

Beregning og oppfølging av eksisterende bruer med betydelig skadeomfang

Sol Marlene Knutsdatter

Master i Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2018

Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2018

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 10. juni 2018	ANTALL SIDER: 140
---------------------------------	---------------------	-------------------

TITTEL:

Beregning og oppfølging av eksisterende bruer med betydelig skadeomfang

Design and Assessment of Existing Bridges with Severe Damage

UTFØRT AV:

Sol Marlene Knutsdatter



SAMMENDRAG:

Alkalireaksjoner er en langtidseffekt forårsaket av en volumutvidelse av betongen. Dette kan føre til opprissing og følgeskader på betongkonstruksjoner, og er spesielt observert på brukonstruksjoner som ble bygget på 1950 – og 1960 – tallet. Tromsøbrua var den første fritt frambyggbrua i Norge med et hovedspenn på 80 meter. Brua stod ferdig bygget i 1960. Overbygget består både av en platebru og en bjelkebru med to T-bjelker. Brua dimensjoneres etter tidligere standard NS 3473:2003 i samsvar med håndbøker fra Statens vegvesen. Det er i denne oppgaven kun den vestre viadukten som er blitt vurdert. Brua er modellert i Robot, og kapasiteten er kontrollert i bruddgrensetilstand.

Beskrivelsen av tilstanden til Tromsøbrua baseres på egen befarung, i tillegg til inspeksjonsrapporter hvor kloridinnhold og rissvidder er analysert. Det er i tillegg gjennomført en strukturanalyse, hvor det ble observert skadelige og rissdannende alkalireaksjoner i betongen. Det er observert markante riss og krakelermønster i søylene og i brubjelkene i tillegg til fuktige områder, som er et viktig element for at det skal oppstå alkalireaksjoner. Ekspansjonen av bruoverbygget antatt å være 0.5 promille.

Kapasiteten i bruddgrensetilstanden er ikke tilstrekkelig for alle tverrsnitt etter trafikklasten Bk10/50. Platebrua overskrider momentkapasiteten med henholdsvis 26 % og 14 % i felt og over støtten, mens bjelkebrua har en utnyttelsesgrad på 99 % og 96 % i støttemomentene. Her ligger feltmomentene godt under momentkapasiteten. Så her er det muligheter for momentomlagring. Skjærkapasitet overskrides for platebrua med 48 %, mens for bjelkebrua er utnyttelsesgraden kun 64 %. Med påføring av ASR-lasten økte både felt- og støttemomentene for platebrua, som ga en økning på 8 % og 13 %. Som gir kritiske verdier for platebrua. Påvirkningen på bjelkebrua ga en økning i felt med en gjennomsnittsverdi på 25 % mens de kritiske støttemomentene ble redusert med henholdsvis 14 % og 7 %. For platebrua kom én av de tre overskredne aksene seg under skjærkapasiteten på grunn av ASR-lasten, men overskridelsen er fremdeles høy for de resterende. For bjelkebrua er det liten endring, og aksene ligger godt under kapasiteten.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

VEILEDER(E): Terje Kanstad, NTNU

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU

Forord

Denne oppgaven er skrevet i samarbeid med Statens vegvesen og Instituttet for konstruksjonsteknikk. Oppgaven utgjør til sammen 30 studiepoeng, og er utført i løpet av 20 uker våren 2018. Den avslutter min toårige mastergrad i Bygg- og miljøteknikk ved Norges Teknisk-naturvitenskaplige universitet (NTNU).

Valg av oppgave er basert på en egen interesse for å lære mer om prosjektering av bruer, i tillegg virket det interessant å lære mer om skadeutvikling som følge av alkalireaksjoner. Jeg har gjennom denne oppgaven fått en bedre forståelse for prosjektering av brukonstruksjoner. I tillegg har jeg fått en bedre innsikt i betongens bestandighet og de forskjellige nedbrytingsmekanismene betong kan utsettes for, og hvordan dette kan påvirke konstruksjonens bæreevne. Analysen av Tromsøbrua er utført i FEM-programmet Robot Structural Analysis Professional 2017, et program jeg hadde litt erfaring med fra før av, men gjennom oppgaven har fått en bedre forståelse for.

Jeg vil rette en stor takk til veilederen min Terje Kanstad for stort engasjement, og for at han alltid har stilt opp og holdt ro i nervene til en student som befinner seg på nytt farvann. I tillegg vil jeg takke Marcin Luczkowski og Katarzyna Ostapska- Luczkowski som har stilt opp med veiledning angående Robot modellen min. Til slutt vil jeg også takke Kristian Lauknes fra Statens vegvesen i Tromsø som tok meg med på befaring og ga meg mye informasjon om tilstanden til Tromsøbrua.

Trondheim, 8. juni 2018

Sol Marlene Knutsdatter

Sol Marlene Knutsdatter

Sammendrag

Alkalireaksjoner er en langtidseffekt forårsaket av en volumutvidelse av betongen. Dette gir tilleggskrefter i armert betong i samme grad som egenvekt og nyttelast virker på konstruksjonen. Alkalireaksjoner kan føre til opprissing og følgeskader på betongkonstruksjoner, og er spesielt observert på brukonstruksjoner som ble bygget på 1950 – og 1960 – tallet. Tromsøbrua var den første fritt frambyggbrua i Norge med et hovedspenn på 80 meter, forbundet sammen med en østre- og vestre viadukt. Brua stod ferdig bygget i 1960. Overbygget består både av en platebru som spenner over enkle betongsøyler og en bjelkebru, bestående av to T-bjelker, som spenner over søylepar. Brua dimensjoneres etter tidligere standard NS 3473:2003 i samsvar med håndbøker fra Statens vegvesen. Det er i denne oppgaven kun den vestre viadukten som har blitt vurdert, hvor brua er modellert i FEM-programmet Robot. Bruas kapasitet er kontrollert i bruddgrensetilstand.

Alkalireaksjoner er en kjemisk-fysisk prosess som oppstår ved at alkalier i sementpastaen reagerer med alkalireaktive bergarter i tilslaget. Reaksjonsproduktet som dannes er en alkaligel, som har den egenskapen at den tiltrekker seg vann og begynner å svulle.

Beskrivelsen av tilstanden til Tromsøbrua baseres på egen befarings, i tillegg til inspeksjonsrapporter hvor kloridinnhold og rissvidder er analysert. Det ble i tillegg gjennomført en strukturanalyse av deler av brua i 2011, hvor det ble observert skadelige og rissdannende alkalireaksjoner i betongen. Det er observert markante krakeleringsriss i søylene og i brubjelken. I søyletoppene er det målt riss med rissvidder opp mot 3 mm. I tillegg er det observert fuktige områder i bruoverbygget og på den massive delen av søylen. Fuktighet er et viktig element for at det skal kunne oppstå alkalireaksjoner. Ut i fra en 3D skanning av vestre viadukt er ekspansjonen av bruoverbygget antatt å være 0.5 ‰.

Kapasiteten i bruddgrensetilstanden er ikke tilstrekkelig for alle tverrsnitt etter trafikklasten Bk10/50. Platebrua overskrider momentkapasiteten med henholdsvis 26 % og 14 % i felt og over støtten, mens bjelkebrua har en utnyttelsesgrad på 99 % og 96 % i støttemomentene. Her ligger feltmomentene godt under momentkapasiteten. Så her er det muligheter for mo-

mentomlagring. Skjærkapasitet overskrides med 48 % for platebrua, mens for bjelkebrua er utnyttelsesgraden kun 64 %. Med påføring av ASR-lasten økte både felt- og støttemomentene for platebrua, med henholdsvis 8 % og 13 %. Som gir kritiske verdier for platebrua. Påvirkningen på bjelkebrua ga en økning i felt med en gjennomsnittsverdi på 25 % mens de kritiske støttemomentene ble redusert med henholdsvis 14 % og 7 %. For platebrua kom én av de tre overskredne aksene seg under skjærkapasiteten på grunn av ASR-lasten, men overskridelsen er fremdeles høy for de resterende. For bjelkebrua er det liten endring i skjærkraften ved påføring av ASR-lasten, og aksene ligger godt under kapasiteten.

For å oppsumere er verdiene fra platebrua kritisk i forhold til tverrsnittets kapasitet både for momentet og skjærkraften. Bjelkebrua derimot ligger i faresonen for overskridelse i støttemomentene før ASR-lasten tilføres, men dette forbedres med ASR-lasten. Ellers er kapasiteten tilstrekkelig for feltmomentene og skjærkraften i bjelkebrua.

Abstract

Alkaline reactions are a long-term effect caused by a volume expansion of the concrete, which adds additional forces to the construction in the same way as self-weight and other applied loads affects the construction. Alkaline reactions can lead to elevation and consequential damages to concrete structures, and are especially observed on bridge constructions built in the 1950s and 1960s. Tromsø bridge was the first cantilever concrete bridge in Norway with a 80-meter main span coupled with an eastern and western viaduct. The bridge was built in 1960. The overlay consists of a plate bridge that spans simple concrete columns and a beamed bridge consisting of two T-beams that span concrete column pairs. The bridge has been analyzed according to previous Norwegian standard NS 3473: 2003 in accordance with handbooks from the Norwegian Public Roads Administration. It is in this task only the western viaduct that has been evaluated, where the bridge is modelled in the FEM-program Robot. The capacity is controlled for Ultimate Limit State capacities.

Alkaline reactions are a chemical-physical process that occurs when alkalis in the cement paste react with alkali-reactive rocks in the addition. The reaction product that is formed is an alkali gel, which has the property of attracting water and expanding.

The state of the bridge is based on personal inspection, as well as inspection reports in which chlorine content and scatterings are analyzed. In addition, a structural analysis of some sections of the bridge was carried out in 2011, which observed harmful and fracture forming alkali reactions in the concrete. Significant cracks in the columns and in the bridge beam has been observed. At the top of the column, there have been measured cracks with a width up to 3 mm. In addition, it is observed humid areas in the bridgedeck and on the massive part of the column. Humidity is an important element for alkaline reactions to occur. Based on a 3D scan of the western viaduct, the expansion of bridge building is assumed to be 0.5 permil.

The Ultimate Limit State capacity is not sufficient for all cross sections according to the traffic load Bk10 / 50. Plate bridge exceeds moment capacity with 26 % and 14 % respectively in field and above support, while beam bridge has a utilization rate of 99 % and 96 % in support.

Here the field moments are well below the moment capacity. Which gives the opportunity for momentum removal. The shear capacity is exceeded for plate bridge by 48 %, while for the beam bridge the utilization rate is only 64 %. With the application of the ASR load, both field and support moments increased by 8 % and 13 % for the plate bridge. This gives critical values for the plate bridge. The impact from the ASR-load on the beam bridge resulted in an increased field moment with an average value of 25 %, while the critical support moments were reduced by 14 % and 7 % respectively. For the plate bridge, one of the three exceeded axis went below the shear capacity due to the ASR load, but the exceedance is still too high for the remaining axis. For the beam bridge there is little changes in the shear forces after applying the ASR-load, and the axes are well below the capacity.

To summarize, the values for the plate bridge is critical compared to the capacity of the cross-section, for both moment and shear. The beam bridge however, is in the danger zone to exceed the support moments before the ASR-load is applied, but this is improved with the ASR-load. Otherwise, the capacity is sufficient for the field moments and shear force for the beam bridge.

Innhold

Forord	I
Sammendrag	III
Abstract	V
1 Innledning	1
2 Dimensjoneringsgrunnlag	2
2.1 Bakgrunn	2
2.2 Geometri	3
2.3 Statisk system	5
2.4 Materialegenskaper	6
2.4.1 Betong	6
2.4.2 Slakkarmering	8
3 Regelverk	10
3.1 Standarder	10
3.2 Håndbøker	10
3.2.1 Bruprosjektering	11
3.2.2 Bruklassifisering	11
3.2.3 Bruinspeksjon	11
4 Bestandighet av betongkonstruksjoner	12
4.1 Nedbrytningsmekanismer	13
4.1.1 Alkalireaksjoner	14
4.1.2 Armeringskorrosjon	16
4.1.3 Frost	18
5 Tilstand og tidligere tiltak ved Tromsøbrua	19
5.1 Visuell inspeksjon	19
5.1.1 Søylar	20
5.1.2 Overbygg og tverrbjelker	24

5.2	Kloridmålinger	27
5.3	Rissmålinger	28
5.4	ASR-målinger	29
5.5	Trykkprøving	31
5.6	Ekspansjon	32
6	Laster og lastkombinasjoner	33
6.1	Permanente laster	33
6.1.1	Egenlast	33
6.2	Variable laster	34
6.2.1	Trafikklast	35
6.2.2	Vindlast	39
6.2.3	Temperaturlast	42
6.3	Grensetilstander og lastkombinasjoner	45
6.3.1	Bruddgrensetilstand	46
7	Modellering i Robot Structural Analysis	47
7.1	Valg av modell	47
7.2	Aksesystemer	48
7.2.1	Globalt aksesystem	48
7.2.2	Lokalt aksesystem	48
7.3	Elementer	49
7.3.1	Dekkelementer	49
7.3.2	Bjelker og søyler (akse 0-16)	50
7.3.3	Bjelker og søyler (akse 17-32)	51
7.4	Tverrsnitt	52
7.4.1	Dekke akse 0-16	52
7.4.2	Dekke akse 17-32	53
7.4.3	Bjelker akse 0-16	53
7.4.4	Bjelker akse 17-32	53
7.4.5	Søyler	54
7.5	Randbetingelser	55

7.5.1	Dekke	55
7.5.2	Bjelker og søyler	55
7.6	Lastinnføring i Robot	55
7.6.1	Egenlast	55
7.6.2	Trafikklast	57
7.6.3	Vindlast	58
7.6.4	Temperaturlast	59
7.7	Mesh	60
7.8	Analyse	61
7.8.1	Trafikklast	61
7.8.2	Lastkombinering	63
8	Resultater fra ROBOT	64
8.1	Momentdiagrammer	64
8.1.1	Reduksjon av støttemoment	64
8.1.2	Egenvekt	65
8.1.3	Trafikklast	65
8.1.4	Vindlast	69
8.1.5	Temperaturlast	69
8.2	Skjærkraftdiagram	72
8.2.1	Egenvekt	72
8.2.2	Trafikklast	73
8.2.3	Vindlast	74
8.2.4	Temperaturlast	74
8.3	Lastkombinering - Bruddgrensetilstand	75
8.3.1	Del 1	76
8.3.2	Del 2	80
8.3.3	Oppsummering	84
9	Kapasitet i bruddgrensetilstand	86
9.1	Momentkapasitet	86
9.1.1	Støttemoment	88

9.1.2	Feltmoment	89
9.2	Skjærkapasitet	90
9.2.1	Skjærstrekkkapasitet	91
9.2.2	Skjærtrykkkapasitet	92
9.3	Oppsummering bruddgrensetilstand	92
9.4	Resultater mot kapasitet	92
9.4.1	Moment	93
9.4.2	Skjærkraft	98
10	Alkalireaksjoner i bruer	100
10.0.1	Regnemodeller for slakkarmerte bjelker og plater	101
10.0.2	Lastvirkning av ASR-lasten	102
10.1	Modellering av alkalireaksjoner i Robot	108
10.1.1	ASR-forskyvning	108
10.1.2	ASR-krumning	108
10.2	Resultat	109
10.2.1	Del 1	110
10.2.2	Del 2	111
10.3	Kapasitetsendring	112
11	Diskusjon	116
11.1	Tilstandsvurdering	116
11.2	Kapasiteten til bruoverbygget	117
11.3	Feilkilder	119
12	Konklusjon	121
A	Tegningsgrunnlag	125
B	Materialegenskaper for betong og slakkarmering	138
C	Søylelengder	142
D	Vindlast	144

E	Temperaturlast	154
F	Bruddgrensetilstand - Lengderetning	157
G	Beregning av alkalireaksjon	185

Figurer

2.1	Oppriss av Tromsøbrua med akseinndeling og seksjoner	3
2.2	Valgt statisk system, som blir brukt i videre prosjektering	5
2.3	Betongens konstruksjonsfasthet for trykk, f_{cn} [1]	6
4.1	Poresystem ved forskjellige v/c-tall [2]	13
4.2	RAV-trekanten, de tre faktorene som må til for at det skal oppstå alkalireaksjo- ner i betong	15
4.3	Bakgrunnen for krakeleringssriss er denne alkaligelen som popper ut av betongen	15
4.4	Forløpet av armeringskorrosjon	16
5.1	Dreneringshull	21
5.2	Skråriss i søyle under tverrbjelke [4]	22
5.3	Variasjon fra nord til sør	22
5.4	Krakelering og rissvidde i topp av søyle	23
5.5	Svinnriss observert på undersiden av bruplata	24
5.6	Fuktig bruplate under påhengt gangbane	25
5.7	Skråriss i bjelken	25
5.8	Riss i bjelker	26
5.9	Prøveplassering klorid	27
5.10	Referansefelt i felt 19	28
5.11	Fotografi borekjerne aks 19S, massiv	30
5.12	3D-skanning av bruas forskyvninger	32
6.1	Trafikklast på eksisterende bruer [1]	35
6.2	Lastfeltenes størrelse i tverretning [1]	36
6.3	Lastfeltenes plassering i plan [1]	37
7.1	Valg av analysemodeller	47
7.2	Lokale aksesystemer	49
7.3	Modellering av utkraget dekke ved akse 17	50
7.4	Oprinnelig bjelkedimensjoner og bjelkemodellering i Robot	51
7.5	Modellering av tverrbjelkene	51
7.6	Oprinnelig platetverrsnitt og platetverrsnitt modellert i Robot	52
7.7	Modellering av doble T-bjelker	53

7.8	Bjelker modellert i Robot	54
7.9	Søyletvernnitt med og uten hulerom modellert i Robot	54
7.10	Modellert last fra belegningvekt i del 1	56
7.11	Modellert last fra rekkverk i del 1	56
7.12	Trafikkklaster etter Bk10/50	57
7.13	Modellert aksellast, A	57
7.14	Modellert total last, V	58
7.15	Modellert last fra lettere blandet trafikk, p	58
7.16	Modellert vindlast med trafikk i del 1	59
7.17	Modellert temperaturlast	60
7.18	Mesh benyttet for kalkulasjon av dekket	61
7.19	Lastplassering trafikklast støttemoment	62
7.20	Lastplassering trafikklast feltmoment	62
7.21	Lastplassering trafikk skjærkapasitet	62
8.1	Området for avlesning av støttemoment i Robot	64
8.2	Momentdiagram for egenvekt	65
8.3	Momentdiagram for trafikklast del 1	66
8.4	Plassering av trafikkklaster i del 2	66
8.5	Feltdiagram for trafikklast del 2	67
8.6	Støttemomentdiagram for trafikklast del 2	68
8.7	Momentdiagram for vindlast med og uten trafikk del 1	69
8.8	Momentdiagram for temperaturlastkombinasjonen i del 1	70
8.9	Momentdiagram for temperaturlastkombinasjonen i del 2	71
8.10	Området for avlesning av skjærkraften i Robot	72
8.11	Skjærkraftdiagram egenvekt	72
8.12	Skjærkraftdiagram trafikklast	73
8.13	Skjærkraftdiagram vindlast	74
8.14	Skjærkraftdiagram temperaturlast	74
8.15	Lastkombinering i Robot	75
8.16	Moment med lastkombinasjon ULSa del 1	76
8.17	Moment med lastkombinasjon ULSb del 1	77

8.18	Skjærkraft med lastkombinasjon ULSa del 1	78
8.19	Skjærkraft med lastkombinasjon ULSa del 1	79
8.20	Moment med lastkombinasjon ULSa del 2	80
8.21	Moment med lastkombinasjon ULSb del 2	81
8.22	Skjærkraft med lastkombinasjon ULSa del 2	82
8.23	Skjærkraft med lastkombinasjon ULSa del 2	83
9.1	Effektiv flensbredde, på et oppdelt T-tverrsnitt	87
9.2	Snitt av plate i støtte fra akse 0-16	88
9.3	Snitt av T-bjelke i støtte fra akse 17-32	88
9.4	Snitt av plate i felt fra akse 0-16	89
9.5	Snitt av T-bjelke i felt fra akse 17-32	89
9.6	Lastplassering av trafikklasten i henhold til støttemoment i del 1	93
9.7	Lastplassering av trafikklasten i henhold til feltmoment i del 1	93
9.8	Lastplassering av trafikklasten i henhold til støttemoment i del 2	94
9.9	Lastplassering av trafikklasten i henhold til feltmoment i del 2	94
9.10	Lastplassering av trafikklasten i henhold til skjærkraften i del 1	98
9.11	Lastplassering av trafikklasten i henhold til skjærkraften i del 2	99
10.1	Lastvirkning og tøyningstilstand	102
10.2	Fri ekspansjon med fiktiv tøyningpromille	103
10.3	Armeringskrefter og armeringsmoment pga. alkalireaksjon	104
10.4	Tøyningsbidraget fra kraftresultante	104
10.5	Tøyningsbidraget fra moment	105
10.6	Tøyningsbidragene summeres	105
10.7	Tøyningsbidragene summert	106
10.8	Slutttilstand	106
10.9	Inndeling av krumning Stadium I i Robot	109
10.10	Momentdiagram ASR-lasten del 1	110
10.11	Momentdiagram ASR-lasten del2	111
12.1	Søylehøyder i del 1 og 2	143

Tabeller

2.1	Betongegenskaper etter R412 og NS 3473	7
2.2	Stålegenskaper etter R412	9
4.1	Kloridinnhold og korrosjonsrisiko med bruk av standard sement [3]	18
5.1	Kloridprøver fra tverrsnitt midt i felt 19 [3]	27
5.2	Viktige observasjoner av alaklireaksjoner i borekjernene [4]	29
5.3	Ternings- og sylindrefasthet kjerne akse 20N og 19N	31
6.1	Egenlastverdier	34
6.2	Vertikale laster (vogntog) etter Bk10/50	37
6.3	Bruksklasser inkludert dynamisk tillegg	38
6.4	Oppsummering vindlast	42
6.5	Lastkombinasjoner temperaturlast	45
6.6	Lastfaktorer for bruddgrensetilstand [1]	46
7.1	Lastkombinering i Robot, ULS	63
8.1	Lastkombinasjon ULSa	84
8.2	Lastkombinasjon ULSb	84
8.3	Lastkombinasjon ULSa	85
8.4	Lastkombinasjon ULSb	85
9.1	Bruddgrensetilstanden til brua	92
9.2	Dimensjonerende moment mot momentkapasitet del 1 seksjon A	95
9.3	Dimensjonerende moment mot momentkapasitet del 2 seksjon A	96
9.4	Dimensjonerende moment mot momentkapasitet del 2 seksjon B	97
9.5	Dimensjonerende skjærkraft mot skjærkapasitet	99
10.1	Arealmoment og bøyestivhet	107
10.2	Stadium I krumning, akse 0-16	107
10.3	Stadium I krumning, akse 17	107
10.4	Stadium I krumning, akse 17-31	108
10.5	Stadium I krumning, akse 31-32	108
10.6	Dimensjonerende ASR-krumning	109
10.7	Dimensjonerende moment med ASR mot momentkapasitet del 1 seksjon A	112
10.8	Dimensjonerende moment med ASR mot momentkapasitet del 2 seksjon A	113

10.9 Dimensjonerende moment med ASR mot momentkapasitet del 2 seksjon B . .	114
10.10Dimensjonerende skjærkraft med ASR mot skjærkapasitet	115

1 Innledning

Problematikken med alkalireaksjoner har vært kjent i flere tiår, men omfanget av det har vært relativt ukjent. I følge BRUTUS er det registrert ca. 300 norske bruer som er utsatt for alkalireaksjoner. Dette gjelder spesielt brukonstruksjoner fra 1950 – og 1960 – tallet [5]. Omfanget varierer fra region til region i forhold til utbredelse av reaktive bergarter. Alkalireaksjoner har ikke blitt sett på som et like stort problem som kloridinntrenging og armeringskorrosjon, fordi det er mindre aggressivt, av den grunn at det utvikles langsommere. I tillegg er risikoen for akutt alvorlig skade mindre, fordi skader på grunn av alkalireaksjoner gir forvarsel i god tid. Alkalireaksjoner ble ikke sett på som et problem i Norge før 1990 [5].

I dag har Statens vegvesen et høyt antall bruer med skadeutvikling som følge av alkalireaksjoner i betongen. Alkalireaksjoner er et resultat av kjemiske reaksjoner mellom forskjellige tilslagstyper og alkalier i betongens sementpasta. Denne reaksjonen fører til at betongen ekspanderer, og dette kan medføre problemer med klemming av fuger, forskyvning av opplagere, opprissing, deformasjoner og tvangskrefter [2].

Denne oppgaven er utarbeidet i samarbeid med Statens vegvesen, og har som hensikt å gi en oversikt over skadeomfanget og bærekapasiteten til Tromsøbrua i Troms. Tromsøbrua var den første fritt frambyggbrua i Norge med et hovedspenn på 80 meter, og stod ferdig bygget i 1960. Ved tidligere strukturanalyser er det dokumentert skader som følge av alkalireaksjoner på brua. Denne oppgaven begrenses til å vurdere kapasiteten til den vestre viadukten, hvor det er bruoverbygget som betraktes.

Denne oppgaven er tredelt, hvor første del hovedsakelig tar for seg analyse, kapasitetsberegninger og kontroll i henhold til gjeldene regelverk for eksisterende bruer. Som i dette tilfellet er *NS 3473:2003 Prosjektering av betongkonstruksjoner*. I neste del gjennomføres det en tilstandsvurdering basert på rapporter, prøveuttak og egen visuell inspeksjon. I siste del vurderes bruas kapasitet i forhold til skadeomfanget av alkalireaksjoner, og konstruktive konsekvenser av volumutvidelsen i bruoverbygget.

2 Dimensjoneringsgrunnlag



Dette kapittelet tar for seg historien, geometrien og byggematerialene til Tromsøbrua. Geometrien er basert på brutegninger fra Dr. Ing. A. Aas-Jakobsen og finnes i vedlegg A.

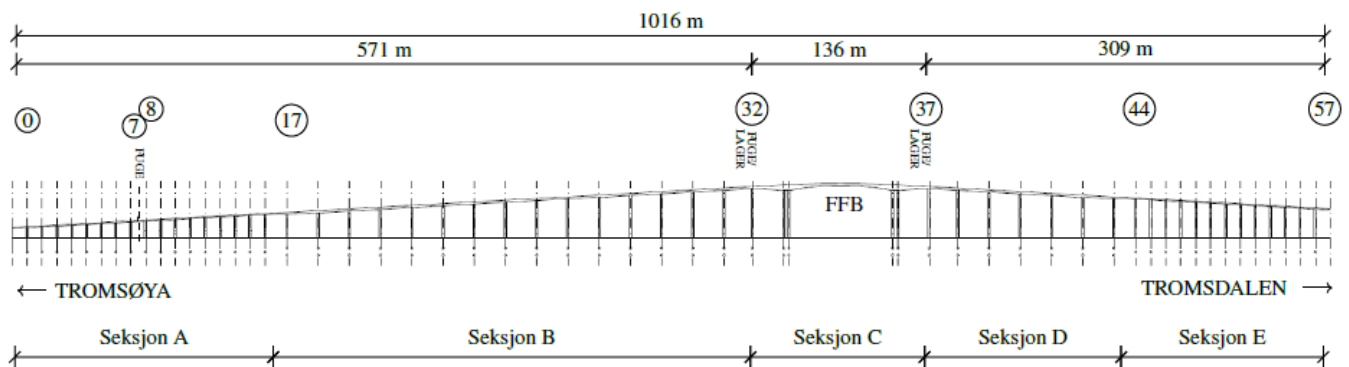
2.1 Bakgrunn

Tromsøbrua, bru nr. 19-0511, ble ferdigstilt og åpnet i 1960 og var den første fritt frambyggbrua som ble bygget i Norge. Tromsøbrua krysser Tromsøysundet, og forbinder Tromsøya til fastlandet. Det var Erling Kjeldsen som i 1948 kom med forslaget om å gjøre Tromsø landfast ved å bygge en bro eller en tunnel over sundet. Det resulterte i at Tromsø og Omegn Bruforening ble stiftet i 1951. Aksjeselskapet Tromsøbrua A/S, som ble opprettet i 1954, fikk i oppgave å få bruprojektet godkjent av myndighetene og sørge for at det ble finansiert [6]. Etter at anbudet ble lagt ut i 1957 gikk entreprisen til A/S Jernbetong Trondhjem, Trondheim og Nils Meland A/S, Tromsø. Arkitektfirmaet Erling Viksjø stod for tegningen av brua, mens dimensjoneringsarbeidet ble utført av konsulentfirmaet Dr. Ing. A. Aas-Jakobsen. Arbeidet på brua startet i 1957 og brua ble åpnet i 1960.

Flere mener at Tromsøbrua var starten for Nord-Norges hovedstad, Tromsø. Før brua ble bygget gikk det bilferjer kontinuerlig frem og tilbake over Tromsøysundet, noe som skapte lange køer fra ferjekaien og opp gjennom byens gater. Etter brua kom også Tromsø flyplass, Universitet i Tromsø og universitetssykehuset, noe som gjorde Tromsø til et regionalt sentrum [7]. I 1994 ble Tromsøysundtunnel åpnet, som er en undersjøisk tunnel, for å avlaste brua [8]. Tromsøbrua har to kjørefelt i tillegg til påhengte gangfelt, og er en del av fylkesveg 862. Årsdøgsntrafikken i 2016 ble målt til 24001 [9].

2.2 Geometri

Tromsøbrua har en total lengde på 1016 meter, og er delt opp i 58 spenn. Som i de opprinnelige tegningene vil aksesystemet være delt inn i 57 akser i denne oppgaven. Aksesystemet går i retning 0 ved Tromsøya til 57 ved Tromsdalen. Bruas akseinndelingen og seksjoner blir vist i figur 2.1.



Figur 2.1: Oppriss av Tromsøbrua med akseinndeling og seksjoner

Brua består av et hovedspenn over tre felt etter fritt frambygg-metoden, som kombinerer en vestre og østre viadukt. Hovedspennet er 80 meter med sidespenn på 24 meter og 4 meter mellom søyleparene, dette gir fritt frambygdelen en lengde på 136 meter. Viadukten mot Tromsdalen er 309 meter, mens viadukten mot Tromsøya er 571 meter. Bru kan deles inn i seksjonene vist i figur 2.1, og de forskjellige seksjonene beskrives som følgende.

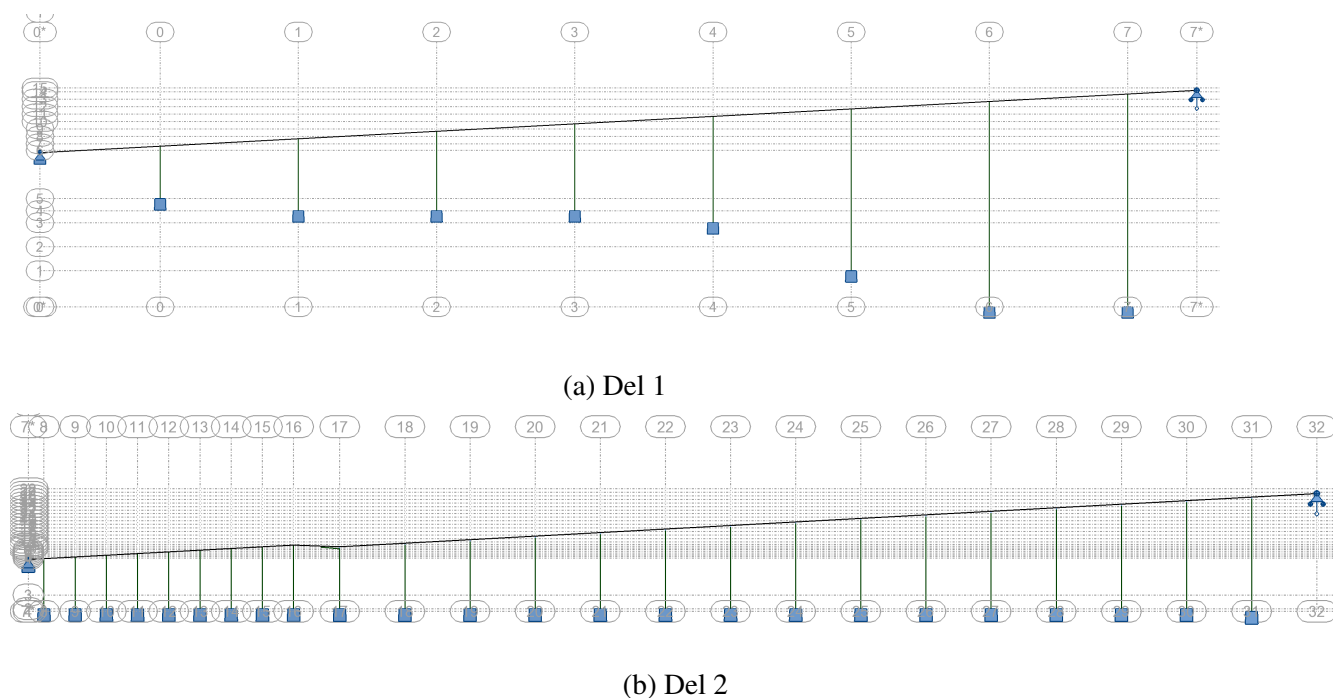
- Seksjon A og E: Massiv platebru med platetverrsnitt på 400 mm som spenner over enkle betongsøyler.
- Seksjon B og D: Bjelkebru med dobbelt T-tverrsnitt, som spenner over søylepar som er forbundet med to tverrbjelker.
- Seksjon C: Hovedspennet over tre felt er etter fritt frambygg-metoden, med varierende kassetverrsnitt og dobbelt T-tverrsnitt som spenner over søylepar forbundet med to tverrbjelker.

Horisontal- og vertikalkurvaturen til Tromsøbrua finnes i vedlegg A. Brua går i en rettlinjert kurve fra landkaret på Tromsøsiden og ut 841 meter. De siste 175 meterne går brua i svak bue med en radius på 250 meter frem til landkaret på Tromsdalsiden. Hovedspennet på 80 meter har en radius på 740 meter, og en friseilingshøyde på 38 meter. Det høyeste punktet i midtspennet er 51,5 meter over havoverflaten. Bruas stigning er 1:18,5 meter frem til midtspennet. Det er plassert en fuge i felt mellom akse 7 og 8 i tillegg er det plassert fuger mellom viaduktene og hovedspennet i akse 32 og 37. Bruaplata har en bredde på 8,3 meter og kjørebanelen har en bredde på 6,8 meter. Det er to kjørebaneler på brua, i tillegg er det påhengte gangbaner på begge sider med en bredde på ca. 2,0 meter. Opprinnelig var det rekkverk på begge sider med en høyde på 1,5 meter, men de ble forhøyet til 2,5 meter i senere tid av sikkerhetsmessige grunner.

Tromsøbrua består av et plasstøpt dekke i betong, med høye, slanke pilarer i betong. Alle søylene er runde og har en ytre diameter på 1400 mm. Søylen i seksjon A, B, D og E har både en massiv del og har et hulrom med veggtykkelse 200 mm. Søylen i del A og E er massive opp til en høyde på 3 meter over havet, mens søyleparene i seksjon B og D er massive opp til over nederste tverrbjelke. Tverrbjelkene forbinder søyleparene på toppen, som varierer med høyden på brua, og nede ved en høyde på 5,5 meter over havet. På land er det brukt vanlige betongsåler som fundament, mens betongpåler på $30 \times 30 \text{ cm}^2$, som er armert med kamstål blir brukt som fundament i sundet. Betongpålene er drevet ca. 12 meter ned i jorden [10]. I denne oppgaven vil det begrenses til seksjon A og B, altså den vestre viadukten.

2.3 Statisk system

Bruas statiske system bestemmes ut i fra brutegningene i vedlegg A. Dilatasjonsfugen som er plassert i felt mellom akse 7 og 8 gjør det mulig å dele vestre viadukt i to uavhengige systemer. Landkaret som er plassert i akse 0' modelleres som fastlager. Dette er en forenkling utført fordi de dimensjonerende kreftene vil ligge lengre østover. Dilatasjonsfugen i felt mellom akse 7 og 8 modelleres som et rullelager for del 1, og som et fastlager for del 2. I tillegg er det plassert en fuge i akse 32, som gjør vestre viadukt forskyvelig fra FFB-delen. Den modelleres som et rullelager. Alle søylene er monolittisk støpt til bruplaten. Søylene er fast innspent i bunnen, hvor det er fundamenter og peler. I figur 2.2 er de to statiske systemene fremstilt.



Figur 2.2: Valgt statisk system, som blir brukt i videre prosjektering

2.4 Materialelegenskaper

For å kunne sjekke allerede eksisterende bruer er det viktig å ta i betraktning at frem til 1973-1974 brukte de norske standardene spenningskontrollmetoden ved dimensjonering [1]. Denne metoden gikk ut på å kontrollere de virkelige opptrædende spenningene i en konstruksjonsdel mot gitte verdier av tillatte spenninger. De fleste bruene som ble bygd etter lastklasse av 1958 eller tidligere brukte denne beregningsmetoden. Ut i fra at denne metoden ikke lenger praktiseres, og kun et fåtall har kjennskap til den, påpeker HB R412 at partialfaktormetoden skal brukes ved bruksklassifisering for alle bruer, men med endrede last- og materialfaktorer. Hvor γ_g reduseres til 1,15 og γ_f økes til 1,4. Tromsøbrua ble bygd etter gamle betong- og stålqualiteter, og materialelegenskapene for gamle betong- og stålqualiteter gis i vedlegg 1 i HB R412, slik at NS 3473 kan brukes.

2.4.1 Betong

På bakgrunn av tegningsgrunnlaget til Tromsøbrua er det brukt qualiteter både fra NS 427 (1939) og NS 427A (1962). Bruovergangen i FFB-delen er av qualiteten B440 mens resten er av qualiteten A-betong. HB R412 viser til en tabell som gjør det mulig å bruke NS 3473 ved kontroll av bruer som er prosjektert etter disse gamle standardene, se figur 2.3.

Byggeår	NS 427 (av 1939)	NS 427A (av 1962)		NS 3473 (av 1973 og senere)	
	Betong- kvalitet	Betong- kvalitet	σ_c (kg/cm ²)	Fasthets- klasse	f_{cn} (N/mm ²)
Før 1920	C-betong	B 200	40	C 15	11,2
1920-1945	B-betong	B 250	45	C 20	14,0
Etter 1945	A-betong	B 300	55	C 25	16,8
		B 350	60	C 30	19,6
		B 400	70	C 35	22,4
		B 450	80	C 40	25,2
				C 45	28,0

Figur 2.3: Betongens konstruksjonsfasthet for trykk, f_{cn} [1]

Med bakgrunn av at FFB delen ikke skal sjekkes i denne oppgaven er det bare A-betongen som er diskutert videre. Fra figur 2.3 kan en se at qualiteten A-betong er C25, som i dag er det samme som B20. HB R412 påpeker også at en høyere fasthetsklasse enn C25 ikke skal benyttes for bruer som ble bygd etter 1945, dersom ikke annet er oppgitt.

Tabell 2.1: Betongegenskaper etter R412 og NS 3473

Betongkvalitet	Symbol	A-betong
Betongkvalitet etter NS 3473		C25
CEN-betegnelse		B20
Terningfasthet	f_{ck}	25 N/mm^2
Karakteristisk sylindrefasthet	f_{cck}	20 N/mm^2
Konstruksjonsfasthet for trykk	f_{cn}	16.8 N/mm^2
Strekkfasthet	f_{tk}	2.10 N/mm^2
Konstruksjonsfasthet for strekk	f_{tn}	1.40 N/mm^2
Karakteristisk E-modul	E_c	23 336.3 N/mm^2
Initiell E-modul	E_{cn}	23 312.7 N/mm^2
Dimensjonerende trykkfasthet	f_{cd}	12 N/mm^2
Dimensjonerende strekkfasthet	f_{td}	1.0 N/mm^2

NS 3473 punkt 10.4.2 viser til betongens dimensjonerende trykkfasthet og dimensjonerende strekkfasthet respektivt:

$$f_{cd} = \frac{f_{cn}}{\gamma_c}$$

$$f_{td} = \frac{f_{tn}}{\gamma_c}$$

Hvor:

- f_{cn} er betongens konstruksjonsfasthet for trykk
- f_{tn} er betongens konstruksjonsfasthet for strekk
- γ_c er materialfaktoren for betong

Materialfaktoren for betong γ_c er 1,4 i bruddgrensek kontroll og 1,0 i bruksgrensek kontroll.

Den karakteristiske E-modulen E_c og den initelle E-modulen E_{cn} regnes ut etter punkt 9.2.1 og 11.3.1 i NS 3473:2003 respektivt:

$$E_{ck} = K_E(f_{ck})^{0.3}$$

$$E_{cn} = 10^4(f_{cn})^{0.3}$$

Hvor koeffisienten $K_E = 9500(N/mm^2)^{0.7}$. De ferdig utregningene vises i tabell 2.1.

2.4.2 Slakkarmering

Betong har i utgangspunktet høy trykkstyrke, men lav strekkstyrke. Ved å bruke armeringsstål i betongen, som tåler store strekkføyninger, vil betongen bli forsterket. Betongen blir forsterket i form av at armeringen tar opp strekkrefter, mens betongen selv tar opp trykkreftene. Det er derfor viktig at armeringen formes og at den plasseres der hvor det opptrer strekkrefter. Armeringsstålet vil også begrense rissvidder og gi betongen en mer duktil oppførsel [11].

Hovedarmeringen i Tromsøbrua er kamstenger med betegnelsen CSF 50, som er tilsvarende Ks 50 i HB R412. CSF var den tidligere betegnelsen på kamstål [11]. Tromsøbrua er også armerert med kamstålet CSF 40S i søyler og glatt stålet St. 37 som bøylar.

Armeringsstålets dimensjonerende fasthet bestemmes ut i fra følgende ligning i henhold til HB R412:

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

Hvor:

f_{sk} er armeringens karakteristiske fasthet eller flytegrense

γ_s er materialfaktoren for stål

Materialfaktoren for stål γ_s er 1,25 i bruddgrensekontroll og 1,0 i brukgrensekontroll. De ferdige utregningene vises i tabell 2.2

Tabell 2.2: Stålegenskaper etter R412

Armeringskvalitet	Symbol	St. 37	CSF 40 (s)		CSF 50 (s)	
		Glattstål	Kamstål		Kamstål	
Diameter (mm)	ϕ	8-32	8-20	25-32	8-16	20-32
Karakteristiske fasthet	f_{sk}	230 MPa	400 MPa	380 MPa	500 MPa	480 MPa
Dimensjonerende fasthet	f_{sd}	184 MPa	320 MPa	304 MPa	400 MPa	384 MPa
E-modul	E_s	200 000 MPa				

3 Regelverk

Dette kapittelet omhandler de aktuelle standarder og regelverk som er benyttet i denne oppgaven. Eurokodens bestemmelser har høyest prioritet ved mangler eller motstridende bestemmelser i de ulike regelverkene.

3.1 Standarder

Før Eurokodene (EK) ble innført fra 2002, ble det benyttet nasjonale standarder i Norge. Innføringen av Eurokodene var en del av et større standardiseringsprosjekt i Europa som skulle gjøre det enklere å arbeide og samarbeide på tvers av landegrensene. På bakgrunn av at denne oppgaven tar for seg en allerede eksisterende bru, må beregningene baseres på regelverket som ble brukt på daværende tidspunkt, og supplementers med nåværende dimensjoneringsregler i Eurokodeserien. Brua ble opprinnelig dimensjonert etter NS 427, som ble utgitt i 1939, og etter lastforskrift 1/1947. Ettersom denne standarden brukte spenningskontrollmetoden, som ble brukt før partialfaktormetoden kom i bruk, må standardverket som innførte partialfaktormetoden i 1973 brukes. Standardene som brukes er:

- Eurokode 1, NS-EN 1991, Laster på konstruksjoner
- Eurokode 2, NS-EN 1992, Prosjektering av betongkonstruksjoner
- NS 3473:2003, Prosjektering av betongkonstruksjoner

3.2 Håndbøker

Statens vegvesen utgir håndbøker som kan deles inn i to nivåer:

- Nivå 1: Normaler og retningslinjer
- Nivå 2: Veiledninger

Hvor nivå 1 er kravdokumenter, som er de viktigste håndbøkene hos Statens vegvesen. Nivå 2 er hjelpedokumenter som begrunner det som er skrevet i normaler og retningslinjer. I veiledningene står det også beskrevet grundig hvordan man anvender normalkravene [12].

3.2.1 Bruprosjektering

Håndbok N400 [13] gir utfyllende bestemmelser, prosjekteringsregler og krav for bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige veinettet. Den suppleres med Eurokodene når det ikke er spesielle regler for beregning og dimensjonering av brukonstruksjoner. Denne refereres heretter til HB N400.

3.2.2 Bruklassifisering

Håndbok R412 [1] brukes for å bestemme maksimalt tillat trafikklast for eksisterende bruer. Dette gjøres ut i fra tegninger, tidligere beregninger, dokumenterte materialkapasiteter og tilstand. Den angir trafikklastene som bruene skal kontrolleres for. I vedlegget til R412 er det lagt ved en veiledning for bestemmelse av materialfastheter, last- og materialfaktorer. Den angir også brukslastene som skal benyttes ved klassifisering av eksisterende bruer og ferjekaier i det offentlige veinettet. Håndboken R412 er én av tre håndbøker i regelverket for bruklassifisering. Denne refereres heretter til HB R412.

3.2.3 Bruinspeksjon

Håndbok V441 [14] stiller krav til rutinemessig gjennomføring av bruinspeksjoner. Dette gjelder for alle bruer, og gjøres ved en visuell kontroll som kombineres med oppmålinger og materialundersøkelser. En bruinspeksjon gjøres for å bedømme tilstanden og sikkerhetsnivået til brua. Formålet til V441 er å gi veiledning slik at bruinspeksjoner skjer på en forsvarlig og ensartet måte i hele landet. En gjennomført inspeksjon skal fastsette om det er behov for driftstiltak og vedlikehold, i tillegg til nødvendigheten for ombygning eller forsterkninger. Denne refereres heretter til HB V441.

4 Bestandighet av betongkonstruksjoner

Betong er et av de viktigste og mest brukte byggematerialet i verden, spesielt til store og tunge konstruksjoner og anlegg. Fram til 1980-tallet ble betong sett på som et evigvarende materiale [15]. Etter dette fikk betong et dårlig rykte, hvor begrepet «syk betong» gjorde sin ankomst. Flere betongkonstruksjoner begynte å pådra seg skader for flere milliarder kroner. Dette kom av at utviklingen av betong gikk mot en økende materialutnyttelse, og betongsammensetningene ble mer kompliserte og spesialiserte, i tillegg til at byggemetodene ble mer rasjonelle. Regelverket klarte ikke å følge med på utviklingen, og de prosjekterende hadde mangelfull kompetanse [2]. I dag vet vi at betong, som alle andre materialer, har behov for tilsyn og vedlikehold. De Norske Standardene som ble brukt i 1960, 1970 og deler av 1980, satte mest vekt på betongkonstruksjonens lastkapasitet, og ingen krav til betongoverdekning eller betongkvaliteten ut ifra miljøpåkjenningene bruene ville bli utsatt for [15].

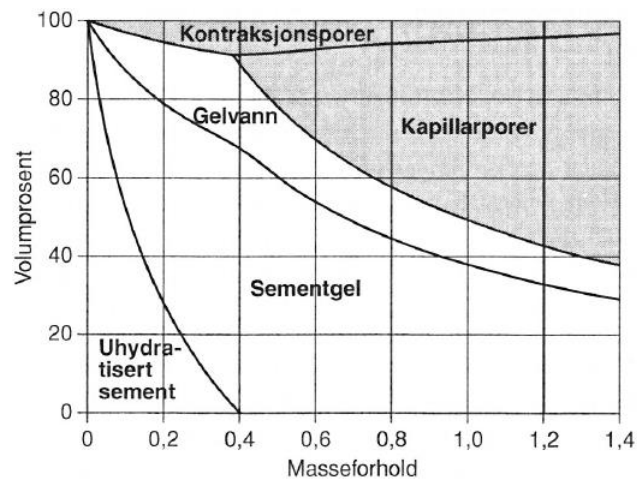
Betong er i hovedsak en flytende masse, som er blandet sammen av vann, sement og tilslag. Tilslaget, sand og stein, har mellom 60-70 % av totalvolumet i betong. I tillegg kan det være tilsatt små mengder tilsetningsstoffer og tilsetningsmaterialer. Disse blir tilsatt for å endre betongens egenskaper i både fersk, størknet og herdet tilstand. Sement er et hydraulisk bindemiddel, sammen med vann vil det starte en kjemisk reaksjon som til slutt gir et fast reaksjonsprodukt, hvor sementen hydratieres til sementgel [2].

Når vann og sement reagerer, forbrukes vann på to måter [2]:

- En vannmengde tilsvarende et v/c -tall lik ca. 0,25 er nødvendig for at det skal kunne skje en kjemisk reaksjon. Dette vannet blir kjemisk bundet og inngår i CSH-fasen, også kalt kalsium-silisium-hydrat-forbindelsen, som gir betongen fasthet, stivhet og bestandighet.
- En vannmengde tilsvarende et v/c -tall lik ca. 0,15 vil bli fysisk bundet til overflaten av reaksjonsproduktene som vann i gelporene.

Disse to foregår samtidig, og viser at masseforholdet, v/c -tallet, minst må være 0,4 for å oppnå 100 % hydratisering av sementen. Endringer på betongens v/c -tall forandrer forholdene mellom

delene i sementpasaten. Hvis v/c -tallet er større enn 0,4 vil det være mer vann i blandingen enn nødvendig for at all sementen kan hydratisere. Det overflødig vannet vil være jevnt fordelt i den ferske pastaen. Når pastaen herder vil det overflødig vannet fordampe, og etterlate relativt store porer, kalt kapillærporer. Disse porene er 1000 ganger større enn gelporene. En annen type pore som oppstår er kontraksjonsporer. Den har samme størrelsesgrad som kapillærporene. Disse oppstår fordi volumet til reaksjonsproduktet i hydratiseringen er mindre enn utgangspunktet, vann og sement [2].



Figur 4.1: Poresystem ved forskjellige v/c -tall [2]

Betongens permeabilitet sier mye om betongens bestandighet. Har betongen lav permeabilitet vil det si at betongen er tettere, og det er vanskeligere for stoffer å trenge inn i betongen, enn om den har en høy permeabilitet. Det er kapillærporene som bestemmer betongens permeabilitet, og omfatter både gass-, damp og væsketransport. Ut ifra figur 4.1 ser en at kapillærporene i stor grad styres av betongens v/c -tall, derfor er også betongens permeabilitet i stor grad styrt av v/c -tallet [2].

4.1 Nedbrytningsmekanismer

I likhet med andre bygningsmaterialer, vil også betong bli brutt ned med tiden. Betongkonstruksjoner blir forringet ved mekanisk eller kjemisk nedbrytning, eller som en kombinasjon av disse [2]. Ettersom alkalireaksjoner på betongbruer er hovedfokuset i denne oppgaven vil det i

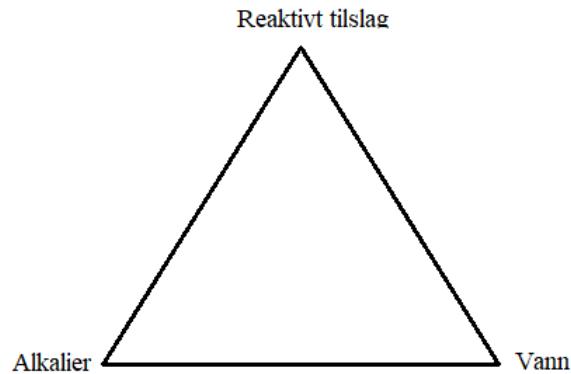
dette delkapittelet bli gitt en grundig gjennomgang av denne nedbrytningsmekanismen. Det vil også bli nevnt andre nedbrytningsmekanismer som kan påvirke betongegenskapene eller som forekommer som en følgeskade på grunn av alkalireaksjoner.

4.1.1 Alkalireaksjoner

Alkalireaksjoner, eller alkali-silika reaksjoner (ASR) som er aktuelt i Norge, er en kjemisk-fysisk prosess som oppstår ved at alkalier i sementpastaen reagerer med alkalireaktive bergarter i tilslaget [15]. Reaksjonsproduktet som dannes er en alkaligel, som har den egenskapen at den tiltrekker seg vann og deretter begynner å svulle [16]. Da vil det oppstå en volumøkning, som kan gi problemer med fugeklemming og forskyvning av opplagre, og en økning av strekkspenninger i betongen. Når strekkspenningene overskrider betongens strekkfasthet vil det oppstå rissdannelser [15]. Alkaliereaksjoner er i tillegg temperaturavhengig, som vil si at reaksjonen skjer hurtigere under høye temperaturer [2]. Før hadde vi av den oppfatning at norsk betong hadde lite ekspansjon fra alkalireaksjoner fordi norske bergarter er av typen langsomt-reagerende, og fordi vi har en lav temperatur gjennom hele året. Når betongbruene nådde en alder på 50 år eller mer, ble denne skadeutviklingen mer synlig [16].

Alkalireaksjoner er en prosess som starter i betongens indre ved en volumutvidelse. På overflaten vil dette resultere i et velkjent krakeleringsmønster, som selv etter at betongen er tørket vil ha et mørkt og fuktig utseende. Det anses at det kan ta 15-20 år før man oppdager skadene i form av krakeleringsmønster og eventuelle volumutvidelser i Norge.

Som vist i figur 4.2 er det tre elementer som må være tilstede for at det skal oppstå alkalireaksjoner. Tilslaget må være reaktivt, sementen må inneholde alkalier i tilstrekkelig mengde og fuktigheten må være over kritisk verdi [15]. I Norge er den kritiske verdien til fuktigheten satt til RF 80 %, hvis det er mindre enn 80 % vil det da ikke være tilstrekkelig med fuktighet for at reaksjonen skal gjennomføres [17].



Figur 4.2: RAV-trekanten, de tre faktorene som må til for at det skal oppstå alkalireaksjoner i betong



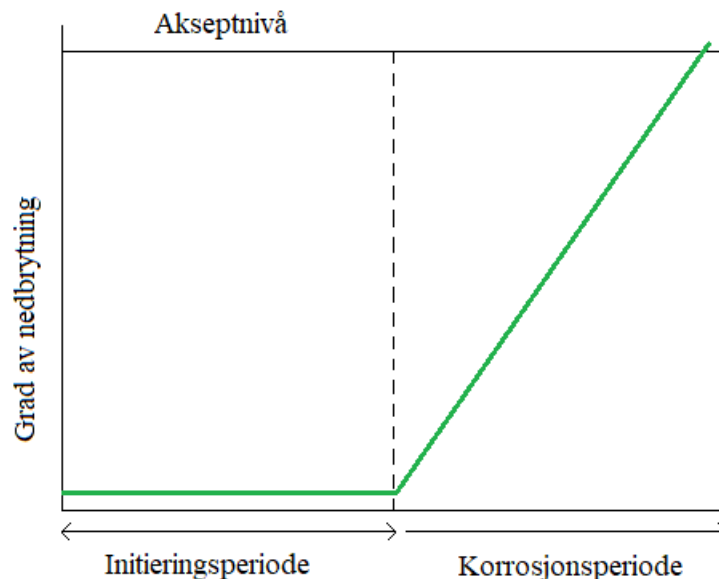
Figur 4.3: Bakgrunnen for krakeleringssiss er denne alkaligelen som popper ut av betongen

Som nevnt tidligere vil alkalireaksjoner ha en påvirkning på konstruksjonen. Den vil først og fremst ha en påvirkning på betongens strekkfasthet og E-modul, de reduseres avhengig av betongens volumutvidelse og risstilstanden. Reduksjonen på betongens strekkfasthet påvirker skjær- og heftfastheten, spesielt heftfastheten, fordi det er vanskelig å armere tilstrekkelig kapasitet når betongen ikke har den strekkfastheten som forventes. Heftfastheten er viktig i forankringsområder, derfor har alkalireaksjoner i disse områdene stor påvirkning på konstruksjonens bæreevne. Betongen vil i tillegg få en høyere permeabilitet, som åpner opp for andre skademekanismer. Betongens trykkfasthet vil også påvirkes, men dette er noe som ikke skjer før skadene har utviklet seg en del [16].

4.1.2 Armeringskorrosjon

Armeringskorrosjon er den mest utbredte nedbrytningsmekanismen på betongkonstruksjoner i dag. Resultatet av armeringskorrosjon er rustfarging, sprekkdannelser, avskalling av betongoverdekning og konstruktiv svekkelse [17]. I utgangspunktet er armeringsstålet beskyttet fra ytre omgivelser ved hjelp av et beskyttende oksidfilm på ståloverflaten. Dette laget dannes fordi betongen har høy alkalitet, pH fra 12,6 til 14, i porestrukturen. Betongens høye alkalitet kommer av kalsiumhydroksid og oppløst natrium- og kaliumhydroksid (Na_2O og K_2O) i sementen. Betongens pH-verdi er avhengig av mengden natrium- og kaliumhydroksid, da mettet kalsiumhydroksid i porevannet alene gir en pH-verdi på 12,6 [2]. Hvis pH-verdien reduseres til mindre enn 10 beskytter ikke lengre betongen armeringen mot korrosjon [17].

Hendelsesløpet til armeringskorrosjon kan deles inn i to faser, se figur 4.4, initieringsperioden og korrosjonsperioden. Initieringsperioden er den tiden det tar å bryte seg gjennom betongen, passiveringen, til armeringsstålet. Korrosjonsperioden er det som skjer etter at passiveringen er brutt, armeringen korroderer som til slutt fører til skadeutviklingen [17].



Figur 4.4: Forløpet av armeringskorrosjon

Karbonatisering

Karbonatisering er en kjemisk prosess som skjer fordi betongen reagerer med karbondioksid CO_2 i lufta, som igjen resulterer i at betongens pH-verdi synker. Karbondioksid kan da trenge seg gjennom betongen, og reagere med kalsiumhydroksid $Ca(OH)_2$ i porevannet og danner faststoffet kalsiumkarbonat, $CaCO_3$ [2].

Karbonatisering påvirker betongen i form av en liten fasthetsøkning og at den blir tettere. Resultatproduktet, kalsiumkarbonat, har et mindre volum enn utgangsproduktet. Dette betyr at det skjer en volumreduksjon, som vil resultere i et uregelmessig mønster av små rissdannelse på betongoverflaten. De viktigste faktorene som påvirker karbonatiseringsprosessen og lengden på initieringsperioden er betongoverdekningen, betongens v/c-tall, rissvidder og miljøpåvirkningene.

Kloridinntrenging

Korrosjon på grunn av klorider oppstår av to forskjellige grunner. Enten er det klorider i betongen fra starten av, som tilføres via sement, silika, flyveaske, tilslag og når vann blir tilført fordeles kloridene i blandeprosessen og fordeler seg jevnt i betongen. Her vil store deler av kloridene bindes kjemisk til C_3A delen av sementen, mens resten av kloridene vil opptre som fri kloridioner. Det er disse frie kloridionene som vil korrodere med stålarmingen. Den andre måten er at klorider vill trenge inn i betongen gjennom brukstiden. Her kommer kloridene fra sjøvann eller fra tinesalter. Disse blir tilført betongen enten ved kloriddiffusjon eller fra transportert vann som inneholder klorider [2].

Den tiden det tar for kloridene å bryte ned oksidfilmen som beskytter armeringen, for å deretter begynne å korroderer, er avhengig av diffusjonshastigheten/kapillærsughastigheten av kloridene. Dette bestemmes av v/c-tallet, innholdet av silikastøv og/eller etterbehandling. I tillegg til bindingen av klorider i betongen, kritisk kloridnivå og betongens overdekning. Det kritiske kloridnivået varierer fra forskjellige konstruksjoner. Dette på grunn av at det er forskjellige faktorer som spiller inn, som betongens fuktinnhold, elektrisk motstand, sementtype og temperatur. En betongkonstruksjon som er nedsenket i vann kan ha mye klorider, men ingen tilgang på oksygen og vil derfor ikke resultere i korrosjon [2]. Tabell 4.1 viser Tromsøbruas kritiske kloridnivåer, i

henhold til hovedinspeksjonen utført på Tromsøbrua i 2016 [3].

Tabell 4.1: Kloridinnhold og korrosjonsrisiko med bruk av standard sement [3]

Totalt innhold av klorider i % av sementmassen	Korrosjonsrisiko
< 0.4	Minimal
0.4 - 1.0	Mulig
1.0 - 2.0	Sannsynlig
> 2.0	Sikker

4.1.3 Frost

Frostskader på betong oppstår hvis konstruksjonen er utsatt for kontinuerlig fryse- og tinningsprosesser i et fuktig miljø. Denne type skader starter som regel i betongoverflaten ved avskalling, som gradvis spiser seg inn i betongen. Ved frostnedbrytning dannes det et hydraulisk trykk i porene, eller osmotiske effekter. Dette trykket vil føre til strekkspenninger i betongen, som overskrider betongens strekkfasthet. Dette resultere i oppsprekking og avskalling av betongoverflaten. Osmotiske effekter vil oppstå om porevannet inneholder salt. Saltkonsentrasjonen vil øke i vannet nær isfronten når saltholdig vann fryser til is. Vann med lavere saltkonsentrasjon vil da strømme til for å utjevne konsentrasjonene. Det gir et osmotisk trykk i porene, som har de samme konsekvensene som et hydraulisk trykk. Luftporene blir vanligvis ikke fylt med vann, og fungerer derfor som trykkavlaster. Skadeutviklingen bestemmes ut ifra antallet frostsyklus, avkjølingshastighet, laveste frysetemperatur og tid ved frosttemperatur. Med et avtakende v/c-tall vil betongens evne til å motstå frostskader øke [2].

5 Tilstand og tidligere tiltak ved Tromsøbrua

Når tilstanden til Tromsøbrua skal beskrives er det gamle inspeksjoner og egen visuell inspeksjon som blir vurdert. I tillegg er HB V441, Bruinspeksjoner, utgangspunktet for hvordan en inspeksjon blir gjennomført. Det har blitt gjennomført en del tilstandsundersøkelser på Tromsøbrua de siste årene:

- 1993-1996: Alkalireaksjoner i Nord-Norge
- 1997: Hovedinspeksjon, NOTEBY
- 2006: Hovedinspeksjon
- 2010/2011: Tilstandskontroll og prøver, Multiconsult og NBTL
- 2014: Prøveuttak, SINTEF
- 2016: Hoved- og spesialinspeksjon, Multiconsult

Hoved- og spesialinspeksjonen som ble gjennomført av Multiconsult i august 2016, vil være mest relevant for dagens tilstand. I tillegg har inspeksjonen gjennomført av Multiconsult og NBTL i 2010/2011 relevant informasjon i forhold til alkalireaksjoner. Det ble også utført en 3D-skanning av bruas vestre viadukt i 2016. I mai 2018 ble det i tillegg gjennomført en egen visuell inspeksjon av brua.

5.1 Visuell inspeksjon

Under egen visuell inspeksjon av Tromsøbrua ble det ikke benyttet brulift eller annet utstyr. I tillegg var noen områder som en kan inspisere brua fra avsperrert på grunn av arbeid. Det ble derfor kun gjennomført en enkel inspeksjon av brua, hvor eldre inspeksjoner vil ligge til grunn for bruk av bedre bilder og verdier på målinger. Den visuelle inspeksjonen av Tromsøbrua ble utført sammen med Kristian Lauknes fra Statens vegvesen.

5.1.1 Søylar

De aller fleste søylene har markante krakeleringsmønstre, spesielt de som er plassert i sjøvann. I tillegg ble det observert mer krakeleringsmønster for den massive delen av søylen enn delen med hulerom. Dette gjelder både for de enkle søylene og for søyleparene. På bakgrunn av at det er plassert dreneringsrør i overgangen mellom hul og massiv del, ble det observert fuktige områder på den massive delen av søylen. Dette er illustrert i figur 5.1. I tillegg ble det observert korrosjon i området rundt tidevannsonen, se figur 5.1b, dette gjelder for de fleste søyleparene. Det er også observert skråriss på søylene under tverrbjelkene i seksjon B, se figur 5.2.

En kan også se en markant forskjell på søylene i forhold til nord- og sørretning, se figur 5.3. På nordsiden av søylene observeres mer synlige krakeleringsriss. Dette kan være et resultat av vindretning og regn, men det betyr nødvendigvis ikke at det er mindre riss og krakeleringsmønster på sørsiden. Dette indikerer mest sannsynlig at det blåser mest sørfra, og at vinden tar med seg partikler som pusser overflaten, derfor er krakeleringsmønstrene mindre synlige. Ved nærmere observasjon ser man at rissene ikke er store, men at alkaligel gjør rissene mørkere og mer tydelige. Det er registrert større rissvidder og en mer markant krakelering i søyletoppene, se figur 5.4. Deler av søylen er ikke under trykkspenninger derfor kan ekspansjonen forgå fritt uten at søyletoppen er fastholdt. I tillegg kan vannmengder samle seg på på søyletoppen, som gir betydelig mer fuktighet i området. Frostsprengning kan også øke oppsrekkingen. I følge hovedinspeksjonen i 2016 er det i toppen av søylene registrert riss i krakeleringsmønster opptil 3 mm, og at disse mest sannsynlig har oppstått på grunn av alkalie-reaktivt tilslag i betongen [3].



(a) Drenering av enkle søyler



(b) Drenering av søylepar

Figur 5.1: Dreneringshull



Figur 5.2: Skråriss i søyle under tverrbjelke [4]



Figur 5.3: Variasjon fra nord til sør



(a) Mer markant krakelering i toppen av søylen



(b) Målt rissvidde til 3 mm

Figur 5.4: Krakelering og rissvidde i topp av søyle

5.1.2 Overbygg og tverrbjelker

Det er observert spor av svinnriss på undersiden av bruplata, se figur 5.5. I følge hovedinspeksjonen fra 2016 er det registrert riss i bjelker, spesielt mellom aks 19 og akse 45. For brubjelkene er det observert flere vertikale riss, bøyeriss, krakeleringsriss og noen skråriss, se figur 5.7 og 5.8 [3]. Skrårissen kan være et resultat av at bruoverbygget har ekspandert, mens det i tillegg er trykkspenninger som holder igjen utvidelesen. I tillegg ble det observert gjennomgående fukt i den utstikkende bruplata hvor den påhengte gangbanen er plassert, som vist på figur 5.6. Dette gjelder både for platebrua og bjelkebrua. Dette kan tyde på redusert drenering fra den påhengte gangbanen og kjørebanelen.



Figur 5.5: Svinnriss observert på undersiden av bruplata



Figur 5.6: Fuktig bruplate under påhengt gangbane



Figur 5.7: Skråriss i bjelken



(a) Krakeleringsriss i bjelke

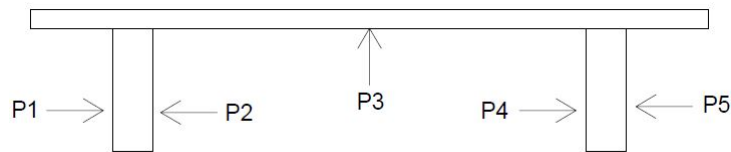


(b) Bøyeriss på bjelke

Figur 5.8: Riss i bjelker

5.2 Kloridmålinger

Under hovedinspeksjonen av Tromsøbrua i 2016 ble det gjennomført kloridmålinger. Det ble foretatt prøvetaking for målinger av kloridinnholdet i overbygget, ved 4 tverrsnitt og 5 profiler. Tverrsnittene som er testet er feltene mellom akse 19-20, 25-26, 38-39 og 43-44. Kloridprofilene er tatt i fire dybder; 2-10 mm, 10-30 mm, 30-50 mm og 50-75 mm [3]. De 5 valgte profilene som prøvene er tatt fra illustreres i figur 5.9.



Figur 5.9: Prøveplassering klorid

Under er kloridprøvene fra tverrsnitt midt i felt 19 vist som et eksempel, fordi den har høyest kloridinnhold. De resterende tverrsnittene kan leses i vedlagt rapport. Det er antatt en sementmengde på $400\text{kg}/\text{m}^3$ og at betongen er av C45.

Tabell 5.1: Kloridprøver fra tverrsnitt midt i felt 19 [3]

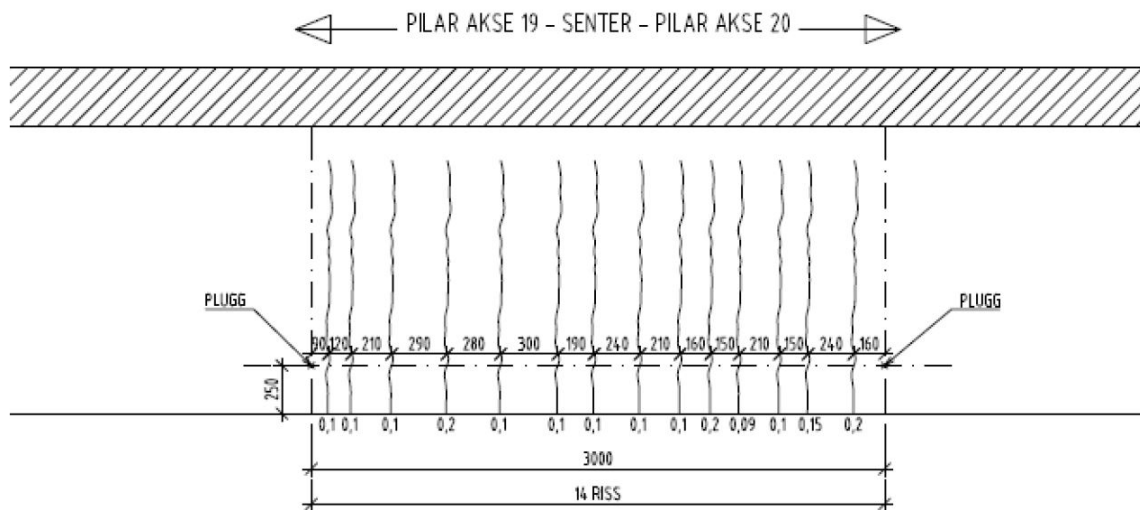
Prøve nr.	Konstruksjondel	Kloridprøver				Overdekning	
		2-10 [mm]	10-30 [mm]	30-50 [mm]	50-75 [mm]	min OD [mm]	Middel OD [mm]
F19.P1	Bjelke nord, utside	0.35	0.07	0.03	0.00	31	43
F19.P2	Bjelke nord, innside	0.57	0.15	0.00	0.00	38	52
F19.P3	Underside dekke, midt	0.24	0.10	0.05	0.05	13	28
F19.P4	Bjelke sør, innside	0.29	0.09	0.05	0.02	36	57
F19.P5	Bjelke sør, utside	0.42	0.14	0.08	0.04	45	58
Snitt OD						33	48

Her er det påvist opptil 0.57 % kloridinnhold på innsiden av bjelke mot nord og utsiden av bjelken mot sør i prøvene 2 – 10mm. Armeringen er ikke plassert i disse områdene, basert på at overdekningen på bjelken ligger rundt 52 mm i følge tabellen. Verdiene under 50 – 75mm viser at armeringen ligger i et området hvor det er minimal sannsynlig risiko for armeringskorrosjon [3], se tabell 4.1 for bruas kritiske kloridnivåer.

Det ble utført overdekningsmålinger i alle lokaliteter for uttak av støvprøver til kloridanalysen. Overdekningsmålingene viser variasjon i armeringsoverdekning; den varierer fra 8 mm i overdekning og opp til ikke målbare verdier (100mm) [3].

5.3 Rissmålinger

Som nevnt tidligere ble det registrert riss i bjelker mellom akse 19 og akse 45. Det var hovedsaklig bøyeriss, men også noen få skjærriss. Det ble også registrert riss i krakkeleringsmønster, spesielt i bjelke mot sør. Den valgte referanselinjen på 3 meter ble satt på bjelken mot nord, mellom akse 19 og akse 20. Spennet ble valgt på grunn av lengden på spennet og fordi spor-slitasje var størst på nordsiden. Det ble derfor antatt at bjelke mot nord er mest belastet. Målingspunktet er det samme punktet som for P2 i figur 5.9, og målelinjen ligger 250 mm fra UK bjelke. Det ble registrert 14 riss med senteravstand 120-300 mm, og rissvidder målt fra 0.09 mm - 0.2 mm, se figur 5.10.



Figur 5.10: Referansefelt i felt 19

5.4 ASR-målinger

Under inspeksjon av Tromsøbrua i 2011 [4] var hovedformålet med inspeksjon å kartlegge om det forekommer skadelige alkalireaksjoner på konstruksjonen. Det ble derfor tatt ut 8 kjerneprøver tilsammen fra søylene i akse 19 og akse 20, som ble sendt til NBTL for kontroll. Her skulle følgende prøver gjennomføres; strukturanalyse, vanninnhold og kapillær vannmetningsgrad, og trykkprøving. Fra hver søyle ble det tatt ut 4 kjerneprøver, på bakgrunn av at søylen har en massiv del og en hul del:

- Akse 20N, hul, referes nå som nr. 1
- Akse 20N, massiv, referes nå som nr. 2
- Akse 20S, hul, referes nå som nr. 3
- Akse 20S, massiv, referes nå som nr. 4
- Akse 19N, hul, referes nå som nr. 5
- Akse 19N, massiv, referes nå som nr. 6
- Akse 19S, hul, referes nå som nr. 7
- Akse 19S, massiv, referes nå som nr. 8

Tabell 5.2: Viktige observasjoner av alkalireaksjoner i borekjernene [4]

Kjerne nr.	Rissvidde* [mm]	Lengde inn* [mm]	Riss i tilslag**	Hvit reaksjonsrand	Gelutfelling
1	0.1	35	Ja	-	Ja
2	0	0	Ja	Ingen	Ja
3	0.4	50	Ja mange	-	Ja
4	0.6	60	Ja mange	Mange	Ja
5	0	0	Ingen	-	Ingen
6	0.1	40	Ingen	Enkelte	Ja, lite
7	0	0	Ingen	-	Ja, lite
8	?	?	Ja mange	Mange	Ja

Tabell 5.2 viser resultatene av observasjon gjort på kjerneprøvene, hvor * betyr fra utboringsiden, ** betyr sylindrerflaten og ? betyr "ikke målbar, kjerne brekker i flere stykker. Figur 5.11 viser risset i borekjernen nummer 8.



Figur 5.11: Fotografi borekjerne aks 19S, massiv

Strukturanalyse

For kjerne nummer 1, 3, 5 og 7 ble det gjennomført en visuell strukturanalyse, som er en kvalitativ og kvantitativ beskrivelse av betongens struktur på makro- og mikronivå. En strukturanalyse består av tre delanalyser; overflatebeskrivelse av betongprøven, makroanalyse av planslip og mikroanalyse av tynnslip. Det ble framstilt 1 fluorescendimpregnert planslip og 2 fluorescensimpregnert tynnslip for hver borekjerne for å visuelt antyde tegn på alkalireaksjon. Disse ble undersøkt visuelt, fotografert, og mikroskopert ved hjelp av polarisasjonsmikroskopi og fluorescensmikroskopi [4].

Ved observasjon av tynnsplipene kan betongens sammensetning betraktes. I de utvalgte kjerne-
ne er det observert samme type betong. Det er benyttet portland sement, som inneholder noe uhydratiserte sementklinkerminerale alle under 0.1 mm. Innholdet av kalsiumhydroksid er observert fra normalt til høyt. Tilslaget inneholder sand, grovt tilslag fra løssmasse og bergartene kvartsitt, sandstein, siltstein, leirstein, mylonitt, kataklasitt og kvartsrik bergart. Det ekvivalente v/c-forholdet vurderes til 0.45-0.50, mens luftinnholdet i betongen vurderes å være ca. 1-4 vol

%.

I følge undersøkelsene er det dokumentert skadelig og rissdannende alkalireaksjon i alle prøvene, med varierende intensitet og skadegrad. Alkali reaksjonsprodukter som amorf gel og kryptomikrokrystallin er registrert i borekjernene. Rekkevidden av alkalireaksjonen vurderes å være omfattende og rissdannende. Mengden av risikobergarter vurderes å være større enn 20 %. I tillegg har kvartsitt med krystallstørrelse større enn 0.13 mm påvirket noen rissdannelser, selv om den klassifiseres som ikke alkalireaktiv i Norge.

5.5 Trykkprøving

Under prøvetaking av akse 19 og 20 i 2011 ble det også gjennomført trykkprøver på to av borekjernene i akse 20N og akse 19N. Trykkprøvene ble utført i henhold til NS-EN 12390-3 [4]. Tabell 5.3 viser at terningsfastheten for kjernene ble 40 MPa og 44 MPa respektivt.

Tabell 5.3: Ternings- og sylindrefasthet kjerne akse 20N og 19N

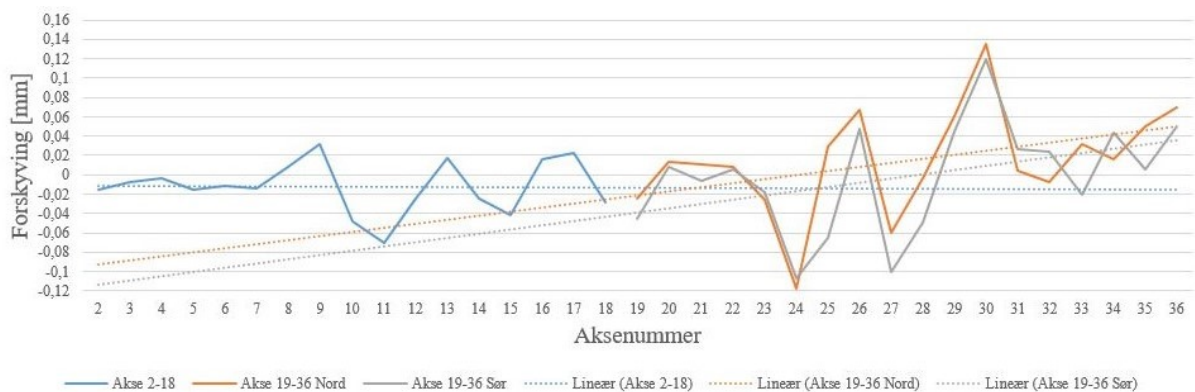
Kjerne	Lengde	Bruddlast	Fasthet	Densitet	Høyde	Terningsfasthet	Sylinderfasthet
Akse	[mm]	[kN]	[MPa]	[kg/m ³]		[MPa]	[MPa]
20N	175	304	35.8	2513	1.68	40	35
19N	170	340	40.1	2500	1.63	44	39

5.6 Ekspansjon

I 2016 gjennomførte Multiconsult en 3D-skanning på den vestre viadukten på oppdrag fra Statens vegvesen. Resultatene fra 3D-skanningen er illustrert på figur 5.12, hvor figur 5.12a er forskyvningen i lengderetning og figur 5.12b er forskyvingene på tvers av kjørebanelen. Resultatene viser at ekspansjonen varierer i forhold til bruseksjoner, søyler i nord og i sør. Det er mindre ekspansjon i lengderetning enn i tverretning, dette kan komme av at motstanden fra søylene er små, i tillegg til at det er mulighet for bevegelse i fuger. Ved bestemmelse av en utvidelsespro-mille som gjelder for hele viadukten, ble dette gjort i samråd med Terje Kanstad. Ved betraktning av 3D-skanningene antas ekspansjonen for bruoverbygningen og ligge på 0.5‰.



(a) Forskyvning langs kjørebanelen



(b) Forskyvning på tvers av kjørebane

Figur 5.12: 3D-skanning av bruas forskyvninger

6 Laster og lastkombinasjoner

Ved lastberegningene av Tromsøbrua vil gammelt regelverk bli benyttet, HB R412 [1] og HB N400 [13]. Dette fordi det var andre regler og forhold som ble brukt da brua ble bygget, derfor vil ikke beregning etter de nye standardene gi tilstrekkelig kapasitet. HB R412 gjelder for allerede eksisterende bruer ved bestemmelse av maksimalt tillatt trafikkbelastning på konstruksjoner, mens HB N400 eller standarder bestemmer øvrige laster. HB N400 klassifiserer de aktuelle lastene som permanente laster, variable laster og deformasjonslaster. I dette kapittelet vil de aktuelle lastene på Tromsøbrua bli betraktet, som er følgende laster:

- Egenlast
- Trafikklast
- Vindlast
- Temperaturlast

6.1 Permanente laster

Permanente laster er de lastene som anses å være konstante innenfor tidsrommet som betraktes. Dette er laster som tyngden på konstruksjonen, permanent ballast og utstyr som ikke blir fjernet, ytre vanntrykk, jordtrykk og andre fyllmasser [1]. For Tromsøbrua er det kun egenlasten til konstruksjonen, slitelaget og egenvekten til rekkverket som er relevant, derfor er det kun disse som bli beskrevet under.

6.1.1 Egenlast

Egenlasten er laster som anses som permanente på konstruksjonen, dette gjelder både for overbygningen og underbygningen til brukonstruksjoner. HB R412 og HB N400 brukes for å sette de forskjellige lastverdiene. For den vestre viadukten vil egenvekten på brua variere med tverrsnittshøyden. Det er som nevnt tidligere en del med et konstant platetverrsnitt og en del med et konstant dobbelt T-tverrsnitt. Armert betong har en tyngdetetthet på $25kN/m^3$, som vil ganges med overbygningens tverrsnittsareal. I tillegg skal beleggvekten alltid inkluderes i egenlas-

ten. Belegningsvekten innebærer asfaltlitelaget og fuktisolering av brudekket og bestemmes ved hjelp av tabell 5.1 i HB N400. Tromsøbrua største spenn er 80 meter, som er mellom 50 og 200 meter. Derfor settes belegningsvekten til $2,5\text{ kN/m}^2$. For stålrekkverk og autovern benyttes $0,5\text{ kN/m}$ [13].

Tabell 6.1: Egenlastverdier

Konstruksjonsdel	Egenlast
Platetverrsnitt	$g_{dekket1} = 25\text{ kN/m}^3 \cdot 3,04\text{ m}^2 = 76\text{ kN/m}$
Dobbelt T-tverrsnitt	$g_{dekket2} = 25\text{ kN/m}^3 \cdot 2,95\text{ m}^2 = 73,75\text{ kN/m}$
Belegningsvekt	$g_{belegningsvekt} = 2,5\text{ kN/m}^2 \cdot 6,8\text{ m} = 17\text{ kN/m}$
Rekkverk	$g_{rekkverk} = 2 * 0,5\text{ kN/m} = 1\text{ kN/m}$
Sum platetverrsnit	$g_{tot1} = 76\text{ kN/m}$
Sum dobbelt T-tverrsnitt	$g_{tot2} = 92\text{ kN/m}$

6.2 Variable laster

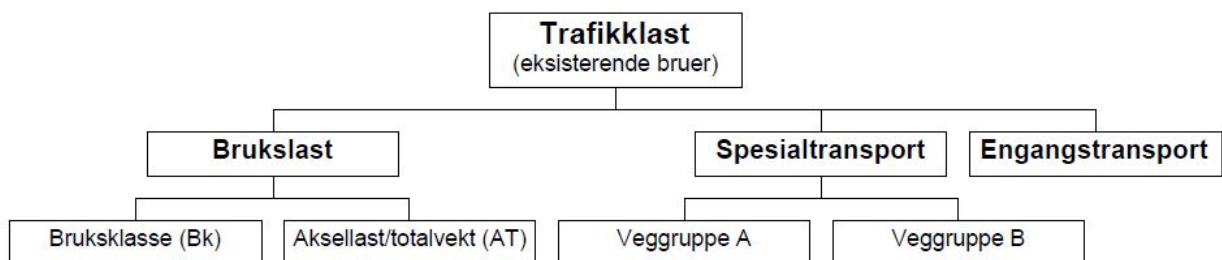
Variable laster er laster som varierer i tid. Dette er laster som trafikklast, naturlast og andre variable laster som last fra variabelt ballast som kan fjernes, eller laster som påføres konstruksjonen midlertidig [13]. Naturlastene som kan forekomme er snølast, vindlast, islast, temperaturlast, seismisk last, hydrodynamisk last og vanntrykk. Det kan forekomme snø på Tromsøbrua, men det er antatt at snøen da vil bli brøytet bort, slik at snølasten i henhold til HB R412 kan neglisjeres. For Tromsøbrua er det i midlertidig kun tatt hensyn til:

- Trafikklast
- Vindlast
- Temperaturlast

De øvrige lastene neglisjeres, fordi de ikke vil ha en like stor betydning på brukonstruksjonen.

6.2.1 Trafikklast

I henhold til HB R412 betegnes trafikklast som en belastning på brua i vertikal og horisontal retning på kjørebane, skulder, gangbane og sykkelbane. For eksisterende bruer er trafikklasten all tillatt last på det offentlige veinettet uten restriksjoner, de forskjellige lastene vises til i figur 6.1. Trafikklasten belaster den tilgjengelige føringsbredden på den mest ugunstige stillingen i lengde- og tverretningen. Føringsavstanden er den tilgjengelige lengden mellom to fysiske hindringer langs veikanten. Tromsøbrua har en føringsavstand på 6,8 meter. Her er den fysiske hindringer rekkverk på hver side av kjørebane.



Figur 6.1: Trafikklast på eksisterende bruer [1]

Bruas brukslast er den trafikklasten som kan kjøre fritt på brua, uten dispensasjon, og angis som bruksklasse eller som aksellast/totalvekt. Bruas bruksklasse forkortes til Bk og deretter et tall. Tromsøbrua er av klassen Bk10, det vil si at største tillatte aksellast er satt til 10 tonn. Bruer skal klassifiseres til den høyeste bruksklassen ut fra kapasiteten til det svakeste elementet. Hvis brua har lav bæreevne klassifiseres ikke bruer etter bruksklasse, men etter største tillatte aksellast og største tillatte totalvekt som kan trafikkerer brua, altså etter aksellast/totalvekt [1].

Spesialtransport innebærer kjøretøy/vogntog med større aksellaster, boggilaster, trippelboggilaster og totalvekter enn bruksklassene, mens engangstransport vil føre til større påkjenninger enn spesialtransporten. Engangstransporten forutsettes å kunne skje en eller en sjelden gang gjennom bruas levetid [1].

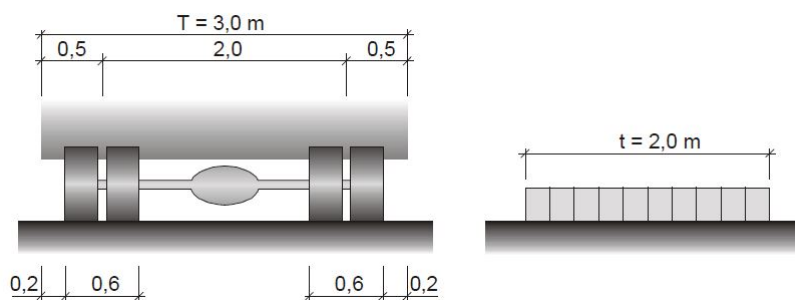
Vertikale laster

Følgende bruksklasser benyttes ved klassifisering av bruer [1]:

- Bk10: Bruksklasse 10
- BkT8: Bruksklasse T8
- Bk8: Bruksklasse 8
- Bk6: Bruksklasse 6

Hvor Bk10 som oftest deles inn i Bk10/50 eller Bk10/60, som indikerer totallasten V til enten 500 kN eller 600 kN. Tromsøbrua er klassifisert som Bk10/60. Bruksklassene bestående av hjullast, aksellast, boggilast, trippelboggilast, kjøretøylast og vogntoglast, hvor de to sistnevnte er omgjort til en jevnt fordelt last pluss en aksellast [1].

Lastfeltets bredde for tunge kjøretøy og vogntog er 3,0 meter, og den jevnt fordelte lasten på 6,0 kN/m antas å oppta et lastfelt med en bredde på 2,0 meter. Dette vises i figur 6.2. Den fordelte lasten inkluderer lettere blandet trafikk som en gjennomsnittslast for lette og tunge, tomme og fullastede kjøretøy. Anleggsflatene til hjullastene er rektangulære med en bredde på 0,2 meter i bruas lengderetning og 0,6 meter i tverretningen. Det kreves et fritt rom på 0,2 meter utenfor kjøretøyet i lastfeltet, på bakgrunn av at den fysiske bredden til bruksklassen er 2,6 meter [1].

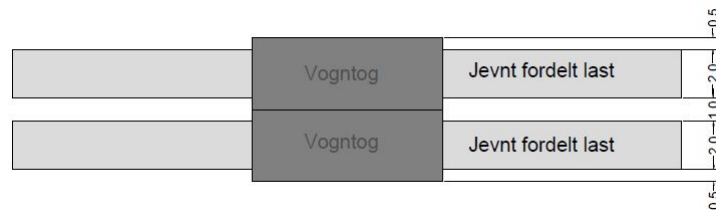


Figur 6.2: Lastfeltenes størrelse i tverretning [1]

De vertikale lastene for hver bruksklasse er vist i tabell 6.3. Hvor forkortelsene brukt i tabellen har følgende betydning:

- H = Hjullast
- A = Aksellast
- V = Totalvekt

I henhold til HB R412 vil hovedkonstruksjonen for lengre bruer bli bestemt av kjøretøy- eller vogntoglasten. Dette blir antatt for Tromsøbrua, men her blir vogntoglasten benyttet. Som nevnt tidligere har Tromsøbrua en føringsbredde på 6,8 meter, det vil si at det er plass til to lastfelt i bredden i tverretning når lastfeltet til vogntoget har en bredde på 3,0 meter. Figur 6.3 viser tillat plassering av lastfeltene på Tromsøbrua med tilhørende lastbredder. Tabell 6.2 viser hvilke laster som påføres bruoverbygget i henhold til at Tromsøbrua er klassifisert som Bk10/50.

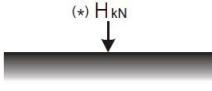
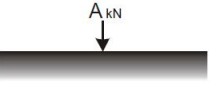
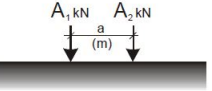
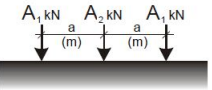
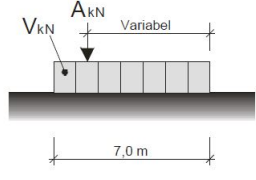
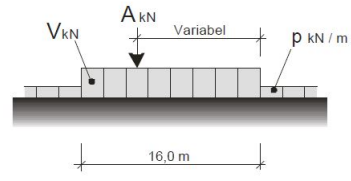


Figur 6.3: Lastfeltenes plassering i plan [1]

Tabell 6.2: Vertikale laster (vogntog) etter Bk10/50

Total Last V	Aksellast A	Lettere blandet trafikk p
[kN/m]	[kN]	[kN/m]
31.25	40	6

Tabell 6.3: Bruksklasser inkludert dynamisk tillegg

Lasttype	Lastkonfigurasjon		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		A_1	70	60	50	40
		A_2	140	84	84	56
		a	1,3	1,2	1,2	1,2
Kjøretøylast		A	40	32	32	24
		V	300	280	220	180
Vogntoglast		A	40	32	32	24
		V	500	400	320	280
		p	6	6	6	6

6.2.2 Vindlast

Bruker NS-EN 1991-1-4 i kombinasjon med HB N400 for å finne vindlastene på Tromsøbrua. HB N400 påpeker at vindlasten på brukonstruksjoner bestemmes ut i fra tre forskjellige vindklasser:

Vindklasse I: Dette er brukonstruksjoner hvor de dynamiske lastvirkningene fra vind er ubetydelige. Det gjelder for alle bruer som ikke har en høyere egensvingeperiode enn 2 sekunder. Typiske brutyper som er vindklasse I er platebruer, bjelkebruer, samvirkebruer, fagverksbruer og fritt frambyggbruer i ferdigtilstand.

Vindklasse II: Gjelder for brukonstruksjoner hvor de dynamiske lastvirkningene fra vind ikke er neglisjerbare. Følgende betingelser gjelder for vindklasse II:

- Høyeste egensvingeperiode er ≥ 2 sekunder og spennvidden er < 300 meter
- Høyeste egensvingeperiode er < 2 sekunder og spennvidden er ≥ 300 meter

Typiske brukonstruksjoner i vindklasse II er fritt frambyggbruer i byggetilstand og henge- og skråstagsbruer med begrenset spennvidde.

Vindklasse III: Dette gjelder for brukonstruksjoner hvor den dynamiske lastvirkningen fra vind er avgjørende. Det er to betingelser som må være oppfylt for vindklasse III:

- Høyeste egensvingeperiode er ≥ 2 sekunder
- Spennvidden er ≥ 300 meter

Dette gjelder spesielt for slanke gangbruer.

Den vestre viadukten i Tromsøbrua består av kontinuerlige platetverrsnitt og kontinuerlige bjelkebru med dobbelt T-tverrsnitt. Den største spennvidden er 24 meter. EK1-1-4 punkt 8.2(1) merknad 3, påpeker at de dynamiske beregningene kan neglisjeres om brua består av vanlige brudekker og ikke større spennvidde enn 40 meter. Ut i fra dette plasseres brua under vindklasse I, hvor de dynamiske lastvirkningen fra vind er ubetydelige.

Ettersom viadukten består av to forskjellige platetverrsnitt, som vil gi varierende vindlaster langs brua, er det valgt å beregne vindlasten for begge platetverrsnittene. Dette for å få mer nøyaktige beregninger av vindlasten på brua. I henhold til HB N400 punkt 5.4.3.3 skal alle bruer kontrolleres i brudd- og bruksgrense uten trafikklast, i tillegg skal de konstruksjonene under vindklasse I kontrolleres i brudd- og bruksgrense med samtidig vind- og trafikklast. Dette gir to forskjellige tilfeller av vindlast på brua, vindlast uten samtidig virkende trafikklast og vindlast med samtidig virkende trafikklast.

Uten trafikklast

Referansevindhastigheten $v_{b,0}$ for Tromsø kommune hentes fra tabell NA.4(901.1), som er med på å bestemme basisvindhastigheten v_b ved bruk av formel NA.4.1. Basisvindhastigheten bestemmes ved hjelp av fire forskjellige faktorer; nivåfaktor (c_{alt}), retningsfaktor (c_{dir}), årstidsfaktor (c_{season}) og en returperiode faktor (c_{prob}). I henhold til NA.4.2(2)P kan disse settes til 1:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0}$$

Tabell NA.4.1 definerer de forskjellige terrengrühetskategoriene og tilhørende parametere, som angir terrengrühetsfaktoren $c_r(z)$. Tromsøbrua havner under kategori I, som vil si at det er kystnært og opprørt sjø. Terrengrühetsfaktoren og terrengformfaktoren $c_o(z)$ angir stedsvindhastigheten som en funksjon av z :

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b$$

Vindkasthastigheten v_p bestemmes ut i fra middelvindhastigheten og turbulensintensiteten:

$$v_p = v_m(z) \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v}$$

Videre bestemmes vindkasthastighetstrykket $q_p(z)$ fra ligning 4.8, som er avhengig av høyde z over terrenget og beregnes fra midlere vindhastighet og største kortvarige hastighetsfluktuasjon:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot v_m^2(z)$$

Kapittel 8 i EK-1-1-4 tar for seg hvordan en beregner vindlasten på bruene ved bruk av kraftfaktorer. Punkt 8.3.2(1) påpeker at en forenklet metode kan benyttes dersom den dynamiske responsberegningen kan neglisjeres. Dette er mulig for Tromsøbrua fordi den er plassert i vindlastklasse I. Den forenklete metoden går ut på å gange sammen basisvindhastigheten v_b , vindlastfaktoren C , lufttettheten ρ_{luft} og referansearealet $A_{ref,i}$ for x-, y- og z-retningen.

$$F_{W,x} = \frac{1}{2} \cdot \rho_{luft} \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x}$$

$$F_{W,y} = \frac{1}{4} \cdot F_{W,x}$$

$$F_{W,z} = \frac{1}{2} \cdot \rho_{luft} \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,z}$$

Vindlastfaktoren C defineres av eksponeringsfaktoren c_e og kraftfaktoren c_{fi} for x-, y- og z-retningen. Eksponeringsfaktoren bestemmes ved å dividere vindkasthastighetstrykket på basisvindhastighetstrykket, mens kraftfaktoren bestemmes ved bruk av EK-1-1-4 figur 8.3. Kraftfaktoren i z-retningen c_{fz} settes til $+/-0.9$ i henhold til 8.3.3(1). Dette fordi den kan defineres både oppover og nedover, og det mest kritiske utfallet skal benyttes. For vindkreftene i z-retning skal eksentrisiteten av kraften på vegbanen settes lik $e = \frac{b}{4}$, som blir 2,075 meter for Tromsøbrua. Referansearealet for x- og z-retning er:

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

$$A_{ref,z} = b \cdot L$$

Høyden d_{tot} bestemmes ved tverrsnittshøyden og tilhørende vegrekkverk. For Tromsøbrua er det nylig lagt inn høye rekkverk på 2,5 meter, derfor er det antatt at dette går under kategorien massivt sikkerhetsrekkverk i tabell 8.1.

Med trafikklast

Håndbok N400 påpeker at når vindlast med samtidig fremtredende trafikklast skal beregnes settes kastvindhastigheten til:

$$v'_p = 35 \text{ m/s}$$

Ut i fra denne regnes en ny referansevindhastighet v'_b for brua. Fra disse endringene vil også basisvindhastighetstrykket q'_b og vindkasthastighetstrykket q'_p endres.

Når en regner med samtidig fremtredende trafikklast på brua skal vindflaten av kjøretøyet antas som en rektangulær flate med en høyde på 2,0 meter, fra kjørebansens overflate. Dette vil gi en ny $d_{tot} = d + 2m$. Detaljerte beregninger av vindlast både med og uten trafikk finnes i vedlegg D. Tabell 6.4 gir en oversikt over de forskjellige kreftene i x-, y- og z-retning med og uten trafikklast i de valgte snittene.

Tabell 6.4: Oppsummering vindlast

Akse 0-16	Uten trafikklast	Med trafikklast
	$F_{Wx} = 9.88 \frac{kN}{m}$	$F_{Wx'} = 3.5 \frac{kN}{m}$
	$F_{Wy} = 2.47 \frac{kN}{m}$	$F_{Wy'} = 0.88 \frac{kN}{m}$
	$F_{Wz} = +/ - 12.41 \frac{kN}{m}$	$F_{Wz'} = +/ - 5.72 \frac{kN}{m}$
Akse 17-32	Uten trafikklast	Med trafikklast
	$F_{Wx} = 13.26 \frac{kN}{m}$	$F_{Wx'} = 4.96 \frac{kN}{m}$
	$F_{Wy} = 3.31 \frac{kN}{m}$	$F_{Wy'} = 1.24 \frac{kN}{m}$
	$F_{Wz} = +/ - 12.41 \frac{kN}{m}$	$F_{Wz'} = +/ - 5.72 \frac{kN}{m}$

6.2.3 Temperaturlast

De termiske påvirkningene på Tromsøbrua blir beregnet i henhold til NS-EN 1991-1-5: Allmenne laster, Termiske påvirkninger og i samsvar med HB N400. HB N400 definerer termisk påvirkning som en sammensatt virkning av:

- Jevnt fordelt temperaturandelen
- Vertikal varierende temperaturandel
- Horisontal varierende temperaturandel
- Forskjell i temperaturandel mellom ulike konstruksjonsdeler
- Temperaturdifferanse over veggtykkelse og mellom utvendige og innvendige vegger i kassetverrsnittet.

I henhold til EK-1-5 punkt 6.1.4.3 kan de horisontale lastene vanligvis neglisjeres, det vil i denne oppgaven derfor kun bli tatt hensyn til de vertikale lastene. Det vil i tillegg ikke bli tatt hensyn til temperaturforskjeller mellom ulike konstruksjonsdeler, eller det siste punktet fordi tverrsnittet er massivt.

Jevnt fordelt temperaturandel

Den jevnt fordelte temperaturandelen er avhengig av den laveste og den høyeste lufttemperaturen i Tromsø med en returperiode på 50 år. Disse verdiene bestemmes ut i fra isotermkartene A1 og A2 i det nasjonale tillegget:

$$T_{min} = -23^{\circ}C$$

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

Høyeste og laveste jevnt fordelte brutemperaturandel $T_{e.min}$ og $T_{e.max}$ fastsettes ved bruk av figur NA.6.1 i EK-1-5. Tromsøbrua inngår i type 3 som er betongbru. Vestre viadukt er både platebru og betongbjelkebru, og gir verdiene vist nedenfor:

$$T_{e.min} = T_{min} + 8 = -15^{\circ}C$$

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

I henhold til EK-1-5 A1(3) settes initialtemperaturen til $T_0 = 10^{\circ}C$, og temperaturverdiene for maksimalt kontraksjons- og ekspansjonsintervall beregnes som vist nedenfor:

$$\Delta T_{N.con} = T_0 - T_{e.min} = 25^{\circ}C$$

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

Vertikalt varierende temperaturandel

I følge EK-1-5 6.1.4 er det viktig å ta hensyn til at det kan oppstå temperaturforskjeller mellom oversiden og undersiden på en bro. Dette kan for eksempel oppstå fordi oversiden kan få maksimal oppvarming i løpet av en dag ved hjelp av at sola skinner på den, i forhold til undersiden som for det meste er plassert i skyggen. Dette kan føre til en vertikal krumning i veibanen. Det finnes to forskjellige metoder å finne temperaturene på for betongbruer i henhold til det nasjonale tillegget:

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

I denne oppgaven benyttes metode 1, hvor temperaturvariasjonene er lineære i den vertikale retningen. Verdier for varierende temperaturandel er avhengig av type bruoverbygg. Tromsøbrua er av type 3 bru. Tabell 6.1 gir følgende verdier:

$$\Delta T_{M.heat} = 15^{\circ}C$$

$$\Delta T_{M.cool} = 8^{\circ}C$$

Samtidighet av jevnt fordelte temperaturandeler og temperatordifferanser

I henhold til EK-1-5 punkt 6.1.5 er det nødvendig å ta hensyn til temperatordifferansen og største intervall for jevnt fordelt brutemperaturandel i brua, under den forutsetningen at de skjer samtidig. Dette sjekkes ved bruk av de to ligningene under, som kan sees på som lastkombinasjoner.

$$\Delta T_{M.heat}(\text{eller } \Delta T_{M.cool}) + \omega_N \cdot \Delta T_{N.exp}(\text{eller } \Delta T_{N.con}) \quad (1)$$

eller

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M.heat}(\text{eller } \Delta T_{M.cool}) + \Delta T_{N.exp}(\text{eller } \Delta T_{N.con}) \quad (2)$$

Hvor $\omega_N = 0.35$ og $\omega_M = 0.75$ er de anbefalte verdiene etter EK-1-5 punkt 6.1.5 merknad 1. Tabell 6.5 fremstiller de 8 forskjellige lastkombinasjonene som brua gir, og den mest ugunstige brukes videre i analysen som karakteristisk temperaturlast.

Tabell 6.5: Lastkombinasjoner temperaturlast

Lastkombinasjon	$\Delta T_{M.heat}$	$\Delta T_{M.cool}$	$\Delta T_{N.exp}$	$\Delta T_{N.con}$	Resultat [C°]
1	1,0		0.35		22.35
2	0.75		1.0		32.25
3	1.0			0.35	23.75
4	0.75			1.0	36.25
5		1.0	0.35		15.35
6		0.75	1.0		27.0
7		1.0		0.35	16.75
8		0.75		1.0	31.0

6.3 Grensetilstander og lastkombinasjoner

De forskjellige dimensjoneringsreglene som skal tilfredsstilles av en konstruksjon sjekkes ved at den dimensjoneres, og at kravene oppfylles i forskjellige grensetilstander [11]. Disse grensetilstandene er:

- bruddgrensetilstand
- bruksgrensetilstand
- ulykkesgrensetilstand
- utmattingsgrensetilstanden

Ved lastkombinering er det kun bruddgrensetilstanden som er blitt vurdert. På bakgrunn av at kapasitetskontrollen skal utføres etter gammel modell, NS 3473 Prosjektering av konstruksjoner, brukes kapittel 3.3 i HB R412 til å finne den mest ugunstige kombinasjonen.

6.3.1 Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstanden (ULS) vil konstruksjonsdelens kapasitet mot brudd bestemmes i forhold til beregning av materialets tøyningsegenskaper og dimensjonerende fastheter [11]. I henhold til HB R412 skal det ved brukklassifisering som et minimum foretas en kontroll i bruddgrensetilstand. Det er to sett lastkombinasjoner som skal kontrolleres, med gitte lastfaktorer som vist i tabell 6.6 hentet fra HB R412. Det er den minst gunstige av a eller b som brukes videre i dimensjoneringskontrollen.

Tabell 6.6: Lastfaktorer for bruddgrensetilstand [1]

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

Hvor:

$\gamma_1 = 1,4$ for brukslaster
 = 1,0 for temperaturlast
 = 1,6 for øvrige variable laster

$\gamma_2 = 1,2$ for brukslaster
 = 0,8 for temperaturlast
 = 1,3 for øvrige variable laster

Forkortelsene i tabell 6.6 har følgende betydning:

Q_1 = Karakteristisk verdi for den variable last som er mest ugunstig for den lastvirkningen som benyttes

Q_2 = Karakteristisk verdi for øvrige variable laster som er ugunstig for lastvirkningen

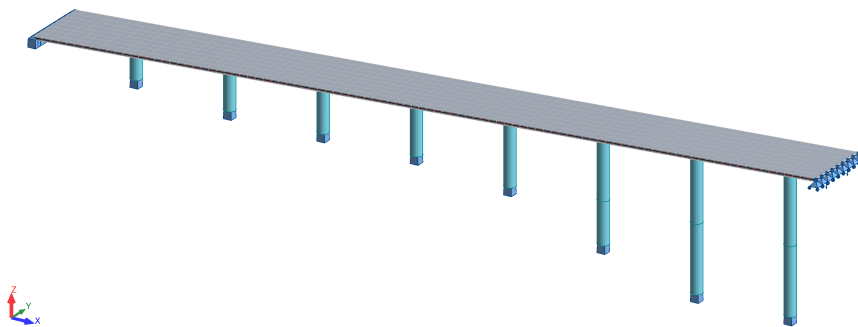
Hvor deformasjonslasten D er ASR-lasten.

7 Modelling i Robot Structural Analysis

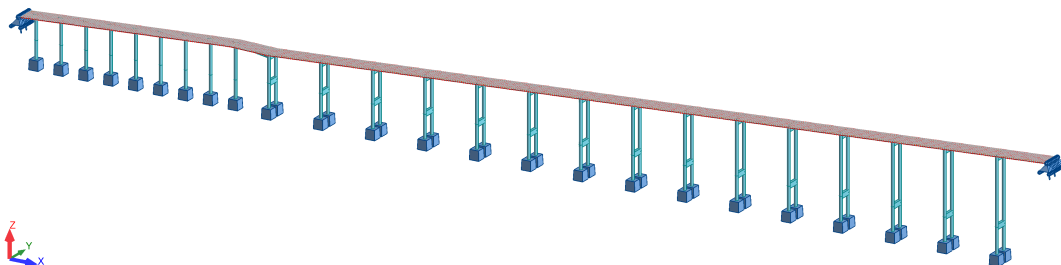
Brua i helhet ble modellert i FEM-programmet Robot Structural Analysis Professional 2017 for å finne lastvirkningene på brua. Robot er Autodesk's FEM strukturelle analyseprogram, som er laget for å analysere store og kompliserte strukturer. Programmet er utstyrt med flere nyttige funksjoner. Det er spesielt bevegelige trafikklaster som er sentralt når en effektiv analyse av brukonstruksjoner skal gjennomføres. Det er viktig å være kritisk til resultater ved bruk av FEM programmer, siden feil kan føre til store unøyaktigheter. I dette kapitlet beskrives de ulike valgene tatt ved modellering av brua i Robot.

7.1 Valg av modell

Ut ifra det valgte statiske systemet er det laget to uavhengige modeller for å beregne de dimensjonerende kreftene på Tromsøbrua, se figur 7.1.



(a) Modell del 1



(b) Modell del 2

Figur 7.1: Valg av analysemodeller

7.2 Aksesytemer

Det er to ulike aksesystemer og forholde seg til ved modellering i Robot. Det *globale* aksesystemet, som er hovedkoordinatsystemet som gjelder for hele brumodellen. I tillegg har elementene egne aksesystemer som er de *lokale* aksesystemene.

7.2.1 Globalt aksesystem

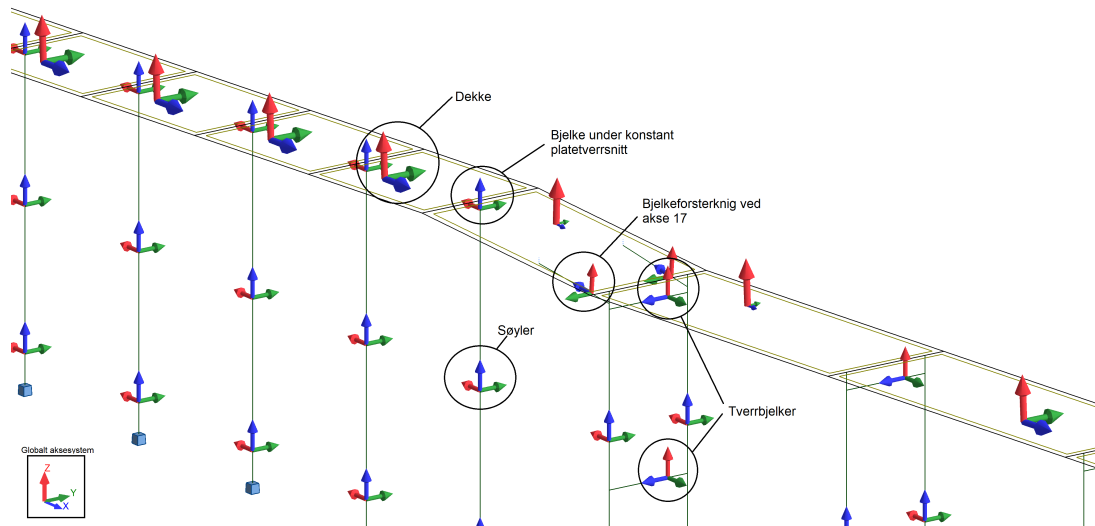
Det globale aksesystemet i Robot følger x-, y-, z-systemet, som er orientert etter høyrehåndsregelen. Navigering, definering av modellakser, modellering av noder og elementer og påføring av laster er ting som gjøres ved hjelp av det globale aksesystemet.

For Tromsøbrua brukes det globale aksesystemet med at x-aksen er bruas lengderetning, y-aksen er bruas tverretning og z-aksen er normalt på brudekket. Tromsøbruas globale aksesystem kan sees i figur 7.1.

7.2.2 Lokalt aksesystem

Det lokale aksesystemet følger også x-, y-, z-systemet, men som her tildeles hvert enkelt element i modellen. Det representerer elementets interne koordinatsystem. Dette er styrende for analyse-resultatene, og kan ha forskjellige retninger for hvert element avhengig av hvordan elementene er modellert. Det er derfor viktig å ha kontroll på de lokale aksesystemene til elementene for å forstå kraftflyten i modellene, og hente ut riktig resultater fra analysene.

Det lokale aksesystemet til dekkene i modellen er orientert i samme retning som modellens globale aksesystem. For tverrbjelkene som forbinder søyleparene er det lokale aksesystemet orientert slik at x-aksen går i bjelkens lengderetning (bruas tverretning), y-aksen i bjelkens tverretning (bruas lengderetning) og z-aksen vertikalt på bjelkeelementet. For de resterende bjelkene gjelder samme prinsipp i x-, y- og z-retning, bare at de virker forskjellige på det globale aksesystemet. Søylenes lokale aksesystem er orientert slik at x-aksen går i søylens lengderetning med positiv retning oppover. Figur 7.2 fremstiller de lokale aksesystemene på modellen.



Figur 7.2: Lokale aksesystemer

7.3 Elementer

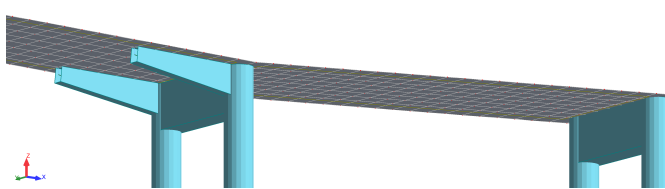
Elementer i Robot betyr konstruksjonsdeler som er avgrenset av to eller flere noder. De vanligste elementtypene benyttet i Robot er bjelker, søyler og plater. Ved kompliserte modeller og karakteristiske punkter hvor de resulterende kreftene endrer retning og størrelse kan det være nødvendig å dele elementene opp i flere mindre elementer for å få ut mer nøyaktige resultater. Dette gjøres ved å dele bjelker opp i flere elementer og ved meshing av plater. Eksempelvis vil en kontinuerlig plate som spenner over flere søyler, som er tilfellet for Tromsøbrua, få flere punkter i nærheten av støttene der kraften endres brått. Ved å dele platen inn i flere mindre deler, vil man få mer presise verdier og diagrammer. Finere mesh gir mindre kalkulasjonselementer og høyere presisjon.

7.3.1 Dekkelementer

Dekkelementene brukt i modellen defineres som *panels*, og angis ved tegning av rektangulære polylinjer, som angir omrisset av hvert dekkelement. Materialkvalitet og tverrsnittet på dekke angis på forhånd, slik at egenvekten kan kalkuleres. Materialkvaliteten er fastsatt til B20, som tilsvarer den gamle betongkvaliteten A-betong. Dette gjelder for alle elementene i modellen.

Det er to ulike dekkelementer brukt i den vestre viadukten, en platebru og en bjelkebru bestående av to T-bjelker. Begge har en bredde (tverretning) på 8.3 meter. I Robot er dekkene modellert som skallelementer.

I følge tegningene skal bjelkebrua være utkraget ved akse 17. Det ble ikke funnet en god løsning på dette i Robot, fordi dekket ville ikke fått kontakt med en node. Det er derfor gjort en forenkling her. Platebrua vil gå kontinuerlig frem til akse 17, deretter starter bjelkebrua fra akse 17. For å øke kapasiteten til spennet er det lagt inn to bjelker som går ut like langt som den utkragende dekket opprinnelig gjør. Dette er vist i figur 7.3. I Robot vises ikke tverrsnittet til bjelkebrua, det er derfor vanskelig å illustrere overgangene bedre.

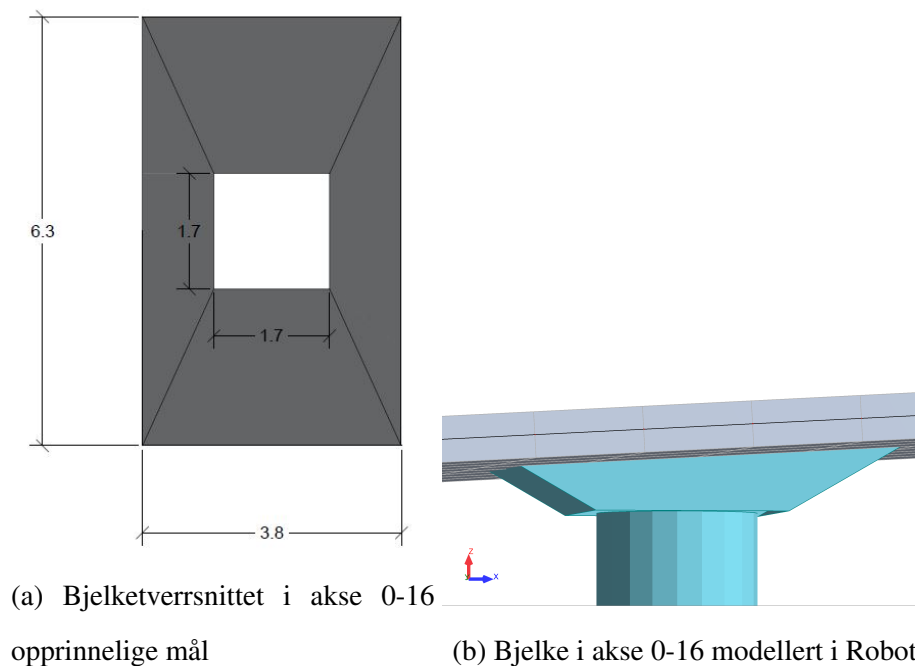


Figur 7.3: Modellering av utkraget dekke ved akse 17

7.3.2 Bjelker og søyler (akse 0-16)

Bjelkene modelleres som bjelkeelementer (*beam*) i Robot. Opprinnelig har de en lengde på 0.46 meter, men for at bjelkens symmetriakse skal angripe gjennom dekkets symmetriakse økes høyden til 0.66 meter, som er en økning på halve dekkelementets høyde. Ut ifra tegningene skal bjelken endre dimensjoner etter figur 7.4a, men dette lot seg ikke gjennomføre i Robot. Det er derfor blitt gjort en forenkling i form av at bjelken kun endrer høyde i en retning. Den får en større økning for å kompensere for eventuelle styrketap. Figur 7.4b viser hvordan bjelken er modellert i Robot.

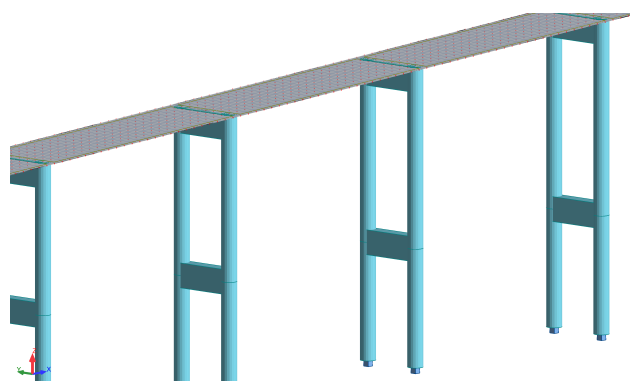
Søylene modelleres som søyler (*column*) i Robot, med søylenes respektive lengder ut ifra vedlegg C. Søylene er knyttet til bjelkeelementet.



Figur 7.4: Opprinnelig bjelkedimensjoner og bjelkemodellering i Robot

7.3.3 Bjelker og søyler (akse 17-32)

Tverrbjolkene som forbinder søyleparene modelleres som bjelkeelementer (*beam*) i Robot, med en lengde på 5.6 meter. Det er to tverrbjelker i hver akse. En forbinder søyleparene på toppen, som varierer med høyden på brua, og en ned ved en høyde 5,5 meter over havet. Søylene har teoretisk et krysningpunkt høyt i tverrbjolkens tverrsnitt, som i praksis vil si at søylenes symmetriakse ikke vil angripe tverrbjolkens symmetriakse. For å oppnå dette gis tverrbjolkene vertikale *offsets* hvor *upper flange* vil plasseres i toppen av søylene. På denne måten vil symmetriaksene få kontakt. Dette er vist i figur 7.5.



Figur 7.5: Modellering av tverrbjolkene

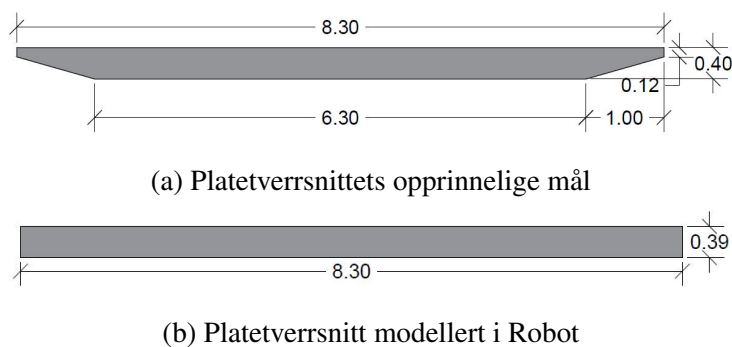
Søylene modelleres som søyler (column) i Robot, med søylenes respektive lengder ut ifra vedlegg C. Søylene er knyttet til bjelkeelementet.

7.4 Tverrsnitt

Tverrsnittene som benyttes i modellen defineres under *Sections* for bjelker og søyler, og *Panels* for plater. Det er også under disse tverrsnittets geometri og materialer angis. Betongtverrsnittene er forhåndsdefinert som armert betong, det betyr allikevel ikke at det regnes med virkningen fra armering i tverrsnittet. Det er kun i forhold til at egenvekten blir mer riktig. Alle tverrsnittene i modellen er modellert med en betongkvalitet B20.

7.4.1 Dekke akse 0-16

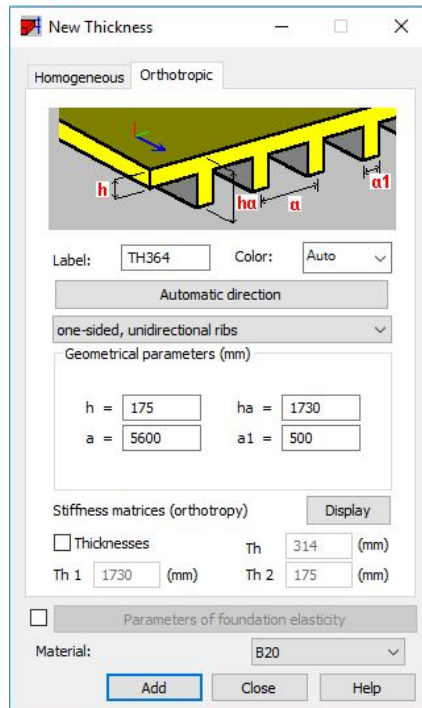
Her er brudekket et massivt platetverrsnitt med en konstant høyde på 400 mm. Figur 7.6 viser hvordan dekket opprinnelig skal være i forhold til brutegningene, og hvordan det er modellert i Robot. Denne konservative antagelsen er kontrollert ved å finne treghetsmomentet til det opprinnelige tverrsnittet, ved bruk av Autocad. Denne er sjekket opp mot treghetsmomentet til tverrsnittet modellert i Robot, og for mest mulig likt treghetsmoment blir høyden dimensjonert til 390 mm.



Figur 7.6: Opprinnelig platetverrsnitt og platetverrsnitt modellert i Robot

7.4.2 Dekke akse 17-32

Brudekke er en bjelkebru med dobbelt T-tverrsnitt. I Robot defineres doble T-tverrsnitt som ortotropisk, og som ensidige og ensrettede ribber, som vist i figur 7.7.



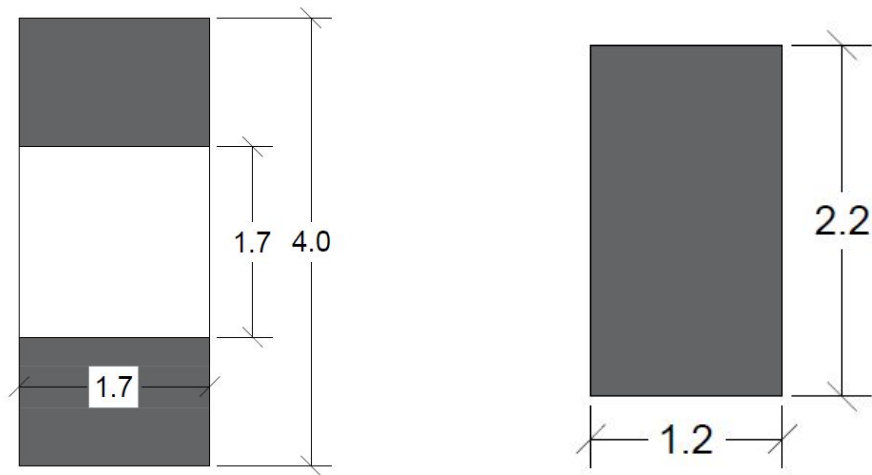
Figur 7.7: Modellering av doble T-bjelker

7.4.3 Bjelker akse 0-16

Som nevnt tidligere er det for bjelkene over de enkle søylene i akse 0-16 gjort en forenkling. Figur 7.8a viser dimensjonene til bjelken som er modellert i Robot. Tverrsnittets opprinnelige mål kan sees i figur 7.4a.

7.4.4 Bjelker akse 17-32

Tverrbjelkene i akse 17-32 dimensjoneres som en rektangulær bjelke med en bredde på 1.2 meter og en høyde på 2.2 meter, se figur 7.8b.



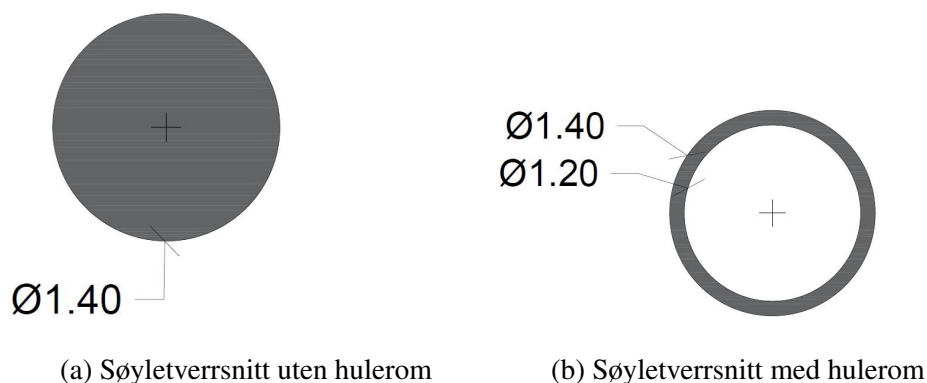
(a) Bjelker i akse 0-16

(b) Tverrbjelker i akse 17-32

Figur 7.8: Bjelker modellert i Robot

7.4.5 Søyler

Alle søylene er runde og har en ytre diameter på 1400 mm. I følge tegningene skal noen av søylene både ha en massiv del og et hulerom med veggtykkelse 200 mm. Søylene i seksjon A skal være massive opp til en høyde på 3 meter over havet. Det er derfor kun valgt å ha et hulerom i søylene i akse 5, 6 og 7, fordi de andre søylene er for korte. I seksjon B er søylene massive opp til over nederste tverrbjelke. De er massive igjen fra 500 mm under øvre tverrbjelke og opp. Figur 7.9 viser søyletverrsnittet med og uten hulerom.



(a) Søyletverrsnitt uten hulerom

(b) Søyletverrsnitt med hulerom

Figur 7.9: Søyletverrsnitt med og uten hulerom modellert i Robot

7.5 Randbetingelser

7.5.1 Dekke

Dekket i modell del 1 modelleres som fastlager i akse 0', mens dilatasjonsfugen i felt mellom akse 7 og 8 modelleres som et rullelager. Dekket i modell del 2 modelleres som et fastlager i felt mellom akse 7 og 8. Dilatasjonsfugen i akse 32 modelleres som et rullelager. På bakgrunn av at overbygget og søylene er støpt monolittisk er det antatt en stiv forbindelse mellom disse. Denne forbindelsen opprettes automatisk i Robot ved å modellere søylene sammen med overbygget. Det er derfor ikke behov for ytterlige randbetingelser.

7.5.2 Bjelker og søyler

Søylene og tverrbjelkene fra akse 17 til 32 er monolittisk støpt og det er antatt en stiv forbindelse. Som nevnt over er det derfor ikke behov for ytterlige randbetingelser. Tverrbjelkene og søylene på Tromsøbrua er en stabil konstruksjon i seg selv. Søylene er fundamentert på grunn, og modelleres som fast innspent i bunnen.

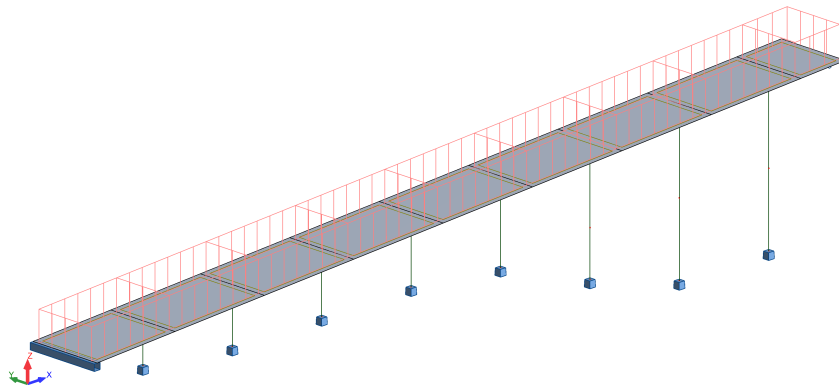
7.6 Lastinnføring i Robot

De ulike lastene som skal påføres modellen defineres etter lasttype under kommandoen *Load Types*. Deretter settes lastene med posisjon og styrke under kommandoen *Load Definition*. Lastene som påføres konstruksjonen er egenlast, trafikklaster, vindlast og temperaturlast.

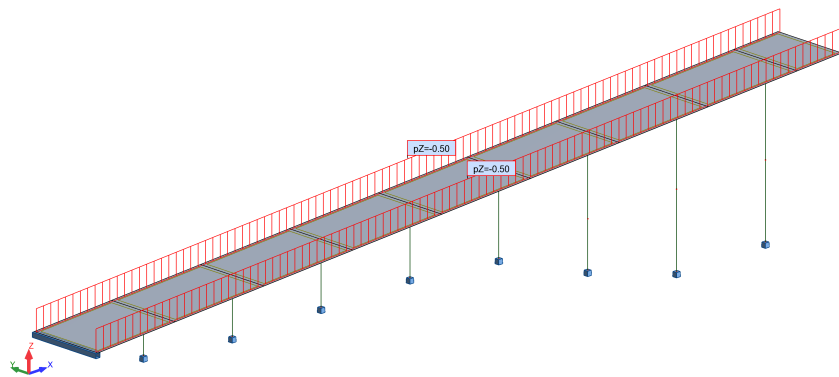
7.6.1 Egenlast

Egenlasten til konstruksjonen defineres som lasttype *Dead Load*, og Robot regner automatisk ut egenvekten av hele konstruksjonen. Egenvekten av konstruksjonen er basert på tyngdetettheten og geometrien til de ulike elementene. Under *Material Definition* er tyngdetettheten til armert betong lagt inn til å være 25 kN/m^3 .

Last fra belegningsvekten og rekkverket defineres også som *Dead Load*. Dette er en statisk og strukturell last. Belegningsvekten på $2,5 \text{ kN/m}^2$ settes på som en overflatelast i bruas kjørebane som er 6.8 meter. I figur 7.10 vises det hvordan lasten er modellert i Robot. Det er gjort likedan for del 2. Lasten fra rekkverket på 0.5 kN/m settes på som en linjelast på hver side av dekket. Det antas at linjelasten angriper langs en linje 25 cm inn fra dekkekantene. Begge lastene angriper langs hele brulengden. I figur 7.11 illustreres det hvordan lasten er modellert i Robot. Det er gjort likedan for del 2.



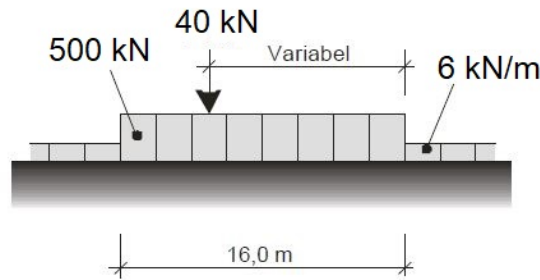
Figur 7.10: Modellert last fra belegningsvekt i del 1



Figur 7.11: Modellert last fra rekkverk i del 1

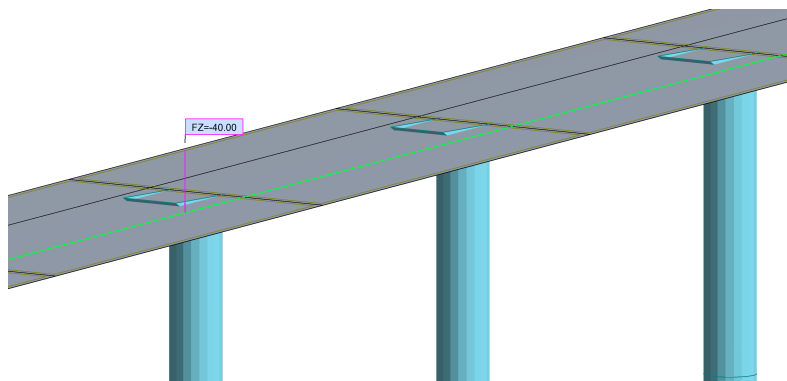
7.6.2 Trafikklast

Trafikklastene som påføres modellen baseres på at brua dimensjoneres som Bk10/50. Ut i fra at den dimensjonerende trafikklasten for Tromsøbrua vil være vogntoglasten, se figur 7.12, er det kun disse lastene som er påført modellen.



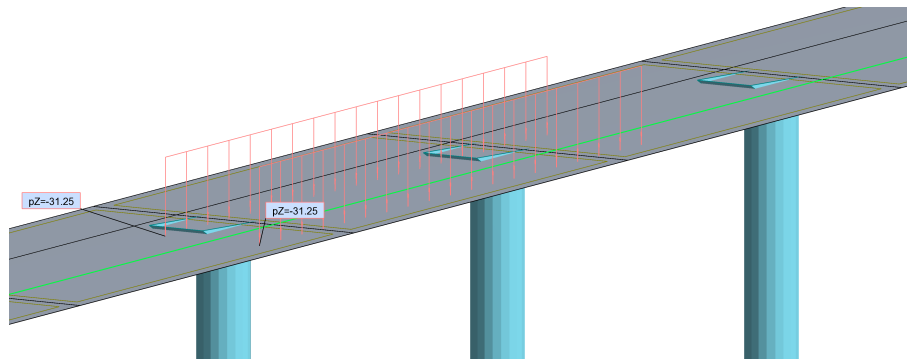
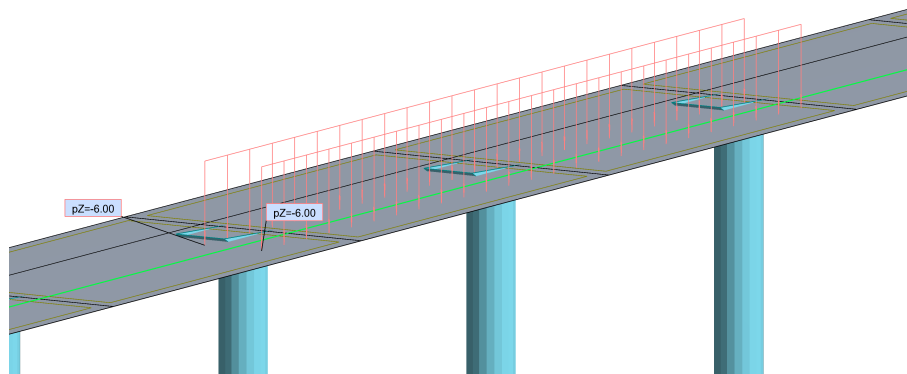
Figur 7.12: Trafikklast etter Bk10/50

I Robot brukes kommandoen *Moving loads* til å legge inn trafikklastene som brua utsettes for. Aksellasten *A* påføres som en konsentrert last på 40 kN . Dette defineres under kommandoen *New Vehicle*. Deretter bestemmes lastens kjørerute på brua, som her vil være lik for alle tre lastene. Plasseringen av aksellasten og valgt kjørerute er vist i figur 7.13. Den er plassert i midten av hvor vogntoget skal være plassert i begge kjørebanelene.



Figur 7.13: Modellert aksellast, *A*

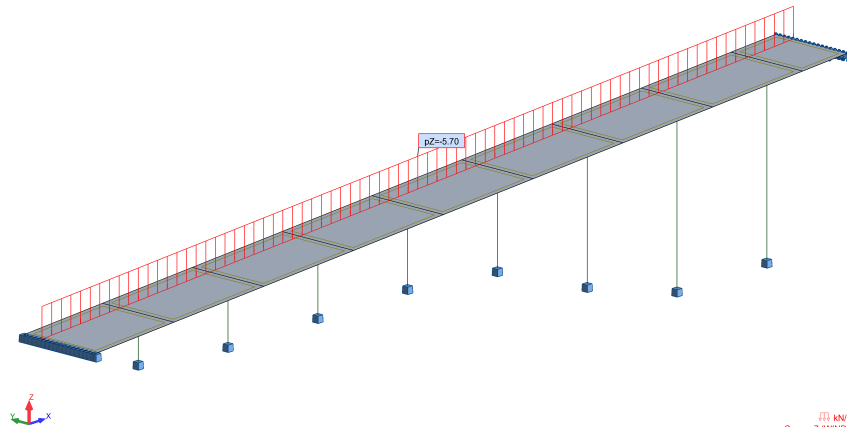
Total lasten *V* påføres som en lineær last på 32.5 kN/m . Vogntog skal ha en bredde på 3 meter, og en lengde på 16 meter. Se figur 7.14 for plassering av total last. Lasten fra lettere blandet trafikk *p* påføres som en lineær last på 6 kN/m , med en lastbredde på 2 meter. Se figur 7.15.

Figur 7.14: Modellert total last, V Figur 7.15: Modellert last fra lettere blandet trafikk, p

7.6.3 Vindlast

Vindlasten defineres som en statisk last i Robot, og påføres konstruksjonen som linjelast på brudekket. Det er kun vindlasten i vertikalretning (z-retning) som benyttes. Vindlasten modelleres for vindlast uten samtidig virkende trafikklast, og vindlast med samtidig virkende trafikklast. På bakgrunn av at vindlasten i z-retning kan virke både oppover og nedover på brudekket er det undersøkt 4 ulike tilfeller. Vindlasten kan ha en eksentrisitet på maks $b/4 \approx 2.1m$ fra vegens senterlinje. For tilfellet uten samtidig virkende trafikk er lasten regnet ut til $+/- 12.4kN/m$. For tilfellet med samtidig virkende trafikk er lasten regnet ut til $+/- 5.7kN/m$. Tilfellet med trafikk vil være dimensjonerende, fordi trafikklasten har større påvirkning enn vindlasten. I fi-

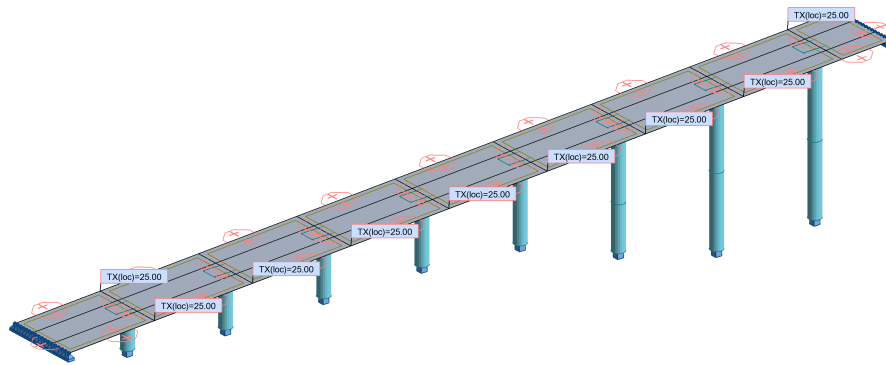
Figur 7.16 viser det hvordan vindlasten med trafikk er modellert i Robot, det er gjort likedan i del 2.



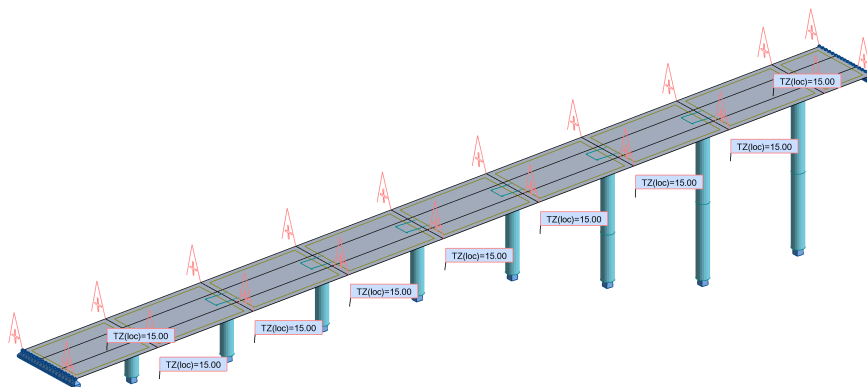
Figur 7.16: Modellert vindlast med trafikk i del 1

7.6.4 Temperaturlast

I Robot inkluderes temperaturlasten på to forskjellige måter. Robot definerer det som at du enten kan sette en temperaturverdi eller en gradientverdi. Begge har benevning C° . Når du setter inn en verdi i temperatur vil dette gi en uniform temperaturøkning, som samsvarer med den jevnt fordelte temperaturandelen. I motsetning vil en verdi i gradientboksen, samvirke med den vertikalt varierende temperaturandelen. Figur 7.17 illustrerer modelleringen av temperaturlasten.



(a) Modellert temperaturlast for maksimalt kontraksjonsintervall

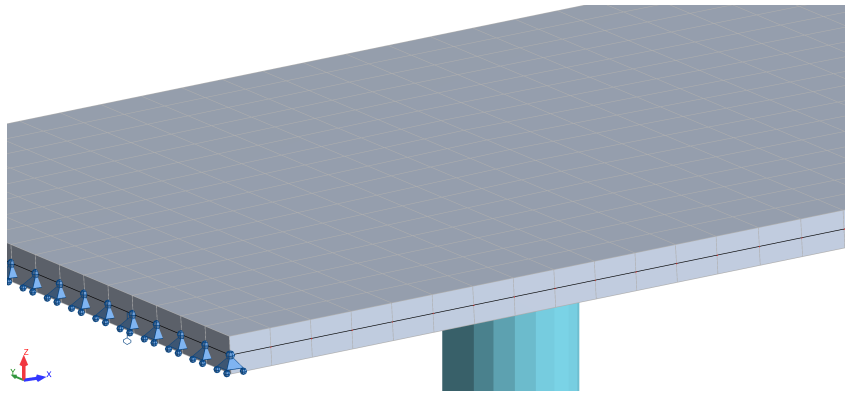


(b) Modellert temperaturlast for vertikalt varierende temperaturandel

Figur 7.17: Modellert temperaturlast

7.7 Mesh

For at dekkekreftene kan kalkuleres i Robot må dekket gis et definert mesh. Et fint mesh med små konstruksjonselementer, vil gi mer nøyaktige resultater. I denne oppgaven utførers modelleringen med *simple mesh generation (coons)* og *squares in rectangular countour* med elementstørrelse lik 0.5 meter. Dette gir kvadratiske elementer med sideflater lik 0.5 m, som illustrert i figur 7.18. Det er valgt og ikke ta den lavere på grunn av problemer med analysekjøring i Robot.



Figur 7.18: Mesh benyttet for kalkulasjon av dekket

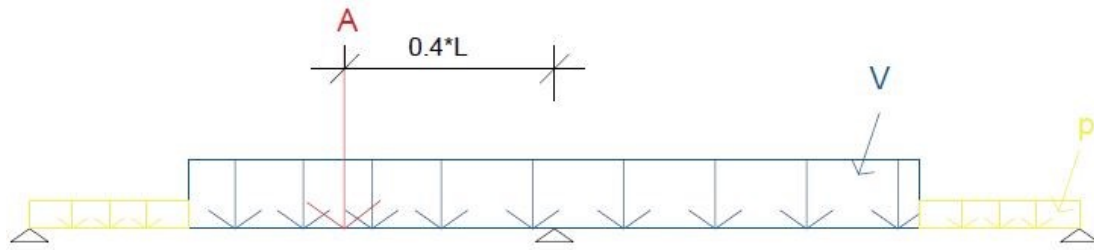
7.8 Analyse

Beregningene i Robot er utført som en statisk lineær analyse. Dette antas som tilstrekkelig for konstruksjonen, fordi det ikke forventes store deformasjoner eller rotasjoner. I og med at Robot ikke har en automatisk funksjon som identifiserer den mest ugunstige lastplasseringen til trafikklastene, er det en del arbeid med analysen av lastens mest ugunstige plassering. Det er derfor kun sjekket et utvalg av områder, hvor det mest sannsynlig vil gi størst moment. Videre blir fremgangsmåten for å finne de dimensjonerende lastvikrningene for Tromsøbrua presentert.

7.8.1 Trafikklast

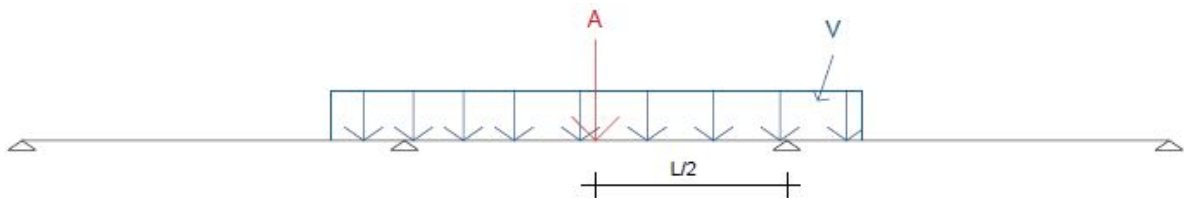
Som nevnt tidligere består trafikklasten av tre forskjellige laster. Disse påføres ulikt avhengig av hva som skal sjekkes. Figur 7.19 viser lastplasseringen når støttemomentet skal analyseres. Her analyseres to spenn. Total lasten V har en lengde på 16 meter, derfor plasseres 8 meter på begge sider ut fra støtten. Aksellasten plasseres med en eksentrisitet på $0.4 * L$ som vil variere på bakgrunn av ulike spennlengder. Den lettere blandet trafikken p plasseres i de resterende feltene i de to spennene.

Figur 7.20 viser lastplasseringen når feltmoment skal analyseres. På figuren er spennet i seksjon A benyttet med 11.5 meter. Aksellasten plasseres midt i spennet. Her benyttes ikke den lettere blandet trafikken p , fordi den vil gi trykk i overkant. Dette gir ikke den mest ugunstige plasse-



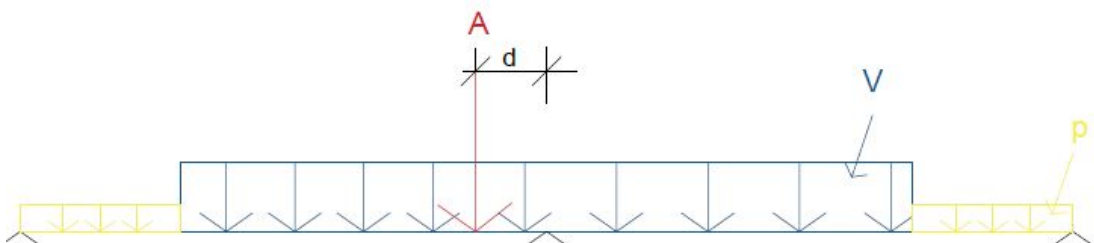
Figur 7.19: Lastplassering trafikklast støtte-moment

ringen. Den kunne vært plassert i spennene ved siden av der igjen, men det antas at det ikke vil ha en stor påvirkningen på kreftene i felt.



Figur 7.20: Lastplassering trafikklast feltmoment

Når skjærkapasiteten skal analyseres viser figur 7.21 den antatte mest ugunstige plasseringen. Her er total lasten V og den lettere blandet trafikken p plassert på samme måte som for støtte-momentet. Endringen er aksellasten som plasseres med en avstand d fra støtten.



Figur 7.21: Lastplassering trafikk skjærkapasitet

7.8.2 Lastkombinering

For Tromsøbrua er det definert tre ulike variable laster; trafikklast, vindlast og temperaturlast. På bakgrunn av dette kan lastkombinasjonene a og b ha tre forskjellige utfall. Trafikklast som dominerende last, vindlast som dominerende last eller temperatur som dominerende last. Ut i fra tabell 6.6 ser man at lastkombinasjon a kun inkluderer den variable lasten som er mest ugunstig, mens lastkombinasjon b inkluderer de øvrige variable lastene. Den kritiske vindlasten er vindlast uten samtidig fremtredende trafikklast, denne vil derfor bli brukt i lastkombinasjon a . Vindlast med samtidig fremtredende trafikklast vil bli brukt i lastkombinasjon b . Dette fordi tilfellet uten trafikk aldri vil bli dominerende, fordi trafikklaster har større påvirkning enn vindlasten. De seks aktuelle lastkombinasjonene for konstruksjonen er gitt i tabell 7.1.

Tabell 7.1: Lastkombinering i Robot, ULS

Kombinasjon	Egenvekt	Trafikk	Temp	Vind	Vind m/trafikk
ULSa-Trafikk	1.15	1.4	-	-	-
ULSa-Temp	1.15	-	1.0	-	-
ULSa-vind	1.15	-	-	1.6	-
ULSb-trafikk	1.0	1.2	0.8	-	0.8
ULSb-temp	1.0	0.8	0.8	-	0.8
ULSb-vind	1.0	0.8	0.8	-	1.3

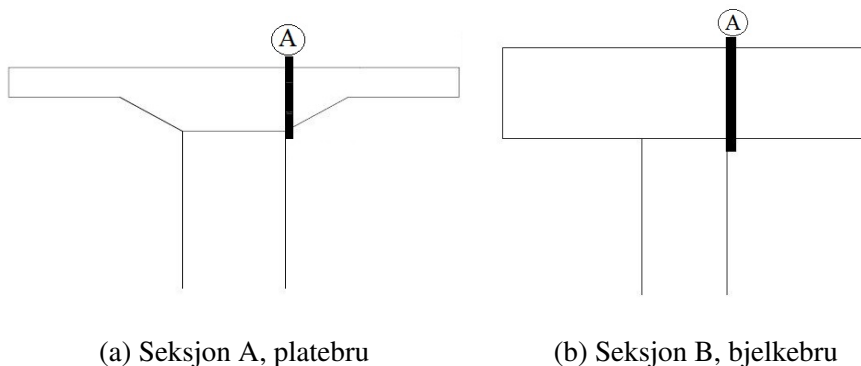
8 Resultater fra ROBOT

I følgende kapittel presenteres resultatene fra analysen i Robot. Først vises de ulike lastdiagrammene til moment og skjærkraften uten bruk av lastfaktor, deretter kombineres lastene etter HB R412 i bruddgrensetilstand. For å finne den gjennomsnittlig verdien i de utvalgte punktene brukes kommandoen *Diagram Analysis* i Robot, da kan lastdiagrammet i tverretning fremstilles. Dette gjelder både for momentet og skjærkraften. De viste lastdiagrammene viser diagrammet i midten av dekket, derfor kan de være noe misvisende i forhold til hva gjennomsnittsverdien i aksene er.

8.1 Momentdiagrammer

8.1.1 Reduksjon av støttemoment

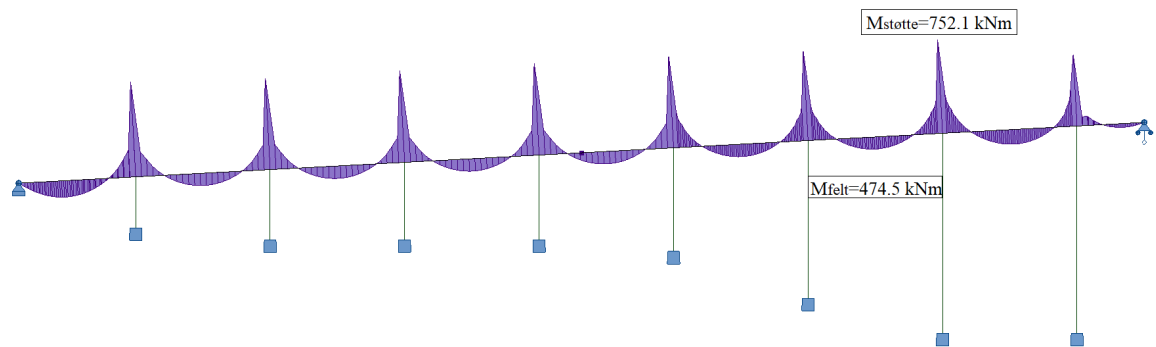
For kontinuerlige dekker og bjelker over støtter, med eller uten rotasjonsmotstand, kan det dimensjonerende momentet reduseres. Om forbindelsen på oppleggene er monolittiske, som er tilfellet på Tromsøbrua, kan det dimensjonerende momentet settes lik momentet i snitt A i figur 8.1 ved kanten av opplegget.



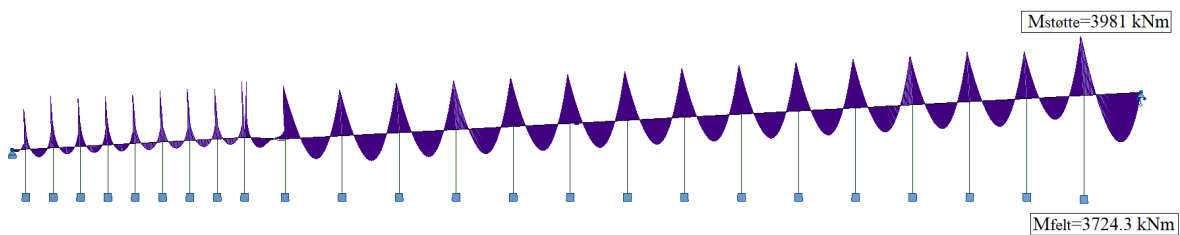
Figur 8.1: Området for avlesning av støttemoment i Robot

8.1.2 Egenvekt

Den påførte egenvekten innebærer konstruksjonens egenvekt, belegningsvekt og rekkverk. Momentdiagrammet for del 1 og del 2 illustreres i figur 8.2.



(a) Momentdiagram egenvekt del 1



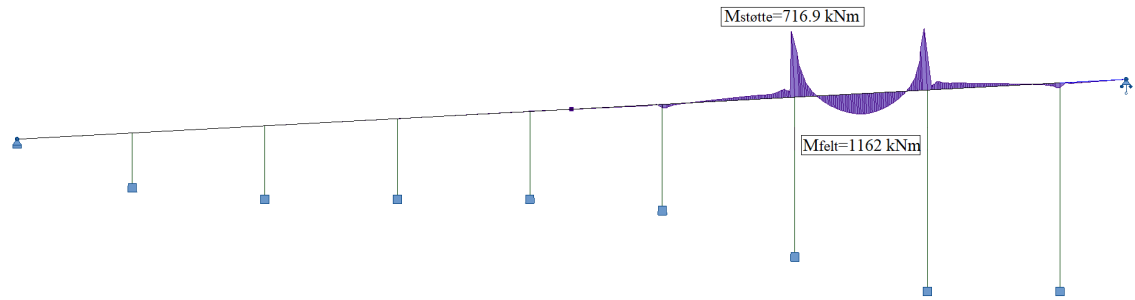
(b) Momentdiagram egenvekt del 2

Figur 8.2: Momentdiagram for egenvekt

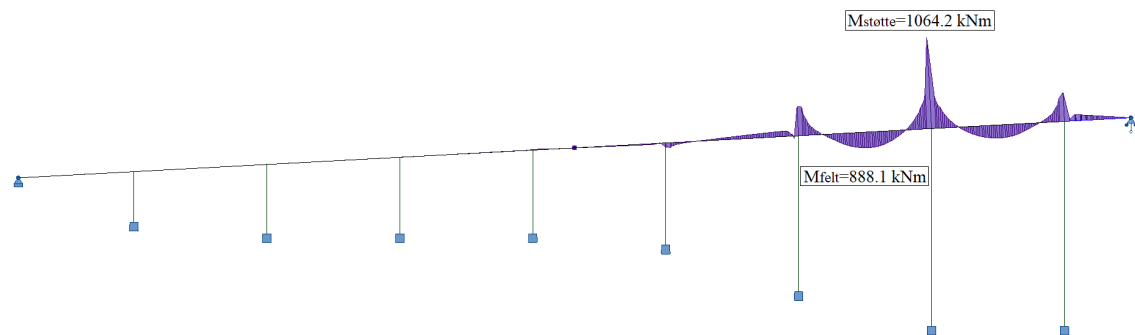
8.1.3 Trafikklast

Her er trafikklasten plassert i to eller tre spenn avhengig av om støtte- eller feltmoment skal betraktes. Lastene brukt er vogntoglasten som innebærer en aksellast, lettere blandet trafikk og vogntoglasten. Lastplasseringen illustreres i figur 7.20 og figur 7.19. Figur 8.3 viser momentdiagrammene for trafikklasten i del 1, hvor plasseringen er antatt som mest ugunstig.

På bakgrunn av at Robot ikke automatisk regner ut den mest ugunstige lastplasseringen for trafikklast er det undersøkt 3 forskjellige plasseringer for del 2. De utvalgte plasseringene er vist



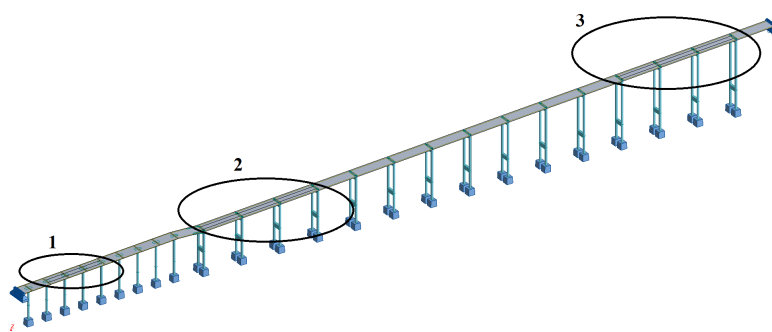
(a) Momentdiagram trafikklast i felt del 1



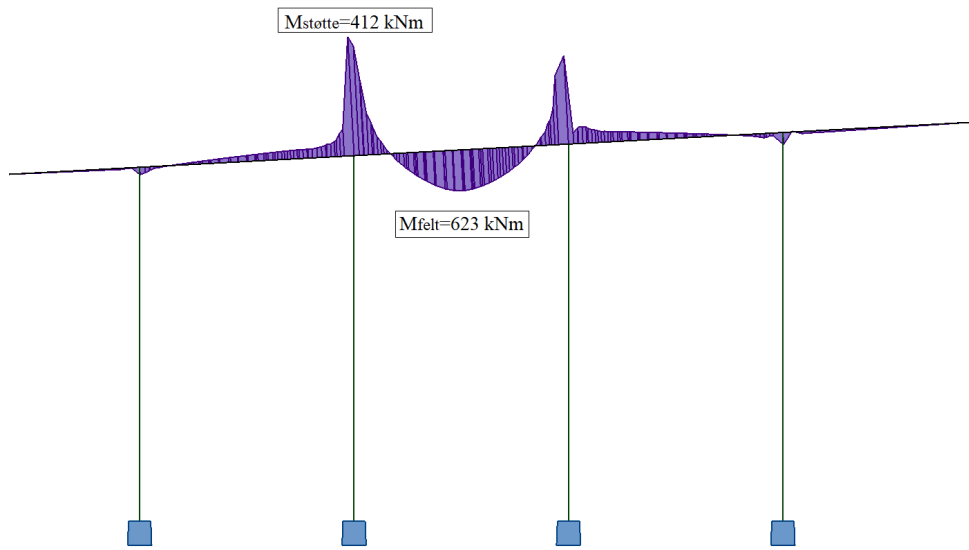
(b) Momentdiagram trafikklast over støtte del 1

Figur 8.3: Momentdiagram for trafikklast del 1

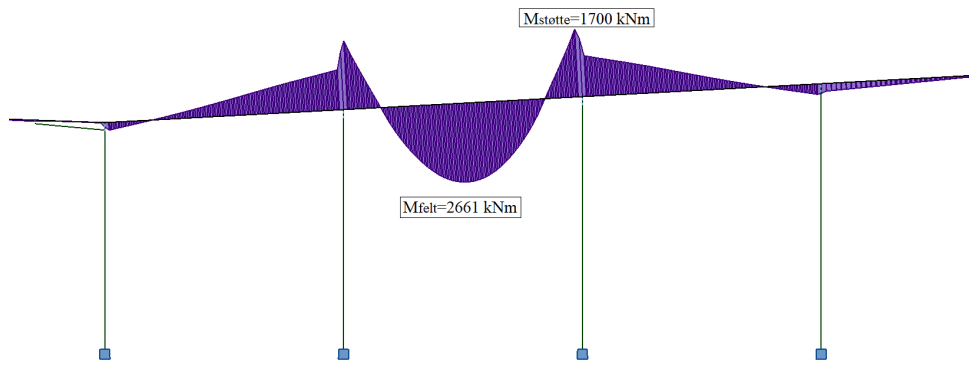
i figur 8.4. Figur 8.5 og figur 8.6 illustrerer resultatene fra Robot. På bakgrunn av resultatene velges plassering 3 for både mest ugunstig støttemoment og feltmoment.



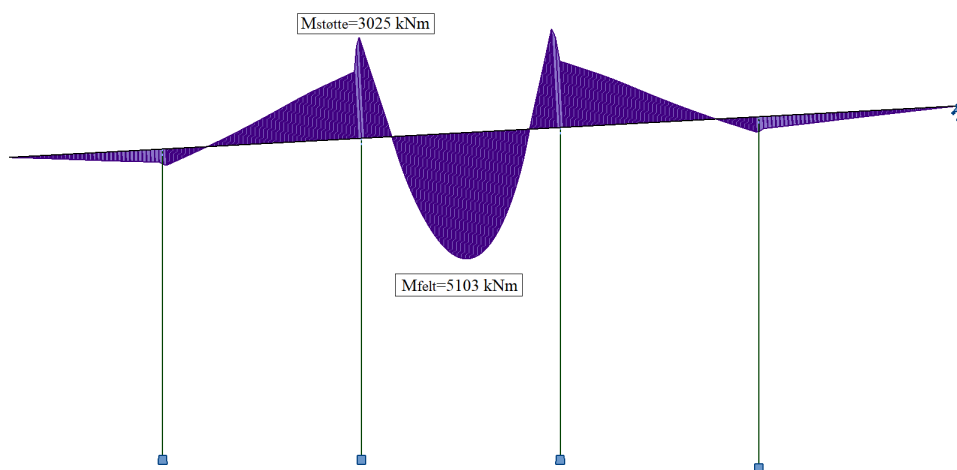
Figur 8.4: Plassering av trafikkklaster i del 2



(a) Plassering 1

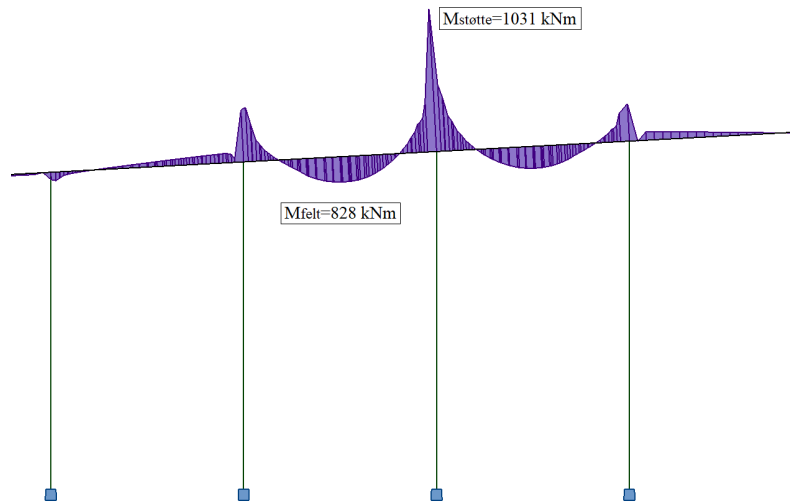


(b) Plassering 2

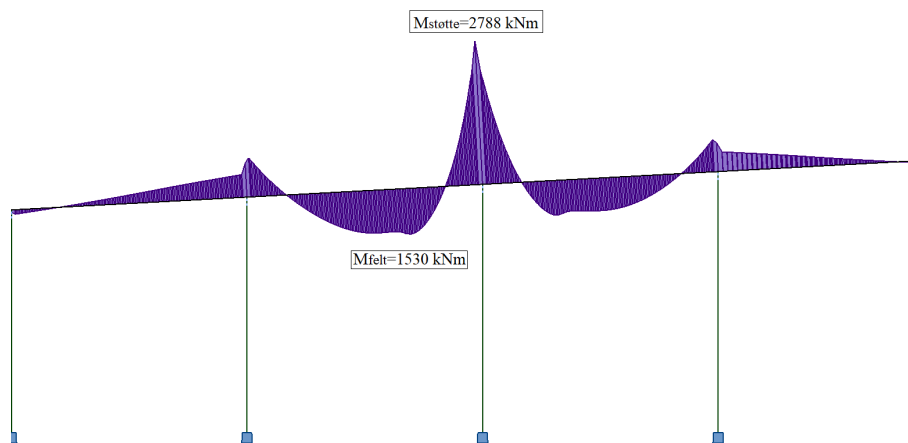


(c) Plassering 3

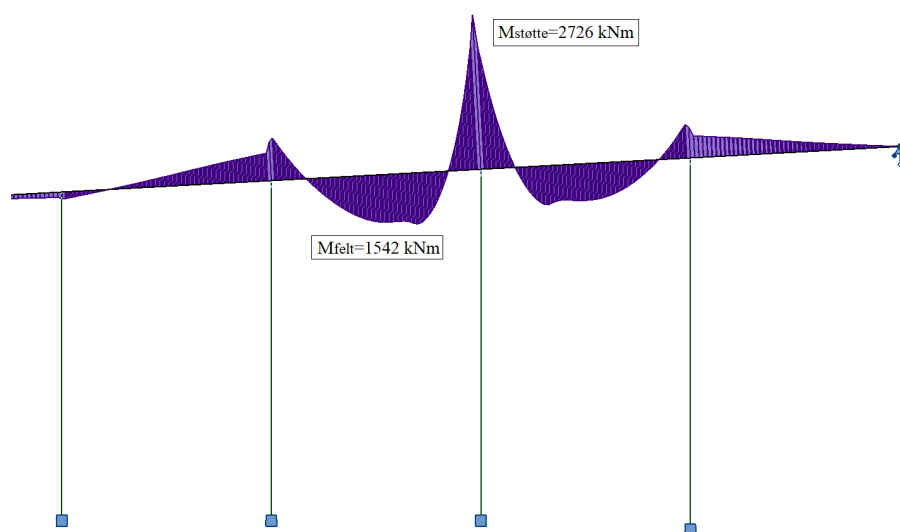
Figur 8.5: Feltmomentdiagram for trafikklast del 2



(a) Plassering 1



(b) Plassering 2

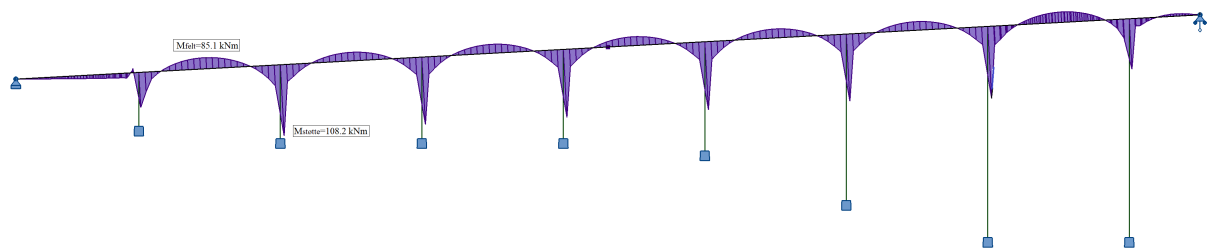


(c) Plassering 3

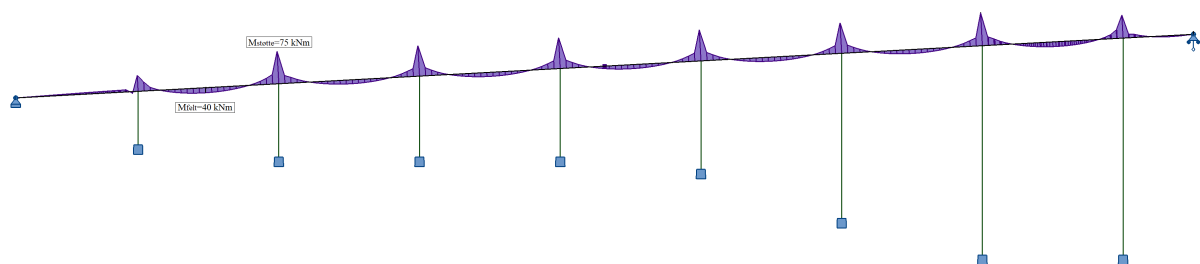
Figur 8.6: Støttemomentdiagram for trafikklast del 2

8.1.4 Vindlast

Vindlasten kontrolleres i z-retningen både med og uten trafikk, og sjekkes for tilfellet med trykk og løft. Figur 8.7 illustrerer hvordan momentdiagrammene vil se ut på del 1. Det er kun vist for enten løft eller trykk, fordi den vil være lik bare i motsatt retning. Del 2 er ikke illustrert, men vil være noe lik del 1.



(a) Momentdiagram vindlast uten trafikk (løft) del 1

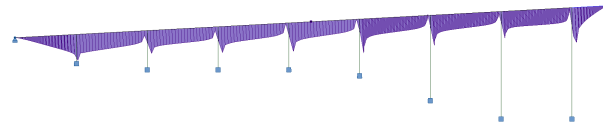


(b) Momentdiagram vindlast med trafikk (trykk) del 1

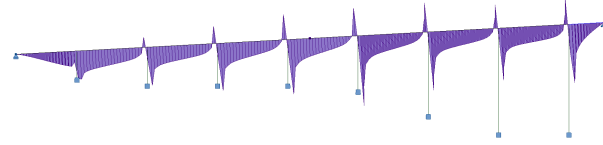
Figur 8.7: Momentdiagram for vindlast med og uten trafikk del 1

8.1.5 Temperaturlast

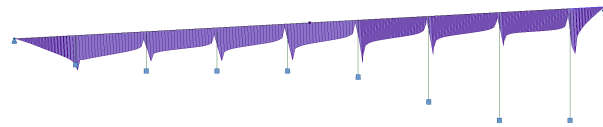
Figur 8.8 og figur 8.9 illustrerer resultatene av de 8 ulike temperatukombinasjonene, med tilhørende maksimalverdier. Ut i fra figur 8.8 er lastkombinasjon nummer 4 den mest ugunstige for del 1, og vil brukes videre i analysen som karakteristisk temperaturlast. For del 2 er lastkombinasjon nummer 2 som er den mest ugunstige ut i fra figur 8.9, og vil derfor brukes videre i analysen som karakteristisk temperaturlast for del 2.



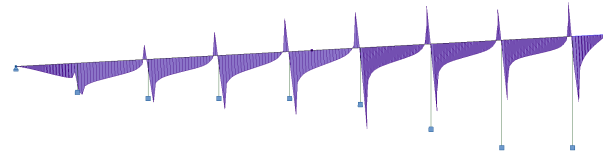
$$(a) M_{temp,1} = 551.9kNm$$



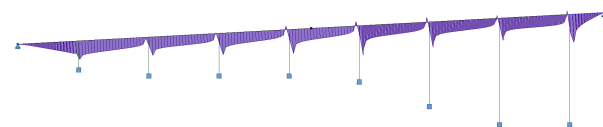
$$(b) M_{temp,2} = 730.2kNm$$



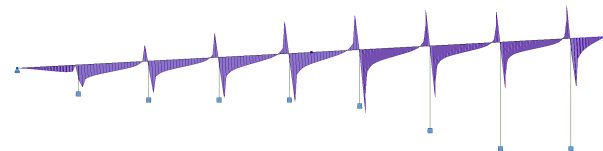
$$(c) M_{temp,3} = 722.3kNm$$



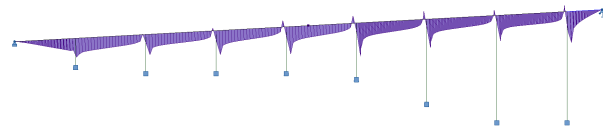
$$(d) M_{temp,4} = 801.7kNm$$



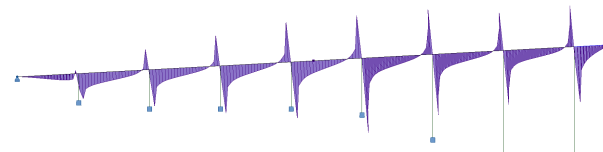
$$(e) M_{temp,5} = 424.1kNm$$



$$(f) M_{temp,6} = 564.7kNm$$

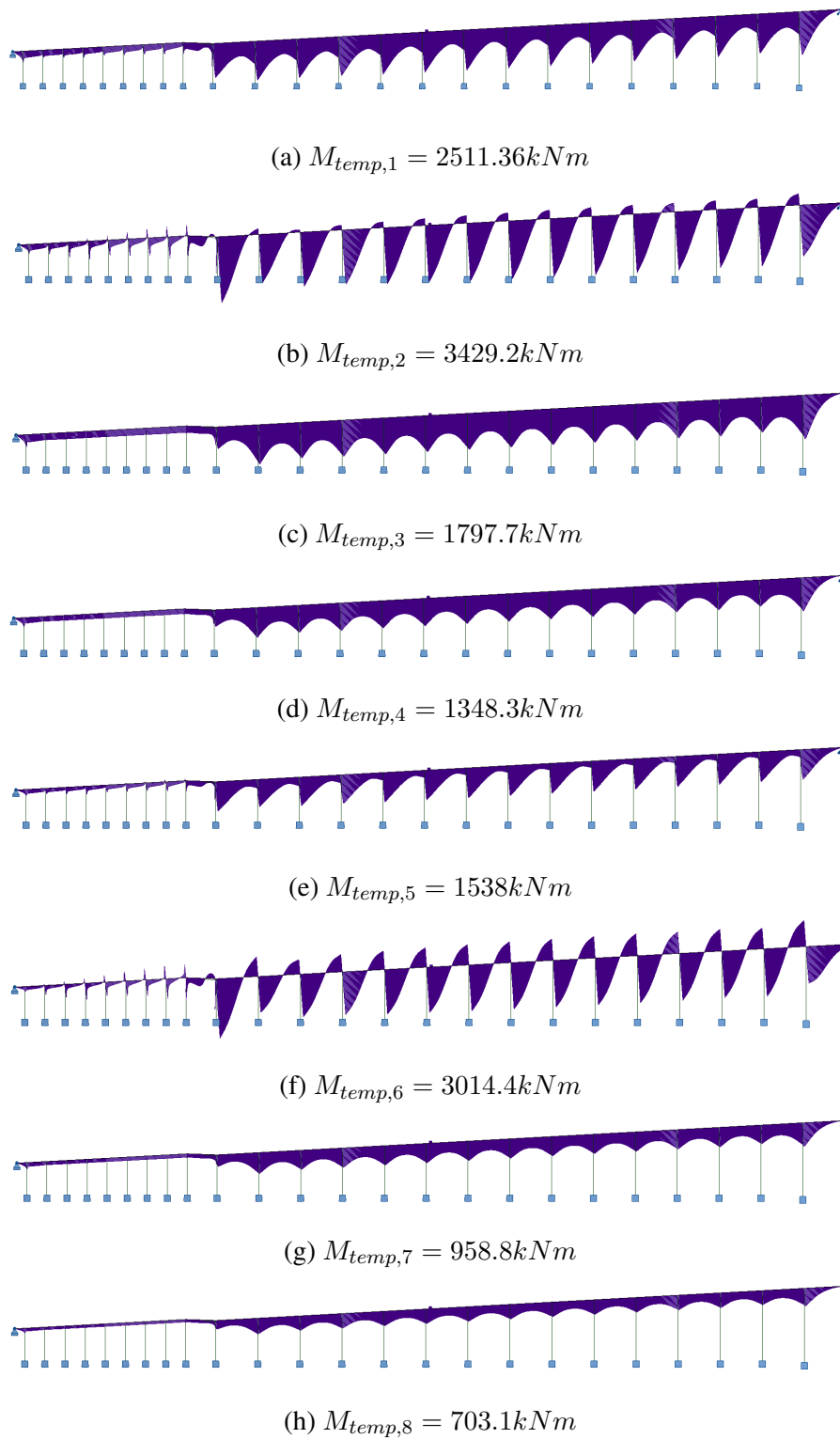


$$(g) M_{temp,7} = 408.7kNm$$



$$(h) M_{temp,8} = 636.2kNm$$

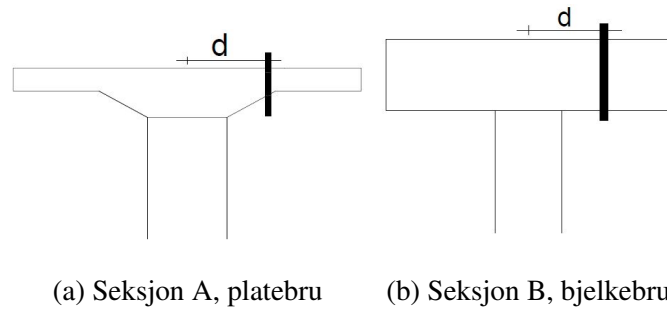
Figur 8.8: Momentdiagram for temperurlastkombinasjonen i del 1



Figur 8.9: Momentdiagram for temperaturlastkombinasjonen i del 2

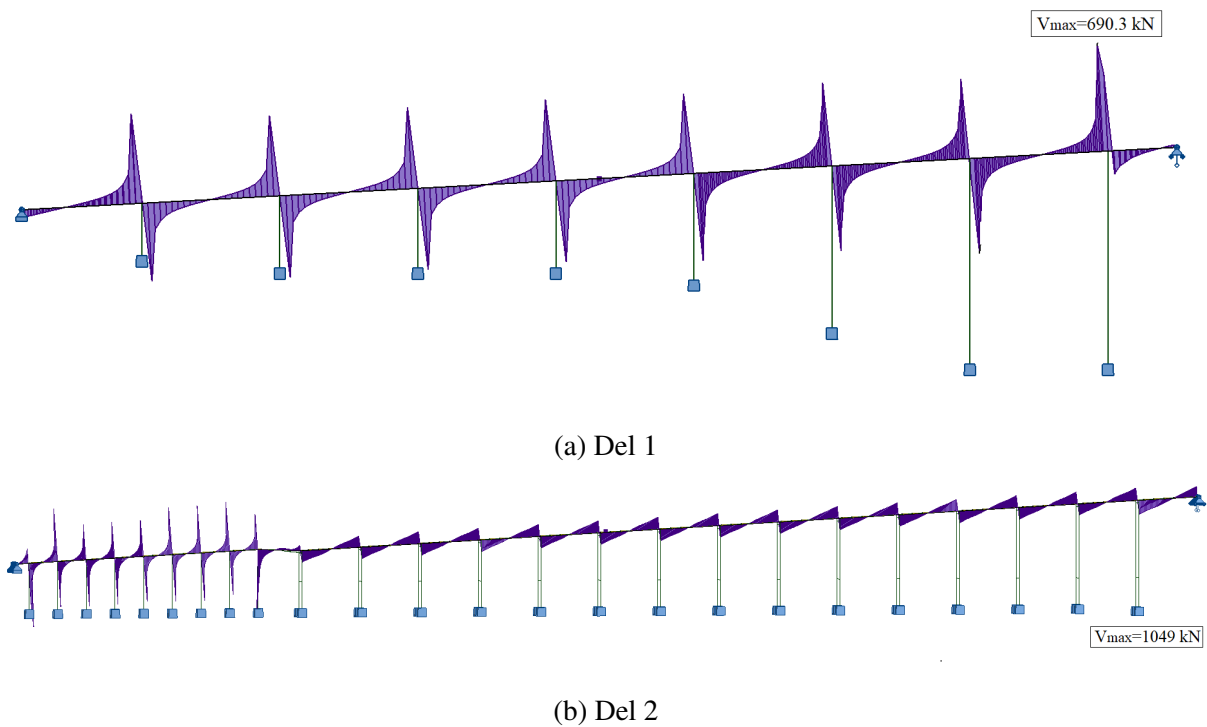
8.2 Skjærkraftdiagram

Skjærkraften hentes fra Robot ved å betrakte et område med avstand d fra opplager, se figur 8.10.



Figur 8.10: Området for avlesning av skjærkraften i Robot

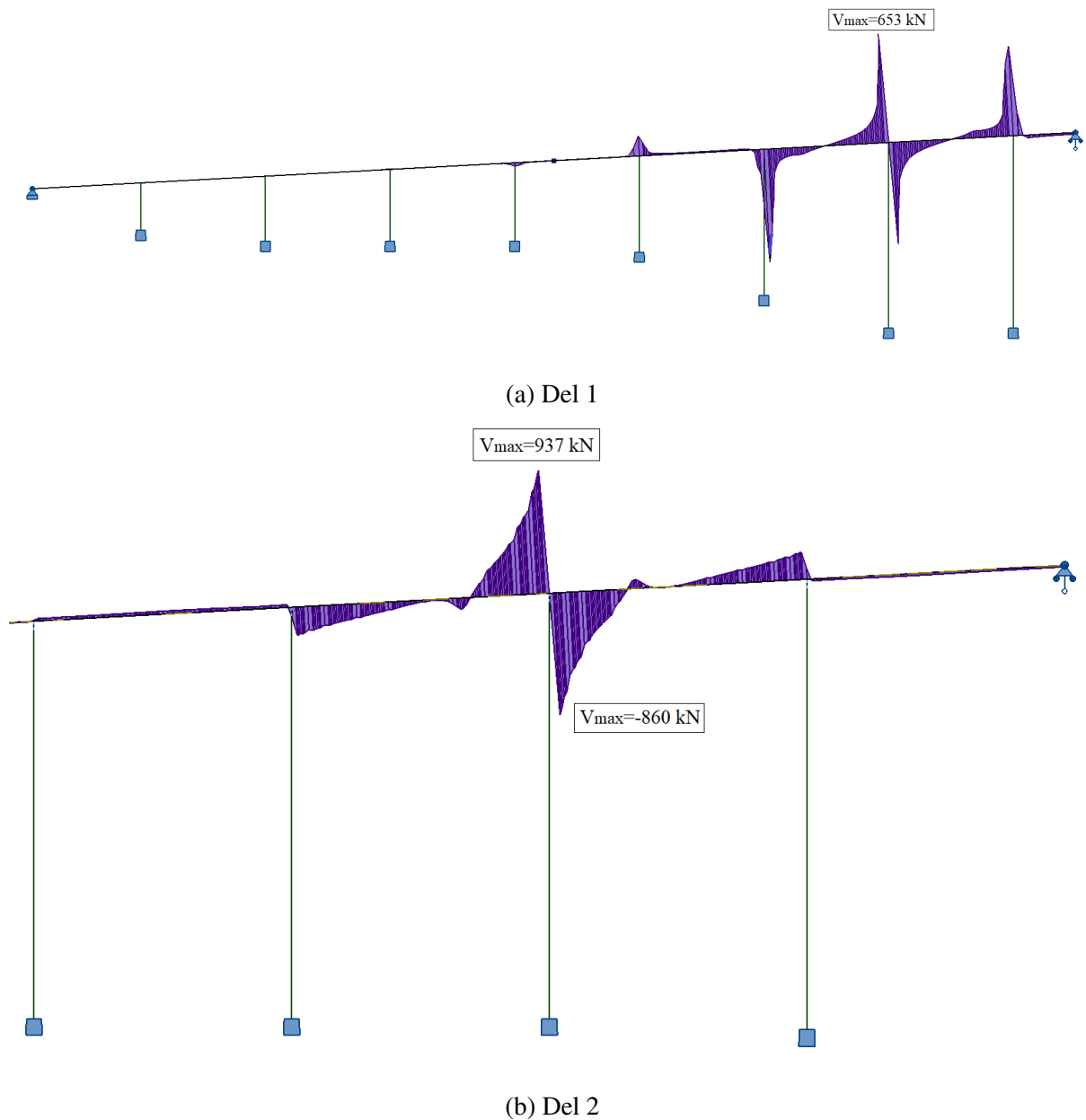
8.2.1 Egenvekt



Figur 8.11: Skjærkraftdiagram egenvekt

8.2.2 Trafikklast

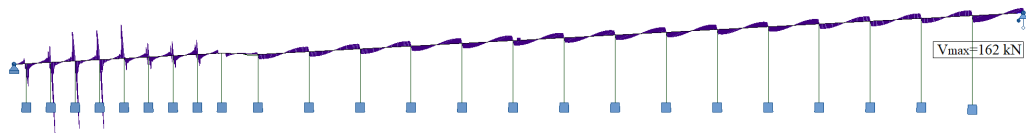
Plassering av mest ugunstig trafikklast er utført etter figur 7.21. Her vil kun den mest ugunstige for hver del illustreres. For del 2 vil plassering nummer 3 i figur 8.4 gi den mest ugunstige skjærkraften.



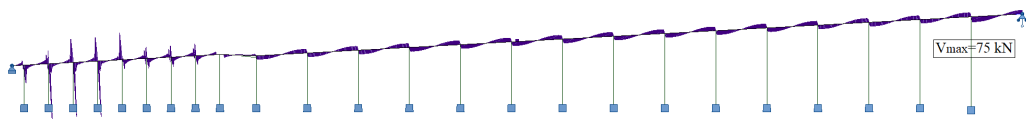
Figur 8.12: Skjærkraftdiagram trafikklast

8.2.3 Vindlast

Velger å illustrere vindlasten i del 2. Hvor delfigur 8.13a viser skjærgrammet for vind uten trafikklast, mens 8.13b viser for vind med samtidig virkende trafikklast.



(a) Skjærkraftdiagram for vind uten trafikk

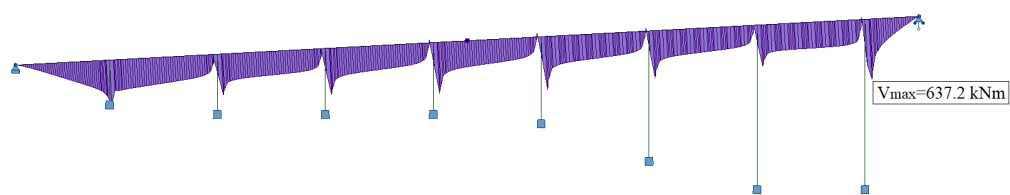


(b) Skjærkraftdiagram for vind med trafikk

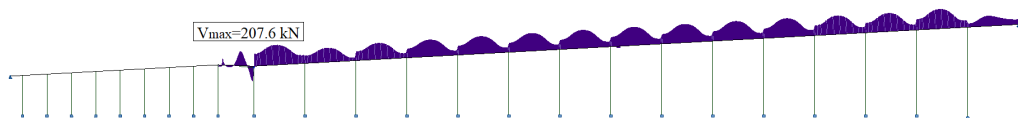
Figur 8.13: Skjærkraftdiagram vindlast

8.2.4 Temperaturlast

Det er kun den mest ugunstige temperaturlasten for skjærkraften i hver del som blir illustrert. For del 1 vil lastkombinasjon 3 brukes, mens for del 2 vil lastkombinasjon 6 benyttes.



(a) Del 1

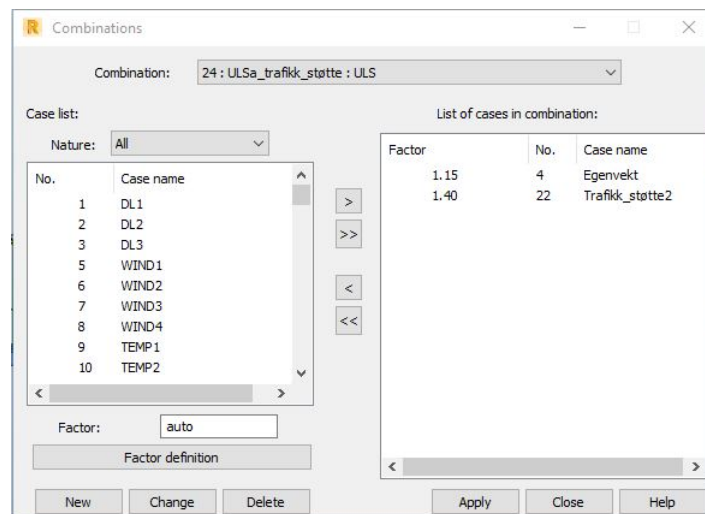


(b) Del 2

Figur 8.14: Skjærkraftdiagram temperaturlast

8.3 Lastkombinering - Bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstanden til brua sjekkes ut i fra tabell 7.1. For å finne ut hvilken av kombinasjonene som skal benyttes til å finne kapasiteten til hele brua sjekkes alle lastkombinasjonene for del 1 og del 2. I Robot kan en kombinere laster med de ulike faktorene som skal benyttes ved å bruke kommandoen *Manual combination*, se figur 8.15. For å enklest finne ut hvilken kombinasjon som skal benyttes betraktes samme området for alle kombinasjonene.

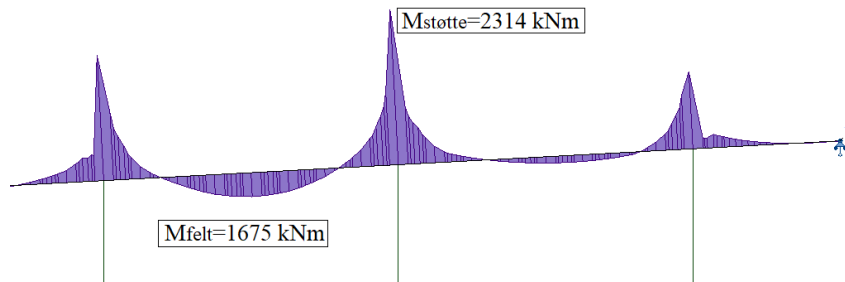


Figur 8.15: Lastkombinering i Robot

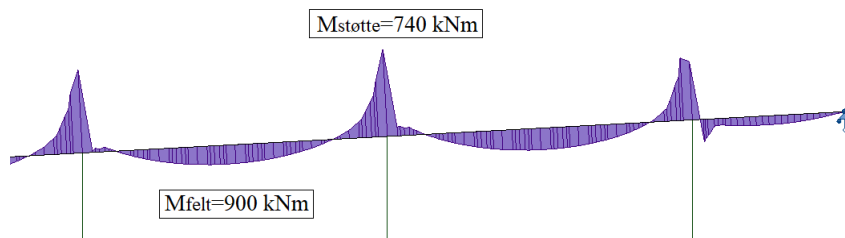
8.3.1 Del 1

For del 1 betraktes akse 5-7.

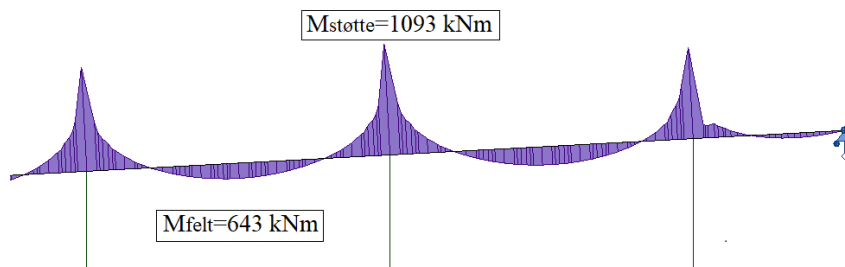
Moment



(a) ULSa trafikk

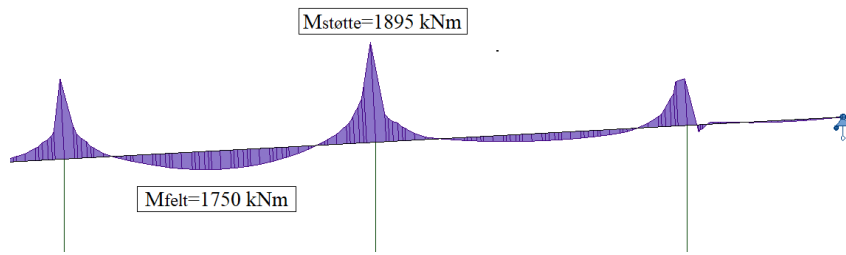


(b) ULSa temperatur

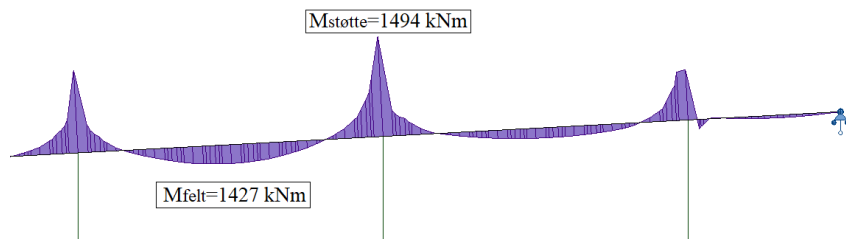


(c) ULSa vind

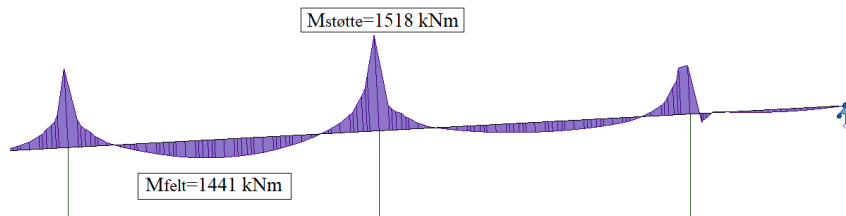
Figur 8.16: Moment med lastkombinasjon ULSa del 1



(a) ULSb trafikk

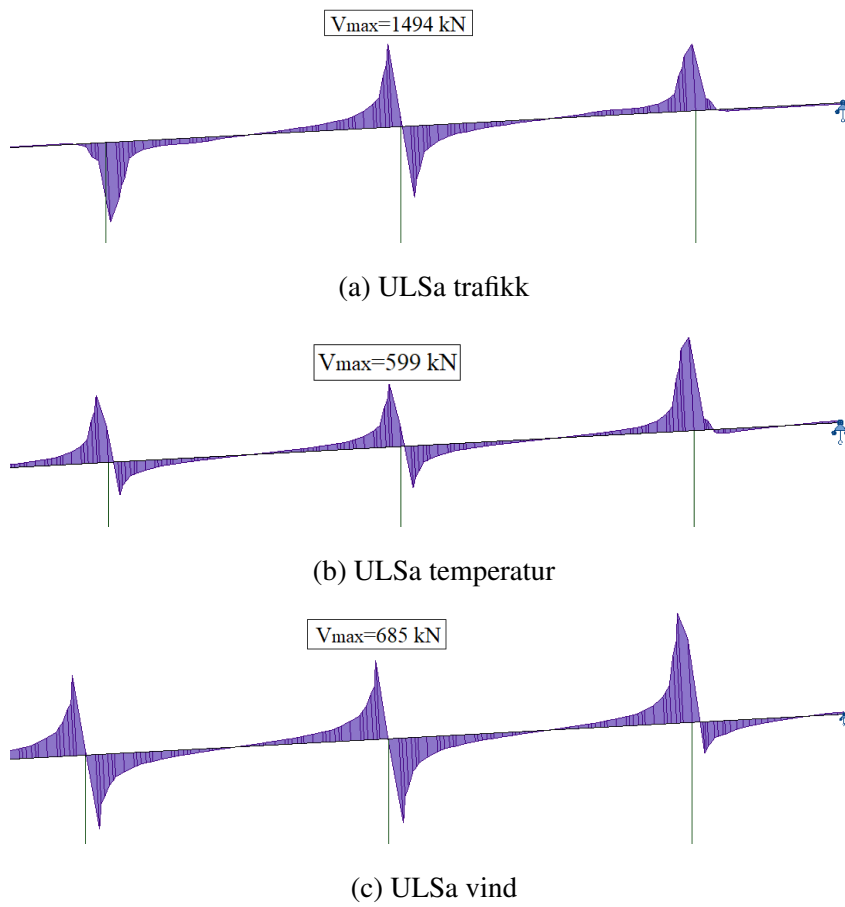


(b) ULSb temperatur

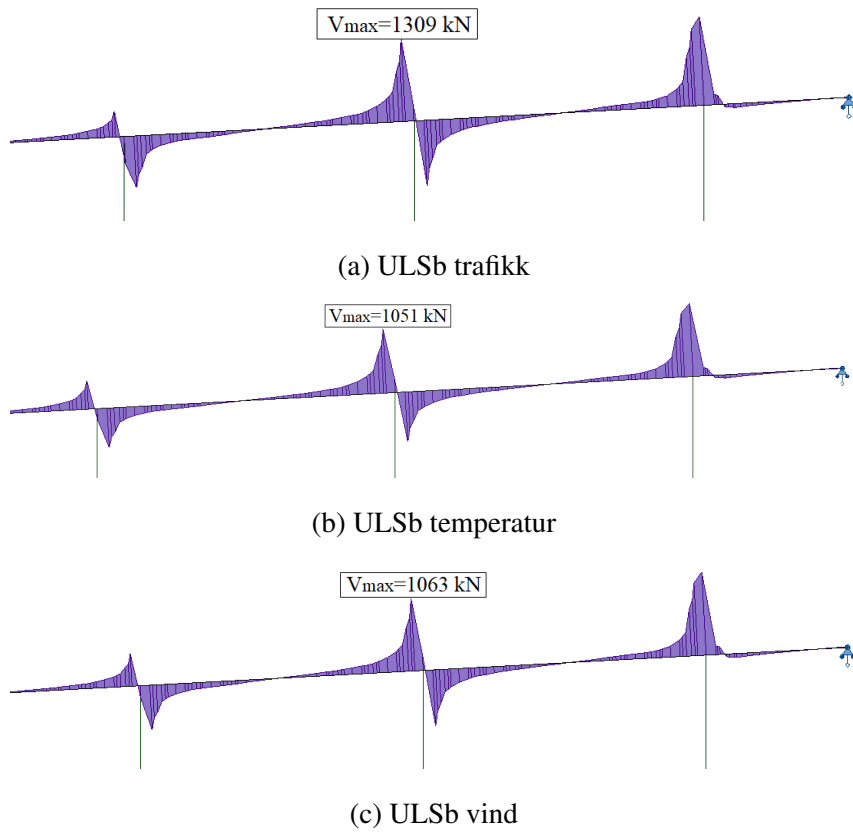


(c) ULSb vind

Figur 8.17: Moment med lastkombinasjon ULSb del 1

Skjærkraft

Figur 8.18: Skjærkraft med lastkombinasjon ULSa del 1

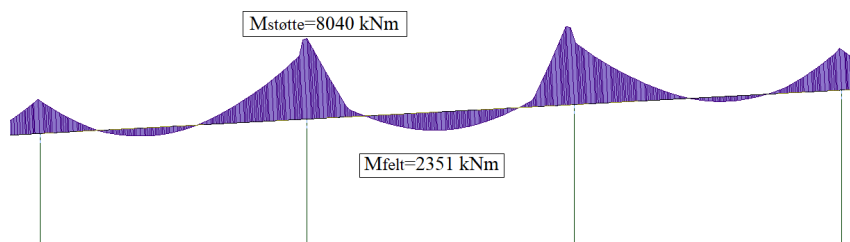


Figur 8.19: Skjærkraft med lastkombinasjon ULSa del 1

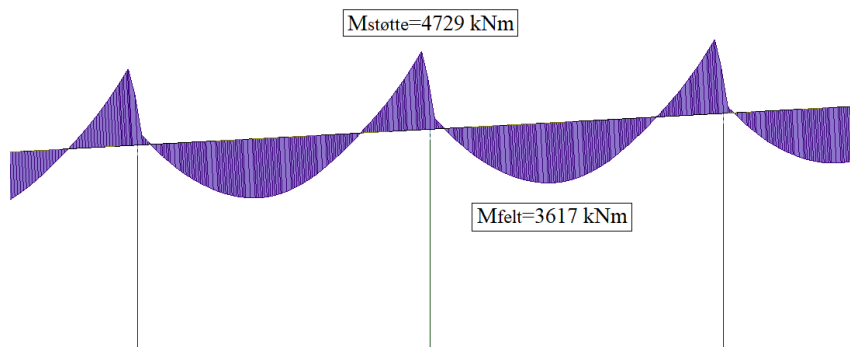
8.3.2 Del 2

For del 2 betraktes akse 28-30.

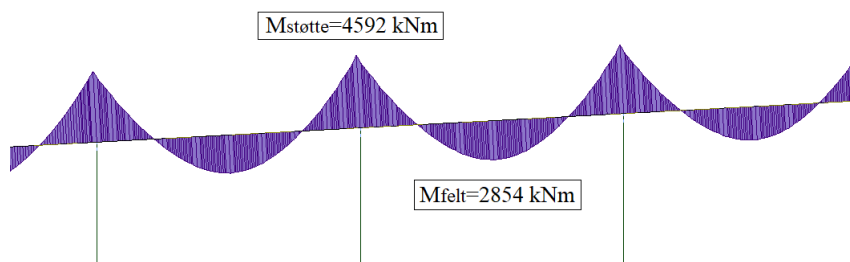
Moment



(a) ULSa trafikk

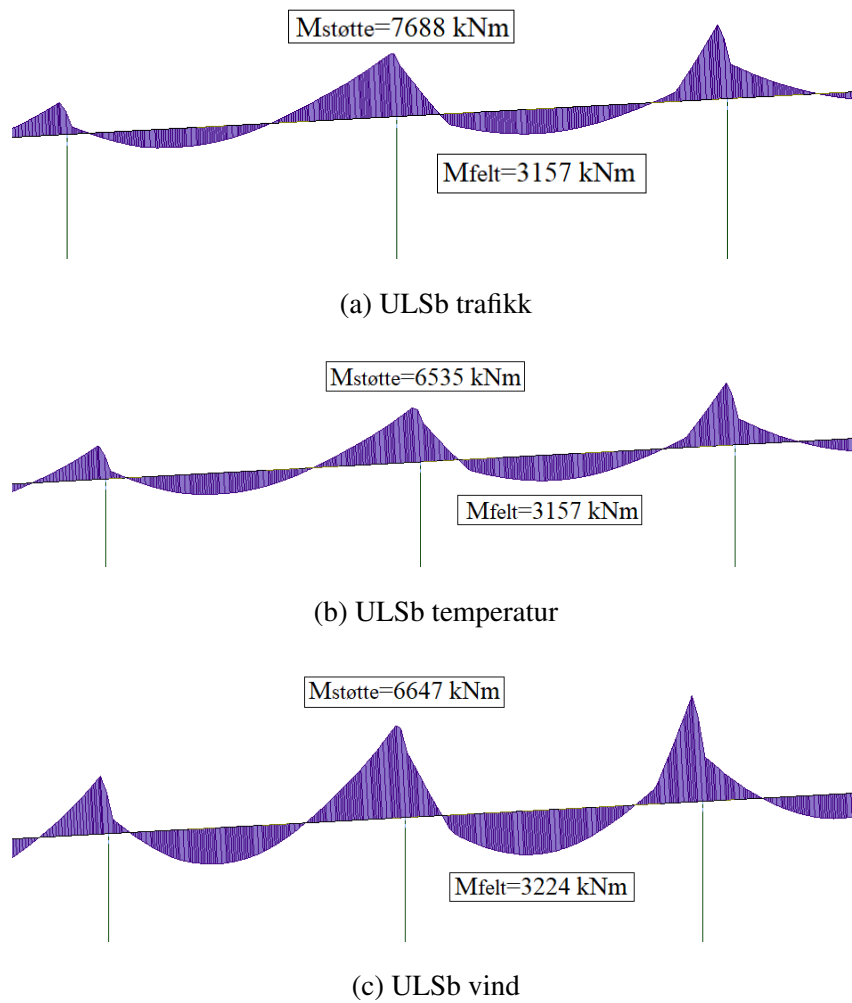


(b) ULSa temperatur

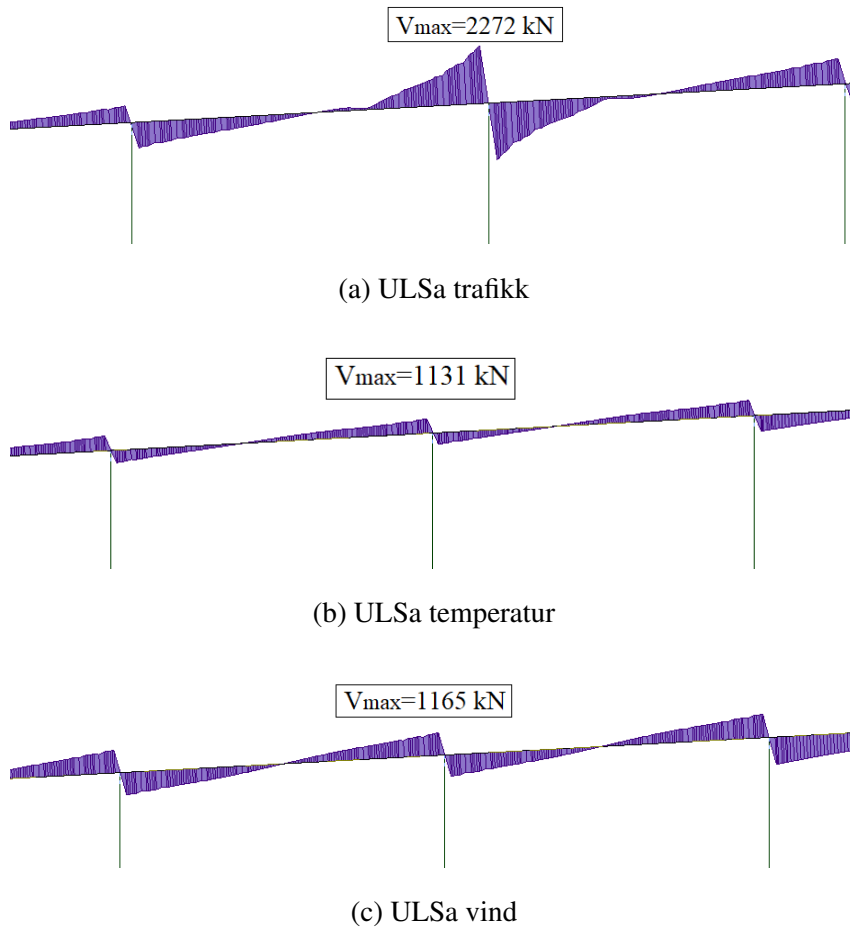


(c) ULSa vind

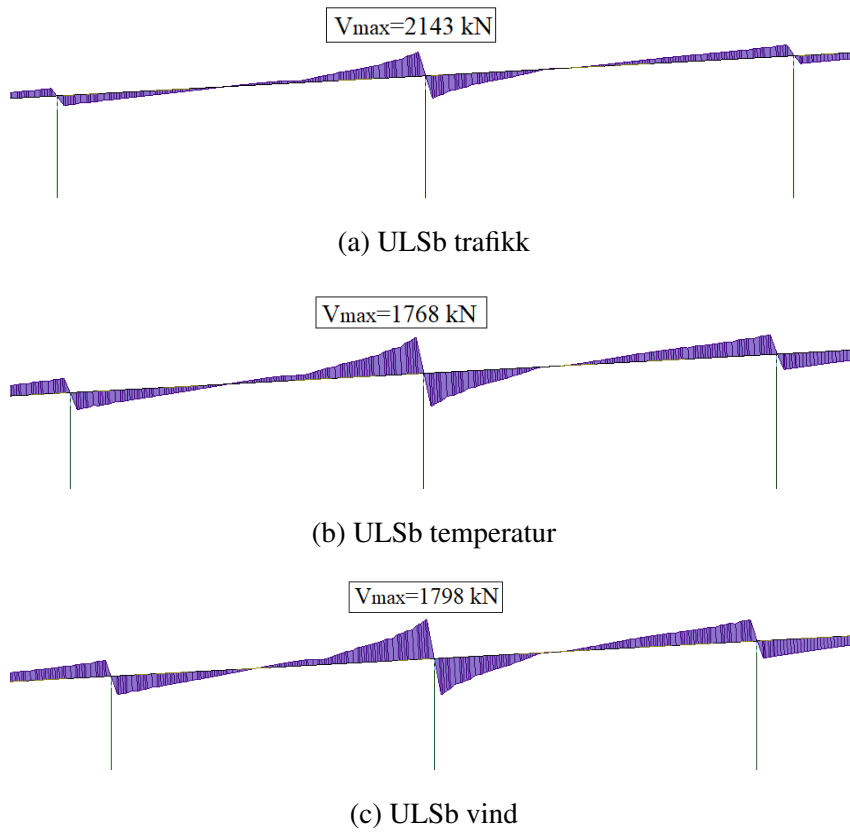
Figur 8.20: Moment med lastkombinasjon ULSa del 2



Figur 8.21: Moment med lastkombinasjon ULSb del 2

Skjærkraft

Figur 8.22: Skjærkraft med lastkombinasjon ULSa del 2



Figur 8.23: Skjærkraft med lastkombinasjon ULSa del 2

8.3.3 Oppsummering

Tabellene under oppsummerer verdiene fra de ulike lastkombinasjonene i forhold til de utvalgte områdene fra lastdiagrammene over. Verdiene med uthevet skrift er de største verdiene.

Del 1

Tabell 8.1: Lastkombinasjon ULSa

Lastkombinasjon ULSa			
Kombinasjon	Max moment		Max skjærkraft
	Felt	Støtte	
Trafikk	1675 kNm	2314 kNm	1494 kN
Temperatur	900 kNm	740 kNm	599 kN
Vind u/trafikk	643 kNm	1093 kNm	685 kN

Tabell 8.2: Lastkombinasjon ULSb

Lastkombinasjon ULSb			
Kombinasjon	Max moment		Max skjærkraft
	Felt	Støtte	
Trafikk	1750 kNm	1895 kNm	1309 kN
Temperatur	1427 kNm	1494 kNm	1051 kN
Vind m/trafikk	1441 kNm	1518 kNm	1063 kN

Del 2

Tabell 8.3: Lastkombinasjon ULSa

Lastkombinasjon ULSa			
	Max moment		Max skjærkraft
Kombinasjon	Felt	Støtte	
Trafikk	2351 kNm	8040 kNm	2272 kN
Temperatur	3617 kNm	4729 kNm	1131 kN
Vind u/trafikk	2854 kNm	4592 kNm	1165 kN

Tabell 8.4: Lastkombinasjon ULSb

Lastkombinasjon ULSb			
	Max moment		Max skjærkraft
Kombinasjon	Felt	Støtte	
Trafikk	3157 kNm	7688 kNm	2143 kN
Temperatur	3157 kNm	6535 kNm	1768 kN
Vind m/trafikk	3224 kNm	6647 kNm	1798 kN

ULSa trafikk gir størst støttemoment og skjærkraft, mens for feltmomentet varierer det for del 1 og del 2. For del 1 gir ULSb trafikk størst feltmoment, mens ULSa temperatur gir størst feltmoment for del 2. Uavhengig av varierende dimensjonerende feltmoment er det valgt å benytte ULSa trafikk for både moment og skjærkraften. Dette fordi det kan være litt usikkerhet rundt valget av de mest ugunstige snittene. Det er forventet at ULSa trafikk vil gi de største verdiene.

9 Kapasitet i bruddgrensetilstand

Det er blitt gjennomført kapasitetskontroll i utvalgte snitt på brua i bruddgrensetilstand, hvor bøyemoment og skjær blir kontrollert i lengderetning. Som med lastberegningene er også kapasitetsberegningen gjort etter gammel standard, som er NS 3473 – Prosjektering av betongkonstruksjoner 2003 [18]. Kapasitetskontrollen er utført på vestre viadukt i prosjektert tilstand. Refererer til vedlegg F for fullstendige beregninger.

I kapasitetsberegningene er tverrsnittene til bruoverbygningen forenklet, i form av at tverrfallet fra senterlinjen av tverrsnittet er sett bort i fra. Flensen i T-bjelkene (seksjon B) og platebrudelen (seksjon A) vil derfor få en konstant tykkelsen. Platen i seksjon A har et konstant høyde på 390 mm, mens flensen i T-bjelkene i seksjon B får en tykkelse på 175 mm. I tillegg blir det doble T-tverrsnittet forenklet ved at den deles på midten. Dette gjør at det er mulig å se på et enkelt T-tverrsnitt. Som vist i figur 9.1

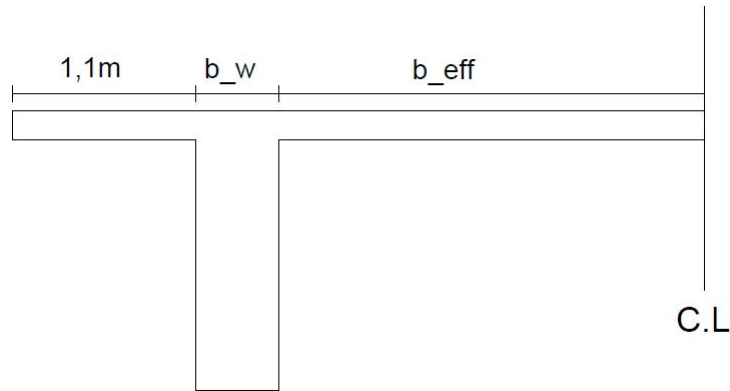
9.1 Momentkapasitet

I henhold til NS 3473:2003 pkt. 9.5.1 [18] vil det når det gjelder T-bjelker være en medvirkende flensbredde som vil bli påvirket på hver side utenfor steget. Den effektive flensbredden, b_{eff} bestemmes som den minste av følgende punkter:

- faktisk flensbredde
- 10 % av avstanden mellom bjelkens nullmomentpunkter
- 8 ganger flenstykkelsen

Hvor avstanden mellom bjelkens nullmomentpunkter bestemmes i henhold til NS 7343:2003 A9.4.2:

- $0.85l$ for ytterfelt
- $0.75l$ for innerfelt
- $0.3l$ over støtter



Figur 9.1: Effektiv flensbredde, på et oppdelt T-tverrsnitt

Videre brukes b_f som bredde for flensen, og den bestemmes på følgende måte:

$$b_f = 1.1m + b_w + b_{eff}$$

Bestemmelse av om et tverrsnitt er under- eller overarmert, gjøre ved at armeringsmengden til de forskjellige snittene kontrolleres mot den balanserte armeringsmengden, $A_{s,b}$.

$$A_{s,b} = 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} \cdot b_f \cdot d_1 \cdot \alpha_b$$

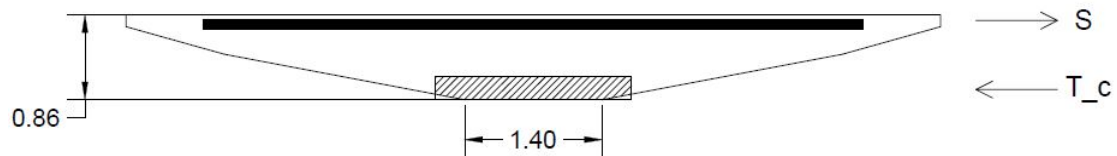
Hvor balansert trykksone α_b regnes ut på følgende måte:

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

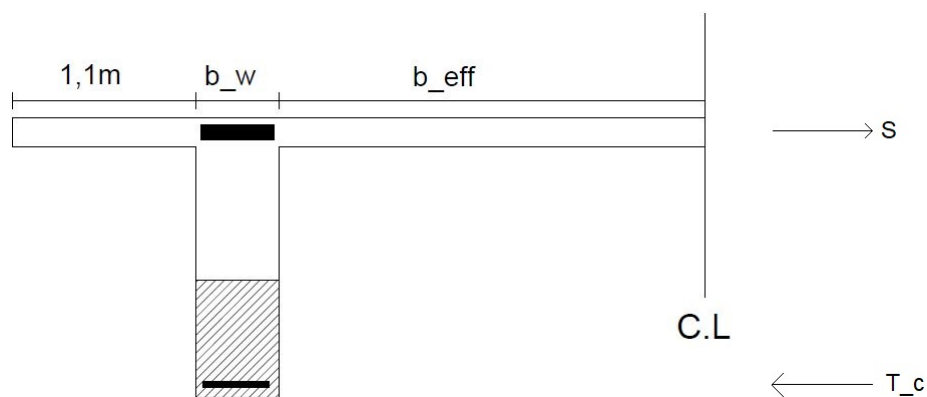
Tverrsnittet er underarmert hvis den aktuelle armeringsmengden er mindre enn den balanserte armeringsmengden. Hvis tverrsnittet er underarmert vil armeringen flyte ved brudd. Fordelen med et underarmert tverrsnitt er at konstruksjonen viser en form for seighet før et eventuelt brudd. Dette gjør at en kan få et forvarsel før brudd i form av store nedbøyninger og synlige riss [11]. På den andre siden er tverrsnittet overarmert hvis den aktuelle armeringsmengden er større enn den balanserte armeringsmengden. Hvis tverrsnittet er overarmert vil armeringen ikke flyte ved brudd. Da vil betongen ødelegges uten forvarsel, og armeringstøyningen må tas hensyn til ved bestemmelse av momentkapasiteten.

9.1.1 Støttemoment

Over støtten vil det være strekk i overkant og trykk i underkant. Dette er illustrert i figur 9.2 og 9.3. Her er også plassering av armering vist og kraftresultantene. De skraverte områdene viser trykksonens plassering.



Figur 9.2: Snitt av plate i støtte fra akse 0-16



Figur 9.3: Snitt av T-bjelke i støtte fra akse 17-32

For T-bjelmene vil flensen havne på strekksiden, og tverrsnittet regnes som en rektangulær bjelke med bredde lik stegbredden b_w . Her skal all langsgående armering innenfor medvirkende flensbredde regnes som effektiv strekkarmering [11]. Refererer til Vedlegg A for brutegninger, i forhold til armeringstegninger. Tar eksempel i beregning av momentkapasitet av støttemoment i akse 18. Den skal være lik for alle støttemoment fra akse 18 til akse 30. Medvirkende flensbredde blir $b_{eff} = 720\text{mm}$ som igjen gir en ny b_f . Ut i fra at armeringstverrsnittet er underarmert kan følgende formel benyttes til å finne virkelig trykksone, α :

$$\alpha = \frac{A_s \cdot f_{sd}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot d_1} = 0.41$$

Bestemmelse av trykksonehøyden gjøres og blir $\alpha \cdot d_1 = 658.2mm$ Som vil si at trykksonen ligger i steget som vist i figur 9.3.

Videre kan trykksonens momentkapasitet, M_{Rd} beregnes, som for fasthetsklasse B20 blir:

$$M_{Rd} = 2 \cdot (0.8 \cdot \alpha(1 - 0.4 \cdot \alpha)f_{cd} \cdot b_w \cdot d_1) = 8130.8kN/m$$

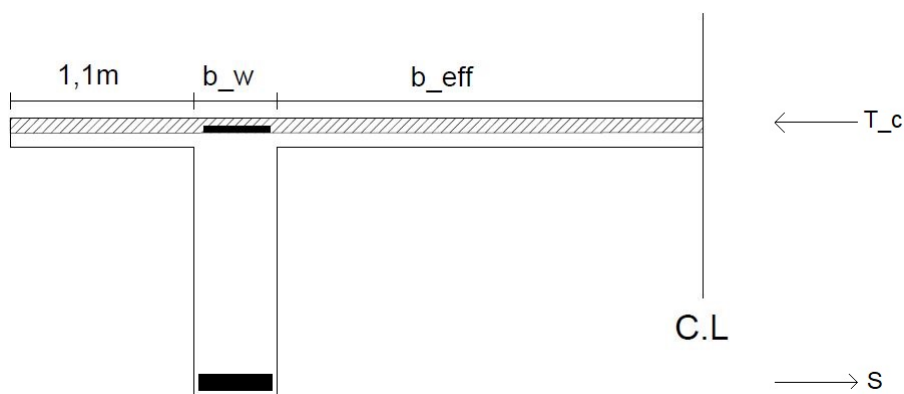
Det er valgt å ikke sjekke minimumsarmeringen, på bakgrunn av at denne oppgaven tar for seg allerede eksisterende bru. Dette gjelder både for støtte- og feltmoment.

9.1.2 Feltmoment

I felt vil tverrsnittene bli utsatt for trykk i overkant og strekk i underkant. Dette er illustrert i figur 9.4 og 9.5. Her er også plassering av armering vist og kraftresultantene. De skraverte områdene viser trykksonens plassering.



Figur 9.4: Snitt av plate i felt fra akse 0-16



Figur 9.5: Snitt av T-bjelke i felt fra akse 17-32

For T-bjelkene vil flensen ligge i trykksonen. Hvis nøytralaksen havner i flensen ved en relativ tykk flens, regnes tverrsnittet som et rektangulært tverrsnitt med bredde b_f . Tar eksempel i beregning av feltmomentet mellom akse 17-18, som vil være lik i alle feltene frem til akse 31. Den medvirkende flensbredden vil bli større i felt, ettersom avstanden til nullmomentene er $0.75l$. Dette gir en medvirkende flensbredde på $b_{eff} = 1400mm$ som igjen gir en ny dimensjonerende bredde på flensen, $b_f = 3000mm$. Armeringstverrsnittet er også her underarmert, som gjør det mulig å bruke samme formel som over til å bestemme den virkelige trykksonen $\alpha = 0.066$. Som gir en trykksonehøyde $\alpha \cdot d_1 = 104.7mm$ som vil si at den er mindre enn flenstykkelsen, t_f , og at trykksonen befinner seg i flensen, som vist i figur 9.5.

Videre kan trykksonens momentkapasitet, M_{Rd} beregnes, som for fasthetsklasse B20 blir:

$$M_{Rd} = 2 \cdot (0.8 \cdot \alpha(1 - 0.4 \cdot \alpha) f_{cd} \cdot b_w \cdot d_1) = 8997.2kN/m$$

9.2 Skjærkapasitet

Regler for beregning av skjærkapasiteter er gitt i NS 3473, pkt. 12.3. I henhold til pkt. 12.3.1.2 skal skjærkapasiteten kontrolleres for strekkbrudd ($V_{cd} + V_{sd}$) og trykkbrudd (V_{ccd}). I tillegg presenteres tre metoder som kan benyttes for beregning av skjærkapasiteter.

- pkt. 12.3.2 Forenklet metode
- pkt. 12.3.3 Fagverksmetode
- pkt. 12.5 Generell metode

Det er i denne oppgaven valgt å bruke pkt. 12.3.2 den forenklete metoden til å kontrollere skjærkapasiteten. Det er gjort de samme forenklingene på dekket for skjærkapasiteten som for momentkapasiteten.

9.2.1 Skjærstrekkkapasitet

I henhold til NS 3473 pkt. 12.3.2.1 kan kapasiteten for skjærkraft ved strekkbrudd antas lik V_{cd} for en konstruksjonsdel uten skjærarmering:

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

Hvor:

$$k_A = 100 N/mm^2$$

A_s er tverrsnittsarealet av den innlagte lengdearmingen på strekksiden med tilstrekkelig forankring.

$k_v = 1$ er faktor for skjærarmering for bjelker.

Den øvre grensen for V_{co} betyr at en ikke får lov å regne med større bidrag fra lengdearmingen enn fra det effektive betongtverrsnittet [19].

I henhold til NS 3473 pkt. 12.3.2.4 kan kapasitetsdelen V_{sd} bestemmes ved:

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

I denne oppgaven vil bøyelene antas å stå 90° på bjelkens lengdeakse, som gir oss en ny ligning:

$$V_{sd} = \frac{f_{sd} \cdot A_{sv}}{s} \cdot z$$

Hvor $z = 0.9 \cdot d$ hvis tverrsnittet har en trykksone.

På bakgrunn av at dekket er delt opp slik at det kun er regnet på den ene siden av T-tverrsnittet må resultatet ganges med to. Skjærstrekkkapasiteten for en bjelke blir da:

$$V_d = (V_{cd} + V_{sd}) \cdot 2$$

9.2.2 Skjærtrykkkapasitet

I henhold til NS 3473 pkt. 12.3.2.5 er det også satt krav til trykkbruddkapasiteten til bjelkene:

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

Det er også her antatt at $\alpha = 90^\circ$, som gir en ny ligning. Denne må også ganges med to:

$$V_{ccd} = 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \leq 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z$$

9.3 Oppsummering bruddgrensetilstand

Tabell 9.1 oppsummerer kapasiteten til brua i henhold til skjærkraft og moment. Refererer til vedlegg F for fullstendig utregning av hvert tverrsnitt.

Tabell 9.1: Bruddgrensetilstanden til brua

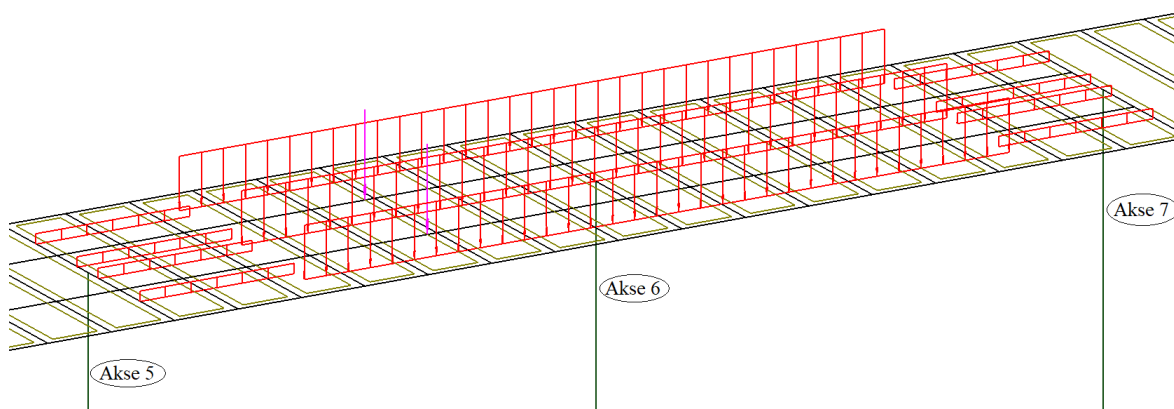
	Momentkapasitet		Skjærkapasitet	
	Felt [kNm]	Støtte [kNm]	Skjærstrekkkapasitet [kN]	Skjærtrykkkapasitet [kN]
Akse 0-16	1333.8	2024.5	870.1	7187.1
Akse 17		9234.1	5275.1	5223.2
Akse 18-31	8997.2	8130.8	3557.1	5200.5
Akse 31-32	12504.6	10072.7	3665.8	5185

9.4 Resultater mot kapasitet

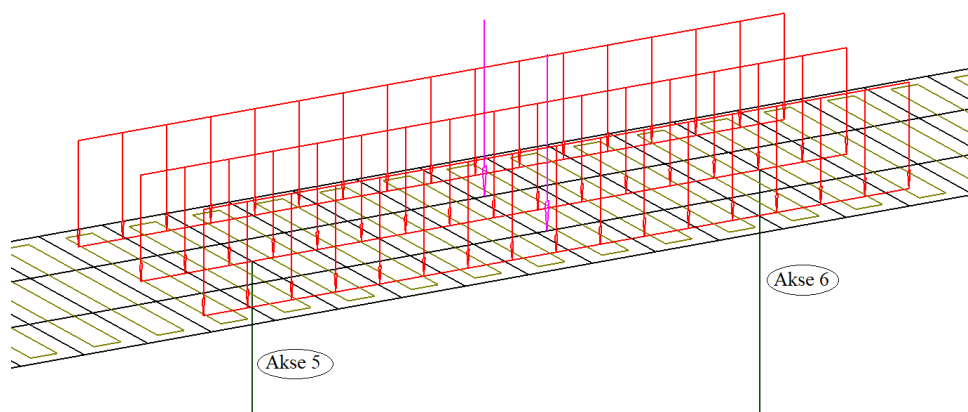
I dette delkapittelet sjekkes resultatene fra Robot mot bruddgrensekapasiteten til brua, se figur 9.1. Her er ikke lasten fra alkalireaksjonen inkludert. I Robot benyttes lastkombinasjonen ULSa trafikk for og finne de dimensjonerende kreftene, se delkapittel 8.3 for begrunnelse.

9.4.1 Moment

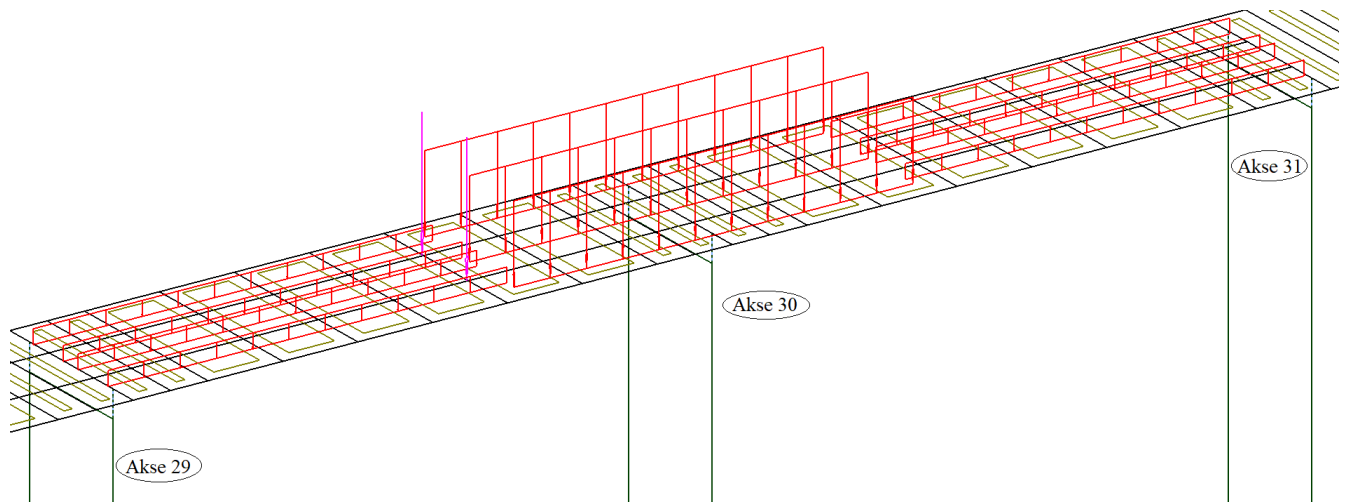
Momentkapasiteten til brua er sjekket for hele brua i felt og over støtten. De områdene som er mest aktuelle er der hvor trafikklasten er plassert, se figurene under. I del 1 er trafikklasten plassert i mellom akse 5 og 7. I del 2 er trafikklasten plassert mellom akse 29 og 31, disse områdene utheves. Der hvor kapasiteten overskrides, markeres området rødt.



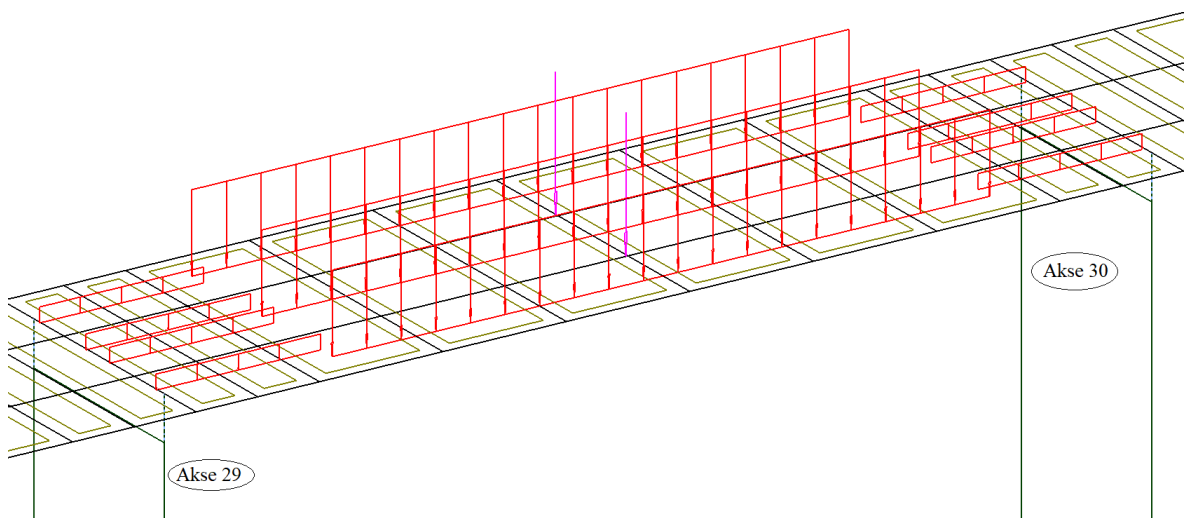
Figur 9.6: Lastplassering av trafikklasten i henhold til støttemoment i del 1



Figur 9.7: Lastplassering av trafikklasten i henhold til feltmoment i del 1



Figur 9.8: Lastplassering av trafikklasten i henhold til støttemoment i del 2



Figur 9.9: Lastplassering av trafikklasten i henhold til feltmoment i del 2

Tabell 9.2: Dimensjonerende moment mot momentkapasitet del 1 seksjon A

Akse	M_{Ed}	M_{Rd}	Utnyttelsesgrad
0*-0.felt	796	1333.8	0.54
0-0.støtte	940	2024.5	0.46
0-1.felt	551	1333.8	0.41
1-1.støtte	861	2024.5	0.29
1-2.felt	560	1333.8	0.42
2-2.støtte	863	2024.5	0.43
2-3.felt	579	1333.8	0.41
3-3.støtte	885	2024.5	0.44
3-4.felt	579	1333.8	0.43
4-4.støtte	809	2024.5	0.40
4-5.felt	344	1333.8	0.26
5-5.støtte	1864	2024.5	0.92
5-6.felt	1675	1333.8	1.26
6-6.støtte	2313	2024.5	1.14
6-7.felt	452	1333.8	0.34
7-7.støtte	1225	2024.5	0.61

Tabell 9.3: Dimensjonerende moment mot momentkapasitet del 2 seksjon A

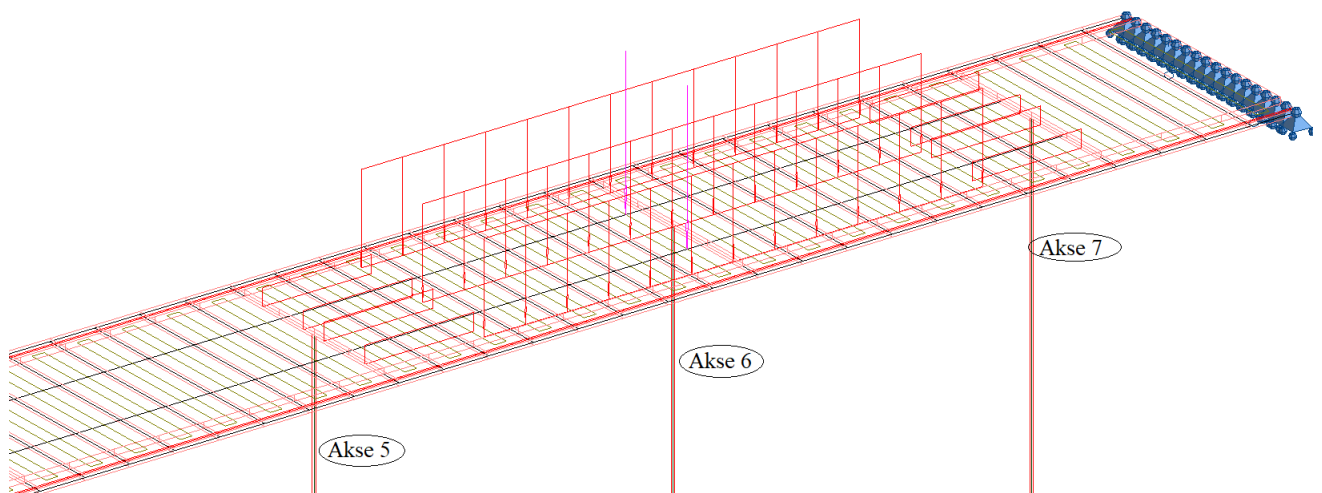
Akse	M_{Ed}	M_{Rd}	Utnyttelsesgrad
8-8.støtte	589	2024.5	0.29
8-9.felt	676	1333.8	0.50
9-9.støtte	942	2024.5	0.47
9-10.felt	548	1333.8	0.41
10-10.støtte	868	2024.5	0.43
10-11.felt	569	1333.8	0.43
11-11.støtte	877	2024.5	0.43
11-12.felt	565	1333.8	0.42
12-12.støtte	879	2024.5	0.43
12-13.felt	565	1333.8	0.42
13-13.støtte	876	2024.5	0.43
13-14.felt	563	1333.8	0.42
14-14.støtte	885	2024.5	0.44
14-15.felt	578	1333.8	0.43
15-15.støtte	845	2024.5	0.42
15-16.felt	508	1333.8	0.38
16-16.støtte	1020	2024.5	0.50
16-17.felt	826	1333.8	0.62

Tabell 9.4: Dimensjonerende moment mot momentkapasitet del 2 seksjon B

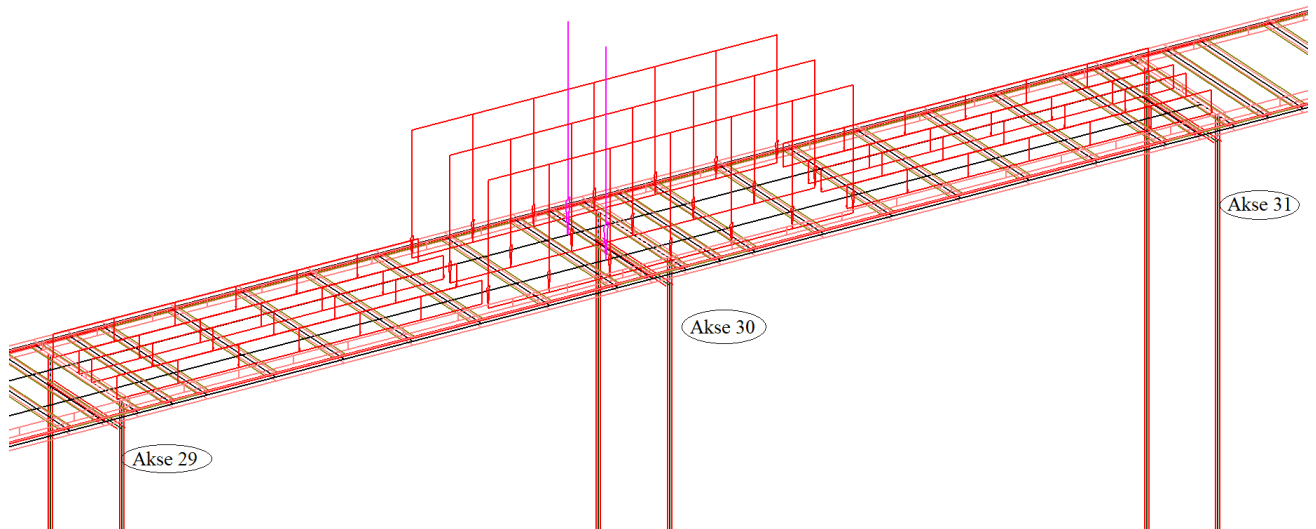
Akse	M_{Ed}	M_{Rd}	Utnyttelsesgrad
17-17.støtte	5837	9234.1	0.63
17-18.felt	2044	8997.2	0.23
18-18.støtte	3600	8130.8	0.44
18-19.felt	2360	8997.2	0.26
19-19.støtte	3823	8130.8	0.47
19-20.felt	2289	8997.2	0.25
20-20.støtte	3772	8130.8	0.46
20-21.felt	2297	8997.2	0.26
21-21.støtte	3776	8130.8	0.46
21-22.felt	2295	8997.2	0.26
22-22.støtte	3774	8130.8	0.46
22-23.felt	2295	8997.2	0.26
23-23.støtte	3774	8130.8	0.46
23-24.felt	2295	8997.2	0.26
24-24.støtte	3772	8130.8	0.46
24-25.felt	2292	8997.2	0.26
25-25.støtte	3780	8130.8	0.46
25-26.felt	2300	8997.2	0.26
26-26.støtte	3761	8130.8	0.46
26-27.felt	2231	8997.2	0.25
27-27.støtte	3956	8130.8	0.49
27-28.felt	2395	8997.2	0.27
28-28.støtte	3509	8130.8	0.43
28-29.felt	963	8997.2	0.11
29-29.støtte	8040	8130.8	0.99
29-30.felt	4394	8997.2	0.49
30-30.støtte	7811	8130.8	0.96
30-31.felt	563	8997.2	0.06
31-31.støtte	5664	10072.7	0.56
31-32.felt	3947	12504.6	0.32

9.4.2 Skjærkraft

Skjærkraften sjekkes kun for de mest kritiske områdene for hver del, altså der hvor trafikklasteren er plassert. For del 1 sjekkes akse 5, akse 6 og akse 7, se figur 9.10. For del 2 sjekkes akse 29, akse 30 og akse 31, se figur 9.11. Det er verdien fra de utvalgte aksene som vil illustrere hvordan de forskjellige tverrsnittene påvirkes. I tabell 9.5 er bruas skjærkapasitet fremstilt som skjærstrekkapasitet og skjærtrykkkapasitet. Ut i fra tabellen kan en se at skjærstrekkapasiteten er lavere og mer kritisk enn skjærtrykkkapasiteten for alle snittene. Derfor velges skjærstrekkapasiteten som bruas skjærkapasitet. Der hvor kapasiteten overskrides, markeres området rødt.



Figur 9.10: Lastplassering av trafikklasteren i henhold til skjærkraften i del 1



Figur 9.11: Lastplassering av trafikklaster i henhold til skjærkraften i del 2

Tabell 9.5: Dimensjonerende skjærkraft mot skjærkapasitet

Akse	v_{Ed}	Skjærstrekkkapasitet	Skjærtrykkkapasitet	Utnyttelsesgrad
Akse 5	909 kN	870.1 kN	7187.1 kN	1.04
Akse 6	1284 kN	870.1 kN	7187.1 kN	1.48
Akse 7	906 kN	870.1 kN	7187.1 kN	1.04
Akse 29	1391 kN	3557.1 kN	5200.5 kN	0.39
Akse 30	2272 kN	3557.1 kN	5200.5 kN	0.64
Akse 31	1403 kN	3557.1 kN	5200.5 kN	0.40

10 Alkalireaksjoner i bruer

Volumutvidelse av betongen som et resultat av alkalireaksjonen er en langtidseffekt, som vil gi tilleggskrefter i armert betong i samme grad som egenvekt og nyttelast virker på konstruksjonen. Tilleggskreftene fra ekspansjonen kan være betydelige i noen situasjoner, og det er derfor viktig å ha modeller for å kunne regne på disse kreftene ved kapasitetskontroller [16]. Videre har «Veiledning for konstruktiv analyse av alkalireaksjoner» av Hans Stemland i SINTEF dan- net grunnlaget for hvordan alkalireaksjoner påvirker Tromsøbrua.

Indre lastvirkning

Det er kun betongen som ekspanderes ved alkalireaksjoner, armeringen vil likevel følge etter betongen, i form av at den strekker seg. Dette vil gi strekkspenninger i armeringen og trykkspenninger i betongen. Spenningene gir aksialkraft- og momentvirkninger på tverrsnittet. I de fleste tilfeller har alkalireaksjoner liten betydning på kapasiteten til tverrsnittet, fordi oppførselen til materialet må være lineært elastisk. Derfor kan lastvirkningen fra ekspansjonen betraktes som en indre forspenning. Beregningsmodellen til den indre forspenningen kan betraktes på samme måte som svinnberegninger, bare med motsatt fortegn.

Hvordan tverrsnittet reagerer på ekspansjonen er avhengig av tverrsnittets tøyningstilstand. Dette varierer i stor grad med den ytre lasten og hvor mye betongtverrsnittet har ekspandert. Gjennom sin levetid vil en bærende konstruksjon for det meste være i stadium II under ekspansjonen, på grunn av samtidig opptredende egenvekt og varierende nyttelast. Stadium II vil si at betongen er risset, stadium I er en urisset betong [16].

Ytre lastvirkning

Hvis konstruksjonen er fastholdt for aksialkraft og/eller moment vil det kunne oppstå ytre lastvirkninger. Når en ser på en bruoverbygning er det viktig å ta i betraktning at bjelkene er kontinuerlige over flere spenn og at ekspansjonen kan variere over et tverrsnitt. Tromsøbrua består i hovedsak av T-bjelker, for T-bjelker er det naturlig å anta at det er større ekspansjon i bruplata (flensen) enn det er i steget, dette fordi det er ulike fuktbelastninger mellom de forskjellige konstruksjonsdelene [16].

Aksialkraften fra ekspansjonen er så små at de kan som oftest neglisjeres for kontinuerlige bjelke- og platebruer. Dette fordi de i stor grad er fri til å forskyve seg i lengderetningen, på grunn av liten motstand fra søylene og muligheten for bevegelse i fugene. Som nevnt tidligere vil den største ekspansjonen skje i flensen for T-bjelker, som vil gi en krumning oppover. For kontinuerlige bjelker, med ekspansjon så å si lik i alle spennene, vil innspenningsmomentet være noenlunde konstant et par felt inn fra endene av brua. For Tromsøbrua vil ekspansjonen gi et positivt tilleggsmoment som vil øke momentet i felt og reduserer momentet i støtten.

10.0.1 Regnemodeller for slakkarmerte bjelker og plater

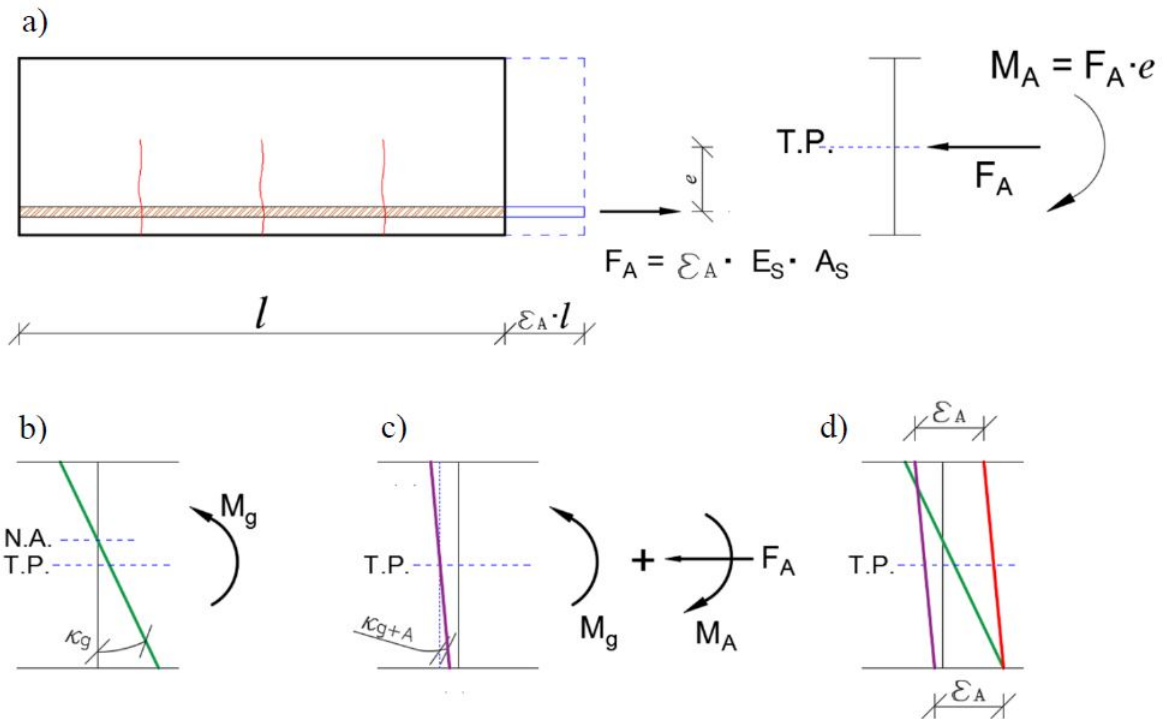
Rapport nr. 601 fra Statens vegvesen viser til tre forskjellige regnemodeller som kan brukes ved forskjellige ekspansjonsforløp i et overbygg:

- **Modell 1:** Bjelke eller plate med jevn (konstant) eller lineær ekspansjon over tverrsnittet.
- **Modell 2:** Bjelke eller plate med større ekspansjon i øvre eller nedre del av tverrsnittet.
- **Modell 3:** Plate eller T-bjelker med ulik ekspansjon i tverrsnittets bredderetning.

Selv om store deler av vestre viadukt har T-bjelker, hvor det antas at det vil være større ekspansjon i plata enn i steget, vil modell 1 brukes videre i beregningene. Dette fordi det ikke er gjort nok prøver og målinger til å anta at modell 2 skal brukes. Det vil derfor videre bli antatt at overbygget vil ha en konstant eller lineær ekspansjon over tverrsnittet. Videre vil kun regnemodell 1 bli beskrevet.

Modell 1 - konstant eller lineær ekspansjon over tverrsnittet

I denne regnemodellen er det antatt fullt samvirke mellom betong og armering langs hele stangen. Armeringen kan tenkes at den ligger løst i betongen, og lar betongen ekspandere fritt. Armeringen vil etter hvert trekke seg ut til den samme forlengelsen. Kraften som har oppstått i armeringen settes deretter på det armerte tverrsnittet med motsatt fortegn. Tverrsnittets tøyings- og spenningstilstand bestemmes for denne lastvirkningen sammen med annen lastvirkning på tverrsnittet som vist i figur 10.1.



Figur 10.1: Lastvirkning og tøyningstilstand

I Stadium II vil en slakkarmert bjelke eller plate ha riss i strekksonen. Imidlertid kan store nok ekspansjoner fra alkalireaksjoner føre hele tverrsnittet over i trykk. Som vil si at rissene potensielt kan lukke seg. Det er derfor litt usikkerhet rundt om et tverrsnitt som i utgangspunktet er i Stadium II fra egenvekten, kan komme over i Stadium I ved at det hele tiden utsettes for en variabel nyttelast. Det er derfor anbefalt å gjøre en vurdering av tøyningstilstanden i Stadium I og Stadium II. I realiteten vil den ligge et sted mellom disse antagelsene avhengig om den kommer over i Stadium I eller ikke.

10.0.2 Lastvirkning av ASR-lasten

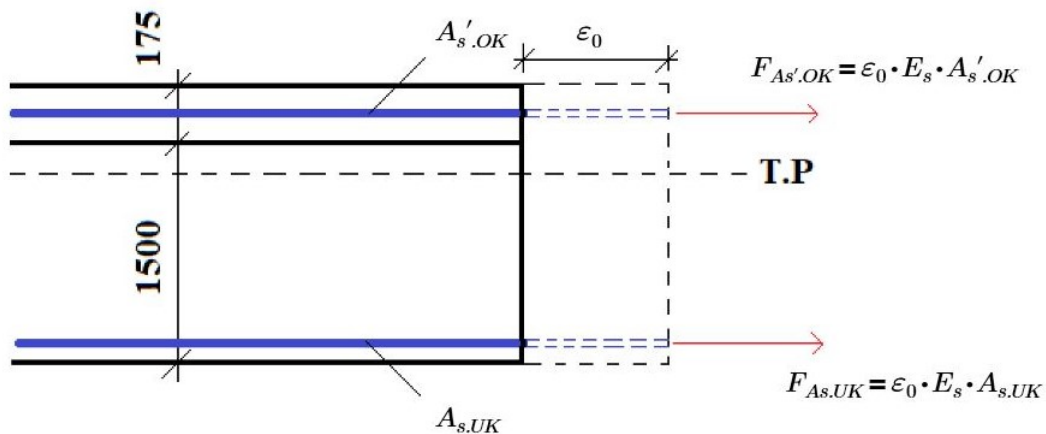
Lastvirkningene fra alkalireaksjoner baseres på 3D-skanningene utført av Multiconsult. Det vil oppstå to lastbidrag på konstruksjonen på grunn av alkalireaksjonene. Den ene oppstår på bakgrunn av at overbygget utvides i lengderetning, som gir en forskyving av søyletoppene, som igjen gir tilleggsmoment over støttene. Den andre er at det oppstår en krumning av overbygget på grunn av armeringen som holder tilbake noe av utvidelsen. Som bestemt tidligere er denne utvidelsespromillen satt til 0.5‰.

ASR-krumning

Når overbygget utsettes for alkalireaksjoner vil armeringen holde igjen noe av utvidelsen. Dette gir en krumning av overbygget. Verdien på krumningen er avhengig av armeringsmengden og overbyggets tverrsnitt, den vil derfor variere i forhold til krumning i felt, over støtte og nullmomenter. Hvis materialet har en lineært elastisk oppførsel vil krumningen gi konstante tvangsmomenter over de forskjellige snittene. De indre spenningene vil få en endring både i betongen og armeringen på grunn av ekspansjonen.

Beregning av ASR-krumning

I første omgang settes en fiktiv promille litt større enn promillen på 0.5 fra 3D skanningene, som lar betongen ekspandere fritt. Deretter vil armeringen følge etter til den samme forlengelsen, som gir strekkrefter i armeringen. Dette resulterer i en eller flere aksialkrefter, avhengig av hvor armeringen er plassert. Videre vil figurene vist baseres på at T-bjellkene blir utsatt for ekspansjon. Figur 10.2 illustrerer beskrivelsen over.



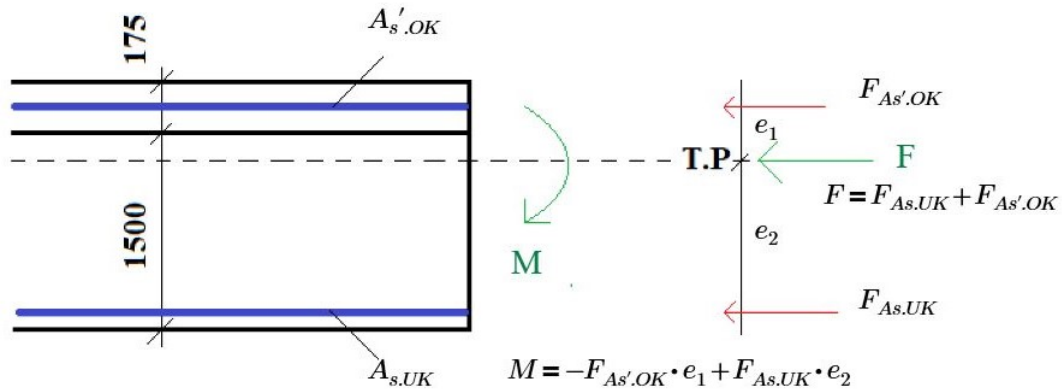
Figur 10.2: Fri ekspansjon med fiktiv tøyningpromille

Hvor:

ϵ_0 - En armeringfri, konstant og fiktiv utvidelsespromille av betongen

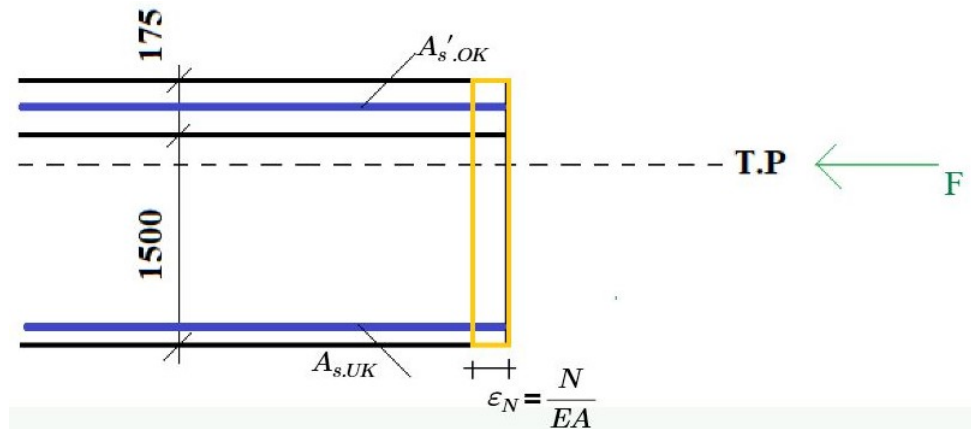
$F_{A_{s.UK}}$ og $F_{A'_{s.OK}}$ - Tenkte armeringskrefter av den frie tøyningen

Deretter settes aksialkraften på det armerte tverrsnittet med motsatt virkning, som trykk. Dette resulterer i en kraftresultant og et moment, se figur 10.3.

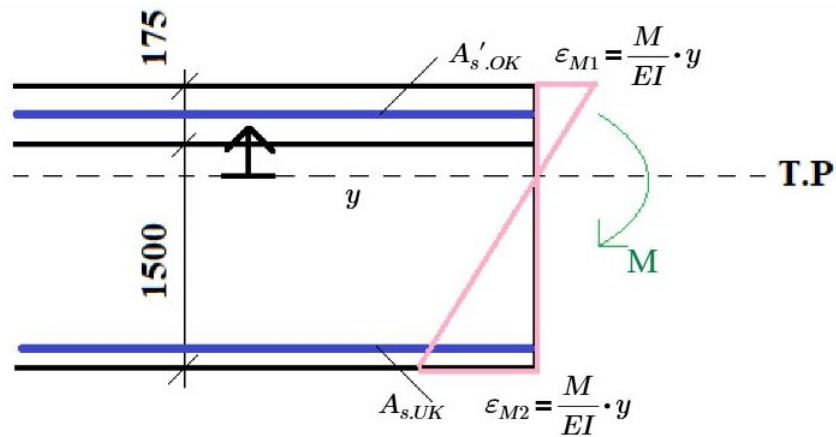


Figur 10.3: Armeringskrefter og armeringsmoment pga. alkalireaksjon

Armeringkraften og armeringsmomentet gir igjen hvert sitt tøyingsbidrag.



Figur 10.4: Tøyingsbidraget fra kraftresultante



Figur 10.5: Tøyningsbidraget fra moment

Hvor:

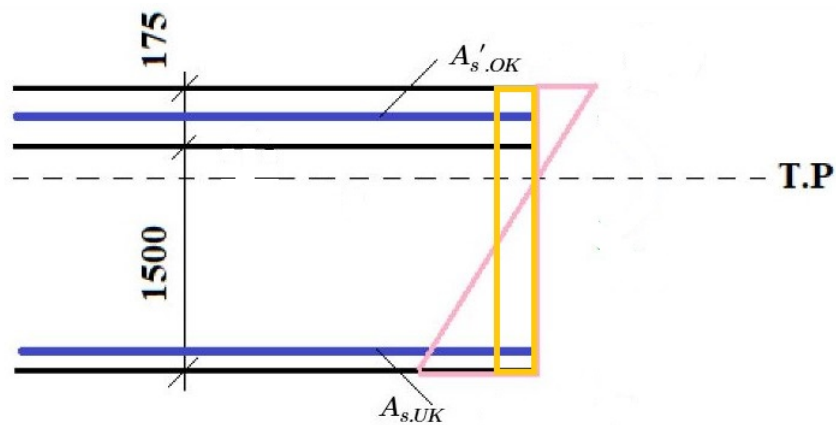
N - Summen av armeringskreftene i trykk

ϵ_N - Konstant tøying på grunn av kraftresultanten fra armeringskreftene

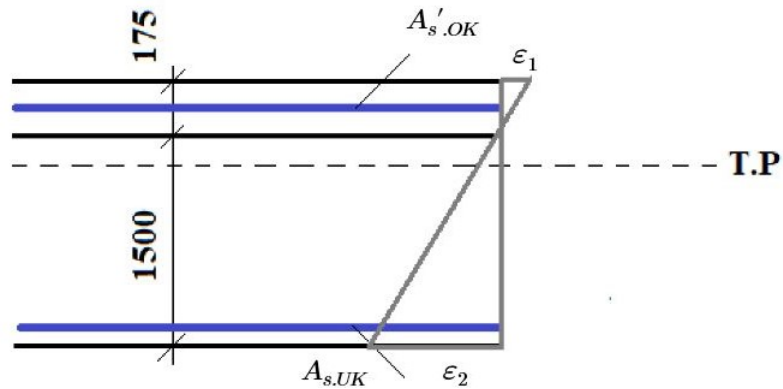
M - Moment av armeringskreftene

ϵ_{M1} og ϵ_{M2} - Tøying i OK og UK av tverrsnittet, på grunn av momentet fra armeringskreftene

Deretter summeres tøyningsbidragene fra kraftresultante og momentet.

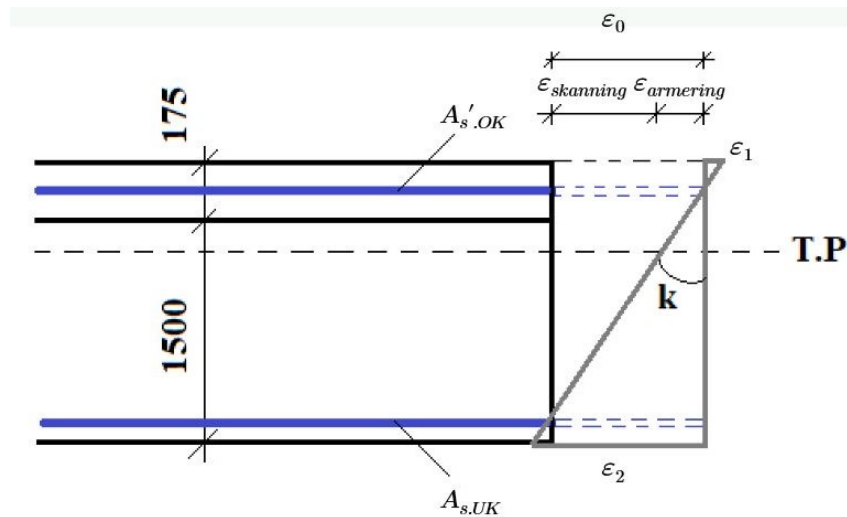


Figur 10.6: Tøyningsbidragene summeres



Figur 10.7: Tøyningsbidragene summert

Det nye tøyningsbidraget settes tilbake på den første tilstanden. Hvis $\varepsilon_N + \varepsilon_{skanning} = \varepsilon_0$, er riktig fiktiv tøyningspromille benyttet, og den virkelige tøyningstilstanden til Tromsøbrua er oppnådd.



Figur 10.8: Sluttilstand

Hvor:

ε_1 - Tøyning fra kraftresultant og moment summert, i OK av tverrsnittet

ε_2 - Tøyning fra kraftresultant og moment summert, i UK av tverrsnittet

$\varepsilon_{armering}$ - Tøyningen pga. kraftresultanten i trykk

$\varepsilon_{skanning}$ - Den virkelige utvidelsespromillen hentet fra 3D -skanningene

k - Krumning av armeringstøyningen

Krumning med stadium I bøyestivhet

For stadium I brukes betongens langtids E-modul, som for A-betong er satt til $7527.8N/mm^2$. Som nevnt tidligere antas betongen som uopprisset i stadium I, med lik nøytralakse (N.A) og tyngdepunkt (T.P). For Tromsøbrua vil krumningen være ulike for seksjon A og B, på grunn av ulike armeringsmengder og tverrsnittshøyder. I tillegg vil det være forskjeller innenfor seksjonene på grunn av overganger mellom ulike tverrsnitt. Derfor vil alle snitt med ulik armering og tverrsnitt sjekkes i felt og over støtte. Det er kun beregnet på stadium I krumning i denne oppgaven. Håndberegningene utført etter beskrivelsen over kan sees i vedlegg G, og resultatene er som vist i tabellene under.

Tabell 10.1: Arealmoment og bøyestivhet

Tverrsnitt	Seksjon A	Seksjon B
2. Arealmoment, I [mm^4]	$4.103 \cdot 10^{10}$	$8.025 \cdot 10^{11}$
Bøyestivhet, EI [Nmm^2]	$3.089 \cdot 10^{14}$	$3.021 \cdot 10^{15}$

Tabell 10.2: Stadium I krumning, akse 0-16

Snitt	As.ok [mm^2]	As.uk [mm^2]	Tøyn.ok	Tøyn.uk	Krumning
Felt	2123.2	10738	$-7.75 \cdot 10^{-5}$	$-4.07 \cdot 10^{-5}$	$9.2 \cdot 10^{-8}$
Støtte	7227.2	530.8	$-4.44 \cdot 10^{-5}$	$-2.31 \cdot 10^{-5}$	$5.3 \cdot 10^{-8}$

Tabell 10.3: Stadium I krumning, akse 17

Snitt	As.ok [mm^2]	As.uk [mm^2]	Tøyn.ok	Tøyn.uk	Krumning
Støtte	9699.7	6381.7	$-15.1 \cdot 10^{-5}$	$-32.8 \cdot 10^{-5}$	$11 \cdot 10^{-8}$

Tabell 10.4: Stadium I krumning, akse 17-31

Snitt	As.ok[mm ²]	As.uk[mm ²]	Tøyn.ok	Tøyn.uk	Krumning
Felt	265.4	7854	$3.33 \cdot 10^{-5}$	$-35.2 \cdot 10^{-5}$	$23 \cdot 10^{-8}$
Støtte	8227	4418.1	$-12.2 \cdot 10^{-5}$	$-20.7 \cdot 10^{-5}$	$5.1 \cdot 10^{-8}$

Tabell 10.5: Stadium I krumning, akse 31-32

Snitt	As.ok[mm ²]	As.uk[mm ²]	Tøyn.ok	Tøyn.uk	Krumning
Felt	265.4	11290.1	$6.65 \cdot 5.48^{-5}$	$-55.2 \cdot 10^{-5}$	$36 \cdot 10^{-8}$
Støtte	10986.9	8345.3	$-17.8 \cdot 10^{-5}$	$-46 \cdot 10^{-5}$	$17 \cdot 10^{-8}$

10.1 Modellering av alkalireaksjoner i Robot

10.1.1 ASR-forskyvning

ASR-forskyvningen modelleres enkelt med utgangspunkt i den gitte utvidelsespromillen, 0.5 ‰. Den omgjøres til en temperatur, ved bruk av formelen under:

$$\Delta T = \frac{\varepsilon_T}{\alpha_T} = \frac{0.0005}{10 \cdot 10^{-6}} = 50^\circ C$$

Hvor:

ε_T - Tøyningen til utvidelsespromillen

α_T - Materialets lengdeutvidelseskoeffisient, som iht til NS 3473 er $10 \cdot 10^{-6} \frac{m}{m^\circ C}$

Deretter modelleres forskyvningen på samme måte som for den jevnt fordelte temperaturlasten, som er beskrevet i delkapittel 7.6.4. ASR-forskyvningen er lik for hele konstruksjonen.

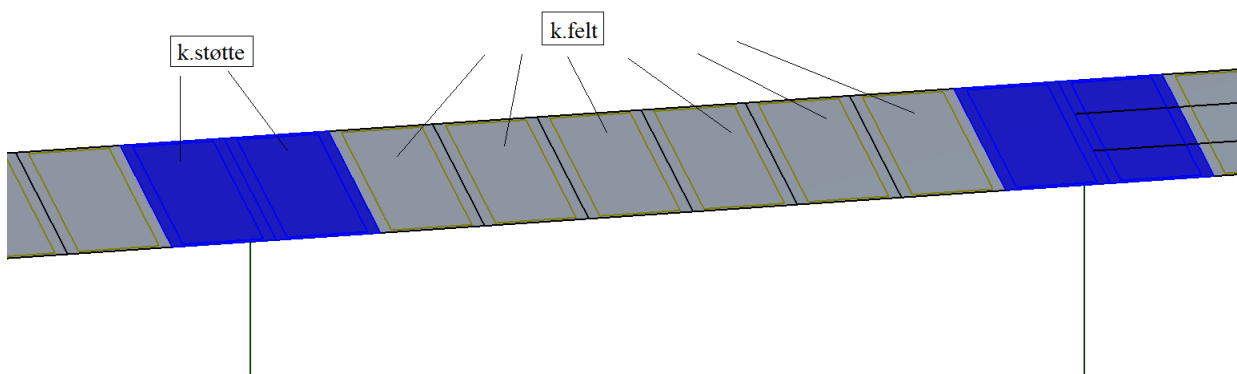
10.1.2 ASR-krumning

Krumningsverdiene modelleres som en temperaturgradient, se vedlegg G for håndberegninger. Deretter modelleres den som en vertikalt varierende temperaturandel beskrevet i delkapittel 7.6.4. I tabellen under er krumningsverdiene omgjort til temperaturgradienter.

Tabell 10.6: Dimensjonerende ASR-krumning

Snitt	Seksjon A		Seksjon B				
	Akse 0-16	Akse 17	Akse 17-31	Akse 31-32			
	Felt	Støtte	Støtte	Felt	Støtte	Felt	Støtte
ΔT [$^{\circ}C$]	3.7	2.1	17.7	38.5	8.5	60.7	28.1

For å kunne plassere forskjellige krumningsverdier over støtte og i felt vil panelene i Robot deles opp i 8 elementer uavhengig av spennlengden. Som er antatt vil gi en grei visning av hvordan kreftene i felt og over støtte blir påvirket av alkalireaksjoner. Figur 10.9 viser hvordan krumningsverdiene plasseres i forhold til felt eller over støtte.



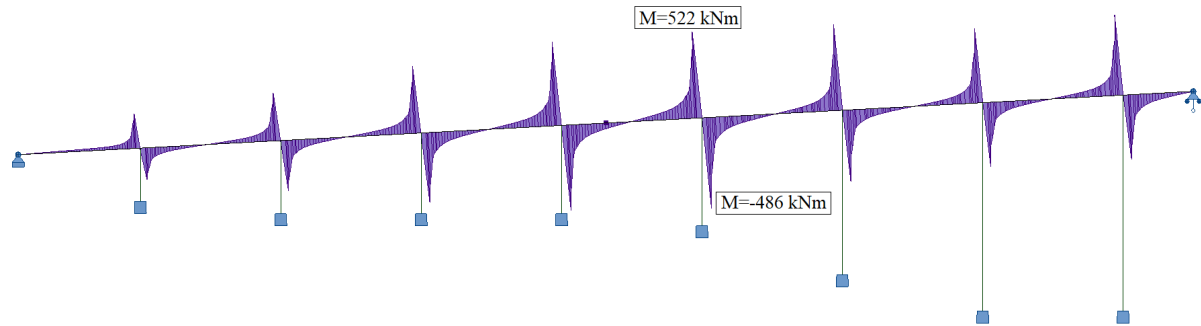
Figur 10.9: Inndeling av krumning Stadium I i Robot

10.2 Resultat

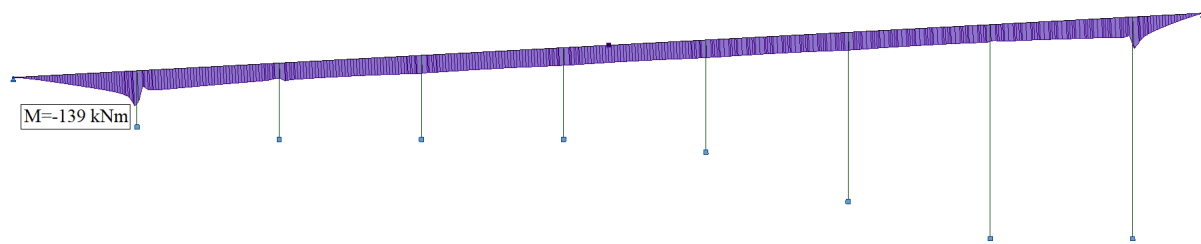
Den indre og ytre lastvirkningen til tverrsnittet vil endres seg på grunn av alkalireaksjoner. I henhold til Hans Stemlands rapport nr. 601 er det mest vanlig at ekspansjonen gir et positivt tilleggsmoment som vil øke feltmomentet, mens støttemomentet vil reduseres på grunn av den ytre lasten [16].

10.2.1 Del 1

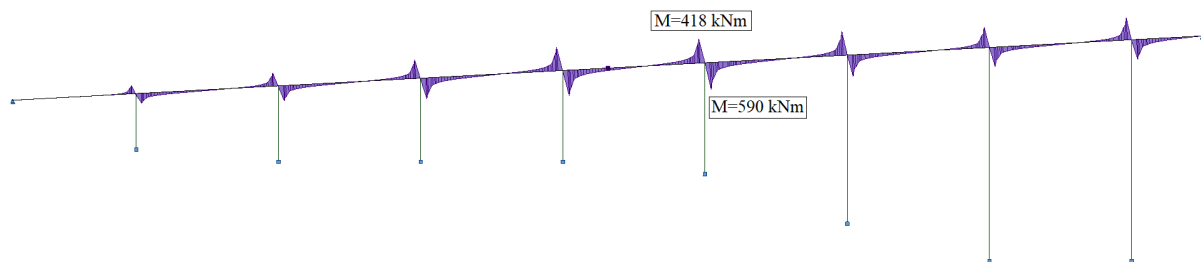
Figur 10.10 illustrert momentdiagrammene til ASR for både utvidelse og krumning, og som en kombinert last.



(a) Kun ASR-forskyving



(b) Kun ASR-krumning

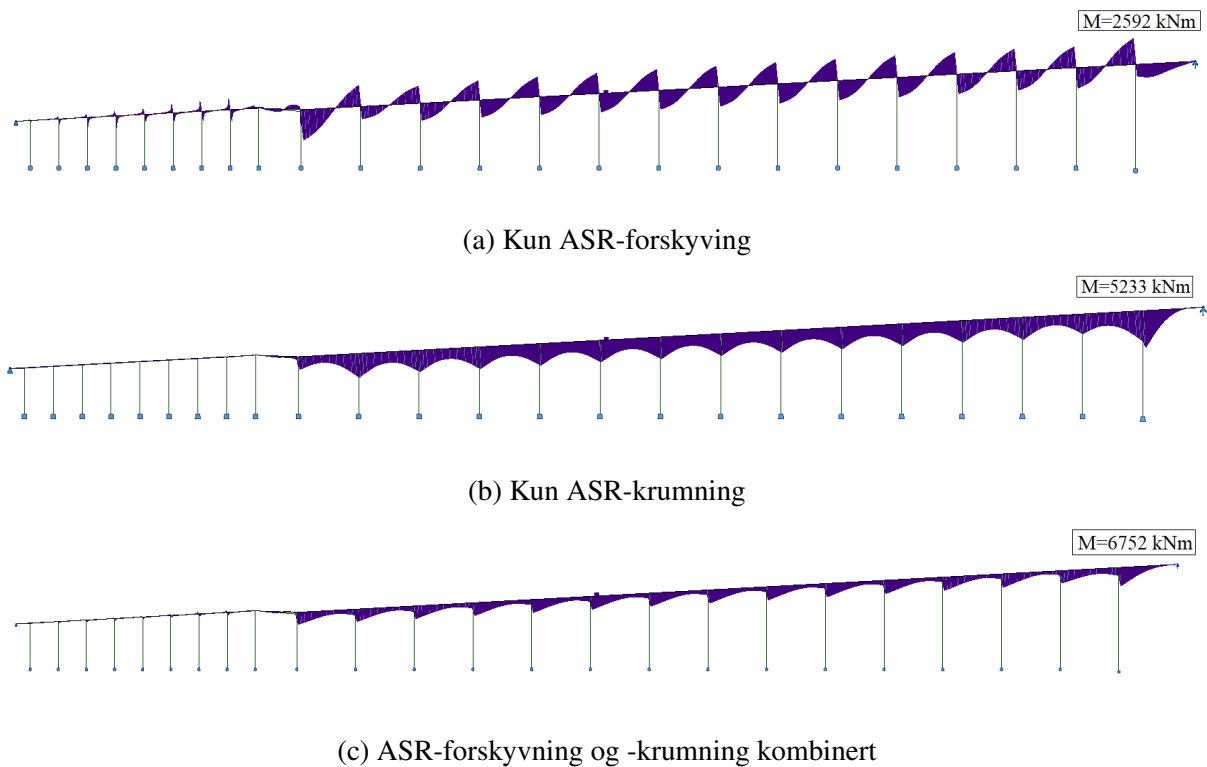


(c) ASR-forskyvning og -krumning kombinert

Figur 10.10: Momentdiagram ASR-lasten del 1

10.2.2 Del 2

Figur 10.11 viser momentdiagrammene til ASR for både utvidelse og krumning, og som en kombinert last for del 2.



Figur 10.11: Momentdiagram ASR-lasten del2

10.3 Kapasitetsendring

For å sjekke endringene i kreftene på brua på grunn av alkalireaksjoner inkluderes lasten fra alkalireaksjoner med den mest ugunstige lastkombinasjonen, som var ULSa trafikk. Lastfaktoren til alkalilasten er 1.0 i henhold til tabell 6.6. Resultatene fra denne undersøkelsen er illustrert i tabellene under. Som nevnt tidligere er det de områdene hvor trafikklasten er plassert som er mest aktuelle. I del 1 er trafikklasten plassert i mellom akse 5 og 7. I del 2 er trafikklasten plassert mellom akse 29 og 31, disse områdene utheves. Der hvor kapasiteten overskrides markeres området rødt.

Tabell 10.7: Dimensjonerende moment med ASR mot momentkapasitet del 1 seksjon A

Akse	M_{Ed}	$M_{Ed}ASR$	M_{Rd}	Ny utnyttelsesgrad
0*-0.felt	796	800	1333.8	0.60
0-0.støtte	940	930	2024.5	0.46
0-1.felt	551	652	1333.8	0.49
1-1.støtte	861	1013	2024.5	0.50
1-2.felt	560	656	1333.8	0.49
2-2.støtte	863	1119	2024.5	0.55
2-3.felt	579	671	1333.8	0.50
3-3.støtte	885	1242	2024.5	0.61
3-4.felt	579	713	1333.8	0.53
4-4.støtte	809	1227	2024.5	0.61
4-5.felt	344	570	1333.8	0.43
5-5.støtte	1864	1998	2024.5	0.99
5-6.felt	1675	1787	1333.8	1.34
6-6.støtte	2313	2562	2024.5	1.27
6-7.felt	452	507	1333.8	0.38
7-7.støtte	1225	1477	2024.5	0.73

Tabell 10.8: Dimensjonerende moment med ASR mot momentkapasitet del 2 seksjon A

Akse	M_{Ed}	$M_{Ed}ASR$	M_{Rd}	Ny utnyttelse
8-8.støtte	589	471	2024.5	0.23
8-9.felt	676	756	1333.8	0.57
9-9.støtte	942	901	2024.5	0.45
9-10.felt	548	623	1333.8	0.47
10-10.støtte	868	842	2024.5	0.42
10-11.felt	569	644	1333.8	0.48
11-11.støtte	877	882	2024.5	0.44
11-12.felt	565	642	1333.8	0.48
12-12.støtte	879	901	2024.5	0.45
12-13.felt	565	641	1333.8	0.48
13-13.støtte	876	934	2024.5	0.46
13-14.felt	563	635	1333.8	0.48
14-14.støtte	885	975	2024.5	0.48
14-15.felt	578	675	1333.8	0.51
15-15.støtte	845	893	2024.5	0.44
15-16.felt	508	539	1333.8	0.40
16-16.støtte	1020	1327	2024.5	0.68
16-17.felt	826	1348	1333.8	1.01

Tabell 10.9: Dimensjonerende moment med ASR mot momentkapasitet del 2 seksjon B

Akse	M_{Ed}	$M_{Ed}ASR$	M_{Rd}	Ny utnyttelsesgrad
17-17.støtte	5837	387	9234.1	0.04
17-18.felt	2044	4796	8997.2	0.53
18-18.støtte	3600	3326	8130.8	0.41
18-19.felt	2360	5515	8997.2	0.61
19-19.støtte	3823	6490	8130.8	0.80
19-20.felt	2289	5451	8997.2	0.61
20-20.støtte	3772	3735	8130.8	0.46
20-21.felt	2297	5041	8997.2	0.56
21-21.støtte	3776	2710	8130.8	0.33
21-22.felt	2295	5489	8997.2	0.61
22-22.støtte	3774	2817	8130.8	0.35
22-23.felt	2295	5481	8997.2	0.61
23-23.støtte	3774	2816	8130.8	0.35
23-24.felt	2295	5506	8997.2	0.62
24-24.støtte	3772	2853	8130.8	0.35
24-25.felt	2292	5509	8997.2	0.61
25-25.støtte	3780	2885	8130.8	0.35
25-26.felt	2300	5515	8997.2	0.61
26-26.støtte	3761	2896	8130.8	0.36
26-27.felt	2231	5469	8997.2	0.61
27-27.støtte	3956	3074	8130.8	0.38
27-28.felt	2395	5517	8997.2	0.61
28-28.støtte	3464	2923	8130.8	0.36
28-29.felt	963	4692	8997.2	0.52
29-29.støtte	8040	6932	8130.8	0.85
29-30.felt	4394	5482	8997.2	0.61
30-30.støtte	7811	7241	8130.8	0.89
30-31.felt	563	3980	8997.2	0.44
31-31.støtte	5664	2365	10072.7	0.23
31-32.felt	3947	7544	12504.6	0.6

Tabell 10.10: Dimensjonerende skjærkraft med ASR mot skjærkapasitet

Akse	V_{Ed}	$V_{Ed}ASR$	Skjærstrekkkapasitet	Skjærtrykkkapasitet	Utnyttelsesgrad
Akse 5	909 kN	863 kN	870.1 kN	7187.1 kN	0.99
Akse 6	1284 kN	1341 kN	870.1 kN	7187.1 kN	1.54
Akse 7	906 kN	980 kN	870.1 kN	7187.1 kN	1.13
Akse 29	1391 kN	1191 kN	3557.1 kN	5200.5 kN	0.35
Akse 30	2272 kN	2480 kN	3557.1 kN	5200.5 kN	0.70
Akse 31	1403 kN	1522 kN	3557.1 kN	5200.5 kN	0.43

11 Diskusjon

11.1 Tilstandsvurdering

Tilstandsrapporter og hovedinspeksjoner har påvist at det forekommer alkalireaksjoner på Tromsøbrua, dette er påvist ved uttak og testing av kjerneprøver, rissmålinger og strukturanalyser. Alkalireaksjoner oppstår som nevnt tidligere kun hvis alle elementene i RAV-trekanten er tilstede; vann, reaktivt tilslag og alkalier. For å unngå videre skadeomfang på grunn av alkalireaksjoner på allerede eksisterende bruer er det fuktpåkjeningen på brua som må reduseres. De to andre elementene innebærer mer omfattende tiltak som ikke er mulig å gjennomføre i og med at Tromsøbrua er fredet.

På egen befaring ble det observert markante krakeleringsmønster på søylene, spesielt de som var plassert i sjøvann. I tillegg ble det observert ulikheter på mengden krakeleringsmønster i forhold til massiv og hul søyle. Det var mer krakeleringsmønster på den massive delen av søylen. For søyleparene ble det også observert skråriss i søylen under den nederste tverrbejelken. Skråriss kan være et resultat av at den massive delen ekspanderes, men at den blir fastholdt i form av trykkspenninger. Det at den massive delen er mer synlig påvirket enn den hule delen kan ha en sammenheng med at det ble observert fukt i den massive delen av søylen. Dette kommer av at det er plassert dreneringsrør i overgangen mellom massiv og hul del, hvor fukt fra innsiden renner ut. Hvordan dette vannet kommer seg inn i søylen er vanskelig å si, i og med at søylen ikke er hul helt opp. Det er også vanskelig å anbefale tiltak når en ikke vet om problemet er på innsiden eller på utsiden.

Det ble i tillegg observert mer markant krakeleringsmønster i søyletoppene for seksjon B. Her er det registrert riss i krakeleringsmønsteret med rissvidder opp mot 3 mm i følge hovedinspeksjonen gjennomført i 2016, og at disse mest sannsynlig har oppstått på grunn av alkalie-reaktivt tilslag i betongen. Problemet med søyletoppene i seksjon B er at deler av søyletoppen ikke får trykkspenninger fra overbygget, derfor kan en eventuell ekspansjon foregå fritt uten at søyletoppene er fastholdt. I tillegg er det store muligheter for vannopphopning på søyletoppene, som

gir betydelig mer fukt i området. På bakgrunn av dette kan frostsprenging også øke oppsprekningen. Det bør derfor gjøres tiltak for å unngå vannopphopning på søyletoppene.

For bruoverbygget ble det i følge hovedinspeksjonen observert flest riss i bjelkene mellom akse 19 og akse 45. Dette var både vertikale riss, bøyeriss, krakleringsriss og non skråriss. I likhet som for søylene kan skråriss ha oppstått i sammenheng med ekspansjon og trykkspenninger. Det ble i tillegg observert betydelig fukt på undersiden av plata der hvor gangbanen er plassert både for bjelke- og platebrua. Dette kan eventuelt føre til at bruplata ekspanderer mer enn resten av tverrsnittet, noe som ikke er optimalt for viaduktene. Tiltak for å forbedre dette er muligens å øke dreneringsmulighetene til bruoverbygningene og den påhente gangbanen. Et annet alternativ kan være å legge membran, men dette vil øke egenvekten til konstruksjonen.

11.2 Kapasiteten til bruoverbygget

På bakgrunn av at trafikklaster kun er plassert på den mest ugunstige plasseringen i hver del, er det vanskelig å anta hvordan trafikklaster påvirker konstruksjonen på de resterende plasseringene. For å få mest nøyaktige resultater burde trafikklaster sjekkes for hver akse, men på grunn av tidbegrensning og store analyser i Robot er det kun valgt å sjekke en plassering for hver del. Det er derfor valgt å fokusere på de områdene hvor trafikklaster er plassert i diskusjonen. De aktuelle aksene hvor trafikken er plassert er i akse 5-7 i del 1, platebru, og akse 29-31 i del 2, bjelkebru. Det er antatt at de resterende aksene i platebrua vil oppføre seg likt som de undersøkte aksene, og det samme gjelder for de undersøkte aksene i bjelkebrua.

Momentkapasiteten

Ut i fra resultatene kan en se at lasten fra alkalireaksjoner gir betydlige tilleggsmomenter i overbygget. Det er seksjon A, platebrua, som er mest utsatt for både trafikklaster og ASR-lasten. Her overskrider både støtte- og feltmomentet før ASR-lasten er tilført, med henholdsvis 26 % og 14 %. I tillegg påvirker ASR-lasten platebrua i form av at både støtte- og feltmomentet øker med rundt 8 % og 13 %. Dette kan ha noe med at krumningsmomentet fra ASR-lasten er liten for platebrua, med kun en temperaturgradient på $3.7\text{ }^{\circ}\text{C}$ i felt og $2.1\text{ }^{\circ}\text{C}$ over støtten. Dette gir

kritiske verdier både i felt og støtte. Muligheten for momentomlagring er liten for seksjon A fordi de fleste aksene ved siden av er nært overskridelse.

Seksjon B påvirkes mer positivt på grunn av ASR-lasten. Her er momentkapasiteten til de mest kritiske støttemomentene utnyttet med 99 % og 96 % før ASR-lasten er tilført. Disse reduseres med henholdsvis 14 % og 7 % etter at ASR-lasten tilføres. Feltmomentene økes med et gjennomsnitt på 25 % på grunn av ASR-lasten, men de ligger fremdeles godt under momentkapasiteten. Det er derfor muligheter for momentomlagring for å redusere støttemomentene. Momentomlagring er mulig for underarmerte tverrsnitt, noe som alle tverrsnittene for bruoverbygget i vestre viadukt er.

I forhold til tilstandsvurderingen som ble diskutert over, ble det nevnt at det for å redusere fuktskadene kan det legges membran på bruoverbygget. Dette vil øke egenvekten til konstruksjonene. Dette er kritisk for både seksjon A og B i ferdigtilstand. Spesielt for seksjon A som allerede overskrider kapasiteten i både felt og støtte uten at membranen er inkludert i lastberegningene. For seksjon B hvor støttemomentene ligger nært overskridelse, vil dette også muligens påvirke til en økning av de dimensjonerende støtte- og feltmomentene. Her er det derimot større muligheter for momentomlagring.

Skjærkapasiteten

Når skjærkapasiteten til brua skulle sjekkes ble det valgt ut seks ulike akser å sjekke fordi trafikklast plasseringen for mest den ugunstig skjærkraften påvirker tre akser. Skjærkraften uten ASR-lasten overskred skjærkapasiteten for alle tre aksene i seksjon A. Hvor akse 6 hadde den høyeste utnyttelsesgraden på 48 % over skjærkapasiteten. De to andre aksene hadde en overskridelse på 4 %. Påvirkningen av at ASR-lasten inkluderes for skjærkreftene er liten, og det varierer om kreftene øker eller reduseres. For akse 4 var det en overskridelse på 4 % før ASR-lasten ble inkludert. Denne ble redusert med 5 % på grunn av tilføringen av ASR-lasten. Den overskrider derfor ikke skjærkapasiteten lenger. Mens de to resterende aksene fortsatt overskrider kapasiteten. Dette er kritiske verdier for platebrua i seksjon A. Skjærkapasiteten til seksjon B hadde en max utnyttelsesgrad på 64 % uten ASR-lasten. Denne økte til 70 % etter at ASR-lasten var tilført. Bjelkebrua i seksjon B ligger derfor godt under skjærkapasiteten.

På bakgrunn av at platebrua i seksjon A overskrider kapasiteten med såpass store verdier, både for momentet og skjærkraften, er det diskutert hva som kan være grunnen til dette. Usikkerheter rundt Robot modellen har vært tilstedet. Det er gjort flere forsøk på å få bedre verdier etter samråd med folk med mer erfaring. Dette har ikke gitt bedre resultater. En annen grunn kan være at brua opprinnelig er dimensjonert etter NS 427, som brukte spenningskontrollmetoden. Ved å benytte HB R412 er det mulig å sjekke allerede eksisterende bruer, men ved bruk av partialfaktormetoden. Dette er to forskjellige utregningsmetoder, derfor er det mulig at disse kan gi forskjellige verdier.

11.3 Feilkilder

Ekspansjon

Den antatte ekspansjonen på 0.5 ‰, gir høyere forskyvninger i lengderetningen i Robot modellen enn hva som er målt på 3D-skanningene. Den kan derfor antas å være lavere enn 0.5 ‰. I tillegg er det stor usikkerhet rundt hvor riktige 3D-skanningene er i forhold til at brua ble bygget på 50-tallet. Utstyret var på dette tidspunktet muligens ikke like nøyaktig som nåtidens måleinstrumenter, en kan derfor ikke konstatere at søylene var rette fra starten av.

Statisk system

Når bruas statiske system skulle bestemmes ble det antatt at landkaret på Tromsøsiden virker som et fastlager. Det ble derfor modellert slik i Robot. Dette stemmer ikke helt overens med armeringstegningene, men denne forenklingen ble gjennomført fordi det ble antatt at lastene vil være større lengre ute på brua. Derfor vil ikke det antatte fastlageret påvirke de dimensjonerende resultatene lengre ute på brua.

Robot Structural Analysis

Robot er et avansert rammeprogram med et hav av modelleringsmuligheter. Her kan menneskelige feil og antagelser føre til feil i resultatene. På bakgrunn av at bruoverbygget er modellert som skallelementer i Robot, hvor du kan velge ulike meshtyper og meshstørrelser som deler elementet opp i mindre deler. Elementene i denne oppgaven er delt opp i kvadratiske elementer med sideflater lik 0.5 meter. En mindre elementstørrelse vil gi mer nøyaktige resultater, men på bakgrunn av at analysene tar mye lengre tid ble den valgte meshstørrelsen benyttet.

12 Konklusjon

I denne oppgaven har tilstanden til Tromsøbrua blitt vurdert, i forhold til at konstruksjonen er utsatt for alkalireaksjoner. Dimensjoneringsgrunnlaget for oppgaven er tegningene som er utlevert av Statens vegvesen, som ble tegnet av Dr. Ing. A. Aas-Jakobsen. Lastberegningene er utført etter gammelt regelverk, NS 3473:2003, i samråd med HB R412 og HB N400. Brua er modellert med FEM-programet Robot Structural Analysis, hvor også de dimensjonerende lastene er hentet ut fra. Robot gir en god analyse av hvordan de forskjellige lasttilfellene påvirker brua.

Resultater fra tilstandsvurderinger og inspeksjoner av Tromsøbrua viser at det forekommer alkalireaksjoner i betongen. Det er observert skadelige og rissdannende alkalireaksjoner i uttatte kerneprøver. Disse viste også tegn til hvit reaksjonsrand og gelutfelling. På egen befarings ble det observert markante krakeleringsriss på søylene og på bruoverbygningen. I tillegg ble det observert fuktige områder i betongen, som befinner seg under utstikkende flens hvor den påhengte gangbanen er plassert og på den massive delen av søylene. Det ble i 2016 gjennomført en 3D-skanningen av den vestre viadukten, som viser den horisontale forskyvningen i lengde- og tverretningen, som er forårsaket på grunn av volumutvidelse av overbygget.

Kapasitetskontrollen av brua ble gjennomført i henhold til gjeldene regelverk fra da brua ble bygget. Det er gjennomført en kapasitetskontroll av overbygget i bruddgrensetilstand. På bakgrunn av resultatene er det platebrua i seksjon A som er mest ustatt. Den overskrider både momentekapasiteten, i felt og over støtten, og skjærkapasiteten allerede i prosjektert tilstand. Overskridelene øker med påført ASR-last. For seksjon B som består av en bjelkebru med dobbelt T-tverrsnitt overskrider verken momentet eller skjærkraften kapasiteten til brua. Støtte-momentene ligger i faresonen i prosjektert tilstand, men forbedres etter påført ASR-last. Trafikklasten på brua er dimensjonert etter bruksklasse Bk10/50, som også Tromsøbrua originalt ble dimensjonert for.

Det konkluderes derfor med at det bør gjennomføres tiltak for å unngå videre utvikling og begrense skadeomfanget av ASR på Tromsøbrua. Hovedfokuset bør være å fokusere på hvordan fjerne vanninnholdet på brua for å bryte RAV-trekanen. Dette kan gjøres ved å øke dreneringsegenskapene til overbygget og søylene. Det kan også legges membran der hvor den påhengte gangbanen er plassert, men dette kan by på problemer for de områdene som er nær overskridelse eller som allerede har overskredet kapasiteten. Da kan det være lurerer å overflatebehandle bruoverbygget og søylene. I følge resultatene fra Robot modellen er platebrua i seksjon A kritisk i forhold til kapasiteten til brua.

Referanser

- [1] Statens vegvesen, *Håndbok R412 - Bruklassifisering*. 2014.
- [2] Opsahl, M, Smeplass S, Gjerp P, *Grunnleggende betongteknologi*. Byggenæringens Forlag AS, 2 ed., 2005.
- [3] Multiconsult, *Spesialinspeksjon Bru nr. 19-0511 Tromsøbrua*. Statens vegvesen, 2016.
- [4] Multiconsult, *Tromsøbrua akse 19 og 20, prøvetaking akse 19 og 20*. Statens vegvesen, 2011.
- [5] Rodum, E , Statens vegvesen, “Alkalireaksjoner i norske betongbruer,” 2003.
- [6] Statens vegvesen, “Tromsøbrua – en stolt 50-åring.” 2010, [Online], Jan. 2018. Hentet fra: <https://www.vegvesen.no/om+statens+vegvesen/presse/nyheter/lokalt/Region+Nord/troms>
- [7] Korneliussen S, nrk, “Brua var starten på «alt».” 2012, [Online], Jan. 2018. Hentet fra: <https://www.nrk.no/ostfold/historien-om-tromsobra-1.8244265>.
- [8] Riksantikvaren, Hovedkontor, “Tromsøbrua - 113 SVV NVP / Tromsøbrua - Brunr 19-0511 - 113 SVV NVP.” [Online], Feb. 2018. Hentet fra: <https://kulturminnesok.no/minne/?queryString=https://data.kulturminne.no/askeladden/lokalitet/110551>.
- [9] Statsens vegvesen, “Troms, års- og månedsdøgntrafikk.pdf,”
- [10] A/S Stormbull, “Stormbulletin. Nr. 2,” 1960.
- [11] Svein Ivar Sørensen, *Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. Fagbokforlaget, 2015.
- [12] Statens vegvesen, “Om håndbøkene.” 2018, [Online], Jan. 2018. Hentet fra: <https://www.vegvesen.no/fag/publikasjoner/handboker/om-handbokene>.
- [13] Statens vegvesen, *Håndbok N400 - Bruprosjektering, Prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner*. 2000.
- [14] Statens vegvesen, *Håndbok V441 - Inspeksjonshåndbok for bruer*. 2014.

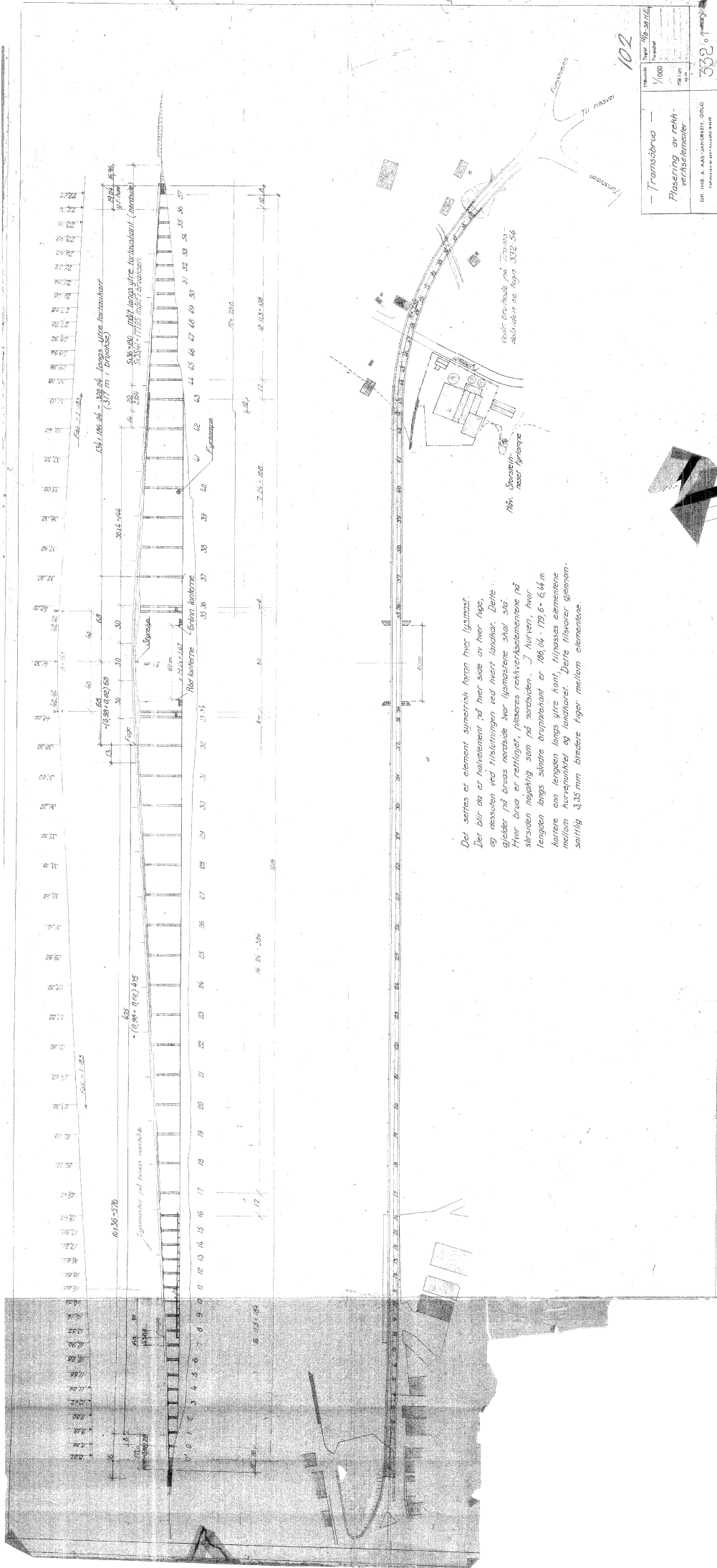
-
- [15] Rodum E, Statens vegvesen, "Kapittel 13 Bruer og kaier," Feb. 2018.
- [16] Stemland H, Rodum E, Johansen H, *Alkalireaksjoner - Veiledning for konstruktiv analyse*. 2016.
- [17] Norcem FoU, "God betong er bestandig," Feb. 2015.
- [18] Norsk Standard, *Prosjektering av betongkonstruksjoner - Beregnings- og konstruksjonsregler*. 2003.
- [19] Svein I. Sørensen, *Betongkonstruksjoner - Dimensjonering etter NS 3473/1989*. Tapir Forlag, 1989.
- [20] Norgeskart, "Kartverket," Feb. 2018. Hentet fra: <http://www.norgeskart.no>.

Vedlegg A

Tegningsgrunnlag

Vedlegget inkluderer oppgavens tegningsgrunnlag for Tromsøbrua:

- Utbrettet oppriss og plan av Tromsøbrua. Tegningsnr: 332-1
- Pilarer 1-16. Tegningsnr: 332-69
- Dilatasjonsfuge i felt 7-8. Tegningsnr: 332-96
- Dilatasjonsfuge over 32 (37). Tegningsnr: 332-103
- Armering av brubaneplate, landkar og feltene 0'-6 og 19-16. Tegningsnr: 332-73
- Armering av brubaneplate i feltene 6-9 og 16-17. Tegningsnr: 332-74
- Plan og lengdesnitt felt 16-17, fuge i felt 7-8. Tegningsnr: 332-72
- Oppriss ved akse 17. Tegningsnr: 332-88
- Tverrsnitt T-bjelke. Tegningsnr: 332-82
- Armering av utkraget bjelke ved akse 17. Tegningsnr: 332-95
- Armering av bjelke og plate i spenn 17-31 og 38-43. Tegningsnr: 332-83
- Armering av bjelke og plate i spenn 31-32 og 37-38. Tegningsnr: 332-84



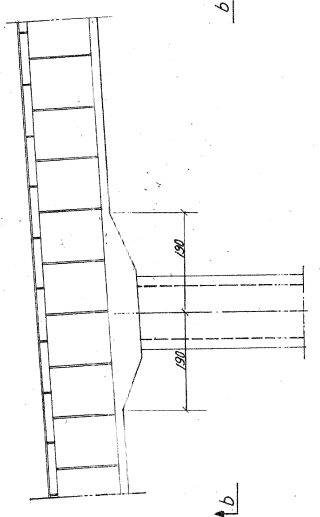
Det ses af et element symmetrisk form hær lysmasse.
 Der blir da et halvelement på hver side af hær ryg,
 og desuden ved tilslutningen ved hvert landværk. Dette
 gælder på brua nærude hær lysmassene skal stå.
 Hær brua er retlig og, plasseres restverksammenene på
 strækningen således som på sørbuenden. I kurven hær
 lænden langs skæret brytpunktet er 188,04 - 179,6 - 6,44 m
 kortere end længden langs ytre kant tilpassede elementene
 mellem hovedpunktet og landværket. Dette tilsvarende gennem-
 snitlig 3,33 mm bredere fager mellem elementene.

102

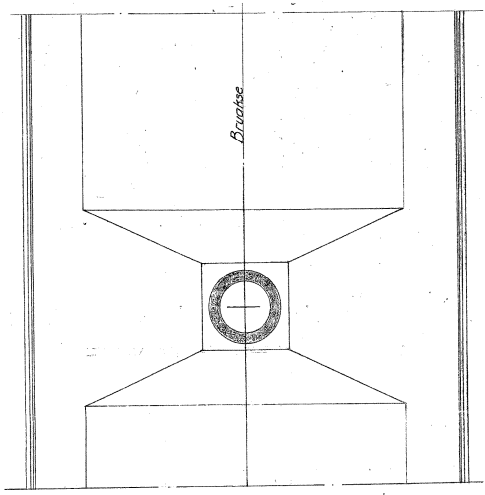
- Transsbrua -
 Plassering av reth-
 verkslammer

Skala	1/1000
Tegningens nr.	332.5
Blad nr.	102

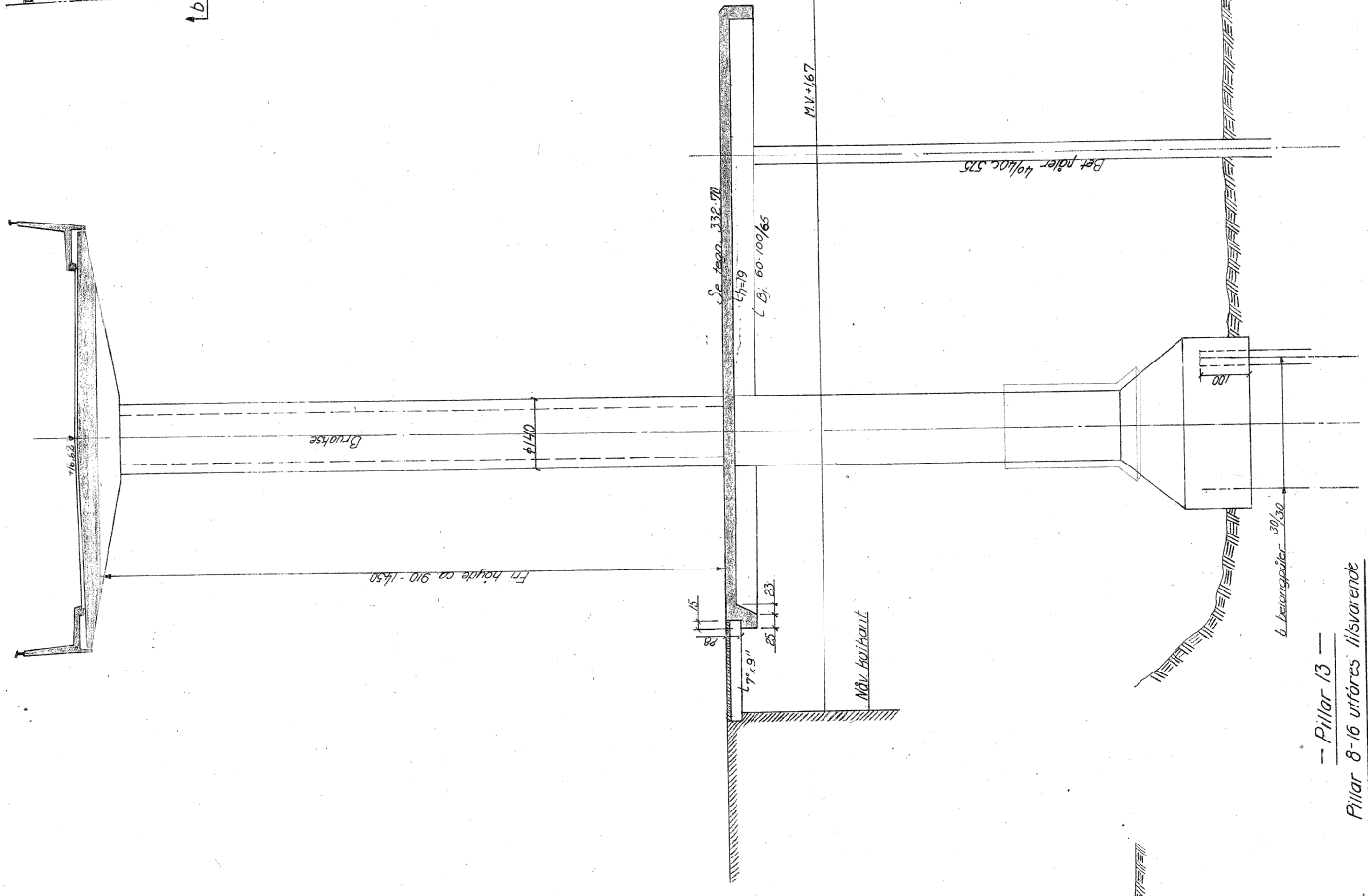
DR. ING. A. AAR-JENSEN, OSLO



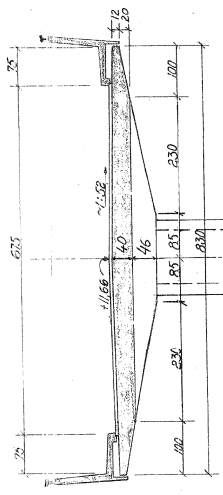
— Sideansicht —



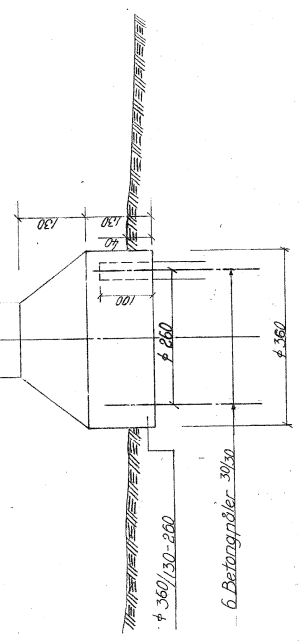
— Smitt b-b —



— Piliar 13 —
Piliar 8-16 utføres tilsvarende



— Piliar 5 —
Piliar 1-7 utføres tilsvarende.



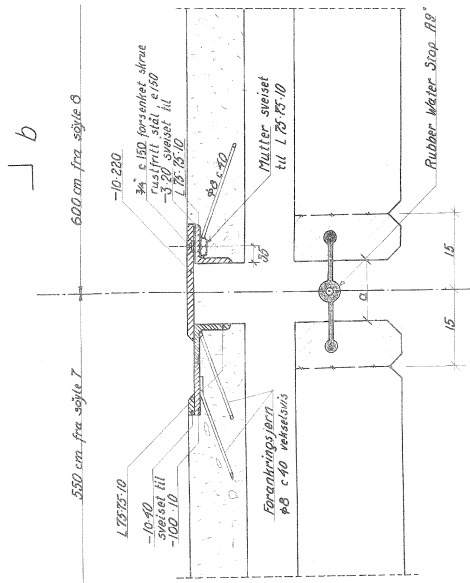
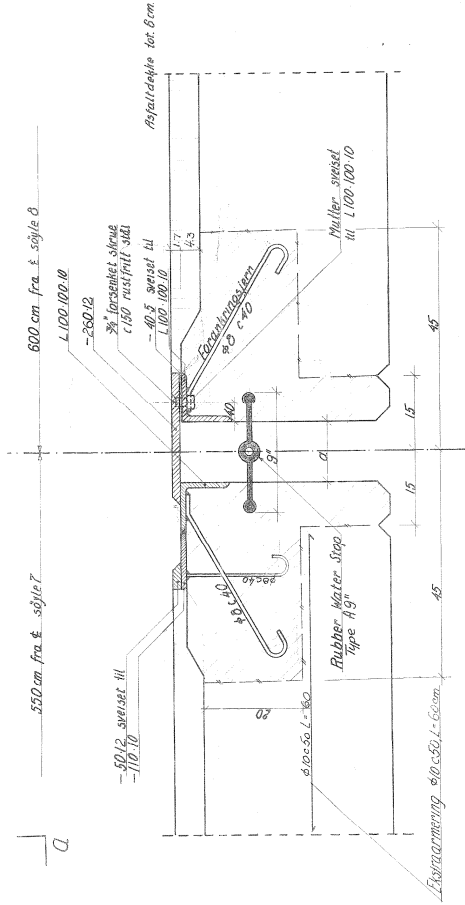
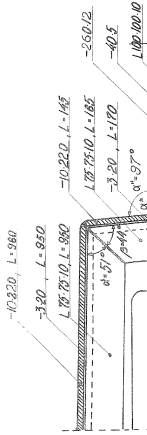
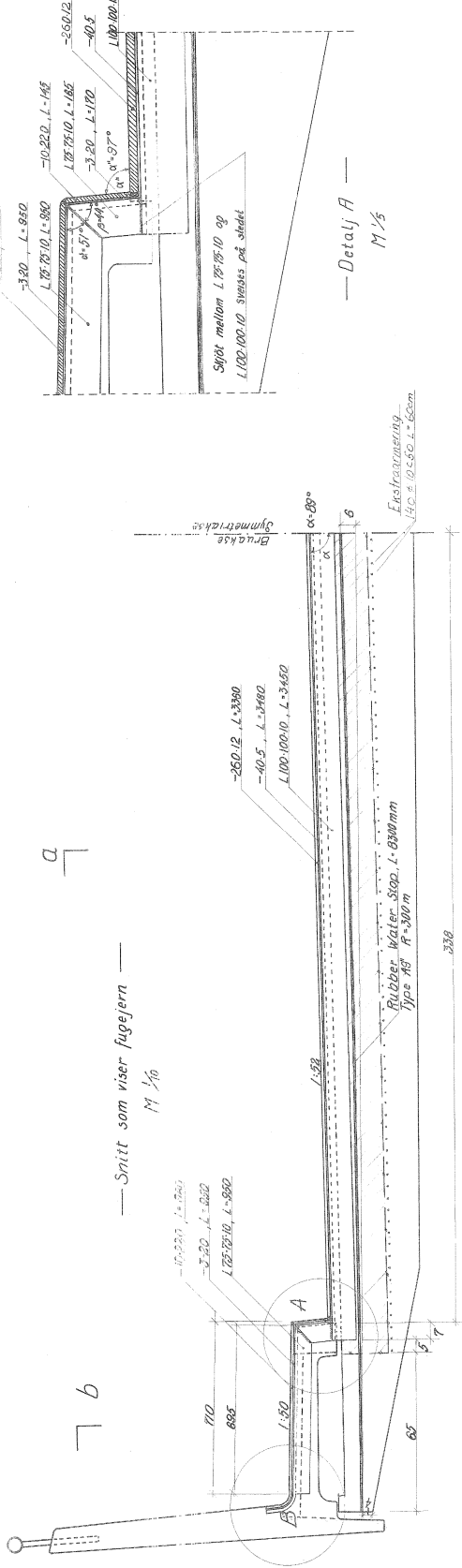
— Piliar 13 —
Piliar 8-16 utføres tilsvarende

NB! Denne tegn. erstatter tegn. nr. 332-43.

Målestokk	1/50	Figur	III-57 2D
Rev. 1		Rev. 1	2.14
Rev. 2		Rev. 2	2.14
Rev. 3		Rev. 3	2.14
Rev. 4		Rev. 4	2.14
Rev. 5		Rev. 5	2.14
Rev. 6		Rev. 6	2.14
Rev. 7		Rev. 7	2.14
Rev. 8		Rev. 8	2.14
Rev. 9		Rev. 9	2.14
Rev. 10		Rev. 10	2.14
Rev. 11		Rev. 11	2.14
Rev. 12		Rev. 12	2.14
Rev. 13		Rev. 13	2.14
Rev. 14		Rev. 14	2.14
Rev. 15		Rev. 15	2.14
Rev. 16		Rev. 16	2.14
Rev. 17		Rev. 17	2.14
Rev. 18		Rev. 18	2.14
Rev. 19		Rev. 19	2.14
Rev. 20		Rev. 20	2.14
Rev. 21		Rev. 21	2.14
Rev. 22		Rev. 22	2.14
Rev. 23		Rev. 23	2.14
Rev. 24		Rev. 24	2.14
Rev. 25		Rev. 25	2.14
Rev. 26		Rev. 26	2.14
Rev. 27		Rev. 27	2.14
Rev. 28		Rev. 28	2.14
Rev. 29		Rev. 29	2.14
Rev. 30		Rev. 30	2.14
Rev. 31		Rev. 31	2.14
Rev. 32		Rev. 32	2.14
Rev. 33		Rev. 33	2.14
Rev. 34		Rev. 34	2.14
Rev. 35		Rev. 35	2.14
Rev. 36		Rev. 36	2.14
Rev. 37		Rev. 37	2.14
Rev. 38		Rev. 38	2.14
Rev. 39		Rev. 39	2.14
Rev. 40		Rev. 40	2.14
Rev. 41		Rev. 41	2.14
Rev. 42		Rev. 42	2.14
Rev. 43		Rev. 43	2.14
Rev. 44		Rev. 44	2.14
Rev. 45		Rev. 45	2.14
Rev. 46		Rev. 46	2.14
Rev. 47		Rev. 47	2.14
Rev. 48		Rev. 48	2.14
Rev. 49		Rev. 49	2.14
Rev. 50		Rev. 50	2.14
Rev. 51		Rev. 51	2.14
Rev. 52		Rev. 52	2.14
Rev. 53		Rev. 53	2.14
Rev. 54		Rev. 54	2.14
Rev. 55		Rev. 55	2.14
Rev. 56		Rev. 56	2.14
Rev. 57		Rev. 57	2.14
Rev. 58		Rev. 58	2.14
Rev. 59		Rev. 59	2.14
Rev. 60		Rev. 60	2.14
Rev. 61		Rev. 61	2.14
Rev. 62		Rev. 62	2.14
Rev. 63		Rev. 63	2.14
Rev. 64		Rev. 64	2.14
Rev. 65		Rev. 65	2.14
Rev. 66		Rev. 66	2.14
Rev. 67		Rev. 67	2.14
Rev. 68		Rev. 68	2.14
Rev. 69		Rev. 69	2.14
Rev. 70		Rev. 70	2.14
Rev. 71		Rev. 71	2.14
Rev. 72		Rev. 72	2.14
Rev. 73		Rev. 73	2.14
Rev. 74		Rev. 74	2.14
Rev. 75		Rev. 75	2.14
Rev. 76		Rev. 76	2.14
Rev. 77		Rev. 77	2.14
Rev. 78		Rev. 78	2.14
Rev. 79		Rev. 79	2.14
Rev. 80		Rev. 80	2.14
Rev. 81		Rev. 81	2.14
Rev. 82		Rev. 82	2.14
Rev. 83		Rev. 83	2.14
Rev. 84		Rev. 84	2.14
Rev. 85		Rev. 85	2.14
Rev. 86		Rev. 86	2.14
Rev. 87		Rev. 87	2.14
Rev. 88		Rev. 88	2.14
Rev. 89		Rev. 89	2.14
Rev. 90		Rev. 90	2.14
Rev. 91		Rev. 91	2.14
Rev. 92		Rev. 92	2.14
Rev. 93		Rev. 93	2.14
Rev. 94		Rev. 94	2.14
Rev. 95		Rev. 95	2.14
Rev. 96		Rev. 96	2.14
Rev. 97		Rev. 97	2.14
Rev. 98		Rev. 98	2.14
Rev. 99		Rev. 99	2.14
Rev. 100		Rev. 100	2.14

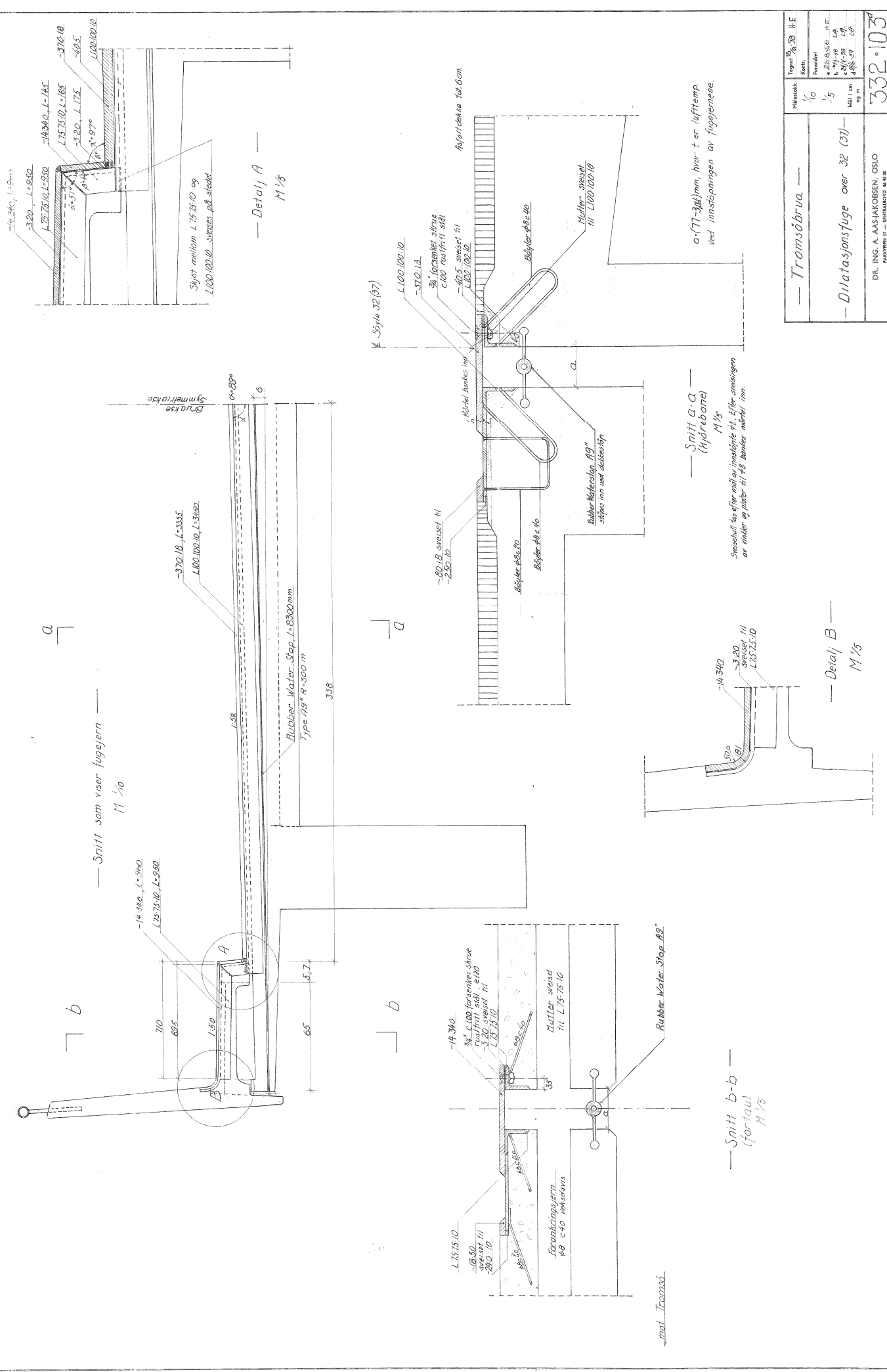
332-69

DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO
PARTNER P. - BRUNNEN 6 4 8 0



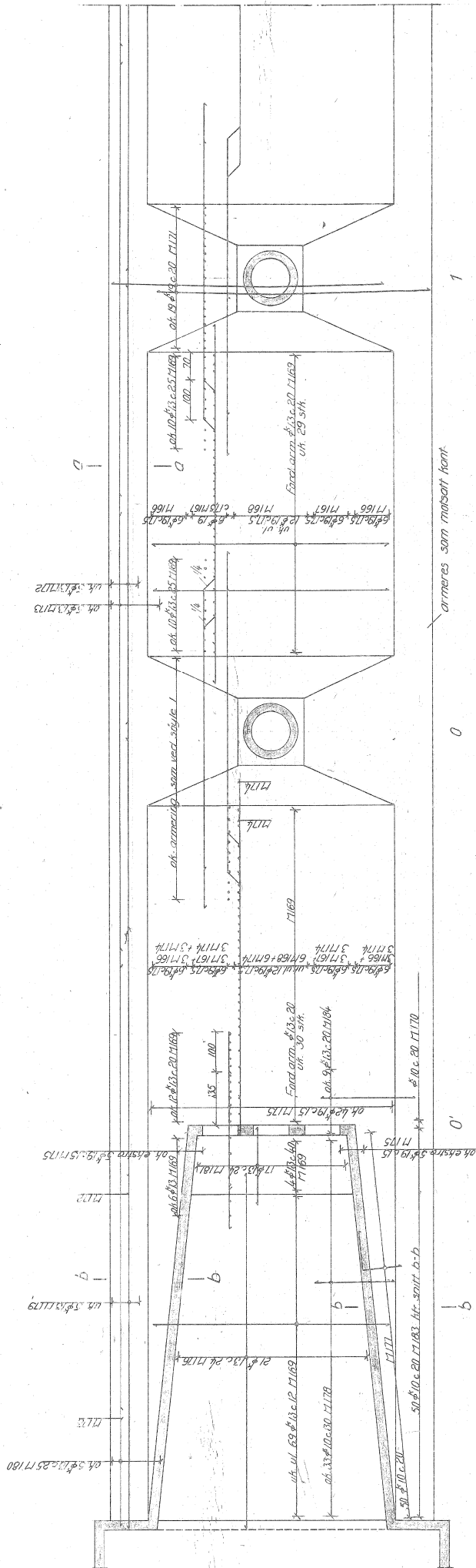
a-(73+2)jern, hvor t er lufttemp.
ved innsjøpningen av fugejernerne.

Prosjekt	Tromsøbrua		
	1/0	1/5	Mål i cm og mm
Arbeid	332.96		
DR. ING. A. AASJANSEN, OSLO			
MASTROFF P. — SEFTJALD 1948			



Prosjekt	Tromsøbrua
Kont.	1/0
Rev.	1/5
Mål i cm og m	1:100
332.103	

DR. ING. A. AASJAVOSEN, OSLO
 PÅRBEJDET PÅ: SERTIFIKERT 24.4.30



armers som måsbort kant

Feltene 1-6 og 9-16 armers som felt 0-1

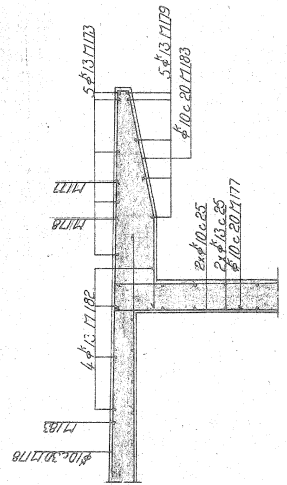
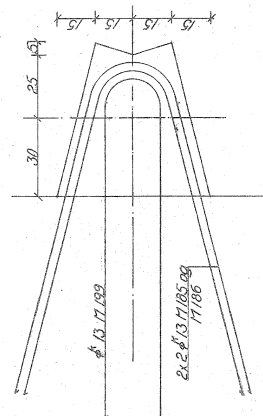
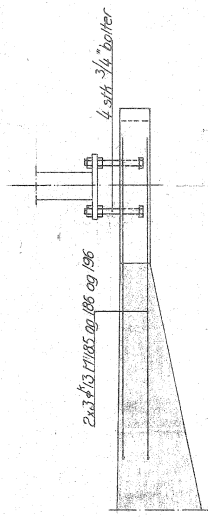
Overdekning i plate 2 cm
 Armering $\phi 8$ og $\phi 10$ St.37
 $\phi 10$ og større GSt-50

Fiksumkontrakt

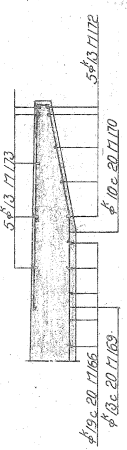
Målestokk	1/50
Regnet	1/2 - 50.37
Formidlet	a
	b
	c
	d
	e
	f
Mål i cm	
og mm	
332.73	

— Tromsøbrua —
 Firm. av brubeholder, landhørd og feltene 0-6 og 9-16

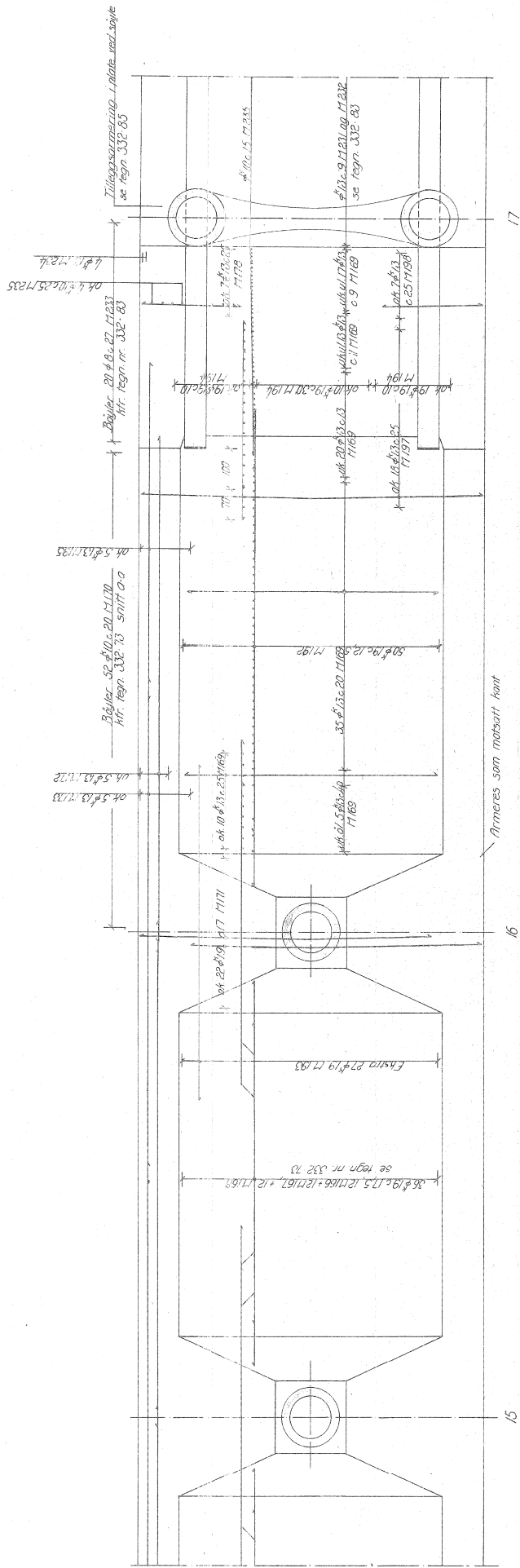
DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN OSLO
 HAVNEN 11 - ARKITEKENS BUREAU



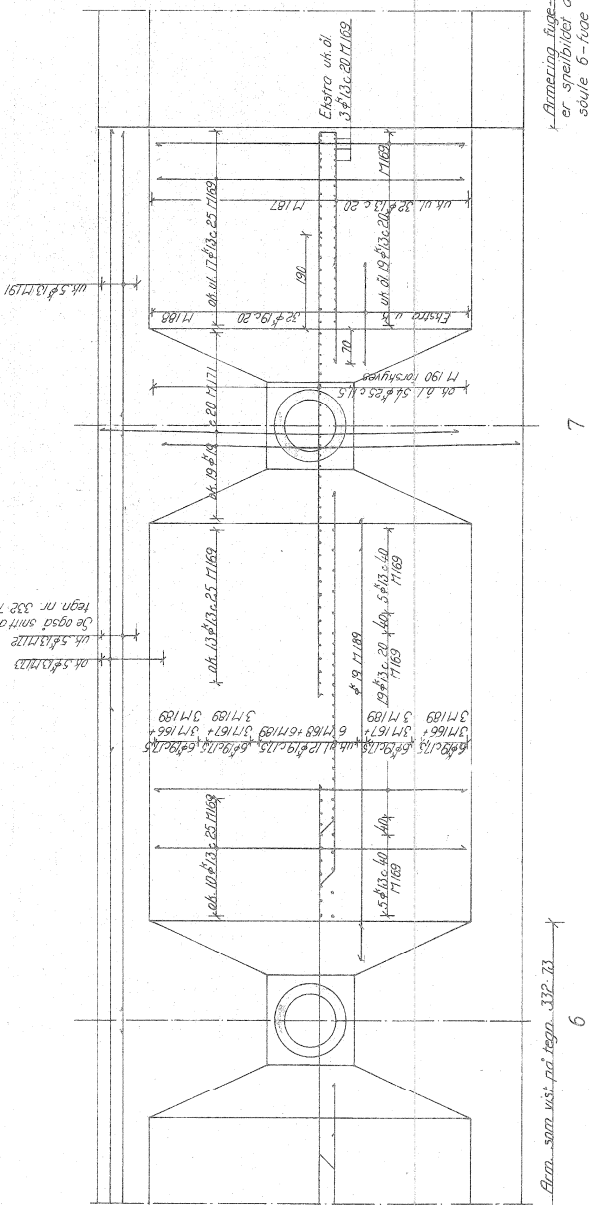
— Snitt b-b —
 1/120



— Snitt a-a —
 1/120



Armering i feltene 15-16-17
1/150

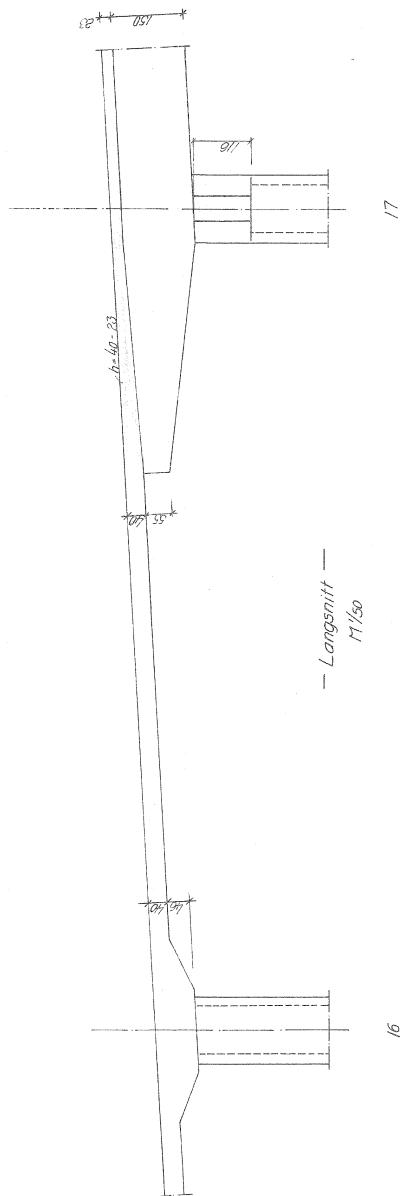


Armering i felt 6-9
1/150

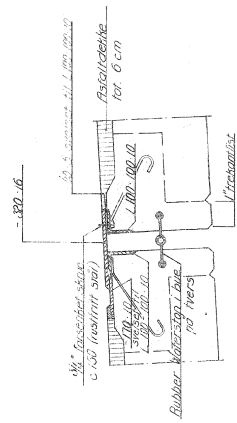
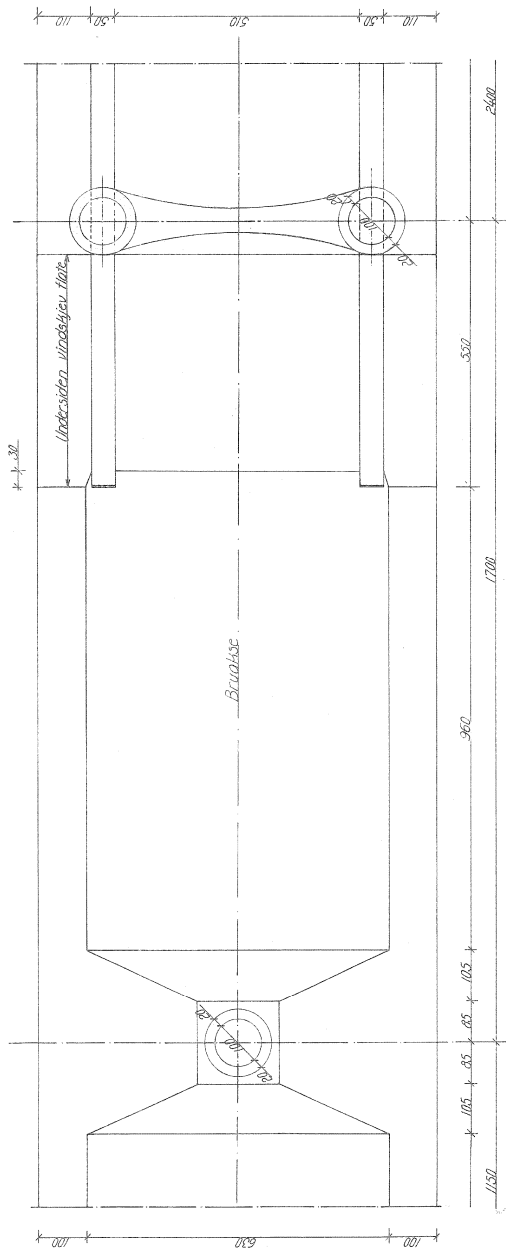
Overdekning i plate 2 cm
Armering ϕ 8 og ϕ 10 er St. 37
Armering ϕ 10 og større er CSF-50

Fiksumhorizont

Tromsøbrua		Målestokk	1/50
Arm. av brubaneneplate i feltene 6-9 og 16-17		Figur	a
DR. ING. A. AASJAKOBSEN, OSLO		Mål i cm	1:1
FAKULTET P. - ENTLAGINGS M.A.P.		Byg. nr.	332-74



17



Dilatasjonsfuge i felt 7-8

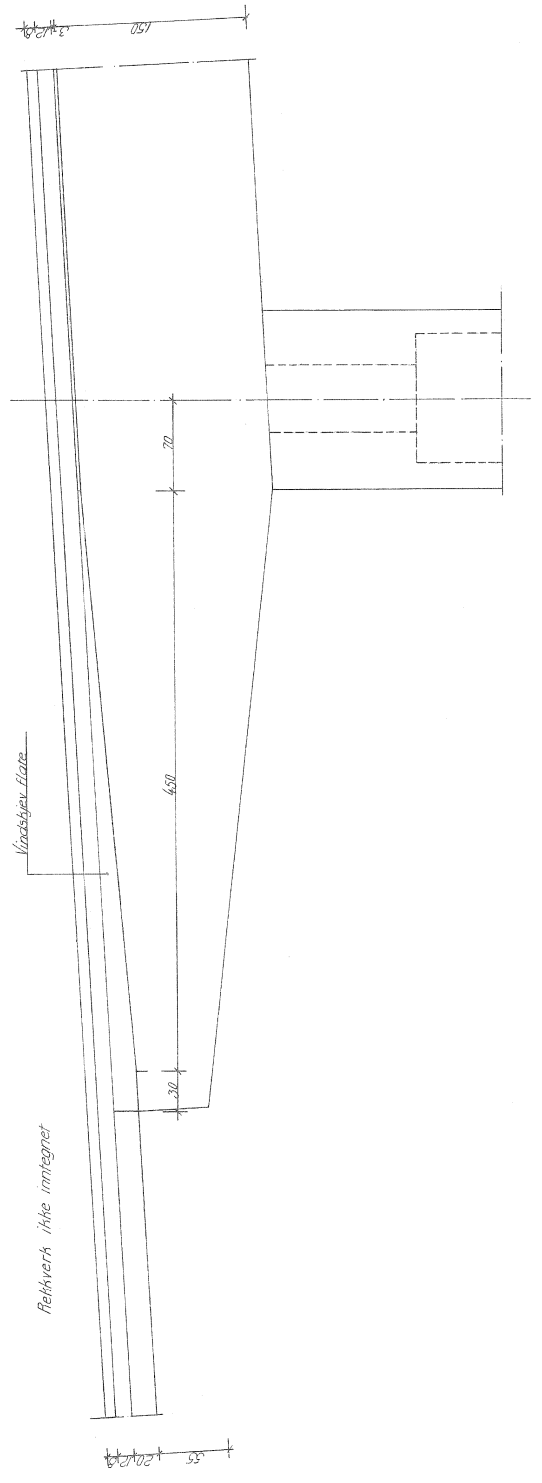
1/10

kr. tegn. 332-96

A-betong med min. 375 kg sement pr. m³

Målestokk	1/50	Tegnet 6/12-57 T.H.
	1/10	
Mål i cm og mm		1/20-37 1/10-38 E.B. 1/10-39 J.H. 1/10-39 H.E.
DR. ING. A. AASJÅKOBSEN, OSLO		332-72d
MAKINGEN P. - STRANDGÅRD B.L.S.		

Oppriss ved søyle 17, se tegn. nr. 332-88



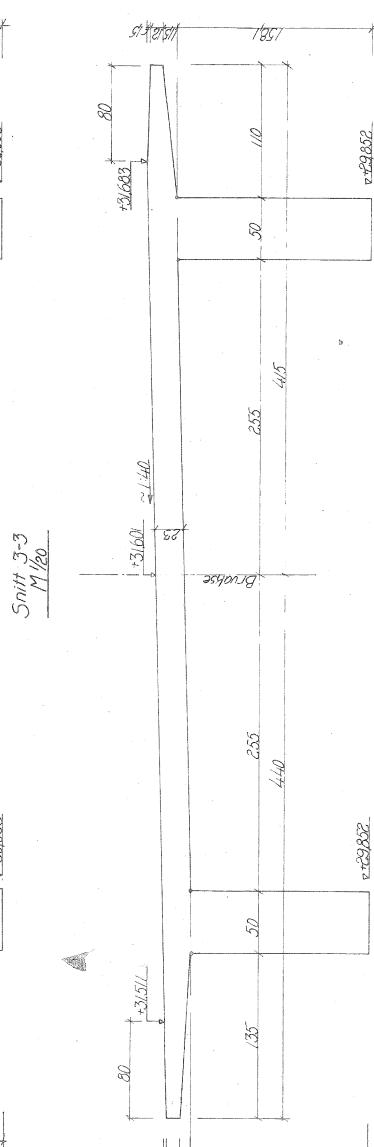
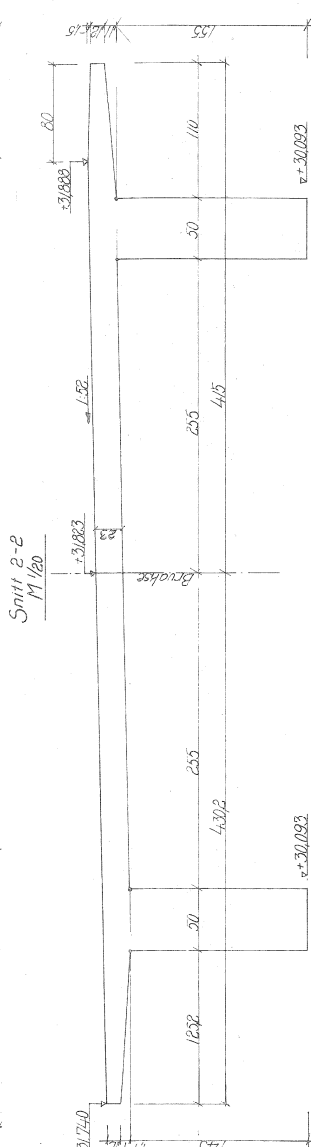
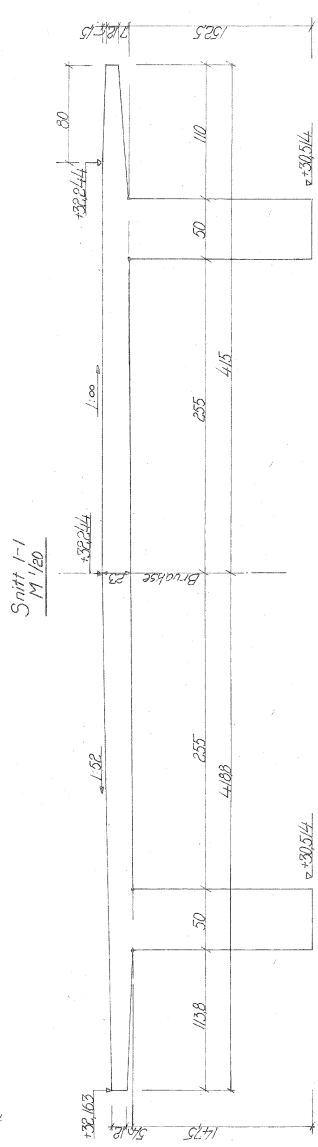
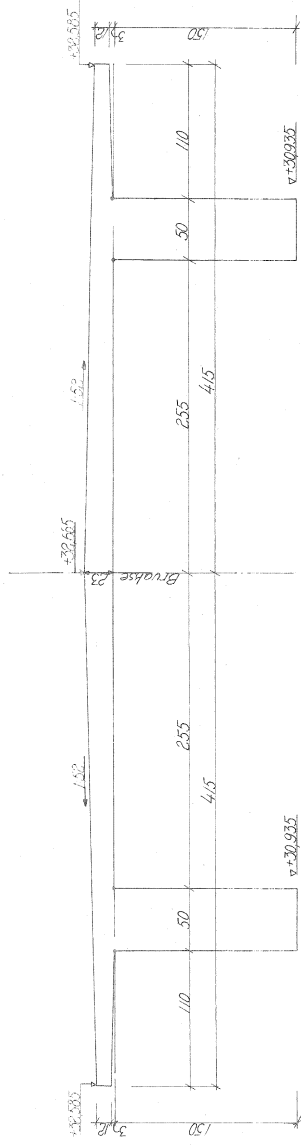
— Oppriss ved atse 17 —
1/120

Tegnet 26. 59. 3. 11	
Arkitekt	1/20
Kont.	Forandret
a	
b	
c	
d	
Mål i cm 25 mm	
332 088	

— Tromsøbrua —

— Oppriss ved atse 17 —

DR. ING. A. AAS-JACOBSEN, OSLO
PARKVEIEN 17. — TELEFONNR. 14 418

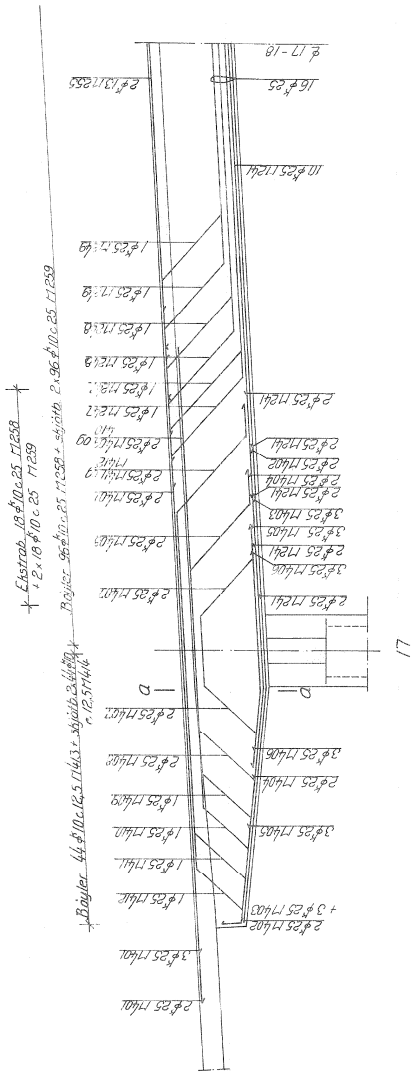


Fikssumhintrakt

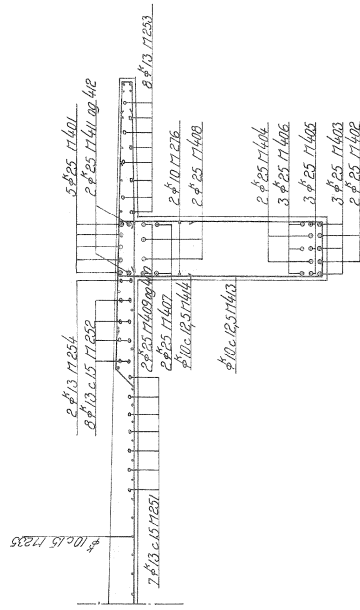
Arbeftong med min. 375 kg. sement pr. m³

Snittenes belggenhet, se tegning nr. 332-76 og 80

Målestokk 1/20	Figur 131-58 D	Mål i cm 1:20	Fondent a b c d
	Tromsøbrua		
Tverrsnitt 1, 2, 3 og 4 i feltene 41-42-43			332-82
DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO PARTNER P. — ENTREPRIS 5145 P			



— Armring av bjelke ved akse 17 —
17150

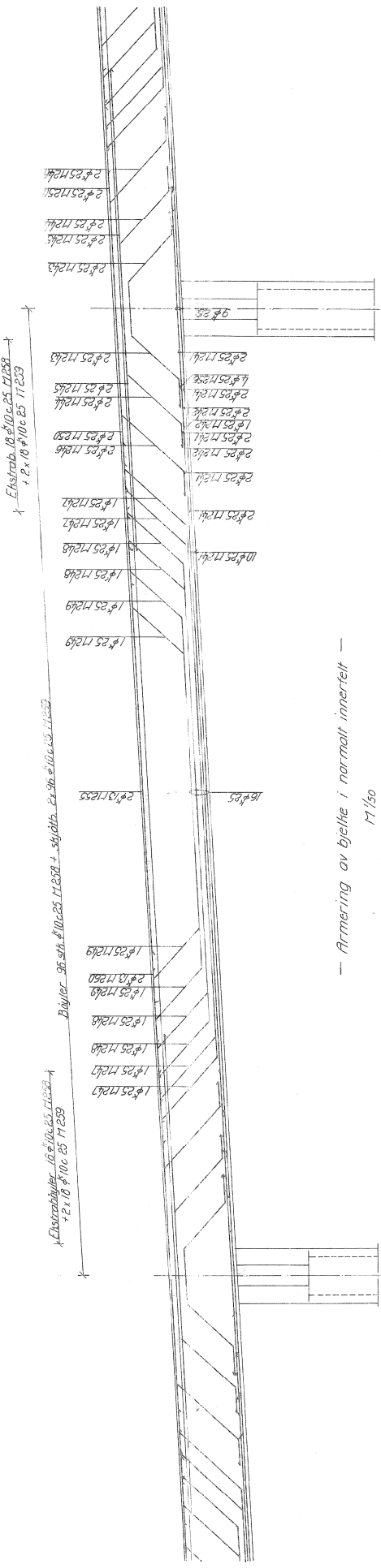


— Snitt 17-10 —
17150

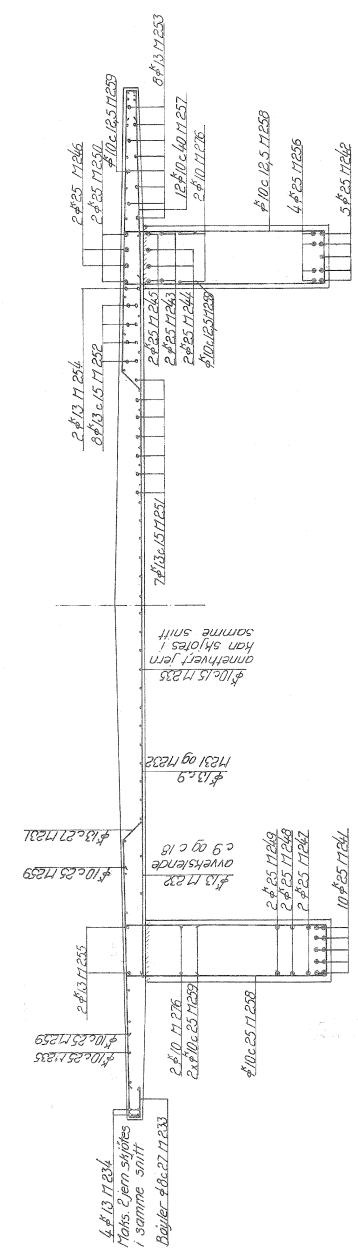
Overdekning i bjelke 4 cm
" " plate 2 cm
Armring ϕ 10 og større er CSF.50
" ϕ 8 og ϕ 10 er St.37

Tilleggsarmring i plate ved søyle, se også tegn. nr. 332-83

Tegnet 1975-58/74	
Målestokk	Kont.
1/50	Forandret
1/20	a
	b
	c
	d
Mål i cm og m	
	332.95
— Tromsøbrua —	
Armring i utthøget bjelke ved akse 17	
DR. ING. A. AASEJAKOBSEN, OSLO	
MARKIRING — STRUKTUR 54.143	



— Armering av bjelke i normalt innertelt —
17/50



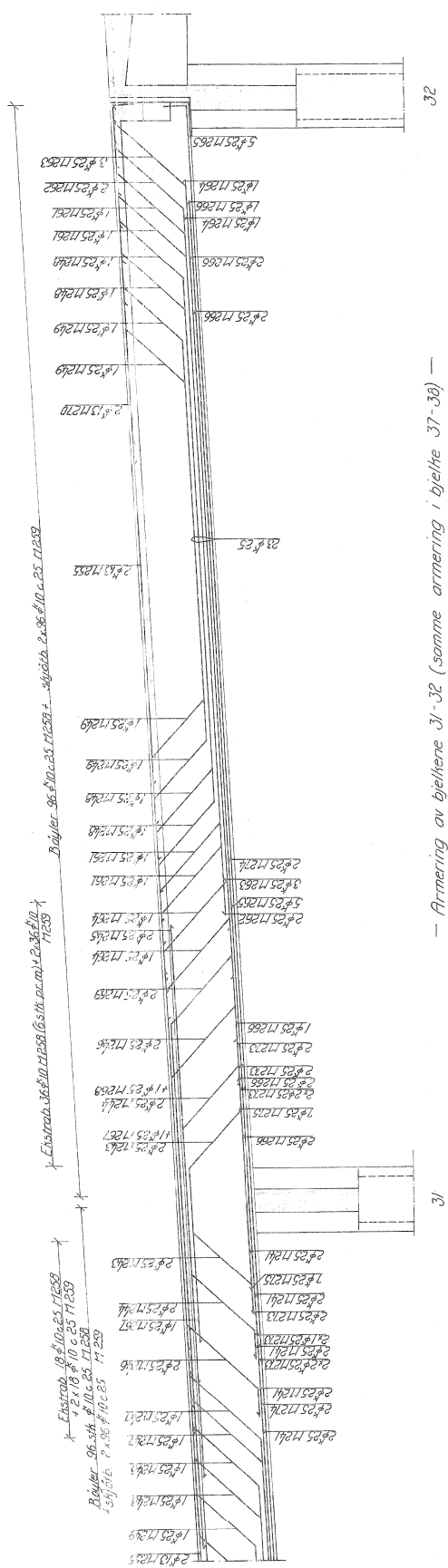
— Snitt ved søyle —

— Snitt gjennom brubane —
17/50

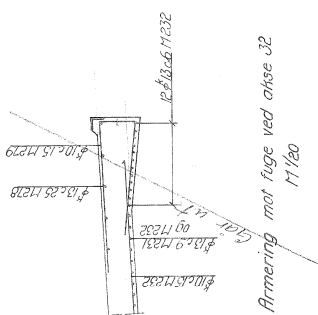
Overdekning i bjelke 4 cm
" plate 2 cm
Armering $\phi 10$ og større er GSF 50
" $\phi 8$ og $\phi 10$ er St. 37

Målestokk	Figur	1/2-50 714
	Forstørrelse	
Mål i cm	a	1/20
	b	1/50
	c	
	d	
DR. ING. A. ANS-JAKOBSEN, OSLO FAKULTET F. - Sivilingeniør i 1946		
332 • 83		

— Tromsøbrua —
Arm av bjelke og plate i spenn 17,31 og 38-44

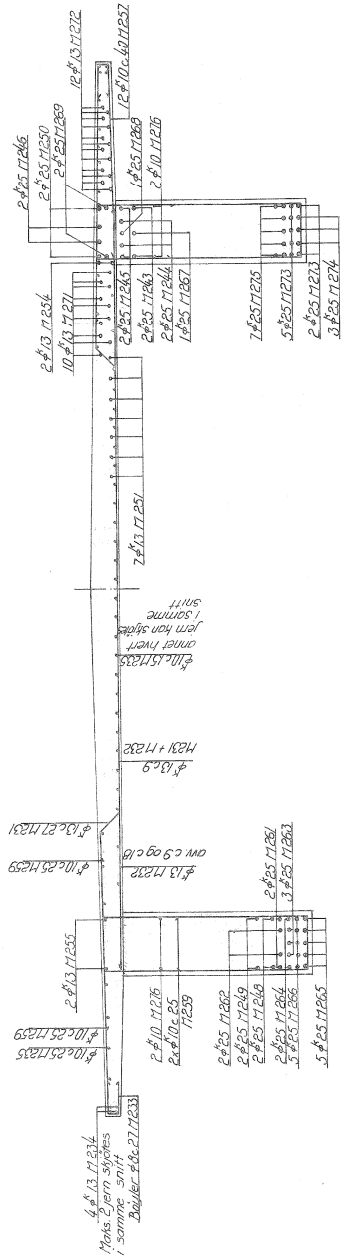


— Armering av bjelkene 31-32 (sammen armering i bjelke 37-38) —



Armering mot fuge ved akse 32
1/120

Overdekning i bjelker 4 cm
plåne 2 cm
Armering $\phi 10$ og større er C5F50
" $\phi 8$ og $\phi 10$ er 3r 37
Se også tegn. nr. 332-85



— Snitt i felt 31-32 —

— Snitt gjennom brubane —

1/120

Målestokk	1/50
	1/20
Skala	1:100
Blatt nr.	332-84
— Tramsøbrua —	
Arm. av bjelke og plåne i spenn 31-32 og 37-38	
DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO	
PROJEKTØR P. — SMITTLUND K&S	

Vedlegg B

Materialeegenskaper til betong og slakkarmering

Materialeegenskaper og parametere

I dette vedlegget vil alle materialeegenskaper- og parametere for betong og armering vises og beregnes. Dette danner grunnlaget videre for beregninger og kontroller.

Betong

Betongkvalitet: A-betong/C25/B20

$$f_{ck} := 25 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Terningfasthet} \quad \text{NS 3473:2003 Tabell 5.a}$$

$$f_{cck} := 20 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Karakteristisk sylindrefasthet} \quad \text{NS 3473:2003 Tabell 5.a}$$

$$f_{cn} := 16.8 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Kontruksjonsfasthet for trykk} \quad \text{NS 3473:2003 Tabell 5.c}$$

$$f_{tk} := 2.1 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Strekfasthet} \quad \text{NS 3473:2003 Tabell 5.c}$$

$$f_{tn} := 1.4 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Kontruksjonsfasthet for strekk} \quad \text{NS 3473:2003 Tabell 5.c}$$

$$\gamma_c := 1.4 \quad \text{Materialfaktor i bruddgrensekontroll} \quad \text{NS 3473:2003 Tabell 4}$$

Elastisitets-
koeffisient:

$$k_E := 9500 \left(\frac{N}{mm^2} \right)^{0.7} \quad \text{For } E_{ck} \quad \text{NS 3473:2003 9.2.1}$$

$$k_{E.cn} := 10000 \left(\frac{N}{mm^2} \right)^{0.7} \quad \text{For } E_{cn} \quad \text{NS 3473:2003 11.3.1}$$

Betongens dimensjonerende
trykkfasthet:

$$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 12 \frac{N}{mm^2} \quad \text{NS 3473:2003 10.4.2}$$

Betongens dimensjonerende
strekfasthet:

$$f_{cd} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1 \frac{N}{mm^2} \quad \text{NS 3473:2003 10.4.2}$$

Karakteristisk E-modul:

$$E_{ck} := k_E \cdot f_{cck}^{0.3} = (2.334 \cdot 10^4) \frac{N}{mm^2}$$

Initiell E-modul:

$$E_{cn} := k_{E.cn} \cdot f_{cn}^{0.3} = (2.331 \cdot 10^4) \frac{N}{mm^2}$$

$\varepsilon_{cu} := 0.0035$ Betongens tøyningsgrense **NS 3473:2003 11.3.2**

$RF := 70\%$ Relativ luftfuktighet **NS 3473:2003 Tabell A.2**

Slakkarmering

Karakteristisk E-modul:

$$E_{sk} := 200000 \frac{N}{mm^2} \quad \text{NS 3473:2003 9.2.5}$$

$\gamma_s := 1.25$ Materialfaktor i bruddgrensekontroll **NS 3473:2003 Tabell 4**

Armeringens materialfasthet etter HB R412 tabell 4.2-3:

Armeringskvalitet	Symbol	St. 37	CSF 40 (s)		CSF 50 (s)	
		Glattstål	Kamstål		Kamstål	
Diameter (mm)	ϕ	8-32	8-20	25-32	8-16	20-32
Karakteristiske fasthet	f_{sk}	230 MPa	400 MPa	380 MPa	500 MPa	480 MPa

Stålets dimensjonerende fasthet:

St. 37:

8-32mm $f_{sk1} := 230 \text{ MPa}$ $f_{sd1} := \frac{f_{sk1}}{\gamma_s} = 184 \text{ MPa}$

CFS 40 (s)

8-20mm $f_{sk2} := 400 \text{ MPa}$ $f_{sd2} := \frac{f_{sk2}}{\gamma_s} = 320 \text{ MPa}$

$$25\text{-}32\text{mm} \quad f_{sk3} := 380 \text{ MPa}$$

$$f_{sd3} := \frac{f_{sk3}}{\gamma_s} = 304 \text{ MPa}$$

CFS 50 (s)

$$8\text{-}16\text{mm} \quad f_{sk4} := 500 \text{ MPa}$$

$$f_{sd4} := \frac{f_{sk4}}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$20\text{-}32\text{mm} \quad f_{sk5} := 480 \text{ MPa}$$

$$f_{sd5} := \frac{f_{sk5}}{\gamma_s} = 384 \text{ MPa}$$

Armeringens bruddtøyning:

$$\varepsilon_{sy1} := \frac{f_{sk1}}{E_{sk}} = 1.15 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{sy2} := \frac{f_{sk2}}{E_{sk}} = 2 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{sy3} := \frac{f_{sk3}}{E_{sk}} = 1.9 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{sy4} := \frac{f_{sk4}}{E_{sk}} = 2.5 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{sy5} := \frac{f_{sk5}}{E_{sk}} = 2.4 \cdot 10^{-3}$$

Hookes lov

Vedlegg C

Søylelengder

Søylelengdene fremkommer ikke i brutegningene, det er derfor gjort en antagelse ved bruk av norgeskart.no [20]. Her kan en enkelt trykke på områder under Tromsøbrua og finne ut hvor dypt vannet er. Ved hjelp av norgeskart.no og kotehøydene som er presentert i brutegningene er det presentert i figur 12.1 bruas søylelengder.

akse nr:	M.O.H:	Kote:	Høyde opplager:	Søylehøyde:
0	4	8,56	0,86	3,7
1	3	9,18	0,86	4,32
2	3	9,8	0,86	5,94
3	3	10,42	0,86	6,56
4	2	11,04	0,86	8,18
5	-2	11,66	0,86	12,8
6	-5	12,28	0,86	16,42
7	-5	12,9	0,86	17,02

(a) Del 1

akse nr:	M.O.H:	Kote:	Høyde opplager:	Søylehøyde:
8	-5	13,52	0,86	17,66
9	-5	14,14	0,86	18,28
10	-5	14,76	0,86	18,9
11	-5	15,38	0,86	19,52
12	-5	16	0,86	20,14
13	-5	16,62	0,86	20,76
14	-5	17,24	0,86	21,38
15	-5	17,86	0,86	22
16	-5	18,48	0,86	22,62
17	-5	19,4	1,73	22,67
18	-5	20,7	1,73	23,97
19	-5	22	1,73	25,27
20	-5	23,3	1,73	26,57
21	-5	24,6	1,73	27,87
22	-5	25,9	1,73	29,17
23	-5	27,2	1,73	30,47
24	-5	28,5	1,73	31,77
25	-5	29,8	1,73	33,07
26	-5	31,1	1,73	34,37
27	-5	32,4	1,73	35,67
28	-5	33,7	1,73	36,97
29	-5	35	1,73	38,27
30	-5	36,3	1,73	39,57
31	-6	37,6	1,73	40,87
32	-7	38,9		

(b) Del 2

Figur 12.1: Søylehøyder i del 1 og 2

Vedlegg D

Vindlast

Vindlast

Vindlastklasse

Håndbok N400 pkt 5.4.3.1: Vindlastklasse I for bjelke- og platebruer i betong, derfor er dynamisk lastvirkning ubetydelig fra vind.

Vindhastighet og vindhastighetstrykk

NS-EN 1991-1-4:2005/NA:2009

Referansevindhastighet for Tromsø: $v_{b,0} := 27 \frac{m}{s}$ Tabell NA.4(901.1)

Basisvindhastighet, v_b

NA.4.2(2)P (901.1) Faktor for vindøkning med høyden over havet, c_{alt}

Tersjelverdi: $v_0 := 30 \frac{m}{s}$

Nivåkorrosjon begynner: $H_0 := 700 m$ Tabell NA.4 (901.2)

Maksimal nivåkorrosjon når: $H_{topp} := 1300 m$ Tabell NA.4 (901.2)

Høyde over havet for byggestedet: $H := 0 m$

$$v_{b,0} < v_0 \quad c_{alt} := 1.0 + \frac{(v_0 - v_{b,0}) \cdot (H - H_0)}{v_{b,0} \cdot (H_{topp} - H_0)} = 0.87 \quad 0.87 < 1$$

Nivåfaktor: $c_{alt} := 1$

Retningsfaktor: $c_{dir} := 1$

Årstidsfaktor: $c_{season} := 1$

Returperiode per 50 år: $c_{prob} := 1$

$$v_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0} = 27 \frac{m}{s}$$

Lign. (NA 4.1)

Stedsvindhastighet, $v_m(z)$

Terrengkategori I:

$$k_r := 0.17 \quad \text{Tabell NA.4.1}$$

$$z_0 := 0.01 \text{ m}$$

$$z_{min} := 2 \text{ m}$$

Overbygningens høyde over
terreng:

$$z := 38.9 \text{ m} \quad \text{Antar det over hele brua}$$

4.3.2 Terrengruhet

Ruhetsfaktor: $z_{min} \leq z \leq z_{max}$

$$c_r := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 1.405$$

Terrengformfaktor:

$$c_o := 1$$

$$v_m := c_r \cdot c_o \cdot v_b = 37.942 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Lign. (4.3)

4.4 Vindturbulens

$$k_I := 1$$

Turbulensintensitet: $z_{min} \leq z \leq z_{max}$

$$I_v := \frac{k_I}{c_o \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0.121$$

Lufttetthet:

$$\rho_{luft} := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

NA4.5 (1)

Toppfaktor:

$$k_p := 3.5$$

Vindkasthastighet:

$$v_p := v_m \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v} = 51.562 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Vindkasthastighetsstrykk:

$$q_p := (1 + 7 \cdot I_v) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_{luft} \cdot v_m^2 = 1.662 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

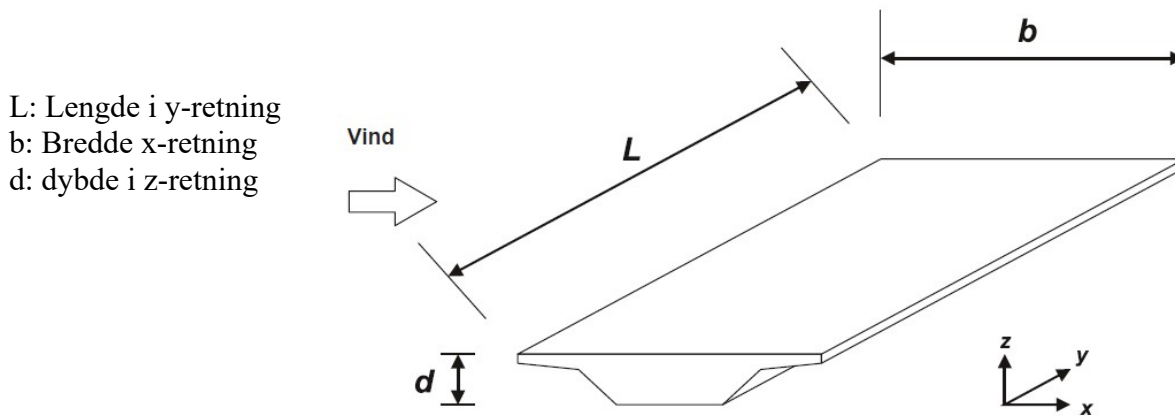
Basisvindhastighetsstrykket:

$$q_b := \frac{1}{2} \cdot \rho_{luft} \cdot v_b^2 = 0.456 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindlast akse 0-16

Vindkrefter på bru - uten trafikk: akse 0-16

NS-EN 1991-1-4:2005/NA:2009



Figur 8.2 – Retninger for vindpåvirkninger på bruer

I henhold til 8.3.2(1) kan en forenklet beregningsmetode benyttes for å finne vindkreftene, når det ikke er behov for dynamisk responsberegning.

Vindkraft i x-retning, bruas tverretning.

Akse 0-16 har et kontinuerlig platetverrsnitt på 0,4 meter, mens den er 0,86 meter ved opplager. Bruker derfor 0,86 som dimensjonerende tverrsnittshøyde + rekkverk

$$b := 8.3 \text{ m}$$

$$d_{tot} := 0.86 \text{ m} + 2.5 \text{ m} = 3.36 \text{ m}$$

Tabell 8.1

$$A_{ref.x} := d_{tot} \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 3.36 \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

Figur 8.3

$$c_e := \frac{q_p}{q_b} = 3.647$$

Ligning (4.9)

$$\frac{b}{d_{tot}} = 2.47$$

$$c_{fx} := 1.77$$

Figur 8.3

$$C := c_e \cdot c_{fx} = 6.455$$

$$F_{wx} := \frac{1}{2} \cdot \rho_{luft} \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref.x} = 9.882 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ligning (8.2)

Vindkraft i y-retning, bruas lengderetning.

$$F_{wy} := 0.25 \cdot F_{wx} = 2.471 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad 8.3.4(1)$$

Vindkraft i z-retning, vertikalt på brua.

$$c_{f,z} := 0.9 \quad +/- \quad 8.3.3(1)$$

$$C_z := c_e \cdot c_{f,z} = 3.282$$

$$A_{ref,z} := b \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 8.3 \frac{\text{m}^2}{\text{m}} \quad 8.3.3(2)$$

$$F_{wz} := \frac{1}{2} \cdot \rho_{luft} \cdot v_b^2 \cdot C_z \cdot A_{ref,z} = 12.413 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindkrefter på brua - med trafikk: akse 0-16

HB N400 5.4.3.3 Grensetilstander og lastkombinasjoner.

Vindlast med samtidig trafikklast: $v_{p'} := 35 \frac{m}{s}$

Vindhastighetskontroll

NA.8.1(4)

$$v_{m'} := \frac{v_{p'}}{\sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v}} = 25.755 \frac{m}{s}$$

$$v_{b'} := \frac{v_{m'}}{c_r \cdot c_o} = 18.327 \frac{m}{s}$$

$$v_{b.0'} := \frac{v_{b'}}{c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob}} = 18.327 \frac{m}{s}$$

$v_{b.0'} < v_{b.0}$ OK!

$$q_{b'} := \frac{1}{2} \cdot \rho_{luft} \cdot v_{b'}^2 = 0.21 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Ligning (4.10)}$$

$$q_{p'} := \frac{1}{2} \cdot \rho_{luft} \cdot v_{p'}^2 = 0.766 \frac{kN}{m^2} \quad 4.5(1)$$

Vindkraft i x-retning, bruas tverretning.

$$d_{tot'} := 0.86 \text{ m} + 2 \text{ m} = 2.86 \text{ m} \quad 8.3.1(5)$$

$$A_{ref.x'} := d_{tot'} \cdot 1 \frac{m}{m} = 2.86 \frac{m^2}{m} \quad \text{Figur 8.3}$$

$$c_{e'} := \frac{q_{p'}}{q_{b'}} = 3.647 \quad \text{Ligning (4.9)}$$

$$\frac{b}{d_{tot'}} = 2.902 \quad c_{fx'} := 1.6 \quad \text{Figur 8.3}$$

$$C_{x'} := c_{e'} \cdot c_{fx'} = 5.835$$

$$F_{wx'} := \frac{1}{2} \cdot \rho_{luft} \cdot v_{b'}^2 \cdot C_{x'} \cdot A_{ref.x'} = 3.504 \frac{kN}{m} \quad \text{Ligning (8.2)}$$

Vindkraft i y-retning, bruas lengderetning.

$$F_{wy'} := 0.25 \cdot F_{wx'} = 0.876 \frac{kN}{m} \quad 8.3.4(1)$$

Vindkraft i z-retning, vertikalt på brua.

$$c_{f,z'} := 0.9 \quad +/- \quad 8.3.3(1)$$

$$C_{z'} := c_{e'} \cdot c_{f,z'} = 3.282$$

$$A_{ref,z'} := b \cdot 1 \frac{m}{m} = 8.3 \frac{m^2}{m} \quad 8.3.3(2)$$

$$F_{wz'} := \frac{1}{2} \cdot \rho_{luft} \cdot v_b'^2 \cdot C_{z'} \cdot A_{ref,z'} = 5.719 \frac{kN}{m}$$

Vindlast akse 17-32

Vindkrefter på bru - uten trafikk: akse 17-32

NS-EN 1991-1-4:2005/NA:2009

Vindkraft i x-retning, bruas tverretning.

Akse 17-32 har et kontinerlig bjelkebru med dobbelt T-tverrsnitt på 1,7 meter. Bruker derfor 1,7 meter + rekkverk.

$$b := 8.3 \text{ m}$$

$$d_{tot2} := 1.7 \text{ m} + 2.5 \text{ m} = 4.2 \text{ m}$$

Tabell 8.1

$$A_{ref.x2} := d_{tot2} \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 4.2 \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

Figur 8.3

$$c_e := \frac{q_p}{q_b} = 3.647$$

Ligning (4.9)

$$\frac{b}{d_{tot2}} = 1.976 \quad c_{fx2} := 1.9$$

Figur 8.3

$$C_{x2} := c_e \cdot c_{fx2} = 6.929$$

$$F_{wx2} := \frac{1}{2} \cdot \rho_{luft} \cdot v_b^2 \cdot C_{x2} \cdot A_{ref.x2} = 13.26 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ligning (8.2)

Vindkraft i y-retning, bruas lengderetning.

$$F_{wy2} := 0.25 \cdot F_{wx2} = 3.315 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

8.3.4(1)

Vindkraft i z-retning, vertikalt på brua.

$$c_{f.z2} := 0.9 \quad +/-$$

8.3.3(1)

$$C_{z2} := c_e \cdot c_{f.z2} = 3.282$$

$$A_{ref.z2} := b \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 8.3 \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

8.3.3(2)

$$F_{wz2} := \frac{1}{2} \cdot \rho_{luft} \cdot v_b^2 \cdot C_{z2} \cdot A_{ref.z2} = 12.413 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindkrefter på brua - med trafikk: akse 17-32

HB N400 5.4.3.3 Grensetilstander og lastkombinasjoner.

Vindlast med samtidig trafikklast: $v_{p2'} := 35 \frac{m}{s}$

Vindhastighetskontroll

NA.8.1(4)

$$v_{m'} := \frac{v_{p'}}{\sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v}} = 25.755 \frac{m}{s}$$

$$v_{b2'} := \frac{v_{m'}}{c_r \cdot c_o} = 18.327 \frac{m}{s}$$

$$v_{b.0'} := \frac{v_{b'}}{c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob}} = 18.327 \frac{m}{s}$$

$v_{b.0'} < v_{b.0}$ OK!

$$q_{b2'} := \frac{1}{2} \cdot \rho_{luft} \cdot v_{b2'}^2 = 0.21 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Ligning (4.10)}$$

$$q_{p2'} := \frac{1}{2} \cdot \rho_{luft} \cdot v_{p2'}^2 = 0.766 \frac{kN}{m^2} \quad 4.5(1)$$

Vindkraft i x-retning, bruas tverretning.

$$d_{tot2'} := 1.7 \text{ m} + 2 \text{ m} = 3.7 \text{ m} \quad 8.3.1(5)$$

$$A_{ref.x2'} := d_{tot2'} \cdot 1 \frac{m}{m} = 3.7 \frac{m^2}{m} \quad \text{Figur 8.3}$$

$$c_{e2'} := \frac{q_{p2'}}{q_{b2'}} = 3.647 \quad \text{Ligning (4.9)}$$

$$\frac{b}{d_{tot2'}} = 2.243 \quad c_{fx2'} := 1.75 \quad \text{Figur 8.3}$$

$$C_2' := c_{e2'} \cdot c_{fx2'} = 6.382$$

$$F_{wx2'} := \frac{1}{2} \cdot \rho_{luft} \cdot v_{b2'}^2 \cdot C_2' \cdot A_{ref.x2'} = 4.957 \frac{kN}{m} \quad \text{Ligning (8.2)}$$

Vindkraft i y-retning, bruas lengderetning.

$$F_{wy2'} := 0.25 \cdot F_{wx2'} = 1.239 \frac{kN}{m} \quad 8.3.4(1)$$

Vindkraft i z-retning, vertikalt på brua.

$$c_{f.z2'} := 0.9 \quad +/- \quad 8.3.3(1)$$

$$C_{z2'} := c_{e2'} \cdot c_{f.z2'} = 3.282$$

$$A_{ref.z2'} := b \cdot 1 \frac{m}{m} = 8.3 \frac{m^2}{m} \quad 8.3.3(2)$$

$$F_{wz2'} := \frac{1}{2} \cdot \rho_{luft} \cdot v_{b2'}^2 \cdot C_{z2'} \cdot A_{ref.z2'} = 5.719 \frac{kN}{m}$$

Oppsummert

Akse 0-16

Uten trafikklast

$$F_{wx} = 9.88 \frac{kN}{m}$$

$$F_{wy} = 2.47 \frac{kN}{m}$$

$$F_{wz} = 12.41 \frac{kN}{m}$$

Med trafikklast

$$F_{wx'} = 3.5 \frac{kN}{m}$$

$$F_{wy'} = 0.88 \frac{kN}{m}$$

$$F_{wz'} = 5.72 \frac{kN}{m}$$

Akse 17-32

Uten trafikklast

$$F_{wx2} = 13.26 \frac{kN}{m}$$

$$F_{wy2} = 3.31 \frac{kN}{m}$$

$$F_{wz2} = 12.41 \frac{kN}{m}$$

Med trafikklast

$$F_{wx2'} = 4.96 \frac{kN}{m}$$

$$F_{wy2'} = 1.24 \frac{kN}{m}$$

$$F_{wz2'} = 5.72 \frac{kN}{m}$$

Vedlegg E

Temperaturlast

Temperaturlast

Temperaturlastene er regnet ut ved bruk av Statens vegvesen HB N400 og NS-EN 1995-1-5:2003+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster, Termiske påvirkninger.

Jevnt fordelt temperaturandel

$$T_{min} := -23 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Hentet ut fra isotermkartene A1 og A2 i det nasjonale tillegget i EK-1-5

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

$$T_{e.min} := T_{min} + 8 = -15 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Høyeste og laveste jevnt fordelte brutemperaturandel. Hentet ut fra Figur NA.6.1 i EK-1-5.

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

$$T_0 := 10 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Initialtemperatur ihht EK-1-5 A1(3).

$$\Delta T_{N.con} := T_0 - T_{e.min} = 25 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Temp. verdier for maksimalt kontraksjons- og ekspansjonsintervall etter ligning 6.1 og 6.2 respektivt.

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

Vertikalt varierende temperaturandel

Tromsøbrua er av type 3 bru.

$$\Delta T_{M.cool} := 8 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Underside varmest

EK-1-5: Tabell 6.1

$$\Delta T_{M.heat} := 15 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Overside varmest

Temperaturlaster i analyser

$$\omega_N := 0.35$$

EK-1-5: pkt. 6.1.5 merknad 1

$$\omega_M := 0.75$$

Samtidighet av jevnt fordelte temperaturandeler og temperaturdifferanser finnes ved bruk av ligning 6.3 og 6.4 i EK-1-5. Dette resulterer i 8 forskjellige lastkombinasjoner som vist under.

Lastkombinasjon	$\Delta T_{M.heat}$	$\Delta T_{M.cool}$	$\Delta T_{N.exp}$	$\Delta T_{N.con}$
1	1,0		0.35	
2	0.75		1.0	
3	1.0			0.35
4	0.75			1.0
5		1.0	0.35	
6		0.75	1.0	
7		1.0		0.35
8		0.75		1.0

Lastkomb. 1 $\Delta T_{M.heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N.exp} = 22.35 \text{ } ^\circ C$

Lastkomb. 2 $\omega_M \cdot \Delta T_{M.heat} + \Delta T_{N.exp} = 32.25 \text{ } ^\circ C$

Lastkomb. 3 $\Delta T_{M.heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N.con} = 23.75 \text{ } ^\circ C$

Lastkomb. 4 $\omega_M \cdot \Delta T_{M.heat} + \Delta T_{N.con} = 36.25 \text{ } ^\circ C$

Lastkomb. 5 $\Delta T_{M.cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N.exp} = 15.35 \text{ } ^\circ C$

Lastkomb. 6 $\omega_M \cdot \Delta T_{M.cool} + \Delta T_{N.exp} = 27 \text{ } ^\circ C$

Lastkomb. 7 $\Delta T_{M.cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N.con} = 16.75 \text{ } ^\circ C$

Lastkomb. 8 $\omega_M \cdot \Delta T_{M.cool} + \Delta T_{N.con} = 31 \text{ } ^\circ C$

Vedlegg F

Bruddgrensetilstand - Lengderetning

- Momentkapasitet over støtte
- Momentkapasitet i felt
- Skjærkapasitet

Momentkapasitet - Feltmoment i akse 0-16

Betongdata fra tabell 2.1: B20/C25/A-betong

$$\begin{aligned} \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.1 \frac{N}{mm^2} & b_{over} &:= 8300 \text{ mm} \\ f_{cn} &:= 16.8 \frac{N}{mm^2} & f_{tn} &:= 1.4 \frac{N}{mm^2} & h &:= 390 \text{ mm} \\ f_{cd} &:= 12 \frac{N}{mm^2} & f_{td} &:= 1.0 \frac{N}{mm^2} & b_{under} &:= 6300 \text{ mm} \\ \varepsilon_{cu} &:= 0.0035 \end{aligned}$$



Data for slakkarmering, NS 3473:2003 pkt 10.4

$$\begin{aligned} \text{Kvalitet CSF 50/Ks 50} & & \phi_{19} &:= 19 \text{ mm} & \gamma_s &:= 1.25 \\ f_{sk1} &:= 480 \frac{N}{mm^2} & E_{sk} &:= 200000 \frac{N}{mm^2} \\ f_{sd1} &:= 384 \frac{N}{mm^2} & \varepsilon_{sy1} &:= 0.0024 \\ \phi_{13} &:= 13 \text{ mm} \\ f_{sk2} &:= 500 \frac{N}{mm^2} & E_{sk} &:= 200000 \frac{N}{mm^2} \\ f_{sd2} &:= 400 \frac{N}{mm^2} & \varepsilon_{sy2} &:= 0.0025 \\ A_{s,19} &:= \frac{\pi \cdot \phi_{19}^2}{4} = 283.5 \text{ mm}^2 & A_{s,13} &:= \frac{\pi \cdot \phi_{13}^2}{4} = 132.7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Strekkarmeringsmengde i dekke:

$$A_s := 36 \cdot A_{s,19} + 4 \cdot A_{s,13} = 10738 \text{ mm}^2$$

Effektiv tverrsnittshøyde:

På bakgrun av at det ikke fremstår i brutegningene, er det valgt å benytte armeringsregler etter NS 427 A Betongarbeider punkt 5. Derfor brukes en fri avstand på 3,0 cm mellom to armeringslag for $d > 16$ mm.

Overdekning plate: $c_{nom,p} := 20 \text{ mm}$ $\phi_{13} := 13 \text{ mm}$ (bøyle)

Regner avstand fra underkant bjelke til tyngdepunkt armering:

Strekkarmering:

T.P fra UK totalt for strekkarmeringen:

$$y_1 := \frac{(36 \cdot 42.5) \text{ mm} \cdot A_{s.19} + (2 \cdot 88.5 + 2 \cdot 131.5) \text{ mm} \cdot A_{s.13}}{A_s} = 45.8 \text{ mm}$$

Effektiv høyde for strekkarmering i bjelke: $d_1 := h - y_1 = 344.2 \text{ mm}$

Balansert armeringstverrsnitt

For å finne ut om armeringsmengden er balansert, i form av at den er under- eller overarmert brukes formlene i Svein I. Sørensen "Betongkonstruksjoner - Dimensjonering etter NS 3473/1989. Dette gjøres ved å beregne det balanserte armeringstverrsnittet og kontrollere om dette er større eller mindre enn strekkarmeringsarealet.

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy1}} = 0.6$$

Den balanserte armeringen finnes nå som:

$$A_{s,b} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd1}} \cdot b_{over} \cdot d_1 \cdot \alpha_b = 42364.1 \text{ mm}^2$$

$A_{s,b} > A_s$ Som vil si at tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd.

Underarmert tverrsnitt

$$\alpha := \frac{A_s \cdot f_{sd1}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{over} \cdot d_1} = 0.15$$

$$\alpha \cdot d_1 = 51.7 \text{ mm} \quad \alpha d_1 < t_f$$

Momentkapasitet

$$M_d := 0.8 \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot \alpha \cdot b_{over} \cdot d_1^2 = 1333.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet - Feltmoment i mellom akse 17-31

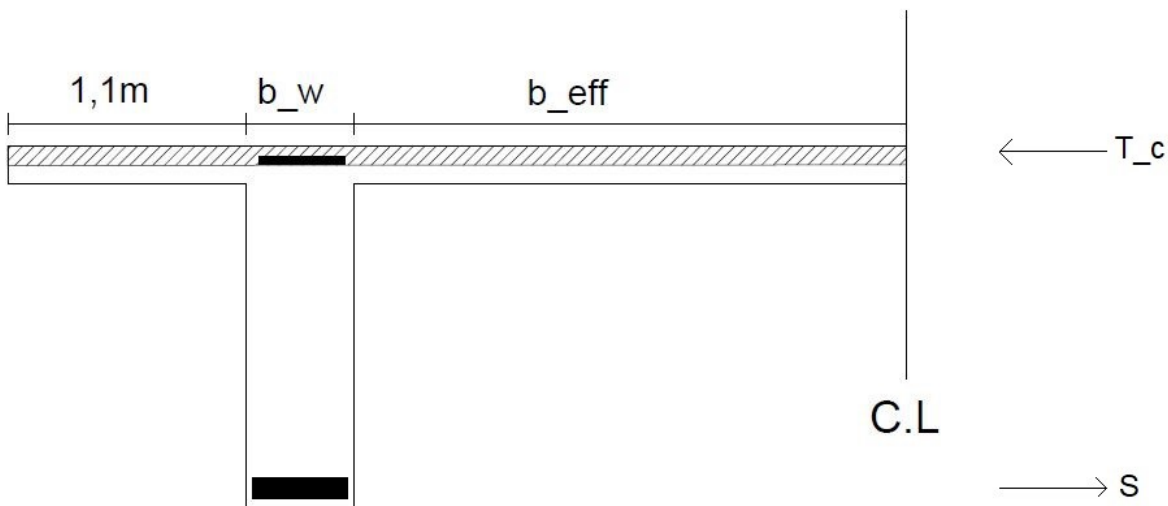
Betongdata fra tabell 2.1: B20/C25/A-betong

$$\begin{aligned} \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.1 \frac{N}{mm^2} & b_f &:= 6700 \text{ mm} \\ f_{cn} &:= 16.8 \frac{N}{mm^2} & f_{tn} &:= 1.4 \frac{N}{mm^2} & t_f &:= \frac{230 + 120}{2} \text{ mm} = 175 \text{ mm} \\ f_{cd} &:= 12 \frac{N}{mm^2} & f_{td} &:= 1.0 \frac{N}{mm^2} & h_w &:= 1500 \text{ mm} \\ \varepsilon_{cu} &:= 0.0035 & & & b_w &:= 500 \text{ mm} \\ & & & & h &:= 1675 \text{ mm} \end{aligned}$$

Medvirkende flensbredde: NS 3473:2003 pkt 9.5

$$b_{eff} := \min\left(\frac{b_f}{2}, 0.1 \cdot 0.75 \cdot 24 \text{ m}, 8 \cdot t_f\right) = 1400 \text{ mm}$$

$$b_f := 1.1 \text{ m} + b_{eff} + b_w = 3000 \text{ mm}$$



Data for slakkarmering, NS 3473:2003 pkt 10.4

$$\begin{aligned} \text{Kvalitet CSF 50/Ks 50} & & \phi_{25} &:= 25 \text{ mm} & \gamma_s &:= 1.25 \\ f_{sk1} &:= 480 \frac{N}{mm^2} & E_{sk} &:= 200000 \frac{N}{mm^2} \\ f_{sd1} &:= 384 \frac{N}{mm^2} & \varepsilon_{sy1} &:= 0.0024 \\ \phi_{13} &:= 13 \text{ mm} \\ f_{sk2} &:= 500 \frac{N}{mm^2} & E_{sk} &:= 200000 \frac{N}{mm^2} \\ f_{sd2} &:= 400 \frac{N}{mm^2} & \varepsilon_{sy2} &:= 0.0025 \end{aligned}$$

$$A_{s,25} := \frac{\pi \cdot \phi_{25}^2}{4} = 490.9 \text{ mm}^2$$

Strekkarmeringsmengde i bjelke:

$$A_s := 16 \cdot A_{s,25} = 7854 \text{ mm}^2$$

Effektiv tverrsnittshøyde:

På bakgrunn av at det ikke fremstår i brutegningene, er det valgt å benytte armeringsregler etter NS 427 A Betongarbeider punkt 5. Derfor brukes en fri avstand på 3,0 cm mellom to armeringslag for $d > 16$ mm.

Overdekning bjelke: $c_{nom,b} := 40 \text{ mm}$ $\phi_{10} := 10 \text{ mm}$ (bøyle)

Regner avstand fra underkant bjelke til tyngdepunkt armering:

Strekkarmering:

T.P fra UK totalt for strekkarmeringen:

$$y_1 := \frac{(5 \cdot 62.5 + 5 \cdot 117.5 + 2 \cdot 172.5 + 2 \cdot 227.5 + 2 \cdot 282) \text{ mm} \cdot A_{s,25}}{A_s} = 141.5 \text{ mm}$$

Effektiv høyde for strekkarmering i bjelke: $d_1 := h - y_1 = 1533.5 \text{ mm}$

Balansert armeringstverrsnitt

For å finne ut om armeringsmengden er balansert, i form av at den er under- eller overarmert brukes formlene i Svein I. Sørensen "Betongkonstruksjoner - Dimensjonering etter NS 3473/1989. Dette gjøres ved å beregne det balanserte armeringstverrsnittet og kontrollere om dette er større eller mindre enn strekkarmeringsarealet.

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy1}} = 0.6$$

Den balanserte armeringen finnes nå som:

$$A_{s,b} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd1}} \cdot b_f \cdot d_1 \cdot \alpha_b = 68227.8 \text{ mm}^2$$

$A_{s,b} > A_s$ Som vil si at tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd.

Underarmert tverrsnitt

$$\alpha := \frac{A_s \cdot f_{sd1}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot d_1} = 0.068$$

$$\alpha \cdot d_1 = 104.7 \text{ mm} \quad \alpha d_1 < t_f \quad \text{Som vil si at N.A befinner seg i flensen.}$$

Momentkapasitet

$$M_d := 2 \cdot (0.8 \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot \alpha \cdot b_f \cdot d_1^2) = 8997.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet - Feltmoment i mellom akse 31-32

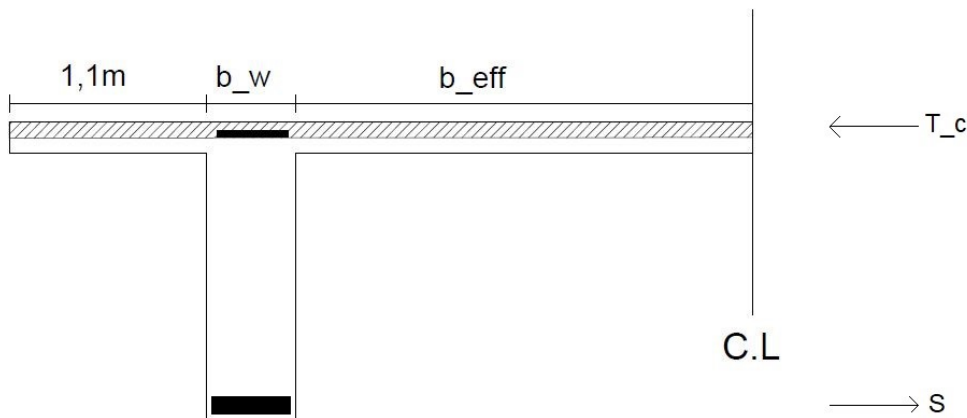
Betongdata fra tabell 2.1: B20/C25/A-betong

$$\begin{aligned} \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.1 \frac{N}{mm^2} & b_{f1} &:= 4150 \text{ mm} \\ f_{cn} &:= 16.8 \frac{N}{mm^2} & f_{tn} &:= 1.4 \frac{N}{mm^2} & t_f &:= \frac{230 + 120}{2} \text{ mm} = 175 \text{ mm} \\ f_{cd} &:= 12 \frac{N}{mm^2} & f_{td} &:= 1.0 \frac{N}{mm^2} & h_w &:= 1500 \text{ mm} \\ \varepsilon_{cu} &:= 0.0035 & & & b_w &:= 500 \text{ mm} \\ & & & & h &:= 1675 \text{ mm} \end{aligned}$$

Medvirkende flensbredde: NS 3473:2003 pkt 9.5

$$b_{eff} := \min\left(\frac{b_{f1}}{2}, 0.1 \cdot 0.85 \cdot 24 \text{ m}, 8 \cdot t_f\right) = 1400 \text{ mm}$$

$$b_f := 1.1 \text{ m} + b_{eff} + b_w = 3000 \text{ mm}$$



Data for slakkarmering, NS 3473:2003 pkt 10.4

$$\begin{aligned} \text{Kvalitet CSF 50/Ks 50} & & \phi_{25} &:= 25 \text{ mm} & \gamma_s &:= 1.25 \\ f_{sk1} &:= 480 \frac{N}{mm^2} & E_{sk} &:= 200000 \frac{N}{mm^2} \\ f_{sd1} &:= 384 \frac{N}{mm^2} & \varepsilon_{sy1} &:= 0.0024 \end{aligned}$$

$$A_{s,25} := \frac{\pi \cdot \phi_{25}^2}{4} = 490.9 \text{ mm}^2$$

Strekkarmeringsmengde i
bjelke:

$$A_s := 23 \cdot A_{s,25} = 11290.1 \text{ mm}^2$$

Effektiv tverrsnittshøyde:

På bakgrun av at det ikke fremstår i brutegningene, er det valgt å benytte armeringsregler etter NS 427 A Betongarbeider punkt 5. Derfor brukes en fri avstand på 3,0 cm mellom to armeringslag for $d > 16$ mm.

Overdekning bjelke: $c_{nom,b} := 40$ mm $\phi_{10} := 10$ mm (bøyle)

Regner avstand fra underkant bjelke til tyngdepunkt armering:

Strekkarmering:

T.P fra UK totalt for strekkarmeringen:

$$y_1 := \frac{(5 \cdot 62.5 + 5 \cdot 117.5 + 5 \cdot 172.5 + 4 \cdot 227.5 + 2 \cdot 282 + 2 \cdot 367) \text{ mm} \cdot A_{s,25}}{A_s} = 172.6 \text{ mm}$$

Effektiv høyde for strekkarmering i bjelke: $d_1 := h - y_1 = 1502.4$ mm

Balansert armeringstverrsnitt

For å finne ut om armeringsmengden er balansert, i form av at den er under- eller overarmert brukes formelene i Svein I. Sørensen "Betongkonstruksjoner - Dimensjonering etter NS 3473/1989. Dette gjøres ved å beregne det balanserte armeringstverrsnittet og kontrollere om dette er større eller mindre enn strekkarmeringsarealet.

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy1}} = 0.593 \quad \text{Balansert trykksone}$$

$$\alpha_b \cdot d_1 = 891.2 \text{ mm} \quad \text{Balansert trykksonehøyde}$$

Trykk i hele flensen pluss deler av steget.

Den balanserte armeringen finnes nå som:

$$A_{s,b} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd1}} \cdot b_f \cdot d_1 \cdot \alpha_b = 66842.7 \text{ mm}^2$$

$A_{s,b} > A_s$ Som vil si at tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd.

Underarmert tverrsnitt

$$\alpha := \frac{A_s \cdot f_{sd1}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot d_1} = 0.1$$

$$\alpha \cdot d_1 = 150.5 \text{ mm}$$

$$t_f = 175 \text{ mm} \quad \alpha d_1 < t_f \quad \text{Som vil si at N.A befinner seg i flensen.}$$

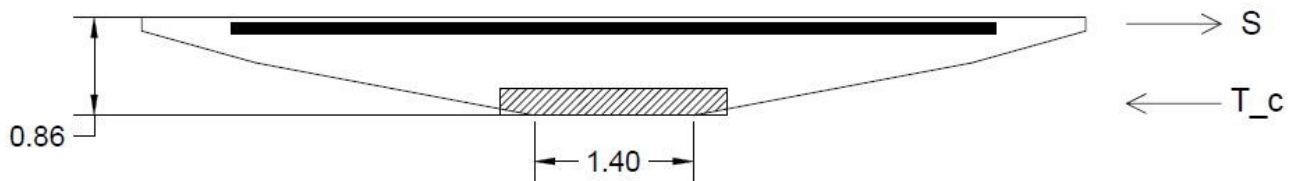
Momentkapasitet

$$M_d := 2 \cdot (0.8 \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot \alpha \cdot b_f \cdot d_1^2) = 12504.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet - Støttemoment i 0-16

Betongdata fra tabell 2.1: B20/C25/A-betong

$$\begin{aligned} \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.1 \frac{N}{mm^2} & b_{over} &:= 8300 \text{ mm} \\ f_{cn} &:= 16.8 \frac{N}{mm^2} & f_{tn} &:= 1.4 \frac{N}{mm^2} & h &:= 860 \text{ mm} \\ f_{cd} &:= 12 \frac{N}{mm^2} & f_{td} &:= 1.0 \frac{N}{mm^2} & b_{under} &:= 1400 \text{ mm} \\ \varepsilon_{cu} &:= 0.0035 \end{aligned}$$



Data for slakkarmering, NS 3473:2003 pkt 10.4

$$\begin{aligned} \text{Kvalitet CSF 50/Ks 50} & & \phi_{19} &:= 19 \text{ mm} & \gamma_s &:= 1.25 \\ & & f_{sk1} &:= 480 \frac{N}{mm^2} & E_{sk} &:= 200000 \frac{N}{mm^2} \\ & & f_{sd1} &:= 384 \frac{N}{mm^2} & \varepsilon_{sy1} &:= 0.0024 \\ & & \phi_{13} &:= 13 \text{ mm} & & \\ & & f_{sk2} &:= 500 \frac{N}{mm^2} & E_{sk} &:= 200000 \frac{N}{mm^2} \\ & & f_{sd2} &:= 400 \frac{N}{mm^2} & \varepsilon_{sy2} &:= 0.0025 \end{aligned}$$

$$A_{s,19} := \frac{\pi \cdot \phi_{19}^2}{4} = 283.5 \text{ mm}^2 \quad A_{s,13} := \frac{\pi \cdot \phi_{13}^2}{4} = 132.7 \text{ mm}^2$$

Strekkareringsmengde i dekke:

$$A_s := 18 \cdot A_{s,19} + 16 \cdot A_{s,13} = 7227.2 \text{ mm}^2$$

Effektiv tverrsnittshøyde:

På bakgrun av at det ikke fremstår i brutedningene, er det valgt å benytte armeringsregler etter NS 427 A Betongarbeider punkt 5. Derfor brukes en fri avstand på 3,0 cm mellom to armeringslag for $d > 16$ mm.

Overdekning plate: $c_{nom,p} := 20 \text{ mm}$ $\phi_{13} := 13 \text{ mm}$ (bøyle)

Regner avstand fra underkant bjelke til tyngdepunkt armering:

Strekkarmering:

T.P fra UK totalt for strekkarmeringen:

$$y_1 := \frac{(18 \cdot 42.5) \text{ mm} \cdot A_{s.19} + (10 \cdot 39.5 + 4 \cdot 82.5 + 2 \cdot 125.5) \text{ mm} \cdot A_{s.13}}{A_s} = 47.9 \text{ mm}$$

Effektiv høyde for strekkarmering i bjelke:

$$d_1 := h - y_1 = 812.1 \text{ mm}$$

Balansert armeringstverrsnitt

For å finne ut om armeringsmengden er balansert, i form av at den er under- eller overarmert brukes formlene i Svein I. Sørensen "Betongkonstruksjoner - Dimensjonering etter NS 3473/1989. Dette gjøres ved å beregne det balanserte armeringstverrsnittet og kontrollere om dette er større eller mindre enn strekkarmeringsarealet.

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy1}} = 0.6$$

Den balanserte armeringen finnes nå som:

$$A_{s,b} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd1}} \cdot b_{under} \cdot d_1 \cdot \alpha_b = 16860.6 \text{ mm}^2$$

$A_{s,b} > A_s$ Som vil si at tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd.

Underarmert tverrsnitt

$$\alpha := \frac{A_s \cdot f_{sd1}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{under} \cdot d_1} = 0.254$$

$$\alpha \cdot d_1 = 206.5 \text{ mm}$$

Momentkapasitet

$$M_d := 0.8 \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot \alpha \cdot b_{under} \cdot d_1^2 = 2024.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet - Støttemoment i akse 17

Betongdata fra tabell 2.1: B20/C25/A-betong

$$\begin{aligned} \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.1 \frac{N}{mm^2} & b_f &:= 4150 \text{ mm} \\ f_{cn} &:= 16.8 \frac{N}{mm^2} & f_{tn} &:= 1.4 \frac{N}{mm^2} & t_f &:= \frac{230 + 120}{2} \text{ mm} = 175 \text{ mm} \\ f_{cd} &:= 12 \frac{N}{mm^2} & f_{td} &:= 1.0 \frac{N}{mm^2} & h_w &:= 1500 \text{ mm} \\ \varepsilon_{cu} &:= 0.0035 & & & b_w &:= 500 \text{ mm} \\ & & & & h &:= 1675 \text{ mm} \end{aligned}$$

Medvirkende flensbredde: NS 3473:2003 pkt 9.5

$$b_{eff} := \min\left(\frac{b_f}{2}, 0.1 \cdot 0.3 \cdot 24 \text{ m}, 8 \cdot t_f\right) = 720 \text{ mm}$$

$$b_f := 1.1 \text{ m} + b_{eff} + b_w = 2320 \text{ mm}$$



Her ligger flensen på strekksiden, og derfor vil tverrsnittet regnes som rektangulært med en bredde lik stegbredden, b_w . I tillegg vil all armering i flensen som ligger innenfor medvirkende flensbredde regnes som effektiv strekkarmering.

Data for slakkarmering, NS 3473:2003 pkt 10.4

$$\begin{aligned} \text{Kvalitet CSF 50/Ks 50} & & \phi_{25} &:= 25 \text{ mm} & \gamma_s &:= 1.25 \\ f_{sk1} &:= 480 \frac{N}{mm^2} & E_{sk} &:= 200000 \frac{N}{mm^2} \\ f_{sd1} &:= 384 \frac{N}{mm^2} & \varepsilon_{sy1} &:= 0.0024 \\ \phi_{13} &:= 13 \text{ mm} \\ f_{sk2} &:= 500 \frac{N}{mm^2} & E_{sk} &:= 200000 \frac{N}{mm^2} \\ f_{sd2} &:= 400 \frac{N}{mm^2} & \varepsilon_{sy2} &:= 0.0025 \end{aligned}$$

$$A_{s.25} := \frac{\pi \cdot \phi_{25}^2}{4} = 490.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.13} := \frac{\pi \cdot \phi_{13}^2}{4} = 132.7 \text{ mm}^2$$

Strekkarmeringsmengde i bjelke:

$$A_s := 13 \cdot A_{s.25} + 25 \cdot A_{s.13} = 9699.7 \text{ mm}^2$$

Effektiv tverrsnittshøyde:

På bakgrunn av at det ikke fremstår i brutegningene, er det valgt å benytte armeringsregler etter NS 427 A Betongarbeider punkt 5. Derfor brukes en fri avstand på 3,0 cm mellom to armeringslag for $d > 16$ mm.

Overdekning plate:

$$c_{nom_p} := 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{10} := 10 \text{ mm} \text{ (bøyle)}$$

Regner avstand fra underkant bjelke til tyngdepunkt armering:

Strekkarmering:

T.P fra UK totalt for strekkarmeringen:

$$y_1 := \frac{(5 \cdot 62.5 + 2 \cdot 117.5 + 4 \cdot 187.5 + 2 \cdot 242.5) \text{ mm} \cdot A_{s.25} + (9 \cdot 36.5 + 16 \cdot 138.5) \text{ mm} \cdot A_{s.13}}{A_s} = 125 \text{ mm}$$

Effektiv høyde for strekkarmering i bjelke:

$$d_1 := h - y_1 = 1550 \text{ mm}$$

Balansert armeringstverrsnitt

For å finne ut om armeringsmengden er balansert, i form av at den er under- eller overarmert brukes formlene i Svein I. Sørensen "Betongkonstruksjoner - Dimensjonering etter NS 3473/1989. Dette gjøres ved å beregne det balanserte armeringstverrsnittet og kontrollere om dette er større eller mindre enn strekkarmeringsarealet.

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy1}} = 0.6$$

Den balanserte armeringen finnes nå som:

$$A_{s,b} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd1}} \cdot b_w \cdot d_1 \cdot \alpha_b = 11493.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,b} > A_s$$

Som vil si at tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd.

Underarmert tverrsnitt

$$\alpha := \frac{A_s \cdot f_{sd1}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_1} = 0.501$$

$$\alpha \cdot d_1 = 776 \text{ mm}$$

$$\alpha d_1 > t_f$$

Som vil si at N.A befinner seg i steget.

Momentkapasitet

$$M_d := 2 \cdot (0.8 \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot \alpha \cdot b_w \cdot d_1^2) = 9234.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet - Støttemoment akse 18-30

Betongdata fra tabell 2.1: B20/C25/A-betong

$$\begin{aligned} \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.1 \frac{N}{mm^2} & b_f &:= 4150 \text{ mm} \\ f_{cn} &:= 16.8 \frac{N}{mm^2} & f_{tn} &:= 1.4 \frac{N}{mm^2} & t_f &:= \frac{230 + 120}{2} \text{ mm} = 175 \text{ mm} \\ f_{cd} &:= 12 \frac{N}{mm^2} & f_{td} &:= 1.0 \frac{N}{mm^2} & h_w &:= 1500 \text{ mm} \\ \varepsilon_{cu} &:= 0.0035 & & & b_w &:= 500 \text{ mm} \\ & & & & h &:= 1675 \text{ mm} \end{aligned}$$

Medvirkende flensbredde: NS 3473:2003 pkt 9.5

$$b_{eff} := \min\left(\frac{b_f}{2}, 0.1 \cdot 0.3 \cdot 24 \text{ m}, 8 \cdot t_f\right) = 720 \text{ mm}$$

$$b_f := 1.1 \text{ m} + b_{eff} + b_w = 2320 \text{ mm}$$



Her ligger flensen på strekksiden, og derfor vil tverrsnittet regnes som rektangulært med en bredde lik stegbredden, b_w . I tillegg vil all armering i flensen som ligger innenfor medvirkende flensbredde regnes som effektiv strekkarmering.

Data for slakkarmering, NS 3473:2003 pkt 10.4

$$\begin{aligned} \text{Kvalitet CSF 50/Ks 50} & & \phi_{25} &:= 25 \text{ mm} & \gamma_s &:= 1.25 \\ f_{sk1} &:= 480 \frac{N}{mm^2} & E_{sk} &:= 200000 \frac{N}{mm^2} \\ f_{sd1} &:= 384 \frac{N}{mm^2} & \varepsilon_{sy1} &:= 0.0024 \\ \phi_{13} &:= 13 \text{ mm} \\ f_{sk2} &:= 500 \frac{N}{mm^2} & E_{sk} &:= 200000 \frac{N}{mm^2} \\ f_{sd2} &:= 400 \frac{N}{mm^2} & \varepsilon_{sy2} &:= 0.0025 \end{aligned}$$

$$A_{s,25} := \frac{\pi \cdot \phi_{25}^2}{4} = 490.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,13} := \frac{\pi \cdot \phi_{13}^2}{4} = 132.7 \text{ mm}^2$$

Strekkarmeringsmengde i bjelke:

$$A_s := 10 \cdot A_{s,25} + 25 \cdot A_{s,13} = 8227 \text{ mm}^2$$

Effektiv tverrsnittshøyde:

På bakgrunn av at det ikke fremstår i brutegningene, er det valgt å benytte armeringsregler etter NS 427 A Betongarbeider punkt 5. Derfor brukes en fri avstand på 3,0 cm mellom to armeringslag for $d > 16$ mm.

Overdekning plate: $c_{nom,p} := 20 \text{ mm}$ $\phi_{10} := 10 \text{ mm}$ (bøyle)

Regner avstand fra underkant bjelke til tyngdepunkt armering:

Strekkarmering:

T.P fra UK totalt for strekkarmeringen:

$$y_1 := \frac{(4 \cdot 42.5 + 4 \cdot 187.5 + 2 \cdot 242.5) \text{ mm} \cdot A_{s,25} + (9 \cdot 36.5 + 16 \cdot 138.5) \text{ mm} \cdot A_{s,13}}{A_s} = 124.9 \text{ mm}$$

Effektiv høyde for strekkarmering i bjelke: $d_1 := h - y_1 = 1550.1 \text{ mm}$

Balansert armeringstverrsnitt

For å finne ut om armeringsmengden er balansert, i form av at den er under- eller overarmert brukes formlene i Svein I. Sørensen "Betongkonstruksjoner - Dimensjonering etter NS 3473/1989. Dette gjøres ved å beregne det balanserte armeringstverrsnittet og kontrollere om dette er større eller mindre enn strekkarmeringsarealet.

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy1}} = 0.6$$

Den balanserte armeringen finnes nå som:

$$A_{s,b} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd1}} \cdot b_w \cdot d_1 \cdot \alpha_b = 11494.5 \text{ mm}^2$$

$A_{s,b} > A_s$ Som vil si at tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd.

Underarmert tverrsnitt

$$\alpha := \frac{A_s \cdot f_{sd1}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_1} = 0.425$$

$$\alpha \cdot d_1 = 658.2 \text{ mm} \quad \alpha d_1 > t_f \quad \text{Som vil si at N.A befinner seg i steget.}$$

Momentkapasitet

$$M_d := 2 \cdot (0.8 \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot \alpha \cdot b_w \cdot d_1^2) = 8130.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet - Støttemoment i akse 31

Betongdata fra tabell 2.1: B20/C25/A-betong

$$\begin{aligned} \gamma_c &:= 1.4 & f_{tk} &:= 2.1 \frac{N}{mm^2} & b_f &:= 6700 \text{ mm} \\ f_{cn} &:= 16.8 \frac{N}{mm^2} & f_{tn} &:= 1.4 \frac{N}{mm^2} & t_f &:= \frac{230 + 120}{2} \text{ mm} = 175 \text{ mm} \\ f_{cd} &:= 12 \frac{N}{mm^2} & f_{td} &:= 1.0 \frac{N}{mm^2} & h_w &:= 1500 \text{ mm} \\ \varepsilon_{cu} &:= 0.0035 & & & b_w &:= 500 \text{ mm} \\ & & & & h &:= 1675 \text{ mm} \end{aligned}$$

Medvirkende flensbredde: NS 3473:2003 pkt 9.5

$$b_{eff} := \min\left(\frac{b_f}{2}, 0.1 \cdot 0.3 \cdot 24 \text{ m}, 8 \cdot t_f\right) = 720 \text{ mm}$$

$$b_f := 1.1 \text{ m} + b_{eff} + b_w = 2320 \text{ mm}$$



Her ligger flensen på strekksiden, og derfor vil tverrsnittet regnes som rektangulært med en bredde lik stegbredden, b_w . I tillegg vil all armering i flensen som ligger innenfor medvirkende flensbredde regnes som effektiv strekkarmering.

Data for slakkarmering, NS 3473:2003 pkt 10.4

$$\begin{aligned} \text{Kvalitet CSF 50/Ks 50} & & \phi_{25} &:= 25 \text{ mm} & \gamma_s &:= 1.25 \\ & & f_{sk1} &:= 480 \frac{N}{mm^2} & E_{sk} &:= 200000 \frac{N}{mm^2} \\ & & f_{sd1} &:= 384 \frac{N}{mm^2} & \varepsilon_{sy1} &:= 0.0024 \\ & & \phi_{13} &:= 13 \text{ mm} & & \\ & & f_{sk2} &:= 500 \frac{N}{mm^2} & E_{sk} &:= 200000 \frac{N}{mm^2} \\ & & f_{sd2} &:= 400 \frac{N}{mm^2} & \varepsilon_{sy2} &:= 0.0025 \end{aligned}$$

$$A_{s,25} := \frac{\pi \cdot \phi_{25}^2}{4} = 490.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,13} := \frac{\pi \cdot \phi_{13}^2}{4} = 132.7 \text{ mm}^2$$

Strekkarmeringsmengde i bjelke:

$$A_s := 14 \cdot A_{s,25} + 31 \cdot A_{s,13} = 10986.9 \text{ mm}^2$$

Effektiv tverrsnittshøyde:

På bakgrunn av at det ikke fremstår i brutegningene, er det valgt å benytte armeringsregler etter NS 427 A Betongarbeider punkt 5. Derfor brukes en fri avstand på 3,0 cm mellom to armeringslag for $d > 16$ mm.

Overdekning bjelke: $c_{nom,b} := 40 \text{ mm}$ $\phi_{10} := 10 \text{ mm}$ (bøyle)

Overdekning plate: $c_{nom,p} := 20 \text{ mm}$

Regner avstand fra underkant bjelke til tyngdepunkt armering:

Strekkarmering:

T.P fra UK totalt for strekkarmeringen:

$$y_1 := \frac{(5 \cdot 42.5 + 2 \cdot 97.5 + 5 \cdot 187.5 + 3 \cdot 242.5) \text{ mm} \cdot A_{s,25} + (12 \cdot 36.5 + 19 \cdot 138.5) \text{ mm} \cdot A_{s,13}}{A_s} = 129.7 \text{ mm}$$

Effektiv høyde for strekkarmering i bjelke: $d_1 := h - y_1 = 1545.3 \text{ mm}$

Balansert armeringstverrsnitt

For å finne ut om armeringsmengden er balansert, i form av at den er under- eller overarmert brukes formlene i Svein I. Sørensen "Betongkonstruksjoner - Dimensjonering etter NS 3473/1989. Dette gjøres ved å beregne det balanserte armeringstverrsnittet og kontrollere om dette er større eller mindre enn strekkarmeringsarealet.

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy1}} = 0.6$$

Den balanserte armeringen finnes nå som:

$$A_{s,b} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd1}} \cdot b_w \cdot d_1 \cdot \alpha_b = 11459 \text{ mm}^2$$

$A_{s,b} > A_s$ Som vil si at tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd.

Underarmert tverrsnitt

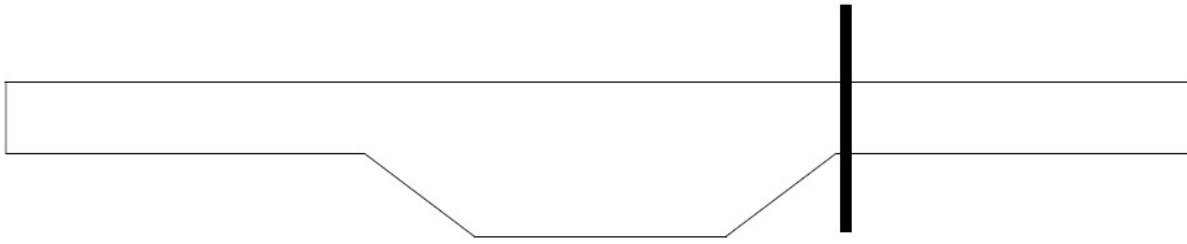
$$\alpha := \frac{A_s \cdot f_{sd1}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_1} = 0.569$$

$$\alpha \cdot d_1 = 879 \text{ mm} \quad \alpha d_1 > t_f \quad \text{Som vil si at N.A befinner seg i steget.}$$

Momentkapasitet

$$M_d := 2 \cdot (0.8 \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot \alpha \cdot b_w \cdot d_1^2) = 10072.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skjærkapasitet - Støttemoment akse 0-16



For seksjon A sjekkes skjærkapasiteten som vist i figur over. Dette er antatt vil være det dimensjonerende tverrsnittet. Derfor brukes tverrsnittet i felt, men armeringen over støtte.

$\gamma_c := 1.4$	Materialfaktor betong
$f_{td} := 1.0 \frac{N}{mm^2}$	Dimensjonerende strekkfasthet
$f_{cd} := 12 \frac{N}{mm^2}$	Dimensjonerende trykkfasthet
$b_{under} := 6300 \text{ mm}$	Bredde av dekke under
$k_A := 100 \frac{N}{mm^2}$	Faktor
$k_v := 1$	Faktor for skjærarmering

Skjærstrekkkapasitet

$$A_{s.19} := \frac{\pi \cdot (19 \text{ mm})^2}{4} = 283.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.13} := \frac{\pi \cdot (13 \text{ mm})^2}{4} = 132.7 \text{ mm}^2$$

$$A_s := 18 \cdot A_{s.19} + 16 \cdot A_{s.13} = 7227.2 \text{ mm}^2 \quad \text{Tverrsnittsareal av innlagt lengdearmering på strekksiden}$$

$$d_m := 352.1 \text{ mm} \quad \text{Midlere effektiv tverrsnittshøyde}$$

$$V_{cd} = V_{co} = 0.3 \left(f_{td} + \frac{k_A A_s}{\gamma_c b_w d} \right) b_w d k_v \leq 0.6 f_{td} b_w d k_v \quad \text{NS 3473 pkt. 12.3.2}$$

$$V_{co} := 0.3 \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_s}{\gamma_c \cdot b_{under} \cdot d_m} \right) \cdot b_{under} \cdot d_m \cdot k_v = 820.3 \text{ kN} \quad 0.6 \cdot f_{td} \cdot b_{under} \cdot d_m \cdot k_v = 1330.9 \text{ kN}$$

820.3 kN < 1330.9 kN OK!

Kapasiteten er mindre enn den største tillate verdien for tverrsnittet, hvor kun lengdearmeringen er inkludert

Innkuderer skjærarmringen $\phi 10s200$, antar at bøyene står 90 grader på bjelkens lengdeakse.

$$V_{sd} = \frac{f_{sd} \cdot A_{sv}}{s} \cdot z$$

NS 3473 pkt. 12.3.2.4

$$z := 0.9 \cdot d_m = 316.9 \text{ mm}$$

$$A_{sv} := \frac{\pi \cdot (10 \text{ mm})^2}{4} = 78.5 \text{ mm}^2$$

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

$$s := 200 \text{ mm}$$

$$V_{sd} := \frac{f_{sd} \cdot A_{sv}}{s} \cdot z = 49.8 \text{ kN}$$

Skjærstrekkkapasiteten for bjelken blir da:

$$V_{Rd} := V_{co} + V_{sd} = 870.1 \text{ kN}$$

Skjærtrykkkapasitet

Antar at bøyene står 90 grader på bjelkens lengdeakse.

NS 3473 pkt. 12.3.2.5

$$V_{ccd} = 0.3 f_{cd} b_w z \leq 0.45 f_{cd} b_w z$$

$$V_{ccd1} := 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_{under} \cdot z = 7187.1 \text{ kN}$$

$$0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_{under} \cdot z = 10780.6 \text{ kN}$$

$$7340.2 \text{ kN} < 11010.2 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

Total trykkbruddkapasitet blir:

$$V_{ccd} := V_{ccd1} = 7187.1 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet - Støttemoment akse 17

$$\gamma_c := 1.4$$

Materialfaktor betong

$$f_{td} := 1.0 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende strekkfasthet

$$f_{cd} := 12 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

$$b_w := 500 \text{ mm}$$

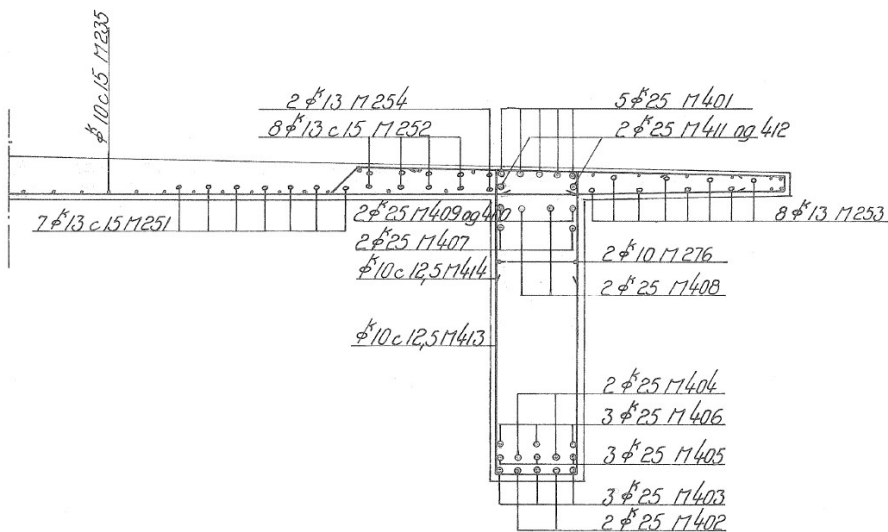
Bredde av bjelkestag

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

Faktor

$$k_v := 1$$

Faktor for skjærarmering



Skjærstrekkkapasitet

$$A_{s,25} := \frac{\pi \cdot (25 \text{ mm})^2}{4} = 490.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,13} := \frac{\pi \cdot (13 \text{ mm})^2}{4} = 132.7 \text{ mm}^2$$

$$A_s := 13 \cdot A_{s,25} + 25 \cdot A_{s,13} = 9699.7 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal av innlagt lengdearmering på strekksiden

$$d_m := 1612.1 \text{ mm}$$

Midlere effektiv tverrsnittshøyde

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

NS 3473 pkt. 12.3.2

$$V_{co} := 0.3 \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_s}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d_m} \right) \cdot b_w \cdot d_m \cdot k_v = 449.7 \text{ kN}$$

$$0.6 \cdot f_{td} \cdot b_w \cdot d_m \cdot k_v = 483.6 \text{ kN}$$

$$449.7 \text{ kN} < 483.6 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

Kapasiteten er mindre enn den største tillate verdien for tverrsnittet, hvor kun lengdearmeringen er inkludert

Innkkluderer skjærarmeringen 12 $\phi 10$ s250, antar at bøyene står 90 grader på bjelkens lengdeakse.

$$V_{sd} = \frac{f_{sd} \cdot A_{sv}}{s} \cdot z$$

NS 3473 pkt. 12.3.2.4

$$z := 0.9 \cdot d_m = 1450.9 \text{ mm}$$

$$A_{sv} := 12 \cdot \frac{\pi \cdot (10 \text{ mm})^2}{4} = 942.5 \text{ mm}^2$$

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

$$s := 250 \text{ mm}$$

$$V_{sd} := \frac{f_{sd} \cdot A_{sv}}{s} \cdot z = 2187.9 \text{ kN}$$

Skjærstrekkkapasiteten for bjelken blir da:

$$V_{Rd} := (V_{co} + V_{sd}) \cdot 2 = 5275.1 \text{ kN}$$

Skjærtrykkkapasitet

Antar at bøyene står 90 grader på bjelkens lengdeakse.

NS 3473 pkt. 12.3.2.5

$$V_{ccd} = 0.3 f_{cd} b_w z \leq 0.45 f_{cd} b_w z$$

$$V_{ccd1} := 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z = 2611.6 \text{ kN}$$

$$0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z = 3917.4 \text{ kN}$$

$$2611.6 \text{ kN} < 3917.4 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

Total trykkbruddkapasitet blir:

$$V_{ccd} := 2 \cdot V_{ccd1} = 5223.2 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet - Støttemoment akse 18-30

$$\gamma_c := 1.4$$

Materialfaktor betong

$$f_{td} := 1.0 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende strekkfasthet

$$f_{cd} := 12 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

$$b_w := 500 \text{ mm}$$

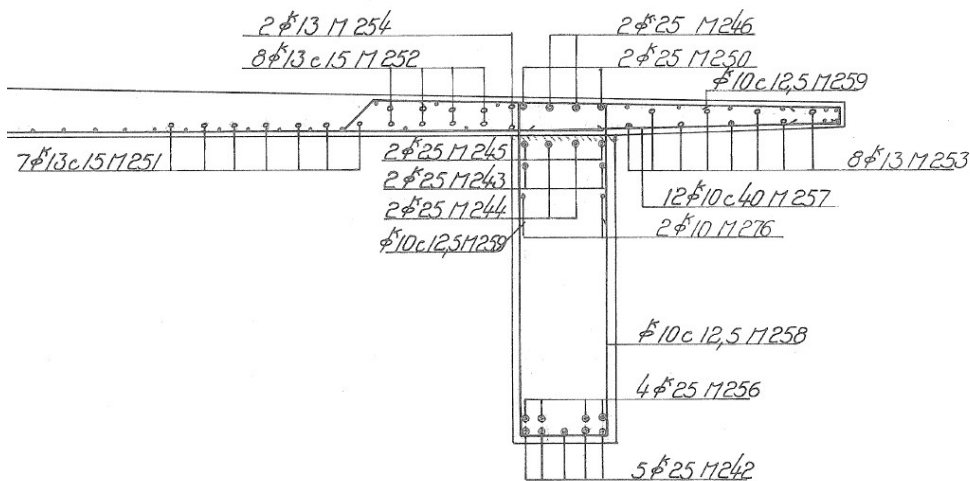
Bredde av bjelkestag

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

Faktor

$$k_v := 1$$

Faktor for skjærarmring



— Snitt ved søyle —

Skjærstrekkkapasitet

$$A_{s,25} := \frac{\pi \cdot (25 \text{ mm})^2}{4} = 490.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,13} := \frac{\pi \cdot (13 \text{ mm})^2}{4} = 132.7 \text{ mm}^2$$

$$A_s := 10 \cdot A_{s,25} + 25 \cdot A_{s,13} = 8227 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal av innlagt lengdearmring på strekksiden

$$d_m := 1605.1 \text{ mm}$$

Midlere effektiv tverrsnittshøyde

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

NS 3473 pkt. 12.3.2

$$V_{co} := 0.3 \left(f_{td} + \frac{k_A A_s}{\gamma_c b_w d} \right) \cdot b_w \cdot d_m \cdot k_v = 417.1 \text{ kN}$$

$$0.6 \cdot f_{td} \cdot b_w \cdot d_m \cdot k_v = 481.5 \text{ kN}$$

$$417.1 \text{ kN} < 481.5 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

Kapasiteten er mindre enn den største tillate verdien for tverrsnittet, hvor kun lengdearmringen er inkludert

Innkkluderer skjærarmeringen 12 $\phi 10$ s400, antar at bøyene står 90 grader på bjelkens lengdeakse.

$$V_{sd} = \frac{f_{sd} \cdot A_{sv}}{s} \cdot z$$

NS 3473 pkt. 12.3.2.4

$$z := 0.9 \cdot d_m = 1444.6 \text{ mm}$$

$$A_{sv} := 12 \cdot \frac{\pi \cdot (10 \text{ mm})^2}{4} = 942.5 \text{ mm}^2$$

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

$$s := 400 \text{ mm}$$

$$V_{sd} := \frac{f_{sd} \cdot A_{sv}}{s} \cdot z = 1361.5 \text{ kN}$$

Skjærstrekkkapasiteten for bjelken blir da:

$$V_{Rd} := (V_{co} + V_{sd}) \cdot 2 = 3557.1 \text{ kN}$$

Skjærtrykkkapasitet

Antar at bøyene står 90 grader på bjelkens lengdeakse.

NS 3473 pkt. 12.3.2.5

$$V_{ccd} = 0.3 f_{cd} b_w z \leq 0.45 f_{cd} b_w z$$

$$V_{ccd1} := 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z = 2600.3 \text{ kN}$$

$$0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z = 3900.4 \text{ kN}$$

$$2600.3 \text{ kN} < 3900.4 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

Total trykkbruddkapasitet blir:

$$V_{ccd} := 2 \cdot V_{ccd1} = 5200.5 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet - Støttemoment akse 31

$$\gamma_c := 1.4$$

Materialfaktor betong

$$f_{td} := 1.0 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende strekkfasthet

$$f_{cd} := 12 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

$$b_w := 500 \text{ mm}$$

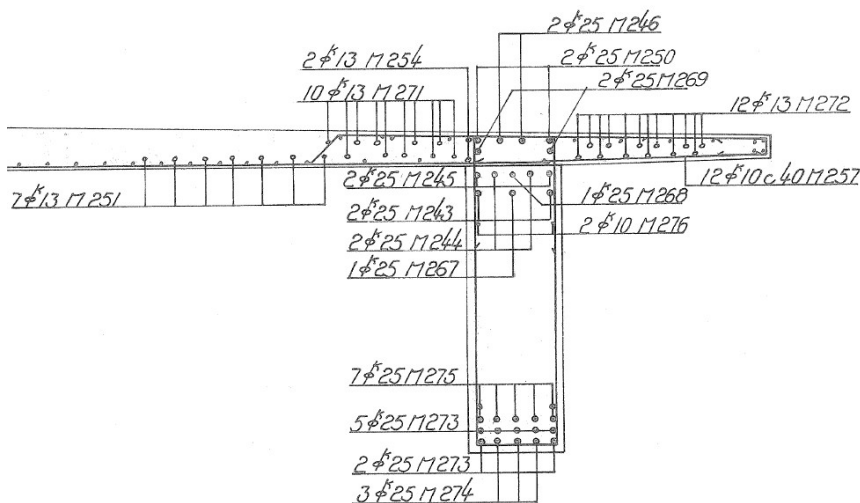
Bredde av bjelkestag

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

Faktor

$$k_v := 1$$

Faktor for skjærarmering



— Schnitt ved søyle 31 —

Skjærstrekkkapasitet

$$A_{s,25} := \frac{\pi \cdot (25 \text{ mm})^2}{4} = 490.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,13} := \frac{\pi \cdot (13 \text{ mm})^2}{4} = 132.7 \text{ mm}^2$$

$$A_s := 14 \cdot A_{s,25} + 31 \cdot A_{s,13} = 10986.9 \text{ mm}^2 \quad \text{Tverrsnittsareal av innlagt lengdearmering på strekksiden}$$

$$d_m := 1600.3 \text{ mm}$$

Midlere effektiv tverrsnittshøyde

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

NS 3473 pkt. 12.3.2

$$V_{co} := 0.3 \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_s}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d_m} \right) \cdot b_w \cdot d_m \cdot k_v = 475.5 \text{ kN}$$

$$0.6 \cdot f_{td} \cdot b_w \cdot d_m \cdot k_v = 480.1 \text{ kN}$$

$$475.5 \text{ kN} < 480.1 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

Kapasiteten er mindre enn den største tillate verdien for tverrsnittet, hvor kun lengdearmeringen er inkludert

Innkkluderer skjærarmeringen 12 $\phi 10$ s400, antar at bøyene står 90 grader på bjelkens lengdeakse.

$$V_{sd} = \frac{f_{sd} \cdot A_{sv}}{s} \cdot z$$

NS 3473 pkt. 12.3.2.4

$$z := 0.9 \cdot d_m = 1440.3 \text{ mm}$$

$$A_{sv} := 12 \cdot \frac{\pi \cdot (10 \text{ mm})^2}{4} = 942.5 \text{ mm}^2$$

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

$$s := 400 \text{ mm}$$

$$V_{sd} := \frac{f_{sd} \cdot A_{sv}}{s} \cdot z = 1357.4 \text{ kN}$$

Skjærstrekkkapasiteten for bjelken blir da:

$$V_{Rd} := (V_{co} + V_{sd}) \cdot 2 = 3665.8 \text{ kN}$$

Skjærtrykkkapasitet

Antar at bøyene står 90 grader på bjelkens lengdeakse.

NS 3473 pkt. 12.3.2.5

$$V_{ccd} = 0.3 f_{cd} b_w z \leq 0.45 f_{cd} b_w z$$

$$V_{ccd1} := 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z = 2592.5 \text{ kN}$$

$$0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z = 3888.7 \text{ kN}$$

$$2592.5 \text{ kN} < 3888.7 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

Total trykkbruddkapasitet blir:

$$V_{ccd} := 2 \cdot V_{ccd1} = 5185 \text{ kN}$$

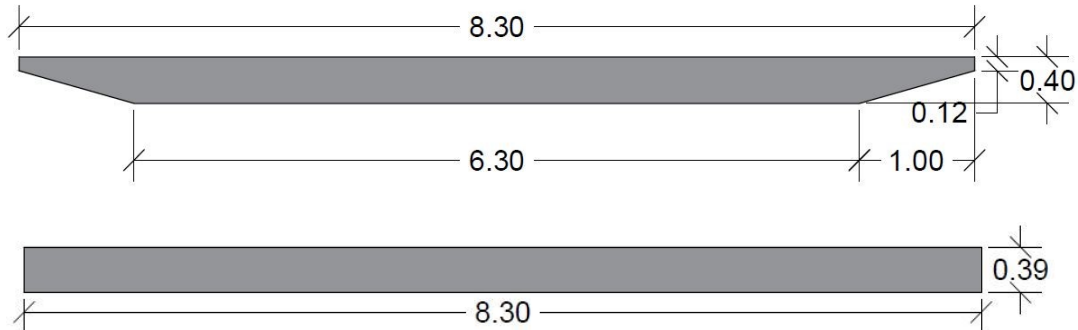
Vedlegg G

Beregning av alkalireaksjoner

- Tyngdepunkt og treghetsmoment seksjon A
- Tyngdepunkt og treghetsmoment seksjon B
- Kryptall
- ASR-krumning akse 0-16 - felt
- ASR-krumning akse 0-16 - støtte
- ASR-krumning akse 17 - støtte
- ASR-krumning akse 17-31 - felt
- ASR-krumning akse 18-30 - støtte
- ASR-krumning akse 31-32 - felt
- ASR-krumning akse 31-32 - støtte

Beregning av tyngdepunkt platebru

Bilde øverst er slik tverrsnittet opprinnelig ser ut, men på bakgrunn av at dette ikke lot seg gjennomføre i Robot brukes det nederste tverrsnittet i Robot. Begge tverrsnittene ble sjekket for treghetsmomentet i Autocad, og har tilnærmet like. Derfor brukes det nederste til å beregne tyngdepunkt og håndberegnet 2. arealmoment



$$b := 8300 \text{ mm} \quad h := 390 \text{ mm}$$

$$A_c := b \cdot h = 3.237 \text{ m}^2$$

Tyngdepunkt fra UK av tverrsnittet:

$$y_{tp} := \frac{1}{2} \cdot h = 195 \text{ mm}$$

$$y' := y_{tp} = 195 \text{ mm}$$

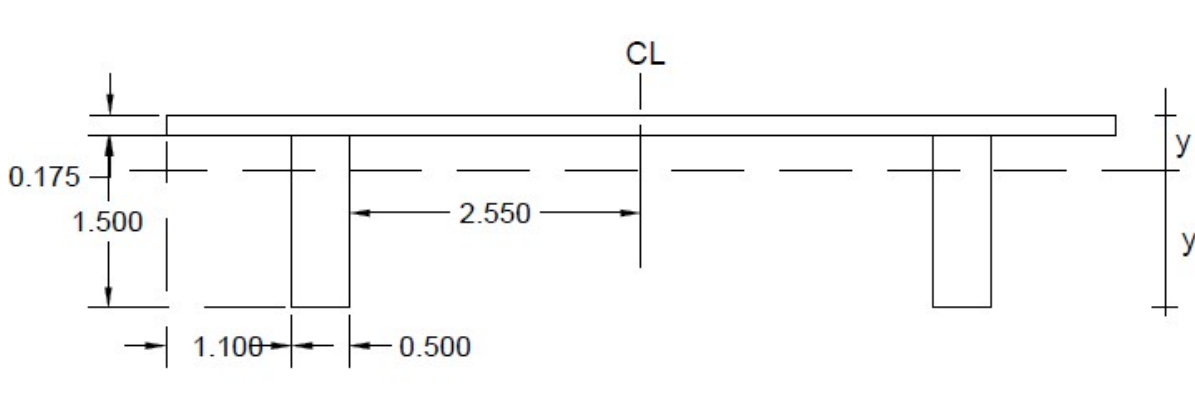
Annet arealmoment

$$I_x := \frac{b \cdot h^3}{12} = (4.103 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$E := 7527.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E \cdot I_x = (3.089 \cdot 10^{14}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Beregning av tyngdepunkt bjelkebru, dobbelt T-tverrsnitt



$$A_c := 2952500 \text{ mm}^2 \quad A_c = 2.953 \text{ m}^2$$

$$h := 1675 \text{ mm} \quad b := 8300 \text{ mm}$$

$$h_w := 1500 \text{ mm} \quad t_w := 500 \text{ mm}$$

$$b_f := 8300 \text{ mm} \quad t_f := 175 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt fra UK av tverrsnittet:

$$A_{bp} := t_f \cdot b_f = 1452500 \text{ mm}^2$$

$$y_{bp} := h - \frac{1}{2} \cdot t_f = 1587.5 \text{ mm}$$

$$A_{steg} := h_w \cdot t_w = 750000 \text{ mm}^2$$

$$y_{steg} := \frac{1}{2} \cdot h_w = 750 \text{ mm}$$

$$y_{tp} := \frac{y_{bp} \cdot A_{bp} + y_{steg} \cdot A_{steg} \cdot 2}{A_{bp} + 2 \cdot A_{steg}} = 1162 \text{ mm}$$

$$y' := h - y_{tp} = 513 \text{ mm}$$

Annet arealmoment

$$I_{steg} := \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + A_{steg} \cdot (y_{steg} - y_{tp})^2 = (2.679 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

$$I_{bp} := \frac{\frac{b_f}{2} \cdot t_f^3}{12} + \frac{A_{bp}}{2} \cdot \left(h_w + \frac{t_f}{2} - y_{tp} \right)^2 = (1.333 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

$$I_x := (I_{steg} + I_{bp}) \cdot 2 = (8.025 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

Beregning av kryptallet

NS3473 2003 pkt A.9.3.2 b)

Effektiv tverrsnittstykkelse, h_0

$A_c := 2952500 \text{ mm}^2$ Areal betongtverrsnittet i seksjon B

$b_{plate} := 8300 \text{ mm}$ Bredde av topplate

$b_{flens} := 1100 \text{ mm}$ Bredde utstikkende flens

$t_{flens} := 175 \text{ mm}$ Tykkelse flens

$h_{steg} := 1500 \text{ mm}$ Høyde steg

$a_{steg} := 5100 \text{ mm}$ Avstand mellom steg

$U := b_{plate} + 2 \cdot b_{flens} + 2 \cdot t_{flens} + 2 \cdot h_{steg} + a_{steg} = 18950 \text{ mm}$ Lengden av omkretsen som utsettes for uttørkning

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{U}$$

$h_0 := 353.04$ Effektive tverrsnittstykkelsen i mm

Kryptallet, φ

$RH := 70$ Relativ luftfuktighet i %

$$\varphi_0 := 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.08 \cdot h_0^{\frac{1}{3}}} = 1.531$$

$t := 365 \cdot 58 = 21170$ Betongens alder i døgn

$t_0 := 28$ Betongens alder i døgn ved pålastning

$f_{cck} := 20$ Karakteristisk sylindrefasthet for C25, etter NS3473 tabell 5.a i N/mm^2

$$\beta_1 := \frac{8.3}{3 + \sqrt{f_{cck}}} = 1.111$$

$$\beta_2 := \frac{2.4}{0.1 + t_0^{0.18}} = 1.249$$

$$\beta_h := 1.5 \cdot \left(1 + 0.00012 \left(\frac{RH}{50} \right)^{18} \right) \cdot h_0 + 250 = 806.687 \quad \beta_h \leq 1500 \quad \text{OK!}$$

$$\beta_c := \left(\frac{(t - t_0)}{\beta_h + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.989$$

$$\varphi := \varphi_0 \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_c = 2.1$$

Krytall etter 58 år

ASR-krumning Stadium I

Akse 0-16

Akse 0-16		
Snitt	$A_{s.OK}$	$A_{s.UK}$
Felt	$2123.2mm^2$	$10738mm^2$
Støtte	$7227.2mm^2$	$530.8mm^2$

Felt

$$A_c := 3.237 \text{ m}^2$$

$$h := 400 \text{ mm}$$

$$I := (4.103 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$y := 200 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt fra UK av bjelke

A-betong

$$E_{ck} := 23336.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Karakteristisk E-modul

$$\varphi := 2.1$$

Kryptall

$$E_{c.lang} := \frac{E_{ck}}{1 + \varphi} = (7.528 \cdot 10^3) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Slakkarmering

$$E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Elastisitetsmodul

$$\varepsilon_o := 0.00056$$

Fiktiv tøyingspromille

$$A_{s.OK} := 2123.2 \text{ mm}^2$$

Armeringsmengde i OK

$$A_{s.UK} := 10738 \text{ mm}^2$$

Armeringsmengde i UK

$$F_{As'.OK} := \varepsilon_o \cdot E_s \cdot A_{s.OK} = (2.378 \cdot 10^5) \text{ N}$$

Aksialkraft OK armering

$$F_{As.UK} := \varepsilon_o \cdot E_s \cdot A_{s.UK} = (1.203 \cdot 10^6) \text{ N}$$

Aksialkraft UK armering

$$e_1 := 354.2 \text{ mm}$$

Arm fra N.A til ok. armering

$$e_2 := 45.8 \text{ mm}$$

Arm fra N.A til uk.armering

$$F := F_{As.UK} + F_{As'.OK} = (1.44 \cdot 10^6) \text{ N}$$

Armeringskraft

$$M := -F_{As'.OK} \cdot e_1 + F_{As.UK} \cdot e_2 = -2.91 \cdot 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Armeringsmoment

$$\varepsilon_N := \frac{F}{E_{c.lang} \cdot A_c} = 5.91 \cdot 10^{-5}$$

Tøyning fra rent trykk

$$y_{M1} := 195 \text{ mm} \quad y_{M2} := -195 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{M1} := \frac{M \cdot y_{M1}}{E_{c.lang} \cdot I} = -1.84 \cdot 10^{-5}$$

Tøyning fra rent moment

$$\varepsilon_{M2} := \frac{M \cdot y_{M2}}{E_{c.lang} \cdot I} = 1.84 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_1 := \varepsilon_{M1} - \varepsilon_N = -7.75 \cdot 10^{-5}$$

Summert

$$\varepsilon_2 := \varepsilon_{M2} - \varepsilon_N = -4.07 \cdot 10^{-5}$$

Summert

$$\varepsilon_{armering} := \varepsilon_N = 5.911 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{skanning} := 5.0 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_0 := \varepsilon_{armering} + \varepsilon_{skanning} = 0.00056 \quad \text{OK!}$$

$$\varepsilon_{ok.total} := \varepsilon_{skanning} - \varepsilon_1 = 5.8 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{uk.total} := \varepsilon_{skanning} - \varepsilon_2 = 5.4 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{konstant} := \frac{\varepsilon_{ok.total} + \varepsilon_{uk.total}}{2} = 5.6 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{krum.ok} := \varepsilon_{ok.total} - \varepsilon_{konstant} = 1.8 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{krum.uk} := \varepsilon_{uk.total} - \varepsilon_{konstant} = -1.8 \cdot 10^{-5}$$

Krumning:

$$K := \frac{\varepsilon_{krum.ok} - \varepsilon_{krum.uk}}{h} = (9.2 \cdot 10^{-8}) \frac{1}{\text{mm}}$$

$$\alpha_T := 1 \cdot 10^{-5}$$

Temperatugradient

$$\Delta T := \frac{K \cdot h}{\alpha_T} = 3.7 \text{ C}^\circ$$

ASR-krumning Stadium I

Akse 0-16

Akse 0-16		
Snitt	$A_{s.OK}$	$A_{s.UK}$
Felt	2123.2mm^2	10738mm^2
Støtte	7227.2mm^2	530.8mm^2

Støtte

$$A_c := 3.237 \text{ m}^2$$

$$h := 400 \text{ mm}$$

$$I := (4.103 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$y := 200 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt fra UK av bjelke

A-betong

$$E_{ck} := 23336.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Karakteristisk E-modul

$$\varphi := 2.1$$

Kryptall

$$E_{c.lang} := \frac{E_{ck}}{1 + \varphi} = 7527.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{c.lang} \cdot I = (3.089 \cdot 10^{14}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Slakkarmering

$$E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Elastisitetsmodul

$$\varepsilon_o := 0.00053$$

Fiktiv tøyningpromille

$$A_{s.OK} := 7227.2 \text{ mm}^2$$

Armeringsmengde i OK

$$A_{s.UK} := 530.8 \text{ mm}^2$$

Armeringsmengde i UK

$$F_{As'.OK} := \varepsilon_o \cdot E_s \cdot A_{s.OK} = (7.661 \cdot 10^5) \text{ N}$$

Aksialkraft OK armering

$$F_{As.UK} := \varepsilon_o \cdot E_s \cdot A_{s.UK} = (5.626 \cdot 10^4) \text{ N}$$

Aksialkraft UK armering

$$e_1 := 47.9 \text{ mm}$$

Arm fra N.A til ok. armering

$$e_2 := 352.1 \text{ mm}$$

Arm fra N.A til uk.armering

$$F := F_{As.UK} + F_{As'.OK} = (8.22 \cdot 10^5) \text{ N}$$

Armeringskraft

$$M := -F_{As'.OK} \cdot e_1 + F_{As.UK} \cdot e_2 = -1.69 \cdot 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Armeringsmoment

$$\varepsilon_N := \frac{F}{E_{c.lang} \cdot A_c} = 3.37 \cdot 10^{-5}$$

Tøyning fra rent trykk

$$y_{M1} := 195 \text{ mm} \quad y_{M2} := -195 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{M1} := \frac{M \cdot y_{M1}}{E_{c.lang} \cdot I} = -1.07 \cdot 10^{-5}$$

Tøyning fra rent moment

$$\varepsilon_{M2} := \frac{M \cdot y_{M2}}{E_{c.lang} \cdot I} = 1.07 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_1 := \varepsilon_{M1} - \varepsilon_N = -4.44 \cdot 10^{-5}$$

Summert

$$\varepsilon_2 := \varepsilon_{M2} - \varepsilon_N = -2.31 \cdot 10^{-5}$$

Summert

$$\varepsilon_{armering} := \varepsilon_N = 3.375 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{skanning} := 5.0 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_0 := \varepsilon_{armering} + \varepsilon_{skanning} = 0.00053 \quad \text{OK!}$$

$$\varepsilon_{ok.total} := \varepsilon_{skanning} - \varepsilon_1 = 5.4 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{uk.total} := \varepsilon_{skanning} - \varepsilon_2 = 5.2 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{konstant} := \frac{\varepsilon_{ok.total} + \varepsilon_{uk.total}}{2} = 5.3 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{krum.ok} := \varepsilon_{ok.total} - \varepsilon_{konstant} = 1.1 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{krum.uk} := \varepsilon_{uk.total} - \varepsilon_{konstant} = -1.1 \cdot 10^{-5}$$

Krumning:

$$K := \frac{\varepsilon_{krum.ok} - \varepsilon_{krum.uk}}{h} = (5.3 \cdot 10^{-8}) \frac{1}{\text{mm}}$$

$$\alpha_T := 1 \cdot 10^{-5}$$

Temperatugradient

$$\Delta T := \frac{K \cdot h}{\alpha_T} = 2.1 \text{ C}^\circ$$

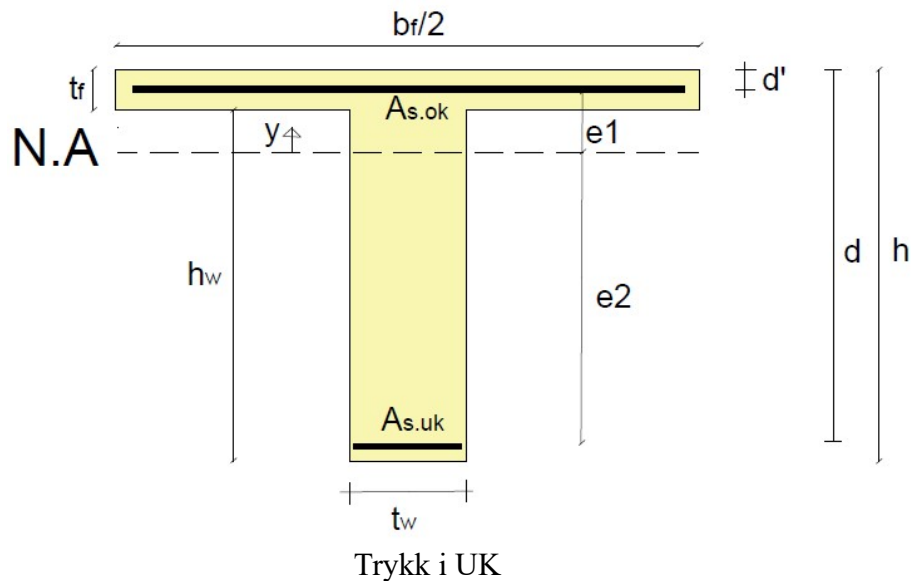
ASR-krumning Stadium I

Akse 17

Vurderer kun en T-bielke

Strekk i OK

Akse 17		
Snitt	$A_{s.OK}$	$A_{s.UK}$
Støtte	9699.7mm ²	6381.7mm ²



Støtte

$$A_c := \frac{2.953 \text{ m}^2}{2} = 1.477 \text{ m}^2$$

$$h := 1675 \text{ mm}$$

$$I := (5.286 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

$$N.A := 513 \text{ mm}$$

$$d := 1566 \text{ mm}$$

$$d' := 125 \text{ mm}$$

Nøytralakse

Arm til strekkarmering

Arm til trykkarmering

A-betong

$$E_{ck} := 23336.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\varphi := 2.1$$

$$E_{c.lang} := \frac{E_{ck}}{1 + \varphi} = 7527.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Karakteristisk E-modul

Kryptall

Slakkarmering

$$E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\varepsilon_o := 0.00071$$

$$A_{s.OK} := 9699.7 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.UK} := 6381.7 \text{ mm}^2$$

Elastisitetsmodul

Fiktiv tøyningspromille

Armeringsmengde i OK

Armeringsmengde i UK

$$F_{As'.OK} := \varepsilon_o \cdot E_s \cdot A_{s.OK} = 1377357.4 \text{ N}$$

$$F_{As.UK} := \varepsilon_o \cdot E_s \cdot A_{s.UK} = 906201.4 \text{ N}$$

Aksialkraft OK armering

Aksialkraft UK armering

$$e_1 := 388 \text{ mm}$$

Arm fra N.A til ok. armering

$$e_2 := 1053 \text{ mm}$$

Arm fra N.A til uk.armering

$$F := F_{As.UK} + F_{As'.OK} = 2283.56 \text{ kN}$$

Armeringskraft

$$M := -F_{As'.OK} \cdot e_1 + F_{As.UK} \cdot e_2 = 419.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Armeringsmoment

$$\varepsilon_N := \frac{F}{E_{c.lang} \cdot A_c} = 2.05 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning fra rent trykk

$$y_{M1} := 513 \text{ mm} \quad y_{M2} := -1162 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{M1} := \frac{M \cdot y_{M1}}{E_{c.lang} \cdot I} = 5.41 \cdot 10^{-5}$$

Tøyning fra rent moment

$$\varepsilon_{M2} := \frac{M \cdot y_{M2}}{E_{c.lang} \cdot I} = -1.23 \cdot 10^{-4}$$

Summeres

$$\varepsilon_1 := \varepsilon_{M1} - \varepsilon_N = -1.51 \cdot 10^{-4}$$

Summert

$$\varepsilon_2 := \varepsilon_{M2} - \varepsilon_N = -3.28 \cdot 10^{-4}$$

Summert

$$\varepsilon_{armering} := \varepsilon_N = 2.055 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{skanning} := 5.0 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_0 := \varepsilon_{armering} + \varepsilon_{skanning} = 0.00071 \quad \text{OK!}$$

Krumning:

$$K := \frac{\varepsilon_{M1} + |\varepsilon_{M2}|}{h} = (1.1 \cdot 10^{-7}) \frac{1}{\text{mm}}$$

Krumning fra rent moment

$$\alpha_T := 1 \cdot 10^{-5}$$

Temperatugradient

$$\Delta T := \frac{K \cdot h}{\alpha_T} = 17.7 \text{ } ^\circ\text{C}$$

ASR-krumning Stadium I

Akse 17-31 Vurderer kun en T-bjelke

Akse 17-31		
Snitt	$A_{s.OK}$	$A_{s.UK}$
Felt	265.4mm ²	7854mm ²
Støtte	8227mm ²	4418.1mm ²

Felt

$$A_c := \frac{2.953 \text{ m}^2}{2} = 1.477 \text{ m}^2$$

$$h := 1675 \text{ mm}$$

$$I := (5.286 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

$$N.A := 513 \text{ mm}$$

$$d := 1534 \text{ mm}$$

$$d' := 39.5 \text{ mm}$$

A-betong

$$E_{ck} := 23336.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\varphi := 2.1$$

$$E_{c.lang} := \frac{E_{ck}}{1 + \varphi} = 7527.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Slakkarmering

$$E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

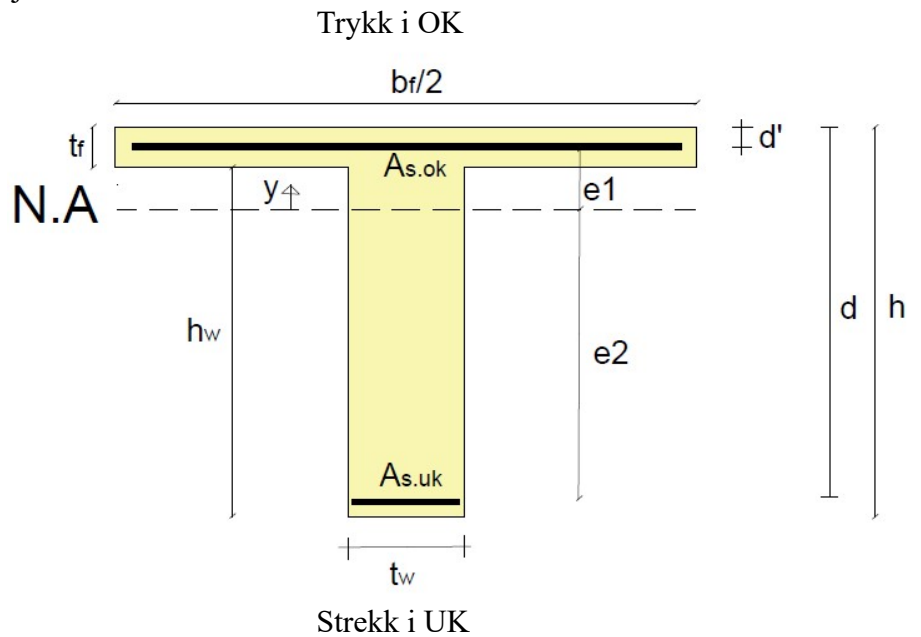
$$\varepsilon_o := 0.00058$$

$$A_{s.OK} := 265.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.UK} := 7854 \text{ mm}^2$$

$$F_{As'.OK} := \varepsilon_o \cdot E_s \cdot A_{s.OK} = 30786.4 \text{ N}$$

$$F_{As.UK} := \varepsilon_o \cdot E_s \cdot A_{s.UK} = 911064 \text{ N}$$



Nøytralakse

Arm til strekkarmering

Arm til trykkarmering

Karakteristisk E-modul

Kryptall

Langtid E-modul

Elastisitetsmodul

Fiktiv tøyningpromille

Armeringsmengde i OK

Armeringsmengde i UK

Aksialkraft OK armering

Aksialkraft UK armering

$$e_1 := 473.5 \text{ mm}$$

Arm fra N.A til ok. armering

$$e_2 := 1021 \text{ mm}$$

Arm fra N.A til uk.armering

$$F := F_{As.UK} + F_{As'.OK} = 941.85 \text{ kN}$$

Armeringskraft

$$M := -F_{As'.OK} \cdot e_1 + F_{As.UK} \cdot e_2 = 915.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Armeringsmoment

$$\varepsilon_N := \frac{F}{E_{c.lang} \cdot A_c} = 8.47 \cdot 10^{-5}$$

Tøyning fra rent trykk

$$y_{M1} := 513 \text{ mm} \quad y_{M2} := -1162 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{M1} := \frac{M \cdot y_{M1}}{E_{c.lang} \cdot I} = 1.18 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning fra rent moment

$$\varepsilon_{M2} := \frac{M \cdot y_{M2}}{E_{c.lang} \cdot I} = -2.67 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_1 := \varepsilon_{M1} - \varepsilon_N = 3.33 \cdot 10^{-5}$$

Summert

$$\varepsilon_2 := \varepsilon_{M2} - \varepsilon_N = -3.52 \cdot 10^{-4}$$

Summert

$$\varepsilon_{armering} := \varepsilon_N = 8.474 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{skanning} := 5.0 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_0 := \varepsilon_{armering} + \varepsilon_{skanning} = 0.00058$$

OK benyttet fiktiv promille!

Krumning:

$$K := \frac{\varepsilon_{M1} + |\varepsilon_{M2}|}{h} = (2.3 \cdot 10^{-7}) \frac{1}{\text{mm}}$$

Krumning fra rent moment

$$\alpha_T := 1 \cdot 10^{-5}$$

Temperatugradient

$$\Delta T := \frac{K \cdot h}{\alpha_T} = 38.5 \text{ C}^\circ$$

ASR-krumning Stadium I

Akse 18-31

Vurderer kun en T-bjelke

Akse 17-31		
Snitt	$A_{s.OK}$	$A_{s.UK}$
Felt	265.4mm^2	7854mm^2
Støtte	8227mm^2	4418.1mm^2

Støtte

$$A_c := \frac{2.953 \text{ m}^2}{2} = 1.477 \text{ m}^2$$

$$h := 1675 \text{ mm}$$

$$I := (5.286 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

$$N.A := 513 \text{ mm}$$

$$d := 1588 \text{ mm}$$

$$d' := 125 \text{ mm}$$

A-betong

$$E_{ck} := 23336.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\varphi := 2.1$$

$$E_{c.lang} := \frac{E_{ck}}{1 + \varphi} = 7527.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Slakkarmering

$$E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

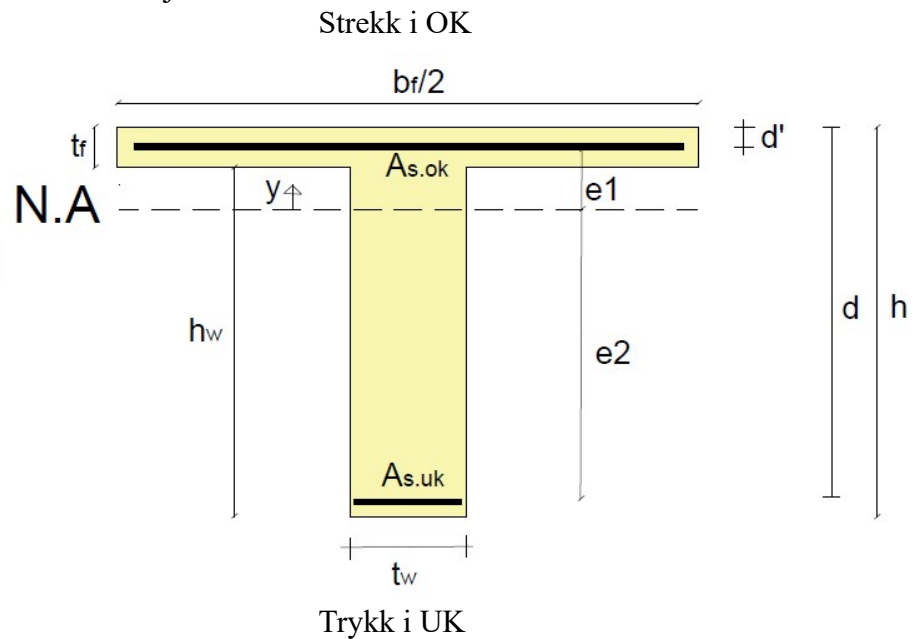
$$\varepsilon_o := 0.00065$$

$$A_{s.OK} := 8227 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.UK} := 4418.1 \text{ mm}^2$$

$$F_{As'.OK} := \varepsilon_o \cdot E_s \cdot A_{s.OK} = 1069510 \text{ N}$$

$$F_{As.UK} := \varepsilon_o \cdot E_s \cdot A_{s.UK} = 574353 \text{ N}$$



Nøytralakse

Arm til strekkarmering

Arm til trykkarmering

Karakteristisk E-modul

Kryptall

Langtid E-modul

Elastisitetsmodul

Fektiv tøyningpromille

Armeringsmengde i OK

Armeringsmengde i UK

Aksialkraft OK armering

Aksialkraft UK armering

$$e_1 := 388 \text{ mm}$$

Arm fra N.A til ok. armering

$$e_2 := 1075 \text{ mm}$$

Arm fra N.A til uk.armering

$$F := F_{As.UK} + F_{As'.OK} = (1.64 \cdot 10^6) \text{ N}$$

Armeringskraft

$$M := -F_{As'.OK} \cdot e_1 + F_{As.UK} \cdot e_2 = (2.02 \cdot 10^8) \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Armeringsmoment

$$\varepsilon_N := \frac{F}{E_{c.lang} \cdot A_c} = 1.48 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning fra rent trykk

$$y_{M1} := 513 \text{ mm}$$

$$y_{M2} := -1162 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{M1} := \frac{M \cdot y_{M1}}{E_{c.lang} \cdot I} = 2.61 \cdot 10^{-5}$$

Tøyning fra rent moment

$$\varepsilon_{M2} := \frac{M \cdot y_{M2}}{E_{c.lang} \cdot I} = -5.91 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_1 := \varepsilon_{M1} - \varepsilon_N = -1.22 \cdot 10^{-4}$$

Summert

$$\varepsilon_2 := \varepsilon_{M2} - \varepsilon_N = -2.07 \cdot 10^{-4}$$

Summert

$$\varepsilon_{armering} := \varepsilon_N = 1.479 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{skanning} := 5.0 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_0 := \varepsilon_{armering} + \varepsilon_{skanning} = 0.00065 \quad \text{OK!}$$

Krumning:

$$K := \frac{\varepsilon_{M1} + |\varepsilon_{M2}|}{h} = (5.1 \cdot 10^{-8}) \frac{1}{\text{mm}}$$

Krumning fra rent moment

$$\alpha_T := 1 \cdot 10^{-5}$$

Temperatugradient

$$\Delta T := \frac{K \cdot h}{\alpha_T} = 8.5 \quad C^\circ$$

ASR-krumning Stadium I

Akse 31-32 Vurderer kun en T-bielke

Akse 31-32		
Snitt	$A_{s.OK}$	$A_{s.UK}$
Felt	265.4mm ²	11290.1mm ²
Støtte	10986.9mm ²	8345.3mm ²

Felt

$$A_c := \frac{2.953 \text{ m}^2}{2} = 1.477 \text{ m}^2$$

$$h := 1675 \text{ mm}$$

$$I := (5.286 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

$$N.A := 513 \text{ mm}$$

$$d := 1534 \text{ mm}$$

$$d' := 173 \text{ mm}$$

A-betong

$$E_{ck} := 23336.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\varphi := 2.1$$

$$E_{c.lang} := \frac{E_{ck}}{1 + \varphi} = (7.528 \cdot 10^3) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Slakkarmering

$$E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

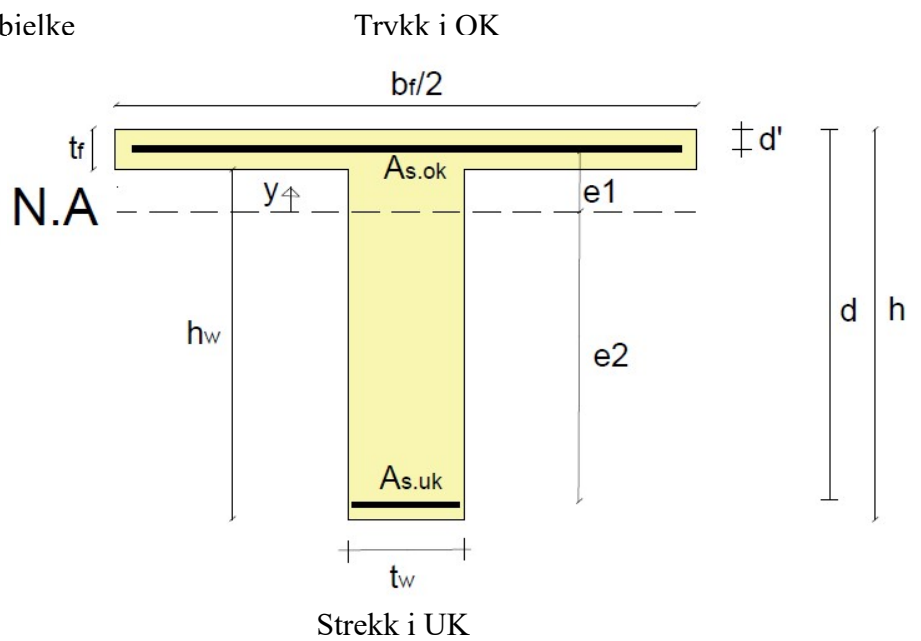
$$\varepsilon_o := 0.00063$$

$$A_{s.OK} := 265.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.UK} := 11290.1 \text{ mm}^2$$

$$F_{As'.OK} := \varepsilon_o \cdot E_s \cdot A_{s.OK} = 33440.4 \text{ N}$$

$$F_{As.UK} := \varepsilon_o \cdot E_s \cdot A_{s.UK} = 1422552.6 \text{ N}$$



Nøytralakse

Arm til strekkarmering

Arm til trykkarmering

Karakteristisk E-modul

Kryptall

Elastisitetsmodul

Fektiv tøyingspromille

Armeringsmengde i OK

Armeringsmengde i UK

Aksialkraft OK armering

Aksialkraft UK armering

$$e_1 := 340 \text{ mm}$$

Arm fra N.A til ok. armering

$$e_2 := 1021 \text{ mm}$$

Arm fra N.A til uk.armering

$$F := F_{As.UK} + F_{As'.OK} = 1455.99 \text{ kN}$$

Armeringskraft

$$M := -F_{As'.OK} \cdot e_1 + F_{As.UK} \cdot e_2 = 1441.06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Armeringsmoment

$$\varepsilon_N := \frac{F}{E_{c.lang} \cdot A_c} = 1.31 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning fra rent trykk

$$y_{M1} := 513 \text{ mm} \quad y_{M2} := -1162 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{M1} := \frac{M \cdot y_{M1}}{E_{c.lang} \cdot I} = 1.86 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning fra rent moment

$$\varepsilon_{M2} := \frac{M \cdot y_{M2}}{E_{c.lang} \cdot I} = -4.21 \cdot 10^{-4}$$

Summeres

$$\varepsilon_1 := \varepsilon_{M1} - \varepsilon_N = 5.48 \cdot 10^{-5}$$

Summert

$$\varepsilon_2 := \varepsilon_{M2} - \varepsilon_N = -5.52 \cdot 10^{-4}$$

Summert

$$\varepsilon_{armering} := \varepsilon_N = 1.31 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{skanning} := 5.0 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_0 := \varepsilon_{armering} + \varepsilon_{skanning} = 0.00063$$

OK!

Krumning:

$$K := \frac{\varepsilon_{M1} + |\varepsilon_{M2}|}{h} = (3.6 \cdot 10^{-7}) \frac{1}{\text{mm}}$$

Krumning fra rent moment

$$\alpha_T := 1 \cdot 10^{-5}$$

Temperatugradient

$$\Delta T := \frac{K \cdot h}{\alpha_T} = 60.7 \text{ } ^\circ\text{C}$$

ASR-krumning Stadium I

Akse 31-32 Vurderer kun en T-bjelke

Akse 31-32		
Snitt	$A_{s.OK}$	$A_{s.UK}$
Felt	265.4mm ²	11290.1mm ²
Støtte	10986.9mm ²	8345.3mm ²

Støtte

$$A_c := \frac{2.953 \text{ m}^2}{2} = 1.477 \text{ m}^2$$

$$h := 1675 \text{ mm}$$

$$I := (5.286 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

$$N.A := 513 \text{ mm}$$

$$d := 1588 \text{ mm}$$

$$d' := 130 \text{ mm}$$

A-betong

$$E_{ck} := 23336.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\varphi := 2.1$$

$$E_{c.lang} := \frac{E_{ck}}{1 + \varphi} = 7527.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{c.lang} \cdot I = (3.979 \cdot 10^{15}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Slakkarmering

$$E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

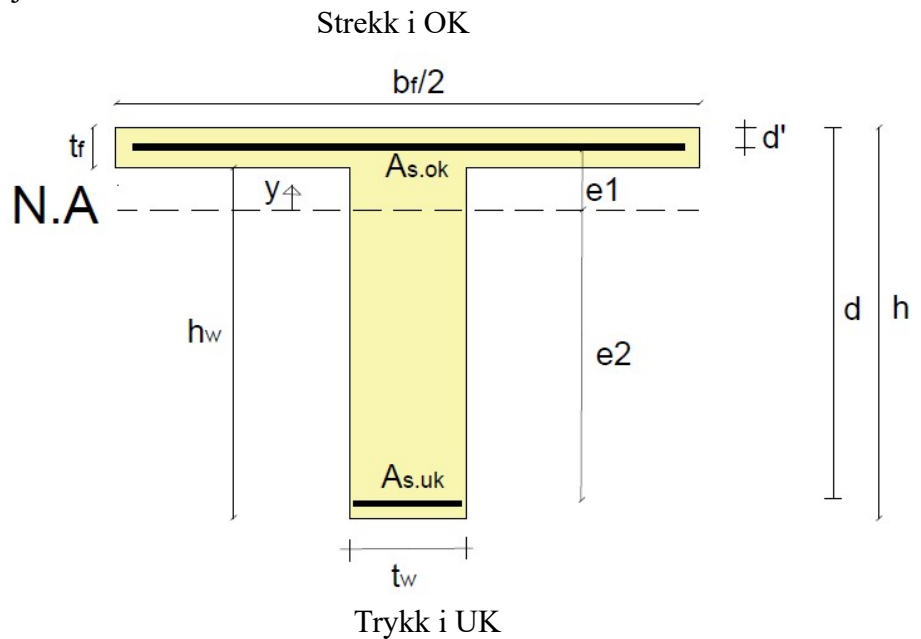
$$\varepsilon_o := 0.00076$$

$$A_{s.OK} := 10986.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.UK} := 8345.3 \text{ mm}^2$$

$$F_{As'.OK} := \varepsilon_o \cdot E_s \cdot A_{s.OK} = (1.67 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$F_{As.UK} := \varepsilon_o \cdot E_s \cdot A_{s.UK} = (1.268 \cdot 10^6) \text{ N}$$



Nøytralakse

Arm til strekkarmering

Arm til trykkarmering

Karakteristisk E-modul

Kryptall

Elastisitetsmodul

Fektiv tøyningpromille

Armeringsmengde i OK

Armeringsmengde i UK

Aksialkraft OK armering

Aksialkraft UK armering

$$e_1 := 383 \text{ mm}$$

Arm fra N.A til ok. armering

$$e_2 := 1031 \text{ mm}$$

Arm fra N.A til uk.armering

$$F := F_{As.UK} + F_{As'.OK} = 2938.49 \text{ kN}$$

Armeringskraft

$$M := -F_{As'.OK} \cdot e_1 + F_{As.UK} \cdot e_2 = 668.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Armeringsmoment

$$\varepsilon_N := \frac{F}{E_{c.lang} \cdot A_c} = 2.64 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning fra rent trykk

$$y_{M1} := 513 \text{ mm} \quad y_{M2} := -1162 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{M1} := \frac{M \cdot y_{M1}}{E_{c.lang} \cdot I} = 8.61 \cdot 10^{-5}$$

Tøyning fra rent moment

$$\varepsilon_{M2} := \frac{M \cdot y_{M2}}{E_{c.lang} \cdot I} = -1.95 \cdot 10^{-4}$$

Summeres

$$\varepsilon_1 := \varepsilon_{M1} - \varepsilon_N = -1.78 \cdot 10^{-4}$$

Summert

$$\varepsilon_2 := \varepsilon_{M2} - \varepsilon_N = -4.6 \cdot 10^{-4}$$

Summert

$$\varepsilon_{armering} := \varepsilon_N = 2.644 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{skanning} := 5.0 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_0 := \varepsilon_{armering} + \varepsilon_{skanning} = 0.00076 \quad \text{OK!}$$

Krumning:

$$K := \frac{\varepsilon_{M1} + |\varepsilon_{M2}|}{h} = (1.7 \cdot 10^{-7}) \frac{1}{\text{mm}}$$

Krumning fra rent moment

$$\alpha_T := 1 \cdot 10^{-5}$$

Temperatugradient

$$\Delta T := \frac{K \cdot h}{\alpha_T} = 28.1 \text{ } ^\circ\text{C}$$