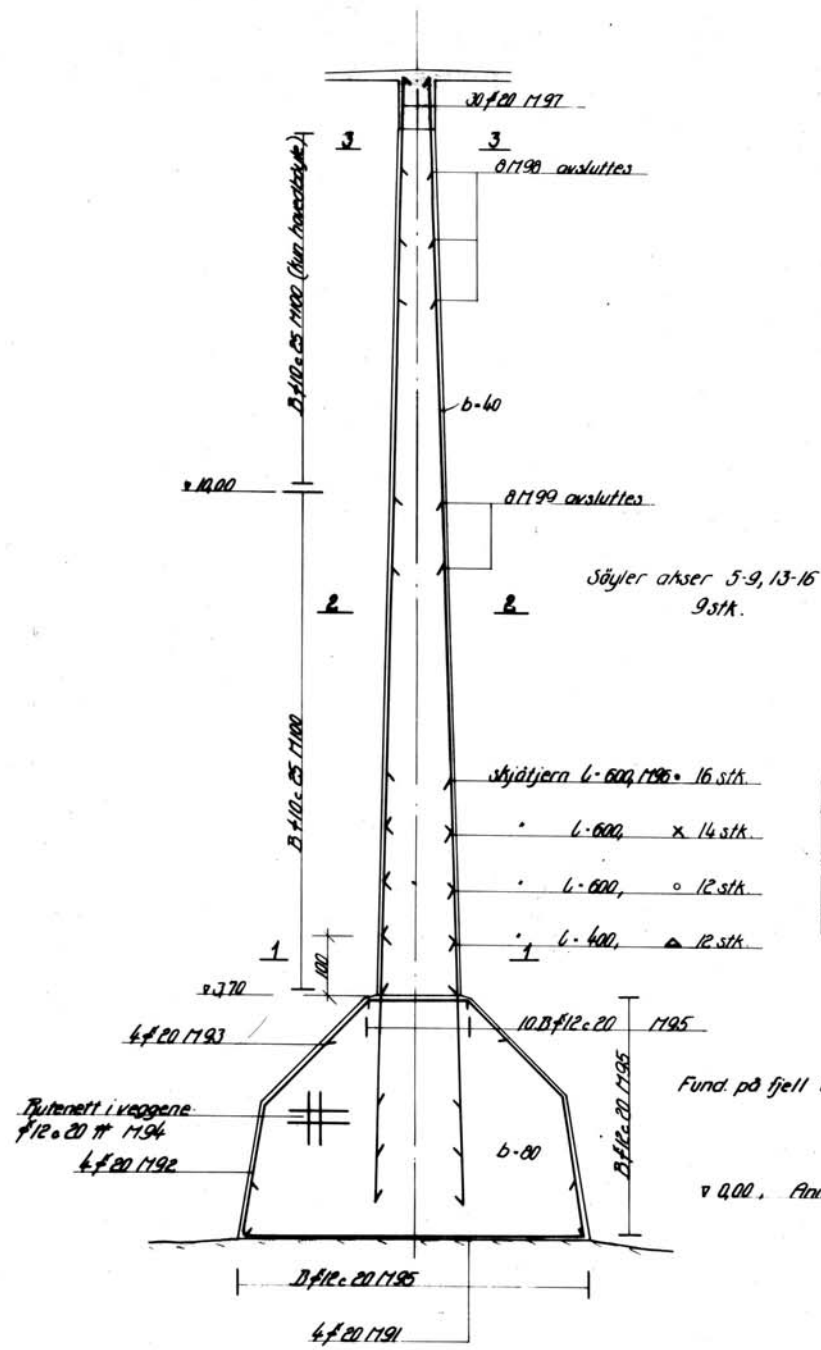
Snitt a-a

Snitt e-e

Snitt d-d

Anm
I søylene er #20 tenkt buntet eller parvis sammen.

Her. regnorm 1951		P.C.D.	1/20
Herøy Kommune		05	110-66
Bru over Sør-Vaulen			
Armering			
Fund. og søyler i akse 17-20, 2-4		1/20	
Dr. tekon. OLAV OLSEN		151	09
Steds. 18 - Lyder - Sandnes 5377 87			
Bygghet	Bygning 2	Armering	Utførelse
Dato	1950	10. 11. 57	B



Rutenett i veggene
#12 20 # 1194
4 #20 1192

Fund. på fjell akse 5.

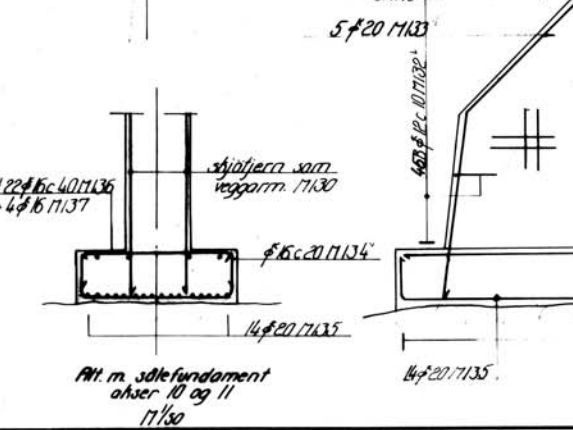
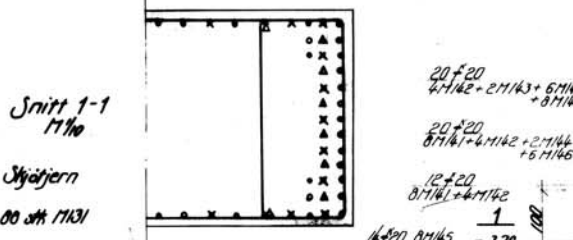
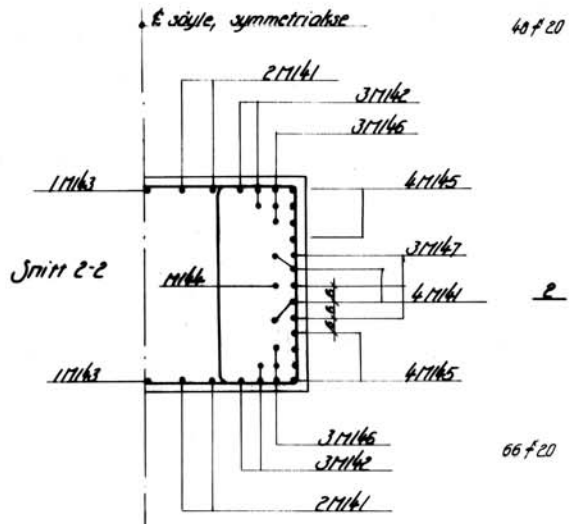
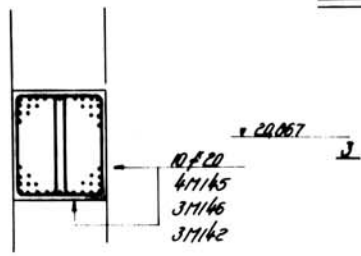
v 0,00. Anm, hvis uk. fund. ligger høyere enn Hf. 0,00 skal det innlegges mer fund. arm. og konsulenten skal vurderes.

Arm. av søyler aksler 5-9 og 13-16
Arm. av samholdende fundament på fjell
Søylefundamenter er armert på tegn. 151-12

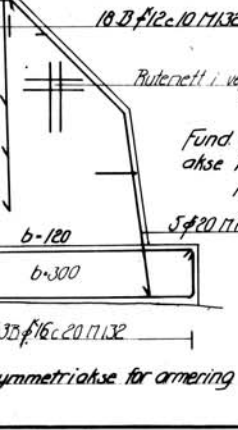
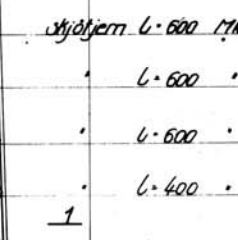
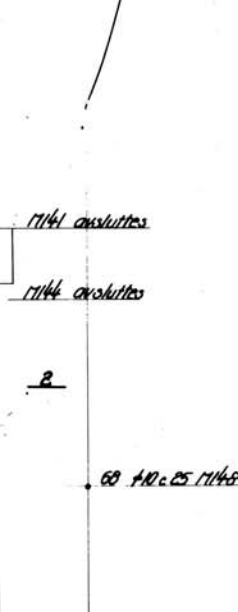
Overdekning i fund. 5 cm
søyle 35 cm

a	Bygghjelp	PC.D	150
d	1190 1199	PC.D	150
c	tegnung resident	PC.D	150
Herøy kommune			
Bru over Sør-Vaulen			
Armering			
Søyler aksler 5-9 og 13-16			
samt fund. på fjell akse 5			
Dr. Ingvald OLAV OLSEN			
151-10 e			
Herøy kommune			
Bru over Sør-Vaulen			
Armering			
Søyler aksler 5-9 og 13-16			
samt fund. på fjell akse 5			
Dr. Ingvald OLAV OLSEN			
151-10 e			

Snitt 3-3
17/20



M 145 og 146 avsluttes
M 143 og 142 avsluttes
M 147 avsluttes

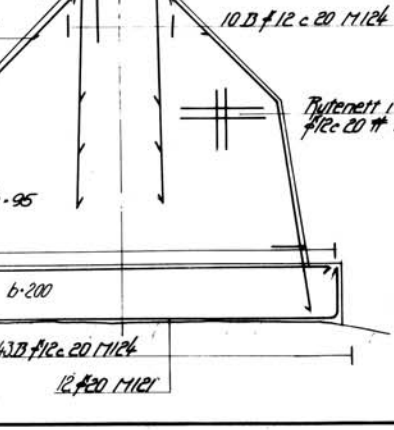
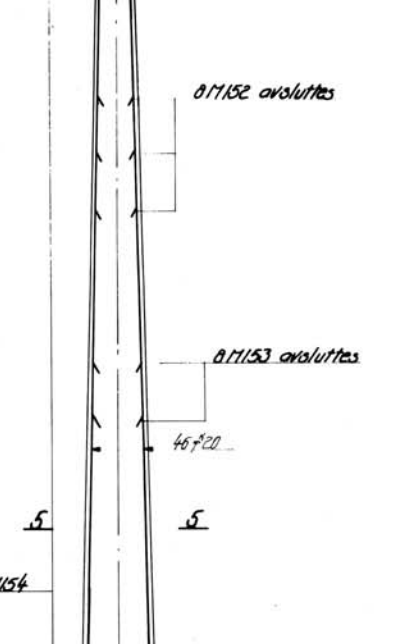


Søjlejern legges med 1,0 m omfar med skjotjern

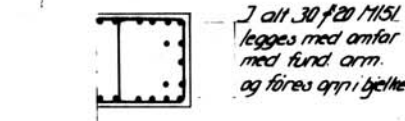
Fund og søyler akse 10 og 11 M 150

Symmetriakse for armering

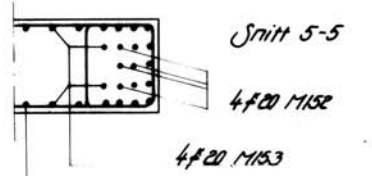
6



Rutenett i veggene f 12 c 20 f eller f 20 c 20 f m 130

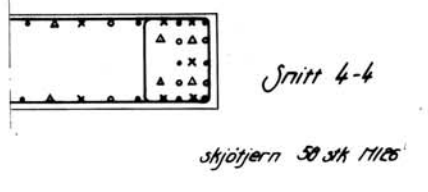


Snitt 6-6



Snitt 5-5

Sidearm i omfar med fund arm avsluttes etter søylerens bredde. M 134

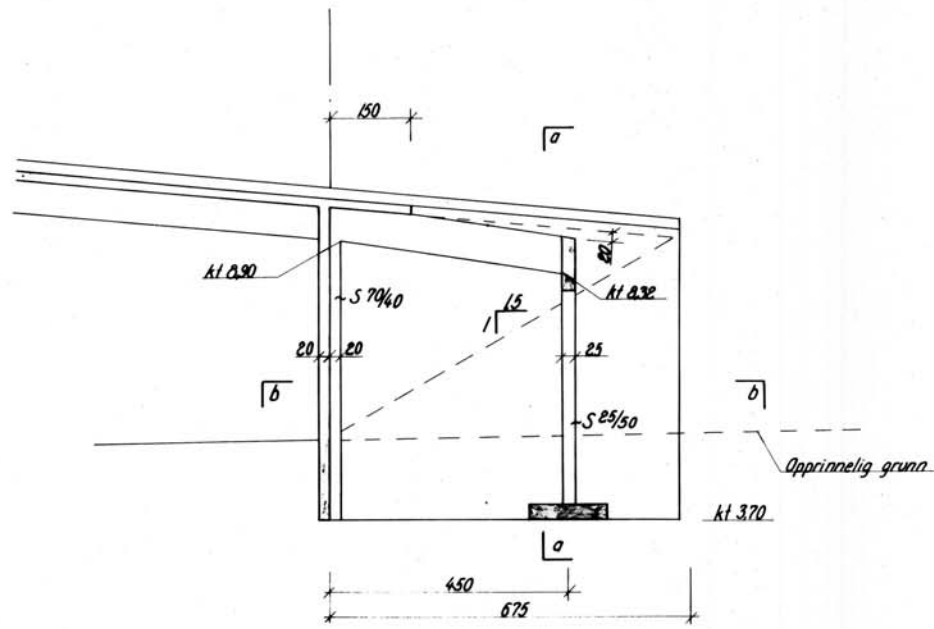


Snitt 4-4

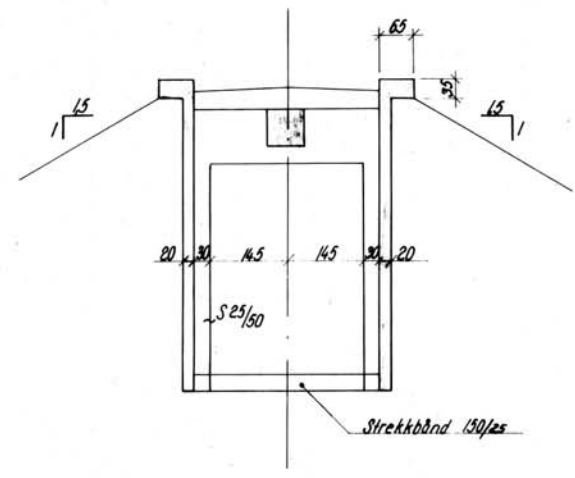
Overdekning i fund: 5 cm - søyle: 3,5 cm

Fund og søyler akse 12

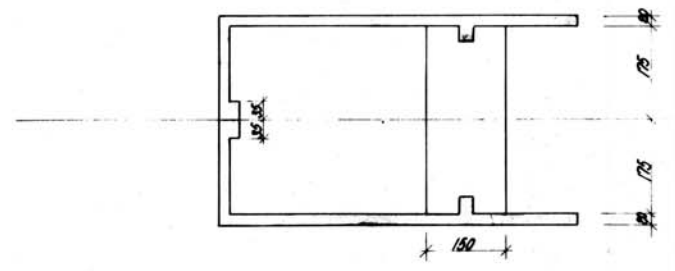
F	Nummerert søylearm	0.0	5/6-67
e	Ny søylearmring	P.C.D	5/6-67
d	Alfar m. sidearm akse 11 og 12	P.C.D	5/6-67
c	Teining revidert	P.C.D	5/6-66
b	Arm søyler		
a	Arm fund		
Rev.			
Herøy Kommune			
Bru over Jør-Voulen Armering			
Fund og søyler i akser 10, 11 og 12			
Dr. Ing. OLAV OLSEN			
Herøy 21 Okt - innlevert 02.31.42.30.01			
			151.11 f
Målestokk	Bygning 1:250	Armering	1:50
Dato	19.10.37	Arbeid	12



Lengdesnitt



Snitt a-a

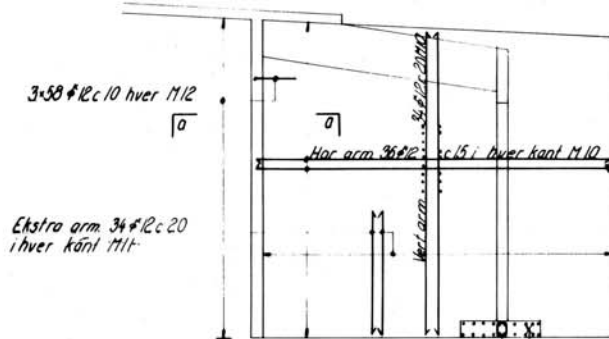


Snitt b-b

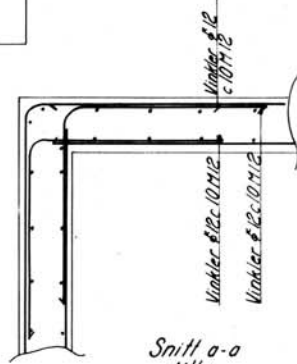
Anm:
Under oppfylling med ikke telehivende masse
må det vises varsomhet og fylles utvendig
og innvendig samtidig.

Prosjekt	Bygning 8. 350	Arbeids	151-13
Drift	151-13	Arbeids	151-13
Herøy kommune		Bru over Sør-Vaulen	
Landkar akse 1		150	
Dr. techn. OLAV OLSEN		151-13	
Steds nr 10 - Løder - Sørland 52770		151-13	
Bygning 8. 350	Arbeids	151-13	151-13
Drift	151-13	Arbeids	151-13

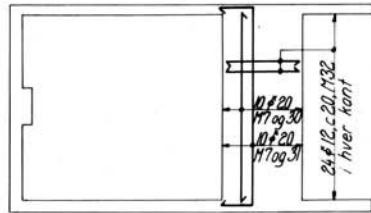
Lengdearm til.
12 # 12 M15



Vingemur
M150

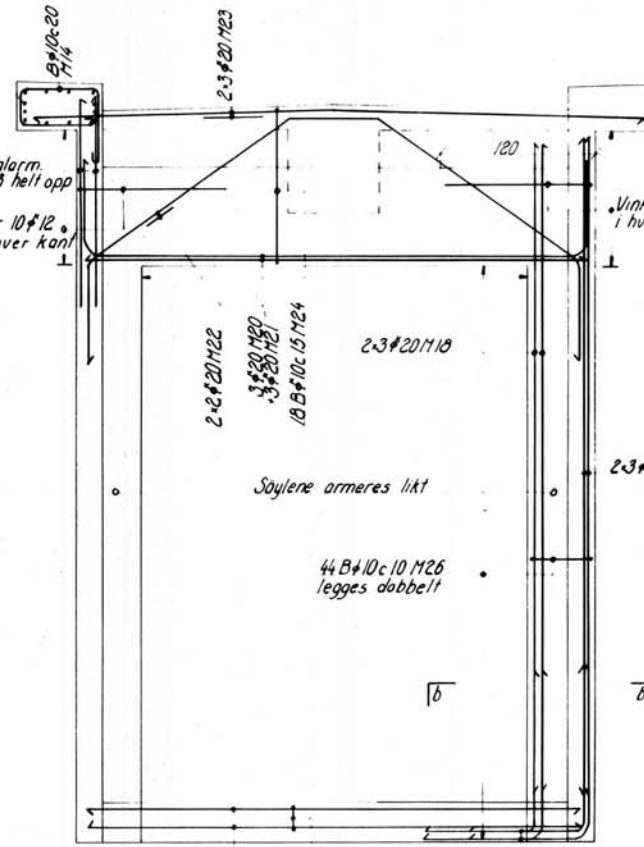


Snitt a-a
M110

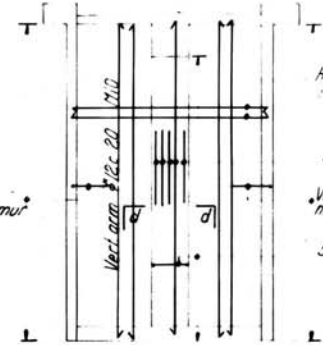


Fundamentplan
M150

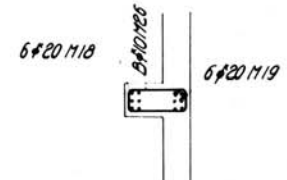
Vertikalarm skal gå helt opp
Vinkler 10 # 12 c 10 i hver kant M25



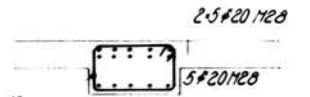
Tverrsnitt
M120



Frontvegg
M150



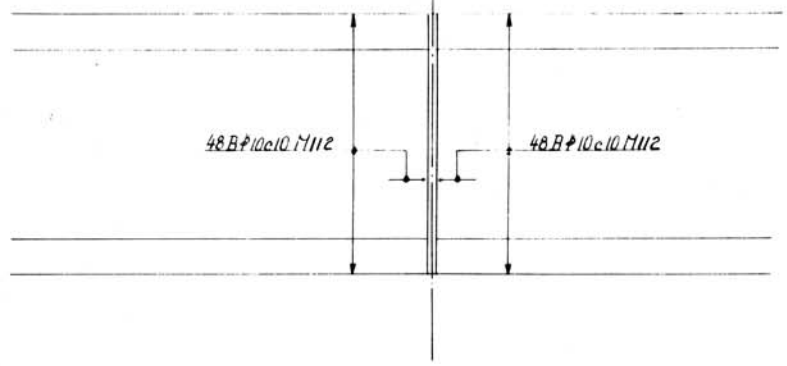
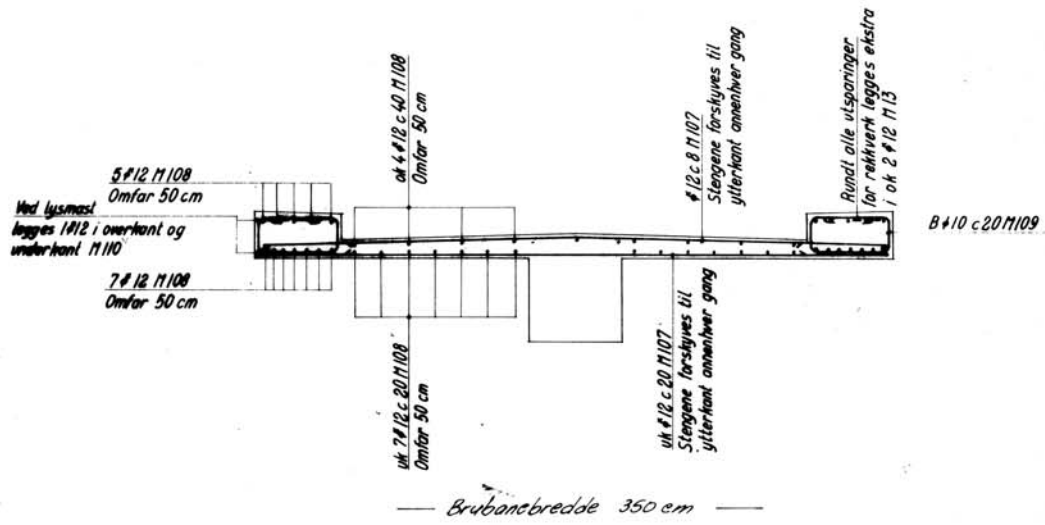
Snitt b-b
M120



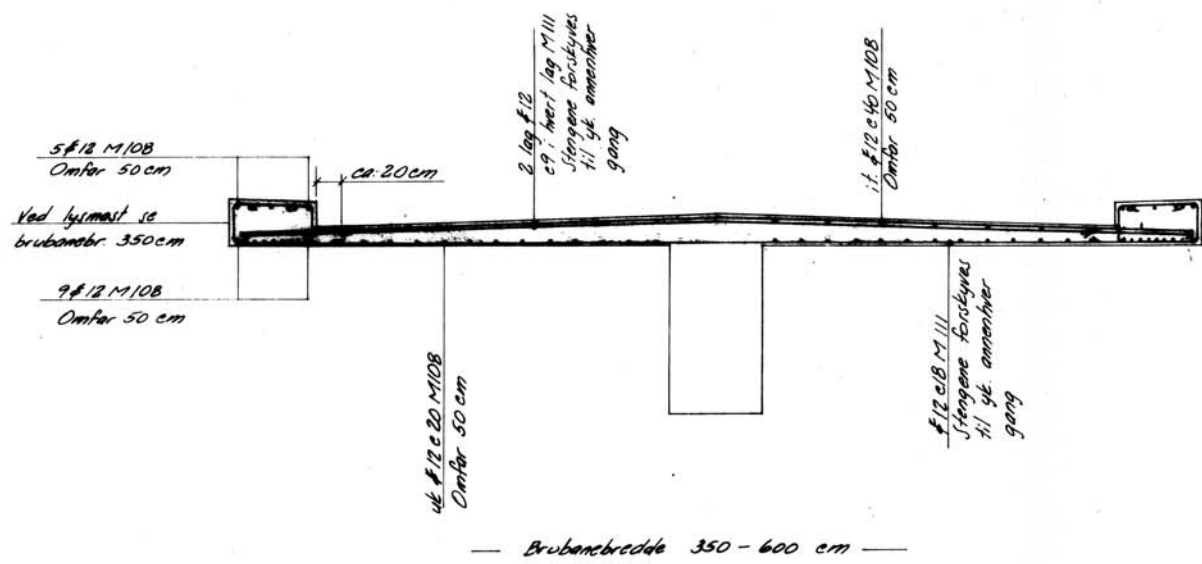
Snitt d-d

Armeringsoverdekning:
5cm i fundamenter
2cm i vegger og dekker

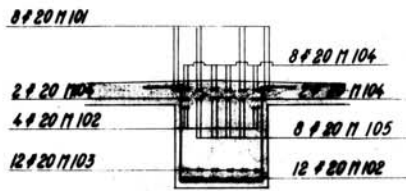
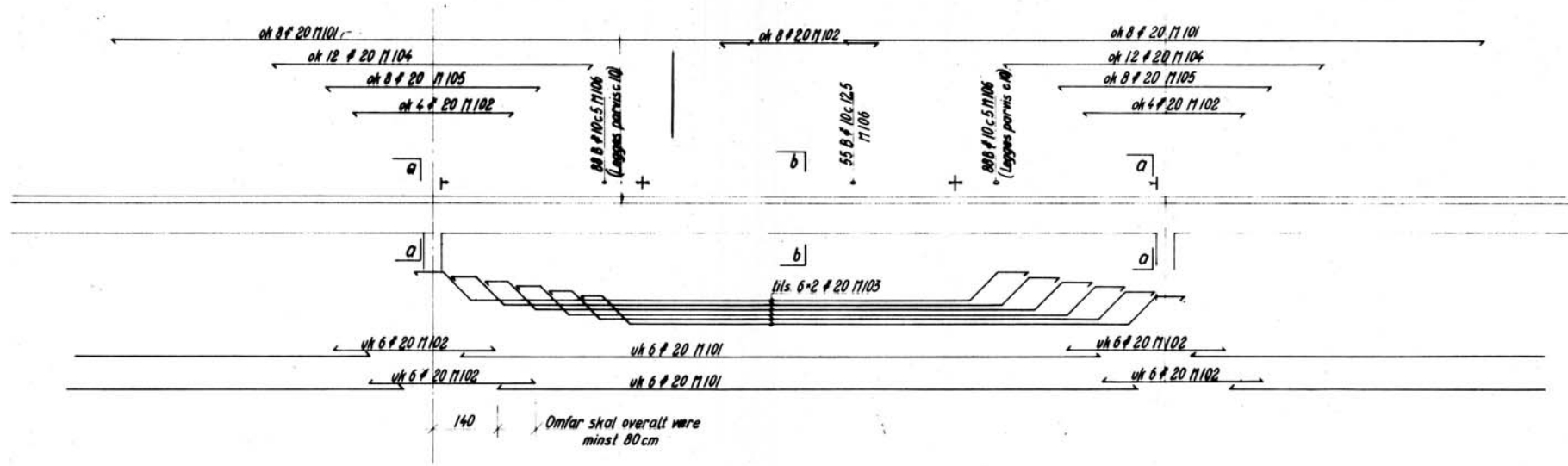
Herøy kommune		Dato: 10.11.14	
Bro over Sor-Vaulen		Målestokk: 1:50	
Armering		1:20	
Landkar akse 1		1:10	
Dr. Ingvald OLAV OLSEN		151-14	
Dato: 10.11.14		Armering: 37	
Bygning 350		Løsløst: 8	
Dato: 10.11.14		Sjette: 1	



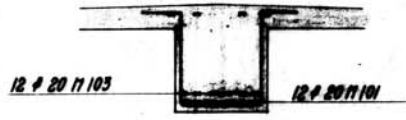
Ekstra arm. i dekke ved fuge



d	17230 M11, M112	Ps. 3	1/2
e	Brubreddde 350-600 cm	0.5	1/2
f	Ekstra arm. ved fuge, Arm. i fortav.	0.5	1/2
g	M110 ved lysmast	0.5	1/2
Herøy Kommune		0.5	1/2
Bru over Sør-Mønten			
Armering			
Brudekke			4/20
Dr. techn. OLAV OLSEN			151-15
Dr. utl. - Ingeniør - Statens H. 97 97			
Dato: 2. 2002			
Arbeid: 8. 2002			
Følgende: 8. 2002			



Snitt a-a

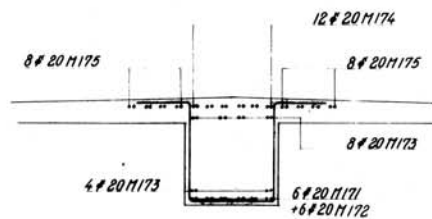
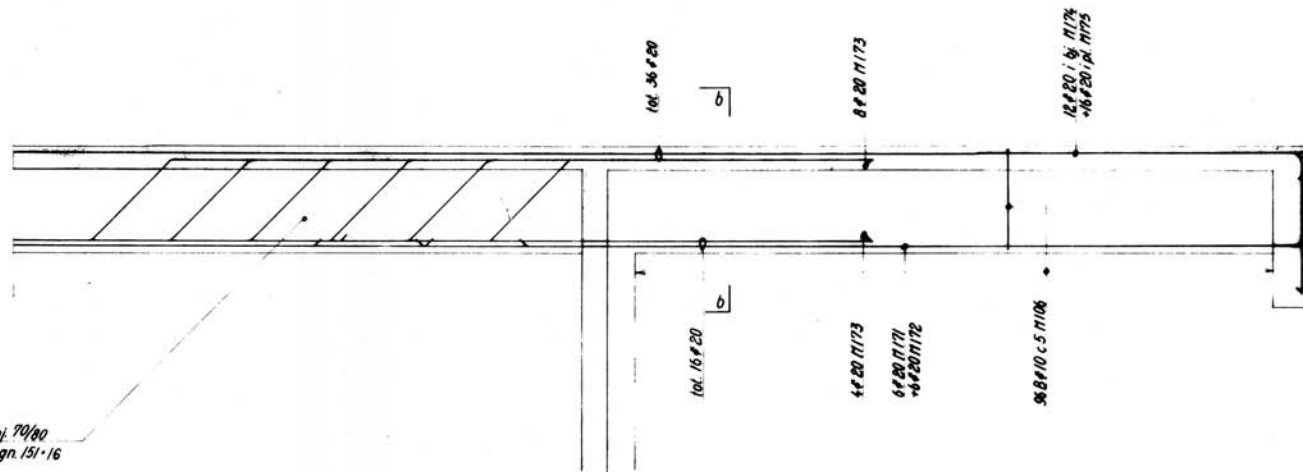


Snitt b-b

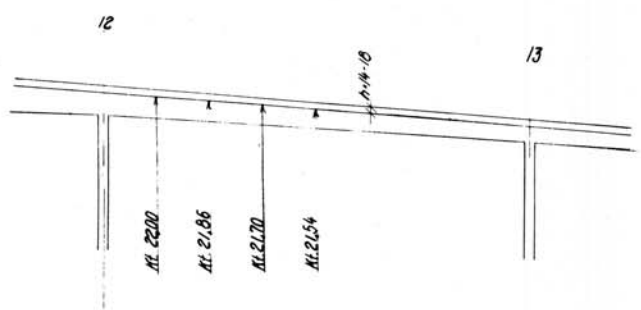
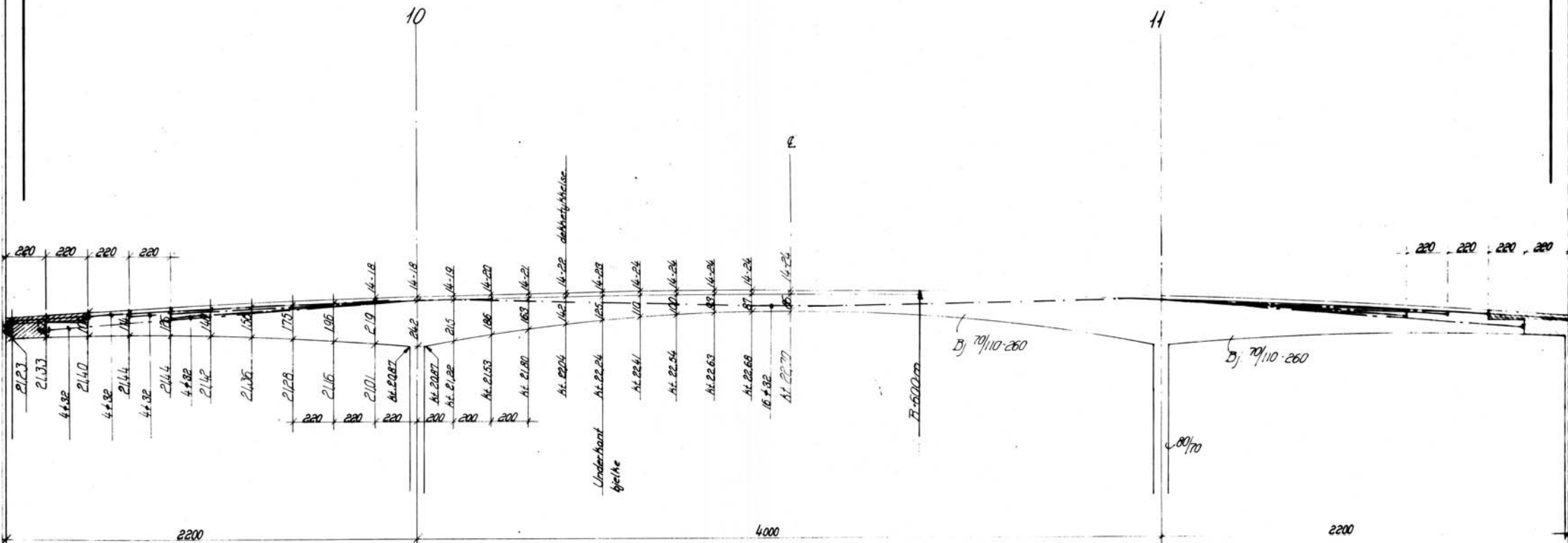
Ann:
 1. J bjelkene er # 20 tenkt lagt parvis inn til hverandre.
 2. Omfaringslengde for # 20 skal minst være 80 cm overall.

Anm. om anføringslengde		85	1/20
Herøy Kommune		85	1/20
Bru over Sør-Vaulen			
Armering			
Bjelke 70/80		1/50	1/20
Dr. Ingvald OLAV OLSON		151-16	
Stadsveier 10 - Trondheim - Telefon 55 77 07			
Dato	1957		
Blad	8		

Dette felt armeres som for bj. 70/80
legn. 151-16

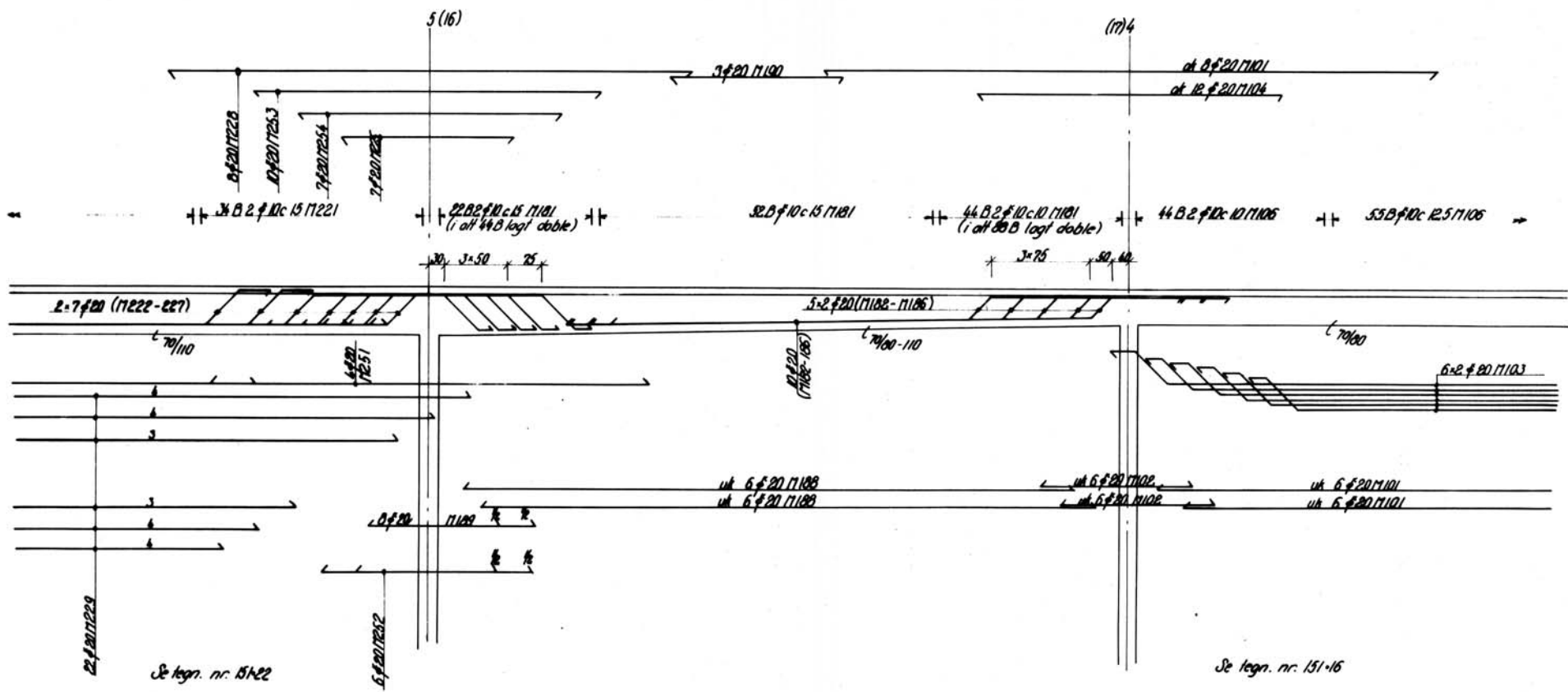


Merøy Kommune		Blad nr.	05
Bru over Sar-Vaulen Armering bj. 70/80 ved landkor		Skala	1/80
Dr. techn. OLAV OLSEN Dals vei 18 - Lyndal - Sarabrand 5277 ST		Legn. nr.	151-17
Hydrant	Bygning 8.300	Armering	Legn. 151-17
Dato	1984	Skala	B I



- Anm. 1. Forspennig med tils. 16 stenger 4.32
 System Dywidag
 2. Alle dimensjoner er symmetriske om
 senter av midtspenn.
 3. Forspenningskraft 49 t pr stang.
 Beregnet forlengelse 200 mm
 4. Vedr. stengenes plassering se tegn. 151-25

c	Ny bølger i endefelt	PC D	151-25
*	Stengernes plassering	PC D	151-25
*	Økt støydekk 3 m	OJK	151-25
Skala		1:50	
Herøy Kommune			
Broer over Sør-Vaulen			
Forshaling og forspennertarm. hoved- og sidespenn			1/100
Dr. Ing. OLAV OLSEN			151-18
Stadsveier 10 - Lyngnes - Sandnessund 5377SP			
Hyndler	Stang 4.32	Arbeidsgang	151-25

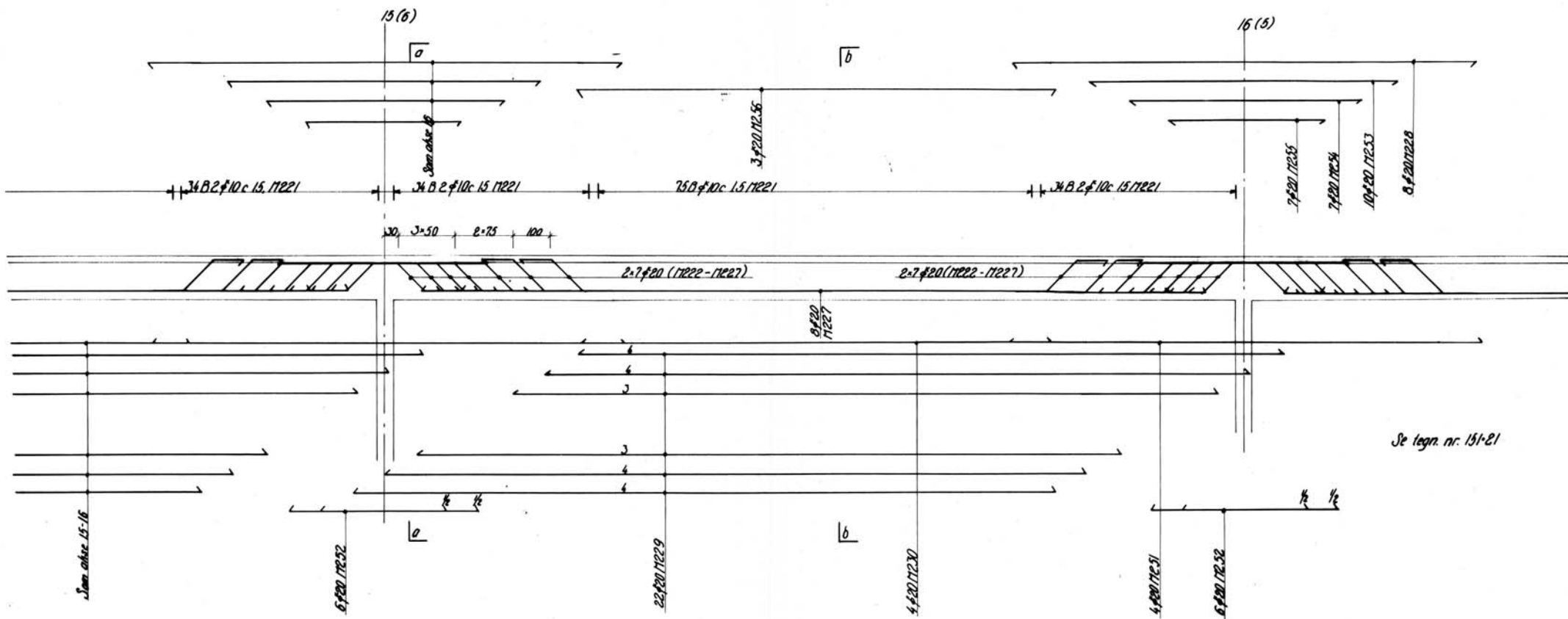


J alt ved støtte:
 42 f 20 ok
 13 f 20 uk

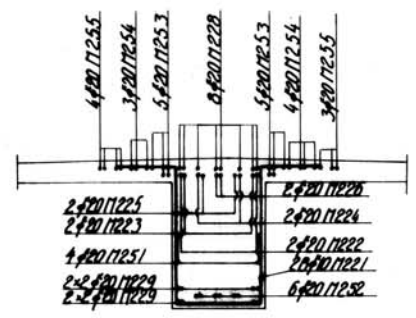
J alt i felt:
 3 f 20 ok
 22 f 20 uk

J alt ved støtte:
 32 f 20 ok
 12 f 20 uk (inkl. 2 11103)

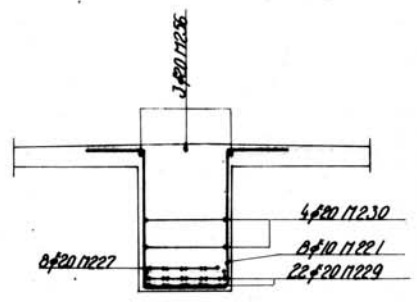
Herøy kommune		151-21	
Bro over Sør-Vaulen		1/50	
Armering		B I	
Bjelke 70/110, akse 4-5		1/50	
Dr. Ingvald OLAV OLSEN			
Stats nr 10 - Lyder - Sæviestrand 537797			
Hydrant	Betong 6. 150	Armering 5	Spillemas 1
Damp	mm	St. 37	B I



Se tegn. nr. 151-21

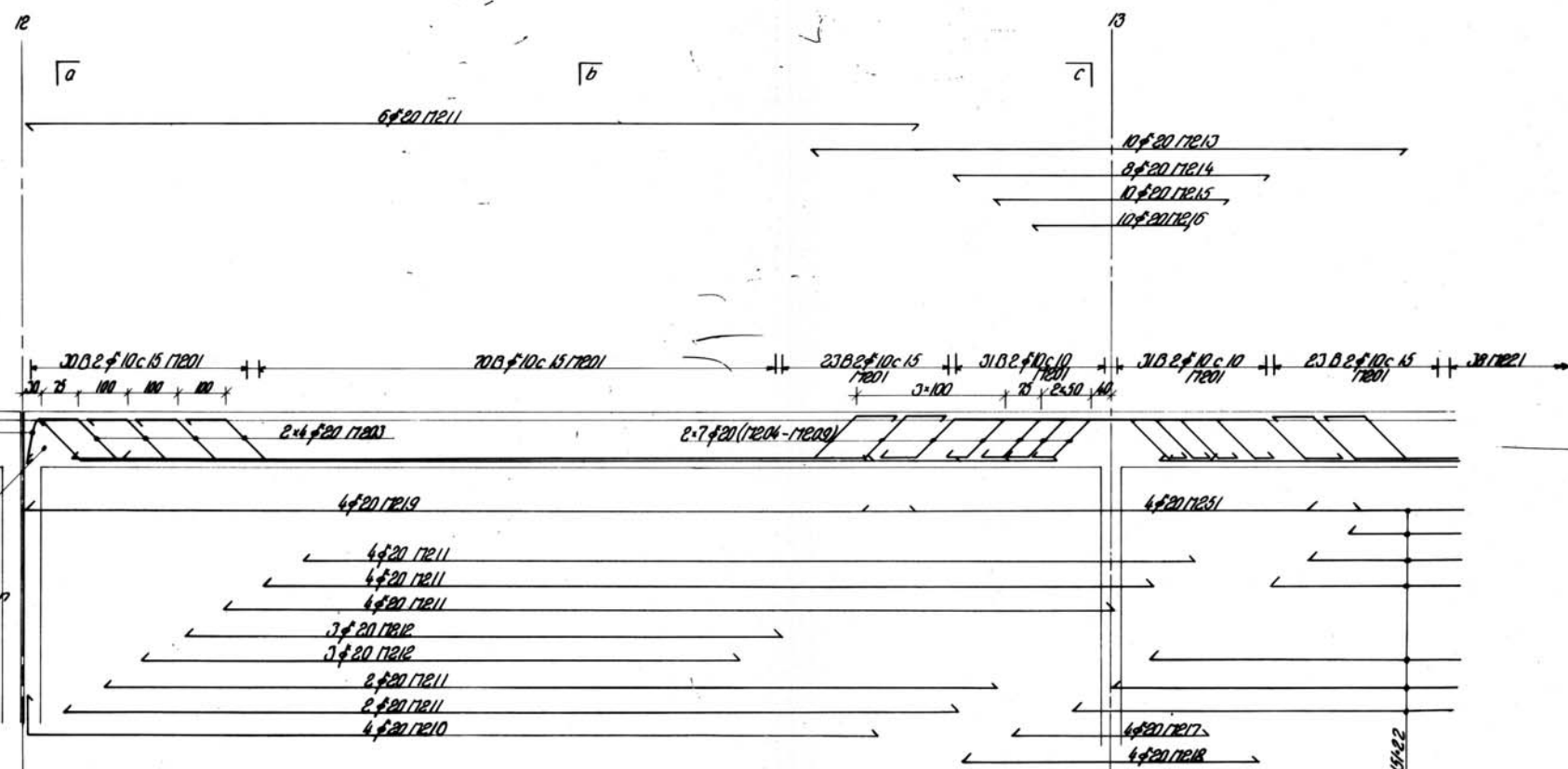


Snitt a-a



Snitt b-b

11231, 11232	7x 8	151-22a
Herøy kommune		100 100
Bro over Sør-Vaulen		100 100
Armering bjelke 200x22 m spenn		151-22a
Dr. techn. OLAV OLSEN		
1911 - 1912 - 1913		
1911	1912	1913

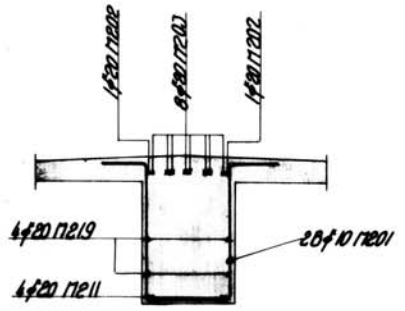


Jernene fra søylen bøyes 45° inn i bjelken

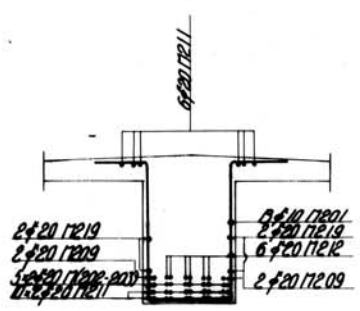
J all i felt
 6 φ20 ok
 4 φ20 uk
 + 4 φ20 17219

J all ved støtten:
 18 φ20 ok
 19 φ20 uk
 + 4 φ20 17251

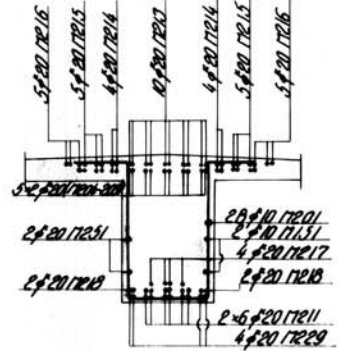
Se tegning nr. 151-22



Snitt a-a

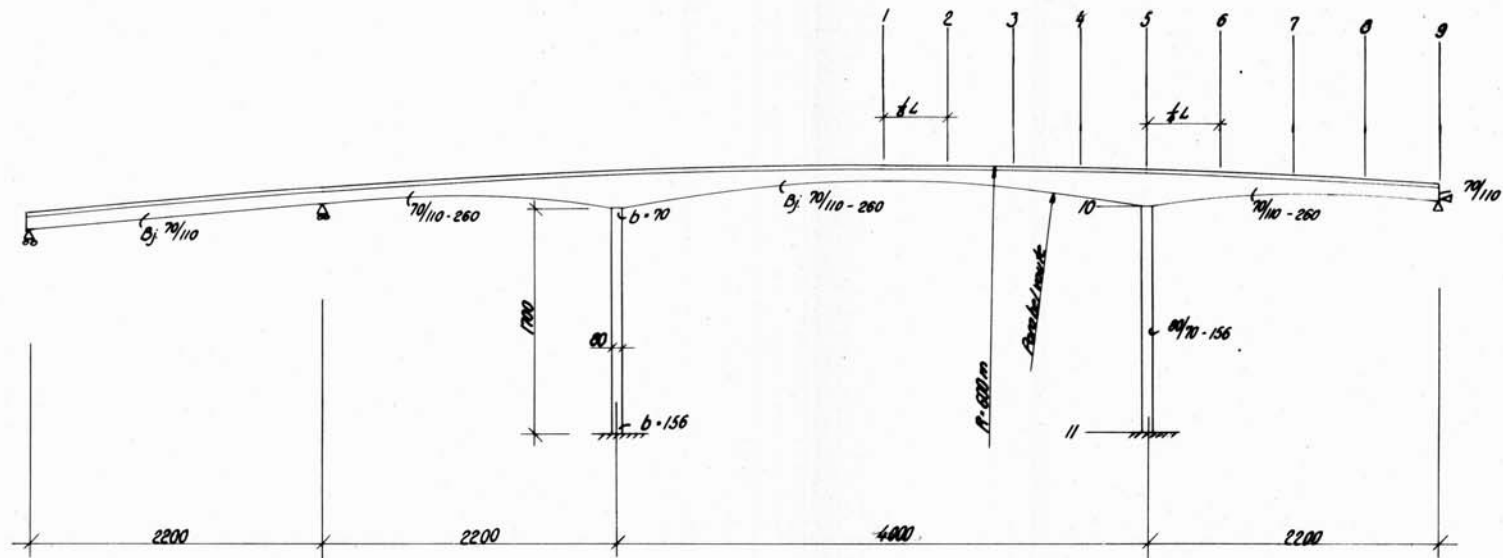


Snitt b-b



Snitt c-c

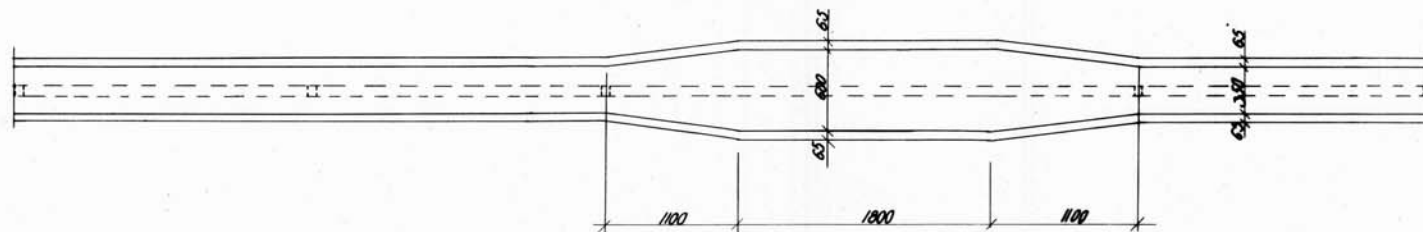
Herøy kommune		151-23	
Bro over Sør-Voulen		150 150	
Armering		151-23	
22 m spenn ved fugen		151-23	
Dr. Ingvald OLAV OLSEN		151-23	
Stat. nr 18 - Lunder - Standard 51770P		151-23	
Utgitt	Dato	Arbeid	Spillem



Oppriss

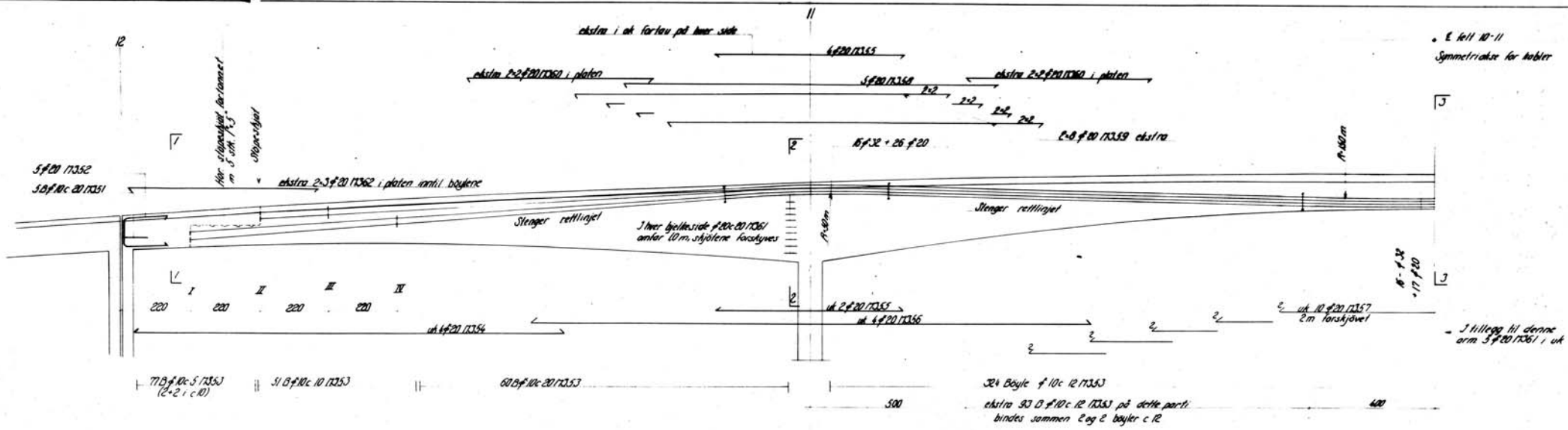
Vedr. detaljbehandling:

Det ønskes: Momenter fra egenvekt for punktene 1-11
 Influenslinjer for moment for punktene 1-11
 Parasitmomenter for punkt 5
 i henhold til forspenningsystem på tegn. 151-10



Plan

Nr. 151-24		151-24	
Høyå kommune		151-24	
Bro over Sør-Housten		151-24	
Oppriss midtspern		151-24	
Dr. Ingvald OLSEN		151-24	
151-24		151-24	
151-24		151-24	



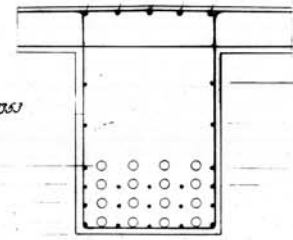
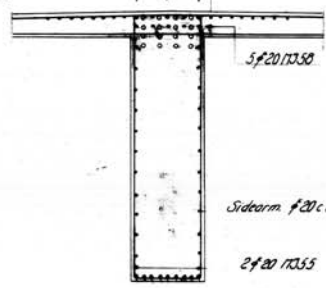
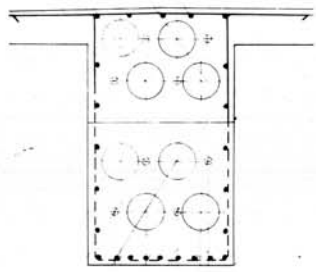
Aktiv forankr. akse 12 II
 Passiv - - 9 II
 Aktiv - - 9 II
 Passiv - - 12 III

Stang-passagerer som i snitt 3-3

5#20 gjødernde 17361
 + 5#20 17358, jernene kan
 om ønskelig legges inn til
 blikkytelse.

8#20 c 10 ekstra på hver side av bjelke 17359
 for å arm. i uk plate legges i uk
 på dette parti.

3#20 gjødernde 17361



Anm. følgende tegninger ulgør
 og erstattes av denne.
 15+19 og 20
 Bøyeaksle s. 24 og 25 ulgør

Anm. Alle de ytterste forankringer
 forskyves 3cm inn over for å
 gi plass for jekken.

5#20 gjødernde, skjult forskyves 1m
 omløp 10 m 17361

Aktiv forankr. akse 9 I
 Passiv - - 12 II
 Aktiv - - 12 I
 Passiv - - 9 II

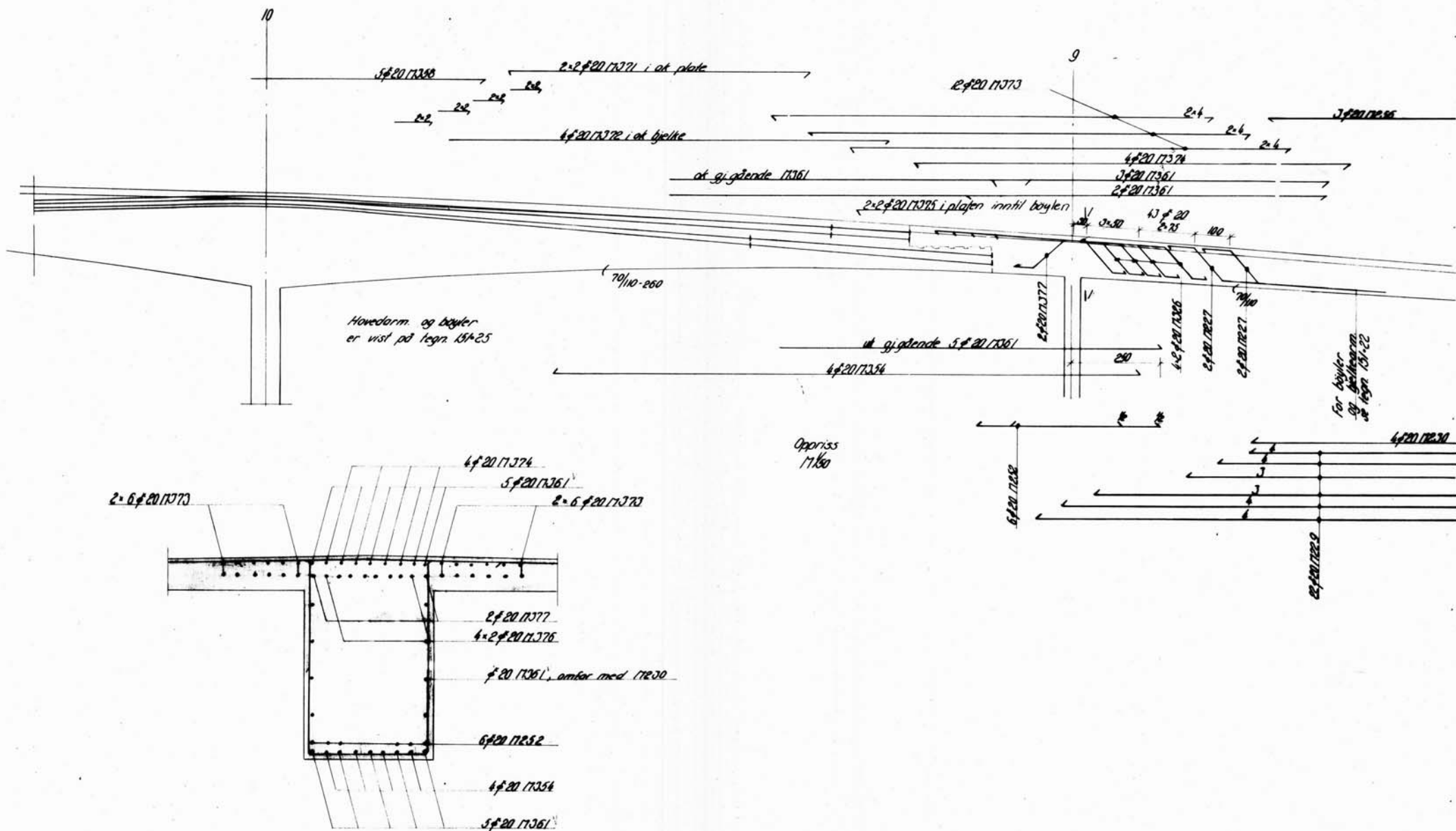
Snitt 1-1
 17/16

Snitt 2-2
 17/16

Snitt 3-3
 17/16

bl. s. 36, 37

Herøy kommune		
Bru over Sør Voulen		
By 79/10 200 akse 9-12 Armering		150 150 150
Dr. Tekn. GLAV OLSEN		151-25
Dato: 10. Desember 2008		
Bl. s. 36, 37		



Snitt 1-1
 17/10
 Bj: 79/10

Bl. s. 35-38

Herøy kommune		Prosjekt	
Bru over Sør-Kvoten		151-26	
Øyettearm ved akse 9		150/110	
Dr. Ingvald OLAV OLSEN		151-26	
Mottatt: 21.06.1956 - Sendt: 02.07.1956			
Planlagt	Bygget	Arbeidet	Utført

Vedlegg B

Resultater fra analysen i NovaFrame

Dimensjonerende feltmoment

Feltmoment Last	Akse 1 til 4		Akse 4 til 5		Akse 5 til 9		Akse 9 til 10		Akse 10 til 11	
	γ	M_f [kNm]	γ	M_f [kNm]	γ	M_f [kNm]	γ	M_f [kNm]	γ	M_f [kNm]
Total egenvekt	1,15	1056,0	1,0	368,7	1,0	1390,3	1,0	-1714,5	1,15	3807,5
Vindlast	0,0	0,0	0,8	18,6	0,8	75,2	0,8	-122,2	0,0	0,0
Spennarmering tvangskrefter	–	–	–	–	1,0	-135,4	1,0	1324,6	1,1	4689,4
Temperatur	0,0	0,0	0,8	337,8	0,8	509,7	0,8	971,8	0,0	0,0
Svinn	1,0	10,7	1,0	137,7	0,0	0,0	1,0	460,9	1,0	28,1
Kryp	0,0	0,0	1,0	49,6	1,0	59,3	0,0	0,0	0,0	0,0
Total vogntoglast	1,4	1203,3	1,2	798,0	1,2	1392,3	1,2	1561,1	1,4	3836,7
Totalt		2270,0		1710,4		3291,4		2481,7		12361,7

Dimensjonerende støttemoment

Støttemoment Last	Akse 1 til 4		Akse 5 til 8		Akse 9		Akse 10		Akse 11	
	γ	M_f [kNm]	γ	M_f [kNm]	γ	M_f [kNm]	γ	M_f [kNm]	γ	M_f [kNm]
Total egenvekt	1,15	-1492,3	1,0	-2054,5	1,0	-1031,3	1,15	-12380,4	1,15	-13767,9
Vindlast	0,0	0,0	0,8	-106,2	0,8	-44,3	0,0	0,0	0,0	0,0
Spennarmering tvangskrefter	–	–	–	–	1,0	-435,1	0,9	3065,1	0,9	3696,2
Temperatur	0,0	0,0	0,8	-427,5	0,8	-487,5	0,0	0,0	0,0	0,0
Svinn	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	-55,5	0,0	0,0	0,0	0,0
Kryp	1,0	-44,5	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	-1946,9	1,0	-3234,2
Total vogntoglast	1,4	-918,2	1,2	-1046,0	1,2	-932,8	1,4	-8641,9	1,4	-9319,9
Totalt		-2455,0		-3634,2		-2986,5		-19904,1		-22625,8

Dimensjonerende skjærkraft

Skjær	Akse 1 til 4		Akse 5 til 8		Akse 9		Akse 10		Akse 11	
	γ	V_f [kN]	γ	V_f [kN]	γ	V_f [kN]	γ	V_f [kN]	γ	V_f [kN]
Last										
Total egenvekt	1,15	490,9	1,15	-618,8	1,15	-168,5	1,15	-1504,5	1,15	1530,3
Vindlast	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Spennarmering tvangskrefter	–	–	–	–	1,1	-197,2	1,1	-19,2	1,1	18,0
Temperatur	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Svinn	0,0	0,0	1,0	-5,3	1,0	-90,8	1,0	-107,0	1,0	11,4
Kryp	1,0	2,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Total vogntoglast	1,4	399,4	1,4	-479,8	1,4	-442,9	1,4	-914,8	1,4	904,5
Totalt		893,1		-1103,9		-899,4		-2545,5		2464,2

Dimensjonerende skjærkraft til interaksjon med torsjon

Torsjon	Snitt 1		Snitt 2	
	γ	V_f [kN]	γ	V_f [kN]
Last				
Total egenvekt	1,15	-1504,5	1,15	-767,3
Vindlast	0,0	0,0	0,0	0,0
Spennarmering tvangskrefter	1,1	-19,2	1,1	-7,1
Temperatur	0,0	0,0	0,0	0,0
Svinn	1,0	-107,0	1,0	-68,7
Kryp	0,0	0,0	0,0	0,0
Total vogntoglast	1,4	-416,3	1,4	-364,3
Totalt		-2047,0		-1207,4

Vedlegg C

Materiallegenskaper for betong,
slakkarmering og spennarmering

Materialelegenskaper og parametere

Dette vedlegget inneholder alle materialelegenskaper og -parametere for betong og armering, som danner grunnlaget for videre beregning og kontroller.

Betong

Betongkvalitet: B350/C30/B25

Karakteristisk
sylinderfasthet: $f_{cck} := 25 \frac{N}{mm^2}$ *NS 3473, Tabell 5*

Material-
faktor: $\gamma_c := 1.4$ *NS 3473, Tabell 4*

Elastisitets-
koeffisient: $k_E := 9500 \cdot \left(\frac{N}{mm^2} \right)^{0.7}$ *For E_{ck}* *NS 3473, 9.2.1*

$k_{E.cn} := 10000 \cdot \left(\frac{N}{mm^2} \right)^{0.7}$ *For E_{cn}* *NS 3473, 11.3.1*

Konstruksjons-
fasthet for trykk: $f_{cn} := 19.6 \frac{N}{mm^2}$ *Håndbok R412, Tabell 4.2-2*

$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 14 \cdot \frac{N}{mm^2}$ *NS 3473, 10.4.2*

Strekfasthet: $f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2}$ *NS 3473, Tabell 5.c*

Konstruksjons-
fasthet for
strekk: $f_{tn} := 1.60 \frac{N}{mm^2}$ *NS 3473, Tabell 5.c*

$f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.143 \cdot \frac{N}{mm^2}$ *NS 3473, 10.4.2*

Elastisitetts-
modul: $E_{ck} := k_E \cdot f_{cck}^{0.3} = 2.495 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$ *NS 3473, 9.2.1*

$E_{cn} := k_{E.cn} \cdot f_{cn}^{0.3} = 2.442 \times 10^4 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ *NS 3473, 11.3.1*

Tøynings-
grense: $\epsilon_{cu} := 0.0035$ *NS 3473, 11.3.2*

Relativ fuktighet: $RH := 70\%$ *NS 3473, Tabell A.2*

Spennarmering

Spenn-
armeringens
diameter: $\phi_p := 32\text{mm}$

Antall
spennkabler: $n_p := 16$

Spennarmerings-
areal: $A_p := \pi \cdot \left(\frac{\phi_p}{2}\right)^2 = 804.248 \cdot \text{mm}^2$

Totalt spenn-
armeringsareal: $A_{p_{tot}} := n_p \cdot A_p = 1.287 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$

Spennkraft per
kabel: $P_0 := 490\text{kN}$

Total spenn-
kraft: $P_{0.tot} := n_p \cdot P_0 = 7.84 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

$N_p := P_{0.tot} = 7.84 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

Material-
faktor: $\gamma_p := 1.25$

NS 3473, Tabell 4

Bruddfasthet: $f_{02} := 835 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$$f_{pd} := \frac{f_{02}}{\gamma_p} = 668 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

NS 3473, 10.4.2

Elastisitettsmodul: $E_p := 195000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Initiell tøyning: $\epsilon_{p0} := \frac{f_{02}}{E_p} = 4.282 \times 10^{-3}$

Slakkarmering

Karakteristisk elastisitettsmodul: $E_{sk} := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

NS 3473, 9.2.5

Materialfaktor: $\gamma_s := 1.25$

NS 3473, Tabell 4

Armeringens materialfasthet:

Håndbok R412, Tabell 4.2-3

Diameter

Ø8-20mm

Ø25-35mm

Armeringskvalitet: ST.37 $f_{sy1} := 230 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

-

$$f_{sd1} := \frac{f_{sy1}}{\gamma_s} = 184 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

-

Armeringskvalitet: Ks.40 $f_{sy3} := 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$$f_{sy4} := 380 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{sd3} := \frac{f_{sy3}}{\gamma_s} = 320 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{sd.4} := \frac{f_{sy3}}{\gamma_s} = 320 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Armeringskvalitet: Ks.50

$$f_{sy5} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{sy6} := 480 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{sd5} := \frac{f_{sy5}}{\gamma_s} = 400 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{sd6} := \frac{f_{sy6}}{\gamma_s} = 384 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Armeringens
bruddtøyning:

$$\epsilon_{sy1} := \frac{f_{sy1}}{E_{sk}} = 1.15 \times 10^{-3}$$

Hookes lov

$$\epsilon_{sy3} := \frac{f_{sy3}}{E_{sk}} = 2 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sy4} := \frac{f_{sy4}}{E_{sk}} = 1.9 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sy5} := \frac{f_{sy5}}{E_{sk}} = 2.5 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sy6} := \frac{f_{sy6}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$$

Vedlegg D

Kryp og svinn i betongen

Kryp og svinn i betongen

Medvirkende flensbredde

NS 3473, 9.5

Lengde av spenn:	Flens-tykkelse:	Faktisk flensbredde:	Steg-tykkelse:	Steg-høyde:
$l_{1.4} := 16\text{m}$	$t_{fl.1.4} := 160\text{mm}$	$b_{fl.1.4} := 3500\text{mm}$	$t_{steg} := 700\text{mm}$	$h_{st.1.4} := 620\text{mm}$
$l_4 := 16\text{m}$	$t_{fl.4} := 160\text{mm}$	$b_{fl.4} := 3500\text{mm}$	<i>For samtlige tverrsnitt.</i>	$h_{st.4} := 620\text{mm}$
$l_5 := 22\text{m}$	$t_{fl.5} := 160\text{mm}$	$b_{fl.5} := 3500\text{mm}$		$h_{st.5} := 920\text{mm}$
$l_{5.9} := 22\text{m}$	$t_{fl.5.9} := 160\text{mm}$	$b_{fl.5.9} := 3500\text{mm}$		$h_{st.5.9} := 920\text{mm}$
$l_{9.10} := 22\text{m}$	$t_{fl.9.10} := 160\text{mm}$	$b_{fl.9.10} := 3500\text{mm}$		$h_{st.9.10} := 1400\text{mm}$
$l_{10.11} := 40\text{m}$	$t_{fl.10.11} := 190\text{mm}$	$b_{fl.10.11} := 6000\text{mm}$		$h_{st.10.11} := 860\text{mm}$

*Gjennom-
snittsverdi*

Medvirkende flensbredde:

$$b_{eff.1.4} := t_{steg} + 2 \cdot \min(b_{fl.1.4}, 0.1 \cdot 0.75 \cdot l_{1.4}, 8 \cdot t_{fl.1.4}) = 3.1 \text{ m}$$

$$b_{eff.4} := b_{eff.1.4} = 3.1 \text{ m}$$

$$b_{eff.5} := t_{steg} + 2 \cdot \min(b_{fl.5}, 0.1 \cdot 0.75 \cdot l_5, 8 \cdot t_{fl.5}) = 3.26 \text{ m}$$

$$b_{eff.5.9} := b_{eff.5} = 3.26 \text{ m}$$

$$b_{eff.9.10} := t_{steg} + 2 \cdot \min(b_{fl.9.10}, 0.1 \cdot 0.75 \cdot l_{9.10}, 8 \cdot t_{fl.9.10}) = 3.26 \text{ m}$$

$$b_{eff.10.11} := t_{steg} + 2 \cdot \min(b_{fl.10.11}, 0.1 \cdot 0.75 \cdot l_{10.11}, 8 \cdot t_{fl.10.11}) = 3.74 \text{ m}$$

NS 3473, A.9.4.2
Avstand mellom
bjelkens
momentnull-
punkt: 0,75·l

Effektivt betongtverrsnitt:

$$A_{c.1.4} := t_{\text{steg}} \cdot h_{\text{st.1.4}} + b_{\text{eff.1.4}} \cdot t_{\text{fl.1.4}} = 9.3 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{c.4} := A_{c.1.4} = 9.3 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{c.5} := t_{\text{steg}} \cdot h_{\text{st.5}} + b_{\text{eff.5}} \cdot t_{\text{fl.5}} = 1.166 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{c.5.9} := A_{c.5} = 1.166 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{c.9.10} := t_{\text{steg}} \cdot h_{\text{st.9.10}} + b_{\text{eff.9.10}} \cdot t_{\text{fl.9.10}} = 1.502 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{c.10.11} := t_{\text{steg}} \cdot h_{\text{st.10.11}} + b_{\text{eff.10.11}} \cdot t_{\text{fl.10.11}} = 1.313 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

Lengden av omkrets som utsettes for tørking:

$$U_{1.4} := 4800\text{mm} + 2 \cdot 620\text{mm} + 2 \cdot 350\text{mm} + 2 \cdot 650\text{mm} + 2 \cdot 210\text{mm} + 3500\text{mm} = 1.196 \times 10^4 \cdot \text{mm}$$

$$U_4 := U_{1.4} = 1.196 \times 10^4 \cdot \text{mm}$$

$$U_5 := 4800\text{mm} + 2 \cdot 920\text{mm} + 2 \cdot 350\text{mm} + 2 \cdot 650\text{mm} + 2 \cdot 210\text{mm} + 3500\text{mm} = 1.256 \times 10^4 \cdot \text{mm}$$

$$U_{5.9} := U_5 = 1.256 \times 10^4 \cdot \text{mm}$$

$$U_{9.10} := 4800\text{mm} + 2 \cdot 1400\text{mm} + 2 \cdot 350\text{mm} + 2 \cdot 650\text{mm} + 2 \cdot 210\text{mm} + 3500\text{mm} = 1.352 \times 10^4 \cdot \text{mm}$$

$$U_{10.11} := 7300\text{mm} + 2 \cdot 860\text{mm} + 2 \cdot 350\text{mm} + 2 \cdot 650\text{mm} + 2 \cdot 210\text{mm} + 6000\text{mm} = 1.744 \times 10^4 \cdot \text{mm}$$

Generell inndata

$$RH := 70 \text{ ‰}$$

$$f_{\text{cck}} := 25 \text{ MPa}$$

$$t_0 := 28 \text{ dager}$$

$$t := 50 \cdot 365 = 1.825 \times 10^4 \text{ dager}$$

$$t_s := 28 \text{ dager}$$

Kryptall og svinntøyning i henhold til NS 3473 Tillegg A.9.3 Akse 1-4

Det største kryptallet er det kritiske. dette finner man i feltet der man har minst h_0 og dermed størst kryptall.

Kryptall

$$h_{0,1.4} := \frac{2 \cdot A_{c,1.4}}{U_{1.4}} \cdot \frac{1}{\text{mm}} = 155.5 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{mm}}$$

$$\varphi_{0,1.4} := 1 + \frac{1 - \frac{\text{RH}}{100}}{0.08 \cdot h_{0,1.4}^{\frac{1}{3}}} = 1.697$$

$$\beta_{1,1.4} := \frac{8.3}{3 + \sqrt{f_{cck}}} = 1.038$$

$$\beta_{2,1.4} := \frac{2.4}{0.1 + t_0^{0.18}} = 1.249$$

$$\beta_{h,1.4} := 1.5 \cdot \left[1 + 0.00012 \cdot \left(\frac{\text{RH}}{50} \right)^{18} \right] \cdot h_{0,1.4} + 250 = 495.2$$

$$\beta_{c,1.4} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_{h,1.4} + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.992$$

$$\varphi_{1.4} := \varphi_{0,1.4} \cdot \beta_{1,1.4} \cdot \beta_{2,1.4} \cdot \beta_{c,1.4} = 2.182$$

Svinntøyning

$$\varepsilon_{s,1.4} := -550 \cdot 10^{-6} \cdot \left[1 - \left(\frac{\text{RH}}{100} \right)^3 \right] = -3.613 \times 10^{-4}$$

$$\beta_{s,1.4} := \left(\frac{t - t_s}{0.035 \cdot h_{0,1.4}^2 + t - t_s} \right)^{0.5} = 0.978$$

$$\varepsilon_{cs,1.4} := \varepsilon_{s,1.4} \cdot \beta_{s,1.4} \cdot 10^3 = -0.353\%$$

Kryptall og svinntøyning i henhold til NS 3473 Tillegg A.9.3 Akse 4-5

Det største kryptallet er det kritiske. dette finner man i feltet der man har minst h_0 og dermed størst kryptall.

Kryptall

$$A_{c.4.5} := \frac{A_{c.4} + A_{c.5}}{2} = 1047800 \cdot \text{mm}^2$$

$$U_{4.5} := \frac{U_4 + U_5}{2} = 12260 \cdot \text{mm}$$

$$h_{0.4.5} := \frac{2 \cdot A_{c.4.5}}{U_{4.5}} \cdot \frac{1}{\text{mm}} = 170.93 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{mm}}$$

$$\varphi_{0.4.5} := 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.08 \cdot h_{0.4.5}^{\frac{1}{3}}} = 1.676$$

$$\beta_{1.4.5} := \frac{8.3}{3 + \sqrt{f_{cck}}} = 1.038$$

$$\beta_{2.4.5} := \frac{2.4}{0.1 + t_0^{0.18}} = 1.249$$

$$\beta_{h.4.5} := 1.5 \cdot \left[1 + 0.00012 \cdot \left(\frac{RH}{50} \right)^{18} \right] \cdot h_{0.4.5} + 250 = 519.5$$

$$\beta_{c.4.5} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_{h.4.5} + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.992$$

$$\varphi_{4.5} := \varphi_{0.4.5} \cdot \beta_{1.4.5} \cdot \beta_{2.4.5} \cdot \beta_{c.4.5} = 2.153$$

Svinttøyning

$$\epsilon_{s,4.5} := -550 \cdot 10^{-6} \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] = -3.613 \times 10^{-4}$$

$$\beta_{s,4.5} := \left(\frac{t - t_s}{0.035 \cdot h_{0,4.5}^2 + t - t_s} \right)^{0.5} = 0.973$$

$$\epsilon_{cs,4.5} := \epsilon_{s,4.5} \cdot \beta_{s,4.5} \cdot 10^3 = -0.352 \text{ ‰}$$

Kryptall og svinntøyning i henhold til NS 3473 Tillegg A.9.3 Akse 5-9

Det største kryptallet er det kritiske. dette finner man i feltet der man har minst h_0 og dermed størst kryptall.

Kryptall

$$A_{c,5.9} = 1.166 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

$$U_{5.9} = 1.256 \times 10^4 \cdot \text{mm}$$

$$h_{0,5.9} := \frac{2 \cdot A_{c,5.9}}{U_{5.9}} \cdot \frac{1}{\text{mm}} = 185.605 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{mm}}$$

$$\varphi_{0,5.9} := 1 + \frac{1 - \frac{\text{RH}}{100}}{0.08 \cdot h_{0,5.9}^{\frac{1}{3}}} = 1.657$$

$$\beta_{1,5.9} := \frac{8.3}{3 + \sqrt{f_{cck}}} = 1.038$$

$$\beta_{2,5.9} := \frac{2.4}{0.1 + t_0^{0.18}} = 1.249$$

$$\beta_{h,5.9} := 1.5 \cdot \left[1 + 0.00012 \cdot \left(\frac{\text{RH}}{50} \right)^{18} \right] \cdot h_{0,5.9} + 250 = 542.669$$

$$\beta_{c,5.9} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_{h,5.9} + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.991$$

$$\varphi_{5.9} := \varphi_{0,5.9} \cdot \beta_{1,5.9} \cdot \beta_{2,5.9} \cdot \beta_{c,5.9} = 2.129$$

Svinntøyning

$$\epsilon_{s,5.9} := -550 \cdot 10^{-6} \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] = -3.613 \times 10^{-4}$$

$$\beta_{s,5.9} := \left(\frac{t - t_s}{0.035 \cdot h_{0.5,9}^2 + t - t_s} \right)^{0.5} = 0.968$$

$$\epsilon_{cs,5.9} := \epsilon_{s,5.9} \cdot \beta_{s,5.9} \cdot 10^3 = -0.35 \text{ ‰}$$

Kryptall og svinntøyning i henhold til NS 3473 Tillegg A.9.3 Akse 9-10

Det største kryptallet er det kritiske. dette finner man i feltet der man har minst h_0 og dermed størst kryptall.

Kryptall

$$A_{c,9.10} = 1501600 \cdot \text{mm}^2$$

$$U_{9,10} = 1.352 \times 10^4 \cdot \text{mm}$$

$$h_{0,9.10} := \frac{2 \cdot A_{c,9.10}}{U_{9,10}} \cdot \frac{1}{\text{mm}} = 222.13 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{mm}}$$

$$\varphi_{0,9.10} := 1 + \frac{1 - \frac{\text{RH}}{100}}{0.08 \cdot h_{0,9.10}^{\frac{1}{3}}} = 1.619$$

$$\beta_{1,9.10} := \frac{8.3}{3 + \sqrt{f_{cck}}} = 1.038$$

$$\beta_{2,9.10} := \frac{2.4}{0.1 + t_0^{0.18}} = 1.249$$

$$\beta_{h,9.10} := 1.5 \cdot \left[1 + 0.00012 \cdot \left(\frac{\text{RH}}{50} \right)^{18} \right] \cdot h_{0,9.10} + 250 = 600.263$$

$$\beta_{c,9.10} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_{h,9.10} + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.99$$

$$\varphi_{9,10} := \varphi_{0,9.10} \cdot \beta_{1,9.10} \cdot \beta_{2,9.10} \cdot \beta_{c,9.10} = 2.078$$

Svinntøyning

$$\varepsilon_{s,9.10} := -550 \cdot 10^{-6} \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] = -3.613 \times 10^{-4}$$

$$\beta_{s,9.10} := \left(\frac{t - t_s}{0.035 \cdot h_{0.9.10}^2 + t - t_s} \right)^{0.5} = 0.956$$

$$\varepsilon_{cs,9.10} := \varepsilon_{s,9.10} \cdot \beta_{s,9.10} \cdot 10^3 = -0.345 \text{ ‰}$$

Kryptall og svinntøyning i henhold til NS 3473 Tillegg A.9.3 Akse 10-11

Det største kryptallet er det kritiske. dette finner man i feltet der man har minst h_0 og dermed størst kryptall.

Kryptall

$$A_{c.10.11} = 1.313 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

$$U_{10.11} = 1.744 \times 10^4 \cdot \text{mm}$$

$$h_{0.10.11} := \frac{2 \cdot A_{c.10.11}}{U_{10.11}} \cdot \frac{1}{\text{mm}} = 150.528 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{mm}}$$

$$\varphi_{0.10.11} := 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.08 \cdot h_{0.10.11}^{\frac{1}{3}}} = 1.705$$

$$\beta_{1.10.11} := \frac{8.3}{3 + \sqrt{f_{cck}}} = 1.038$$

$$\beta_{2.10.11} := \frac{2.4}{0.1 + t_0^{0.18}} = 1.249$$

$$\beta_{h.10.11} := 1.5 \cdot \left[1 + 0.00012 \cdot \left(\frac{RH}{50} \right)^{18} \right] \cdot h_{0.10.11} + 250 = 487.358$$

$$\beta_{c.10.11} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_{h.10.11} + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.992$$

$$\varphi_{10.11} := \varphi_{0.10.11} \cdot \beta_{1.10.11} \cdot \beta_{2.10.11} \cdot \beta_{c.10.11} = 2.192$$

Kryptøyning

$$E_{ck} := 9500 \cdot f_{cck}^{0.3} = 2.495 \times 10^4$$

Tillegg A.9.2

Betongspenning:

$$N_p := 16.490 \text{ kN}$$

$$\sigma_{c.10.11} := -\frac{N_p}{A_{c.10.11}} = -5.973 \cdot \text{MPa}$$

$$\epsilon_{cc.10.11} := \frac{\sigma_{c.10.11}}{E_{ck} \cdot \text{MPa}} \cdot \varphi_{10.11} \cdot 10^3 = -0.525 \text{ ‰}$$

Svinntøyning

$$\epsilon_{s.10.11} := -550 \cdot 10^{-6} \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] = -3.613 \times 10^{-4}$$

$$\beta_{s.10.11} := \left(\frac{t - t_s}{0.035 \cdot h_{0.10.11}^2 + t - t_s} \right)^{0.5} = 0.979$$

$$\epsilon_{cs.10.11} := \epsilon_{s.10.11} \cdot \beta_{s.10.11} \cdot 10^3 = -0.354 \text{ ‰}$$

Oppsummert

Kryptall	Svinntøyning	Kryptøyning
$\varphi_{1.4} = 2.182$	$\epsilon_{cs.1.4} = -0.353$	
$\varphi_{4.5} = 2.153$	$\epsilon_{cs.4.5} = -0.352$	
$\varphi_{5.9} = 2.129$	$\epsilon_{cs.5.9} = -0.35$	
$\varphi_{9.10} = 2.078$	$\epsilon_{cs.9.10} = -0.345$	
$\varphi_{10.11} = 2.192$	$\epsilon_{cs.10.11} = -0.354$	$\epsilon_{cc.10.11} = -0.525$

Vedlegg E

Tap fra kryp, svinn og relaksasjon i spennarmeringen

Tap fra kryp, svinn og relaksasjon i spennarmeringen

Beregninger i henhold til Betongkonstruksjoner av Svein Ivar Sørensen .

Kryp

Input

$$\begin{aligned} A_c &:= 1.313 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 & A_p &:= 12868 \text{ mm}^2 & P_0 &:= 490 \text{ kN} \\ E_c &:= 2.442 \cdot 10^4 \text{ MPa} & E_p &:= 195000 \text{ MPa} & P_{0,\text{tot}} &:= 16 \cdot P_0 = 7.84 \times 10^3 \cdot \text{kN} \\ \varphi_{10.11} &:= 2.192 & f_{02} &:= 835 \text{ MPa} & N_p &:= P_{0,\text{tot}} = 7.84 \times 10^3 \cdot \text{kN} \\ E_s &:= 2 \cdot 10^5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Last som virker på betongen i lang tid vil føre til kryptøyninger. Langtids E-modul får pålastning ved 28 dager blir da:

$$E_{cL} := \frac{E_c}{1 + \varphi_{10.11}} = 7650 \text{ MPa} \quad \text{Sørensen (6.13)}$$

Det transponerte tverrsnittet blir da:

$$A_t := A_c + \left(\frac{E_p}{E_{cL}} - 1 \right) \cdot A_p = 1628124 \text{ mm}^2 \quad \text{Sørensen (6.6)}$$

Det er antatt at spennarmeringen ligger sentrisk i betongtverrsnittet. Det oppstår dermed ingen eksentrisitetsmomenter, og betongspenningen vil bli lik i hele tverrsnittet.

$$\sigma_c := \frac{-N_p}{A_t} = -4.815 \cdot \text{MPa}$$

Beregner betongtøyningen ved spennarmeringen for både korttid og langtid. Disse tøyningene er det samme som tøyningsreduksjonen i spennarmeringen.

$$\text{Korttid:} \quad \Delta \varepsilon_{p,\text{kort}} := \frac{\sigma_c}{E_c} = -1.972 \times 10^{-4}$$

$$\text{Langtid:} \quad \Delta \varepsilon_{p,\text{Lang}} := \frac{\sigma_c}{E_{cL}} = -6.294 \times 10^{-4}$$

Dette fører til en reduksjon, altså spenningsendring i spennarmeringen.

$$\text{Korttid:} \quad \Delta\sigma_{p.kort} := \Delta\epsilon_{p.kort} \cdot E_p = -38.452 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Langtid:} \quad \Delta\sigma_{p.Lang} := \Delta\epsilon_{p.Lang} \cdot E_s = -125.886 \cdot \text{MPa}$$

Reduksjon/spenningsendring på grunn av kryp blir da:

$$\Delta\sigma_{p.kryp} := \Delta\sigma_{p.Lang} - \Delta\sigma_{p.kort} = -87.434 \cdot \text{MPa}$$

Kryptøyningen er den samme i spennarmeringen som i betongen.

$$\epsilon_{cc.10.11} := -0.525 \text{ ‰}$$

Svinn

Uttørring av betong fører til svinntøyning ϵ_{cs} . For beregning av svinntøyningen er det som en forenkling antatt at spennarmeringen ligger sentrisk i betongtverrsnittet.

$$\epsilon_{cs.10.11} := -0.354 \cdot 10^{-3}$$

Trenger en fiktiv kraft som gir armeringen samme tøyning som svinntøyningen:

$$N_s := |\epsilon_{cs.10.11}| \cdot E_p \cdot A_p = 888.278 \cdot \text{kN} \quad \text{Sørensen (6.15)}$$

Resulterende svinntøyning ved armering:

$$\Delta\epsilon_{p.svinn} := \epsilon_{cs.10.11} + \frac{N_s}{E_{cL} \cdot A_t} = -2.827 \times 10^{-4} \quad \text{Sørensen (6.16)}$$

Spenningsendringen i spennarmeringeb på grunn av svinn blir da:

$$\Delta\sigma_{p.svinn} := \Delta\epsilon_{p.svinn} \cdot E_p = -55.124 \cdot \text{MPa} \quad \text{Sørensen (6.17)}$$

Relaksasjon

I følge NS 3473 A.9.3.3 sies det at ved tap i spennkraft på grunn av relaksasjon i spennstålet kan, relaksasjonsspenningen regnes lik spenningen i spennstålet etter at spennkraften er redusert med halvparten av de antatte tap fra kryp og svinn i betongen.

$$\sigma_{pr} := \frac{N_p}{A_p} - 0.5 \cdot (\Delta\sigma_{p.kryp} - \Delta\sigma_{p.svinn}) = 625.418 \cdot \text{MPa}$$

Beregner bruddspenningen ved hjelp av forholdet mellom f_{pk} og $f_{p0.1k}$

$$f_{pk} := \frac{1650 \text{MPa}}{1500 \text{MPa}} \cdot f_{02} = 918.5 \cdot \text{MPa}$$

Relaksasjonsspenning i % av bruddspenningen blir da:

$$S_2 := \frac{\sigma_{pr}}{f_{pk}} \cdot 100 = 68.091$$

Finner S_1 og T_2 ved å lese av Figur 1 i NS 3473, punkt 9.3. Kurve b)

$$S_1 := 45$$

$$T_2 := 11$$

Vedlegg F

Vindlast

Vindlast

Vindhastighet og vindhastighetstrykk

Beregnet etter NS-EN 1991-1-4: 2005+NA:2009 *Vindlast*, og vindlastklasse I i henhold til N400.

-Basisvindhastighet NS-EN 1991-1-4 pkt 4.2

Referansevindhastighet	$v_0 := 30 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	EK1-1-4: Tab. NA.4(901.1)
Retningsfaktor	$c_{\text{dir}} := 1$	EK1-1-4: Tab. NA.4(901.4)
Årstidfaktor	$c_{\text{season}} := 1$	EK1-1-4: Tab. NA.4(901.5)
Nivåfaktor	$c_{\text{alt}} := 1$	EK1-1-4:NA.4.2(2)P(901.1) når $v_b >$ eller $= v_0$
Returperiodefaktor	$c_{\text{prob}} := 1$	Returperiode på 50 år
Basisvindhastighet	$v_b := c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{season}} \cdot c_{\text{alt}} \cdot c_{\text{prob}} \cdot v_0 = 30 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	EK1-1-4: Lign. (NA 4.1)

-Middelvind NS-EN 1991-1-4 pkt 4.3

Overbygningens høyde over terreng	$z := 22\text{m}$	Antar 22 m over hele brua
Kategorinummer I:	$k_r := 0.17$ $z_0 := 0.01\text{m}$ $z_{\text{min}} := 2\text{m}$	EK1-1-4: Tab. NA.4.1
Ruhetsfaktor	$c_r := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 1.308$	EK1-1-4: Lign. (4.4)
Terrengformfaktor	$c_0 := 1$	NTNU KT6003
Stedsvindhastighet	$v_m := c_r \cdot c_0 \cdot v_b = 39.251 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	EK1-1-4: Lign. (4.3)

-Vindturbulens NS-EN 1991-1-4 pkt 4.4

Turbulensfaktor $k_1 := 1$ EK1-1-4: NA.4.4

Turbulensintensitet $I_v := \frac{k_1}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0.13$ EK1-1-4: Lign. (4.7)

-Vindkasthastighetstrykk NS-EN 1991-1-4 pkt 4.5

Toppfaktor $k_p := 3.5$ EK1-1-4: NA.4.5(1)

Vindkasthastighet $v_p := \left(1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v\right)^{\frac{1}{2}} \cdot v_m$ EK1-1-4: NA.4.4(1)

$$v_p = 54.239 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Luftas tettheit $\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ EK1-1-4: NA.4.5(1)

Vindkasthastighetstrykk

$q_p := (1 + 7 \cdot I_v) \cdot 0.5 \cdot \rho \cdot v_m^2 = 1.839 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ EK1-1-4: Lign. (4.8)

Basisvindhastighetstrykk

$q_b := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0.563 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ EK1-1-4: Lign (4.10)

Vindlast Akse 1-4

Vindlast på bru *uten* trafikklast: Akse 1-4

I henhold til NS-EN 1991-1-4: NA.8.3.2(1), kan det benyttes en forenklet beregningsmetode til å finne vindkreftene, så lenge det ikke er behov for dynamisk responsberegning.

Vindkraft på tvers av brua; altså i X-retning.

$$b := 4.8\text{m}$$

$$d_{\text{tot}} := 0.97\text{m} + 0.6\text{m} = 1.57\text{ m}$$

EK1-1-4: Tab. 8.1

$$A_{\text{refx}} := d_{\text{tot}} \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 1.57 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

EK1-1-4: Fig. 8.3

$$c_e := \frac{q_p}{q_b} = 3.269$$

EK1-1-4: Lign. (4.9)

$$\frac{b}{d_{\text{tot}}} = 3.057$$

$$c_{fx} := 1.6$$

EK1-1-4: Fig 8.3

$$F_{\text{wx}} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_{fx} \cdot A_{\text{refx}} = 4.619 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4: Lign. (8.2)

Vindkraft i bruas lengderetning; altså i Y-retning.

$$F_{\text{wy}} := 0.25 \cdot F_{\text{wx}} = 1.155 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4: 8.3.4(1)

Vindkraft vertikalt på brua; altså i Z-retning.

$$c_{fc} := 0.9$$

Denne er +/- 0.9

EK1-1-4: NA.8.3.3(1)

$$A_{\text{refz}} := b \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 4.8 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

EK1-1-4: Lign. (8.3)

$$F_{\text{wz}} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_{fc} \cdot A_{\text{refz}} = 7.943 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4: 8.3.3(1)

Vindlast på bru med trafikklast: Akse 1-4

I henhold til NS-EN 1991-1-4 NA.8.1(4) er vindkasthastigheten, $v_{p,t}$ ved kjørebanelens høyeste punkt 35m/s med trafikklast på brua. Da må også basisvinden, v_b for dette vindkastet finnes.

$$v_{p,t} := 35 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

v_s tilsvarer v_m når vind og trafikk virker samtidig.

$$v_{m,t} := \frac{v_{p,t}}{\sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_V}} = 25.328 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

EK1-1-4: NA.4.4(1)
MERKNAD

$$v_{b,t} := \frac{v_{m,t}}{c_T \cdot c_0} = 19.359 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

EK1-1-4: Lign. (4.3)

$$q_{b,t} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{b,t}^2 = 0.234 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

EK1-1-4: Lign. (4.10)

$$q_{p,t} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{p,t}^2 = 0.766 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

EK1-1-4: 4.5(1)

Vindkraft på tvers av brua; altså i X-retning.

$$d_{\text{tot},t} := 0.97\text{m} + 2\text{m} = 2.97\text{m}$$

EK1-1-4: 8.3.1(5)

$$c_{e,t} := \frac{q_{p,t}}{q_{b,t}} = 3.269$$

EK1-1-4: Lign. (4.9)

$$\frac{b}{d_{\text{tot},t}} = 1.616$$

$$c_{fx,t} := 2.1$$

EK1-1-4: Fig. (8.3)

$$A_{\text{refx},t} := d_{\text{tot},t} \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 2.97 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

EK1-1-4: Fig. (8.3)

$$F_{\text{wx},t} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{b,t}^2 \cdot c_{e,t} \cdot c_{fx,t} \cdot A_{\text{refx},t} = 4.775 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4: Lign. (8.2)

Vindkraft i bruas længderetning; altså i Y-retning.

$$F_{wy,t} := 0.25 \cdot F_{wx,t} = 1.194 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4: 8.3.4(1)

Vindkraft vertikalt på brua; altså i Z-retning.

$$c_{fz,t} := 0.9$$

Denne er +/- 0.9

EK1-1-4: NA.8.3.3(1)

$$A_{refz,t} := b \cdot l \frac{\text{m}}{\text{m}} = 4.8 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

EK1-1-4: Lign. (8.3)

$$F_{wz,t} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{b,t}^2 \cdot c_{e,t} \cdot c_{fz,t} \cdot A_{refz,t} = 3.308 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4: 8.3.3(1)

Vindlast Akse 4-5

Vindlast på bru *uten* trafikklast: Akse 4-5

Vindkraft på tvers av brua; altså i X-retning.

$$b = 4.8 \text{ m}$$

$$d_{\text{tot.45}} := 1.12 \text{ m} + 0.6 \text{ m} = 1.72 \text{ m}$$

EK1-1-4: Tab. 8.1

$$A_{\text{refx.45}} := d_{\text{tot.45}} \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 1.72 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

EK1-1-4: Fig. 8.3

$$c_e = 3.269$$

EK1-1-4: Lign. (4.9)

$$\frac{b}{d_{\text{tot.45}}} = 2.791$$

$$c_{\text{fx.45}} := 1.7$$

EK1-1-4: Fig 8.3

$$F_{\text{wx.45}} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_{\text{fx.45}} \cdot A_{\text{refx.45}} = 5.376 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4: Lign. (8.2)

Vindkraft i bruas lengderetning; altså i Y-retning.

$$F_{\text{wy.45}} := 0.25 \cdot F_{\text{wx.45}} = 1.344 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4: 8.3.4(1)

Vindkraft vertikalt på brua; altså i Z-retning.

$$c_{\text{fc}} = 0.9$$

Denne er +/- 0.9

EK1-1-4: NA.8.3.3(1)

$$A_{\text{refz.45}} := b \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 4.8 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

EK1-1-4: Lign. (8.3)

$$F_{\text{wz.45}} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_{\text{fc}} \cdot A_{\text{refz.45}} = 7.943 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4: 8.3.3(1)

Vindlast på bru *med* trafikklast: Akse 4-5

Vindkraft på tvers av brua; altså i X-retning.

$$d_{\text{tot.t.45}} := 1.12\text{m} + 2\text{m} = 3.12\text{m}$$

EK1-1-4: 8.3.1(5)

$$c_{e.t} = 3.269$$

EK1-1-4: Lign. (4.9)

$$\frac{b}{d_{\text{tot.t.45}}} = 1.538$$

$$c_{fx.t.45} := 2.15$$

EK1-1-4: Fig. (8.3)

$$A_{\text{refx.t.45}} := d_{\text{tot.t.45}} \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 3.12 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

EK1-1-4: Fig. (8.3)

$$F_{\text{wx.t.45}} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{b.t}^2 \cdot c_{e.t} \cdot c_{fx.t.45} \cdot A_{\text{refx.t.45}} = 5.136 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4: Lign. (8.2)

Vindkraft i bruas lengderetning; altså i Y-retning.

$$F_{\text{wy.t.45}} := 0.25 \cdot F_{\text{wx.t.45}} = 1.284 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4: 8.3.4(1)

Vindkraft vertikalt på brua; altså i Z-retning.

$$c_{fz.t} = 0.9$$

Denne er +/- 0.9

EK1-1-4: NA.8.3.3(1)

$$A_{\text{refz.t.45}} := b \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 4.8 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

EK1-1-4: Lign. (8.3)

$$F_{\text{wz.t.45}} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{b.t}^2 \cdot c_{e.t} \cdot c_{fz.t} \cdot A_{\text{refz.t.45}} = 3.308 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4: 8.3.3(1)

Vindlast Akse 5-9

Vindlast på bru *uten* trafikklast: Akse 5-9

Vindkraft på tvers av brua; altså i X-retning.

$$b = 4.8 \text{ m}$$

$$d_{\text{tot}.59} := 1.27 \text{ m} + 0.6 \text{ m} = 1.87 \text{ m}$$

EK1-1-4: Tab. 8.1

$$A_{\text{refx}.59} := d_{\text{tot}.59} \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 1.87 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

EK1-1-4: Fig. 8.3

$$c_e = 3.269$$

EK1-1-4: Lign. (4.9)

$$\frac{b}{d_{\text{tot}.59}} = 2.567$$

$$c_{\text{fx}.59} := 1.75$$

EK1-1-4: Fig 8.3

$$F_{\text{wx}.59} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_{\text{fx}.59} \cdot A_{\text{refx}.59} = 6.017 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4: Lign. (8.2)

Vindkraft i bruas lengderetning; altså i Y-retning.

$$F_{\text{wy}.59} := 0.25 \cdot F_{\text{wx}.59} = 1.504 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4: 8.3.4(1)

Vindkraft vertikalt på brua; altså i Z-retning.

$$c_{\text{fc}} = 0.9$$

Denne er +/- 0.9

EK1-1-4: NA.8.3.3(1)

$$A_{\text{refz}.59} := b \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 4.8 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

EK1-1-4: Lign. (8.3)

$$F_{\text{wz}.59} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_{\text{fc}} \cdot A_{\text{refz}.59} = 7.943 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4: 8.3.3(1)

Vindlast på bru med trafikklast: Akse 5-9

Vindkraft på tvers av brua; altså i X-retning.

$$d_{\text{tot.t.59}} := 1.27\text{m} + 2\text{m} = 3.27\text{m}$$

EK1-1-4: 8.3.1(5)

$$c_{e,t} = 3.269$$

EK1-1-4: Lign. (4.9)

$$\frac{b}{d_{\text{tot.t.59}}} = 1.468$$

$$c_{fx,t.59} := 2.15$$

EK1-1-4: Fig. (8.3)

$$A_{\text{refx.t.59}} := d_{\text{tot.t.59}} \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 3.27 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

EK1-1-4: Fig. (8.3)

$$F_{\text{wx.t.59}} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{b,t}^2 \cdot c_{e,t} \cdot c_{fx,t.59} \cdot A_{\text{refx.t.59}} = 5.383 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4: Lign. (8.2)

Vindkraft i bruas lengderetning; altså i Y-retning.

$$F_{\text{wy.t.59}} := 0.25 \cdot F_{\text{wx.t.59}} = 1.346 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4: 8.3.4(1)

Vindkraft vertikalt på brua; altså i Z-retning.

$$c_{fz,t} = 0.9$$

Denne er +/- 0.9

EK1-1-4: NA.8.3.3(1)

$$A_{\text{refz.t.59}} := b \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 4.8 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

EK1-1-4: Lign. (8.3)

$$F_{\text{wz.t.59}} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{b,t}^2 \cdot c_{e,t} \cdot c_{fz,t} \cdot A_{\text{refz.t.59}} = 3.308 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4: 8.3.3(1)

Vindlast Akse 9-10

Vindlast på bru *uten* trafikklast: Akse 9-10

Vindkraft på tvers av brua; altså i X-retning.

$$b = 4.8 \text{ m}$$

$$d_{\text{tot},910} := 1.86 \text{ m} + 0.6 \text{ m} = 2.46 \text{ m}$$

EK1-1-4: Tab. 8.1

$$A_{\text{refx},910} := d_{\text{tot},910} \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 2.46 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

EK1-1-4: Fig. 8.3

$$c_e = 3.269$$

EK1-1-4: Lign. (4.9)

$$\frac{b}{d_{\text{tot},910}} = 1.951$$

$$c_{\text{fx},910} := 1.92$$

EK1-1-4: Fig 8.3

$$F_{\text{wx},910} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_{\text{fx},910} \cdot A_{\text{refx},910} = 8.684 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4: Lign. (8.2)

Vindkraft i bruas lengderetning; altså i Y-retning.

$$F_{\text{wy},910} := 0.25 \cdot F_{\text{wx},910} = 2.171 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4: 8.3.4(1)

Vindkraft vertikalt på brua; altså i Z-retning.

$$c_{\text{fc}} = 0.9$$

Denne er +/- 0.9

EK1-1-4: NA.8.3.3(1)

$$A_{\text{refz},910} := b \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 4.8 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

EK1-1-4: Lign. (8.3)

$$F_{\text{wz},910} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_{\text{fc}} \cdot A_{\text{refz},910} = 7.943 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4: 8.3.3(1)

Vindlast på bru med trafikklaster: Akse 9-10

Vindkraft på tvers av brua; altså i X-retning.

$$d_{\text{tot.t.910}} := 1.86\text{m} + 2\text{m} = 3.86\text{m}$$

EK1-1-4: 8.3.1(5)

$$c_{e,t} = 3.269$$

EK1-1-4: Lign. (4.9)

$$\frac{b}{d_{\text{tot.t.910}}} = 1.244$$

$$c_{fx,t.910} := 2.2$$

EK1-1-4: Fig. (8.3)

$$A_{\text{refx.t.910}} := d_{\text{tot.t.910}} \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 3.86 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

EK1-1-4: Fig. (8.3)

$$F_{\text{wx.t.910}} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{b,t}^2 \cdot c_{e,t} \cdot c_{fx,t.910} \cdot A_{\text{refx.t.910}} = 6.502 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4: Lign. (8.2)

Vindkraft i bruas lengderetning; altså i Y-retning.

$$F_{\text{wy.t.910}} := 0.25 \cdot F_{\text{wx.t.910}} = 1.625 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4: 8.3.4(1)

Vindkraft vertikalt på brua; altså i Z-retning.

$$c_{fz,t} = 0.9$$

Denne er +/- 0.9

EK1-1-4: NA.8.3.3(1)

$$A_{\text{refz.t.910}} := b \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 4.8 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

EK1-1-4: Lign. (8.3)

$$F_{\text{wz.t.910}} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{b,t}^2 \cdot c_{e,t} \cdot c_{fz,t} \cdot A_{\text{refz.t.910}} = 3.308 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4: 8.3.3(1)

Vindlast Akse 10-11

Vindlast på bru *uten* trafikklast: Akse 10-11

Vindkraft på tvers av brua; altså i X-retning.

$$b_m := 7.3\text{m}$$

$$d_{\text{tot.1011}} := 1.74\text{m} + 0.6\text{m} = 2.34\text{m}$$

EK1-1-4: Tab. 8.1

$$A_{\text{refx.1011}} := d_{\text{tot.1011}} \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 2.34 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

EK1-1-4: Fig. 8.3

$$c_e = 3.269$$

EK1-1-4: Lign. (4.9)

$$\frac{b_m}{d_{\text{tot.1011}}} = 3.12$$

$$c_{fx.1011} := 1.55$$

EK1-1-4: Fig 8.3

$$F_{wx.1011} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_{fx.1011} \cdot A_{\text{refx.1011}} = 6.669 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4: Lign. (8.2)

Vindkraft i bruas lengderetning; altså i Y-retning.

$$F_{wy.1011} := 0.25 \cdot F_{wx.1011} = 1.667 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4: 8.3.4(1)

Vindkraft vertikalt på brua; altså i Z-retning.

$$c_{fc} = 0.9$$

Denne er +/- 0.9

EK1-1-4: NA.8.3.3(1)

$$A_{\text{refz.1011}} := b_m \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 7.3 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

EK1-1-4: Lign. (8.3)

$$F_{wz.1011} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_{fc} \cdot A_{\text{refz.1011}} = 12.08 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

EK1-1-4: 8.3.3(1)

Vindlast på bru med trafikklast: Akse 10-11

Vindkraft på tvers av brua; altså i X-retning.

$$d_{\text{tot.t.1011}} := 1.74\text{m} + 2\text{m} = 3.74\text{ m} \quad \text{EK1-1-4: 8.3.1(5)}$$

$$c_{e.t} = 3.269 \quad \text{EK1-1-4: Lign. (4.9)}$$

$$\frac{b_m}{d_{\text{tot.t.1011}}} = 1.952 \quad c_{f_x.t.1011} := 1.95 \quad \text{EK1-1-4: Fig. (8.3)}$$

$$A_{\text{refx.t.1011}} := d_{\text{tot.t.1011}} \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 3.74 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}} \quad \text{EK1-1-4: Fig. (8.3)}$$

$$F_{\text{wx.t.1011}} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{b.t}^2 \cdot c_{e.t} \cdot c_{f_x.t.1011} \cdot A_{\text{refx.t.1011}} = 5.584 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{EK1-1-4: Lign. (8.2)}$$

Vindkraft i bruas lengderetning; altså i Y-retning.

$$F_{\text{wy.t.1011}} := 0.25 \cdot F_{\text{wx.t.1011}} = 1.396 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{EK1-1-4: 8.3.4(1)}$$

Vindkraft vertikalt på brua; altså i Z-retning.

$$c_{f_z.t} = 0.9 \quad \text{Denne er +/- 0.9} \quad \text{EK1-1-4: NA.8.3.3(1)}$$

$$A_{\text{refz.t.1011}} := b_m \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 7.3 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}} \quad \text{EK1-1-4: Lign. (8.3)}$$

$$F_{\text{wz.t.1011}} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{b.t}^2 \cdot c_{e.t} \cdot c_{f_z.t} \cdot A_{\text{refz.t.1011}} = 5.03 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{EK1-1-4: 8.3.3(1)}$$

Eksentrisitet

Kraften i z-retning plasseres med en eksentrisitet lik $e = b/4$ fra senter av brua. Dette gjelder både for vindlast med og uten trafikk.

$$e_{\text{w}} := \frac{b}{4} = 1.2\text{ m} \quad e_m := \frac{b_m}{4} = 1.825\text{ m}$$

Oppsummert

Akse 1-4

Uten trafikklast

$$F_{wx} = 4.619 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{wy} = 1.155 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{wz} = 7.943 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Med trafikklast

$$F_{wx.t} = 4.775 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{wy.t} = 1.194 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{wz.t} = 3.308 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Akse 4-5

Uten trafikklast

$$F_{wx.45} = 5.376 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{wy.45} = 1.344 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{wz.45} = 7.943 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Med trafikklast

$$F_{wx.t.45} = 5.136 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{wy.t.45} = 1.284 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{wz.t.45} = 3.308 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Akse 5-9

Uten trafikklast

$$F_{wx.59} = 6.017 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{wy.59} = 1.504 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{wz.59} = 7.943 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Med trafikklast

$$F_{wx.t.59} = 5.383 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{wy.t.59} = 1.346 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{wz.t.59} = 3.308 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Akse 9-10

Uten trafikklast

$$F_{wx.910} = 8.684 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{wy.910} = 2.171 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{wz.910} = 7.943 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Med trafikklast

$$F_{wx.t.910} = 6.502 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{wy.t.910} = 1.625 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{wz.t.910} = 3.308 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Akse 10-11

Uten trafikklast

$$F_{wx.1011} = 6.669 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{wy.1011} = 1.667 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{wz.1011} = 12.08 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Med trafikklast

$$F_{wx.t.1011} = 5.584 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{wy.t.1011} = 1.396 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{wz.t.1011} = 5.03 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vedlegg G

Temperaturlast

Termisk påvirkning

Referanser:

- Statens Vegvesens Håndbok N400 - Forkortning: N400
- NS-EN 1995-1-5:2003+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster, Termiske påvirkninger - Forkortning: NS-EN 1995-1-5
- Rapport fra spesialinspeksjon, 15-0997 Nerlandsøybrua av Rambøll 2011 - Rapport Rambøll 2011

Jevnt fordelt temperaturandel

$$T_{\max} := 34$$

NS-EN 1995-1-5,
Figur NA.A1

$$T_{\min} := -20$$

NS-EN 1995-1-5,
Figur NA.A2

$$T_{e.\max} := T_{\max} - 3 = 31$$

NS-EN 1995-1-5,
Figur NA.6.1

$$T_{e.\min} := T_{\min} + 8 = -12$$

$$T_0 := 10$$

NS-EN 1995-1-5,
NA.A.1(3)

$$\Delta T_{N.con} := T_0 - T_{e.\min} = 22$$

NS-EN 1995-1-5,
lign. (6.1)

$$\Delta T_{N.exp} := T_{e.\max} - T_0 = 21$$

NS-EN 1995-1-5,
lign. (6.2)

Vertikal lineært varierende temperaturandel

Anbefalte verdier for lineært varierende temperaturdifferanseandeler for Type 3 bru:

$$\Delta T_{M,\text{heat}_50\text{mm}} := 15 \text{ grader celsius} \quad \text{Overside varmest.}$$

NS-EN: Tabell 6.1

$$\Delta T_{M,\text{cool}_50\text{mm}} := 8 \text{ grader celsius} \quad \text{Underside varmest.}$$

$$\text{Tykkelse slitelag: } t_{\text{slitelag}} := 120\text{mm}$$

Rapport Rambøll
2011

Faktorer som tar hensyn til overflatetykkelse:

$$k_{\text{sur_over}} := 0.7 - \left(\frac{t_{\text{slitelag}} - 100\text{mm}}{50\text{mm}} \right) \cdot (0.7 - 0.5) = 0.62$$

Interpolerer mellom 0.5 og 0.7.

NS-EN 1995-1-5,
Tabell 6.2

$$k_{\text{sur_under}} := 1.0$$

$$\Delta T_{M,\text{heat}} := k_{\text{sur_over}} \cdot \Delta T_{M,\text{heat}_50\text{mm}} = 9.3 \text{ grader celsius}$$

$$\Delta T_{M,\text{cool}} := k_{\text{sur_under}} \cdot \Delta T_{M,\text{cool}_50\text{mm}} = 8 \text{ grader celsius}$$

Temperaturlaster i analyser

$$\omega_N := 0.35$$

$$\omega_M := 0.75$$

NS-En 1995-1-5, 6.1.5(1)

Kombinering av krefter

Kombinasjon	$\Delta T_{M,heat}$	$\Delta T_{M,cool}$	$\Delta T_{N,exp}$	$\Delta T_{N,con}$
1	1,00		0,35	
2	0,75		1,00	
3	1,00			0,35
4	0,75			1,00
5		1,00	0,35	
6		0,75	1,00	
7		1,00		0,35
8		0,75		1,00

NS-EN 1995-1-5,
lign. (6.3) og (6.4)

Kombinasjon 1: $\Delta T_{M,heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp} = 16.65$

Kombinasjon 2: $\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp} = 27.975$

Kombinasjon 3: $\Delta T_{M,heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,con} = 17$

Kombinasjon 4: $\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con} = 28.975$ *Alle i grader celsius*

Kombinasjon 5: $\Delta T_{M,cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp} = 15.35$

Kombinasjon 6: $\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,exp} = 27$

Kombinasjon 7: $\Delta T_{M,cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,con} = 15.7$

Kombinasjon 8: $\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con} = 28$

Vedlegg H

Bruddgrensetilstand – Lengderetning

Lengderetning - Momentkapasitet

Feltmoment i akse 1-4

Inndata for betong B350/C30/B25, NS 3473 punkt 11.1

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

$$\begin{aligned}h &:= 800\text{mm} & \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\b &:= 4800\text{mm} & f_{cn} &:= 19.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{tn} &:= 1.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\t_f &:= \frac{180\text{mm} + 140\text{mm}}{2} = 160\text{mm} & f_{cd} &:= 14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{td} &:= 1.143 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\b_w &:= 700\text{mm} & \epsilon_{cu} &:= 0.0035\end{aligned}$$

Medvirkende flensbredde, NS 3473 punkt 9.5

$$b_{\text{eff}} := \min(b, 0.1 \cdot 0.75 \cdot 16\text{m}, 8 \cdot t_f) = 1.2\text{m}$$

$$b_f := b_w + 2 \cdot b_{\text{eff}} = 3.1\text{m}$$

Inndata for slakkarmering, NS 3473 punkt 10.4

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

Kvalitet Ks.50 - Ø20

$$\begin{aligned}\gamma_s &:= 1.25 & \emptyset &:= 20\text{mm} \\f_{sk} &:= 480 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & E_{sk} &:= 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\f_{sd} &:= 384 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \epsilon_{sy} &:= 0.0024\end{aligned}$$

$$\text{Areal strekkarmering: } A_{ss} := 24 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 = 7540 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Areal trykkarmering: } A_{st} := 8 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 = 2513.3 \cdot \text{mm}^2$$

Tegning nr. 16

Effektiv tverrsnittshøyde

Grunnet lite detaljerte ferdigbrutegninger, er det valgt å benytte armeringsregler etter NS 427 A Betongarbeider punkt 5: For $d > 16$ mm kreves det en fri avstand på 3,0 cm mellom to armeringslag. Bjelkens overdekning er satt til 3,0 cm

Regner avstand fra underkant bjelke til tyngdepunkt armering

$$y_1 := \frac{(12 \cdot 50 + 12 \cdot 100) \text{ mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2}{A_{ss}} = 75 \cdot \text{mm}$$

$$y_2 := \frac{8 \cdot 50 \text{ mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2}{A_{st}} = 50 \cdot \text{mm}$$

$$d_1 := h - y_1 = 725 \cdot \text{mm}$$

$$d_2 := h - y_2 = 750 \cdot \text{mm}$$

Kontroll av minimumsarmering etter NS 3473 punkt 18.3.1-18.3.3

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

$$k_w := \max\left(1.5 - \frac{h}{h_1}, 1.0\right) = 1$$

$$A_s := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 685 \cdot \text{mm}^2$$

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

$$A_{ss, \min} := 2 \cdot A_s = 1371 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{ss} \geq A_{ss, \min} \quad \text{OK for strekkarmering.}$$

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s hvis ikke annet påvises å være tilstrekkelig, NS 3473 punkt 18.3.2

$$A_{st, \min} := \frac{A_s}{2} = 343 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{st} \geq A_{st, \min} \quad \text{OK for trykkarmering.}$$

Balansert armeringstverrsnitt

Kontrollerer om tverrsnittet er under- eller overarmert. Dette gjøres ved å beregne det balanserte armeringstverrsnittet og kontrollerer om dette igjen er større eller mindre enn strekkarmeringsarealet.

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

Når den brukte armeringsmengden tilsvarer balansert armert eller underarmert, bestemmes den balanserte armeringsmengden på følgende måte.

$$A_{sb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_f \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 38887 \cdot \text{mm}^2$$

$A_{sb} \geq A_{ss}$ Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd.

Underarmert armeringstverrsnitt

$$\alpha := \frac{A_{ss} \cdot f_{sd}}{0.8 \cdot b_f \cdot d_1 \cdot f_{cd}} = 0.115$$

Kontrollerer om flensen kan betraktes som tynn:

$$t := 0.8 \cdot \alpha \cdot d_1 = 67 \cdot \text{mm}$$

$t_f \geq t$ Må regne videre med tykk flens.

Trykksonehøyde

$$\alpha \cdot d_1 = 83 \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet

Trykkarmeringen ligger i nøytralsonen og har ingen innvirkning på kapasiteten. Momentkapasiteten er derfor beregnet om strekkarmeringen.

$$M_d := 0.8 \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0.4\alpha) \cdot \alpha \cdot b_f \cdot d_1^2 = 2003 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Lengderetning - Momentkapasitet

Feltmoment i akse 4-5

Inndata for betong B350/C30/B25, NS 3473 punkt 11.1

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

$$\begin{aligned}h &:= \frac{800\text{mm} + 1100\text{mm}}{2} = 950\text{mm} & \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\b &:= 4800\text{mm} & f_{cn} &:= 19.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{tn} &:= 1.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\t_f &:= \frac{180\text{mm} + 140\text{mm}}{2} = 160\text{mm} & f_{cd} &:= 14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{td} &:= 1.143 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\b_w &:= 700\text{mm} & \epsilon_{cu} &:= 0.0035\end{aligned}$$

Medvirkende flensbredde, NS 3473 punkt 9.5

$$b_{\text{eff}} := \min(b, 0.1 \cdot 0.75 \cdot 16\text{m}, 8 \cdot t_f) = 1.2\text{m}$$

$$b_f := b_w + 2 \cdot b_{\text{eff}} = 3.1\text{m}$$

Inndata for slakkarmering, NS 3473 punkt 10.4

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

Kvalitet Ks.50 - Ø20

$$\begin{aligned}\gamma_s &:= 1.25 & \phi &:= 20\text{mm} \\f_{sk} &:= 480 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & E_{sk} &:= 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\f_{sd} &:= 384 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \epsilon_{sy} &:= 0.0024\end{aligned}$$

$$\text{Areal strekkarmering: } A_{St} := 22 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 6912 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Areal trykkarmering: } A_{St} := 3 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 942 \cdot \text{mm}^2$$

Tegning nr. 21

Effektiv tverrsnittshøyde

Grunnet lite detaljerte ferdigbrutegninger, er det valgt å benytte armeringsregler etter NS 427 A Betongarbeider punkt 5: For $d > 16$ mm kreves det en fri avstand på 3,0 cm mellom to armeringslag. Bjelkens overdekning er satt til 3,0 cm

Regner avstand fra underkant bjelke til tyngdepunkt armering

$$y_1 := \frac{(11 \cdot 50 + 11 \cdot 100) \text{ mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2}{A_{ss}} = 75 \cdot \text{mm}$$

$$y_2 := \frac{3 \cdot 50 \text{ mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2}{A_{st}} = 50 \cdot \text{mm}$$

$$d_1 := h - y_1 = 875 \cdot \text{mm}$$

$$d_2 := h - y_2 = 900 \cdot \text{mm}$$

Kontroll av minimisarmering etter NS 3473 punkt 18.3.1

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

$$k_w := \max\left(1.5 - \frac{h}{h_1}, 1.0\right) = 1$$

$$A_s := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 814 \cdot \text{mm}^2$$

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

$$A_{ss, \min} := 2 \cdot A_s = 1628 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{ss} \geq A_{ss, \min} \quad \text{OK for strekkarmering.}$$

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s hvis ikke annet påvises å være tilstrekkelig, NS 3473 punkt 18.3.2

$$A_{st, \min} := \frac{A_s}{2} = 407 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{st} \geq A_{st, \min} \quad \text{OK for trykkarmering.}$$

Balansert armeringstverrsnitt

Kontrollerer om tverrsnittet er under- eller overarmert. Dette gjøres ved å beregne det balanserte armeringstverrsnittet og kontrollerer om dette igjen er større eller mindre enn strekkarmeringsarealet.

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

Når den brukte armeringsmengden tilsvarer balansert armert eller underarmert, bestemmes den balanserte armeringsmengden på følgende måte.

$$A_{sb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_f \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 46932 \cdot \text{mm}^2$$

$A_{sb} \geq A_{ss}$ Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd.

Underarmert armeringstverrsnitt

$$\alpha := \frac{A_{ss} \cdot f_{sd}}{0.8 \cdot b_f \cdot d_1 \cdot f_{cd}} = 0.087$$

Kontrollerer om flensen kan betraktes som tynn:

$$t := 0.8 \cdot \alpha \cdot d_1 = 61 \cdot \text{mm}$$

$t_f \geq t$ Må regne videre med tykk flens.

Trykksonehøyde

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

Momentkapasitet

Trykkarmeringen ligger i nøytralsonen og har ingen innvirkning på kapasiteten. Momentkapasiteten er derfor beregnet om strekkarmeringen.

$$M_d := 0.8 \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0.4\alpha) \cdot \alpha \cdot b_f \cdot d_1^2 = 2241 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Lengderetning - Momentkapasitet

Feltmoment i akse 5-9

Inndata for betong B350/C30/B25, NS 3473 punkt 11.1

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

$$\begin{aligned} h &:= 1100\text{mm} & \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ b &:= 4800\text{mm} & f_{cn} &:= 19.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{tn} &:= 1.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ t_f &:= \frac{180\text{mm} + 140\text{mm}}{2} = 160\text{mm} & f_{cd} &:= 14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{td} &:= 1.143 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ b_w &:= 700\text{mm} & \epsilon_{cu} &:= 0.0035 \end{aligned}$$

Medvirkende flensbredde, NS 3473 punkt 9.5

$$b_{\text{eff}} := \min(b, 0.1 \cdot 0.75 \cdot 22\text{m}, 8 \cdot t_f) = 1.28\text{m}$$

$$b_f := b_w + 2 \cdot b_{\text{eff}} = 3.26\text{m}$$

Inndata for slakkarmering, NS 3473 punkt 10.4

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

Kvalitet Ks.50 - Ø20

$$\begin{aligned} \gamma_s &:= 1.25 & \phi &:= 20\text{mm} \\ f_{sk} &:= 480 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & E_{sk} &:= 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ f_{sd} &:= 384 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \epsilon_{sy} &:= 0.0024 \end{aligned}$$

$$\text{Areal strekkarmering:} \quad A_{ss} := 30 \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 9425 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Areal trykkarmering:} \quad A_{st} := 3 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 942 \cdot \text{mm}^2$$

Tegning nr. 22 a

Effektiv tverrsnittshøyde

Grunnet lite detaljerte ferdigbrutegninger, er det valgt å benytte armeringsregler etter NS 427 A Betongarbeider punkt 5: For $d > 16$ mm kreves det en fri avstand på 3,0 cm mellom to armeringslag. Bjelkens overdekning er satt til 3,0 cm

Regner avstand fra underkant bjelke til tyngdepunkt armering

$$y_1 := \frac{(11 \cdot 50 + 11 \cdot 100 + 8 \cdot 150) \text{ mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2}{A_{ss}} = 95 \cdot \text{mm}$$

$$y_2 := \frac{3 \cdot 50 \text{ mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2}{A_{st}} = 50 \cdot \text{mm}$$

$$d_1 := h - y_1 = 1005 \cdot \text{mm}$$

$$d_2 := h - y_2 = 1050 \cdot \text{mm}$$

Kontroll av minimsarmering etter NS 3473 punkt 18.3.1

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

$$k_w := \max\left(1.5 - \frac{h}{h_1}, 1.0\right) = 1$$

$$A_s := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 942 \cdot \text{mm}^2$$

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

$$A_{ss, \text{min}} := 2 \cdot A_s = 1885 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{ss} \geq A_{ss, \text{min}} \quad \text{OK for strekkarmering.}$$

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s hvis ikke annet påvises å være tilstrekkelig, NS 3473 punkt 18.3.2

$$A_{st, \text{min}} := \frac{A_s}{2} = 471 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{st} \geq A_{st, \text{min}} \quad \text{OK for trykkarmering.}$$

Balansert armeringstverrsnitt

Kontrollerer om tverrsnittet er under- eller overarmert. Dette gjøres ved å beregne det balanserte armeringstverrsnittet og kontrollerer om dette igjen er større eller mindre enn strekkarmeringsarealet.

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

Når den brukte armeringsmengden tilsvarende balansert armert eller underarmert, bestemmes den balanserte armeringsmengden på følgende måte.

$$A_{sb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_f \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 56687 \cdot \text{mm}^2$$

$A_{sb} \geq A_{ss}$ Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd.

Underarmert armeringstverrsnitt

$$\alpha := \frac{A_{ss} \cdot f_{sd}}{0.8 \cdot b_f \cdot d_1 \cdot f_{cd}} = 0.099$$

Kontrollerer om flensen kan betraktes som tynn:

$$t := 0.8 \cdot \alpha \cdot d_1 = 79 \cdot \text{mm}$$

$t_f \geq t$ Må regne videre med tykk flens.

Trykksonehøyde

$$\alpha \cdot d_1 = 99 \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet

Trykkarmeringen ligger i nøytralsonen og har ingen innvirkning på kapasiteten. momentkapasiteten er derfor beregnet om strekkarmeringen.

$$M_d := 0.8 \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0.4\alpha) \cdot \alpha \cdot b_f \cdot d_1^2 = 3494 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Lengderetning - Momentkapasitet

Feltmoment i akse 9-10

Inndata for betong B350/C30/B25, NS 3473 punkt 11.1

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

Vi befinner oss i element 164 og her øker tverrsnittshøyden da brua er parabelformet.

$$\begin{aligned}h &:= 1580\text{mm} & \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\b &:= 4800\text{mm} & f_{cn} &:= 19.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{tn} &:= 1.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\t_f &:= \frac{180\text{mm} + 140\text{mm}}{2} = 160\text{mm} & f_{cd} &:= 14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{td} &:= 1.143 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\b_w &:= 700\text{mm} & \epsilon_{cu} &:= 0.0035\end{aligned}$$

Medvirkende flensbredde, NS 3473 punkt 9.5.

$$b_{\text{eff}} := \min(b, 0.1 \cdot 0.75 \cdot 22\text{m}, 8 \cdot t_f) = 1.28\text{m}$$

$$b_f := b_w + 2 \cdot b_{\text{eff}} = 3.26\text{m}$$

Inndata for slakkarmering, NS 3473 punkt 10.4

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

Kvalitet Ks.50 - Ø20

$$\begin{aligned}\gamma_s &:= 1.25 & \emptyset &:= 20\text{mm} \\f_{sk} &:= 480 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & E_{sk} &:= 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\f_{sd} &:= 384 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \epsilon_{sy} &:= 0.0024\end{aligned}$$

$$\text{Areal strekkarmering: } A_{ss} := 9 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 = 2827 \cdot \text{mm}^2$$

Tegning nr. 26

$$\text{Areal trykkarmering: } A_{st} := 8 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 = 2513 \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv tverrsnittshøyde for slakkarmering

Grunnet lite detaljerte ferdigbrutegninger, er det valgt å benytte armeringsregler etter NS 427 A Betongarbeider punkt 5: For $d > 16$ mm kreves det en fri avstand på 3,0 cm mellom to armeringslag. Bjelkens overdekning er satt til 3,0 cm

Regner avstand fra underkant bjelke til tyngdepunkt armering

$$y_1 := \frac{(5 \cdot 50 + 4 \cdot 100) \text{mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2}{A_{ss}} = 72 \cdot \text{mm}$$

$$y_2 := \frac{(4 \cdot 50 + 4 \cdot 100) \text{mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2}{A_{st}} = 75 \cdot \text{mm}$$

$$d_1 := h - y_1 = 1508 \cdot \text{mm}$$

$$d_2 := h - y_2 = 1505 \cdot \text{mm}$$

Inndata for spennarmering.

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

$$A_p := 12868 \text{mm}^2 \quad f_{pd} := 668 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \epsilon_{p0} := 0.0043$$

$$f_{02} := 835 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_p := 195000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \varnothing_p := 32 \text{mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde for spennarmering

Beregner avstanden fra underkant bjelke til tyngdepunkt spennarmering. Grunnet lite informasjon gjennom tegningene er det benyttet antatte avstander.

$$y_p := \frac{(4 \cdot 1370 + 4 \cdot 1280 + 4 \cdot 1190 + 4 \cdot 1100) \text{mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_p}{2}\right)^2}{A_p} = 1235 \cdot \text{mm}$$

$$d_p := h - y_p = 345 \cdot \text{mm}$$

Tap på grunn av svinn, kryp og relaksasjon

Det vanlige tøyningstapet i spennarmeringen ligger rundt 0,9 - 1,5 %. For å være på den konservative siden antas det et totalt tøyningstap på 1.5 %.

$$\Delta \epsilon'_{p0} := 0.0015$$

$$\epsilon'_{p0} := \epsilon_{p0} - \Delta \epsilon'_{p0} = 0.0028$$

Kontroll av minimsarmering etter NS 3473 punkt 18.3.1

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

$$k_w := \max\left(1.5 - \frac{h}{h_1}, 1.0\right) = 1$$

$$A_s := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 1354 \cdot \text{mm}^2$$

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

$$A_{ss,\min} := 2 \cdot A_s = 2707 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{ss} \geq A_{ss,\min} \quad \text{OK for strekkarmering.}$$

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s hvis ikke annet påvises å være tilstrekkelig, NS 3473 punkt 18.3.2

$$A_{st,\min} := \frac{A_s}{2} = 677 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{st} \geq A_{st,\min} \quad \text{OK for trykkarmering.}$$

Balansert armeringstverrsnitt

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + (\epsilon_{p0} - \epsilon'_{p0})} = 0.7$$

Når den brukte armeringsmengden tilsvarende balansert armert eller underarmert, bestemmes den balanserte armeringsmengden på følgende måte.

$$A_{pb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_f \cdot d_p \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} - A_{ss} \cdot \frac{f_{sd}}{f_{pd}} + A_{st} \cdot \frac{f_{sd}}{f_{pd}} = 13020 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{pb} \geq A_p \quad \text{Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd.}$$

Underarmert armeringstverrsnitt

$$\alpha := \frac{A_p \cdot f_{pd} + (A_{ss} - A_{st}) \cdot f_{sd}}{0.8 \cdot b_f \cdot d_p \cdot f_{cd}} = 0.692$$

Kontrollerer om flensen kan betraktes som tynn:

$$t := 0.8 \cdot \alpha \cdot d_p = 191 \cdot \text{mm}$$

$t_f \leq t$ Kan regne videre med tynn flens.

Dersom tykkelsen av flensen er mindre enn trykksonehøyden kan man anta konstant betongtrykkspenning i flensen.

Momentkapasitet

$$T_c := f_{cd} \cdot b_f \cdot t_f = 7302 \cdot \text{kN}$$

$$z_c := d_p - 0.5 \cdot t_f = 0.265 \text{ m}$$

$$T_{ss} := A_{ss} \cdot f_{sd} = 1086 \cdot \text{kN}$$

$$z_{ss} := y_p - y_1 = 1.163 \text{ m}$$

$$T_{st} := A_{st} \cdot f_{sd} = 965 \cdot \text{kN}$$

$$z_{st} := d_2 - y_p = 0.27 \text{ m}$$

$$M_d := T_c \cdot z_c + T_{ss} \cdot z_{ss} + T_{st} \cdot z_{st} = 3458 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Lengderetning - Momentkapasitet

Feltmoment i akse 10-11

Inndata for betong B350/C30/B25, NS 3473 punkt 11.1

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

Vi befinner oss i element 195 langs brubanen.

$$\begin{aligned} h &:= 1100\text{mm} & \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ b &:= 7300\text{mm} & f_{cn} &:= 19.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{tn} &:= 1.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ t_f &:= \frac{240\text{mm} + 140\text{mm}}{2} = 190\text{mm} & f_{cd} &:= 14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{td} &:= 1.143 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ b_w &:= 700\text{mm} & \epsilon_{cu} &:= 0.0035 \end{aligned}$$

Medvirkende flensbredde, NS 3473 punkt 9.5

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

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

Inndata for slakkarmering, NS 3473 punkt 10.4

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

Kvalitet Ks.50 - Ø20

$$\begin{aligned} \gamma_s &:= 1.25 & \emptyset &:= 20\text{mm} \\ f_{sk} &:= 480 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & E_{sk} &:= 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ f_{sd} &:= 384 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \epsilon_{sy} &:= 0.0024 \end{aligned}$$

$$\text{Areal strekkarmering: } A_{ss} := 17\pi \cdot \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 = 5341 \cdot \text{mm}^2$$

Tegning nr. 25

$$\text{Areal trykkarmering: } A_{st} := 5 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 = 1571 \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv tverrsnittshøyde for slakkarmering

Grunnet lite detaljerte ferdigbruteplaner, er det valgt å benytte armeringsregler etter NS 427 A Betongarbeider punkt 5: For $d > 16$ mm kreves det en fri avstand på 3,0 cm mellom to armeringslag. Bjelkens overdekning er satt til 3,0 cm

Regner avstand fra underkant bjelke til tyngdepunkt armering

$$y_1 := \frac{(5 \cdot 50 + 5 \cdot 100 + 5 \cdot 150 + 2 \cdot 200) \text{mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2}{A_{ss}} = 112 \cdot \text{mm}$$

$$y_2 := \frac{(5 \cdot 50) \text{mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2}{A_{st}} = 50 \cdot \text{mm}$$

$$d_1 := h - y_1 = 988 \cdot \text{mm}$$

$$d_2 := h - y_2 = 1050 \cdot \text{mm}$$

Inndata for spennarmering.

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

$$A_p := 12868 \text{mm}^2 \quad f_{pd} := 668 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \epsilon_{p0} := 0.0043$$

$$f_{02} := 835 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_p := 195000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \emptyset_p := 32 \text{mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde for spennarmering

Ferdigbruteplan nummer 25 viser målsatt snitt av spennarmeringen. På bakgrunn av dette beregnes avstand fra underkant bjelke til tyngdepunkt spennarmering.

$$y_p := \frac{(4 \cdot 60 + 4 \cdot 150 + 4 \cdot 240 + 4 \cdot 330) \text{mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset_p}{2}\right)^2}{A_p} = 195 \cdot \text{mm}$$

$$d_p := h - y_p = 905 \cdot \text{mm}$$

Tap på grunn av svinn, kryp og relaksasjon

Det vanlige tøyningstapet i spennarmeringen ligger rundt 0,9 - 1,5 %. For å være på den konservative siden antas det et totalt tøyningstap på 1.5 %.

$$\Delta \epsilon'_{p0} := 0.0015$$

$$\epsilon'_{p0} := \epsilon_{p0} - \Delta \epsilon'_{p0} = 0.0028$$

Kontroll av minimsarmering etter NS 3473 punkt 18.3.1

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

$$k_w := \max\left(1.5 - \frac{h}{h_1}, 1.0\right) = 1$$

$$A_s := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 942 \cdot \text{mm}^2$$

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

$$A_{ss,\min} := 2 \cdot A_s = 1885 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{ss} \geq A_{ss,\min} \quad \text{OK for strekkarmering.}$$

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s hvis ikke annet påvises å være tilstrekkelig, NS 3473 punkt 18.3.2

$$A_{st,\min} := \frac{A_s}{2} = 471 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{st} \geq A_{st,\min} \quad \text{OK for trykkarmering.}$$

Balansert armeringstverrsnitt

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + (\epsilon_{p0} - \epsilon'_{p0})} = 0.7$$

Når den brukte armeringsmengden tilsvarende balansert armert eller underarmert, bestemmes den balanserte armeringsmengden på følgende måte.

$$A_{sb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_f \cdot d_p \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} - A_{ss} \cdot \frac{f_{sd}}{f_{pd}} + A_{st} \cdot \frac{f_{sd}}{f_{pd}} = 37558 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{sb} \geq A_p \quad \text{Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd.}$$

Underarmert armeringstverrsnitt

$$\alpha := \frac{A_p \cdot f_{pd} + (A_{ss} - A_{st}) \cdot f_{sd}}{0.8 \cdot b_f \cdot d_p \cdot f_{cd}} = 0.265$$

Kontrollerer om flensen kan betraktes som tynn:

$$t := 0.8 \cdot \alpha \cdot d_p = 192 \cdot \text{mm}$$

$t_f \leq t$ Kan regne videre med tynn flens.

Dersom tykkelsen av flensen er mindre enn trykksonehøyden kan man anta konstant betongtrykkspenning i flensen.

Momentkapasitet

$$T_c := f_{cd} \cdot b_f \cdot t_f = 9948 \cdot \text{kN}$$

$$z_c := d_p - 0.5 \cdot t_f = 0.81 \text{ m}$$

$$T_{ss} := A_{ss} \cdot f_{sd} = 2051 \cdot \text{kN}$$

$$z_{ss} := y_p - y_1 = 0.083 \text{ m}$$

$$T_{st} := A_{st} \cdot f_{sd} = 603 \cdot \text{kN}$$

$$z_{st} := d_2 - y_p = 0.855 \text{ m}$$

$$M_d := T_c \cdot z_c + T_{ss} \cdot z_{ss} + T_{st} \cdot z_{st} = 8745 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Lengderetning - Momentkapasitet

Støttemoment i akse 1-4

Over støttene ligger flensen på strekksiden, og tverrsnittet regnes som et rektangulært tverrsnitt med stegbredde b_w . I henhold til NS 3473 kan lengdearmeringen som ligger innenfor effektiv flensbredde regnes som effektiv strekkarmering .

Inndata for betong B350/C30/B25, NS 3473 punkt 11.1

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

$$\begin{aligned} h &:= 800\text{mm} & \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ b &:= 4800\text{mm} & f_{cn} &:= 19.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{tn} &:= 1.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ t_f &:= \frac{180\text{mm} + 140\text{mm}}{2} = 160\text{mm} & f_{cd} &:= 14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{td} &:= 1.143 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ b_w &:= 700\text{mm} & \epsilon_{cu} &:= 0.0035 \end{aligned}$$

Medvirkende flensbredde, NS 3473 punkt 9.5

$$b_{\text{eff}} := \min[b, 0.1 \cdot 0.15(16 + 16)\text{m}, 8 \cdot t_f] = 0.48\text{m}$$

$$b_f := b_w + 2 \cdot b_{\text{eff}} = 1.66\text{m}$$

Inndata for slakkarmering, NS 3473 punkt 10.4

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

Kvalitet Ks.50 - Ø20

$$\begin{aligned} \gamma_s &:= 1.25 & \emptyset &:= 20\text{mm} \\ f_{sk} &:= 480 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & E_{sk} &:= 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ f_{sd} &:= 384 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \epsilon_{sy} &:= 0.0024 \end{aligned}$$

Areal strekkarmering: $A_{ss} := 32 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 = 10053 \cdot \text{mm}^2$

Areal trykkarmering: $A_{st} := 24 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 = 7540 \cdot \text{mm}^2$

Tegning nr. 16

Effektiv tverrsnittshøyde

Grunnet lite detaljerte ferdigbrute tegninger, er det valgt å benytte armeringsregler etter NS 427 A Betongarbeider punkt 5: For $d > 16$ mm kreves det en fri avstand på 3,0 cm mellom to armeringslag. Bjelkens overdekning er satt til 3,0 cm

Regner avstand fra underkant bjelke til tyngdepunkt armering

$$y_1 := \frac{(16 \cdot 50 + 12 \cdot 100 + 4 \cdot 150) \text{mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2}{A_{ss}} = 81 \cdot \text{mm}$$

$$y_2 := \frac{(12 \cdot 50 + 12 \cdot 100) \text{mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2}{A_{st}} = 75 \cdot \text{mm}$$

$$d_1 := h - y_1 = 719 \cdot \text{mm}$$

$$d_2 := h - y_2 = 725 \cdot \text{mm}$$

Kontroll av minimsarmering etter NS 3473 punkt 18.3.1-18.3.3

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

$$k_w := \max\left(1.5 - \frac{h}{h_1}, 1.0\right) = 1$$

$$A_s := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 685 \cdot \text{mm}^2$$

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

$$A_{s,\text{dobbelt}} := 2 \cdot A_s = 1371 \cdot \text{mm}^2$$

I flenser med strekk skal det i tillegg legges til en armering, NS 3473 punkt 18.3.3

$$A_{s\text{stil}} := t_f \cdot b_{\text{eff}} \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 376 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s\text{ssmin}} := A_{s,\text{dobbelt}} + A_{s\text{stil}} = 1747 \cdot \text{mm}^2$$

KRAV: $A_{ss} \geq A_{s\text{ssmin}}$ OK for strekkarmering.

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s hvis ikke annet påvises å være tilstrekkelig, NS 3473 punkt 18.3.2

$$A_{s\text{stmin}} := \frac{A_s}{2} = 343 \cdot \text{mm}^2$$

KRAV: $A_{st} \geq A_{s\text{stmin}}$ OK for trykkarmering.

Balansert armeringstverrsnitt

Kontrollerer om tverrsnittet er under- eller overarmert. Dette gjøres ved å beregne det balanserte armeringstverrsnittet og kontrollerer om dette igjen er større eller mindre enn strekkarmeringsarealet.

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

Når den brukte armeringsmengden tilsvarer balansert armert eller underarmert, bestemmes den balanserte armeringsmengden på følgende måte.

$$A_{s\text{b}} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_w \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} + A_{st} = 16245 \cdot \text{mm}^2$$

$A_{s\text{b}} \geq A_{ss}$ Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd.

Momentkapasitet

Over støttene ligger flensen i strekksonen, mens trykksonen ligger i bjelken. Tyngdepunktet til trykkarmeringen ligger i y_2 som beregnet over. Ved belastning betyr det at trykkarmeringen ikke vil flyte ved betongtøyning ϵ_{cu} . Setter opp aksial likevekt for beregning av trykksonehøyden.

$$S = T_c + T_s$$

$$S = A_{ss} \cdot f_{sd}$$

$$T_c = 0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot d_1$$

$$T_s = \epsilon_{s2} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st}$$

$$\epsilon_{s2} = \epsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - y_2)}{\alpha \cdot d_1}$$

$$T_s = \epsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - y_2)}{\alpha \cdot d_1} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} \quad \text{Må kontrolleres for} \quad T_s \leq f_{sd} \cdot A_{st}$$

$$T_c + T_s - S = 0$$

$$0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot d_1 + \epsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - y_2)}{\alpha \cdot d_1} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} - A_{ss} \cdot f_{sd} = 0$$

$$0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha^2 \cdot d_1^2 + \left(\epsilon_{cu} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} - A_{ss} \cdot f_{sd} \right) \cdot \alpha \cdot d_1 - y_2 \cdot \epsilon_{cu} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} = 0$$

Løser andregradsligningen med hensyn på α :

$$x\alpha^2 + y\alpha + z = 0$$

$$x := 0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d_1^2 = 4050 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$y := \left(\epsilon_{cu} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} - A_{ss} \cdot f_{sd} \right) \cdot d_1 = 260 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$z := -y_2 \cdot \epsilon_{cu} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} = -317 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha := \frac{-y + \sqrt{y^2 - 4 \cdot x \cdot z}}{2 \cdot x} = 0.249$$

Kontroll:

$$T_s \leq f_{sd} \cdot A_{st}$$

$$T_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - y_2)}{\alpha \cdot d_1} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} = 2455 \cdot \text{kN}$$

$$f_{sd} \cdot A_{st} = 2895 \cdot \text{kN} \quad T_s < f_{sd} \cdot A_{st} \quad \text{OK}$$

Trykksonehøyde

$$\alpha \cdot d_1 = 179 \cdot \text{mm}$$

$$\varepsilon_{s2} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - y_2)}{\alpha \cdot d_1} = 0.00204$$

$$h' := d_1 - (h - d_2) = 644 \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet

$$M_d := 0.8 \cdot (1 - 0.4\alpha) \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_1^2 + A_{st} \cdot \varepsilon_{s2} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot h' = 2490 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Lengderetning - Momentkapasitet

Støttemoment i akse 5-8

Over støttene ligger flensen på strekksiden, og tverrsnittet regnes som et rektangulært tverrsnitt med stegbredde b_w . I henhold til NS 3473 kan lengdearmeringen som ligger innenfor effektiv flensbredde regnes som effektiv strekkarmering .

Inndata for betong B350/C30/B25, NS 3473 punkt 11.1

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

$$\begin{aligned} h &:= 1100\text{mm} & \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ b &:= 4800\text{mm} & f_{cn} &:= 19.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{tn} &:= 1.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ t_f &:= \frac{180\text{mm} + 140\text{mm}}{2} = 160\text{mm} & f_{cd} &:= 14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{td} &:= 1.143 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ b_w &:= 700\text{mm} & \epsilon_{cu} &:= 0.0035 \end{aligned}$$

Medvirkende flensbredde, NS 3473 punkt 9.5

$$b_{\text{eff}} := \min[b, 0.1 \cdot 0.15 \cdot (22 + 22)\text{m}, 8 \cdot t_f] = 0.66 \text{ m}$$

$$b_f := b_w + 2 \cdot b_{\text{eff}} = 2.02 \text{ m}$$

Inndata for slakkarmering, NS 3473 punkt 10.4

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort. Kvalitet Ks.50 - Ø20

$$\begin{aligned} \gamma_s &:= 1.25 & \emptyset &:= 20\text{mm} \\ f_{sk} &:= 480 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & E_{sk} &:= 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ f_{sd} &:= 384 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \epsilon_{sy} &:= 0.0024 \end{aligned}$$

Areal strekkarmering: $A_{ss} := 42 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 13195 \cdot \text{mm}^2$

Tegning nr. 22 a

Areal trykkarmering: $A_{st} := 14 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 4398 \cdot \text{mm}^2$

Effektiv tverrsnittshøyde

Grunnet lite detaljerte ferdigbrutegninger, er det valgt å benytte armeringsregler etter NS 427 A Betongarbeider punkt 5: For $d > 16$ mm kreves d en fri avstand på 3,0 cm mellom to armeringslag. Bjelkens overdekning er satt til 3,0 cm

Regner avstand fra underkant bjelke til tyngdepunkt armering

$$y_1 := \frac{(28 \cdot 50 + 14 \cdot 100) \text{mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2}{A_{ss}} = 67 \cdot \text{mm}$$

$$y_2 := \frac{(4 \cdot 50 + 6 \cdot 100 + 4 \cdot 150) \text{mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2}{A_{st}} = 100 \cdot \text{mm}$$

$$d_1 := h - y_1 = 1033 \cdot \text{mm}$$

$$d_2 := h - y_2 = 1000 \cdot \text{mm}$$

Kontroll av minimisarmering etter NS 3473 punkt 18.3.1-18.3.3

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

$$k_w := \max\left(1.5 - \frac{h}{h_1}, 1.0\right) = 1$$

$$A_s := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 942 \cdot \text{mm}^2$$

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

$$A_{s,\text{dobbelt}} := 2 \cdot A_s = 1885 \cdot \text{mm}^2$$

I flenser med strekk skal det i tillegg legges til en armering, NS 3473 punkt 18.3.3

$$A_{s\text{stil}} := t_f \cdot b_{\text{eff}} \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 517 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s\text{ssmin}} := A_{s,\text{dobbelt}} + A_{s\text{stil}} = 2402 \cdot \text{mm}^2$$

KRAV: $A_{ss} \geq A_{s\text{ssmin}}$ OK for strekkarmering.

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s hvis ikke annet påvises å være tilstrekkelig, NS 3473 punkt 18.3.2

$$A_{s\text{stmin}} := \frac{A_s}{2} = 471 \cdot \text{mm}^2$$

KRAV: $A_{st} \geq A_{s\text{stmin}}$ OK for trykkarmering.

Balansert armeringstverrsnitt

Kontrollerer om tverrsnittet er under- eller overarmert. Dette gjøres ved å beregne det balanserte armeringstverrsnittet og kontrollerer om dette igjen er større eller mindre enn strekkarmeringsarealet.

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

Dersom den brukte armeringsmengden tilsvarer balansert armert eller underarmert, bestemmes den balanserte armeringsmengden på følgende måte.

$$A_{s\text{b}} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_w \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} + A_{st} = 16914 \cdot \text{mm}^2$$

$A_{s\text{b}} \geq A_{ss}$ Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd.

Momentkapasitet

Over støttene ligger flensen i strekksonen, mens trykksonen ligger i bjelken. Tyngdepunktet til trykkarmeringen ligger i y_2 som beregnet over. Ved belastning betyr det at trykkarmeringen ikke vil flyte ved betongtøyning ϵ_{cu} . Setter opp aksial likevekt for beregning av trykksonehøyden.

$$S = A_{ss} \cdot f_{sd}$$

$$T_c = 0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot d_1$$

$$T_s = \epsilon_{s2} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st}$$

$$\epsilon_{s2} = \epsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - y_2)}{\alpha \cdot d_1}$$

$$T_s = \epsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - y_2)}{\alpha \cdot d_1} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} \quad \text{Må kontrolleres for} \quad T_s \leq f_{sd} \cdot A_{st}$$

$$T_c + T_s - S = 0$$

$$0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot d_1 + \epsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - y_2)}{\alpha \cdot d_1} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} - A_{ss} \cdot f_{sd} = 0$$

$$0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha^2 \cdot d_1^2 + \left(\epsilon_{cu} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} - A_{ss} \cdot f_{sd} \right) \cdot \alpha \cdot d_1 - y_2 \cdot \epsilon_{cu} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} = 0$$

Løser andregradsligningen med hensyn på α :

$$x\alpha^2 + y\alpha + z = 0$$

$$x := 0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d_1^2 = 8371 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$y := \left(\epsilon_{cu} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} - A_{ss} \cdot f_{sd} \right) \cdot d_1 = -2691 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$z := -y_2 \cdot \epsilon_{cu} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} = -246 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha := \frac{-y + \sqrt{y^2 - 4 \cdot x \cdot z}}{2 \cdot x} = 0.396$$

Kontroll:

$$T_s \leq f_{sd} \cdot A_{st}$$

$$T_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - y_2)}{\alpha \cdot d_1} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} = 1861 \cdot \text{kN}$$

$$f_{sd} \cdot A_{st} = 1689 \cdot \text{kN} \quad T_s > f_{sd} \cdot A_{st}$$

Beregner ny α :

$$0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha_1 \cdot d_1 + f_{sd} \cdot A_{st} - A_{ss} \cdot f_{sd} = 0$$

$$\alpha_1 := \frac{A_{ss} \cdot f_{sd} - A_{st} \cdot f_{sd}}{0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d_1} = 0.417$$

Trykksonehøyde

$$\alpha_1 \cdot d_1 = 431 \cdot \text{mm}$$

$$\varepsilon_{s2} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha_1 \cdot d_1 - y_2)}{\alpha_1 \cdot d_1} = 0.00269$$

$$h' := d_1 - (h - d_2) = 933 \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet

$$M_d := 0.8 \cdot (1 - 0.4\alpha_1) \alpha_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_1^2 + A_{st} \cdot f_{sd} \cdot h' = 4485 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Lengderetning - Momentkapasitet

Støttemoment i akse 9

Over støttene ligger flensen på strekksiden, og tverrsnittet regnes som et rektangulært tverrsnitt med stegbredde b_w . I henhold til NS 3473 kan lengdearmeringen som ligger innenfor effektiv flensbredde regnes som effektiv strekkarmering .

Inndata for betong B350/C30/B25, NS 3473 punkt 11.1

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

$$\begin{aligned} h &:= 1100\text{mm} & \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ b &:= 4800\text{mm} & f_{cn} &:= 19.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{tn} &:= 1.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ t_f &:= \frac{180\text{mm} + 140\text{mm}}{2} = 160\text{mm} & f_{cd} &:= 14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{td} &:= 1.143 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ b_w &:= 700\text{mm} & \epsilon_{cu} &:= 0.0035 \end{aligned}$$

Medvirkende flensbredde, NS 3473 punkt 9.5

$$b_{\text{eff}} := \min[b, 0.1 \cdot 0.15 \cdot (22 + 22)\text{m}, 8 \cdot t_f] = 0.66 \text{ m}$$

$$b_f := b_w + 2 \cdot b_{\text{eff}} = 2.02 \text{ m}$$

Inndata for slakkarmering, NS 3473 punkt 10.4

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

Kvalitet Ks.50 - Ø20

$$\begin{aligned} \gamma_s &:= 1.25 & \emptyset &:= 20\text{mm} \\ f_{sk} &:= 480 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & E_{sk} &:= 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ f_{sd} &:= 384 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \epsilon_{sy} &:= 0.0024 \end{aligned}$$

Areal strekkarmering: $A_{ss} := 43 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 13509 \cdot \text{mm}^2$

Tegning nr. 26

Areal trykkarmering: $A_{st} := 15 \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 4712 \cdot \text{mm}^2$

Effektiv tverrsnittshøyde

Grunnet lite detaljerte ferdigbrutegninger, er det valgt å benytte armeringsregler etter NS 427 A Betongarbeider punkt 5: For $d > 16$ mm kreves d en fri avstand på 3,0 cm mellom to armeringslag. Bjelkens overdekning er satt til 3,0 cm

Regner avstand fra underkant bjelke til tyngdepunkt armering

$$y_1 := \frac{(21 \cdot 50 + 22 \cdot 100) \text{mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2}{A_{ss}} = 76 \cdot \text{mm}$$

$$y_2 := \frac{(9 \cdot 50 + 6 \cdot 100) \text{mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2}{A_{st}} = 70 \cdot \text{mm}$$

$$d_1 := h - y_1 = 1024 \cdot \text{mm}$$

$$d_2 := h - y_2 = 1030 \cdot \text{mm}$$

Kontroll av minimsarmering etter NS 3473 punkt 18.3.1-18.3.3

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

$$k_w := \max\left(1.5 - \frac{h}{h_1}, 1.0\right) = 1$$

$$A_s := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 942 \cdot \text{mm}^2$$

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

$$A_{s,\text{dobbelt}} := 2 \cdot A_s = 1885 \cdot \text{mm}^2$$

I flenser med strekk skal det i tillegg legges til en armering, NS 3473 punkt 18.3.3

$$A_{s\text{stil}} := t_f \cdot b_{\text{eff}} \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 517 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s\text{ssmin}} := A_{s,\text{dobbelt}} + A_{s\text{stil}} = 2402 \cdot \text{mm}^2$$

KRAV: $A_{ss} \geq A_{s\text{ssmin}}$ OK for strekkarmering.

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s hvis ikke annet påvises å være tilstrekkelig, NS 3473 punkt 18.3.2

$$A_{s\text{stmin}} := \frac{A_s}{2} = 471 \cdot \text{mm}^2$$

KRAV: $A_{st} \geq A_{s\text{stmin}}$ OK for trykkarmering.

Balansert armeringstverrsnitt

Kontrollerer om tverrsnittet er under- eller overarmert. Dette gjøres ved å beregne det balanserte armeringstverrsnittet og kontrollerer om dette igjen er større eller mindre enn strekkarmeringsarealet.

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

Dersom den brukte armeringsmengden tilsvarer balansert armert eller underarmert, bestemmes den balanserte armeringsmengden på følgende måte.

$$A_{s\text{b}} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_w \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} + A_{st} = 17120 \cdot \text{mm}^2$$

$A_{s\text{b}} \geq A_{ss}$ Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd.

Momentkapasitet

Over støttene ligger flensen i strekksonen, mens trykksonen ligger i bjelken. Tyngdepunktet til trykkarmeringen ligger i y_2 som beregnet over. Ved belastning betyr det at trykkarmeringen ikke vil flyte ved betongtøyning ϵ_{cu} . Setter opp aksiallikevekt for beregning av trykksonehøyden.

$$S = T_c + T_s$$

$$S = A_{ss} \cdot f_{sd}$$

$$T_c = 0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot d_1$$

$$T_s = \epsilon_{s2} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st}$$

$$\epsilon_{s2} = \epsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - y_2)}{\alpha \cdot d_1}$$

$$T_s = \epsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - y_2)}{\alpha \cdot d_1} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} \quad \text{Må kontrolleres for} \quad T_s \leq f_{sd} \cdot A_{st}$$

$$T_c + T_s - S = 0$$

$$0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot d_1 + \epsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - y_2)}{\alpha \cdot d_1} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} - A_{ss} \cdot f_{sd} = 0$$

$$0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha^2 \cdot d_1^2 + \left(\epsilon_{cu} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} - A_{ss} \cdot f_{sd} \right) \cdot \alpha \cdot d_1 - y_2 \cdot \epsilon_{cu} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} = 0$$

Løser andregradsligningen med hensyn på α :

$$x\alpha^2 + y\alpha + z = 0$$

$$x := 0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d_1^2 = 8228 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$y := \left(\epsilon_{cu} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} - A_{ss} \cdot f_{sd} \right) \cdot d_1 = -2611 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$z := -y_2 \cdot \epsilon_{cu} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} = -185 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha := \frac{-y + \sqrt{y^2 - 4 \cdot x \cdot z}}{2 \cdot x} = 0.377$$

Kontroll:

$$T_s \leq f_{sd} \cdot A_{st}$$

$$T_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha \cdot d_1 - y_2)}{\alpha \cdot d_1} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} = 2160 \cdot \text{kN}$$

$$f_{sd} \cdot A_{st} = 1810 \cdot \text{kN} \quad T_s > f_{sd} \cdot A_{st}$$

Beregner ny α :

$$0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha_1 \cdot d_1 + f_{sd} \cdot A_{st} - A_{ss} \cdot f_{sd} = 0$$

$$\alpha_1 := \frac{A_{ss} \cdot f_{sd} - A_{st} \cdot f_{sd}}{0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d_1} = 0.421$$

Trykksonehøyde

$$\alpha_1 \cdot d_1 = 431 \cdot \text{mm}$$

$$\varepsilon_{s2} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha_1 \cdot d_1 - y_2)}{\alpha_1 \cdot d_1} = 0.00293$$

$$h' := d_1 - (h - d_2) = 954 \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet

$$M_d := 0.8 \cdot (1 - 0.4\alpha_1) \alpha_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_1^2 + A_{st} \cdot f_{sd} \cdot h' = 4605 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Lengderetning - Momentkapasitet

Støttemoment i akse 10 og 11

Over støttene ligger flensen på strekksiden, og tverrsnittet regnes som et rektangulært tverrsnitt med stegbredde b_w . I henhold til NS 3473 kan lengdearmeringen som ligger innenfor effektiv flensbredde regnes som effektiv strekkarmering .

Inndata for betong B350/C30/B25, NS 3473 punkt 11.1

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

$$\begin{aligned} h &:= 2600\text{mm} & \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ b &:= 7300\text{mm} & f_{cn} &:= 19.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{tn} &:= 1.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ t_f &:= \frac{180\text{mm} + 140\text{mm}}{2} = 160\text{mm} & f_{cd} &:= 14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{td} &:= 1.143 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ b_w &:= 700\text{mm} & \epsilon_{cu} &:= 0.0035 \end{aligned}$$

Medvirkende flensbredde, NS 3473 punkt 9.5

$$b_{\text{eff}} := \min[b, 0.1 \cdot 0.15(22 + 40)\text{m}, 8 \cdot t_f] = 0.93\text{m}$$

$$b_f := b_w + 2 \cdot b_{\text{eff}} = 2.56\text{m}$$

Inndata for slakkarmering, NS 3473 punkt 10.4

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

Kvalitet Ks.50 - Ø20

$$\begin{aligned} \gamma_s &:= 1.25 & \emptyset &:= 20\text{mm} \\ f_{sk} &:= 480 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & E_{sk} &:= 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ f_{sd} &:= 384 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \epsilon_{sy} &:= 0.0024 \end{aligned}$$

Areal strekkarmering: $A_{ss} := 26 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 8168 \cdot \text{mm}^2$

Tegning nr. 25

Areal trykkarmering: $A_{st} := 11 \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 3456 \cdot \text{mm}^2$

Effektiv tverrsnittshøyde

Grunnet lite detaljerte ferdigbrutegninger, er det valgt å benytte armeringsregler etter NS 427 A Betongarbeider punkt 5: For $d > 16$ mm kreves d en fri avstand på 3,0 cm mellom to armeringslag. Bjelkens overdekning er satt til 3,0 cm

Regner avstand fra underkant bjelke til tyngdepunkt armering

$$y_1 := \frac{(21 \cdot 50 + 5 \cdot 100) \text{mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2}{A_{ss}} = 60 \cdot \text{mm}$$

$$y_2 := \frac{(9 \cdot 50 + 2 \cdot 100) \text{mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2}{A_{st}} = 59 \cdot \text{mm}$$

$$d_1 := h - y_1 = 2540 \cdot \text{mm}$$

$$d_2 := h - y_2 = 2541 \cdot \text{mm}$$

Inndata for spennarmering

- Det henvises til Vedlegg A, der all beregning og dokumentasjon av parametre er gjort.

$$A_p := 12868 \text{mm}^2 \quad f_{pd} := 668 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \epsilon_{p0} := 0.0043$$

$$f_{02} := 835 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_p := 195000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \phi_p := 32 \text{mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde for spennarmering

Av ferdigbrutegning nummer 25 er det et målsatt snitt av spennarmeringen. På bakgrunn av dette beregnes avstand fra underkant bjelke til tyngdepunkt spennarmering.

$$y_p := \frac{(4 \cdot 60 + 4 \cdot 150 + 4 \cdot 240 + 4 \cdot 330) \text{mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_p}{2}\right)^2}{A_p} = 195 \cdot \text{mm}$$

$$d_p := h - y_p = 2405 \cdot \text{mm}$$

Tap på grunn av svinn, kryp og relaksasjon

Det vanlige tøyningstapet i spennarmeringen ligger rundt 0,9 - 1,5 %. For å være på den konservative siden antas det et totalt tøyningstap på 1,5 %.

$$\Delta \epsilon'_{p0} := 0.0015$$

$$\epsilon'_{p0} := \epsilon_{p0} - \Delta \epsilon'_{p0} = 0.0028$$

Kontroll av minimisarmering etter NS 3473 punkt 18.3.1-18.3.3

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

$$k_w := \max\left(1.5 - \frac{h}{h_1}, 1.0\right) = 1$$

$$A_s := 0.25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 2228 \cdot \text{mm}^2$$

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

$$A_{s,\text{dobbelt}} := 2 \cdot A_s = 4455 \cdot \text{mm}^2$$

I flenser med strekk skal det i tillegg legges til en armering, NS 3473 punkt 18.3.3

$$A_{s\text{stil}} := t_f \cdot b_{\text{eff}} \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 728.5 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{ssmin} := A_{s, \text{dobbel}} + A_{s, \text{stil}} = 5184 \cdot \text{mm}^2$$

KRAV: $A_{ss} \geq A_{ssmin}$ OK for strekkarmering.

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s hvis ikke annet påvises å være tilstrekkelig, NS 3473 punkt 18.2.1

$$A_{stmin} := \frac{A_s}{2} = 1114 \cdot \text{mm}^2$$

KRAV: $A_{st} \geq A_{stmin}$ OK for trykkarmering.

Balansert armeringstverrsnitt

Kontrollerer om tverrsnittet er under- eller overarmert. Dette gjøres ved å beregne det balanserte armeringstverrsnittet og kontrollerer om dette igjen er større eller mindre enn strekkarmeringsarealet.

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \left(\frac{f_{02}}{E_p} - \epsilon'_{p0} \right)} = 0.703$$

Dersom den brukte armeringsmengden tilsvarer balansert armert eller underarmert, bestemmes den balanserte armeringsmengden på følgende måte.

$$A_{sb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b_w \cdot d_p \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} - A_{ss} \cdot \frac{f_{sd}}{f_{pd}} + A_{st} \cdot \frac{f_{sd}}{f_{pd}} = 17121 \cdot \text{mm}^2$$

$A_{sb} \geq A_p$ Tverrsnittet er undermert og vil flyte ved brudd

Underarmert armeringstverrsnitt

$$\alpha := \frac{A_p \cdot f_{pd} + (A_{ss} - A_{st}) \cdot f_{sd}}{0.8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d_p} = 0.552$$

Momentkapazität

$$\frac{\varepsilon_{s2}}{\alpha \cdot d_1 - (h - d_2)} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\alpha \cdot d_1}$$

$$\varepsilon_{s2} := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{[\alpha \cdot d_1 - (h - d_2)]}{\alpha \cdot d_1} = 0.003$$

$$h' := d_p - (h - d_2) = 2.346 \text{ m}$$

$$M_d := 0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_p^2 \cdot (1 - 0.4\alpha) \cdot \alpha + \varepsilon_{s2} \cdot \frac{E_p}{\gamma_s} \cdot A_{st} \cdot h' = 23741 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Lengderetning - Skjærkapasitet

Akse 1-4

Inndata for betong B350/C30/B25, NS 3473 punkt 11.1

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

$$\begin{aligned}h &:= 800\text{mm} & \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\b_f &:= 4800\text{mm} & f_{cn} &:= 19.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{tn} &:= 1.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\t_f &:= 160\text{mm} & f_{cd} &:= 14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{td} &:= 1.143 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\b_w &:= 700\text{mm} & \epsilon_{cu} &:= 0.0035 \\h_w &:= h - t_f = 640\text{mm}\end{aligned}$$

Avstand fra underkant flens til tyngdepunkt av betongtverrsnitt

$$y_c := \frac{b_w \cdot h_w \cdot \frac{h_w}{2} + b_f \cdot t_f \cdot \left(h_w + \frac{t_f}{2} \right)}{b_w \cdot h_w + b_f \cdot t_f} = 573 \cdot \text{mm}$$

$$y_{c2} := h - y_c = 227 \cdot \text{mm}$$

Tverrsnittsareal

$$A_c := b_f \cdot t_f + b_w \cdot h_w = 1216000 \cdot \text{mm}^2$$

Inndata for slakkarmering, NS 3473 punkt 10.4

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

Kvalitet Ks.50 32Ø20, vertikale bøyer Ks.40 2Ø10 s100 lagt parvis, bøyer 45° Ks.50 2Ø20.

$$\begin{aligned}f_{sk} &:= 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{sd} &:= 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \gamma_s &:= 1.25 \\f_{swk} &:= 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{swd} &:= 320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \phi_1 &:= 20\text{mm} \\E_{sk} &:= 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \epsilon_{sy} &:= 0.0024 & \phi_2 &:= 10\text{mm}\end{aligned}$$

Areal strekkarmering: $A_s := 32 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_1}{2}\right)^2 = 10053 \cdot \text{mm}^2$ Tegning nr. 16

Areal skjærarmering: $A_{sv1} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_2}{2}\right)^2 \cdot 2 = 314 \cdot \text{mm}^2$ Lagt parvis.

$$A_{sv2} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_1}{2}\right)^2 = 628 \cdot \text{mm}^2$$

Avstand til tyngdepunkt armering.

$$y_s := \frac{(16 \cdot 50 + 12 \cdot 100 + 4 \cdot 150) \text{mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_1}{2}\right)^2}{A_s} = 81.3 \cdot \text{mm}$$

Beregning av skjærkapasitet etter forenklet metode, NS 3473 punkt 12.3.2

Skjærstrekkapasitet for betong uten skjærarmering:

$$d := h - y_s = 0.719 \cdot \text{m} \quad d_1 := 1.0 \text{m} \quad k_A := 100 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_{v1} := 1.5 - \frac{d}{d_1} = 0.781 \quad k_{v1} < 1.0 \quad k_v := 1$$

$$V_{cd} := \min \left[0.3 \cdot \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_s}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d} \right) \cdot b_w \cdot d \cdot k_v, 0.6 \cdot f_{td} \cdot b_w \cdot d \cdot k_v \right] = 345 \cdot \text{kN}$$

Kapasitetsbidrag fra skjærarmering, NS 3473 punkt 12.3.2.4

Vertikale bøyer: $\alpha_1 := 90 \text{deg} \quad \sin(\alpha_1) = 1 \quad \cot(\alpha_1) = 0$

$$z := 0.9 \cdot d = 647 \cdot \text{mm} \quad s_1 := 50 \text{mm}$$

$$V_{sd1} := \frac{f_{swd} \cdot A_{sv1}}{s_1} \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha_1)) \cdot \sin(\alpha_1) = 1301 \cdot \text{kN}$$

Skrå bøyer: $\alpha_2 := 45 \text{deg} \quad \sin(\alpha_2) = 0.707 \quad \cot(\alpha_2) = 1$

$$V_{sd2} := f_{sd} \cdot A_{sv2} \cdot (1 + \cot(\alpha_2)) \cdot \sin(\alpha_2) = 355 \cdot \text{kN}$$

Skjærstrekkkapasitet, NS 3473 punkt 12.3.2.4

Kapasiteten for konstruksjonsdeler med skjærarmering som er fordelt i lengderetningen, kan antas lik summen av V_{cd} og et tillegg V_{sd} fra armeringen.

$$V_d := V_{cd} + V_{sd1} + V_{sd2} = 2001 \cdot \text{kN}$$

Skjærtrykkkapasitet, NS 3473 punkt 12.3.2.5

Vertikale bøyer: $V_{ccd1} := \min[0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha_1)), 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z] = 1902 \cdot \text{kN}$

Skrå bøyer: $V_{ccd2} := \min[0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha_2)), 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z] = 2853 \cdot \text{kN}$

Skjærtrykkkapasitet: $V_{ccd} := V_{ccd1} + V_{ccd2} = 4755 \cdot \text{kN}$

Kontroll av minimum bøylearmering, NS 3473 punkt 18.3.6

$$f_{tk.} := 2.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{tk.} < 2.55 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{tk..} := 2.55 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{svmin} := 0.2 \cdot A_c \cdot f_{tk..} \cdot \frac{\sin(\alpha_1)}{f_{sk}} = 1240 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{sv} := A_{sv1} + A_{sv2} = 942 \cdot \text{mm}^2$$

$A_{sv} < A_{svmin}$ Ikke tilstrekkelig bøylearmering.

Lengderetning - Skjærkapasitet

Akse 5-8

Inndata for betong B350/C30/B25, NS 3473 punkt 11.1

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

$$\begin{aligned} h &:= 1100\text{mm} & \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ b_f &:= 4800\text{mm} & f_{cn} &:= 19.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{tn} &:= 1.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ t_f &:= 160\text{mm} & f_{cd} &:= 14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{td} &:= 1.143 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ b_w &:= 700\text{mm} & \epsilon_{cu} &:= 0.0035 \\ h_w &:= h - t_f = 940\text{mm} \end{aligned}$$

Avstand fra underkant flens til tyngdepunkt av betongverrsnitt

$$y_c := \frac{b_w \cdot h_w \cdot \frac{h_w}{2} + b_f \cdot t_f \cdot \left(h_w + \frac{t_f}{2} \right)}{b_w \cdot h_w + b_f \cdot t_f} = 766\text{mm}$$

$$y_{c2} := h - y_c = 334\text{mm}$$

Tverrsnittsareal

$$A_c := b_f \cdot t_f + b_w \cdot h_w = 1426000 \cdot \text{mm}^2$$

Inndata for slakkarmering, NS 3473 punkt 10.4

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

Kvalitet Ks.50 32Ø20, vertikale bøyer Ks.40 2Ø10 s150 lagt parvis, bøyer 45° Ks.50 2Ø20

$$\begin{aligned} f_{sk} &:= 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{sd} &:= 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \gamma_s &:= 1.25 \\ f_{swk} &:= 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{swd} &:= 320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \phi_1 &:= 20\text{mm} \\ E_{sk} &:= 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \epsilon_{sy} &:= 0.0024 & \phi_2 &:= 10\text{mm} \end{aligned}$$

Areal strekkarmering: $A_s := 32 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_1}{2}\right)^2 = 10053 \cdot \text{mm}^2$ Tegning nr. 22 a

Areal skjærarmering: $A_{sv1} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_2}{2}\right)^2 \cdot 2 = 314 \cdot \text{mm}^2$ Lagt parvis.

$$A_{sv2} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_1}{2}\right)^2 = 628 \cdot \text{mm}^2$$

Avstand til tyngdepunkt armering.

$$y_s := \frac{(28 \cdot 50 + 4 \cdot 150) \text{mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_1}{2}\right)^2}{A_s} = 63 \cdot \text{mm}$$

Beregning av skjærkapasitet etter forenklet metode, NS 3473 punkt 12.3.2

Skjærstrekkapasitet for betong uten skjærarmering:

$$d := h - y_s = 1.038 \cdot \text{m} \quad d_1 := 1.0 \text{m} \quad k_A := 100 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_{v1} := 1.5 - \frac{d}{d_1} = 0.462 \quad k_{v1} < 1.0 \quad k_v := 1$$

$$V_{cd} := \min \left[0.3 \cdot \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_s}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d} \right) \cdot b_w \cdot d \cdot k_v, 0.6 \cdot f_{td} \cdot b_w \cdot d \cdot k_v \right] = 464 \cdot \text{kN}$$

Kapasitetsbidrag fra skjærarmering, NS 3473 punkt 12.3.2.4

Vertikale bøyer: $\alpha_1 := 90 \text{deg} \quad \sin(\alpha_1) = 1 \quad \cot(\alpha_1) = 0$

$$z := 0.9 \cdot d = 934 \cdot \text{mm} \quad s_1 := 50 \text{mm}$$

$$V_{sd1} := \frac{f_{swd} \cdot A_{sv1}}{s_1} \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha_1)) \cdot \sin(\alpha_1) = 1877 \cdot \text{kN}$$

Skrå bøyer: $\alpha_2 := 45 \text{deg} \quad \sin(\alpha_2) = 0.707 \quad \cot(\alpha_2) = 1$

$$V_{sd2} := f_{sd} \cdot A_{sv2} \cdot (1 + \cot(\alpha_2)) \cdot \sin(\alpha_2) = 355 \cdot \text{kN}$$

Skjærstrekkkapasitet, NS 3473 punkt 12.3.2.4

Kapasiteten for konstruksjonsdeler med skjærarmering som er fordelt i lengderetningen, kan antas lik summen av V_{cd} og et tillegg V_{sd} fra armeringen.

$$V_d := V_{cd} + V_{sd1} + V_{sd2} = 2697 \cdot \text{kN}$$

Skjærtrykkkapasitet, NS 3473 punkt 12.3.2.5

Vertikale bøyer: $V_{ccd1} := \min[0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha_1)), 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z] = 2745 \cdot \text{kN}$

Skrå bøyer: $V_{ccd2} := \min[0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha_2)), 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z] = 4118 \cdot \text{kN}$

Skjærtrykkkapasitet: $V_{ccd} := V_{ccd1} + V_{ccd2} = 6863 \cdot \text{kN}$

Kontroll av minimum bøylearmering, NS 3473 punkt 18.3.6

$$f_{tk} := 2.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{tk} < 2.55 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{tk..} := 2.55 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{svmin} := 0.2 \cdot A_c \cdot f_{tk..} \cdot \frac{\sin(\alpha_1)}{f_{sk}} = 1455 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{sv} := A_{sv1} + A_{sv2} = 942 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{sv} < A_{svmin}$$

Ikke tilstrekkelig bøylearmering.

Lengderetning - Skjærkapasitet

Akse 9

Inndata for betong B350/C30/B25, NS 3473 punkt 11.1

- Det henvises til Vedlegg c, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

$$\begin{aligned}h &:= 1100\text{mm} & \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\b_f &:= 4800\text{mm} & f_{cn} &:= 19.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{tn} &:= 1.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\t_f &:= 160\text{mm} & f_{cd} &:= 14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{td} &:= 1.143 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\b_w &:= 700\text{mm} & \epsilon_{cu} &:= 0.0035 \\h_w &:= h - t_f = 940\text{mm}\end{aligned}$$

Avstand fra underkant flens til tyngdepunkt av betongverrsnitt

$$y_c := \frac{b_w \cdot h_w \cdot \frac{h_w}{2} + b_f \cdot t_f \cdot \left(h_w + \frac{t_f}{2} \right)}{b_w \cdot h_w + b_f \cdot t_f} = 766\text{mm}$$

$$y_{c2} := h - y_c = 334\text{mm}$$

Tverrsnittsareal

$$A_c := b_f \cdot t_f + b_w \cdot h_w = 1426000 \cdot \text{mm}^2$$

Inndata for slakkarmering, NS 3473 punkt 10.4

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

Kvalitet Ks.50 33Ø20, vertikale bøyer Ks.40 2Ø10 s150, bøyer 45° Ks.50 2Ø20

$$\begin{aligned}f_{sk} &:= 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{sd} &:= 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \gamma_s &:= 1.25 \\f_{swk} &:= 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{swd} &:= 320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \phi_1 &:= 20\text{mm} \\E_{sk} &:= 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \epsilon_{sy} &:= 0.0024 & \phi_2 &:= 10\text{mm}\end{aligned}$$

Areal strekkarmering: $A_s := 33 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_1}{2}\right)^2 = 10367 \cdot \text{mm}^2$ Tegning nr. 26

Areal skjærarmering: $A_{sv1} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_2}{2}\right)^2 \cdot 2 = 314 \cdot \text{mm}^2$ Lagt parvis.

$$A_{sv2} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_1}{2}\right)^2 = 628 \cdot \text{mm}^2$$

Avstand til tyngdepunkt armering.

$$y_s := \frac{(21 \cdot 50 + 12 \cdot 100) \text{mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_1}{2}\right)^2}{A_s} = 68 \cdot \text{mm}$$

Beregning av skjærkapasitet etter forenklet metode, NS 3473 punkt 12.3.2

Skjærstrekkapasitet for betong uten skjærarmering:

$$d := h - y_s = 1.032 \cdot \text{m} \quad d_1 := 1.0 \text{m} \quad k_A := 100 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_{v1} := 1.5 - \frac{d}{d_1} = 0.468 \quad k_{v1} < 1.0 \quad k_v := 1$$

$$V_{cd} := \min \left[0.3 \cdot \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_s}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d} \right) \cdot b_w \cdot d \cdot k_v, 0.6 \cdot f_{td} \cdot b_w \cdot d \cdot k_v \right] = 470 \cdot \text{kN}$$

Kapasitetsbidrag fra skjærarmering, NS 3473 punkt 12.3.2.4

Vertikale bøyer: $\alpha_1 := 90 \text{deg} \quad \sin(\alpha_1) = 1 \quad \cot(\alpha_1) = 0$

$$z := 0.9 \cdot d = 929 \cdot \text{mm} \quad s_1 := 50 \text{mm}$$

$$V_{sd1} := \frac{f_{swd} \cdot A_{sv1}}{s_1} \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha_1)) \cdot \sin(\alpha_1) = 1867 \cdot \text{kN}$$

Skrå bøyer: $\alpha_2 := 45 \text{deg} \quad \sin(\alpha_2) = 0.707 \quad \cot(\alpha_2) = 1$

$$V_{sd2} := f_{sd} \cdot A_{sv2} \cdot (1 + \cot(\alpha_2)) \cdot \sin(\alpha_2) = 355 \cdot \text{kN}$$

Skjærstrekkkapasitet, NS 3473 punkt 12.3.2.4

Kapasiteten for konstruksjonsdeler med skjærarmering som er fordelt i lengderetningen, kan antas lik summen av V_{cd} og et tillegg V_{sd} fra armeringen.

$$V_d := V_{cd} + V_{sd1} + V_{sd2} = 2692 \cdot \text{kN}$$

Skjærtrykkkapasitet, NS 3473 punkt 12.3.2.5

Vertikale bøyer: $V_{ccd1} := \min[0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha_1)), 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z] = 2730 \cdot \text{kN}$

Skrå bøyer: $V_{ccd2} := \min[0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha_2)), 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z] = 4095 \cdot \text{kN}$

Skjærtrykkkapasitet: $V_{ccd} := V_{ccd1} + V_{ccd2} = 6825 \cdot \text{kN}$

Kontroll av minimum bøylearmering, NS 3473 punkt 18.3.6

$$f_{tk.} := 2.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{tk.} < 2.55 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{tk..} := 2.55 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{svmin} := 0.2 \cdot A_c \cdot f_{tk..} \cdot \frac{\sin(\alpha_1)}{f_{sk}} = 1455 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{sv} := A_{sv1} + A_{sv2} = 942 \cdot \text{mm}^2$$

$A_{sv} < A_{svmin}$ Ikke tilstrekkelig bøylearmering.

Lengderetning - Skjærkapasitet

Akse 10 og 11

Inndata for betong B350/C30/B25, NS 3473 punkt 11.1

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

$$\begin{aligned}h &:= 2600\text{mm} & \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\b_f &:= 4800\text{mm} & f_{cn} &:= 19.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{tn} &:= 1.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\t_f &:= 160\text{mm} & f_{cd} &:= 14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{td} &:= 1.143 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\b_w &:= 700\text{mm} & \epsilon_{cu} &:= 0.0035 \\h_w &:= h - t_f = 2440\text{mm}\end{aligned}$$

Avstand fra underkant flens til tyngdepunkt av betongverrsnitt

$$y_c := \frac{b_w \cdot h_w \cdot \frac{h_w}{2} + b_f \cdot t_f \cdot \left(h_w + \frac{t_f}{2} \right)}{b_w \cdot h_w + b_f \cdot t_f} = 1623\text{mm}$$

$$y_{c2} := h - y_c = 977\text{mm}$$

Tverrsnittsareal

$$A_c := b_f \cdot t_f + b_w \cdot h_w = 2476000 \cdot \text{mm}^2$$

Inndata for slakkarmering, NS 3473 punkt 10.4

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

Kvalitet Ks.50 26ø20, vertikale bøyer Ks.40 2ø10 s120 lagt parvis.

$$\begin{aligned}f_{sk} &:= 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{sd} &:= 320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \gamma_s &:= 1.25 \\ & & & & \phi_1 &:= 20\text{mm} \\ E_{sk} &:= 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \epsilon_{sy} &:= 0.0024 & \phi_2 &:= 10\text{mm}\end{aligned}$$

Areal strekkarmering: $A_s := 26 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_1}{2}\right)^2 = 8168 \cdot \text{mm}^2$

Tegning nr. 25

Areal skjærarmering: $A_{sv1} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_2}{2}\right)^2 \cdot 2 = 314 \cdot \text{mm}^2$

Lagt parvis.

Avstand til tyngdepunkt armering.

$$y_s := \frac{(21 \cdot 50 + 5 \cdot 100) \text{mm} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_1}{2}\right)^2}{A_s} = 60 \cdot \text{mm}$$

Beregning av skjærkapasitet etter forenklet metode, NS 3473 punkt 12.3.2

Skjærstrekkapasitet for betong uten skjærarmering:

$$d := h - y_s = 2540 \cdot \text{mm} \quad d_1 := 1.0 \text{m} \quad k_A := 100 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_{v1} := 1.5 - \frac{d}{d_1} = -1.04 \quad k_{v1} < 1.0 \quad k_v := 1$$

$$V_{co} := \min \left[0.3 \cdot \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_s}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d} \right) \cdot b_w \cdot d \cdot k_v, 0.6 \cdot f_{td} \cdot b_w \cdot d \cdot k_v \right] = 785 \cdot \text{kN}$$

Skjærstrekkapasitet og samtidig aksialtrykk, NS 3473 punkt 12.3.2.2

Antall spennkabler: $n_p := 16$

Spennkraft per kabel: $P_0 := 490 \text{kN}$

Tegning nr. 18

Total spennkraft: $P_{0,tot} := n_p \cdot P_0 = 7840 \cdot \text{kN}$

$$P_{0f} := 0.9 \cdot P_{0,tot} = 7056 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende aksialkraft: $N_f := 0.8 \cdot P_{0f} = 5645 \cdot \text{kN}$

Antatt spenningstap på 20%

Dimensjonerende skjærkraft $V_f := 2546 \text{kN}$

Dimensjonerende moment i avstand d fra opplager: $M_f := 17031 \text{kN} \cdot \text{m}$

$$z_1 := 0.7 \cdot d = 1778 \cdot \text{mm}$$

$$W_c := \frac{1}{6} \cdot b_w \cdot h_w^2 + b_w \cdot h_w \cdot \left(y_c - \frac{h_w}{2} \right) + \frac{1}{6} \cdot b_f \cdot t_f^2 + b_f \cdot t_f \cdot \left(h_w + \frac{t_f}{2} - y_c \right) = 2.093 \times 10^9 \cdot \text{mm}^3$$

$$M_o := \frac{N_f \cdot W_c}{A_c} = 4771 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_f}{A_c} = 2.28 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0.4 \cdot f_{cd} = 5.6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{OK}$$

$$V_{cd} := \min \left[V_{co} + 0.8 \cdot M_o \cdot \left| \frac{V_f}{M_f} \right|, \left(f_{td} \cdot k_v + 0.25 \cdot \frac{N_f}{A_c} \right) \cdot b_w \cdot z_1 \right] = 1355 \cdot \text{kN}$$

Kapasitetsbidrag fra skjærarmering, NS 3473 punkt 12.3.2.4

Vertikale bøyer: $\alpha_1 := 90\text{deg}$ $\sin(\alpha_1) = 1$ $\cot(\alpha_1) = 0$

$$z := 0.9 \cdot d = 2286 \cdot \text{mm} \quad s_1 := 120 \text{mm}$$

$$V_{sd1} := \frac{f_{sd} \cdot A_{sv1}}{s_1} \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha_1)) \cdot \sin(\alpha_1) = 1915 \cdot \text{kN}$$

Skjærstrekkkapasitet, NS 3473 punkt 12.3.2.4

Kapasiteten for konstruksjonsdeler med skjærarmering som er fordelt i lengderetningen, kan antas lik summen av V_{cd} og et tillegg V_{sd} fra armeringen.

$$V_d := V_{cd} + V_{sd1} = 3271 \cdot \text{kN}$$

Skjærtrykkkapasitet, NS 3473 punkt 12.3.2.5

Vertikale bøyer: $V_{ccd} := \min \left[0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha_1)), 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \right] = 6722 \cdot \text{kN}$

Kontroll av minimum bøylearming, NS 3473 punkt18.3.6

$$f_{tk} := 2.35 \frac{N}{mm^2} \quad f_{tk} < 2.55 \frac{N}{mm^2} \quad f_{tk..} := 2.55 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_{svmin} := 0.2 \cdot A_c \cdot f_{tk..} \cdot \frac{\sin(\alpha_1)}{f_{sk}} = 3157 \cdot mm^2$$

$$A_{sv} := A_{sv1} = 314 \cdot mm^2$$

$$A_{sv} < A_{svmin}$$

Ikke tilstrekkelig bøylearming.

Lengderetning - Torsjonskapasitet

Torsjonskapasitet for snitt 1

Dimensjonerende torsjon: $T_f := 628 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Dimensjonerende skjær: $V_f := 2047 \text{ kN}$

Inndata for betong B350/C30/B25, NS 3473 punkt 11.1

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

$$\begin{aligned} h &:= 2600 \text{ mm} & \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ b &:= 700 \text{ mm} & f_{cn} &:= 19.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{tn} &:= 1.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ t_f &:= 160 \text{ mm} & f_{cd} &:= 14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{td} &:= 1.143 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ d &:= 2545 \text{ mm} & \epsilon_{cu} &:= 0.0035 \end{aligned}$$

Inndata for slakkarmering, NS 3473 punkt 10.4

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

Lengdearmering Ks50 $\varnothing 20$ -32 $\varnothing_1 := 20 \text{ mm}$

$$f_{sk.l} := 480 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{sd.l} := 384 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærarmering Ks40 - $\varnothing 8$ - $\varnothing 20$ $\varnothing_2 := 10 \text{ mm}$

$$f_{sk.t} := 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{sd.t} := 320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Lengdearmering: $A_s := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_1}{2} \right)^2 = 314 \cdot \text{mm}^2$ Areal per stang av lengdearmering

Skjærarmering: $A_{sv} := \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_2}{2} \right)^2 = 79 \cdot \text{mm}^2$ Areal per sideflate

Beregning av torsjonsmoment i bjelker etter NS 3473 punkt 12.4 og A.12.4

Kapasiteten for torsjonsmoment skal påvises for strekkbrudd og trykkbrudd.

Tverrsnittets kapasitet beregnes på grunnlag av et antatt lukket hultvernsnitt.

Ytre omkrets av tverrsnitt: $u_c := 2 \cdot h + 2 \cdot b = 6.6 \text{ m}$

Betongtverrsnitt avgrenset av ytre omkrets: $A_{ct} := b \cdot h = 1.82 \text{ m}^2$

Veggtykkelse: $t_c := \min\left(1.2 \cdot \frac{A_{ct}}{u_c}, 0.2 \cdot b\right) = 0.14 \text{ m}$

Areal innenfor veggens midtlinje: $A_o := A_{ct} - 0.5 \cdot t_c \cdot u_c = 1.358 \text{ m}^2$

Strekkbruddkontroll, NS 3473 punkt A.12.4.1

Det skal armeres for torsjon dersom $T_f > 0.3T_{cr}$, der T_{cr} er rissmomentet for torsjon.

$$T_{cr} := 2 \cdot f_{td} \cdot A_o \cdot t_c = 435 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$0.3 \cdot T_{cr} = 130 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$T_f > 0.3 \cdot T_{cr}$$

Torsjonsarmering er nødvendig

Trykkbruddkontroll, NS 3473 punkt A.12.4.4

Ved samtidig virkende torsjon og skjær kan trykkbruddkapasiteten kontrolleres etter interaksjonsformelen.

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{V_f}{V_{ccd}} \leq 1$$

Ved antatt hovedtrykkretning mellom 30° og 60° kan det antas en kapasitet:

$$T_{ccd} := 0.6 \cdot f_{cd} \cdot A_o \cdot t_c = 1597 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Skjær:

$$z := 0.9 \cdot d = 2.291 \text{ m}$$

$$V_{ccd} := 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z = 6734 \cdot \text{kN}$$

Interaksjon:

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{V_f}{V_{ccd}} = 0.697$$

Tilstrekkelig kapasitet for trykkbrudd.

Minimumsarmering i hver sideflate, NS 3473 punkt 12.4.6

Torsjonsarmering skal utføres som lukkede bøyer med tilstrekkelig forankring.

$$A_c := 1 \cdot t_c = 140 \cdot \text{mm}$$

$$0.25 \cdot A_c \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk,t}} = 0.206 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\frac{A_{st,min}}{s} = 0.206 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Nødvendig bøylearmering per lengdeenhet:

$$\frac{T_f}{2 \cdot A_o \cdot f_{sd,t}} = 0.723 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\frac{A_{st}}{s} = 0.723 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\frac{A_{st}}{s} > \frac{A_{st,min}}{s} \quad \text{OK}$$

$$s_1 := \frac{A_{sv}}{0.723 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}} = 109 \cdot \text{mm}$$

Senteravstanden mellom bøylearmeringen er 120 mm.
Bøylearmeringsmengden er ikke tilstrekkelig.

Nødvendig lengdearmering:

Omkretsen langs bøylens senterlinje:

$$u_o := 2 \cdot (b - 100\text{mm}) + (h - 140\text{mm}) = 3660 \cdot \text{mm}$$

$$A_{sl} := \frac{T_f \cdot u_o}{2 \cdot A_o \cdot f_{sd,l}} = 2204 \cdot \text{mm}^2$$

Mengden lengdearmering er tilstrekkelig da den ikke er fullt utnyttet på moment, samt at den nødvendige mengden ikke er spesielt høy.

$$\text{Nødvendig antall:} \quad n := \frac{A_{sl}}{A_s} = 7.015$$

$$\text{Største tillatte senteravstand:} \quad s_{l,maks} := \frac{u_o}{8} = 458 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Største senteravstand for armeringen i snitt A-A:} \quad s_1 := 216\text{mm}$$

Anslått mengde grunnet manglende informasjon i dette snittet.

Lengdearmeringen er tilstrekkelig med hensyn på torsjon, men den må også ta opp bøyemoment.

Lengderetning - Torsjonskapasitet

Torsjonskapasitet for snitt 2

Dimensjonerende torsjon: $T_f := 628 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Dimensjonerende skjær: $V_f := 1207 \text{ kN}$

Inndata for betong B350/C30/B25, NS 3473 punkt 11.1

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

$$\begin{aligned} h &:= 1410 \text{ mm} & \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ b &:= 700 \text{ mm} & f_{cn} &:= 19.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{tn} &:= 1.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ t_f &:= \frac{(235 \text{ mm} + 140 \text{ mm})}{2} = 187.5 \text{ mm} & f_{cd} &:= 14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{td} &:= 1.143 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ d &:= 1215 \text{ mm} & \epsilon_{cu} &:= 0.0035 \end{aligned}$$

Inndata for slakkarmering, NS 3473 punkt 10.4

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

Lengdearmring Ks50 $\phi 20$ -32 $\phi_1 := 20 \text{ mm}$

$$f_{sk,l} := 480 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{sd,l} := 384 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærarmring Ks40 - $\phi 8$ - $\phi 20$ $\phi_2 := 10 \text{ mm}$

$$f_{sk,t} := 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{sd,t} := 320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Lengdearmring: $A_s := \pi \cdot \left(\frac{\phi_1}{2} \right)^2 = 314 \cdot \text{mm}^2$ Areal per stang av lengdearmring

Skjærarmring: $A_{sv} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_2}{2} \right)^2 \cdot 2 = 157 \cdot \text{mm}^2$ Areal per sideflate. Buntet sammen to og to.

Beregning av torsjonsmoment i bjelker etter NS 3473 punkt 12.4 og A.12.4

Kapasiteten for torsjonsmoment skal påvises for strekkbrudd og trykkbrudd.

Tverrsnittets kapasitet beregnes på grunnlag av et antatt lukket hultverrsnitt.

Ytre omkrets av tverrsnitt: $u_c := 2 \cdot h + 2 \cdot b = 4.22 \text{ m}$

Betongtverrsnitt avgrenset av ytre omkrets: $A_{ct} := b \cdot h = 0.987 \text{ m}^2$

Veggtykkelse: $t_c := \min\left(1.2 \cdot \frac{A_{ct}}{u_c}, 0.2 \cdot b\right) = 0.14 \text{ m}$

Areal innenfor veggens midtlinje: $A_o := A_{ct} - 0.5 \cdot t_c \cdot u_c = 0.692 \text{ m}^2$

Strekkbruddkontroll, NS 3473 punkt A.12.4.1

Det skal armeres for torsjon dersom $T_f > 0.3T_{cr}$, der T_{cr} er rissmomentet for torsjon.

$$T_{cr} := 2 \cdot f_{td} \cdot A_o \cdot t_c = 221 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$0.3 \cdot T_{cr} = 66 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$T_f > 0.3 \cdot T_{cr}$$

Torsjonsarmering er nødvendig

Trykkbruddkontroll, NS 3473 punkt A.12.4.4

Ved samtidig virkende torsjon og skjær kan trykkbruddkapasiteten kontrolleres etter interaksjonsformelen.

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{V_f}{V_{ccd}} \leq 1$$

Ved antatt hovedtrykkretning mellom 30° og 60° kan det antas en kapasitet:

$$T_{ccd} := 0.6 \cdot f_{cd} \cdot A_o \cdot t_c = 813 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Skjær:

$$z := 0.9 \cdot d = 1.094 \text{ m}$$

$$V_{ccd} := 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z = 3215 \cdot \text{kN}$$

Interaksjon:

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{V_f}{V_{ccd}} = 1.148$$

Tilstrekkelig kapasitet for trykkbrudd.

Minimumsarmering i hver sideflate, NS 3473 punkt 12.4.6

Torsjonsarmering skal utføres som lukkede bøyler med tilstrekkelig forankring.

$$A_c := 1 \cdot t_c = 140 \cdot \text{mm}$$

$$0.25 \cdot A_c \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk,t}} = 0.206 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\frac{A_{st,min}}{s} = 0.206 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Nødvendig bøylearmering per lengdeenhhet:

$$\frac{T_f}{2 \cdot A_o \cdot f_{sd,t}} = 1.419 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\frac{A_{st}}{s} = 1.419 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\frac{A_{st}}{s} > \frac{A_{st,min}}{s} \quad \text{OK}$$

$$s_1 := \frac{A_{sv}}{1.419 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}} = 111 \cdot \text{mm}$$

Senteravstanden mellom bøylearmeringen er 120 mm.
Bøylearmeringsmengden er ikke tilstrekkelig.

Nødvendig lengdearmering:

$$u_o := 2 \cdot (b - 100\text{mm}) + (h - 140\text{mm}) = 2470 \cdot \text{mm}$$

$$A_{sl} := \frac{T_f \cdot u_o}{2 \cdot A_o \cdot f_{sd,l}} = 2920 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Nødvendig antall:} \quad n := \frac{A_{sl}}{A_s} = 9.296$$

$$\text{Største tillatte senteravstand:} \quad s_{1,max} := \frac{u_o}{10} = 247 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Største senteravstand for armeringen i snitt 2:} \quad s_1 := 269\text{mm}$$

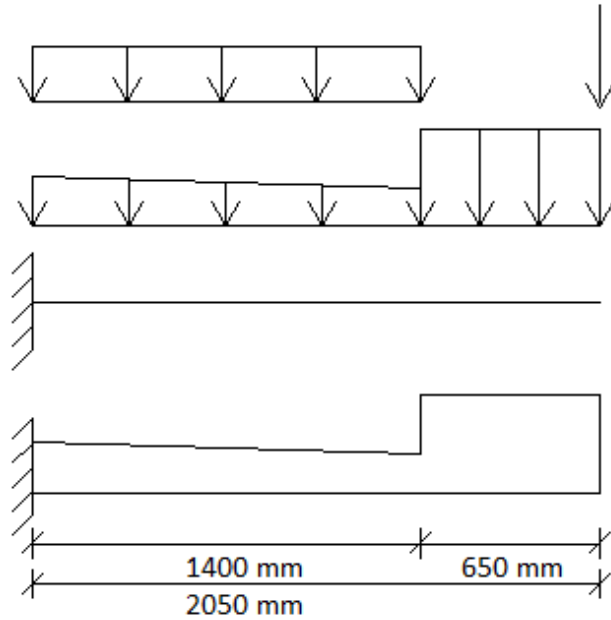
Lengdearmeringen er ikke tilstrekkelig med hensyn på torsjon. Den må også kunne ta opp bøyemoment.

Vedlegg I

Egenlastbidrag - Tverretning

Lastvirkning fra egenlast i tverretning

Akse 1 -10



Bruplate:

$$h_{b1} := 172\text{mm}$$

$$h_{b2} := 140\text{mm}$$

$$b_b := 1400\text{mm}$$

Tetthet armert betong:

$$\rho_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Bruplate:

$$g_{b1} := h_{b1} \cdot \rho_c = 4.3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{b2} := h_{b2} \cdot \rho_c = 3.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$R_{b1} := \frac{(g_{b1} - g_{b2})}{2} \cdot b_b = 0.56 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$R_{b2} := g_{b2} \cdot b_b = 4.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Kantdrager:

$$h_k := 350\text{mm}$$

$$b_k := 650\text{mm}$$

Slitelag:

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

$$b_s := 1400\text{mm}$$

Rekkverk:

$$R_r := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Kantdrager: $g_k := h_k \cdot \rho_c = 8.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

$$R_k := g_k \cdot b_k = 5.688 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Slitelag: $g_s := h_s \cdot \rho_c = 3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

$$R_s := g_s \cdot b_s = 4.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Rekkverk: $R_r = 0.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Moment ved innspenning:

Bruplate: $M_b := R_{b1} \cdot \frac{b_b}{3} + R_{b2} \cdot \frac{b_b}{2} = 3.7 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$

Kantdrager: $M_k := R_k \cdot \left(b_s + \frac{b_k}{2} \right) = 9.8 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$

Slitelag: $M_s := R_s \cdot \frac{b_s}{2} = 2.9 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$

Rekkverk: $M_r := R_r \cdot (b_s + b_k) = 1 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$

Totalt moment: $M_{\text{tot}} := M_b + M_k + M_s + M_r = 17.5 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$

Skjær ved innspenning:

Bruplate: $V_b := R_{b1} + R_{b2} = 5.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Kantdrager: $V_k := R_k = 5.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Slitelag: $V_s := R_s = 4.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Rekkverk: $V_r := R_r = 0.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

For jevnt fordelt last kan opptredende skjærkraft reduseres til skjærkraften i avstand d fra bjelkekant. Dette gjelder last fra bruplata og slitelag.

$$d := 130\text{mm} \quad L_{\text{tot}} := 2050\text{mm}$$

$$V_{\text{red}} := (V_{\text{b}} + V_{\text{s}}) \cdot \frac{L_{\text{tot}} - d}{L_{\text{tot}}} + V_{\text{k}} + V_{\text{r}} = 15.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

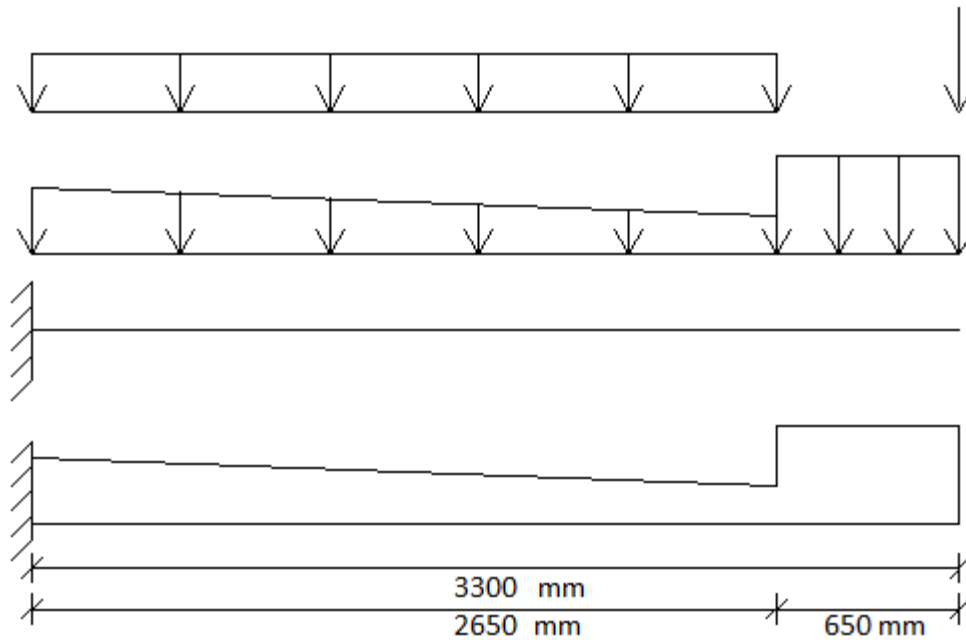
Dette utgjør:

$$V_{\text{b.red}} := V_{\text{b}} \cdot \frac{L_{\text{tot}} - d}{L_{\text{tot}}} = 5.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{\text{s.red}} := V_{\text{s}} \cdot \frac{L_{\text{tot}} - d}{L_{\text{tot}}} = 3.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Lastvirkning fra egenlast i tverretning

Akse 10-11



Bruplate:

$$h_{b1} := 228\text{mm}$$

$$h_{b2} := 140\text{mm}$$

$$b_b := 2650\text{mm}$$

Kantdrager:

$$h_k := 350\text{mm}$$

$$b_k := 650\text{mm}$$

Slitelag:

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

$$b_s := 2650\text{mm}$$

Rekkverk:

$$R_r := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tetthet armert betong:

$$\rho_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Bruplate:

$$g_{b1} := h_{b1} \cdot \rho_c = 5.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{b2} := h_{b2} \cdot \rho_c = 3.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$R_{b1} := \frac{(g_{b1} - g_{b2})}{2} \cdot b_b = 2.915 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$R_{b2} := g_{b2} \cdot b_b = 9.275 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Kantdrager: $g_k := h_k \cdot \rho_c = 8.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$$R_k := g_k \cdot b_k = 5.688 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Slitelag: $g_s := h_s \cdot \rho_c = 3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$$R_s := g_s \cdot b_s = 7.95 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Rekkverk: $R_r = 0.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Moment ved innspenning:

Bruplate: $M_b := R_{b1} \cdot \frac{b_b}{3} + R_{b2} \cdot \frac{b_b}{2} = 14.9 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$

Kantdrager: $M_k := R_k \cdot \left(b_s + \frac{b_k}{2} \right) = 16.9 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$

Slitelag: $M_s := R_s \cdot \frac{b_s}{2} = 10.5 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$

Rekkverk: $M_r := R_r \cdot (b_s + b_k) = 1.7 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$

Totalt moment: $M_{\text{tot}} := M_b + M_k + M_s + M_r = 44 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$

Skjær ved innspenning:

Bruplate: $V_b := R_{b1} + R_{b2} = 12.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Kantdrager: $V_k := R_k = 5.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Slitelag: $V_s := R_s = 8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Rekkverk: $V_r := R_r = 0.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

For jevnt fordelt last kan opptredende skjærkraft reduseres tilskjærkraften i avstand d fra bjelkekant. Dette gjelder last fra bruplata og slitelag.

$$d := 184\text{mm} \quad L_{\text{tot}} := 3300\text{mm}$$

$$V_{\text{red}} := (V_b + V_s) \cdot \frac{L_{\text{tot}} - d}{L_{\text{tot}}} + V_k + V_r = 25.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dette utgjør:

$$V_{b.\text{red}} := V_b \cdot \frac{L_{\text{tot}} - d}{L_{\text{tot}}} = 11.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{s.\text{red}} := V_s \cdot \frac{L_{\text{tot}} - d}{L_{\text{tot}}} = 7.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vedlegg J

Bruddgrensetilstand – Tverretning

Tverretning - Momentkapasitet

Momentkapasitet i akse 10-11

Inndata for betong B350/C30/B25, NS 3473 punkt 11.1

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

$$\begin{aligned}h &:= 228\text{mm} & \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\b &:= 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}} & f_{cn} &:= 19.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{tn} &:= 1.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ & & f_{cd} &:= 14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \epsilon_{cu} &:= 0.0035\end{aligned}$$

Inndata for slakkarmering, NS 3473 punkt 10.4

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

Kvalitet Ks.50 - Ø12

$$\begin{aligned}\gamma_s &:= 1.25 & \phi &:= 12\text{mm} \\f_{sk} &:= 480 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & E_{sk} &:= 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\f_{sd} &:= 384 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & \epsilon_{sy} &:= 0.0024\end{aligned}$$

Areal strekkarmering per løpemeter:

$$A_{ss} := \frac{1000}{90 \cdot 1\text{m}} \cdot 2\pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 2513.3 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Areal trykkarmering per løpemeter:

$$A_{st} := \frac{1000}{180 \cdot 1\text{m}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 628.3 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

I henhold til NS 427 A punkt 5, har plater utsatt for vær og fuktighet en overdekning på 20mm

$$d_1 := h - 20\text{mm} - \phi - \frac{\phi}{2} = 190 \cdot \text{mm}$$

$$d_2 := h - 20\text{mm} - \frac{\phi}{2} = 202 \cdot \text{mm}$$

Kontroll av minimsarmering etter NS 3473 punkt 18.3.1-18.3.3

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

$$k_w := \max\left(1.5 - \frac{h}{h_1}, 1.0\right) = 1.272$$

$$A_s := 0.25 \cdot k_w \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 355 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

For konstruksjoner der det legges vekt på tetthet, bør minimumsarmeringen på strekksiden være minst det dobbelte av A_{ϵ} .

$$A_{ss,\text{min}} := 2 \cdot A_s = 710 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad A_{ss} \geq A_{ss,\text{min}} \quad \text{OK for strekkarmering.}$$

På trykksiden bør armeringen ikke være mindre enn halvparten av A_s hvis ikke annet påvises å være tilstrekkelig, NS 3473 punkt 18.3.2

$$A_{st,\text{min}} := \frac{A_s}{2} = 177 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad A_{st} \geq A_{st,\text{min}} \quad \text{OK for trykkarmering.}$$

Balansert armeringstverrsnitt

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

Når den brukte armeringsmengden tilsvarer balansert armert eller underarmert, bestemmes den balanserte armeringsmengden per løpemeter på følgende måte.

$$A_{sb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 3287.4 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{sb} \geq A_{ss} \quad \text{Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd.}$$

Underarmert armeringstverrsnitt

$$\alpha := \frac{A_{ss} \cdot f_{sd}}{0.8 \cdot b \cdot d_1 \cdot f_{cd}} = 0.454$$

Trykksonehøyde

$$\alpha \cdot d_1 = 86.2 \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet

$$M_d := 0.8 \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0.4\alpha) \cdot \alpha \cdot b \cdot d_1^2 = 150 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Tverretning - Skjærkapasitet

Skjærkapasitet i akse 1-10

Inndata for betong B350/C30/B25, NS 3473 punkt 11.1

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

$$\begin{aligned}h &:= 156\text{mm} & \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\b &:= 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}} & f_{cn} &:= 19.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{tn} &:= 1.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ & & f_{cd} &:= 14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{td} &:= 1.143 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\end{aligned}$$

Inndata for slakkarmering, NS 3473 punkt 10.4

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

Kvalitet Ks.50 - Ø12 s 90

$$\gamma_s := 1.25$$

$$f_{sk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{sd} := 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\emptyset := 12\text{mm}$$

Armeringsareal per løpemeter:
$$A_s := \frac{1000}{80 \cdot 1\text{m}} \pi \cdot \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 = 1413.7 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

I henhold til NS 427 A punkt 5, har plater utsatt for vær og fuktighet en overdekning på 20mm

$$d := h - 20\text{mm} - \frac{\emptyset}{2} = 130 \cdot \text{mm}$$

Beregning av skjærkapasitet etter forenklet metode, NS 3473 punkt 12.3.2

Skjærstrekkkapasitet for betong uten skjærarmering:

$$d_1 := 1.0\text{m} \quad k_A := 100 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_v := 1.5 - \frac{d}{d_1} = 1.37$$

$$V_{cd} := \min \left[0.3 \cdot \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_s}{\gamma_c \cdot b \cdot d} \right) \cdot b \cdot d \cdot k_v, 0.6 \cdot f_{td} \cdot b \cdot d \cdot k_v \right] = 103 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ingen skjærarmering:

$$V_d := V_{cd} = 103 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Skjærtrykkkapasitet, NS 3473 punkt 12.3.2.5

$$z := 0.9 \cdot d = 117 \cdot \text{mm}$$

$$V_{ccd} := 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z = 737 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tverretning - Skjærkapasitet

Skjærkapasitet i akse 10-11

Inndata for betong B350/C30/B25, NS 3473 punkt 11.1

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

$$\begin{aligned} h &:= 222\text{mm} & \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ b &:= 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}} & f_{cn} &:= 19.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{tn} &:= 1.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ & & f_{cd} &:= 14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} & f_{td} &:= 1.143 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \end{aligned}$$

Inndata for slakkarmering, NS 3473 punkt 10.4

- Det henvises til Vedlegg C, der all beregning samt dokumentasjon av parametere er gjort.

Kvalitet Ks.50 - Ø12 s 90

$$\gamma_s := 1.25$$

$$f_{sk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{sd} := 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\emptyset := 12\text{mm}$$

Armeringsareal per løpemeter:
$$A_s := \frac{1000}{90 \cdot 1\text{m}} 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 = 2513.3 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

I henhold til NS 427 A punkt 5, har plater utsatt for vær og fuktighet en overdekning på 20mm

$$d := h - 20\text{mm} - \emptyset - \frac{\emptyset}{2} = 184 \cdot \text{mm}$$

Beregning av skjærkapasitet etter forenklet metode, NS 3473 punkt 12.3.2

Skjærstrekkkapasitet for betong uten skjærarmering:

$$d_1 := 1.0\text{m} \quad k_A := 100 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_v := 1.5 - \frac{d}{d_1} = 1.316$$

$$V_{cd} := \min \left[0.3 \cdot \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_s}{\gamma_c \cdot b \cdot d} \right) \cdot b \cdot d \cdot k_v, 0.6 \cdot f_{td} \cdot b \cdot d \cdot k_v \right] = 154 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ingen skjærarmering:

$$V_d := V_{cd} = 154 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Skjærtrykkkapasitet, NS 3473 punkt 12.3.2.5

$$z := 0.9 \cdot d = 165.6 \cdot \text{mm}$$

$$V_{ccd} := 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z = 1043 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vedlegg K

Rissviddemålinger og beregninger

Riss- plassering [m]	Rissvidde [mm]		Merknad	Vanskelighets- grad på måling (1-10)
	Måling 1	Måling 2		
3,77	-	-	Bom, synlig armering	10
4,2	-	-	Bom, synlig armering	10
4,79	0,05	0,15	Steinete overflate	9
5,1	0,1	0,1		2
5,47	0,05	0,15		6
5,59	0,1	0,2		2
5,69	0,15	0,25		2
5,78	0,15	0,1		8
5,88	0,15	0,15		8
6,17	0,2	0,2	Synlig rustutslag	3
6,28	0,2	0,15		3
6,42	-	-	Bom, synlig armering	10
6,54	0,15	0,15	Synlig rustutslag	5
6,65	-	-		10
6,8	0,2	-	Bom	9
6,91	0,15	-		10
7	0,15	0,1		8
7,1	0,2	0,15		6
7,28	0,1	0,1		5
7,4	0,15	0,15		8
7,54	0,15	0,15	Reparert bomskade, usikker avlesning	3
7,77	0,35	0,2	Reparert bomskade, usikker avlesning	10
7,88	0,1	0,1		2
8,05	0,2	0,1		2
8,19	0,05	0,15	Steinete overflate	7
8,28	0,1	0,1	Steinete overflate	7
8,57	0,15	0,25	Steinete overflate	7
8,78	0,05	0,15	Steinete overflate	7
8,96	0,15	0,2	Steinete overflate	7

Avstand fra Akse 3	Gjennomsnittlig rissvidde-avstand
Avstand mellom riss	
3,77 m	450 mm
430 mm	
4,2 m	
590 mm	
4,79 m	
310 mm	
- m	
- mm	
5,1 m	
370 mm	
5,47 m	178,33 mm
120 mm	
5,59 m	
100 mm	
5,69 m	
90 mm	
5,78 m	
100 mm	
5,88 m	
290 mm	
6,17 m	118,57 mm
110 mm	
6,28 m	
140 mm	
6,42 m	
120 mm	
6,54 m	
110 mm	
6,65 m	
150 mm	
6,8 m	
110 mm	
6,91 m	
90 mm	
7 m	

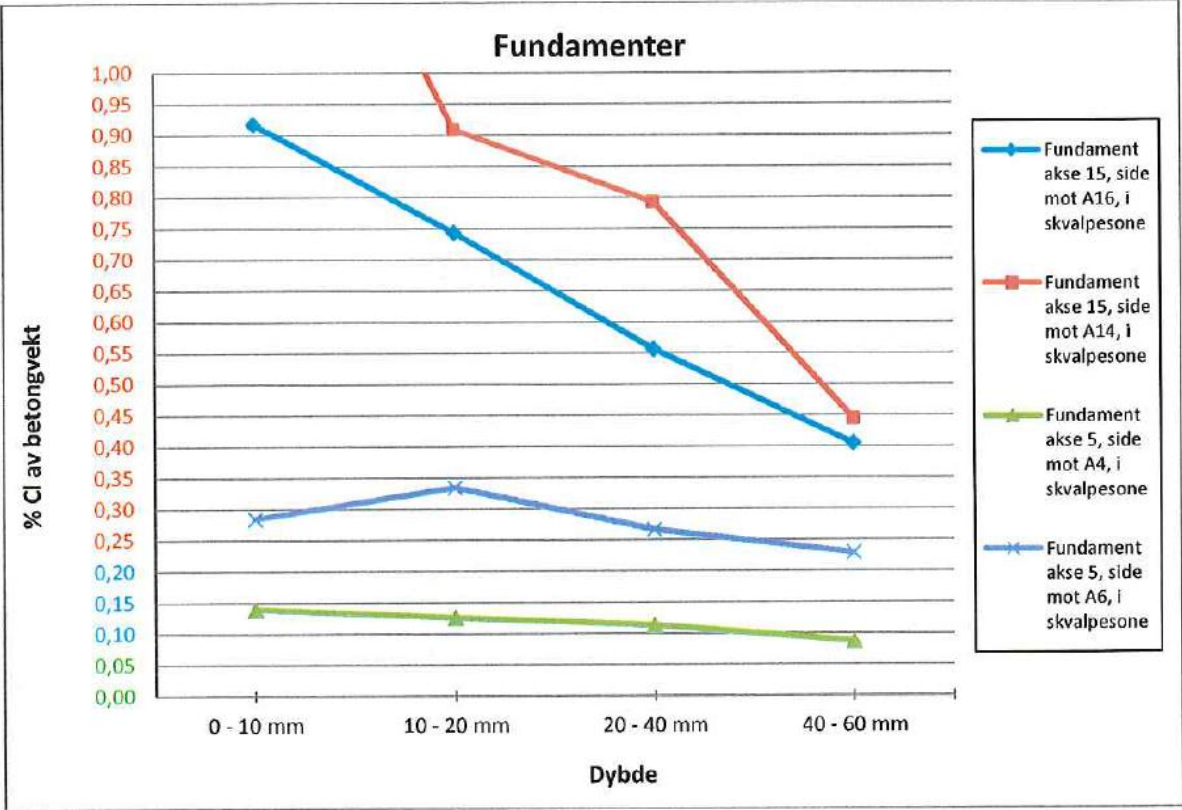
Avstand fra Akse 3	Gjennomsnittlig rissvidde-avstand
Avstand mellom riss	
7 m	150 mm
100 mm	
7,1 m	
180 mm	
7,28 m	
120 mm	
7,4 m	
140 mm	
7,54 m	
230 mm	
7,77 m	182 mm
110 mm	
7,88 m	
170 mm	
8,05 m	
140 mm	
8,19 m	
90 mm	
8,28 m	
290 mm	
8,57 m	
210 mm	
8,78 m	
180 mm	
8,96 m	

Riss- plassering [m]	RISSVIDDE [mm]			
	Rissvidde Måling 1	Rissvidde Måling 2	Gjennom- snitt av Måling 1 og 2	Målinger innenfor hver meter
3,77	-	-	-	-
4,2	-	-	-	-
4,79	0,05	0,15	0,10	0,1
5,1	0,1	0,1	0,10	0,1 til 0,2
5,47	0,05	0,15	0,10	
5,59	0,1	0,2	0,15	
5,69	0,15	0,25	0,20	
5,78	0,15	0,1	0,13	
5,88	0,15	0,15	0,15	
6,17	0,2	0,2	0,20	0,15 til 0,2
6,28	0,2	0,15	0,18	
6,42	-	-		
6,54	0,15	0,15	0,15	
6,65	-	-		
6,8	0,2	-	0,20	
6,91	0,15	-	0,15	
7	0,15	0,1	0,13	0,1 til 0,28
7,1	0,2	0,15	0,18	
7,28	0,1	0,1	0,10	
7,4	0,15	0,15	0,15	
7,54	0,15	0,15	0,15	
7,77	0,35	0,2	0,28	
7,88	0,1	0,1	0,10	
8,05	0,2	0,1	0,15	0,1 til 0,2
8,19	0,05	0,15	0,10	
8,28	0,1	0,1	0,10	
8,57	0,15	0,25	0,20	
8,78	0,05	0,15	0,10	
8,96	0,15	0,2	0,18	

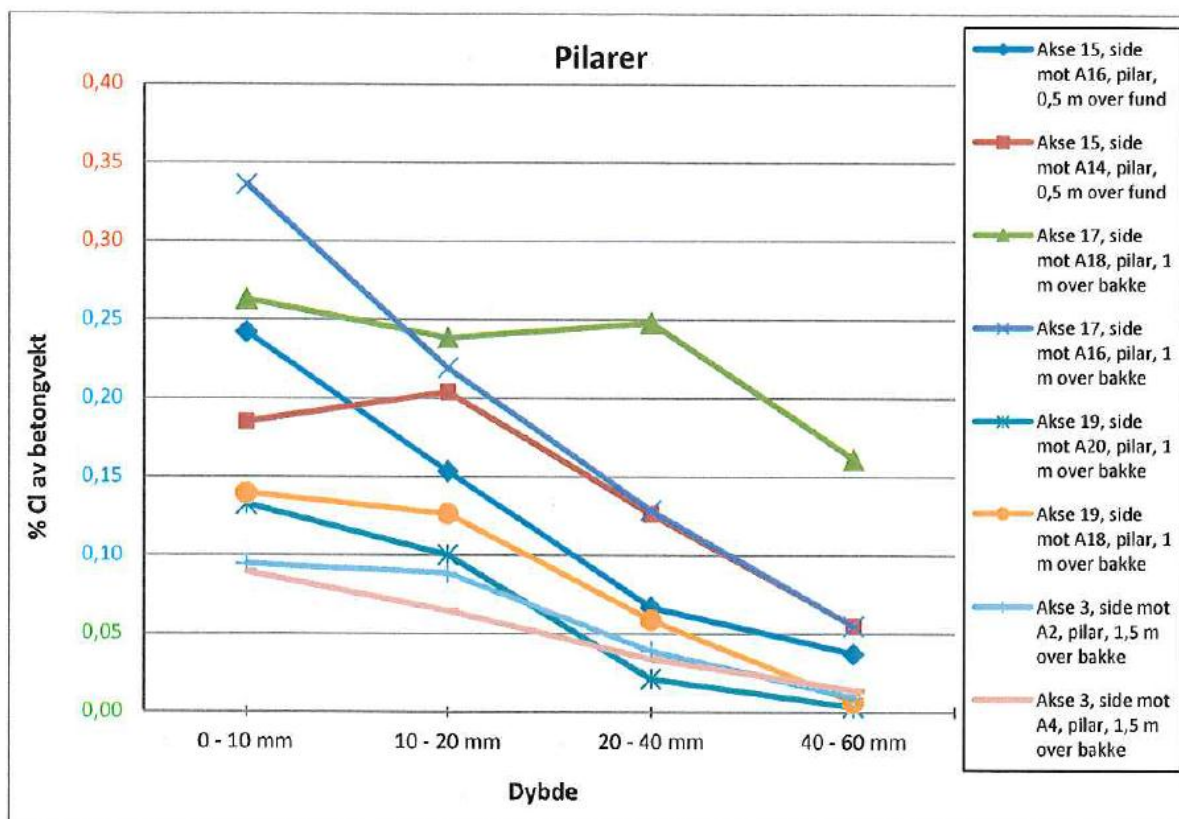
Vedlegg L

Kloridprøver - Rambøll

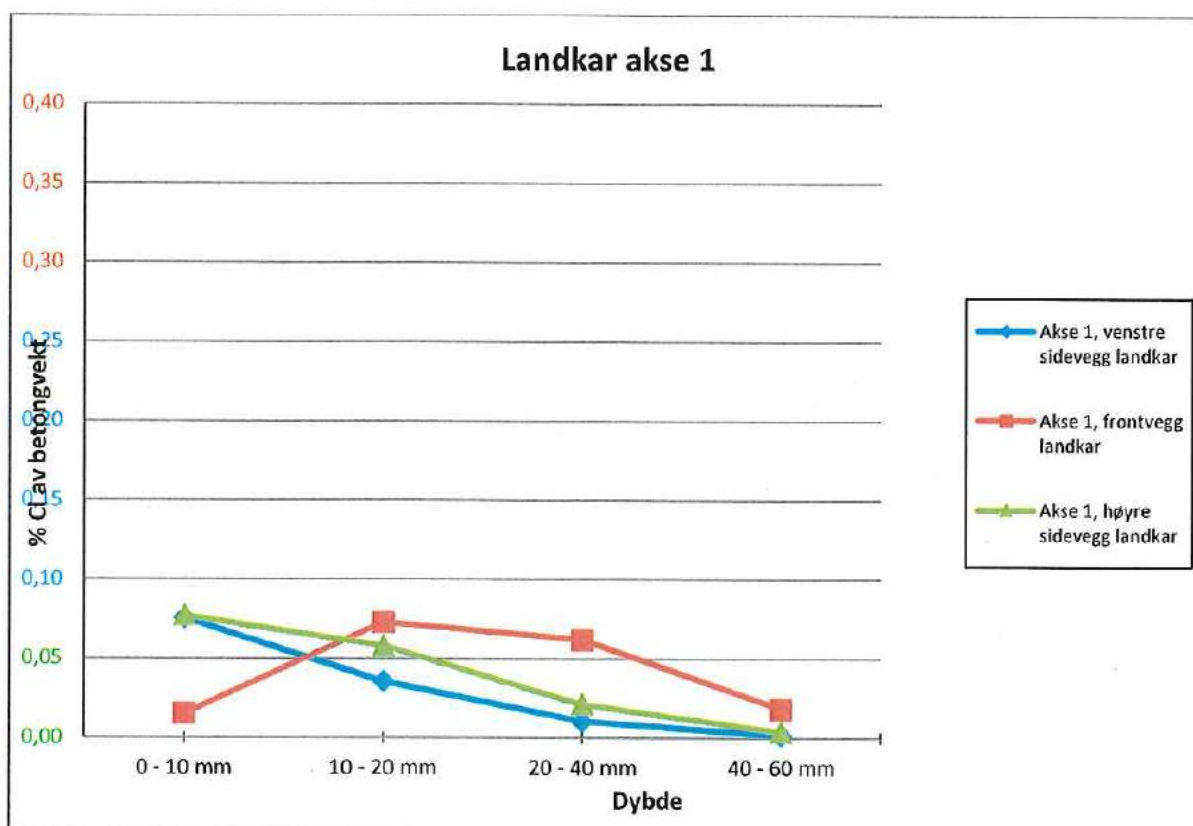
Kloridprofiler



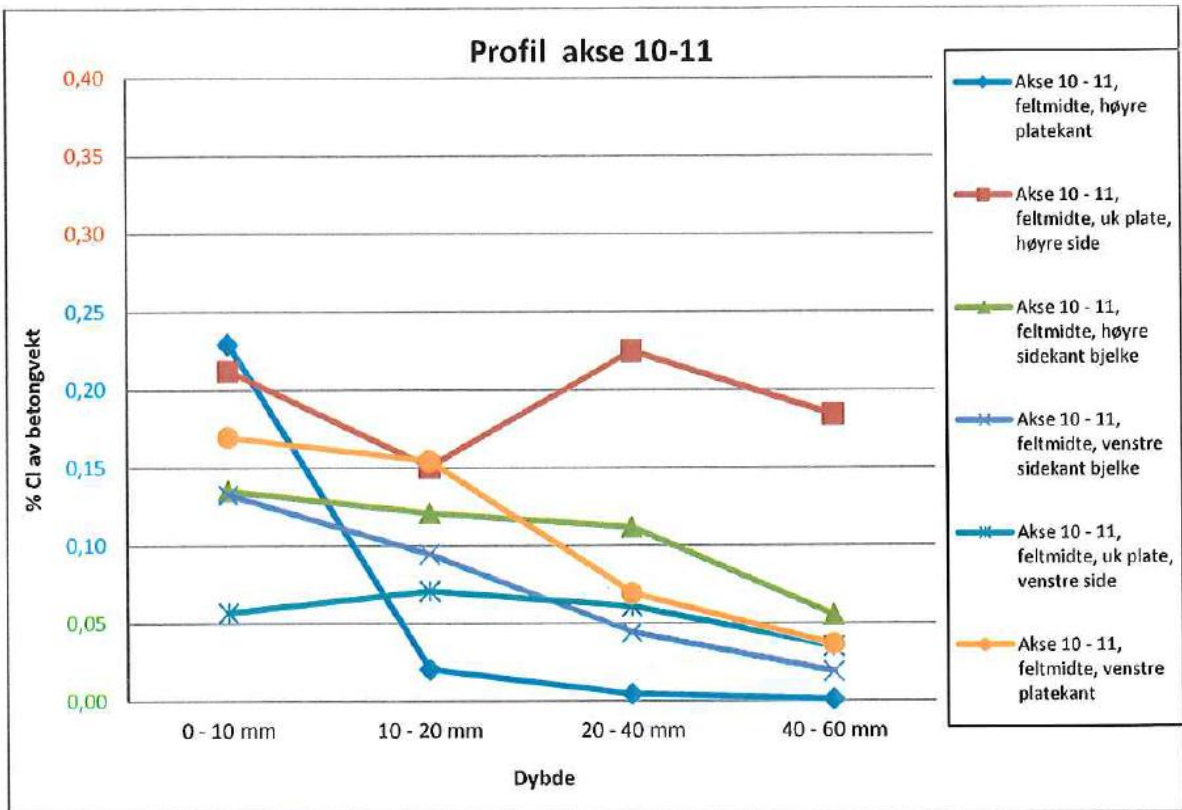
Figur 4-5, Kloridprofiler for fundamenter akse 5 og 15.



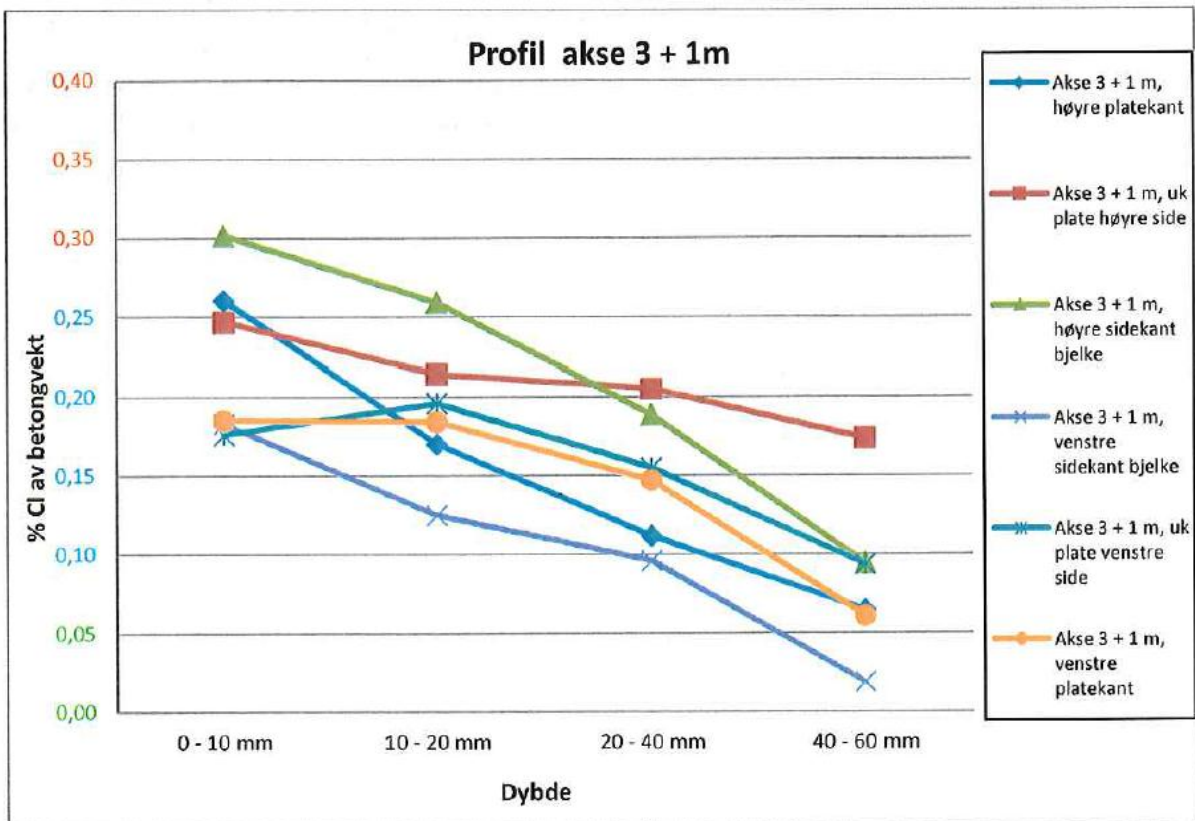
Figur 4-6, Kloridprofiler for pilarer akse 15, 17, 19 og 3.



Figur 4-7, Kloridprofiler for landkar i akse 1.



Figur 4-8, Kloridprofiler for tverrsnittprofil mellom akse 10 og 11.



Figur 4-9, Kloridprofiler for tverrsnittprofil ved akse 3 + 1 m.

Vedlegg M

Egenlastberegning – NovaFrame

Egenlaster

Bruoverbygning

Egenlast fra bruoverbygning legges inn i NovaFrame som "DEAD WEIGHT", og programmet tar selv hensyn til tverrsnitt og geometri for hvert element, og får dermed en varierende kraft over bruens lengderetning.

Tyngde-
tetthet
armert
betong: $\gamma_{\text{betong}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

NS-EN
1991-1-1,
Tabell A.1

Slitelag

Last fra bruens slitelag legges inn i NovaFrame som en jevnt fordelt last.

Tyngde-
tetthet
slitelag: $\gamma_{\text{slitelag}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

NS-EN
1991-1-1,
Tabell A.6

Tykkelse
av slitelag: $t_{\text{slitelag}} := 120\text{mm}$

Rapport
Rambøll

Bredde av veibane:

Areal av slitelag:

Sone 1:
(1-174) $b_1 := 3.5\text{m}$

Sone 1: $A_1 := b_1 \cdot t_{\text{slitelag}} = 4.2 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$
(1-174)

Sone 2:
(175-185) $b_2 := 4.75\text{m}$ (Gjennomsnittsverdi
-en tilnærming.)

Sone 2: $A_2 := b_2 \cdot t_{\text{slitelag}} = 5.7 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$
(175-185)

Sone 3:
(186-203) $b_3 := 6\text{m}$

Sone 3: $A_3 := b_3 \cdot t_{\text{slitelag}} = 7.2 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$
(186-203)

Sone 4:
(204-214) $b_4 := b_2 = 4.75\text{m}$

Sone 4: $A_4 := A_2 = 5.7 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$
(204-214)

Sone 5:
(215-404) $b_5 := b_1 = 3.5\text{m}$

Sone 5: $A_5 := A_1 = 4.2 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$
(215-404)

Last fra slitelag:

Sone 1:
(1-174) $s_1 := A_1 \cdot \gamma_{\text{slitelag}} = 10.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Sone 2:
(175-185) $s_2 := A_2 \cdot \gamma_{\text{slitelag}} = 14.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Sone 3:
(186-203) $s_3 := A_3 \cdot \gamma_{\text{slitelag}} = 18 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Sone 4:
(204-214) $s_4 := s_2 = 14.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Sone 5:
(215-404) $s_5 := s_1 = 10.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Rekkverk

Egenlast fra rekkverk

Last fra rekkverk: $g_{\text{rekkverk}} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ *Antatt verdi per rekkverk.*

Håndbok
N400

Totallast rekkverk: $G_{\text{rekkverk}} := 2 \cdot g_{\text{rekkverk}} = 1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Søyler

Egenlast fra søylene legges inn i NovaFrame som "DEAD WEIGHT", og programmet tar selv hensyn til tverrsnitt og geometri for hvert element, og får dermed en varierende kraft over søylenes høyde.

Tyngde-
tetthet
armert
betong: $\gamma_{\text{betong}} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

NS-EN
1991-1-1,
Tabell A.1

Vedlegg N

Laster og lastkombinering – NovaFrame

Nummerering av laster

Lastnummer	Lasttype
1	Egenvekt - Bruplate
2	Egenvekt - Søyler
3	Egenvekt - Rekkverk
4	Egenvekt - Slitelag
6	Vindlast uten trafikk
7	Vindlast med trafikk
8	Spennarmering full
9	Spennarmering tvangskrefter
10	Temperatur-stigning
11	Temperatur-gradient
12	Svinn
13	Kryp
111	Vogntoglast V - A.1-4 - FELTMOMENT
112	Vogntoglast p - A.1-4 - FELTMOMENT
113	Vogntoglast A - A.1.4 - FELTMOMENT
121	Vogntoglast V - A.4-5 - FELTMOMENT
122	Vogntoglast p - A.4-5 - FELTMOMENT
123	Vogntoglast A - A.4-5 - FELTMOMENT
131	Vogntoglast V - A.5-9 - FELTMOMENT
132	Vogntoglast p - A.5-9 - FELTMOMENT
133	Vogntoglast A - A.5-9 - FELTMOMENT
141	Vogntoglast V - A.9-10 - FELTMOMENT
142	Vogntoglast p - A.9-10 - FELTMOMENT
143	Vogntoglast A - A.9-10 - FELTMOMENT
151	Vogntoglast V - A.10-11 - FELTMOMENT (Alt. 1)
152	Vogntoglast p - A.10-11 - FELTMOMENT
153	Vogntoglast A - A.10-11 - FELTMOMENT
154	Vogntoglast V - A.10-11 - FELTMOMENT (Alt.2)
161	Vogntoglast V - A.1-4 - STØTTEMOMENT
162	Vogntoglast p - A.1-4 - STØTTEMOMENT
163	Vogntoglast A - A.1.4 - STØTTEMOMENT
171	Vogntoglast V - A.5-8 - STØTTEMOMENT
172	Vogntoglast p - A.5-8 - STØTTEMOMENT
173	Vogntoglast A - A.5-8 - STØTTEMOMENT
181	Vogntoglast V - A.9 - STØTTEMOMENT
182	Vogntoglast p - A.9 - STØTTEMOMENT
183	Vogntoglast A - A.9 - STØTTEMOMENT
191	Vogntoglast V - A.10 - STØTTEMOMENT
192	Vogntoglast p - A.10 - STØTTEMOMENT
193	Vogntoglast A - A.10 - STØTTEMOMENT
211	Vogntoglast V - A.11 - STØTTEMOMENT
212	Vogntoglast p - A.11 - STØTTEMOMENT
213	Vogntoglast A - A.11 - STØTTEMOMENT
221	Vogntoglast V - A.1-4 - SKJÆR
222	Vogntoglast p - A.1-4 - SKJÆR
223	Vogntoglast A - A.1.4 - SKJÆR
231	Vogntoglast V - A.5-8 - SKJÆR
232	Vogntoglast p - A.5-8 - SKJÆR

233	Vogntoglast A - A.5-8 - SKJÆR
241	Vogntoglast V - A.9 - SKJÆR
242	Vogntoglast p - A.9 - SKJÆR
243	Vogntoglast A - A.9 - SKJÆR
251	Vogntoglast V - A.10 - SKJÆR
252	Vogntoglast p - A.10 - SKJÆR
253	Vogntoglast A - A.10 - SKJÆR
261	Vogntoglast V- A.11 - SKJÆR
262	Vogntoglast p - A.11 - SKJÆR
263	Vogntoglast A - A.11 - SKJÆR
321	Vogntoglast V- A.10-11 - TORSJON
322	Vogntoglast A - A.10-11 - TORSJON

SortComb - Laster

SC-nummer	Limit state	Comb. Type	Method of comb.	Last-nr.	Last-faktor	Last-nr.	Last-faktor	Last-nr.	Last-faktor	Navn på kombinasjon
-----------	-------------	------------	-----------------	----------	-------------	----------	-------------	----------	-------------	---------------------

Egenlast - Ligning a)

1100	NA	LC	add	1	1,15	2	1,15	3	1,15	Egenlast m/ slitelag
1100	NA	LC	add	4	1,15					Egenlast m/ slitelag
1101	NA	LC	add	1	1,15	2	1,15	3	1,15	Egenlast u/ slitelag

Egenlast - Ligning b)

1102	NA	LC	add	1	1,0	2	1,0	3	1,0	Egenlast m/ slitelag
1102	NA	LC	add	4	1,0					Egenlast m/ slitelag
1103	NA	LC	add	1	1,0	2	1,0	3	1,0	Egenlast u/ slitelag

Deformasjonslast - Ligning a)

1104	NA	LC	worst	9	0,9	9	1,1			Tvangskrefter
412	NA	LC	add	12	1,0					Svinn SC
413	NA	LC	add	13	1,0					Kryp SC
1105	NA	SC	add	1104	1,0	412	1,0	413	1,0	Tvang + svinn + kryp
1106	NA	SC	add	1104	1,0	412	1,0			Tvang + svinn
1107	NA	SC	add	1104	1,0	413	1,0			Tvang + kryp
1108	NA	SC	worst	1104	1,0	1105	1,0	1106	1,0	Ugunstigste deformasjonslast - a)
1108	NA	SC	worst	1107	1,0					Ugunstigste deformasjonslast - a)

Deformasjonslast - Ligning b)

1109	NA	LC	add	9	1,0					Tvangskrefter
1110	NA	LC	add	9	1,0	12	1,0	13	1,0	Tvang + svinn + kryp
1111	NA	LC	add	9	1,0	12	1,0			Tvang + svinn
1112	NA	LC	add	9	1,0	13	1,0			Tvang + kryp
1113	NA	SC	worst	1109	1,0	1110	1,0	1111	1,0	Ugunstigste deformasjonslast - b)
1113	NA	SC	worst	1112	1,0					Ugunstigste deformasjonslast - b)

Vindlast

1260	NA	LC	Add	6	1,6					a) Vind u/trafikk
1261	NA	LC	Add	7	0,8					b) Vind m/trafikk
1262	NA	LC	Add	7	1,3					b) Vind m/trafikk - 3.ledd

Temperatur

1010	NA	LC	Add	11	9,3	10	7,35			Temperaturkombinasjon 1
1011	NA	LC	Add	11	6,975	10	21,0			Temperaturkombinasjon 2
1012	NA	LC	Add	11	9,3	10	-7,7			Temperaturkombinasjon 3
1013	NA	LC	Add	11	6,975	10	-22,0			Temperaturkombinasjon 4
1014	NA	LC	Add	11	-8,0	10	7,35			Temperaturkombinasjon 5
1015	NA	LC	Add	11	-6,0	10	21,0			Temperaturkombinasjon 6
1016	NA	LC	Add	11	-8,0	10	-7,7			Temperaturkombinasjon 7
1017	NA	LC	Add	11	-6,0	10	-22,0			Temperaturkombinasjon 8
1018	NA	SC	Worst	1010	1,0	1011	1,0	1012	1,0	Worst av SC 1010-1017
1018	NA	SC	Worst	1013	1,0	1014	1,0	1015	1,0	Worst av SC 1010-1018
1018	NA	SC	Worst	1016	1,0	1017	1,0			Worst av SC 1010-1019

SortComb - Trafikklast

SC-nummer	Limit state	Comb. Type	Method of comb.	Last-nr.	Last-faktor	Last-nr.	Last-faktor	Last-nr.	Last-faktor	Navn på kombinasjon
-----------	-------------	------------	-----------------	----------	-------------	----------	-------------	----------	-------------	---------------------

Ligning a)

Trafikklast: FELTMOMENT

1200	NA	LC	Add	111	1,4	112	1,4	113	1,4	Trafikk-Feltmoment 1-4 a)
1201	NA	LC	Add	121	1,4	122	1,4	123	1,4	Trafikk-Feltmoment 4-5 a)
1202	NA	LC	Add	131	1,4	132	1,4	133	1,4	Trafikk-Feltmoment 5-9 a)
1203	NA	LC	Add	141	1,4	142	1,4	143	1,4	Trafikk-Feltmoment 9-10 a)
1204	NA	LC	Add	152	1,4	153	1,4	154	1,4	Trafikk-Feltmoment 10-11 a)

Trafikklast: STØTTEMOMENT

1205	NA	LC	Add	161	1,4	162	1,4	163	1,4	Trafikk - Støttemoment 1-4 a)
1206	NA	LC	Add	171	1,4	172	1,4	173	1,4	Trafikk - Støttemoment 5-8 a)
1207	NA	LC	Add	181	1,4	182	1,4	183	1,4	Trafikk - Støttemoment 9 a)
1208	NA	LC	Add	191	1,4	192	1,4	193	1,4	Trafikk - Støttemoment 10 a)
1209	NA	LC	Add	211	1,4	212	1,4	213	1,4	Trafikk - Støttemoment 11 a)

Trafikklast: SKJÆR

1210	NA	LC	Add	221	1,4	222	1,4	223	1,4	Trafikk - Skjær 1-4 a)
1211	NA	LC	Add	231	1,4	232	1,4	233	1,4	Trafikk - Skjær 5-8 a)
1212	NA	LC	Add	241	1,4	242	1,4	243	1,4	Trafikk - Skjær 9 a)
1213	NA	LC	Add	251	1,4	252	1,4	253	1,4	Trafikk - Skjær 10 a)
1214	NA	LC	Add	261	1,4	262	1,4	263	1,4	Trafikk - Skjær 11 a)

Trafikklast: TORSJON

1219	NA	LC	Add	321	1,4	322	1,4			Trafikk - Torsjon 10-11 a)
------	----	----	-----	-----	-----	-----	-----	--	--	----------------------------

Ligning b)

Trafikklast: FELTMOMENT

1220	NA	LC	Add	111	1,2	112	1,2	113	1,2	Trafikk-Feltmoment 1-4 b)
1221	NA	LC	Add	121	1,2	122	1,2	123	1,2	Trafikk-Feltmoment 4-5 b)
1222	NA	LC	Add	131	1,2	132	1,2	133	1,2	Trafikk-Feltmoment 5-9 b)
1223	NA	LC	Add	141	1,2	142	1,2	143	1,2	Trafikk-Feltmoment 9-10 b)
1224	NA	LC	Add	152	1,2	153	1,2	154	1,2	Trafikk-Feltmoment 10-11 b)

Trafikklast: STØTTEMOMENT

1225	NA	LC	Add	161	1,2	162	1,2	163	1,2	Trafikk - Støttemoment 1-4 b)
1226	NA	LC	Add	171	1,2	172	1,2	173	1,2	Trafikk - Støttemoment 5-8 b)
1227	NA	LC	Add	181	1,2	182	1,2	183	1,2	Trafikk - Støttemoment 9 b)
1228	NA	LC	Add	191	1,2	192	1,2	193	1,2	Trafikk - Støttemoment 10 b)
1229	NA	LC	Add	211	1,2	212	1,2	213	1,2	Trafikk - Støttemoment 11 b)

Trafikklast: SKJÆR

1230	NA	LC	Add	221	1,2	222	1,2	223	1,2	Trafikk - Skjær 1-4 b)
1231	NA	LC	Add	231	1,2	232	1,2	233	1,2	Trafikk - Skjær 5-8 b)
1232	NA	LC	Add	241	1,2	242	1,2	243	1,2	Trafikk - Skjær 9 b)
1233	NA	LC	Add	251	1,2	252	1,2	253	1,2	Trafikk - Skjær 10 b)
1234	NA	LC	Add	261	1,2	262	1,2	263	1,2	Trafikk - Skjær 11 b)

Trafikklast: TORSJON

1239	NA	LC	Add	321	1,2	322	1,2			Trafikk - Torsjon 10-11 b)
------	----	----	-----	-----	-----	-----	-----	--	--	----------------------------

4. ledd i ligning b)

Trafikklast: FELTMOMENT

1240	NA	LC	Add	111	0,8	112	0,8	113	0,8	Trafikk - Feltmoment 1-4 b) 4. ledd
1241	NA	LC	Add	121	0,8	122	0,8	123	0,8	Trafikk - Feltmoment 4-5 b) 4. ledd
1242	NA	LC	Add	131	0,8	132	0,8	133	0,8	Trafikk - Feltmoment 5-9 b) 4. ledd
1243	NA	LC	Add	141	0,8	142	0,8	143	0,8	Trafikk - Feltmoment 9-10 b) 4. ledd
1244	NA	LC	Add	152	0,8	153	0,8	154	0,8	Trafikk - Feltmoment 10-11 b) 4. ledd

Tafikklast: STØTTEMOMENT

1245	NA	LC	Add	161	0,8	162	0,8	163	0,8	Trafikk - Støttemoment 1-4 b) 4. ledd
1246	NA	LC	Add	171	0,8	172	0,8	173	0,8	Trafikk - Støttemoment 5-8 b) 4. ledd
1247	NA	LC	Add	181	0,8	182	0,8	183	0,8	Trafikk - Støttemoment 9 b) 4. ledd
1248	NA	LC	Add	191	0,8	192	0,8	193	0,8	Trafikk - Støttemoment 10 b) 4. ledd
1249	NA	LC	Add	211	0,8	212	0,8	213	0,8	Trafikk - Støttemoment 11 b) 4. ledd

Trafikklast: SKJÆR

1250	NA	LC	Add	221	0,8	222	0,8	223	0,8	Trafikk - Skjær 1-4 b) 4. ledd
1251	NA	LC	Add	231	0,8	232	0,8	233	0,8	Trafikk - Skjær 5-8 b) 4. ledd
1252	NA	LC	Add	241	0,8	242	0,8	243	0,8	Trafikk - Skjær 9 b) 4. ledd
1253	NA	LC	Add	251	0,8	252	0,8	253	0,8	Trafikk - Skjær 10 b) 4. ledd
1254	NA	LC	Add	261	0,8	262	0,8	263	0,8	Trafikk - Skjær 11 b) 4. ledd

Trafikklast: TORSJON

1259	NA	LC	Add	321	0,8	322	0,8			Trafikk - Torsjon 10-11 b) 4. ledd
------	----	----	-----	-----	-----	-----	-----	--	--	------------------------------------

SortComb - Lastkombinering

SC av LC nr	Limit state	Comb. Type	Method of comb	LC-nr	Last-faktor	LC-nr	Last-faktor	LC-nr	Last-faktor	Navn på kombinasjon
-------------	-------------	------------	----------------	-------	-------------	-------	-------------	-------	-------------	---------------------

Feltmoment 1-4

10000	NA	SC	Add	1100	1,0	1108	1,0	1200	1,0	a) Feltmoment 1-4
10001	NA	SC	Add	1100	1,0	1108	1,0	1018	1,0	a) Feltmoment 1-4
10002	NA	SC	Add	1100	1,0	1108	1,0	1260	1,0	a) Feltmoment 1-4
10003	NA	SC	Add	1102	1,0	1113	1,0	1220	1,0	b) Feltmoment 1-4
10003	NA	SC	Add	1018	0,8	1261	1,0			b) Feltmoment 1-4
10004	NA	SC	Add	1102	1,0	1113	1,0	1018	0,8	b) Feltmoment 1-4
10004	NA	SC	Add	1240	1,0	1261	1,0			b) Feltmoment 1-4
10005	NA	SC	Add	1102	1,0	1113	1,0	1262	1,0	b) Feltmoment 1-4
10005	NA	SC	Add	1240	1,0	1018	0,8			b) Feltmoment 1-4

Feltmoment 4-5

10006	NA	SC	Add	1100	1,0	1108	1,0	1201	1,0	a) Feltmoment 4-5
10007	NA	SC	Add	1100	1,0	1108	1,0	1018	1,0	a) Feltmoment 4-5
10008	NA	SC	Add	1100	1,0	1108	1,0	1260	1,0	a) Feltmoment 4-5
10009	NA	SC	Add	1102	1,0	1113	1,0	1221	1,0	b) Feltmoment 4-5
10009	NA	SC	Add	1018	0,8	1261	1,0			b) Feltmoment 4-5
10010	NA	SC	Add	1102	1,0	1113	1,0	1018	0,8	b) Feltmoment 4-5
10010	NA	SC	Add	1241	1,0	1261	1,0			b) Feltmoment 4-5
10011	NA	SC	Add	1102	1,0	1113	1,0	1262	1,0	b) Feltmoment 4-5
10011	NA	SC	Add	1241	1,0	1018	0,8			b) Feltmoment 4-5

Feltmoment 5-9

10012	NA	SC	Add	1100	1,0	1108	1,0	1202	1,0	a) Feltmoment 5-9
10013	NA	SC	Add	1100	1,0	1108	1,0	1018	1,0	a) Feltmoment 5-9
10014	NA	SC	Add	1100	1,0	1108	1,0	1260	1,0	a) Feltmoment 5-9
10015	NA	SC	Add	1102	1,0	1113	1,0	1222	1,0	b) Feltmoment 5-9
10015	NA	SC	Add	1018	0,8	1261	1,0			b) Feltmoment 5-9
10016	NA	SC	Add	1102	1,0	1113	1,0	1018	0,8	b) Feltmoment 5-9
10016	NA	SC	Add	1242	1,0	1261	1,0			b) Feltmoment 5-9
10017	NA	SC	Add	1102	1,0	1113	1,0	1262	1,0	b) Feltmoment 5-9
10017	NA	SC	Add	1242	1,0	1018	0,8			b) Feltmoment 5-9

Feltmoment 9-10

10018	NA	SC	Add	1100	1,0	1108	1,0	1203	1,0	a) Feltmoment 9-10
10019	NA	SC	Add	1100	1,0	1108	1,0	1018	1,0	a) Feltmoment 9-10
10020	NA	SC	Add	1100	1,0	1108	1,0	1260	1,0	a) Feltmoment 9-10
10021	NA	SC	Add	1102	1,0	1113	1,0	1223	1,0	b) Feltmoment 9-10
10021	NA	SC	Add	1018	0,8	1261	1,0			b) Feltmoment 9-10
10022	NA	SC	Add	1102	1,0	1113	1,0	1018	0,8	b) Feltmoment 9-10
10022	NA	SC	Add	1243	1,0	1261	1,0			b) Feltmoment 9-10
10023	NA	SC	Add	1102	1,0	1113	1,0	1262	1,0	b) Feltmoment 9-10
10023	NA	SC	Add	1243	1,0	1018	0,8			b) Feltmoment 9-10

Feltmoment 10-11

10024	NA	SC	Add	1100	1,0	1108	1,0	1204	1,0	a) Feltmoment 10-11
10025	NA	SC	Add	1100	1,0	1108	1,0	1018	1,0	a) Feltmoment 10-11
10026	NA	SC	Add	1100	1,0	1108	1,0	1260	1,0	a) Feltmoment 10-11
10027	NA	SC	Add	1102	1,0	1113	1,0	1224	1,0	b) Feltmoment 10-11
10027	NA	SC	Add	1018	0,8	1261	1,0			b) Feltmoment 10-11
10028	NA	SC	Add	1102	1,0	1113	1,0	1018	0,8	b) Feltmoment 10-11
10028	NA	SC	Add	1244	1,0	1261	1,0			b) Feltmoment 10-11
10029	NA	SC	Add	1102	1,0	1113	1,0	1262	1,0	b) Feltmoment 10-11
10029	NA	SC	Add	1244	1,0	1018	0,8			b) Feltmoment 10-11

Støttemoment 1-4

10030	NA	SC	Add	1100	1,0	1108	1,0	1205	1,0	a) Støttemoment 1-4
10031	NA	SC	Add	1100	1,0	1108	1,0	1018	1,0	a) Støttemoment 1-4
10032	NA	SC	Add	1100	1,0	1108	1,0	1260	1,0	a) Støttemoment 1-4
10033	NA	SC	Add	1102	1,0	1113	1,0	1225	1,0	b) Støttemoment 1-4
10033	NA	SC	Add	1018	0,8	1261	1,0			b) Støttemoment 1-4
10034	NA	SC	Add	1102	1,0	1113	1,0	1018	0,8	b) Støttemoment 1-4
10034	NA	SC	Add	1245	1,0	1261	1,0			b) Støttemoment 1-4
10035	NA	SC	Add	1102	1,0	1113	1,0	1262	1,0	b) Støttemoment 1-4
10035	NA	SC	Add	1245	1,0	1018	0,8			b) Støttemoment 1-4

Skjær 1-4

10060	NA	SC	Add	1100	1,0	1108	1,0	1210	1,0	a) Skjær 1-4
10061	NA	SC	Add	1100	1,0	1108	1,0	1018	1,0	a) Skjær 1-4
10062	NA	SC	Add	1100	1,0	1108	1,0	1260	1,0	a) Skjær 1-4
10063	NA	SC	Add	1102	1,0	1113	1,0	1230	1,0	b) Skjær 1-4
10063	NA	SC	Add	1018	0,8	1261	1,0			b) Skjær 1-4
10064	NA	SC	Add	1102	1,0	1113	1,0	1018	0,8	b) Skjær 1-4
10064	NA	SC	Add	1250	1,0	1261	1,0			b) Skjær 1-4
10065	NA	SC	Add	1102	1,0	1113	1,0	1262	1,0	b) Skjær 1-4
10065	NA	SC	Add	1250	1,0	1018	0,8			b) Skjær 1-4

Torsjon 10-11

10114	NA	SC	Add	1100	1,0	1108	1,0	1219	1,0	a) Torsjon 10-11
10115	NA	SC	Add	1100	1,0	1108	1,0	1018	1,0	a) Torsjon 10-11
10116	NA	SC	Add	1100	1,0	1108	1,0	1260	1,0	a) Torsjon 10-11
10117	NA	SC	Add	1102	1,0	1113	1,0	1239	1,0	b) Torsjon 10-11
10117	NA	SC	Add	1018	0,8	1261	1,0			b) Torsjon 10-11
10118	NA	SC	Add	1102	1,0	1113	1,0	1018	0,8	b) Torsjon 10-11
10118	NA	SC	Add	1259	1,0	1261	1,0			b) Torsjon 10-11
10119	NA	SC	Add	1102	1,0	1113	1,0	1262	1,0	b) Torsjon 10-11
10119	NA	SC	Add	1259	1,0	1018	0,8			b) Torsjon 10-11

SortComb - Worst

Sort Comb	Limit state	Comb Type	Method of comb	SC-nr	Last-faktor	SC-nr	Last-faktor	SC-nr	Last-faktor	Navn på kombinasjon
-----------	-------------	-----------	----------------	-------	-------------	-------	-------------	-------	-------------	---------------------

Feltmoment

11000	NA	SC	WORST	10000	1,0	10001	1,0	10002	1,0	Feltmoment 1-4
11000	NA	SC	WORST	10003	1,0	10004	1,0	10005	1,0	Feltmoment 1-4
11001	NA	SC	WORST	10006	1,0	10007	1,0	10008	1,0	Feltmoment 4-5
11001	NA	SC	WORST	10009	1,0	10010	1,0	10011	1,0	Feltmoment 4-5
11002	NA	SC	WORST	10012	1,0	10013	1,0	10014	1,0	Feltmoment 5-9
11002	NA	SC	WORST	10015	1,0	10016	1,0	10017	1,0	Feltmoment 5-9
11003	NA	SC	WORST	10018	1,0	10019	1,0	10020	1,0	Feltmoment 9-10
11003	NA	SC	WORST	10021	1,0	10022	1,0	10023	1,0	Feltmoment 9-10
11004	NA	SC	WORST	10024	1,0	10025	1,0	10026	1,0	Feltmoment 10-11
11004	NA	SC	WORST	10027	1,0	10028	1,0	10029	1,0	Feltmoment 10-11

Støttemoment

11005	NA	SC	WORST	10030	1,0	10031	1,0	10032	1,0	Støttemoment 1-4
11005	NA	SC	WORST	10033	1,0	10034	1,0	10035	1,0	Støttemoment 1-4
11006	NA	SC	WORST	10036	1,0	10037	1,0	10038	1,0	Støttemoment 5-8
11006	NA	SC	WORST	10039	1,0	10040	1,0	10041	1,0	Støttemoment 5-8
11007	NA	SC	WORST	10042	1,0	10043	1,0	10044	1,0	Støttemoment 9
11007	NA	SC	WORST	10045	1,0	10046	1,0	10047	1,0	Støttemoment 9
11008	NA	SC	WORST	10048	1,0	10049	1,0	10050	1,0	Støttemoment 10
11008	NA	SC	WORST	10051	1,0	10052	1,0	10053	1,0	Støttemoment 10
11009	NA	SC	WORST	10054	1,0	10055	1,0	10056	1,0	Støttemoment 11
11009	NA	SC	WORST	10057	1,0	10058	1,0	10059	1,0	Støttemoment 11

Skjær

11010	NA	SC	WORST	10060	1,0	10061	1,0	10062	1,0	Skjær 1-4
11010	NA	SC	WORST	10063	1,0	10064	1,0	10065	1,0	Skjær 1-4
11011	NA	SC	WORST	10066	1,0	10067	1,0	10068	1,0	Skjær 5-8
11011	NA	SC	WORST	10069	1,0	10070	1,0	10071	1,0	Skjær 5-8
11012	NA	SC	WORST	10072	1,0	10073	1,0	10074	1,0	Skjær 9
11012	NA	SC	WORST	10075	1,0	10076	1,0	10077	1,0	Skjær 9
11013	NA	SC	WORST	10078	1,0	10079	1,0	10080	1,0	Skjær 10
11013	NA	SC	WORST	10081	1,0	10082	1,0	10083	1,0	Skjær 10
11014	NA	SC	WORST	10084	1,0	10085	1,0	10086	1,0	Skjær 11
11014	NA	SC	WORST	10087	1,0	10088	1,0	10089	1,0	Skjær 11

Torsjon

11019	NA	SC	WORST	10114	1,0	10115	1,0	10116	1,0	Torsjon 10-11
11019	NA	SC	WORST	10117	1,0	10118	1,0	10119	1,0	Torsjon 10-11

SortLine - Dimensjonerende lastkombinasjon

Line No.	Limit state	Fra element nr	Til element nr	Element step	Fra SC	Til SC	SC step	Navn på SORTLINE
1	ULS	1	404	1	1100	1100	1	Feltmoment 1-4
2	ULS	1	404	1	1101	1101	1	Feltmoment 4-5
3	ULS	1	404	1	1102	1102	1	Feltmoment 5-9
4	ULS	1	404	1	1103	1103	1	Feltmoment 9-10
5	ULS	1	404	1	1104	1104	1	Feltmoment 10-11
6	ULS	1	404	1	1105	1105	1	Støttemoment 1-4
7	ULS	1	404	1	1106	1106	1	Støttemoment 5-8
8	ULS	1	404	1	1107	1107	1	Støttemoment 9
9	ULS	1	404	1	1108	1108	1	Støttemoment 10
10	ULS	1	404	1	1109	1109	1	Støttemoment 11
11	ULS	1	404	1	1110	1110	1	Skjær 1-4
12	ULS	1	404	1	1111	1111	1	Skjær 5-8
13	ULS	1	404	1	1112	1112	1	Skjær 9
14	ULS	1	404	1	1113	1113	1	Skjær 10
15	ULS	1	404	1	1114	1114	1	Skjær 11
20	ULS	1	404	1	1119	1119	1	Torsjon 10-11