

Thomas Aandal
Rasmus Egdetveit Skarstein
Hogne Andreas Vangen

Kapasitetskontroll og evaluering av Tromsøbrua

Norges eldste fritt frambygg-bru

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk

Veileder: Terje Kanstad

Medveileder: Håvard Johansen

Mai 2022



Harvey Barrison

Thomas Aandal
Rasmus Egdetveit Skarstein
Hogne Andreas Vangen

Kapasitetskontroll og evaluering av Tromsøbrua

Norges eldste fritt frambygg-bru

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk
Veileder: Terje Kanstad
Medveileder: Håvard Johansen
Mai 2022

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2022

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 27. Mai 2022	ANTALL SIDER: 163 + 203
------------------------------------	-----------------------	----------------------------

TITTEL:

Kapasitetskontroll og evaluering av Tromsøbrua

Norges eldste fritt frambygg-bru

Capacity control and evaluation of the Tromsø bridge

UTFØRT AV:

Thomas Aandal
Rasmus Egdetveit Skarstein
Hogne Andreas Vangen



Alkali-silika reaksjoner er et problem for mange eldre betongkonstruksjoner. Tromsøbrua som ble bygd fra 1958 til 1960 er ikke et unntak. Denne masteroppgaven omhandler kapasitetskontroll av Tromsøbrua, både med og uten ekstra krefter som følge av ASR. Det ble også gjennomført en egen visuell inspeksjon og tilstandsvurdering i samarbeid med MESLA 2.-4. mai 2022. Inspeksjonen handlet i størst grad om overbygningen og søylene, med et ekstra fokus på fugene.

Tromsøbrua ble modellert som tre uavhengige deler i Strusoft FEM-Design. Det ble lagt på laster og hentet ut moment-, skjær- og normalkrefter. Laster, lastkombinasjoner og kapasiteter ble beregnet etter Norsk Standard og Vegnormal N400 Bruprosjektering av Statens Vegvesen.

Det ble ved beregninger ikke funnet noe overskridelse av skjærkapasiteten i de kontrollerte snittene, men for noen av snittene overskrider momentkapasiteten. Selv om feltmomentene generelt blir større når ASR-kreftene inkluderes, er ikke dette avgjørende for utnyttelsen. ASR-kreftene, hovedsakelig utvidelsen, har størst innvirkning på støttemomentene nær fuge en. Her er forskyvningen dominerende og øker utnyttelsesgraden fra 0,83 til 1,06. Hvis alle deformasjonslastene sees bort fra, er det kun feltene i platedelen som overskrider momentkapasiteten.

Dersom kapasiteten lokalt i tverretningen vurderes, er det mulig å utvide gang- og sykkelbanene med 0,5 m som fylkeskommunen ønsker. Dette gjør derimot at momentkapasiteten i lengderetning vil bli enda mer overskredet. Det anbefales derfor ikke å utvide, i hvert fall ikke før det er gjort mer nøyaktige beregninger med for eksempel omfordeling av krefter. Det samme gjelder ved økning av bruklasse fra BK10/50 til BK10/60, som etter resultatene presentert her ikke er å anbefale.

HOVEDVEILEDER: Terje Kanstad, NTNU

MEDVEILEDER: Håvard Johansen, Statens vegvesen

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk

Forord

Denne masteroppgaven er gjennomført som en del av et NFR-finansiert prosjekt, MESLA. Deltakerne i MESLA-prosjektet omfatter Vegdirektoratet, Trøndelag fylkeskommune, Troms og Finnmark fylkeskommune, BaneNOR, Norconsult, SINTEF og NTNU. Oppgaven er skrevet i løpet av 20 uker som en avslutning på vår mastergrad i Bygg- og Miljøteknikk ved NTNU. Det var først tenkt at Aandal og Skarstein skulle skrive om fritt frambygg-delen av brua, mens Vangen skulle skrive om vestre viadukt. For å gjøre diskusjoner og samkjøring mellom oppgavene enklere, ble det bestemt å slå sammen de to oppgavene.

Valget av oppgave er basert på egen interesse innenfor dette området av betongfaget. Alle tre finner store betongbruer fascinerende og ønsket mer kunnskap om store samferdselskonstruksjoner. Skarstein har jobbet med bruinspeksjon tidligere og skal jobbe mer med dette etter studiet.

I tillegg til det teoretiske rundt oppgaven deltok vi på fagfagene i Tromsø. Her inspiserte vi brua med lift og båt og deltok aktivt i diskusjon rundt bruas tilstand sammen med forskningsgruppa MESLA.

En stor takk til hovedveileder, Terje Kanstad, for god tilgjengelighet, tilbakemeldinger og veiledning gjennom hele prosessen. En takk til Håvard Johansen ved Statens Vegvesen, som hjalp oss i gang med prosjekteringen og har hatt gode svar på spørsmål vi har hatt. En takk til forskningsgruppa MESLA for et bra opplegg med mye god informasjon under fagdagene i Tromsø.

Trondheim, 27. mai 2022

- Thomas Aandal, Rasmus Egdetveit Skarstein & Hogne Andreas Vangen

Sammendrag

Alkali-silika reaksjoner er et problem for mange eldre betongkonstruksjoner. Tromsøbrua som ble bygd fra 1958 til 1960 er ikke et unntak. Denne masteroppgaven omhandler kapasitetskontroll av Tromsøbrua, både med og uten ekstra krefter som følge av ASR. Det ble også gjennomført en egen visuell inspeksjon og tilstandsvurdering i samarbeid med MESLA 2.-4. mai 2022. Inspeksjonen handlet i størst grad om overbygningen og søylene, med et ekstra fokus på fugene.

Tromsøbrua ble modellert som tre uavhengige deler i Strusoft FEM-Design. Det ble lagt på laster og hentet ut moment-, skjær- og normalkrefter. Laster, lastkombinasjoner og kapasiteter ble beregnet etter Norsk Standard og Vegnormal N400 Bruprosjektering av Statens Vegvesen.

Det ble ved beregninger ikke funnet noe overskridelse av skjærkapasiteten i de kontrollerte snittene, men for noen av snittene overskrider momentkapasiteten. Selv om feltmomentene generelt blir større når ASR-kreftene inkluderes, er ikke dette avgjørende for utnyttelsen. ASR-kreftene, hovedsakelig utvidelsen, har størst innvirkning på støttemomentene nær fuge en. Her er forskyvningen dominerende og øker utnyttelsesgraden fra 0,83 til 1,06. Hvis alle deformasjonslastene sees bort fra, er det kun feltene i plate-delen som overskrider momentkapasiteten.

Dersom kapasiteten lokalt i tverretningen vurderes, er det mulig å utvide gang- og sykkelbanene med 0,5 m som fylkeskommunen ønsker. Dette gjør derimot at momentkapasiteten i lengderetning vil bli enda mer overskredet. Det anbefales derfor ikke å utvide, i hvert fall ikke før det er gjort mer nøyaktige beregninger med for eksempel omfordeling av krefter. Det samme gjelder ved økning av bruklasse fra BK10/50 til BK10/60, som etter resultatene presentert her ikke er å anbefale.

Abstract

Alkali-silica reactions is a problem for many old concrete structures. The Tromsø Bridge, which was built during 1958-1960 is no exception. This master's thesis' focus is capacity control, with and without the extra consequences of ASR. In addition, the authors did a visual inspection and damage assessment in collaboration with the research project MELSA May 2nd - 4th. The inspection revolved around the box girder bridge deck and the columns. The dilatation joints were also closely inspected.

The Tromsø Bridge was modelled as three separate parts using Strusoft FEM-Design. The loads were added to the model and the finite element analysis revealed moment-, shear- and normal force diagrams. The loads, load combinations and capacities were calculated by the procedures from the Eurocode series and Road Standard N400 Bridge Design by the Norwegian Public Roads Administration.

After the calculations, the shear force capacities were not exceeded for any of the controlled sections, while some moment capacities exceeded its controlled section. Even though the field moments are greater when ASR loads are included, the ASR forces is not decisive for the utility. The ASR-forces, especially the expansion, has greatest impact on the supports near the first dilatation joint. Here, the ASR displacement is decisive and increases the utility rate from 0,83 to 1,06. If all deformation loads are neglected, the field moments in the plate part exceed the capacity.

If the capacity locally in transversal direction is considered, it is possible to expand the pedestrian and bicycle lanes by 0,5 m as the county authority wants. On the other hand, this would result in an even larger exceedance of the moment capacity in the longitudinal direction. Therefore it is not recommended to expand the pedestrian and bicycle lanes. Not until more accurate calculations are done, that is. These calculations should also consider redistribution of forces. It is also not advisable to increase from class BK10/50 to BK10/60, according to the calculations presented in this thesis.

Forkortelser

Følgende forkortelser vil bli benyttet:

- ASR: Alkali-silika reaksjon
- FFB: Fritt frembygg-bru
- NS-EN: Norsk standard - Europeisk Norm
- OK: Overkant
- SLS: Bruksgrensetilstand
- SVV: Statens Vegvesen
- TP: Tyngdepunkt
- UK: Underkant
- ULS: Bruddgrensetilstand

Innhold

Forord	i
Sammendrag	ii
Abstract	iii
Forkortelser	iv
1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn for valg av tema	1
1.2 Problemstilling og mål	2
1.3 Oppbygging av oppgaven	3
2 Nedbrytningsmekanismer	5
2.1 Armeringskorrosjon	5
2.2 Frostbestandighet	6
2.3 Alkali-silika reaksjon	6
3 Grunnlag	9
3.1 Bruas oppbygging	9
3.2 Materialer	12
3.2.1 Viadukt	12
3.2.2 FFB-del	13
3.3 Standarder	13
3.4 Håndbøker	14
3.4.1 N400 - Bruprosjektering	14
3.4.2 V412 - Bæreevneklassifisering av bruer, laster	14
3.4.3 V413 - Bæreevneklassifisering av bruer, materialer	15
3.4.4 V441 - Bruinspeksjon	15
3.5 Laster og lastkombinasjoner	15
3.5.1 Egenvekt	16
3.5.2 Superegenvekt	16

3.5.3	Trafikklast	17
3.5.4	Vindlaster	19
3.5.5	Termiske påvirkninger	22
3.5.6	Spennkrafttap	25
3.5.7	ASR-laster	38
3.5.8	Dimensjonerende lastkombinasjoner	39
4	Tilstandsvurdering	43
4.1	Bruas tilstand	44
4.2	Ekspansjon	47
4.3	Fuger	48
5	Analyse	57
5.1	Geometri og statisk system	57
5.2	Tverrsnitt	60
5.3	Påføring av laster	63
5.3.1	Egenlaster	63
5.3.2	Trafikklast	63
5.3.3	Vindlaster	65
5.3.4	Temperaturlaster	65
5.3.5	Forspenningskrefter	67
5.3.6	Svinntøyninger	68
5.3.7	ASR-laster	69
6	Kapasitetskontroller	71
6.1	Momentkapasitet	71
6.2	Skjærkapasitet	74
6.3	Lengderetning	76
6.3.1	Momentkapasitet	77
6.3.2	Skjærkapasitet	81
7	Lokalanalyse og kapasitetskontroll i tverretning	83
7.1	Belastning av utragende bruplate	83
7.1.1	Last på gangbane	83
7.1.2	Trafikklast	85
7.1.3	Lastkombinasjoner	88
7.2	Belastning av innvendig bruplate	88
7.2.1	Lastkombinasjoner	90
7.2.2	Skjærbelastning	91
7.3	Klebeanker	93

7.4	Eventuell utvidelse av gangbane	93
8	Kontroll av søyler	95
8.1	Slankhet	95
8.2	Knekking og knekk lengde	96
8.3	Kapasitetsberegning	99
8.3.1	Hovedarmering og kapasitet i lengderetning	100
8.3.2	Ekstra armering og kapasitet i tverretningen	103
9	Resultater	105
9.1	Vestre viadukt del 1	105
9.1.1	Momentdiagrammer	106
9.1.2	Lastkombinering	111
9.2	Vestre viadukt del 2	113
9.2.1	Momentdiagrammer	114
9.2.2	Lastkombinering	119
9.3	Fritt frambygg-del	122
9.3.1	Momentdiagrammer	122
9.3.2	Lastkombinering	127
9.4	Utnyttelsesgrad i lengderetning	128
9.5	Utnyttelsesgrad i tverretning	130
9.5.1	Eventuell utvidelse av gangbane	130
9.6	Søyler	131
9.6.1	Søylekrefter og lastkombinering	131
9.6.2	Utnyttelse av søyler	133
10	Diskusjon	137
10.1	Bruas tilstand	137
10.2	Deformasjonslaster i FFB-delen	138
10.3	Analysen	138
10.4	Bruddgrensetilstand	139
10.4.1	Lengderetning	139
10.4.2	Tverretning	140
10.4.3	Søyler	140
11	Oppsummering og konklusjon	143
12	Videre arbeid	145

Referanser	152
A Tegningsgrunnlag	A1
B Vindlaster	B1
C Temperaturlaster	C1
D Deformasjonslaster	D1
E Beregning av ASR-krumning	E1
F Momentkapasitet i lengderetning	F1
G Reduksjon av støttemoment	G1
H Skjærkapasitet i lengderetning	H1
I Kapasitet i tverretning	I1
J Søyleberegninger	J1



Kapittel 1 Innledning

Dette kapittelet omhandler bakgrunnen for valget av tema for denne oppgaven, problemstillingen vi har hatt, målene våre og disposisjon av oppgaven.

1.1 Bakgrunn for valg av tema

Tromsøbrua ble bygget mellom 1958 og 1960, som en erstatning for de to ferjene som gikk over Tromsøysundet. Brua var den første i Norge som benyttet fritt frambygg-metoden, og da den sto ferdig var den Nordens lengste betongbru. Den er prosjektert av Aas-Jakobsen AS sammen med Dyckerhoff & Widmann AG (Dywidag) og tegnet av arkitekt Erling Viksjø. Brua er slank og elegant, som gjorde at Viksjø i 1963 mottok Betongtavlen for sitt design. Tromsøbrua ble 17. april 2008 fredet av riksantikvaren med bakgrunn i at hovedkonstruksjon og detaljer skulle bevares [2].

Alkali-silika reaksjoner gjør at betongen utvider seg. Tøyninger gir ekstra spenninger i konstruksjonen dersom den er statisk ubestemt. På grunn av armeringen gir tøyningen en krumning. De ekstra kreftene må tas hensyn til ved kapasitetsberegninger. Ofte er ASR-utvidelsen større på innsiden av konstruksjonen enn på utsiden. Dette gir strekkspenninger på utsiden og fører til riss og sprekker i betongen. Fra og med 01.01.2022 ble det bestemt at kapasitetsberegninger av eldre bruer skulle følge dagens standard, i stedet

¹Kapittelfigur: Tromsøbrua i byggefasen. Figuren er gjengitt fra A/S Stormbull [1].

for den standarden som ble brukt på byggetidspunktet [3]. Dette gjør at de to tidligere oppgavene som er skrevet om Tromsøbrua, av fritt frambyggdelen (Sandnes og Skaug, 2017) og vestre viadukt (Knutsdatter, 2018) må kvalitetsjekkes og oppdateres.

1.2 Problemstilling og mål

En generell beskrivelse av problemstillingen denne oppgaven omhandler, er tilstandsvurdering og kapasitetskontroll av en eksisterende bru med betydelig skadeomfang. Siden dette er et veldig omfattende tema, er det viktig å avgrense problemstillingen slik at det ikke blir alt for mye å gjøre. I denne oppgaven begrenses det til konstruktive konsekvenser som følge av alkali-silika reaksjoner i Tromsøbrua. Følgende er utført i denne oppgaven:

- Kapasitetskontroll av moment og skjær i overbygningen (lengde- og tverretning)
- Kapasitetskontroll med kombinert moment og aksialtrykk i søylene
- Tilstandsvurdering av brua med fokus på oppsprekking og bevegelse av fuger
- Modellering og analyse av brua i Strusoft FEM-Design

Det er viktig med kvalitetssikring og sidemannskontroller for oppgavens kvalitet. Ved innhenting av informasjon kvalitetsjekkes kildene og at ingen har ansvar for oppgaver alene. Basert på dette er det viktig å ha delmål underveis i oppgaven:

- Forstå hvordan spennarmering fungerer
- Forstå tegningsgrunnlaget og beregningene som ble gjort på byggetidspunktet

- God forståelse av hvordan betongkonstruksjoner fungerer
- Ha et godt samarbeid basert på gode diskusjoner og sidemannskontroller
- Bli godt kjent med Strusoft FEM-Design, for å ta gode valg under modelleringen

1.3 Oppbygging av oppgaven

Denne oppgaven består av ni kapitler pluss vedlegg. Oppbyggingen av oppgaven er som følger:

Kapittel 2 gir en kort innføring i relevante nedbrytningsmekanismer, med fokus på ASR.

Kapittel 3 gir informasjon om konstruksjonsprinsipper, materialer, hvilke standarder og håndbøker som er fulgt, hvordan lastene er beregnet og hvordan disse lastene er kombinert.

Kapittel 4 omhandler bruas tilstand, med bakgrunn i tidligere inspeksjoner og det som ble sjekket da vi var i Tromsø på befaring med MESLA.

Kapittel 5 gir en beskrivelse av hvordan analysen er gjort, blant annet hvordan modellen er modellert og hvordan lastene er påført modellen.

Kapittel 6 inneholder beskrivelse av hvordan kapasitetene til konstruksjonsdelene vi har sjekket er beregnet.

Kapittel 7 beskriver hvordan den lokale analysen ble gjort og hvordan kapasiteten i tverretning ble kontrollert.

Kapittel 8 viser hvordan kapasiteten for søylene ble beregnet.

Kapittel 9 består av en oppsummering av alle resultatene fra analysen og beregninger, samt en oversikt over utnyttelse av de forskjellige tverrsnittene.

Kapittel 10 og **kapittel 11** omhandler diskusjoner og en oppsummering

1.3. OPPBYGGING AV OPPGAVEN

basert på resultatene som er funnet.

Kapittel 12 omhandler forslag til videre, eventuelt pågående arbeid, som anbefales at blir kontrollert eller fulgt opp.

Vedleggene inneholder tegningsgrunnlaget som er brukt og detaljerte beregninger som er gjort.

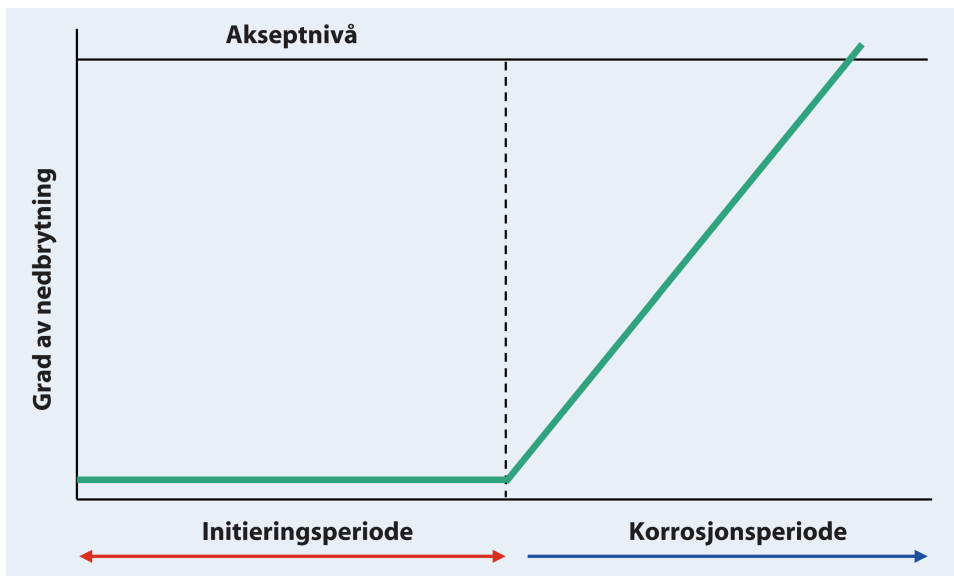
Kapittel 2

Nedbrytningsmekanismer

Betong er et av de viktigste bygningsmaterialene i verden. Derfor er det viktig at betongen er bestandig. Dette både på grunn av CO₂-utslipp ved sementproduksjonen [4], og store samfunnskostnader [5]. For å oppnå en god og bestandig betong, er det viktig i prosjektering og produksjon å vurdere hvordan konstruksjonen påvirkes av armeringskorrosjon, frostbestandighet og alkali-silika reaksjoner.

2.1 Armeringskorrosjon

Armeringskorrosjon svekker konstruksjonen, dette fordi når armeringen korroderer mister konstruksjonen kapasitet mot strekkpåkjenninger. Armeringen er godt beskyttet i betongen mot korrosjon, men karbonatisering gjør at betongens pH-verdi reduseres. Når betongens pH-verdi synker til under 10, vil den ikke lenger beskytte armeringen mot korrosjon [5]. Faktorer som påvirker karbonatiseringsprosessen, jf. figur 2.1, er overdekningens tykkelse og tetthet, hvilket bindemiddel som er brukt, v/c-tallet, betongens fuktnivå og hvor godt komprimert betongen er [5].



Figur 2.1: Forløpet av armeringskorrosjon. Gjengitt fra Norcem [5].

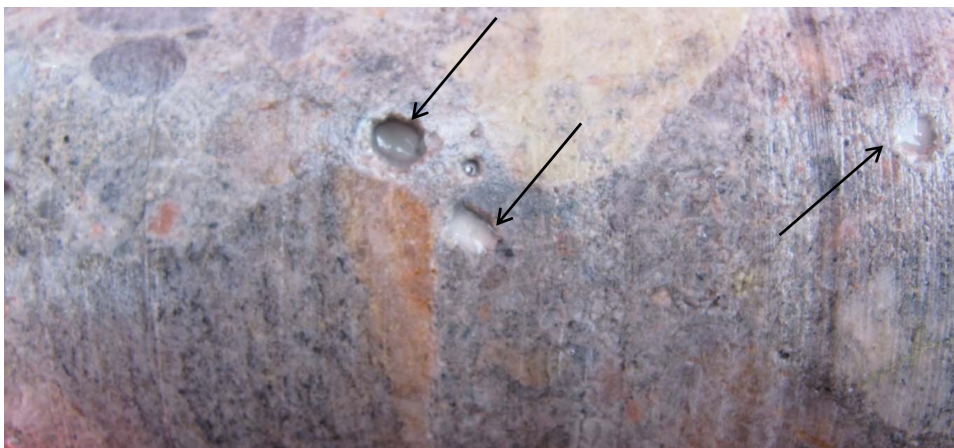
2.2 Frostbestandighet

Betong inneholder mange luftporer, der strukturen til disse gjør at vann lett fordeler seg mellom disse og fyller de opp [5]. Dersom dette vannet fryser og utvider seg, kan det føre til frostsprengning av betongen hvis vannet ikke har rom til å utvide seg i. For å redusere faren for frostskafer i betongen kan v/c -tallet reduseres, luftinnholdet økes, redusere fukttilgangen og etterbehandle betongen på riktig måte.

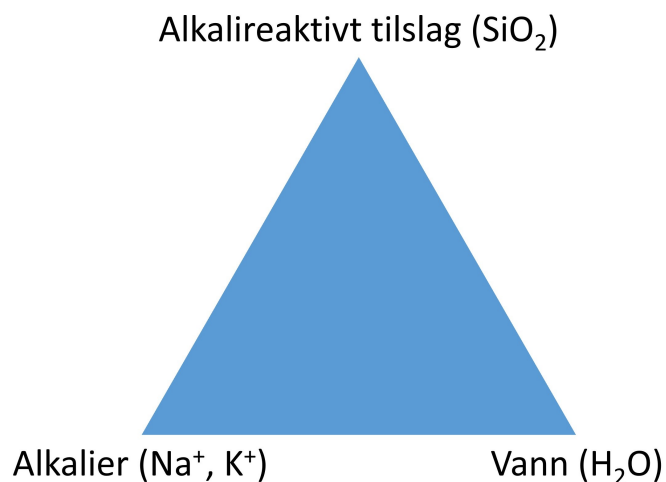
2.3 Alkali-silika reaksjon

Alkali-silika reaksjon (ASR) er en av årsakene til at betongkonstruksjoner utvider seg og eventuell opprissing. Grunnen til dette er at ASR er en kjemisk reaksjon mellom silikaen i det reaktive tilslaget og alkali-ioner i betongen som danner en hygroskopisk gel [6]. Figur 2.2 viser flytende ASR-gel

fra en kjerneprøve fra søylen i akse 16. En hygroskopisk gel kan ta opp fuktighet fra luft og ekspandere. Det er altså tre komponenter som må reagere for at ASR skal oppstå; silika fra tilslaget, alkali-ioner fra sementen og fuktighet i luften som vist i figur 2.3.



Figur 2.2: Flytende ASR-gel i porer markert med piler. Bildet er av en kjerneprøve fra søylen i akse 16 under kaidekket. Gjengitt fra Statens vegvesens inspeksjon i 2014 [7].

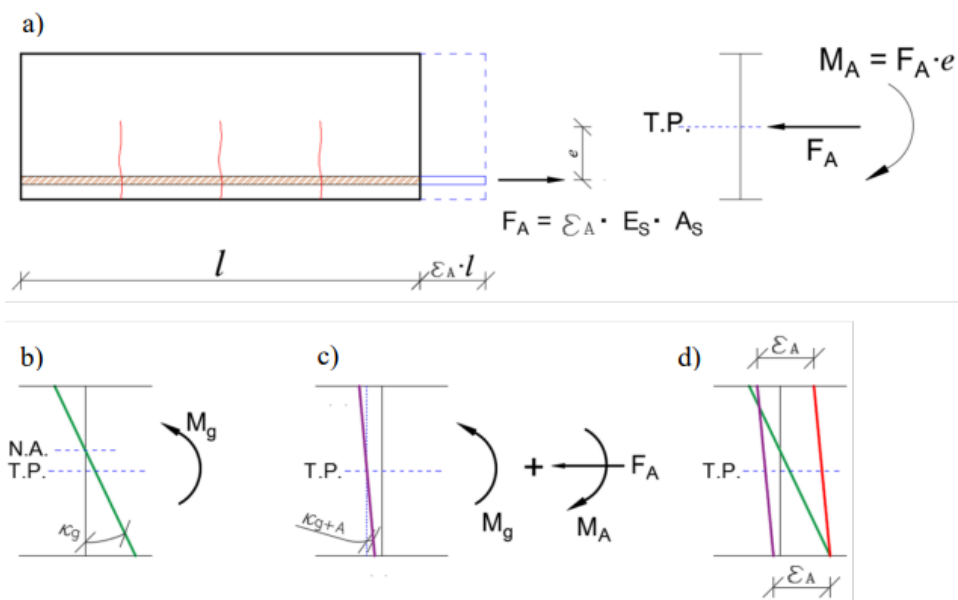


Figur 2.3: ASR-trekant.

Selv om ASR er forsket på i flere tiår, er det fortsatt uklarheter i hvordan

2.3. ALKALI-SILIKA REAKSJON

prosessen fungerer. Dette gjør det vanskelig å estimere en restlevetid på konstruksjonen, hvordan skadeomfanget kan reduseres, og kanskje viktigst av alt, konstruktive konsekvenser som følge av ASR. Forskning gjøres stadig om ASR, for eksempel “Stiffness damage test SDT” [8], og lastvirkninger fra ASR i statisk ubestemte systemer [9]. Resultater fra SDT indikerer at E-modulen i testretningen reduseres med ekspansjon som følge av ASR. Lastvirkninger fra ASR har liten plass i litteraturen i forhold til den kjemiske reaksjonen for ASR. ASR-ekspansjon gir ekstra aksialkrefter og bøyemomenter som følge av krumning og forskyvning, ved at armeringen holder igjen betongen der plasseringen av armeringen er usymmetrisk, jf. figur 2.4. For en vanlig slakkarmert kontinuerlig bjelke over flere felt vil dette føre til redusert støttemoment og økt feltmoment.



Figur 2.4: ASR-krefter. Gjengitt fra SVV Rapport 601 [10].



Kapittel 3 Grunnlag

Dette kapittelet tar for seg prosjekteringsgrunnlaget som omfatter bruas oppbygging, aktuelle standarder, håndbøker, samt påførte laster og lastkombinasjoner. Aktuelle laster som beskrives er permanente laster, variable laster og deformasjonslaster. Dette legges til grunn for videre modellering og analyse.

3.1 Bruas oppbygging

Brua består av tre forskjellige konstruksjonsprinsipper: Brudekke på enkle søyler, brudekke på bjelker på doble søyler, og en fritt frambygg-del. Brua har fuger mellom akse 7 og 8, i akse 32, og i akse 37. Dette gjør at brua kan regnes på som 4 uavhengige konstruksjoner. Inspeksjoner utført av Multi-consult i oktober 2021 viser at fugene har lukket seg på grunn av utvidelse av betongen som følge av ASR-ekspansjon. Konstruktive konsekvenser av dette blir gjennomgått i denne rapporten.

Brua deles inn i seksjoner, ut i fra hvilket konstruksjonsprinsipp som er benyttet. Tabell 3.2 og figur 3.1 viser hvilke konstruksjonsprinsipper som er benyttet de forskjellige seksjonene til brua. Modellen i FEM-Design deles inn ved fugene. Det vil si at del 1 består av platebru frem til første fuge, del 2 består av platebru med overgang til bjelkebru i feltet mellom akse 16 og

¹Kapittelfigur: Tromsøbrua. Figuren er gjengitt fra Barrison [11].

3.1. BRUAS OPPBYGGING

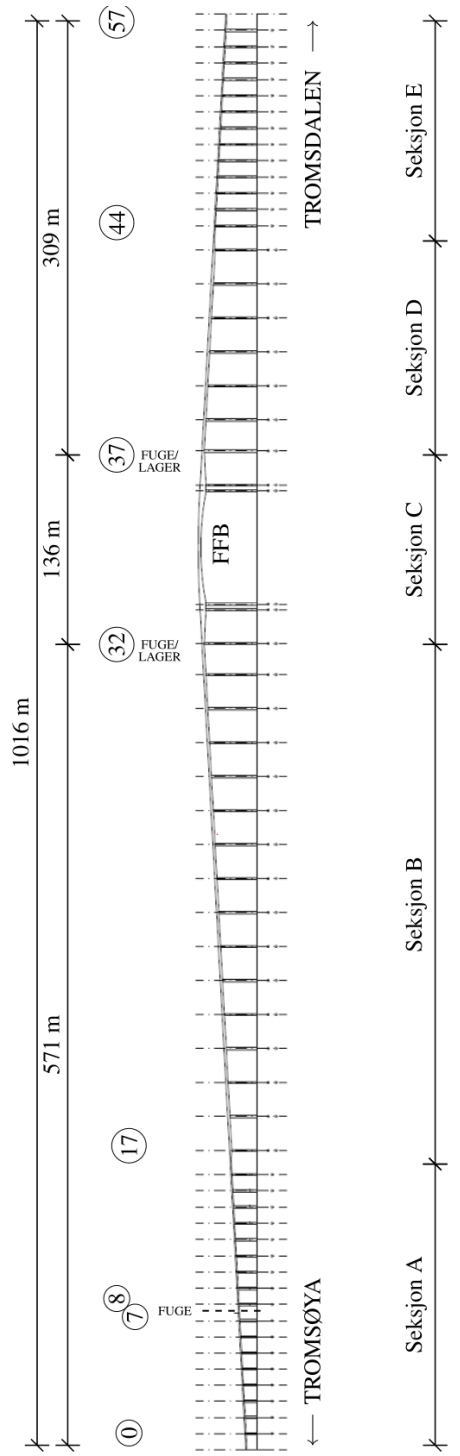
17, mens den siste delen består av hele FFB-delen av brua, altså fra akse 32 til akse 37. De tre delene av brua kan modelleres som tre uavhengige systemer på grunn av fugene som vist på figur 3.1.

Tabell 3.1: Oppdeling med tilhørende akser

Modell	Seksjon	Akse
Vestre viadukt del 1	A	0' - 7
Vestre viadukt del 2	A og B	8 - 32
FFB-delen	C	32 - 37

Tabell 3.2: Konstruksjonsprinsipper

Seksjon	Overbygning	Pilarer
A og E	Plasstøpt, slakkarmert betongdekke	En plasstøpt, slakkarmert pilar i hver akse
B og D	Plasstøpt, slakkarmert betongdekke på 2 bjelker. Dobbel T-tverrsnitt	To plasstøpte, slakkarmerte pilarer under hver bjelke i hver akse
C	Fritt frem-bygg, spennarmert kassetverrsnitt	To plasstøpte, slakkarmerte pilarer i hver akse



Figur 3.1: Oppriss Tromsøbrua. Figuren er gjengitt fra Sandnes & Skaug [12].

3.2 Materialer

Materialkvalitetene som er brukt under bygging finnes i tegningsgrunnlaget. Håndbok V413 [13] gir tilsvarende materialfastheter som brua skal kapasitetsjekkkes mot. I tillegg er materialfaktoren for stål høyere for gamle bruer enn det som er vanlig i dag. I følge tegningsgrunnlaget er E-modulen til slakkarmering og spennarmering henholdsvis 200000 MPa og 205000 MPa.

Dimensjonerende fasthet for stål:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (3.1)$$

der $\gamma_s = 1.25$.

Dimensjonerende fasthet for betong:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.2)$$

der $\alpha_{cc} = 0.85$ og $\gamma_c = 1.5$.

3.2.1 Viadukt

I følge armeringstegningene er betongen i viadukten er av typen A-betong. A-betong tilsvarer betong med fasthetsklasse B20 og $f_{ck} = 20$ MPa etter dagens standard. Armeringen i viadukten er av kvalitet CSF50 som tilsvarer armeringskvalitet Ks 50. Flytespenning oppgis som $f_{yk} = 500$ MPa for stenger med diameter 8 – 16 mm og $f_{yk} = 480$ MPa for stenger med diameter 20 – 32 mm. E-modulen til B20 betong er $E_{cm} = 30$ GPa i følge NS-EN 1992-1-1, Tabell 3.1 [14].

3.2.2 FFB-del

Betongen i FFB-delen er av typen B440. Tabell 2.1.2 i håndbok v413 sier at B450 tilsvarer betong med fasthetsklasse B32 og $f_{ck} = 32$ MPa. Betongen i FFB-delen er derfor satt til fasthetsklasse B32. Slakkarmeringen er av samme type som i viadukten. Spennarmeringen er av kvalitet St. 80/105 med flytegrense $8000 \text{ kg/cm}^2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 784,8$ MPa. I følge armerings-tegningene spennes spennarmeringen med $33 \text{ tonn} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 324$ kN. E-modulen oppgis som $350000 \text{ kg/cm}^2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 34,3$ GPa i tegningsgrunnlaget og settes til dette i utregningene.

3.3 Standarder

Tromsøbrua er dimensjonert etter daværende gjeldende norske standarder. Disse standardene er erstattet av europeiske normer med tilhørende nasjonale tillegg utgitt av Standard Norge. Tidligere kontroller av eksisterende bruer er basert på regelverket ved byggetidspunktet. Dette ble endret i Håndbok V413: Bæreevneklassifisering av bruer, materialer [13] utgitt i juli 2021. I innledningen av veiledningen står følgende på side 5:

«Dimensjonerende lastvirkninger kontrolleres mot dimensjonerende kapasiteter beregnet i samsvar med Eurokodestandardene NS-EN 1992, NS-EN 1993, NS-EN 1995. For betongbruer som er prosjektert før Eurokodestandardene ble gjeldende, kan NS 3473, 6. utgave 2003 benyttes for beregning av dimensjonerende skjærkapasitet.»

Følgende Norske Standarder er benyttet:

- NS-EN 1990: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [15]
- NS-EN 1991: Laster på konstruksjoner [16]
- NS-EN 1992: Prosjektering av betongkonstruksjoner [14]

3.4 Håndbøker

Statens vegvesens håndbøker supplerer Eurokodene med utfyllende bestemmelser. De er delt opp i to nivåer:

- Nivå 1: Normaler (N) og retningslinjer (R)
- Nivå 2: Veiledninger (V)

Ved motsigelser gjelder alltid normaler over retningslinjer og veiledninger. Tilsvarende gjelder retningslinjer alltid over veiledninger. Håndbøkene revideres jevnlig, og siste revisjoner for samtlige er benyttet.

3.4.1 N400 - Bruprosjektering

Håndbok N400 supplerer Eurokodene med utfyllende bestemmelser for beregning, dimensjonering og utforming av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner [3]. I tillegg er stedsavhengige og særskilte krav omtalt.

3.4.2 V412 - Bæreevneklassifisering av bruer, laster

Håndbok V412 definerer trafikklaster, lastfaktorer og lastkombinasjoner som bruer skal kontrolleres for. Tillatt trafikklaster bestemmer bruas bruklasse [17]. Håndbok V412 suppleres av V413.

3.4.3 V413 - Bæreevneklassifisering av bruer, materialer

Håndbok V413 angir materialfastheter og materialfaktorer som brua skal kontrolleres for [13]. Bæreevneklassifisering ved bruk av Håndbok V412 og Håndbok V413 er sentralt for å vurdere Tromsøbruas kapasitet.

3.4.4 V441 - Bruinspeksjon

Håndbok V441 definerer hvordan inspeksjoner av bruer skal gjennomføres slik at det blir gjort på en forsvarlig og ensartet måte over hele landet [18]. Normalt utføres enkelinspeksjon av bruer hvert år, og hovedinspeksjon hvert femte år.

3.5 Laster og lastkombinasjoner

Laster inndeles i klasser ut i fra art og sannsynlighet for at de skal opptre. Aktuelle laster er listet opp i riktig klasse. De tre klassene er:

- Permanente laster (egenlast, belegning og rekkverk)
- Variable laster (trafikklaster, vindlast og temperaturlaster)
- Deformasjonslaster (spennkrafttap, svinn, kryp, relaksasjon, temperaturlaster og alkali-silika reaksjoner)

Med utgangspunkt i bruksklassen til brua, benyttes Håndbok V412 til å bestemme trafikklaster, som forutsetter dimensjoneringskontroll etter partialfaktormetoden. Metoden går ut på å øke den teoretiske lastpåkjenningen og redusere den teoretiske materialkapasiteten til konstruksjonselementene, ved å gange lastvirkninger og kapasitet med ugunstige lastfaktorer. Det kan,

med god sikkerhet, fastslås at konstruksjonen opprettholder tilstrekkelig kapasitet dersom dimensjonerende kapasitet er større enn dimensjonerende lastvirkning.

Laster som mest sannsynlig vil opptre samtidig, skal regnes som en kombinasjon med kombinasjonsfaktorer. For maksimal virkning av en enkelt last, vil denne lasten kombineres med en høyere lastfaktor med permanente laster. For kombinasjon av flere lasttilfeller, benyttes lavere lastfaktorer, siden det for eksempel ikke er veldig sannsynlig at maksimal trafikklast virker samtidig som maksimal vindlast og/eller temperaturlast.

3.5.1 Egenvekt

Egenvekten til betongen utgjør størstedelen av den permanente lasten. Tyngdetettheten til armert betong settes til 25 kN/m^3 [16]. FEM-design beregner selv egenvekten ut fra tverrsnittene og tyngdetettheten. Ved kontroll av resultatene brukes denne verdien som egenvekt.

3.5.2 Superegenvekt

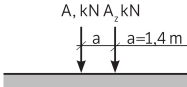
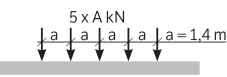
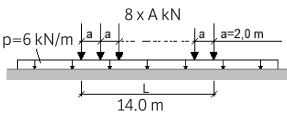
Superegenvekten til konstruksjonen består av vekten til permanente deler eller elementer som ikke inngår i den bærende konstruksjonen. For Tromsøbrua innebærer dette belegning, rekkverk og autoværn. Belegningsvekten innebærer slitelag og fuktisolasjon, som ble målt til 100 mm av Statens vegvesen i 2014 [7]. Egenvekten til asfalt er 25 kN/m^3 , som gjør at belegningsvekten settes til $2,5 \text{ kN/m}^2$. Ståltrekkverkets og autoværnets tyngde settes til $0,5 \text{ kN/m}$ i henhold til Håndbok V412 [17].

3.5.3 Trafikklast

Trafikklast er all belastning i vertikal og horisontal retning på kjørebane, skulder, gangbane, sykkelbane og midtdeler påført av kjøretøy og fotgjengere. Trafikklast skal plasseres i den mest ugunstige posisjonen i lengde- og tverretning, innenfor den tilgjengelige føringsbredden.

3.5.3.1 Vertikale trafikklaster

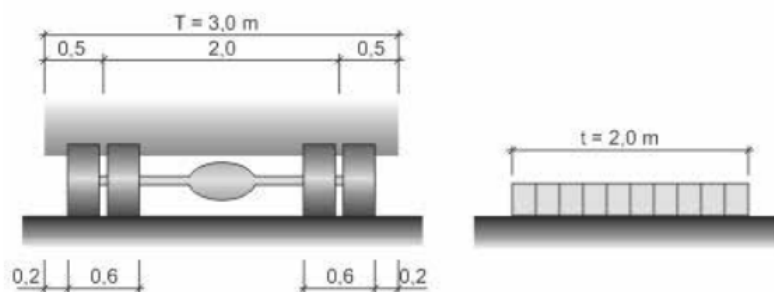
Tabell 3.3: Ekvivalentlaster for ordinære bruksklasser, Håndbok V412 [17]

Lasttype	Lastfordeling	Ordinære bruksklasser					
		Bk	Bk	Bk	Bk	Bk	
		10/50	T8/50	T8/40	8/32	6/28	
Boggilast		A1	165	125	125	125	100
		A2	120	90	90	55	35
Kjøretøy- last		A	80	68	68	58	45
Vogntog- last		A	60	55	47	38	30

Tromsøbrua er klassifisert som bruksklasse Bk 10/50. Ekvivalent lastfordeling og aksellaster velges etter tabell 3.3. Det skal nyttes den lasttypen og den plasseringen som gir høyest last i det aktuelle snittet. På store broer er vogntog normalt den dimensjonerende lasttypen siden de har størst totalvekt.

Størrelse og plassering

Lastene settes i de mest ugunstige plasseringene i tverretningen innenfor den tilgjengelige føringsbredden. Ved føringskant høyere enn 90 mm regnes føringsbredden som avstanden mellom føringskantene og gjelder for Tromsøbrua. Bredden av lastfeltene vises på figur 3.2. Vogntog og tunge kjøretøy har en lastfeltbredde på 3,0 m. Den jevnt fordelte lasten på 6 kN/m har en bredde på 2 m. Siden føringsbredden til Tromsøbrua er 6,5 m, er det altså plass til to lastfelt.



Figur 3.2: Bredden av lastfelt. Gjengitt fra Håndbok V412 [17].

Bruas gangbane skal, ifølge Håndbok N400 [3], belastes med en jevnt fordelt last på $2,0 \text{ kNm}^2$ for bruer med spenn $< 200 \text{ m}$. Gangbanen er 1,8 m bred, i modellen vil lasten settes på som en linjelast lik $2,0 \cdot 1,8 = 3,6 \text{ kN/m}$. Lasten påføres på hver side av brua, med en eksentrisitet 4350 mm fra senter.

3.5.3.2 Horisontale trafikklaster

Horisontale trafikklaster kommer fra bremselast, sidelast og sentrifugallast. Det er ingen svinger som gir sentrifugallaster på den delen av brua som denne oppgaven handler om. På grunn av den stive bruplata, vil bremselast og sidelast alltid fordeles over mange søyler. Horisontale trafikklaster antas derfor å ha liten betydning, og neglisjeres derfor.

3.5.4 Vindlaster

For å gjennomføre vindlastberegninger benyttes Håndbok N400 og NS-EN1991-1-4. Alle seksjonene av brua er i vindklasse I etter N400 5.6.1. Brua skal kontrolleres for kastvind uten trafikklast, i tillegg til en kombinasjon av kastvind og trafikklast med maksimal verdi av kastvind på 35 m/s.

3.5.4.1 Beregning av vindkasthastighetstrykk

Referansevindhastigheten hentes fra NS-EN1991-1-4: Tabell NA.4(901.1), som i Tromsø gir en verdi på $v_{b0} = 27$ m/s.

Nivåfaktoren c_{alt} beregnes fra følgende formel:

$$c_{alt} = 1 + \frac{(v_0 - v_{b0})(H - H_0)}{v_{b0}(H_{topp} - H_0)} \quad (3.1)$$

Retningsfaktoren c_{dir} , årstidsfaktoren c_{season} og faktor for returperiode c_{prob} er alle lik 1,0. Som gjør at basisvindhastigheten beregnes til

$$v_b = c_{dir}c_{season}c_{alt}c_{prob}v_{b,0} = 27 \text{ m/s} \quad (3.2)$$

Middelhøyde for de forskjellige seksjonene av brua beregnes til følgende (tabell 3.4):

Tabell 3.4: Middelhøyde over havet for de tre delene (overbygninger)

<i>Akse</i>	<i>Middelhøyde, z</i>
0-17	13.71
17-32	29.15
32-37 (FFB)	40.14

Basert på middelhøyden, med terrengkategori I og verdier fra Tabell NA.4.1 beregnes ruhetsfaktorene av formelen

$$c_r = k_r \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad (3.3)$$

Middelvind avhenger av terrengruheten, terrengformen og basisvindhastigheten og beregnes av formelen

$$v_m = c_r c_0 v_b \quad (3.4)$$

Turbulensintensiteten er definert som standardavviket av momentanvindhastigheten dividert med middelvindhastigheten og beregnes fra formelen

$$I_v = \frac{k_I}{c_0 \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} \quad (3.5)$$

Vindkasthastigheten beregnes fra

$$v_p = (1 + 2k_p I_v)^{\frac{1}{2}} v_s \quad (3.6)$$

Vindkasthastighetstrykket beregnes ifølge NS-EN1991-1-4: Kap 4.5 fra midlere vindhastighet og største kortvarige hastighetsfluktuasjon ved bruk av formelen

$$q_p = 0.5 \rho v_p^2 \quad (3.7)$$

der $v_p \leq 35 \text{ m/s}$ for vindkasthastighetstrykket kombinert med trafikklast i henhold til N400.

3.5.4.2 Vindlaster på overbygningen

Arealet vindlasten virker på, bestemmes i henhold til NS-EN1991-1-4 og N400. Bredden på brua beregnes som bredden på overbygget pluss utstikkende deler av gangbanene. Høyden d_{tot} bestemmes avhengig av om det

beregnes med trafikklast eller ikke. Med kombinert vindlast og trafikklast settes d_{tot} lik høyden på overbygget pluss 2m etter N400. Uten trafikklast i tillegg settes d_{tot} lik høyden på overbygget pluss 1.2m etter NS-EN1991-1-4 tabell 8.1.

Horisontalkraft i bruas tverretning bestemmes ved bruk av N400 med formelen

$$f_x = c_{fx}d_{tot}q_p \quad (3.8)$$

der c_{fx} er en kraftfaktor hentet fra NS-EN1991-1-4: Figur 8.3. Vertikalkraften bestemmes av likningen

$$f_z = c_{fz}bq_p \quad (3.9)$$

der $c_{fz} = \pm 0.9$, avhengig av om vindlasten er gunstig eller ikke. Vertikalkraften kan settes på modellen med en eksintrisitet lik $e = b/4$ [19]. Vridningsmoment i overbygningen som følge av dette er ikke sjekket i denne rapporten.

Oppsummering av vindlastene på de forskjellige delene av brua, både med og uten trafikk er gitt i tabell 3.5.

Tabell 3.5: Vindlaster på overbygningen

Akse	Vindretning	Med trafikklast [kN/m]	Uten trafikklast [kN/m]
0-17	Tverretning	2.11	2.81
	Vertikalretning	7.51	13.27
17-32	Tverretning	5.05	7.05
	Vertikalretning	7.51	15.43
32-37 (FFB)	Tverretning	6.03	9.89
	Vertikalretning	7.51	16.40

3.5.4.3 Vindlast på søylene

Vindkasthastighetstrykket på søylene ble beregnet på samme måte som for overbygningen, bare med gjennomsnittshøyder for alle søylene. Ved beregning av den fordelte lasten på søylene ble det antatt en overflateruhet på 1.0, og en bredde lik diameteren på søylene. Overflateruheten ble antatt på bakgrunn av noe oppsprekking og skader på søylene. Dette ga en lik fordelt vindlast på alle søylene på 1,07 kN/m og 1,82 kN/m, henholdsvis med og uten samtidig trafikklaster.

3.5.5 Termiske påvirkninger

Termiske påvirkninger beregnes med bruk av NS-EN1991-1-5 i tillegg til håndbok N400. I følge N400 er termisk påvirkning sammensatt av virkningene av:

- Jevnt fordelt temperaturandel
- Vertikal lineært varierende temperaturandel, alternativt vertikal ikke-lineært varierende temperaturandel
- Horisontal lineært varierende temperaturandel
- Forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler
- Temperaturdifferanse over veggtykkelsen og mellom utvendige og innvendige vegger i kassetverrsnitt

For denne analysen er kun de to første tatt i betraktning, med antatt vertikal lineært varierende temperaturandel.

Jevnt fordelt temperaturandel

Karakteristiske verdier for lufttemperatur med returperiode på 50 år er hentet fra NS-EN1991-1-5: Figur NA.A1 og NA.A2. Følgende verdier fremkommer av isothermkartene:

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

$$T_{min} = -25^{\circ}C$$

For betongbruer av type 3 bestemmes jevnt fordelt temperaturandel av NS-EN1991-1-5: Figur NA.6.1, som gir følgende verdier:

$$T_{e,min} = T_{min} + 8^{\circ}C = -17^{\circ}C$$

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

Intervall for jevnt fordelt brutemperatur bestemmes av NS-EN1991-1-5: Likning 6.1 og 6.2 og gir følgende verdier:

$$T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 27^{\circ}C$$

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

der initialtemperaturen $T_0 = 10^{\circ}C$ etter NA.A.1(3).

Vertikalt varierende temperaturandel

Vertikalt lineært varierende temperaturandel bestemmes fra NS-EN1991-1-5: Tabell NA.6.1 og NA.6.2 og gir følgende verdier:

$$\Delta T_{M,heat} = 0.7 \cdot 15^{\circ}C = 10.5^{\circ}C$$

$$\Delta T_{M,cool} = 1.0 \cdot 8^{\circ}C = 8^{\circ}C$$

3.5. LASTER OG LASTKOMBINASJONER

NS-EN1991-1-5: Kap.6.1.5 tar hensyn til samtidighet av jevnt fordelte temperaturandeler, der merknad 1 gir koeffisientene $\omega_N = 0.35$ og $\omega_M = 0.75$, som gir temperaturlastkombinasjoner som vist i Tabell 3.6:

Tabell 3.6: Lastkombinasjoner for termiske påvirkninger

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

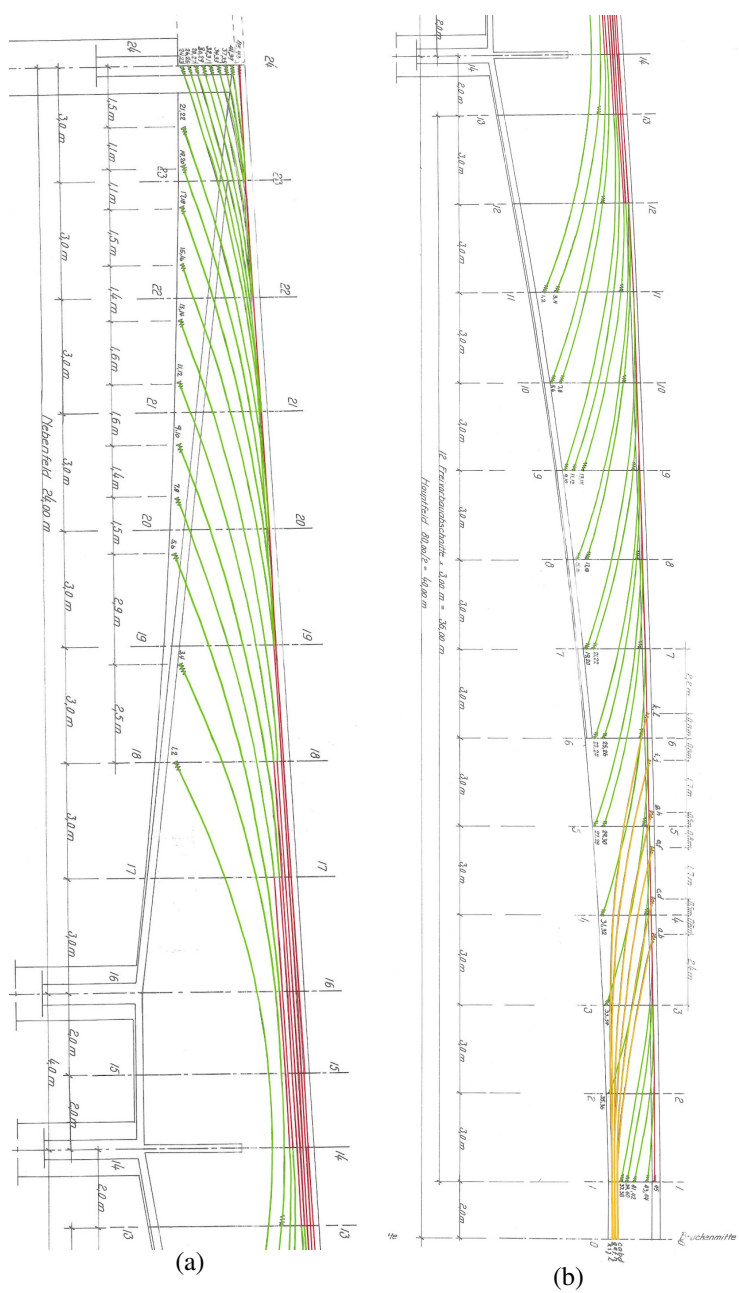
3.5.6 Spennkrafttap

Beregninger for bestemmelse av spennkrafttap følger prosedyrer definert i SVV Rapport 668 [20] og NS-EN1992-1-1 [14]. Den målte kraften i jekken ved oppspenning, er ikke den samme som opptrer i hele spennstaget [21]. Det er flere årsaker til denne reduksjonen av spennkraften, og disse deles inn i tre hovedtyper: Elastisk deformasjon, tap av tøyingsdifferanse, og tidsavhengige tap. Førstnevnte oppstår ved kapping av spennarmeringen, og i fritt frembygg delen av Tromsøbrua hvor det er flere spennstag som spennes opp etter hverandre. Tap av tøyingsdifferanse skjer når det ikke er heftforbindelse mellom spennarmeringen og betongen. Friksjonstap og låsetap er av denne typen. Tidsavhengige tap skyldes kryp og svinn i betongen og relaksasjon av spennstålet.

Deformasjonslastene er beregnet for de korteste spennstagene og for de lengste spennstagene. Ut fra disse beregningene er det antatt et gjennomsnittlig spennkrafttap for alle spennstagene. Beregningene for deformasjonslastene gir et totalt spennkrafttap $\Delta P = 100,9 \text{ kN}$. Dette tilsvarer 31,2% tap.

Spennstagenes form varierer mellom de ulike spennstagene, jf. figur 3.3(a) og 3.3(b). Noen av spennstagene har tilnærmet parabelform. De fleste spennstagene har en tilnærmet parabelform, kombinert med en rettlinjet form ved midten over søyleparene ved snitt 14-16. I tillegg er det enkelte spennstag som er antatt tilnærmet rettlinjet. Ved symmetrisnittet er det spennstag som krummer i motsatt retning.

3.5. LASTER OG LASTKOMBINASJONER



Figur 3.3: Spennstagenes form for venstre del (a) og høyre del (b). Grønn viser hvor spennstagene er antatt tilnærmet parabelformet. Rødt viser antatt rettlinjert form. Gul viser tilnærmet parabelformet som krummer i motsatt retning.

3.5.6.1 Umiddelbar deformasjon av betongen

Ved oppspenning trykkes betongen sammen tilnærmet proporsjonalt med spennkraften [20]. Spennstag som allerede er oppspent får da et spennkrafttap. Det vil si at det først oppspente staget får størst tap, og det siste ikke får spennkrafttap grunnet denne sammentrykningen. Spennkrafttap grunnet elastisk deformasjon av betong skal betraktes ifølge NS-EN-1992-1-1 [14].

Spennkraft etter tap fra elastisk deformasjon P'_0 uttrykkes ved:

$$P'_0 = \frac{P_0}{1 + \frac{E_p}{2E_{cm}} \cdot \left(1 + \frac{e^2 A_c}{I_c}\right)}, \quad (3.10)$$

hvor P_0 er initiell spennkraft, E_p er spennarmeringens elastisitetsmodul, E_{cm} er betongens elastisitetsmodul, e_i er eksentrisiteten ved midtsnitt for spennstaget, A_c er betongarealet og I_c er andre arealmoment for betongtverrsnittet.

Dette gir elastisk spennkrafttap ΔP_{el} :

$$\Delta P_{el} = P_0 - P'_0. \quad (3.11)$$

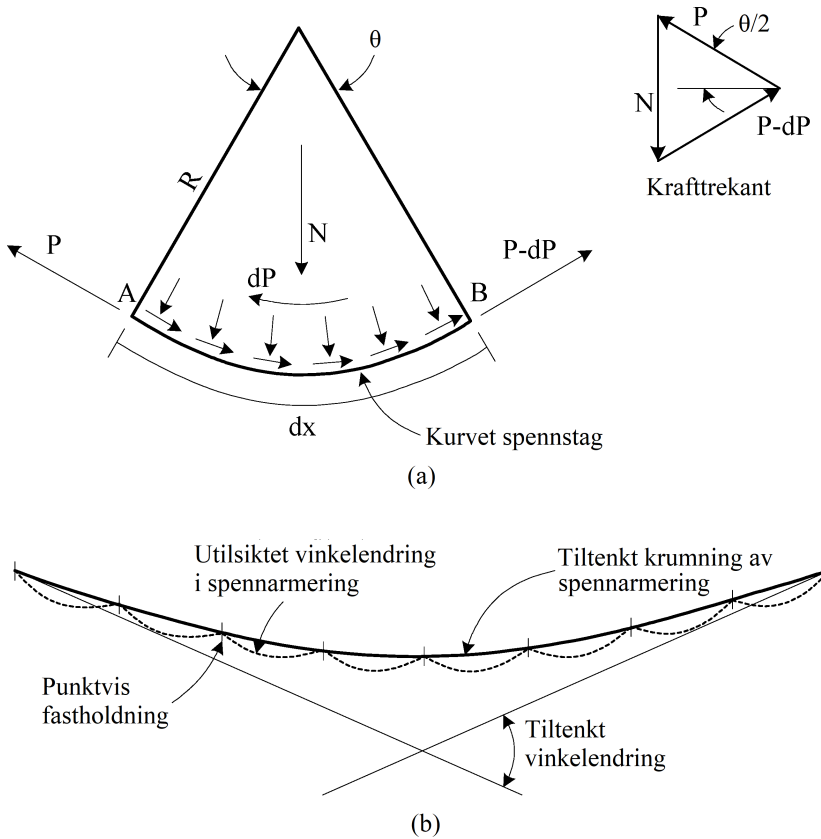
Beregningene viser elastisk spennkrafttap $\Delta P_{el} = 16,8$ kN. Dette tilsvarer 5,2 % tap.

3.5.6.2 Friksjons- og låsetap

For spennarmering vil friksjonskrefter virke mellom spennarmeringen og den omliggende betongen [21]. Årsaken til friksjonskreftene er normaltrykk fra spennarmeringen som virker på den omliggende betongen. Dette normaltrykket kommer som følge av krumningen av spennstaget. Denne friksjonen kalles kurvatureffekten og er vist i figur 3.4(a). Spennarmering vil aldri ha ideell prosjektert geometri. Grunnen til dette er at den fastholdes punktvis, noe som gir en tilleggskrumning. Friksjon på grunn av

3.5. LASTER OG LASTKOMBINASJONER

tilleggskrumninger er avhengig av spennarmeringens lengde, og kalles dermed lengdeeffekten. Dette er vist i figur 3.4(b).



Figur 3.4: Friksjonstap fra krumning (a) og utsiktet vinkelendring (b). Figuren er gjengitt og oversatt fra Hong [22].

Friksjonstapet for spennstagen ΔP_μ er gitt ved:

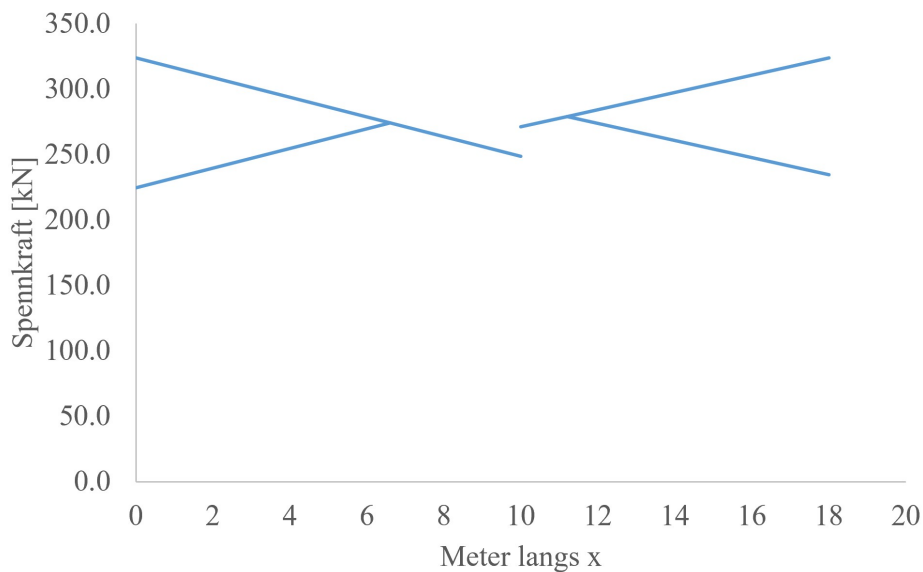
$$\Delta P_\mu = P_0 [1 - e^{-\mu(\theta+kL)}], \quad (3.12)$$

der μ er friksjonskoeffisienten, θ er summen av vinkelendring langs spennstaket, k er en utsiktet vinkelendring og L er lengden langs x-retning. Friksjonskraften langs spennarmeringen virker mot glidningsretningen.

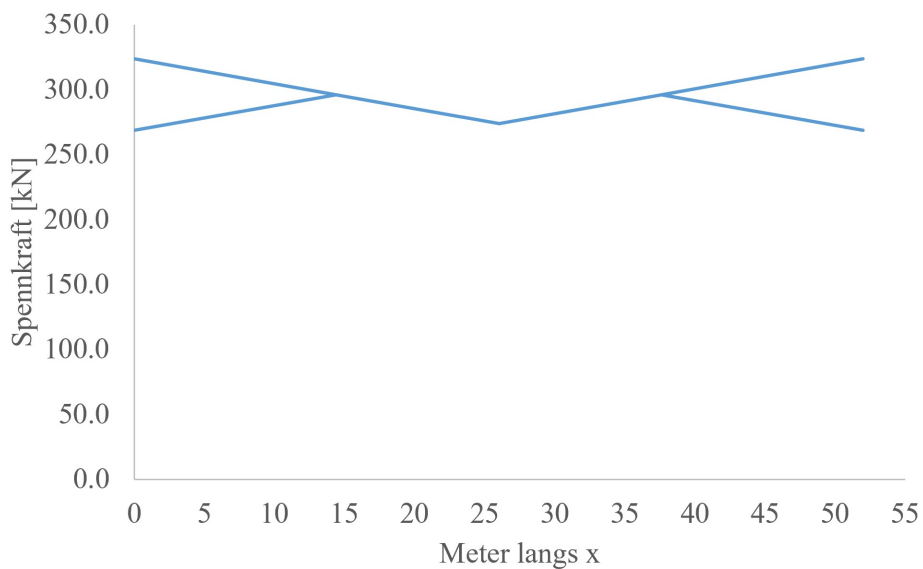
Kraftvariasjonen i de korteste og lengste spennstaket er vist i henholdsvis

figur 3.5(a) og figur 3.5(b). Figurene viser at spennstagene er lange nok til å ta opp friksjons- og låsetapet. Det korteste spennstaget viser at kreftene fra oppspenningen ikke møtes ved samme spennkraft, ved $x = 10$ m. Egentlig må denne kurven være kontinuerlig. Spranget i figur 3.5(a) skyldes at det antatte midtsnittet ikke ligger i midten av de 18 m lange spennstagene. I tillegg er krumningen litt ulik fra begge de oppspente endene.

3.5. LASTER OG LASTKOMBINASJONER



(a) Kraftvariasjonen i de korteste spennstagene. Stag nr. 1 og 2



(b) Kraftvariasjonen i det lengste spennstaget. Stag nr. 52.

Figur 3.5: Spennkraftvariasjonen som følge av friksjons- og låsetap.

Forankringen av spennarmeringen i forbindelse med oppspenningen gir glidning av stålet når kraften overføres fra jekken til forankringen [21]. Denne glidningen fører til en relativ forkortelse av spennarmeringen. Låsetapet i den aktive enden er uavhengig av kabelens lengde og geometri [20]. Prosentvis spennkrafttap på grunn av låsing blir derfor større for korte spennstag, sammenlignet med lange spennstag.

Lengden av spennstaget som er påvirket av låsetap x_L er definert som:

$$x_L = \frac{-1}{\mu \cdot (\kappa + k)} \cdot \ln \left[1 - \sqrt{\frac{E_p A_p \Delta L_L \mu (\kappa + k)}{P_0}} \right], \quad (3.13)$$

der κ_i er midlere krumning langs spennstag i og låsetapet $\Delta L_L = 1,7$ mm, jf. ETA-05/0123 [23].

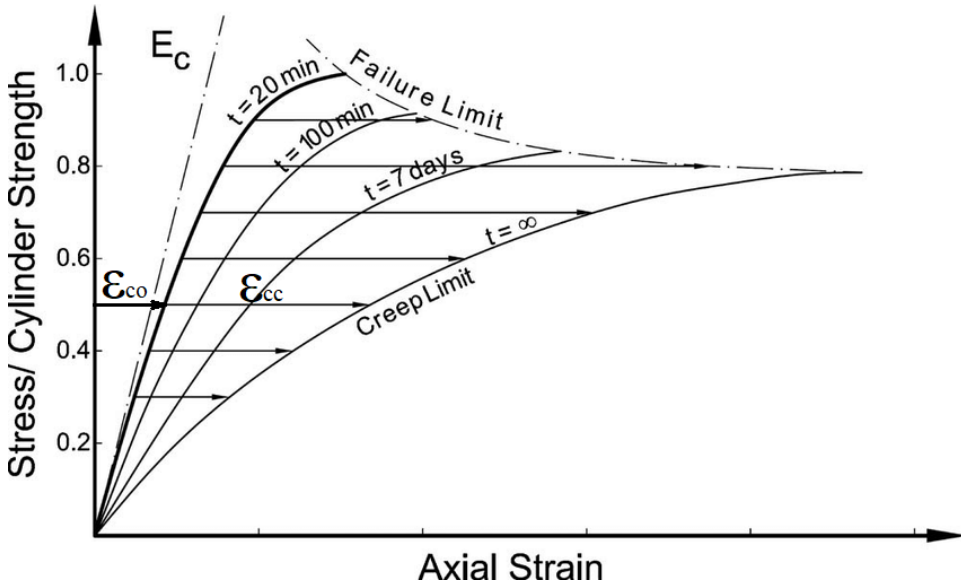
$$\Delta P_L = P_0 \cdot [1 - e^{-2\mu(\kappa+k)x_L}] \quad (3.14)$$

Beregningene viser friksjons- og låsetap $\Delta P_{\mu,L} = 53,7$ kN. Dette tilsvarer 16,6 % tap.

3.5.6.3 Kryp

Kryp er en tilleggsdeformasjon som er en effekt av langtidslast [21]. Når betong er utsatt for trykkbelastning i lang tid vil den fortsette å trykkes sammen utover sammentrykningen som skjer idet lasten påføres. Dette er illustrert i figur 3.6. Figuren viser også at kryptøyningen ε_{cc} er avhengig av spenningsnivået og hvor lenge spenningen virker.

Krypberegningene følger prosedyren beskrevet i NS-EN-1992-1-1, B.1 Grunnleggende ligninger for bestemmelse av kryptall [14]. Denne prosedyren er gjengitt her.



Figur 3.6: Virkningen av spenningsnivå og varighet på betongtøyning, hvor $\varepsilon_{co} = \frac{\sigma_c}{E_c}$ og ε_{cc} er betongens krepdeformasjon. Figuren er gjengitt fra Rüsch [24].

Faktoren β_H uttrykkes ved:

$$\beta_H = 1.5 \cdot [1 + (0.012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250\alpha_3, \quad (3.15)$$

der RH er den relative fuktigheten i omgivelsene, som her er antatt lik 80 %, og effektiv tverrsnittstykkelse $h_0 = \frac{2A_c}{u}$. Videre er u den delen av konstruksjonsdelen sin omkrets som er utsatt for uttørking. Indre omkrets av kassetverrsnittet antas å ha halv uttørking.

Faktoren $\beta(t_0)$, som tar hensyn til virkningen på det normerte kryptallet av betongens alder, ved pålastning:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}}, \quad (3.16)$$

der betongens alder ved belastning er $t_0 = 4$ døgn.

Kryputviklingen med tanke på tid etter belastning, beskrives av faktoren

$\beta_c(t, t_0)$ på følgende måte:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0.3}, \quad (3.17)$$

der betongens alder er $t = 22645$ døgn, det vil si ca. 62 år.

Virkingen av betongfastheten f_{cm} på det normerte kryptallet inkluderes ved faktoren $\beta(f_{cm})$ som er gitt ved:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}}. \quad (3.18)$$

Det normerte kryptallet påvirkes også av relativ fuktighet RH . Dette inkluderes ved faktoren φ_{RH} , som for betong med trykkfasthet $f_{cm} \geq 35$ MPa er gitt ved:

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100\%}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 \quad (3.19)$$

Ligning (3.16), (3.18) og (3.19) gir det normerte kryptallet φ_0 som uttrykkes ved:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0). \quad (3.20)$$

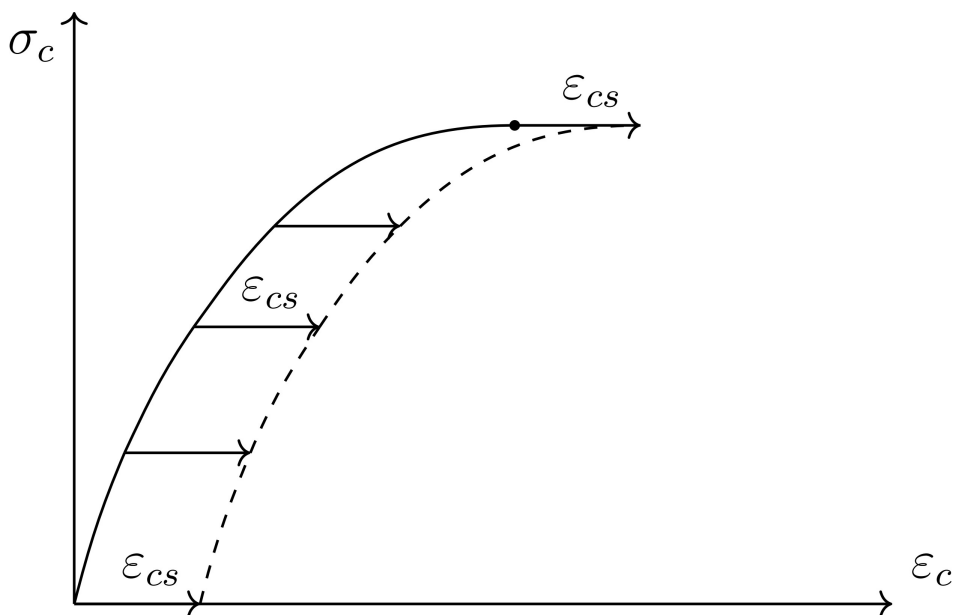
Produktet av ligning (3.17) og (3.20) gir kryptallet $\varphi(t, t_0)$:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0). \quad (3.21)$$

Kryptallet beregnes til $\varphi(t, t_0) = 1.58$.

3.5.6.4 Svinn

Svinn er en krymping av betong som følge av uttørking [21]. Svinntøyningene er uavhengige av lastnivå, i motsetning til kryptøyningene.



Figur 3.7: Virkningen av svinntøyning på spennings-tøyningsdiagrammet. Figuren er gjengitt fra Sørensen [21].

Svinn beregnes etter NS-EN 1992-1-1, 3.1.4. Den totale svinntøyningen ε_{cs} er summen av svinntøyning ved uttørking ε_{cd} og autogen svinntøyning ε_{ca} :

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}. \quad (3.22)$$

Uttørkingsvinn ε_{cd} er en funksjon av fukttransport gjennom den herdede betongen og utvikler seg dermed langsomt. Autogen svinntøyning ε_{ca} utvikler seg med betongens fasthetsutvikling. Dette betyr at mesteparten utvikler seg tidlig etter utstøping.

Nominell svinntøyning ved uttørking $\varepsilon_{cd,0}$ er gitt ved:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \cdot \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}, \quad (3.23)$$

der α_{ds1} og α_{ds2} er koeffisienter som avhenger av sementtypen, som her er antatt sementklasse N, f_{cm} er middelverdien av betongtrykkfastheten, $f_{cm0} = 10$ MPa. Videre er β_{RH} uttrykt som:

$$\beta_{RH} = 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right], \quad (3.24)$$

hvor RH er den relative fuktigheten i omgivelsene, som her er antatt lik 80 % og $RH_0 = 100$ %.

Autogen svinntøyning ε_{ca} beregnes etter NS-EN 1992-1-1, 3.1.4 med følgende ligninger:

$$\beta_{as} = 1 - e^{-0.2\sqrt{t}}, \quad (3.25)$$

og

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5 (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}. \quad (3.26)$$

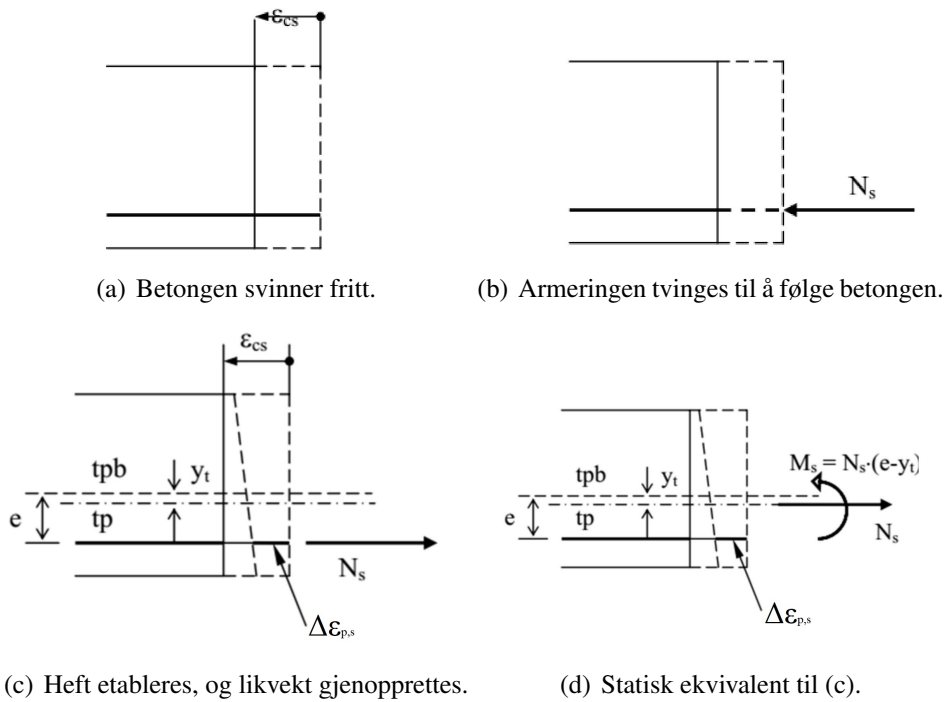
Videre er autogen svinntøyning ε_{ca} uttrykt som produktet av ligning (3.25) og (3.26):

$$\varepsilon_{ca} = \beta_{as} \cdot \varepsilon_{ca}(\infty). \quad (3.27)$$

Endring i svinntøyning $\Delta\varepsilon_{p,s}$ uttrykkes ved:

$$\Delta\varepsilon_{p,s} = \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{cL}A_t} + \frac{N_s (e - y_t)^2}{E_{cL}I_t}, \quad (3.28)$$

hvor N_s er fiktiv kraft som gir armeringen samme tøyning som svinntøyningen ε_{cs} , A_t er ekvivalent betongtverrsnitt, η er skaleringsfaktor for elastisitetmodulen, og y_t er avstand mellom det rene betongtverrsnittets tyngdepunktsakse og det spennarmerte tverrsnittets tyngdepunktsakse. Beregningsmodellen er vist i figur 3.8.



Figur 3.8: Beregningsmodell for svinn. Gjengitt fra Sørensen [21].

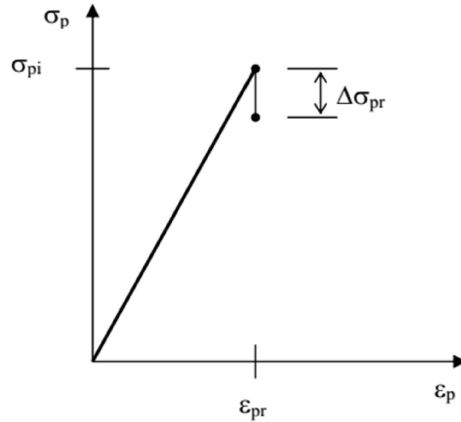
Total svinntøyning er beregnet til $\varepsilon_{cs} = 0,25\%$

3.5.6.5 Relaksasjon

Relaksasjon i spennarmering er spenningsfall som oppstår når stålet utsettes for konstant tøyning over lang tid [21], vist i figur 3.9. Spenningsfallet i spennarmeringen grunnet relaksasjon ved konstant tøyning, er uttrykt som $\Delta\sigma_{pr}$. Relaksasjon må inkluderes i beregningene, ettersom spennarmeringen som oftest har store strekktøyninger gjennom hele konstruksjonens levetid.

Relaksasjonstapet i forspenningen $\Delta\sigma_{pr}$ er gitt ved:

$$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot 1.98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8\mu_r} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu_r)} \cdot 10^{-5}, \quad (3.29)$$



Figur 3.9: Relaksasjon i spennarmering. Figuren er gjengitt fra Sørensen [21].

der σ_{pi} er initiell forspenning, ρ_{1000} er relaksasjonstap 1000 timer etter oppspenning ved middeltemperatur på 20°C , $\mu_r = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}$ er initiell forspenning σ_{pi} over karakteristisk strekkfasthet for spennstålet f_{pk} , t er tiden etter oppspenning i timer.

Relaksasjonstapet i forspenningen er beregnet til $\Delta\sigma_{pr} = 6,3\text{ MPa}$.

3.5.6.6 Kryp, svinn og relaksasjon

Forenklet metode for å finne tidsavhengige tap beregnes ved ligning (3.30) og (3.31). Spenningsendringen i spennstagene forårsaket av kryp, svinn og relaksasjon $\Delta\sigma_{c+s+r}$ er gitt ved:

$$\Delta\sigma_{c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}E_P + 0.8\Delta\sigma_{pr} + \frac{E_P}{E_{cm}}\varphi(t, t_0)\sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_P}{E_{cm}}\frac{A_P}{A_c}\left(1 + \frac{A_c}{I_c}z_{cp}^2\right)[1 + 0.8\varphi(t, t_0)]}, \quad (3.30)$$

der $\sigma_{c,QP}$ er tilnærmet permanent betongspenning ved spennarmeringen i SLS, og z_{cp} er avstanden mellom betongtverrsnittets tyngdepunkt og spennarmeringen.

Spennkrafttapet i spennstagene forårsaket av kryp, svinn og relaksasjon

ΔP_{c+s+r} er gitt ved:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_P \Delta \sigma_{c+s+r}. \quad (3.31)$$

Beregningene viser spennkrafttap grunnet kryp, svinn og relaksasjon $\Delta P_{c+s+r} = 30,4$ kN. Dette tilsvarer 9,4 % tap.

3.5.7 ASR-laster

I tillegg til lastvirkningene beregnet ovenfor, fremkommer tvangskrefter på grunn av ASR-reaksjoner, som følge av at brukonstruksjonen er et statisk ubestemt system. Langs brua er det tre dilatasjonsfuger (en i vestre viadukt, en mellom vestre viadukt og FFB-del, og en mellom FFB-del og østre viadukt), med åpninger på $(73 - 2.4t)$ mm og $(119 - 4.71t)$ mm, som gått gjennom i kapittel 4. Her ble det funnet en jevn ekspansjon på 0,20 ‰. Der som svinntøyninger legges til, blir ASR-ekspansjonen 0,47 ‰. Siden det er usikkert om fugene ble laget som beskrevet, er det vanskelig å trekke en konklusjon ved å måle fugene, men det gir en god indikasjon på ekspansjon i brua.

I tidligere masteroppgaver er det antatt ekspansjon på ca 0,5 ‰. Dette er basert på 3D-scanning av brua gjort av Multiconsult i 2016. Det er derfor grunnlag i å anta en gjennomsnittlig ekspansjon av brua på rundt 0,5 – 0,55 ‰.

På grunn av den jevne ekspansjonen, kommer tvangskrefter i form av krumninger grunnet av at armeringen prøver å holde igjen ekspansjonen. For et snitt over en søyle, med mest armering i overkant, vil krumningen gi et tvangsmoment i snittet med strekk i underkant. Dette vil virke gunstig over støttene, siden støttemomenter har strekk i overkant.

I tabellen under er gjennomsnittet vektet basert på lengder av område med strekkarmering i topp og bunn. Vektingen av temperaturgradienten over

støtte er omtrent 50% av temperaturgradienten i feltet for bjelkedelen, mens det er omtrent like lengder med felt- og støttearming i platedelen. For FFB-delen er temperaturgradienten beregnet for flere snitt. Gradientene for snitt 0, 4, 7, 10, 14 og 20, jf. tabell 3.7, ble plottet i en graf. Videre ble temperaturgradientene for hvert snitt (hver tredje meter) i FFB-delen hentet ut fra trendlinjen.

Tabell 3.7: Ekvivalente temperaturgradienter fra ASR-krumning

Snitt	N_{ASR} [kN]	e [mm]	M_{ASR} [kN m]	κ_{ASR} [$\cdot 10^{-4}$]	∇_T [$^{\circ}\text{C}$]
Platedel					
Felt 0-16	-1123	-152	170	-3.849	-15.7
Støtte 1-16	-1269	281	-356	1.176	10.3
Gjennomsnitt					-2.7
Bjelkedel					
Felt 17-31	-864	-980	846	-0.675	-11.9
Felt 31-32	-1242	-941	1169	-0.895	-15.8
Støtte 17	-965	342	-330	0.293	5.2
Støtte 18-30	-861	387	-322	0.285	5.0
Støtte 31	-1165	364	-424	0.373	6.6
Gjennomsnitt					-7.5
FFB					
Snitt 0	-2576	-1108	1363	-1.159	-20.7
Snitt 4	-2368	158	-374	0.303	6.1
Snitt 7	-4786	75	-360	0.216	4.6
Snitt 10	-6813	646	-4398	0.388	13.0
Snitt 14	-6970	1957	-10777	0.398	18.9
Snitt 20	-6310	476	-3005	0.507	14.2

3.5.8 Dimensjonerende lastkombinasjoner

De dimensjonerende lastkombinasjonene for bruddgrensetilstanden bestemmes i henhold til SVV Håndbok V412. Figur 3.10 viser hvordan de ulike lastene skal kombineres, mens verdiene for lastfaktorene er gitt i figur 3.11

3.5. LASTER OG LASTKOMBINASJONER

Lastgruppe Kombinasjon	Permanente laster, P		Deformasjons- laster, D	Variable laster Q
	Jordtrykk, J	Egenlast/Andre		
a	1,0	1,15 ^{(1) (2)}	γ_D	$\gamma_1 \cdot Q_1$
b	1,0	1,0	1,0	$\gamma_2 \cdot Q_1 + 0,8 \cdot \sum Q_n$

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

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

Figur 3.10: Lastfaktorer for bruddgrensetilstanden (SVV V412)

Lastfaktorer:

- γ_D = 1,1/0,9 for direkte virkninger av spennkrefter, forøvrig er $\gamma_D = 1,0$.
 γ_1 = 1,3 for bruksklasser, to lastfelt.
 = 1,4 for bruksklasser, ett lastfelt.
 = 1,2 for spesialtransporter (faktoren benyttes også for Bk 10/60 som kombineres med spesialtransporten)
 = 1,15 for Sv 12/65 (faktoren benyttes også for Bk 10/60 som kombineres med Sv 12/65)
 = 1,1 for engangstransporter
 = 1,0 for temperaturlast, variabel del av vanntrykk og støt- og forøyningslast fra ferje
 = 1,6 for øvrige variable laster.

- γ_2 = 1,2 for bruksklasser
 = 1,1 for spesialtransporter (faktoren benyttes også for Bk 10/60 som kombineres med spesialtransportene)
 = 1,05 for Sv 12/65 (faktoren benyttes også for Bk 10/60 som kombineres med Sv 12/65)
 = 0,8 for temperaturlast, variabel del av vanntrykk og støt- og forøyningslast fra ferjer
 = 1,3 for øvrige variable laster.

Forkortelsene i tabellen har følgende betydning:

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

Figur 3.11: Lastfaktorer hentet fra SVV V412 [17]

Lastfaktorene for de seks dimensjonerende lastkombinasjonene er gitt i tabell 3.8. Lastgruppe a inkluderer kun en variabel last, mens lastgruppe b kombinerer flere variable laster med lavere faktorer, siden det er usannsynlig at flere variable laster har maksimumverdier samtidig. Det er også viktig å huske på at kun ugunstige variable laster skal inkluderes og at gunstige permanente laster gis lastfaktor 1,0.

Der forkortelsene står for:

Tabell 3.8: Dimensjonerende lastkombinasjoner

Lastkombinasjon	G	PT	CSR	TR	TE	V-TR	V
a1	1.15	0.9/1.1	1.0	1.3	-	-	-
a2	1.15	0.9/1.1	1.0	-	1.0	-	-
a3	1.15	0.9/1.1	1.0	-	-	-	1.6
b1	1.0	1.0	1.0	1.2	0.8	0.8	-
b2	1.0	1.0	1.0	0.8	0.8	0.8	-
b3	1.0	1.0	1.0	0.8	0.8	1.3	-

- G - Egenvekt
- PT - Forspenning
- CSR - Kryp/svinn/relaksjon
- TR - Trafikklast
- TE - Temperaturlast
- V-TR - Vindlast med trafikk
- V - Vindlast uten trafikk



Kapittel 4 Tilstandsvurdering

Vurderingen av Tromsøbruas tilstand er basert på inspeksjoner og befaringer med bakgrunn i Håndbok V441 - Bruinspeksjon av Statens Vegvesen [18]. Det er gjennomført en rekke inspeksjoner og tilstandsvurderinger av brua de siste årene. Disse er oppsummert i tabell 4.1:

Tabell 4.1: Inspeksjoner og befaringer.

År	Beskrivelse	Ansvarlig
1993-1996	Alkalireaksjoner i Nord-Norge	SINTEF
1997	Hovedinspeksjon	NOTEBY
2010	Inspeksjon og tilstandsvurdering	Multiconsult, NBTL
2014	Befaring med prøveuttak	SINTEF
2016	Spesialinspeksjon og borekjerner	Multiconsult, SINTEF
2017	3D-skanning av søyler	Multiconsult
2021	Spesialinspeksjon og borekjerner	Multiconsult, SINTEF
2022	Inspeksjon og tilstandsvurdering	MESLA

Siste spesialinspeksjon gjennomført av Multiconsult og analyse av borekjerner gjennomført av SINTEF, er mest relevant i beskrivelsen av dagen tilstand. I tillegg vil søyleskanningen være relevant for bruas ekspansjon.

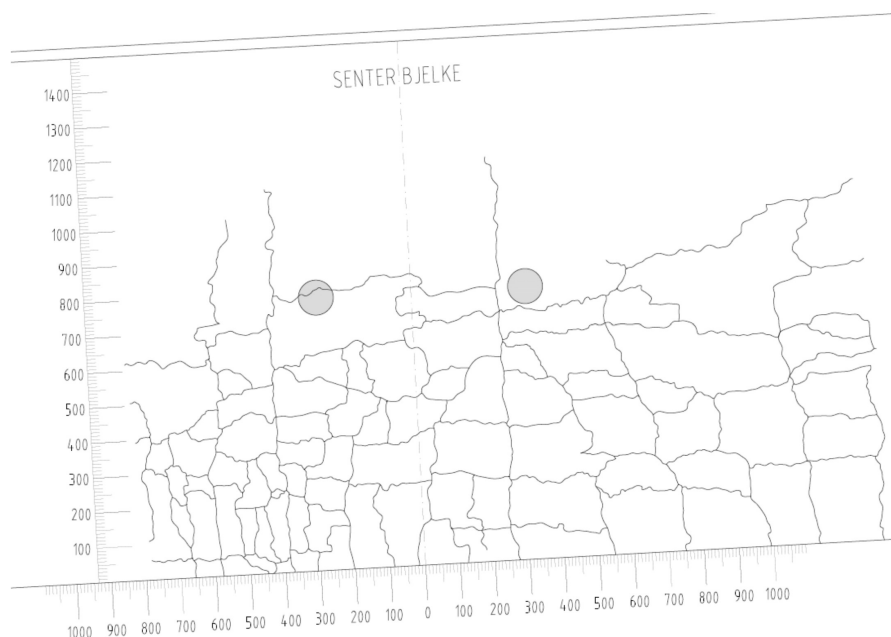
¹Kapittelfigur: Opprissing over søyle i akse 32. Eget bilde fra inspeksjon.

4.1 Bruas tilstand

Fra de nevnte inspeksjonene og befaringene er det observert store variasjoner i skadeomfang. På platedelen er det sannsynligvis ubetydelig skadeomfang som tidligere inspeksjoner viser. Det ble ikke observert betydelige skader i platedelen, selv om det er påvist alkalireaksjoner. Som tidligere inspeksjoner oppsummerer, er det mye riss i bjelkene i akse 17-43, som også verifiseres av forfatterne, jf. figur 4.1. Her vises typiske vertikale momentriss i strekkfeltet under nøytralaksen, i tillegg til krakeleringssriss som kan komme fra alkalireaksjoner. Figur 4.2 viser rissene i feltet mellom akse 20 og 21, opptegnet i AutoCad av Multiconsult.



Figur 4.1: Riss i bjelke, felt mellom akse 31-32. Eget bilde.



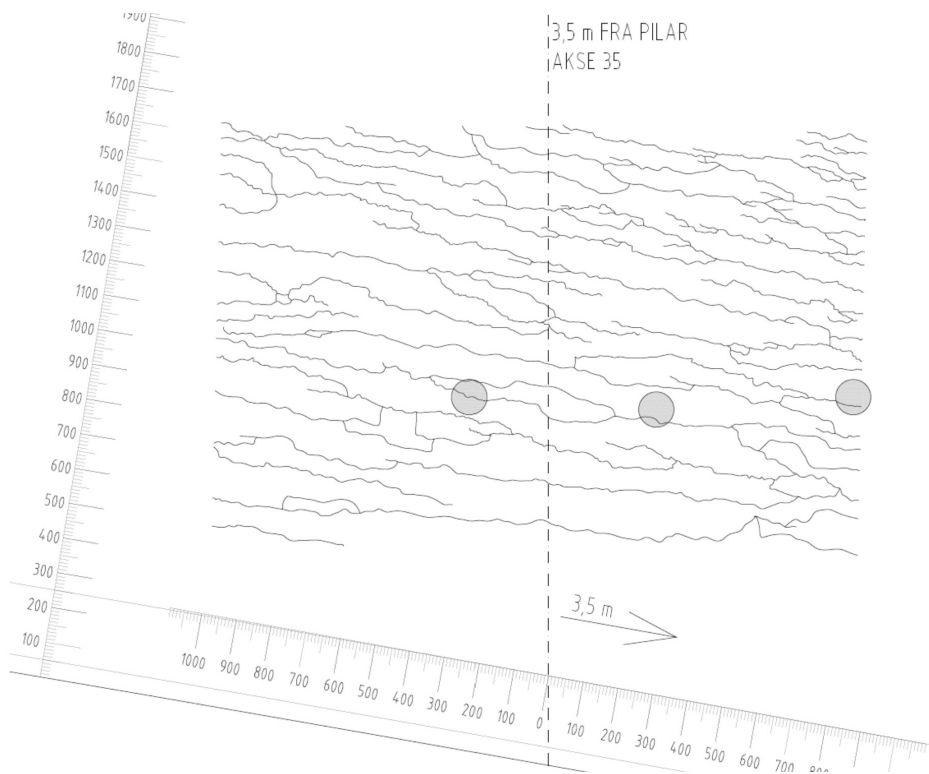
Figur 4.2: Riss mellom akse 20 og 21. Gjengitt fra Multiconsult [25].

Figur 4.3 viser krakeleringssriss og antydning til skjærriss for den slakkarmerte bjelken til venstre. I den oppspente bjelken er det kun observert horisontale riss. Grunnen til dette er store trykkspenninger fra spennarmeringen. Ved en rask sjekk ble trykkspenningene i FFB-delen funnet rundt 2 MPa på grunn av spennkraften, som antas å redusere utvidelsen og oppsprekningen fra alkalireaksjoner og strekkrefter fra momentpåkjenning. De horisontale rissene kan komme fra utvidelse i fri retning, som følge av alkalireaksjoner. Figur 4.4 viser rissene i feltet mellom akse 34 og 35, tegnet i AutoCad av Multiconsult [25]. Rissene følger spenningsretningen som forventet fra teorien.

4.1. BRUAS TILSTAND



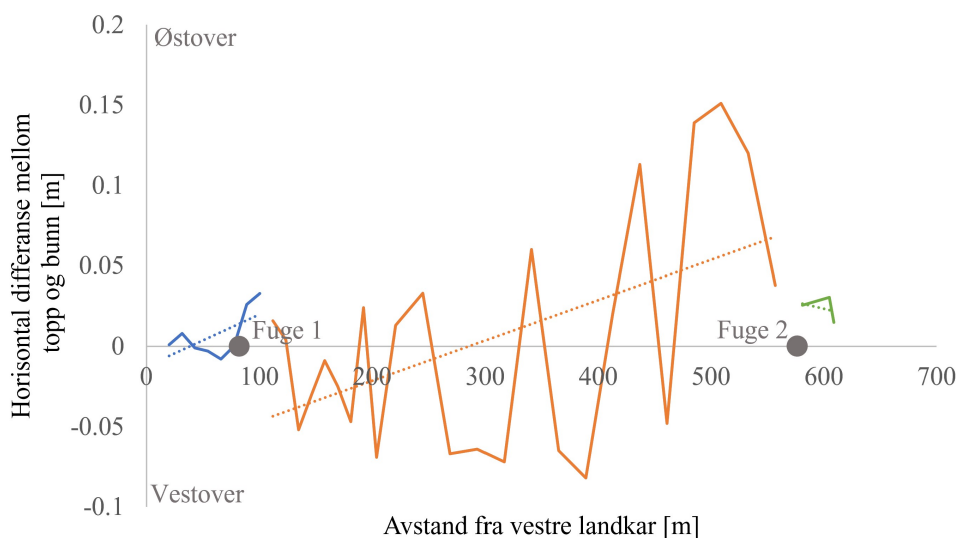
Figur 4.3: Opplegg i akse 32. Eget bilde fra inspeksjon.



Figur 4.4: Riss mellom akse 34 og 35. Gjengitt fra Multiconsult [25].

4.2 Ekspansjon

Vestre viadukt ble 3D-skannet av Multiconsult i 2016. Figur 4.5 viser horisontal plassering til søyletoppene i forhold til søylebunnen langs kjørebanelen. Forskyvningen er delt i tre deler etter fugenes plassering. Blå viser søylene fra Tromsøsiden mot første fuge som er 106 m fra vestre landkar. Oransje viser søylene mellom fuge én og to, mens grønn viser søylene mellom FFB-delen og fugen som er 557 m fra vestre landkar. Disse tre søyleaksene utgjør de vestre søylene av FFB-delen. Videre er de stiplede linjene lineærregresjon av punktene av samme farge.



Figur 4.5: Forskyvning av søyler langs kjørebanelen.

Tre faktorer som i stor grad påvirker omfanget av ASR og størrelsen på ekspansjonene er: tilstages reaktivitet, betongens alkaliinnhold, og betongens fuktinnhold [10]. I brukonstruksjoner har det vist seg at omfanget av ekspansjoner er i stor grad påvirket av lokale variasjoner i både materialsammensetning og fuktpåkjennning. Ekspansjonen vil være ganske ujevn både innenfor en konstruksjonsdel og mellom ulike konstruksjonsdeler. I tillegg vil ekspansjonen variere over tverrsnittet. Variasjonene kan bidra til de store

svingningene i målingene. En annen viktig faktor til de store svingningene er unøyaktigheter ved bygging. Det var vanskelig å oppnå den samme presisjonen for 60 år siden som er mulig i dag. Det antas at da brua ble bygd var gjennomsnittet av svingningene tilnærmet null. Da vil regresjonslinjen gi en god indikasjon på hvordan søylene har beveget seg frem til i dag.

Det er generelt lite motstand fra søylene i lengderetning og muligheten for bevegelse i fuger gjør det mulig for forskyvninger i lengderetning. Den første delen av brua har lite forskyvning av søyletoppen utenom de to siste søylene. Mellom fuge en og to ser man en tydelig trend at søyletoppene på den vestre halvdelen er heller vestover, mens søylene i ven østre halvdelen er heller østover. Dette tyder på at brudekket har utvidet seg. Differansen mellom endepunktene til den oransje trendlinjen gir en ekspansjon av brudekket mellom fugene:

$$\frac{0,07 \text{ m} + 0,045 \text{ m}}{557 \text{ m} + 112 \text{ m}} = 0,26 \text{ ‰}$$

Det er svinntøyninger i brua på 0,25 ‰, jf. avsnitt 3.5.6.4, Disse svinntøyningene må oppheves av alkaliereaksjonene før dette viser som ekspansjon. Dette kan tyde på en antatt ASR-tøyning $\varepsilon_{ASR} = 0,51 \text{ ‰}$.

4.3 Fuger

Fuger i brukonstruksjoner har som funksjon å gjøre det mulig for forskjellige deler av brua å bevege seg uavhengig i forhold til hverandre. Slik unngås uønskede spenninger, som følge av utvidelse og sammentrekning av materialene i brua. I betongbruer er svinn, temperatur- og fuktvariasjoner de viktigste årsakene til at fuger plasseres på strategiske steder. Da Tromsøbrua ble bygd ble det ikke tatt hensyn til utvidelse som følge av ASR. Når det i tillegg er høye temperaturer over lengre tid, kan fugene lukke seg. Da mister fugene sin funksjon og store ekstra spenninger oppstår i konstruksjonen.

2. og 3. mai 2022 ble deler av Tromsøbrua inspisert av forfatterne av den-

ne oppgaven, i samarbeid med MESLA. De tre fugene til brua ble grundig sjekket. Grunnen til at fugene ble inspisert og målt, var for å kartlegge hvordan ASR påvirker åpningene mellom de tre delene som er ment å være uavhengige i lengderetning. I tillegg kan dette gi en indikasjon på hvor stor ekspansjonen grunnet ASR er. Den første fugen er i platedelen av brua mellom akse 7 og 8. Fra beregningsgrunnlaget av Aas-Jakobsen AS er fuge 1 ment å ta opp ekspansjonen for de første 333 m av brua. Fugeåpningen er beregnet til $(73 - 2.4t)$ mm, som i vårt tilfelle med $t = -2^\circ\text{C}$ skulle ha vært 78 mm. Som vist i figur 4.6 ble denne åpningen målt til ca. 85 mm, som stemmer ganske bra med beregningsgrunnlaget. For betongen på innsiden av fugen, er det heller ikke klare tegn på at denne fugen har vært helt lukket. I hvertfall ikke med store trykkspenninger, siden betongen ser slett og fin ut.



Figur 4.6: Åpning i fuge 1, mellom akse 7 og 8. Eget bilde fra inspeksjon.

Fuge 2 er i akse 32 mellom bjelkedelen av brua og FFB-delen. Denne fugen skal ta opp ekspansjonen fra 506 m av brua, i følge beregningsgrunnlaget. I fuge 2 er det tydelige tegn på at denne har vært lukket og gitt store trykkspenninger i betongen. Figur 4.8 viser at store mengder betong er knust av på begge sidene av fugen. Selv om det ikke er helt sikkert at lukking er grunnen, virker andre forklaringer usannsynlige, som for eksempel frostsprengning eller hard trafikk over fugen. Åpningen på denne fugen er ment å være $(119 - 4.71t)$ mm, som for temperaturen $t = -2^\circ\text{C}$ ville gitt 128 mm. Denne fugeåpningen ble målt til 55 mm, som vist i figur 4.7. Dette styrker hypotesen om lukking og knusing, siden fugeåpningen er hele 73 mm mindre enn den burde ha vært. Fuge 2 og 3 ble bekreftet lukket 13. oktober 2021 av Multiconsult. Da var det omtrent 8°C varmere gjennomsnittstemperatur siste 7 dager enn da de ble målt natt til 3. mai 2022. Figur 4.10 viser også antydninger til at fugen har vært lukket, samt knusing av betongen som følge av trykkspenninger.



Figur 4.7: Åpning i fuge 2, i akse 32. Eget bilde fra inspeksjon.



Figur 4.8: Fuge 2, i akse 32. Eget bilde fra inspeksjon.

4.3. FUGER

Den siste fugen, fuge 3, er på Tromsdalsiden av FFB-delen mot bjelkedelen, i akse 37. Det er ikke funnet noen beregninger på denne fugen fra byggetid, men det antas like stor fugeåpning som fuge 2, altså 128 mm. Denne fugen ble målt til 45 mm på det minste som vist på figur 4.9, altså 83 mm mindre enn forventet.

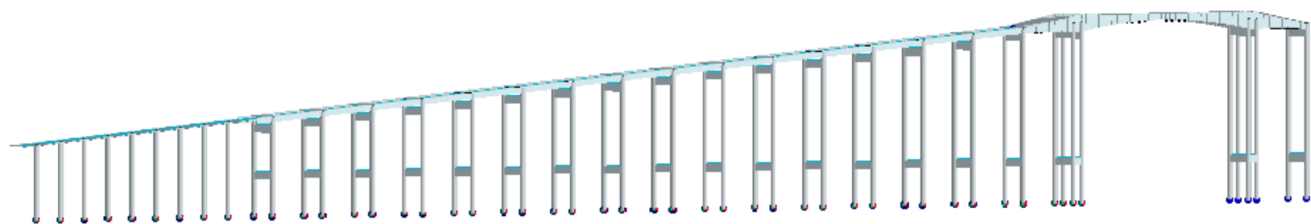
Da fugene ble målt, 3. mai 2022, med en gjennomsnittstemperatur på $-2\text{ }^{\circ}\text{C}$, ble åpningen i fuge to målt til 73 mm mindre enn den burde ha vært, basert på beregninger. Figur 9.41 viser at nullpunktet for forskyvning ligger omtrent et felt til høyre for der bjelkedelen av brua starter. Siden skanningen og trykkspenninger gir en indikasjon på lite ekspansjon i FFB-delen, kan det antas at det er bjelkedelen av brua som utvider seg inn i åpningen i fuge 2. Dette vil gi en jevn ekspansjon i bjelkedelen av brua på $73\text{ mm}/360\text{ m} = 0,20\text{ ‰}$. Hvis svinntøyningen legges til, vil total ASR-ekspansjon være på $0,20\text{ ‰} + 0,27\text{ ‰} = 0,47\text{ ‰}$ for bjelkedelen, som er nærme resultatene basert på skanningen gjort av Multiconsult, altså omtrent $0,50\text{ ‰}$.



Figur 4.9: Fuge 3, i akse 37. Eget bilde fra inspeksjon.



Figur 4.10: Åpning i fuge 3, i akse 37. Eget bilde fra inspeksjon.

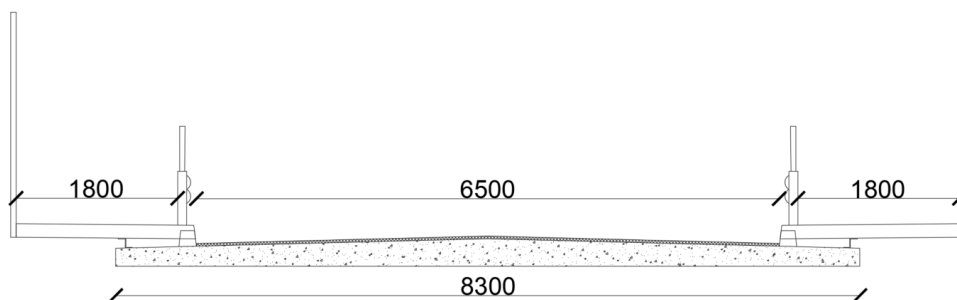


Kapittel 5 Analyse

Etter å ha forsøkt å modellere Tromsøbrua i NovaProg og Robot, ble det bestemt at FEM-Design skulle brukes for å modellere brua. FEM-design er en avansert 3D-programvare for strukturell design og analyse. FEM-Design er basert på elementmetoden og er utviklet av Strusoft.

5.1 Geometri og statisk system

Brua har to kjørefelt, med gangbane på hver side, montert i 1982. Gangbanene er 1,8 m brede. De er skilt fra kjørebane med stålrekkverk, og rekkverket på utsiden ble i 2005 forhøyet til 2,5 m. Selve bruplata er 8,3 m bred, og kjørebane har en bredde på 6,5 m. Figur 5.1 viser et generelt tverrsnitt av kjørebane og gangbane.

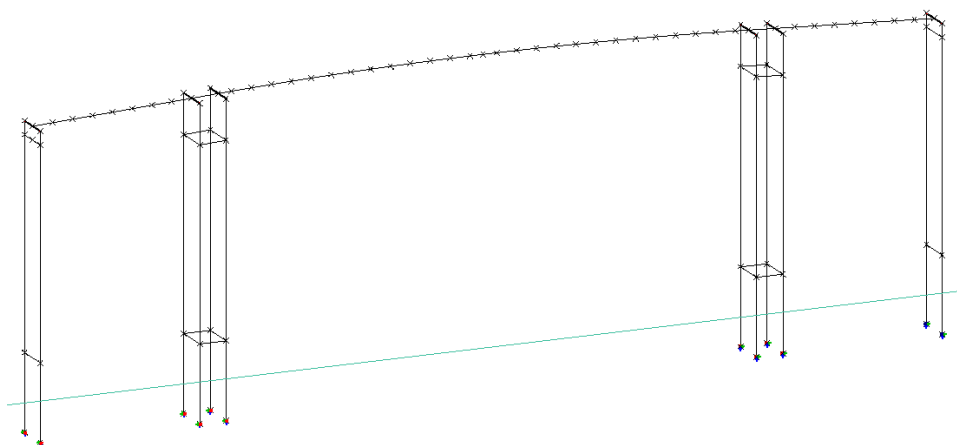


Figur 5.1: Oppriss av generelt tverrsnitt av kjørebane og gangbane.

¹Kapittelfigur: 3D-modellen fra FEM-Design.

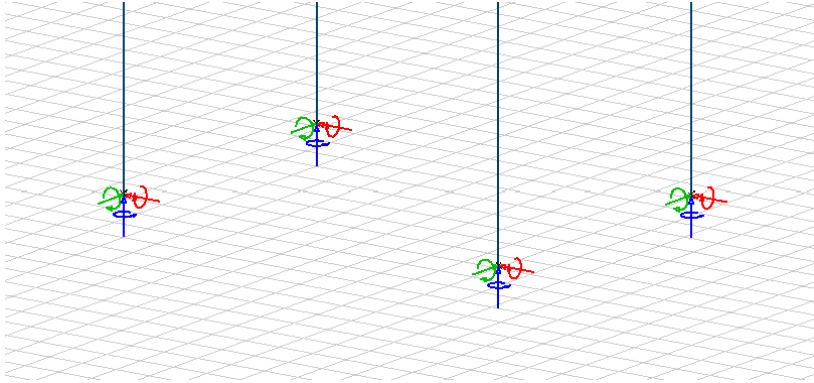
5.1. GEOMETRI OG STATISK SYSTEM

I følge Norgeskart er det ikke stor forskjell i dybdene der søylene står, dermed er det valgt samme dybde, 6 m, for alle. For å definere kjørebanelen for fritt frambygg-delen ble det regnet ut kotehøyde basert på funksjonene fra figur 5.5, og plassert to eller tre meter fra hverandre, avhengig av hvor lang de forskjellige byggefasene var da brua ble bygd. Den definerte kjørebanelen og resten av geometrien kan ses i figur 5.2. Som vist i kapitelfiguren i starten av kapittelet, er høyden på kjørebanelen tilnærmet lineært varierende for viadukten.



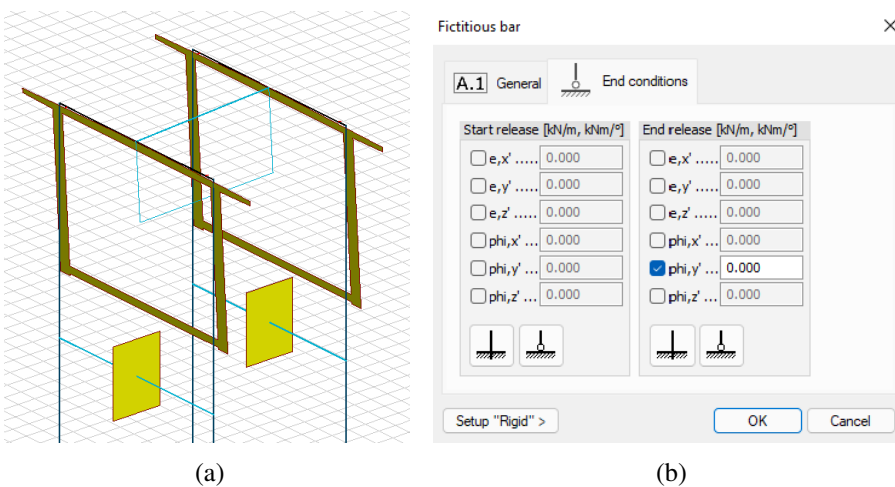
Figur 5.2: Geometrien for FFB-seksjonen

Opplagringen i bunnen av søylene er 8 peler i fjell. For søylene ble det valgt fast innspent i bunnen, og momentstiv overgang til bjelkene. Innspenning i bunnen kan vurderes, men en mellomting mellom innspenning og ledd er sannsynlig. Opplagring i bunnen har derimot ikke så mye å si for søyletoppen, der de største momentene opptrer.



Figur 5.3: Randbetingelser.

For å overføre krefter fra bjelkene til søylene ble det brukt fiktive bjelker, som vist på toppen av figur 5.4(a). For å overføre kreftene mest mulig korrekt, er disse fiktive bjelkene fastholdt i fem av seks frihetsgrader. Rotasjon om lokal y-akse (global lengderetning) mot søylen som vist i figur 5.4(b) er ikke fastholdt. Dette er for å unngå at søylene skal få innspenningsmoment om global x-akse (bruas lengderetning). Grunnen til dette er at hele overbygget er modellert som bjelker med seks frihetsgrader, mens i virkeligheten er sidebjelkene på overbygget opplagt på søylene, som ikke vil gi noe tverrmoment for søylene.

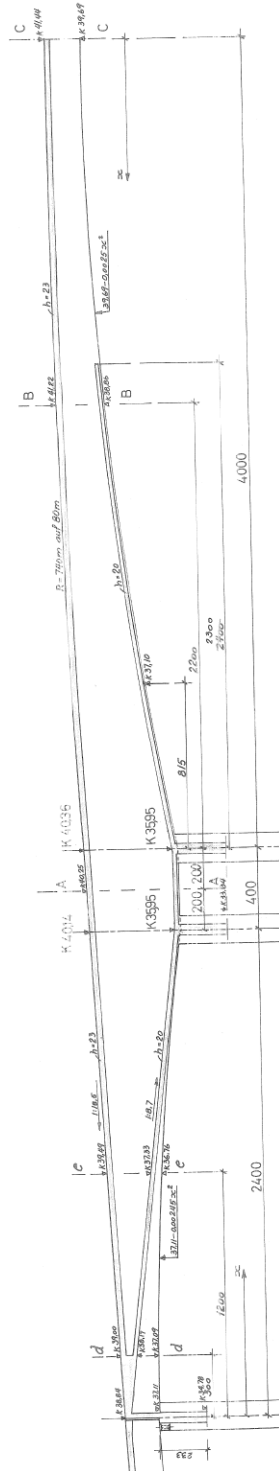


Figur 5.4: Fiktiv bjelke for å overføre krefter fra bjelke til søyer.

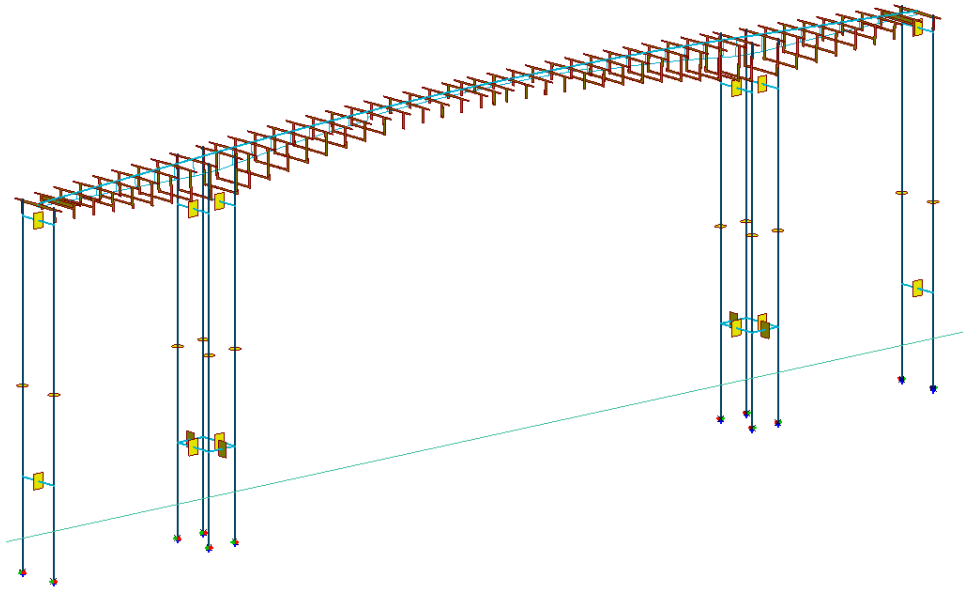
5.2 Tverrsnitt

De konstante tverrsnittene, fra landkaret til og med akse 32, ble tegnet ved hjelp av funksjonen “Section Editor” i FEM-Design. Grasshopper og parametrisk design ble valgt for å definere tverrsnittene for FFB-seksjonen, dette fordi det skulle være enkelt å øke eller redusere antall bjelkeelementer. Ettersom det tok for lang tid å lære Grasshopper uten veiledning, ble det vurdert som mer effektivt å tegne alle snittene i “Section Editor” for FFB-delen også. Dette gikk relativt kjapt da det er mulig å kopiere og redigere allerede tegnede tverrsnitt. Geometrien i FFB-seksjonen er definert av radiusen til en sirkel langs kjørebanelen i hovedspennet, lineær variasjon langs kjørebanelen i sidespennene, en andregradsfunksjon langs underkant bjelker i hovedspennet og både en andregradsfunksjon og lineær variasjon langs underkant av bjelkene i sidespennene som vist på figur 5.5.

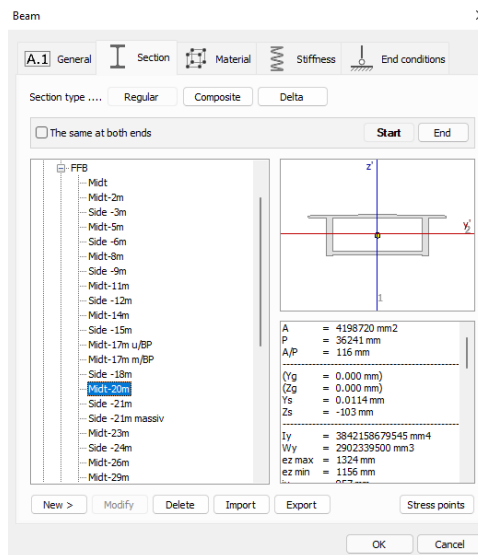
For å forenkle dette ble det laget et Excel-ark, som regnet ut plassering til hjørnepunktene for hver andre eller tredje meter, avhengig av byggefasene for FFB-seksjonen, som vist i figur 5.6 og 5.7.



Figur 5.5: Geometrien i FFB-delen.



Figur 5.6: FFB



Figur 5.7: Tverrsnitt

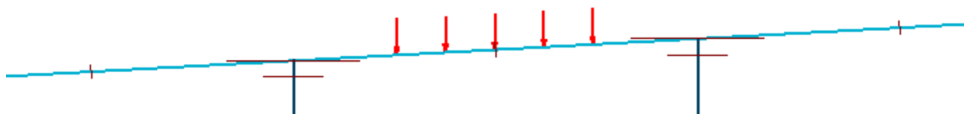
5.3 Påføring av laster

5.3.1 Egenlaster

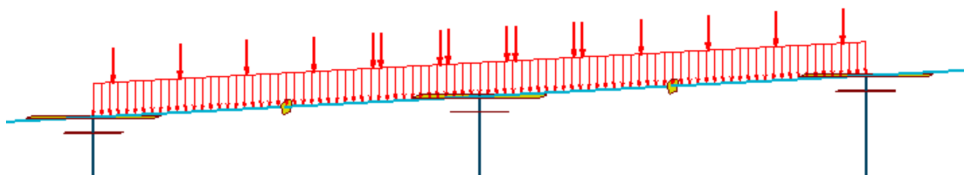
Egenlast i FEM-design blir generert automatisk basert på tverrsnitt og materialtyper. Superegenvekten, altså permanent last som er fastmontert på brua (gangbane, rekkverk, kabelføringer o.l.), ble regnet ut i kapittel 3.5 og påført modellen som linjelaster.

5.3.2 Trafikklaster

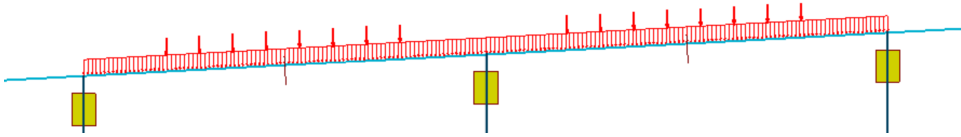
Trafikklasten påføres som linjelast i kjørefeltene. Som vist i figur 5.8 - 5.14, består trafikklasten av vogntoglast som punktlaster kombinert med jevnt fordelt last eller kjøretøylast som punktlaster. I henhold til Håndbok V412 skal kun to lastfelt belastes med vogntoglast, det vil si at disse må flyttes avhengig av hva som er mest ugunstig.



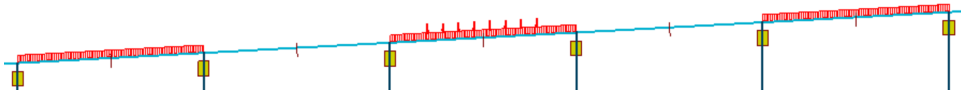
Figur 5.8: Maksimalt feltmoment platedel, dobbel kjøretøylast i felt.



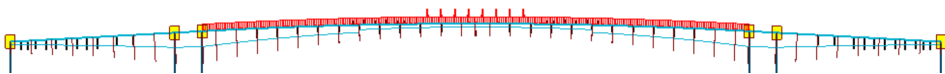
Figur 5.9: Maksimalt støttemoment platedel, vogntoglast i hvert felt og litt over støtte.



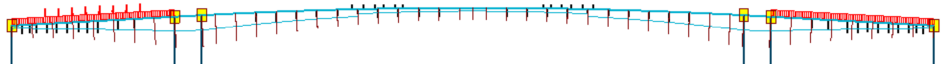
Figur 5.10: Maksimale støttemoment bjelke, vogntoglast på hver side.



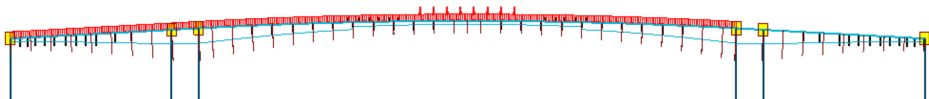
Figur 5.11: Maksimale feltmoment bjelke, dobbel vogntoglast i felt.



Figur 5.12: Maksimale hovedfeltmoment FFB, dobbel vogntoglast i hovedfelt.



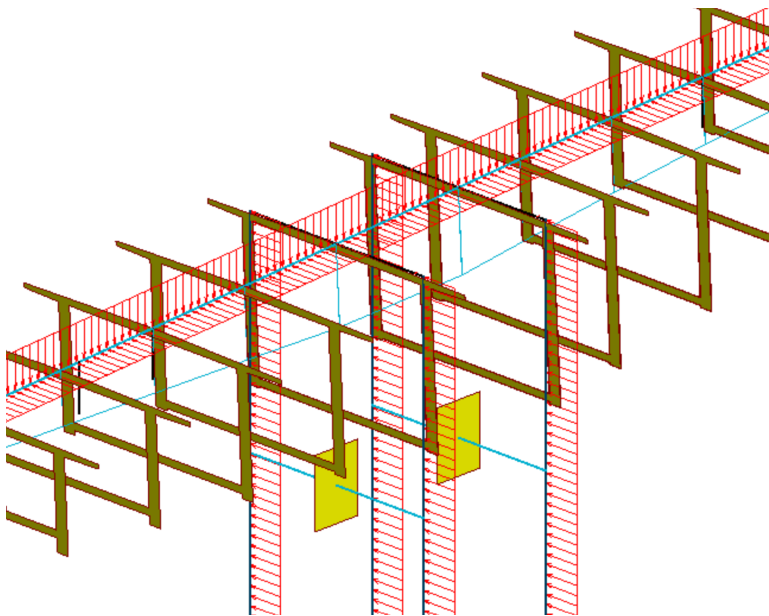
Figur 5.13: Maksimale sidefeltmoment FFB, dobbel vogntoglast i sidefelt.



Figur 5.14: Maksimale støttemoment FFB, dobbel vogntoglast i hovedfelt.

5.3.3 Vindlaster

Vindlastene ble påført som linjelaster i henhold til beregningene gjort i kapittel 3.5. Brua er sjekket for kombinasjon av vind i tverretning med og uten trafikk. Vind i lengderetning og vridningsmoment, som følge av vind i tverretningen, er neglisjert for små og mellomstore bruer. Eksempel på påføring av lastene er gitt i figur 5.15.

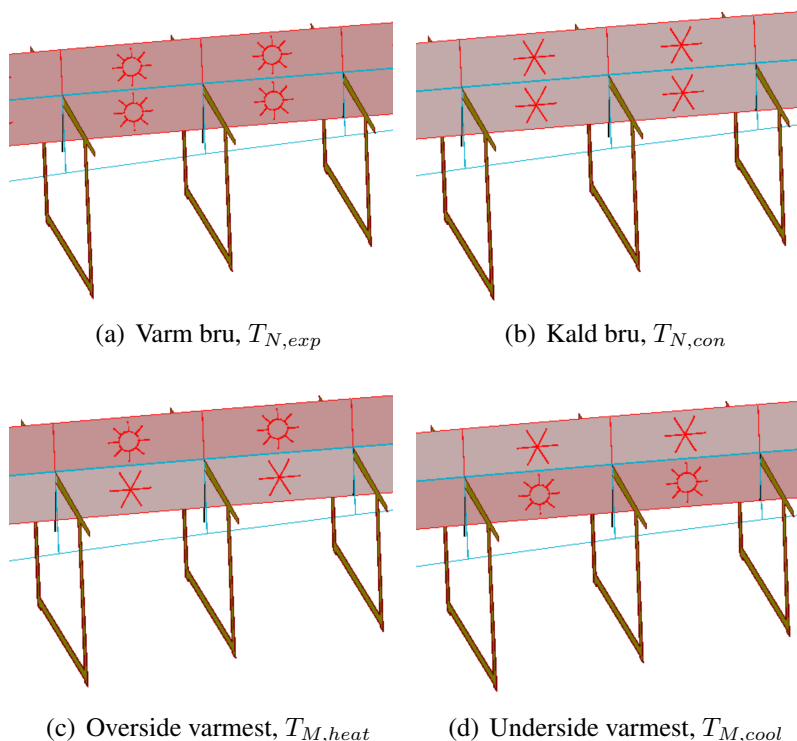


Figur 5.15: Påføring av vindlaster.

5.3.4 Temperaturlaster

Temperaturlastene ble påført som linjelaster langs bjelkeelementene. Ifølge NS-EN 1991-1-5 [26] kan termiske påvirkninger opptre på fire forskjellige måter, som beregnet i kapittel 4.3.5. Disse fire virkningene er påført som vist i figur 5.16 med figur 5.16(a) varm bru, figur 5.16(b) kald bru, figur 5.16(c) oppvarming og figur 5.16(d) nedkjøling. Deretter er disse virkningene kombinert som vist i figur 5.17.

5.3. PÅFØRING AV LASTER



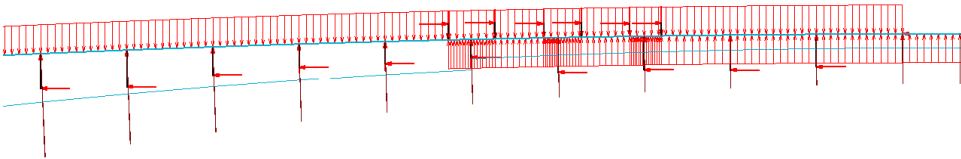
Figur 5.16: Påføring av temperaturlast

18	temp1	U	1.00	T_Mheat
			0.35	T_Nexp
19	temp2	U	0.75	T_Mheat
			1.00	T_Nexp
20	temp3	U	1.00	T_Mheat
			0.35	T_Ncon
21	temp4	U	0.75	T_Mheat
			1.00	T_Ncon
22	temp5	U	1.00	T_Mcool
			0.35	T_Nexp
23	temp6	U	0.75	T_Mcool
			1.00	T_Nexp
24	temp7	U	1.00	T_Mcool
			0.35	T_Ncon
25	temp8	U	0.75	T_Mcool
			1.00	T_Ncon

Figur 5.17: Kombinering av temperaturvirkninger.

5.3.5 Forspenningskrefter

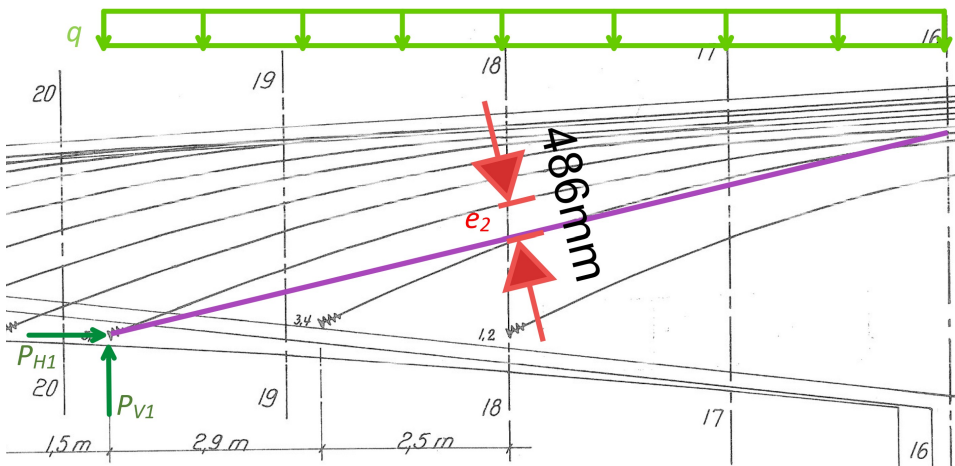
Bruas overbygg er modellert med lineært varierende tverrsnitt hver andre eller tredje meter. Dermed er det ikke mulig å bruke forspenningsfunksjonen i FEM-design for å påføre spennkrefter. Dette siden spennkrefter i FEM-design kun kan gå over ett bjelkeelement. Løsningen var regneark i Excel, med utregning av spennkrefter. Deretter ble spennkreftene påført som ytre laster med stive fiktive bjelker for å få riktig eksentrisitet i forhold til nøytralaksen. Kraftene ble påført som vist i figur 5.18, og spennkrafttapene ble tatt hensyn til ved å multiplisere kreftene med 1 minus tapet.



Figur 5.18: Påføring av spennkrefter.

Spennkablens form, som beskrevet i delkapittel 3.5.6, er tatt hensyn til ved å påføre fordelt last kun på de krumme delene av spennstagene. Dette er vist i figur 5.19. Mørkegrønne punktlaster P_{H1} og P_{V1} påføres i endepunktene av spennstagene. Lysegrønn fordelt last q påføres horisontalt over spennkablens lengde i x -retning. Lilla linje viser referanselinjen mellom endepunktene av den krumme delen av spennstaget. Ved midtsnitt av den krumme delen måles spennstages eksentrisitet e_2 , vist med røde piler. Den flate delen av spennkabelen bidrar ikke til fordelt last.

5.3. PÅFØRING AV LASTER



Figur 5.19: Påføring av spennkrefter for krum del av spennarmering.

5.3.6 Svinntøyninger

Svinntøyninger blir påført bjelkeelementene med funksjonen “Shrinkage” i FEM-Design. Dette beregnes som svinntøyning beregnes i NS-EN 1992-1-1, 3.1.4 og Tillegg B. Dette gjøres for alle bjelkeelementer i modellen, og et eksempel på dette er vist i figur 5.20

Calculate shrinkage according to EN 1992-1-1:2004, 3.1.4(6) and Annex B, B.2(1)

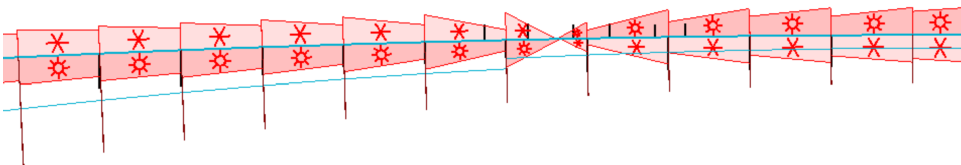
Data	Value
Age of concrete, t [days]	22645
Age of concrete when drying shrinkage starts, ts [days]	4
Cement type	Class N
Relative humidity, RH [%]	80
Concrete cross-section area, Ac [mm ²]	4878525.00
Perimeter of cross-section exposed to its environment, u [mm]	40126.00
Calculated shrinkage, eps [‰]	0.268041

OK Cancel

Figur 5.20: Eksempel på påføring av svinntøyning.

5.3.7 ASR-laster

ASR-lastene består av tøyning som følge av utvidelse, og tvangsmoment som følge av krumning. ASR-ekspansjonen i lengderetning er antatt i området 0,5–0,55 ‰. Ekspansjonen er påsatt modellen med funksjonen “Shrinkage” i FEM-Design. Måten dette ble gjort på var å legge inn forholdstallet mellom ASR-tøyning og svinn-tøyningen, $0,55/0,27 = 2,04$, med negativt fortegn for å få motsatt effekt av svinn. ASR-krumningen ble regnet som beskrevet i kapittel 3. Deretter ble ASR-krumningen sammenlignet med en fiktiv temperaturkrumning som ga en ekvivalent temperaturgradient som ble påsatt modellen. For bjelke- og platebrua ble en gjennomsnittlig temperaturgradient påsatt overbygningen, mens for FFB-delen av brua ble temperaturgradienten beregnet for hvert snitt på grunn av store variasjoner i armeringsmengder og tverrsnitt, jf. figur 5.21. Det er ikke enkelt å se forholdet mellom varm og kald side på figuren, men i hvert snitt er temperaturgradienten plassert slik at temperaturen er null i arealsenteret, for å unngå ekstra krefter fra tøyning.



Figur 5.21: Ekvivalent temperaturgradient.

Kapittel 6 Kapasitetskontroller

Det er valgt å kontrollere brua i bruddgrensetilstand for moment- og skjærkrefter siden det er dette som påvirkes av kreftene fra ASR.

6.1 Momentkapasitet

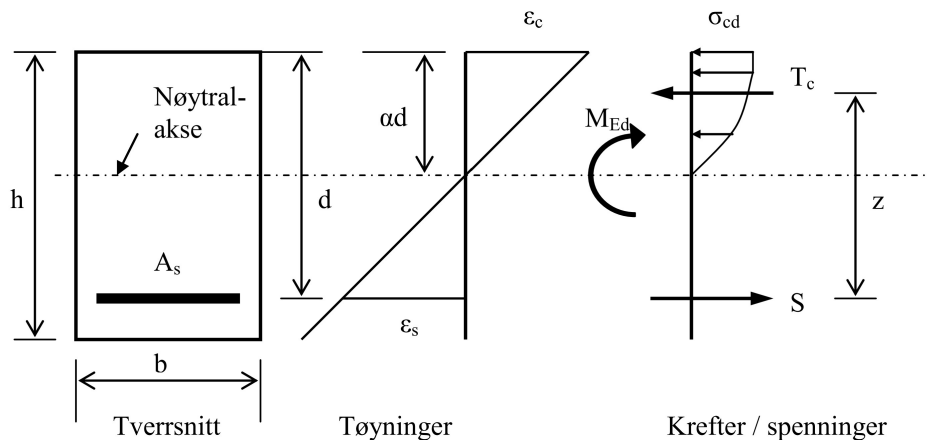
Det er stor forskjell på geometrien til de forskjellige tverrsnittene til brua. Derfor er det valgt å benytte forskjellige metoder til å beregne momentkapasiteten.

Momentkapasitet metode 1

Denne metoden egner seg godt til rektangulære tverrsnitt med kun strekkarmering, som vist i figur 6.1. Metoden er presentert i TKT4175 betongkonstruksjoner 1. Den er basert på antagelser om en tøyning $\varepsilon_{cu} = 3.5 \cdot 10^{-3}$ og rektangulær trykksone med høyde $0.8\alpha d$. Ved underarmert tverrsnitt gjelder følgende formler:

$$\alpha = \frac{f_{yd}A_s}{0.8f_{cd}bd} \quad (6.1)$$

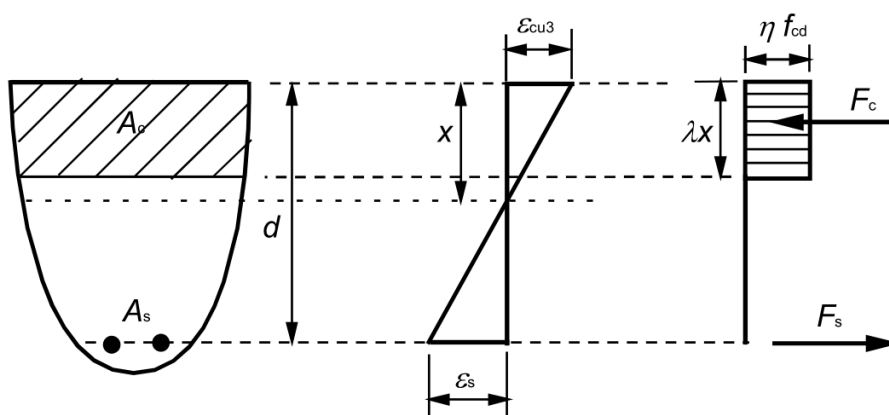
$$M_{Rd} = 0.8\alpha(1 - 0.4\alpha)f_{cd}bd^2 \quad (6.2)$$



Figur 6.1: Tøyning og interne krefter for metode 1. Gjengitt fra formelsamlingen i TKT4175 Betongkonstruksjoner 1.

Momentkapasitet metode 2

Figur 6.2 viser den generelle metoden for å beregne momentkapasiteten for betongtverrsnitt presentert i NS-EN 1992-1-1[14].



Figur 6.2: Tøyning og interne krefter for metode 2. Gjengitt fra NS-EN 1992-1-1, 3.1.7 [14].

Først antas flytetøyning i armeringen for å finne kraften i strekkarmeringen og eventuelt trykkarmeringen. Likevekt av kreftene i tverrsnittet gir trykkreftene i betongen. Det effektive arealet av trykksonen er det nødven-

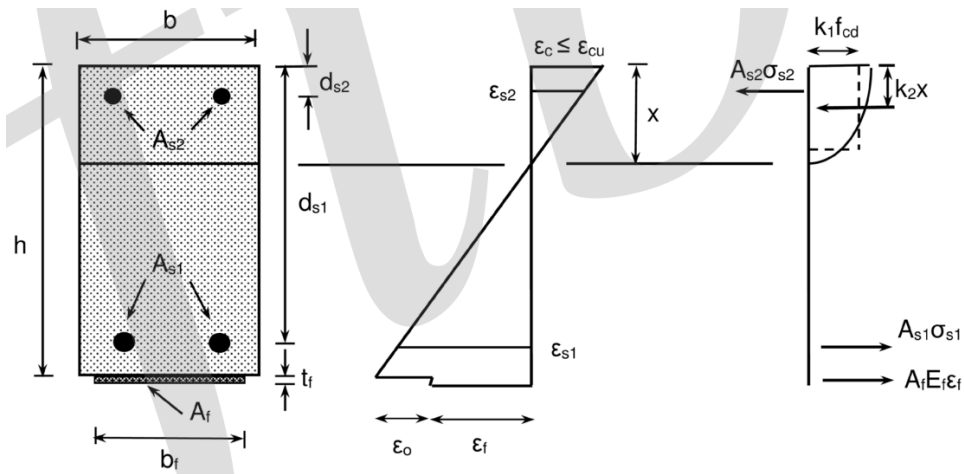
dig betongarealet for å ta opp trykkreftene. Trykkresultanten til betongen plasseres i tyngepunktet til den effektive trykksonen. For $f_{ck} < 50$ MPa er $\lambda = 0.8$ og $\eta = 1$ [14]. Hvis bredden av trykksonen avtar i retning av trykkanten, bør verdien av ηf_{cd} reduseres med 10% i henhold til NS-EN 1992-1-1, 3.1.7 [14]. Momentkapasiteten er summen av momentene til alle kreftene om et punkt i tverrsnittet. Til slutt er det viktig å kontrollere antagelsen om flyt i armeringen.

Momentkapasitet metode 3

Store deler av FFB-delen er kassetverrsnitt med tynne vegger. NS-EN 1992-1-1, 6.1(5) [14] sier at ved tilnærmet konsentrisk belastning, som f.eks trykkflenser i kassetverrsnitt, bør middeltrykkføyningen i denne delen av tverrsnittet begrenses til ε_{c2} . For $12 \text{ MPa} < f_{ck} < 50 \text{ MPa}$ er $\varepsilon_{c2} = 2.0$ [14]. Metode 1 og 2 er basert på at maksimal trykkføyning i betonger er $\varepsilon_c = 0.0035$. Matthys & Triantafillou [27] presenterer en metode som gjør det mulig å komme frem til trykksoneplasseringen i tverrsnittet samtidig som man kontrollerer føyningen i betongen. Med denne metoden bestemmes faktorene k_1 og k_2 ut i fra trykkføyningene i betongen ved ligning (6.3) og (6.4). Faktorene brukes videre til å bestemme plasseringen og høyden av trykkfeltet i tverrsnittet som vist i figur 6.3.

$$k_1 = \begin{cases} 1000\varepsilon_c \left(0.5 - \frac{1000}{12}\varepsilon_c \right) & \text{for } \varepsilon_c \leq 0.002 \\ 1 - \frac{2}{3000\varepsilon_c} & \text{for } 0.002 \leq \varepsilon_c \leq 0.0035 \end{cases} \quad (6.3)$$

$$k_2 = \begin{cases} \frac{8 - 1000\varepsilon_c}{4(6 - 1000\varepsilon_c)} & \text{for } \varepsilon_c \leq 0.002 \\ \frac{1000\varepsilon_c(3000\varepsilon_c - 4) + 2}{2000\varepsilon_c(3000\varepsilon_c - 2)} & \text{for } 0.002 \leq \varepsilon_c \leq 0.0035 \end{cases} \quad (6.4)$$



Figur 6.3: Tøyning og interne krefter for metode 3. A_f er arealet av fiberarmering. $A_f = 0$ siden det ikke er fiberarmering på Tromsøbrua. Figuren er gjengitt fra Matthys & Triantafillou [27].

Effektiv flensbredde

For bjelkedelen og FFB-delen beregnes effektiv flensbredde etter NS-EN 1992-1-1, 5.3.2. Avstanden mellom momentnullpunktene for FFB-delen av brua hentes ut fra modellen ved ved værste lasttilfelle.

6.2 Skjærkapasitet

Det er i oppgaven benyttet to metoder for å finne skjærkraftkapasiteten til tverrsnittene.

Skjærkapasitet etter NS 3473

Tverrsnittsdelen som benytter denne metoden, oppfyller kravene om forholdet mellom spennvidde og tverrsnittshøyde. Metoden forutsetter at tverrsnittet er uten samtidig aksialkraft. I NS 3473, 12.3.2 [28] omtales dette som forenklet metode. Følgende sammenheng er benyttet for å beregne skjærkraften:

$$V_{co} = 0.3 \cdot \left(f_{td} + \frac{k_A A_s}{\gamma_c b d} \right), \quad (6.1)$$

der f_{td} er dimensjonerende fasthet etter NS 3473 [28], $k_A = 100$ MPa, A_s er armeringens tverrsnittsareal, γ_c er betongens materialfaktor etter NS 3473. Kapasiteten beregnes per meters bredde b , der d er tverrsnittets effektive høyde og faktoren $k_v = 1.5 - \frac{d}{d_1}$, hvor $d_1 = 1,0$ m. Videre beregnes skjærstrekkkapasiteten V_{cd} ut fra:

$$V_{cd} = \min(V_{co}, 0.6f_{td}dk_v). \quad (6.2)$$

Skjærkapasitet etter NS-EN 1992-1-1

Ifølge NB publikasjon nr. 6 [29], har ikke NS 3473 tilfredstillende beregningmetode for plater med konsentrerte laster, slik som plater med hjullast. Videre ble NB publikasjon nr. 6 anbefalt å benytte frem inntil nye regler kom med NS-EN 1992-1-1. Eurokode 2 [14] dekker dette tilfredstillende og denne kan dermed benyttes for beregning av skjærkapasiteten for konsentrerte laster i tverretning. Beregningen i denne metoden følger prosedyren beskrevet i NS-EN 1992-1-1, 6.2.2 og 6.2.3. Skjærstrekkkapasiteten for konstruksjonsdeler uten skjærarmering $V_{Rd,c}$ er gitt som:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3}bd, \quad (6.3)$$

der $C_{Rd,c} = \frac{k_2}{\gamma_c}$, hvor $k_2 = 0.18$ for normalbetong og materialfaktoren for betong $\gamma_c = 1.5$ etter NS-EN 1992-1-1. Faktoren $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$ med effektiv tverrsnittshøyde d . Videre er ρ_l armeringsforholdet for strekkarmeringen, og f_{ck} er betongens karakteristiske trykkfasthet. b og d er henholdsvis bredden og effektiv høyde av tverrsnittet. I tillegg er det en minimumsverdi for skjærstrekkkapasiteten $V_{Rd,min} = v_{min}bd = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}bd$.

Skjærkraften må også være mindre enn skjærtrykkkapasiteten:

$$V_{Rd,c,trykk} = 0.5bdv f_c d \quad (6.4)$$

6.3. LENGDERETNING

der $\nu = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ og $\nu u_1 = 0.6$, f_{cd} er betongens dimensjonerende fasthet.

I konstruksjonsdeler med skjærarmering er skjærkapasiteten V_{Rd} til skjærarmeringen den minste av skjærstrekkapasiteten:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta, \quad (6.5)$$

og skjærtrykkapasiteten:

$$V_{Rd,max} = \frac{b z \nu_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}. \quad (6.6)$$

A_{sw} er arealet av skjærarmeringen, og s er avstanden mellom bøyene, $z = 0.9d$ for effektiv høyde d ifølge NS-EN 1992-1-1, 6.2.3(1). Armeringens dimensjonerende fasthet er f_{ywd} og $\cot \theta$ er vinkelen til skjærsprekken. Verdien mellom 1 og 2.5 som maksimerer den minste verdien av $V_{Rd,s}$ og $V_{Rd,max}$ definerer $\cot \theta$. Videre defineres $\tan \theta$ som samhørende verdi fra definisjonen av $\cot \theta = 1 / \tan \theta$. Den høyeste verdien av $V_{Rd,s}$ og V_{Rd} er dimensjonerende skjærkraftkapasitet.

6.3 Lengderetning

De tverrsnittene i lengderetning som er ansett som mest kritiske er kontrollert. Dimensjonerende kapasiteter i lengderetning beregnes ved prosedyrene beskrevet i delkapittel 6.1 og 6.2. Alle dimensjonerende krefter, utenom tvangskreftene fra forspenningen, hentes ut fra modellen i FEM-Design. Tvangskreftene fra forspenningen er momentet i modellen fra forspenningen minus primærmomentet:

$$M_t = M_p - M_0 \quad (6.1)$$

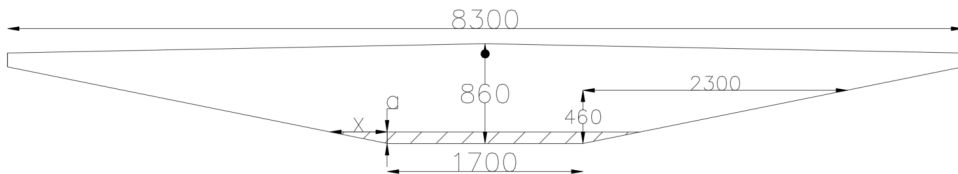
Dimensjonerende krefter presenteres i kapittel 9.

6.3.1 Momentkapasitet

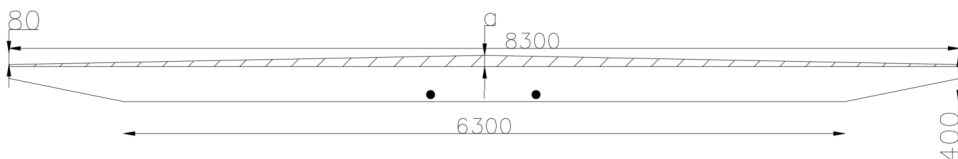
Figurene gir en indikasjon på hvordan effektiv betongtrykksone er plassert, og hvor tyngdepunktet til armeringen er plassert. Effektiv trykksone er det skraverte området, og tyngdepunktet til strekkarmeringen er i den sorte prikken. Trykkarmeringen ble neglisjert for alle tverrsnittene, og deretter lagt til for de tverrsnittene hvor kapasiteten ble for lav. Utfyllende beregninger av momentkapasitetene er vist i vedlegg: Momentkapasitet i lengderetning.

6.3.1.1 Platedel

Figur 6.4 og 6.5 viser tverrsnittet til platedelen henholdvis over støtter og i felt. Figur 6.6 viser tverrsnittet til platen 1,9 m øst for akse 7. Dette er vanligvis nært momentnullpunktet, men ikke for søylene nærmest fugen i feltet mellom akse 7 og 8. Platedelen av brua er ikke kvadratisk, og da egner ikke metode 1 seg. Derfor benyttes metode 2. Høyden på trykkfeltet finnes ved å dele opp trykkfeltet i trekanter og firkanter. Arealet av trykkfeltet finnes fra kraftlikevekten med armeringen, og da kan høyden av feltet enkelt løses ut. Platedelens tverrsnitt blir smalere mot både toppen og bunnen. Derfor settes $\eta = 0.9$. Dette gjelder for platedelen både over støtten og i feltet.

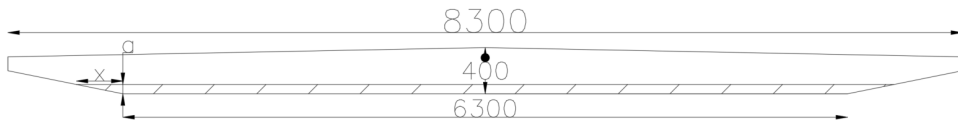


Figur 6.4: Platedelens tverrsnitt over støtter.



Figur 6.5: Platedelens tverrsnitt i felt.

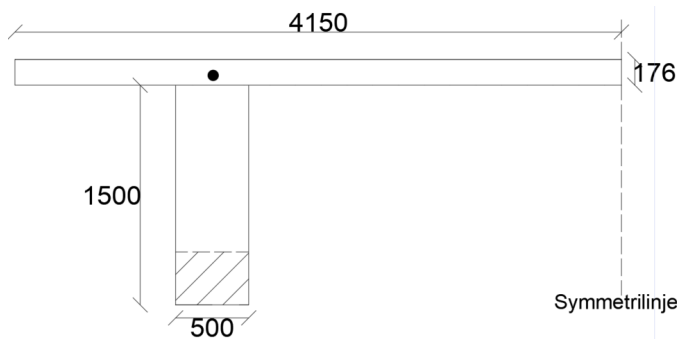
6.3. LENGDERETNING



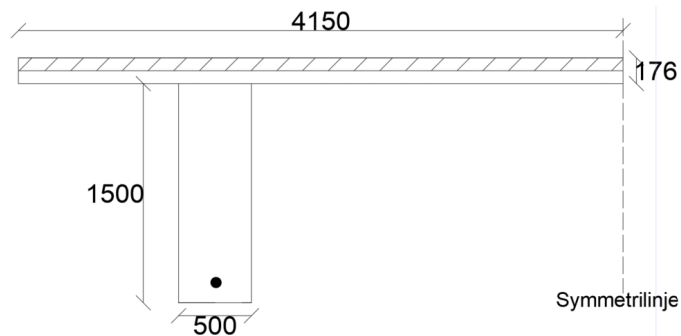
Figur 6.6: Platedelens tverrsnitt 1,9 m fra støtte 7 mot øst.

6.3.1.2 Bjelkedel

Figur 6.7 og figur 6.8 Viser tverrsnittet henholdsvis over støtte og i felt i bjelkedelen av tverrsnittet. Over søylen ses tverrsnittet på som en bjelke med bredde 500 mm, med armeringsmengden som ligger innenfor effektiv flensbredde. I felt betraktes tverrsnittet som en bjelke med samme bredde som det effektive tverrsnittet med armeringen som er i strekksonen.



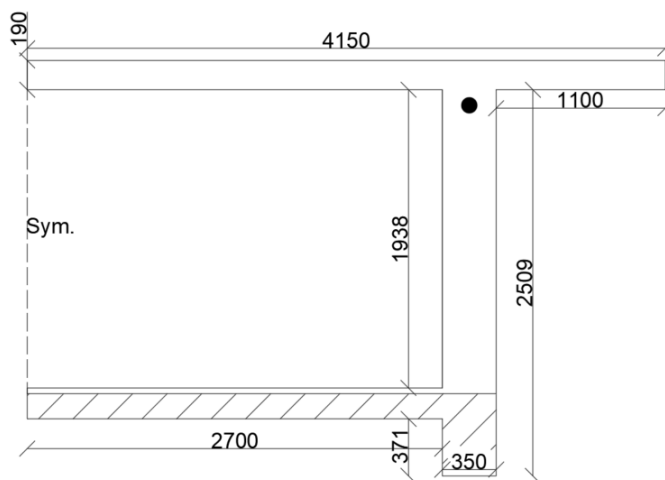
Figur 6.7: Bjelkedelens tverrsnitt over støtter



Figur 6.8: Bjelkedelens tverrsnitt i felt

6.3.1.3 FFB-del sidelt, mellom akse 32 og 33

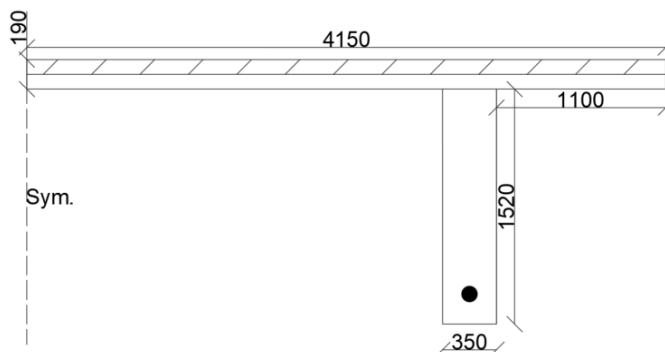
Momentkapasiteten i sidespennet beregnes med metode 2, og er vist i figur 6.9. Dette kan gjøres ettersom middeltøyningen i trykkflensen blir mindre enn kravet $\varepsilon = 0.002$.



Figur 6.9: FFB-del sidefelt, akse 32-33

6.3.1.4 FFB-del midtfelt mellom akse 34 og 35

Kapasiteten til midtspennet beregnes med metode 3.

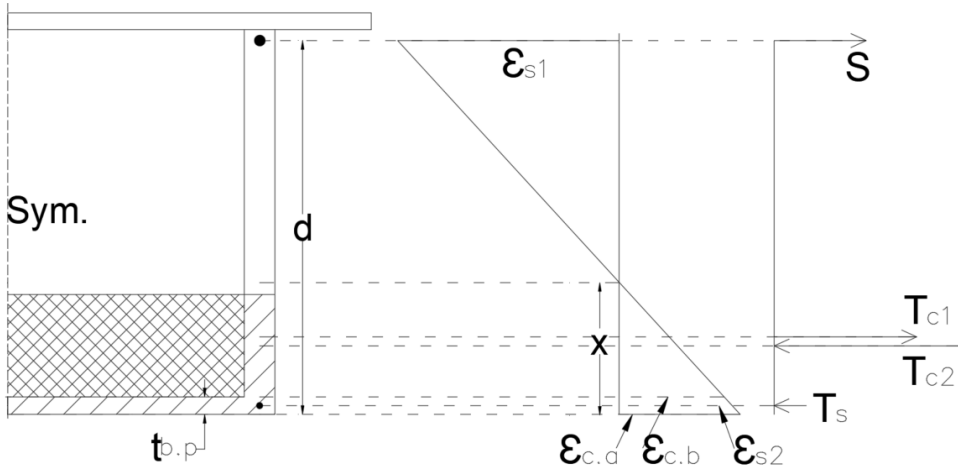


Figur 6.10: FFB-del, midtfelt, akse 34-35

6.3.1.5 FFB-del støtte, akse 34

Tverrsnittet i akse 34 er vist i figur 6.11. Kreftene i tverrsnittet beregnes først som om kassetverrsnittet er massivt. Dette gir trykkraften T_{c2} i betongen. Denne kraften er mye større enn den reelle trykkraften. Det ruteskraverte området vil gi falske krefter i tverrsnittet. Ved beregning av momentkapasiteten trekkes derfor det falske bidraget T_{c2} fra.

For å finne størrelsen og plasseringen av trykkreftene, brukes momentkapasitet metode 3. Det beregnes egne k_1 og k_2 faktorer for hele det skraverte området og for det ruteskraverte området. Størrelsen på faktorene avhenger av $\varepsilon_{c,a}$ og $\varepsilon_{c,b}$. Det er nødvendig å anta trykkfelthøyden og tøyningen i underkant av kassen. Trykkfelthøyden og tøyningen endres for å maksimere momentkapasiteten, samtidig som det er likevekt mellom kreftene i tverrsnittet og middeltøyning i trykkflensen er mindre enn $\varepsilon = 0.002$.



Figur 6.11: Tøyninger og interne krefter for FFB,del akse 34. $\varepsilon_{s,1}$ $\varepsilon_{c,b}$ $\varepsilon_{s,2}$ $\varepsilon_{c,a}$ er tøyningen i henholdsvis strekkarmering, underkant ruteskravert felt, trykkarmering og underkant kasse. S , $T_{c,1}$, $T_{c,2}$, T_s er kreftene i henholdsvis strekkarmering, ruteskravert felt, ruteskravert + linjeskravert felt og trykkarmering.

Momentkapasiteten finnes med momentlikevekt rundt strekkarmeringen:

$$M_{Rd} = -2\left[T_s\left(d - \frac{t_{bp}}{2}\right) + T_{c1}(d - k_{2a}X) - T_{c2}(d - (t_{bp} + k_{2b}(X - t_{bp})))\right] \quad (6.2)$$

Det er nødvendig å anta høyden på trykkfeltet X og tøyningen $\varepsilon_{c,a}$. X og $\varepsilon_{c,a}$ endres for at momentkapasiteten blir så høy som mulig. Kravet er at trykkreftene må være i likevekt med strekkraften og at tøyningen $\varepsilon_{s,2}$ er under 0,002.

6.3.2 Skjærkapasitet

Beregning av skjærkapasiteten gjøres for kritiske snitt etter NS-EN 1992-1-1, 6.2.2 og 6.2.3, som beskrevet i delkapittel 6.2. Utregningene er vist i vedlegg: Skjærkapasitet i lengderetning.

Kapittel 7 Lokalanalyse og kapasitetskontroll i tverretning

Beregningene for momentkapasitet følger Metode 1, som beskrevet i delkapittel 6.1. Ytterligere detaljer for beregning av momentkapasitet er vist i vedlegget: Kapasitet i tverretning. Momentkapasiteter og utnyttelsesgrader for tverretningen er oppsummert i resultatene i delkapittel 9.5.

Videre følger beregningene av skjærkraftkapasitet metodene som beskrevet i delkapittel 6.2. Oppsummert er skjærkraftkapasiteten med tilhørende utnyttelsesgrad oppsummert i resultatene i delkapittel 9.5, med ytterligere detaljer vist i vedlegg: Kapasitet i tverretning.

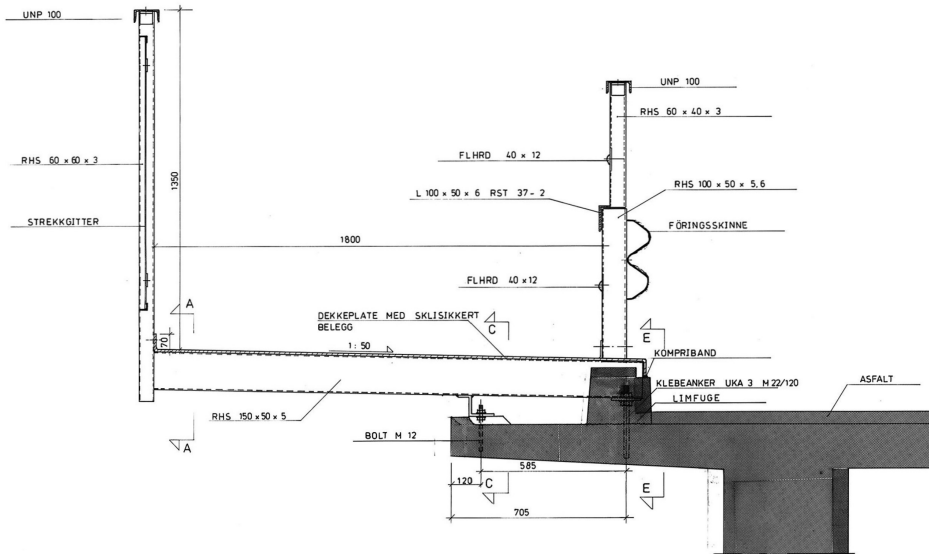
7.1 Belastning av utkragende bruplate

7.1.1 Last på gangbane

Gangbanen er vist i figur 7.1. Etter denne revisjonen er det bygget på et høyere sikkerhetsrekkverk på det eksisterende rekkverket, som antydnet i figur 5.1.

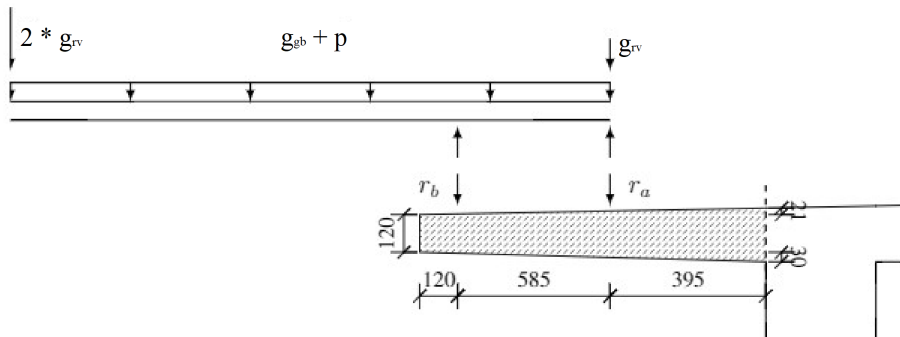
Gangbanen er belastet av rekkverk på begge sider g_{rv} , egenlast g_{gb} og trafikklast i gangbanen p , som vist i figur 7.2. I tillegg er trafikklasten i gang-

7.1. BELASTNING AV UTKRAGENDE BRUPLATE



Figur 7.1: Oppriss av gangbane.

banen p avhengig av om det er samtidig trafikklast i kjørebanen. Gangbanen er påhengt med to bolter som gir hver sin punktlast r_a og r_b på utkragende delen av kassetverrsnittet, hvor reaksjonskraften r_a er i fortauskanten. Vindlasten i vertikal retning har eksentrisitet innenfor steget, og vil dermed ikke påvirke utkrageren. Dimensjonerende laster beregnes med lastfaktorer vist i tabell 7.1. Videre viser tabell 7.2 en oppsummering av dimensjonerende belastning på den utkragende delen av kassetverrsnittet.



Figur 7.2: Belastning for utkrager. Gjengitt fra Sandnes & Skaug [12].

Tabell 7.1: Lastfaktorer.

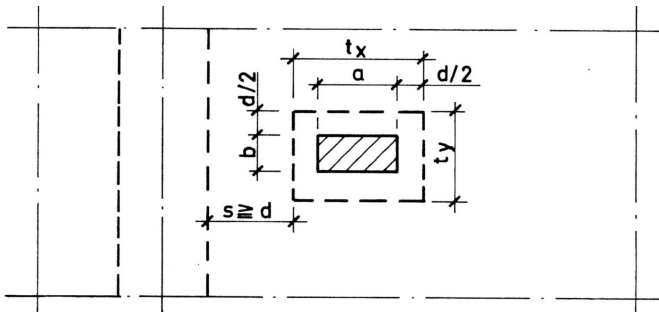
Lastkombinasjon	Egenvekt $\gamma_{g,i}$	Trafikk $\gamma_{p,i}$	Vind $\gamma_{w,i}$
Lastkombinasjon a	1,15	1,3	1,6
Lastkombinasjon b	1,0	1,2	1,3
		0,8	0,8

Tabell 7.2: Last på utkragende del av kassetverrsnitt.

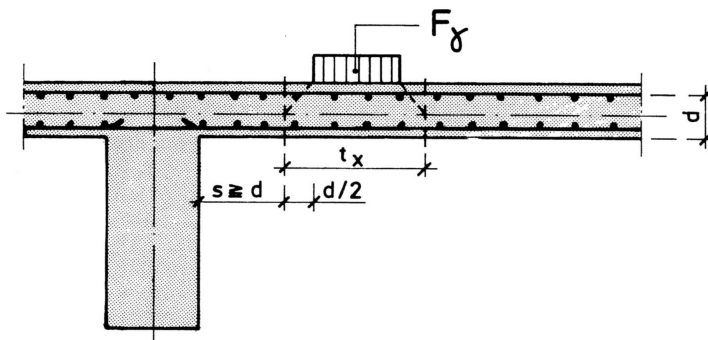
Last	Kraft [kN/m]	Moment [kNm/m]
Egenlast utkrager g_{utkr}	4,6	-2,4
Egenlast fortauskant g_{kant}	1,6	-0,6
Kraft a med trafikklast $r_{a,mtraf}$	-6,0	2,4
Kraft a uten trafikklast $r_{a,utraf}$	-11,6	4,6
Kraft b med trafikklast $r_{b,mtraf}$	13,1	-12,8
Kraft b uten trafikklast $r_{b,utraf}$	26,5	-26,0
Totalt med trafikklast m_{mtraf}	15,4	-13,5
Totalt uten trafikklast m_{utraf}	23,2	24,4

7.1.2 Trafikklast

Momentet fra hjullasten bestemmes fra influenslinjer prestentert i Puchers diagrammer [30]. Disse viser influenslinjer for ulike randbetingelser, og hvordan lasten fordeles i platenes lengde- og tverretning. Hjullasten er $H_p = 83$ kN med en anleggsflate i tverr- og lengderetning på henholdsvis $600 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$ [17]. Lasten fordeles med 45° til senterlinjen i tverrsnittet [29]. Dette er vist i figur 7.3.



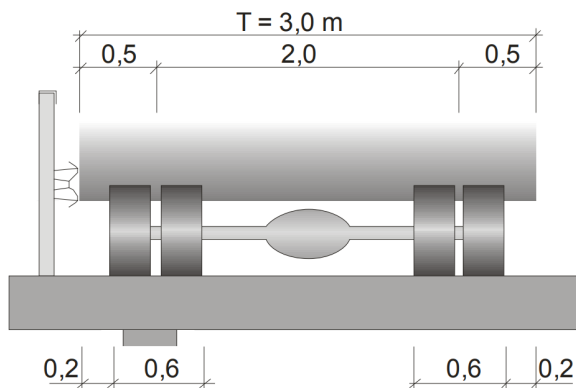
(a) Plansnitt.



(b) Oppriss.

Figur 7.3: Plansnitt (a) og oppriss (b) av lastutbredelse nær opplegg. Figuren er gjengitt fra Norsk Betongforening Publikasjon nr. 6 [29].

Slitelaget er 100 mm, i henhold til SINTEFs befarings med prøveuttak i 2014. Med lastutbredelsen på 45° til senterlinjen, fører dette til at lastflaten blir $946 \text{ mm} \times 546 \text{ mm}$ for en gjennomsnittstykkelse av utkrageren. For den mest ugunstige lastplassering for utkrageren, vil lastflaten være så nær rekkverket og kantsteinen som mulig. Dette fører til at lasten plasseres over bjelkesteget, som vist i figur 7.4, og dermed tas en del av lasten opp av bjelken. Lastutbredelsen reduseres dermed til en bredde $b_{x,red} = 243 \text{ mm}$, og lasten reduseres til $H_{p,red} = 33 \text{ kN}$.

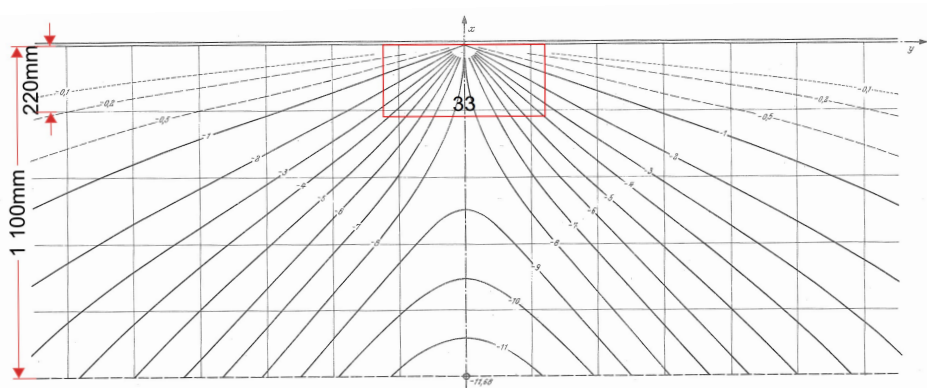


Figur 7.4: Trafikklastens mest ugunstige plassering for utkrageren. Gjengitt fra Håndbok V412 [17].

Influensdiagrammet fra trafikklasten som virker på utkrageren, er antatt som vist i figur 7.5. Momentet m_μ beregnes ut fra relasjonen [30]:

$$m_\mu = \mu_{mid} \frac{H_p}{8\pi}, \quad (7.1)$$

der μ_{mid} er gjennomsnittlig verdi fra influensdiagrammet, og H_p er hjullasten som virker over en flate.



Figur 7.5: Influensdiagram fra trafikklast på utkrager. Gjengitt fra Pucher [30].

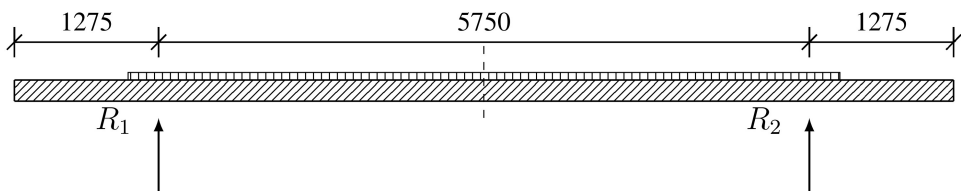
7.1.3 Lastkombinasjoner

Lastkombinasjonene som kontrolleres er tilfellet med dominerende trafikklast, og tilfellet uten samtidig trafikklast. Førstnevnte har redusert last i gang- og sykkelbanen med samtidig trafikklast i kjørebanelen, men sistnevnte har full last i gang- og sykkelbanen uten samtidig trafikklast i kjørebanelen. Disse tilfellene er oppsummert i tabell 7.2. Påvirkningen fra hjullasten må også inkluderes for tilfellet med samtidig trafikklast. Med det tatt i betraktning blir det størst moment i utkrageren for tilfellet med full last i gang- og sykkelbanen uten samtidig trafikklast i kjørebanelen:

$$m_{utkr,x} = \min(m_{mtraf} + m_{\mu,utkr}, m_{utraf}) = 24,4 \text{ kN/m}$$

7.2 Belastning av innvendig bruplate

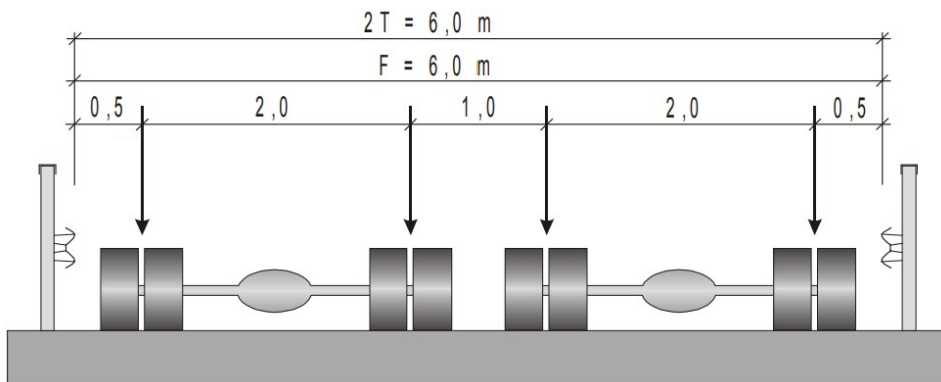
Forenklet fritt opplagt bjelke er antatt for beregning av momentet i midtsnitt av den innvendige bruplatten, som vist i figur 7.6. Med en antatt middeltykkelse $t_{innv} = 202 \text{ mm}$ og slitelag $t_{innv} = 100 \text{ mm}$ beregnes momentet i midtsnitt $m_{g,midt} = 31,2 \text{ kNm/m}$.



Figur 7.6: Systemet benyttet for beregning av momentet i midtsnitt av innvendig bruplate. Gjengitt fra Sandnes & Skaug [12].

For boggilasten fordeles aksellastene på to hjullaster for hver aksel. Ifølge Håndbok V412 [17] er aksellastene for boggilast $A_1 = 165 \text{ kN}$ og $A_2 = 120 \text{ kN}$. Avrundet til nærmeste heltall gir dette hjullaster $H_{p,1} = 83 \text{ kN}$ og $H_{p,2} = 60 \text{ kN}$. Lastene plasseres som vist i figur 7.7. Lastutbredelsen ved

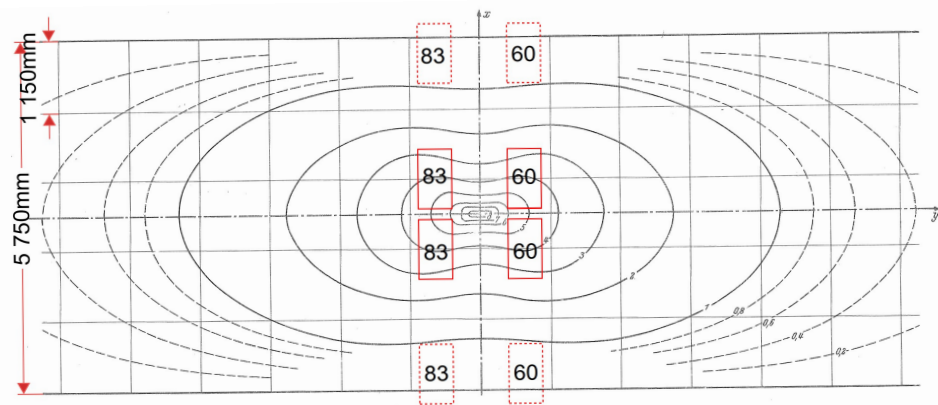
senterlinjen for den innvendige bruplatten blir 1002 mm × 602 mm.



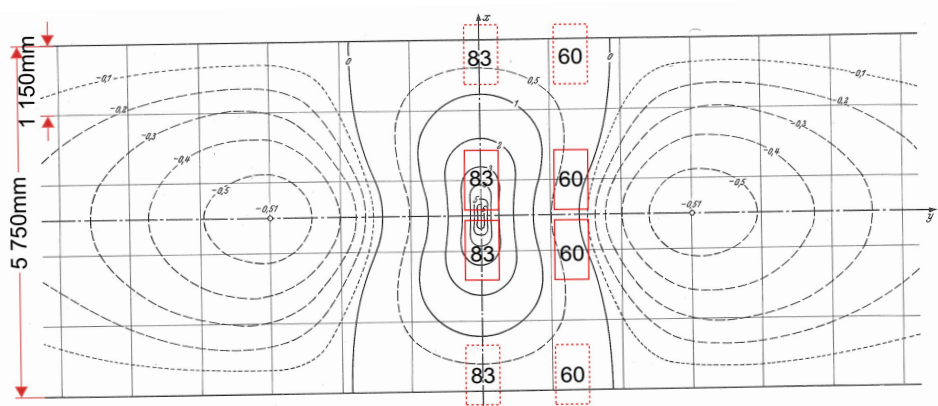
Figur 7.7: Trafikklastens mest ugunstige plassering for innvendig bruplate. Gjengitt fra Håndbok V412 [17].

Trafikklastens virkning i innvendig bruplate er antatt som vist i influensdiagrammet, vist i figur 7.8(a) og 7.8(b). Momentet m_{μ} beregnes ut fra samme relasjon som for utkragende bruplate, som vist i ligning (7.1). Dette gir følgende momenter i x- og y-retning:

$$m_{\mu,x} = 45,5 \text{ kNm/m}, \quad m_{\mu,y} = 23 \text{ kNm/m}.$$



(a) Influensdiagram i x-retning.



(b) Influensdiagram i y-retning.

Figur 7.8: Influensdiagram i x-retning (a) og i y-retning (b) fra trafikklast på utkrager. Gjengitt fra Pucher [30].

7.2.1 Lastkombinasjoner

For innvendig bruplate i x-retning kontrolleres dominerende trafikklast og dominerende vindlast. Dette er oppsummert i tabell 7.3. Lastkombinasjon b, med trafikklast som dominerende last, gir et dimensjonerende moment i x-retning på 95,2 kNm/m. I y-retning kontrolleres dominerende trafikklast. Dette gir dimensjonerende moment i y-retning på 29,9 kNm/m.

Tabell 7.3: Lastkombinasjoner for innvendig bruplate i x-retning. Lastfaktorene er definert med μ_i og M_i er dimensjonerende moment for last i .

Laster	(a) Trafikk		(a) Vind		(b) Trafikk		(b) Vind	
	μ_i	M_i [$\frac{\text{kNm}}{\text{m}}$]	μ_i	M_i [$\frac{\text{kNm}}{\text{m}}$]	μ_i	M_i [$\frac{\text{kNm}}{\text{m}}$]	μ_i	M_i [$\frac{\text{kNm}}{\text{m}}$]
Egenvekt	1.15	35.9	1.15	35.9	1.0	31.2	1.0	31.2
Trafikk	1.3	59.0	-	-	1.2	54.4	0.8	36.3
Vind	-	-	1.6	41.4	0.8	9.5	1.3	15.5
Totalt		94.9		77.3		95.2		83.0

7.2.2 Skjærbelastning

NB publikasjon nr. 6 [29] presenterer en metode for å beregne skjærbelastning for plater med laster med en utbredelse nær opplegg. Dimensjonerende lasttilfelle med hjullast i en avstand d fra opplegget kontrolleres. Figur 7.9 benyttes for fritt opplagt platekant. Innvendig bruplate betraktes som fritt opplagt ettersom utkrager på den andre siden er fri til å rotere. Med inputverdier $\frac{t_x}{t_y} = 1,7$ og $\frac{s_x}{t_y} = 0,3$ gir dette $k_v = 0,3$, jf figur 7.9. Denne faktoren benyttes videre for å beregne dimensjonerende skjærkraft fra lasten $v_{\gamma, maks}$:

$$v_{\gamma, maks} = k_v \frac{F_{\gamma}}{t_y}, \quad (7.1)$$

der k_v er en faktor som finnes ved å benytte figur 7.9 for fritt opplagt platekant. F_{γ} er lasten som virker over flaten $t_x \times t_y$ som er lengden i x- og y-retning for lastflaten i senterflaten av platen. Med redusert belastning for tverrsnittet i en avstand d fra opplegget er dimensjonerende skjærkraft $V_{Ed} = 73,8 \text{ kN}$.

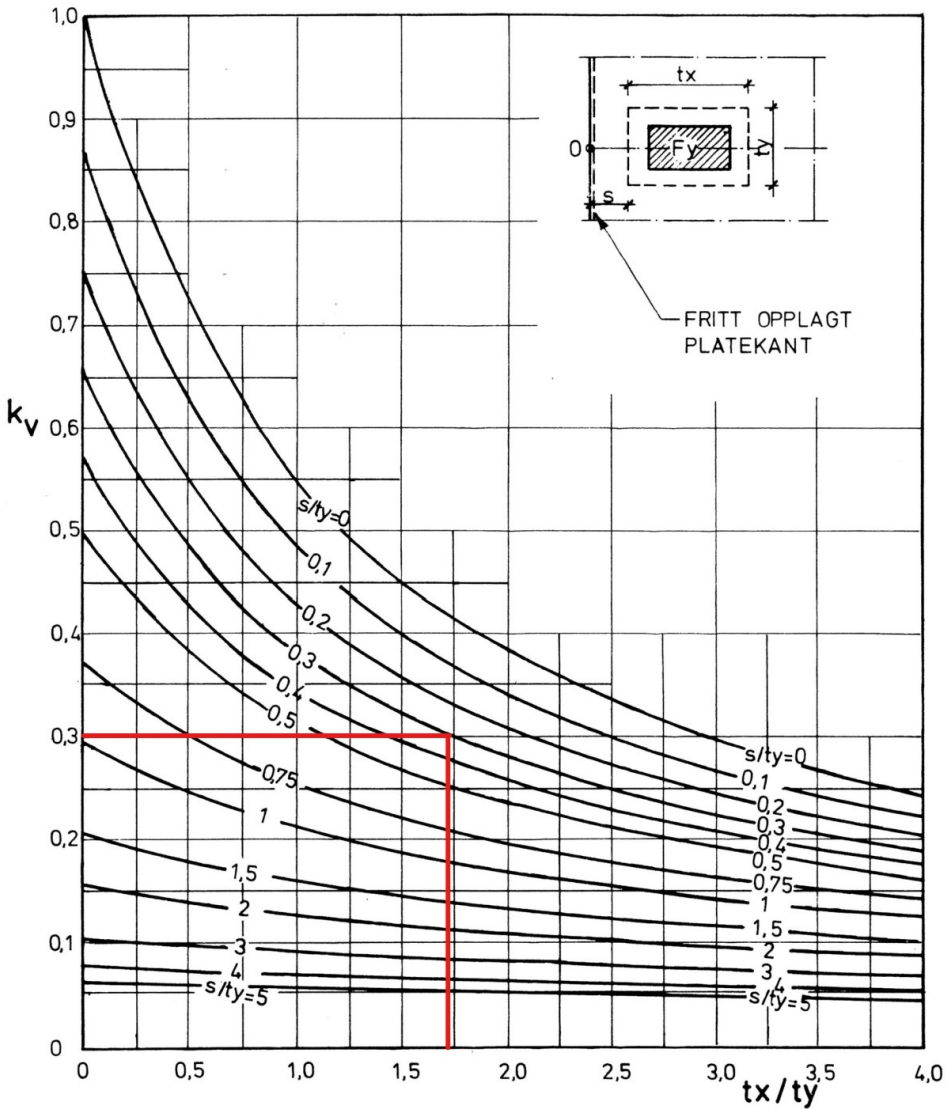


Diagram 4.2 k_v for last nær opplegg, fritt opplagt platekant. Skjærkraft pr. lengdeenhet i pkt. 0.

Figur 7.9: Faktor k_v for last nær opplegg for fritt opplagt platekant. Gjengitt fra NB publikasjon nr. 6 [29].

7.3 Klebeanker

Ifølge tegningsgrunnlaget er UKA M22/120 benyttet som klebeanker. Etter en kjapp kontroll er det beregnet tilstrekkelig kapasitet med en mindre forankringsbolt HTS3 M16. Stålet har da en utnyttelsesgrad på 11 %, og er ikke dimensjonerende. Brudd i betongen er dimensjonerende, men fortsatt med en lav utnyttelsesgrad på 29 %. Dermed drøftes ikke dette mer i detalj.

7.4 Eventuell utvidelse av gangbane

Troms og Finnmark fylkeskommune ønsker å vurdere en eventuell utvidelse av gang- og sykkelbanen. En eventuell utvidelse vil føre til økt egenvekt av gangbanen, og i hvor stor grad dette påvirker er avhengig av valgt løsning. I dette tilfellet er det gjort en enkel beregning, hvor det legges til 0,5 m til føringsbredden, og ellers ingen endring i beregningen i tverretningen. I praksis betyr dette at kun stålplaten og underliggende avstivningsbjelker utvides med en halv meter. Denne utvidelsen fører til en økt trafikklast på gang- og sykkelbanen. Dette kommer av flaten for lastpåføringen blir større, samt at det vil være plass til en større brøytetraktor.

Kapittel 8 Kontroll av søyler

Ifølge tegningsgrunnlaget er alle søylene hule med en indre diameter 1000 mm fra 5,5 m over vannflaten. Stormbuletin [1] forklarer at søylene i FFB-delen likevel er støpt massive helt opp med en ytre diameter 1400 mm. Søylen i FFB-delen er de høyest belastede søylene.

8.1 Slankhet

På grunn av søylenes geometri må slankheten vurderes. Søylenes lastvirkninger omfatter både aksiallast og bøyemoment. I slankhetsanalysen vurderes denne belastningen, i tillegg beregnes andre ordens teori, som vil si konstruksjonens forskyvninger. For å vurdere slankheten beregnes nedre slankhetskriterium etter NS-EN 1992-1-1, NA.5.8.3.1 ved ligning (8.1) - (8.2). Dersom nedre slankhetskrav er oppfylt, kan effekten av andre ordens lastvirkning ses bort fra. NS-EN 1992-1-1 nevner ingen øvre slankhetskriterium, derfor benyttes NS 3473 for å kontrollere øvre slankhetsgrense ved ligning (8.3) - 8.4. Dersom øvre slankhetskriterium overskrides, er trykkstaven så slank at det er risiko for stabilitetsbrudd, slik at konstruksjonen kan knekke ut uavhengig av materialkapasitet.

Nedre slankhetskriterium er gitt ved [14]:

$$\lambda_n \leq \lambda_{n,lim}, \quad (8.1)$$

der λ_n er normalisert slankhet, og i dette tilfellet siden trykkstavene har tverrlast er $\lambda_{n,lim} = 13A_\varphi$. Den normaliserte slankheten λ_n er gitt ved:

$$\lambda_n = \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2k_a\omega}}, \quad (8.2)$$

hvor λ er geometrisk slankhet, n er relativ aksialkraft, ω er mekanisk armeringsforhold, og $k_a = (i_s/i)^2$ med treghetsradiusen for armeringen i_s og treghetsradiusen for det urissede betongtverrsnittet i .

For øvre slankhetskriterium er det to krav som kontrolleres [28]:

$$\lambda_n < 45, \quad (8.3)$$

og

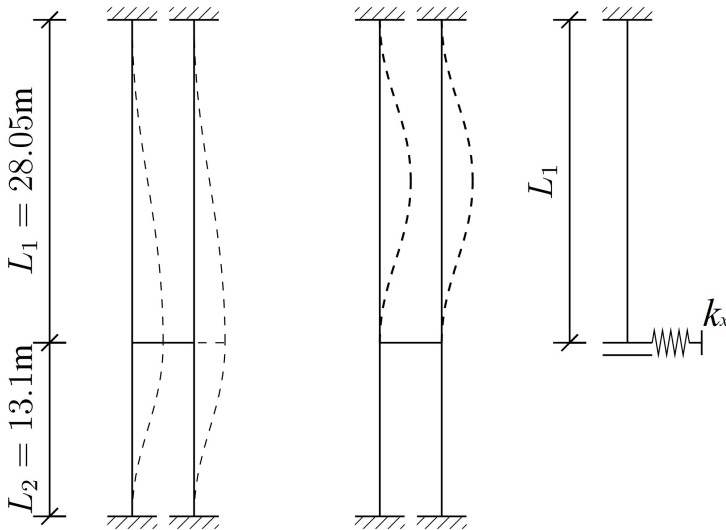
$$\lambda < 80 \cdot \sqrt{1 + 2k_a\omega}. \quad (8.4)$$

For ytterligere formler og sammenhenger for nedre slankhetskriterium henvises det til NS-EN 1992-1-1, NA.5.8.3.1 [14], og for øvre slankhetskriterium henvises det til NS 3473 [28]. Søyleberegningene i vedlegget viser at søylen er mellom nedre og øvre slankhetskriterium slik at den er å betrakte som en slank søyle, uten risiko for stabilitetsbrudd.

8.2 Knekkning og knekk lengde

Søyleknekkning kan skje både globalt og lokalt. I teorien kan dette skje i både tverretning og lengderetning. For å finne global knekkfigur bør en full knekkingsanalyse gjennomføres. Dette er ikke gjort her, og dermed er det vanskelig å anta knekklast og knekk lengde for global knekking. Videre kan det antas at søylenes samlede stivhet er stor nok til at ovebygningen ikke knekker ut. Denne antakelsen fører til at søyleendene betraktes som ufor-skyvelige i begge retninger, og dermed blir knekkfiguren lik for både tverretningen og lengderetningen. For søylegruppen er det antatt to knekkfor-

mer som vist i figur 8.1. Lengst til venstre viser en knekkform hvor søylene knekker sammen, og i midten viser en knekkform hvor søyleparene knekker hver for seg. Den faktiske knekkformen antas å være nærliggende et av systemene i figur 8.1, eller en kombinasjon av de.



Figur 8.1: Knekkformer og system for knekk lengde. Gjengitt fra Sandnes & Skaug [12].

Beregning av knekk lengde baserer seg på: Systemdefinisjon av elastisk innspente staver fra *Stålkonstruksjoner: Profiler og formler* [31]. Diskretisert system er vist til høyre i figur 8.1. Dette er basert på den lengste delen av søyla som er over rigelen. Rigelen antas uendelig stiv. Dermed er antatt system en innspent stav i toppen ved overbygningen, og staven er innspent rotasjonsstivt til rigelen. Dette gir en rotasjonsstivhet $k_\phi = \infty$. Sideveis stivhet k_x beregnes for den korte søylen under rigelen. Denne stivheten kommer fra en innspent søyle med en forskyvelig ende med følgende sammenheng [31]:

$$k_x = \frac{3EI}{L_2^3}, \quad (8.1)$$

med betongsøylenes E-modul E , andre arealmoment I og lengden opp til

8.2. KNEKKING OG KNEKKLENGDE

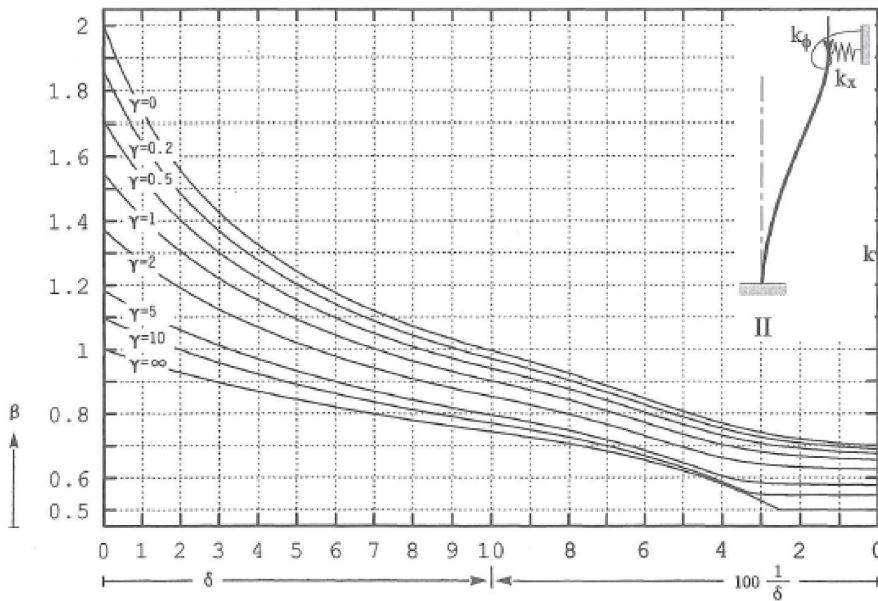
rigelen L_2 . Videre gir dette dimensjonsløs rotasjonsparameter γ :

$$\gamma = \frac{k_\phi L_1^3}{EI}, \quad (8.2)$$

og dimensjonsløs stivhetsparameter δ :

$$\delta = \frac{k_x L_1}{EI}, \quad (8.3)$$

for søylens lengde over rigelen L_1 . Ligning (8.1) - 8.3 gir nødvendige parametre for å beregne knekk lengden. Diagrammet i figur 8.2 benytter $100 \cdot \frac{1}{\delta}$ for bestemmelse av knekk lengdefaktoren β . Beregnede verdier er oppsummert i tabell 8.1.



Figur 8.2: Diagram for bestemmelse av knekk lengdefaktor for stavsystem II: Innspent stav. Gjengitt fra *Stålkonstruksjoner: Profiler og formler* [31].

Tabell 8.1 viser knekk lengdefaktoren $\beta = 0,54$. Dette er nærliggende knekk lengdefaktoren $\beta = 0,5$ for en dobbelt innspent søyle som vist i midten av figur 8.1. Dette tyder på at delen av søylene over vil knekke ut før delen av under rigelen. Søylene kan nesten knekke ut hver for seg.

Tabell 8.1: Beregnede verdier for bestemmelse av knekk lengde.

Parameter	Verdi
Sideveis stivhet k_x	7549 kN/m
Dimensjonsløs stivhetsparameter δ	29,5
Rotasjonsstivhet k_ϕ	∞
Dimensjonsløs rotasjonsparameter γ	∞
$100 \cdot \frac{1}{\delta}$	3,4
Knekk lengdefaktor β	0,54
Knekk lengde L_0	15,1 m

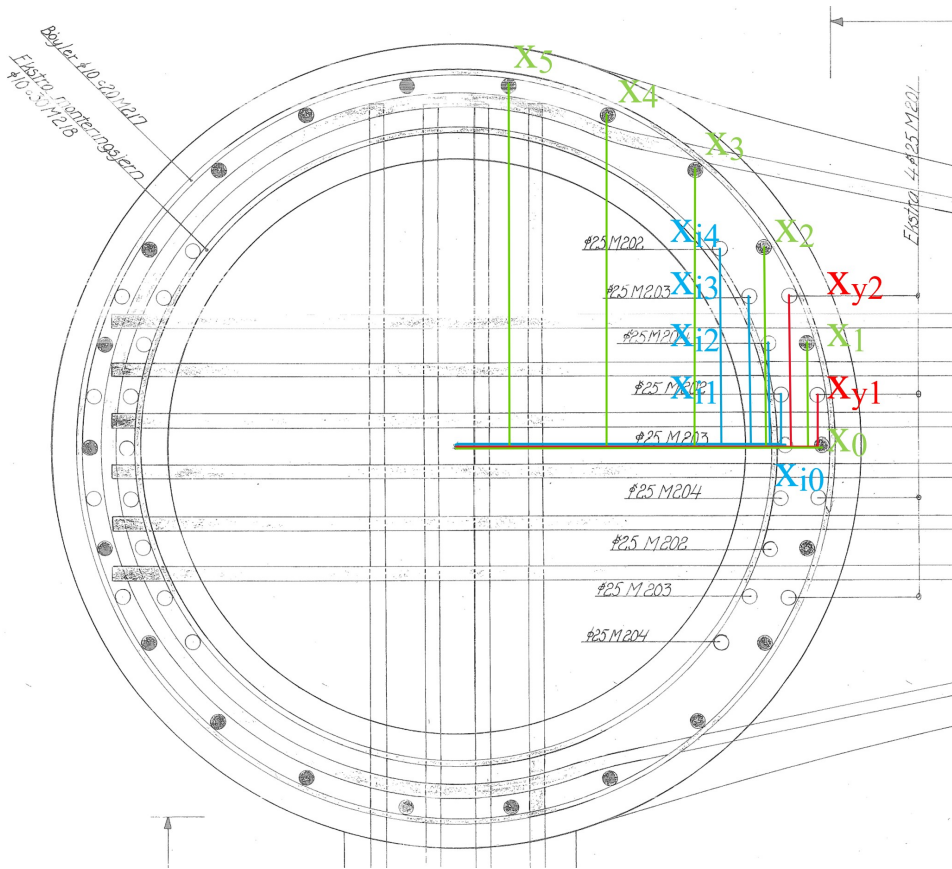
8.3 Kapasitetsberegning

Søylens armering er oppsummert i tabell 8.2.

Tabell 8.2: Søylenes armering.

Armering	Mengde
Hovedarmering	22 ϕ 25
Ekstra armering	26 ϕ 25
Indre bøyle	ϕ 10S200
Ytre bøyle	ϕ 10S300

Figur 8.3 viser søylearmeringen med avstand fra senter i tverretningen for hovedarmeringen, ekstra armering ytre og indre. Disse er markert med henholdsvis grønn, rød og blå. Hovedarmeringen er ellers mørk, og ekstra armeringen er lys i tegningen.

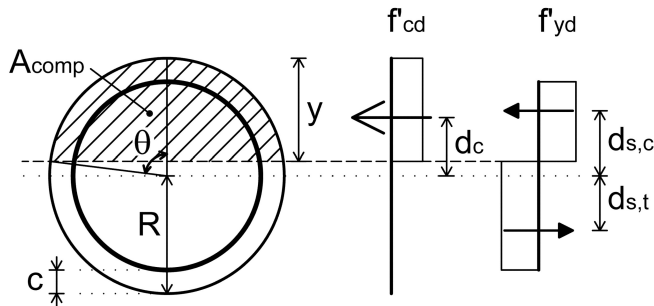


Figur 8.3: Søylearmering med avstand fra senter i tverretning: Hovedarmering (grønn), ekstra armering ytre (rød), og ekstra armering (indre).

8.3.1 Hovedarmering og kapasitet i lengderetning

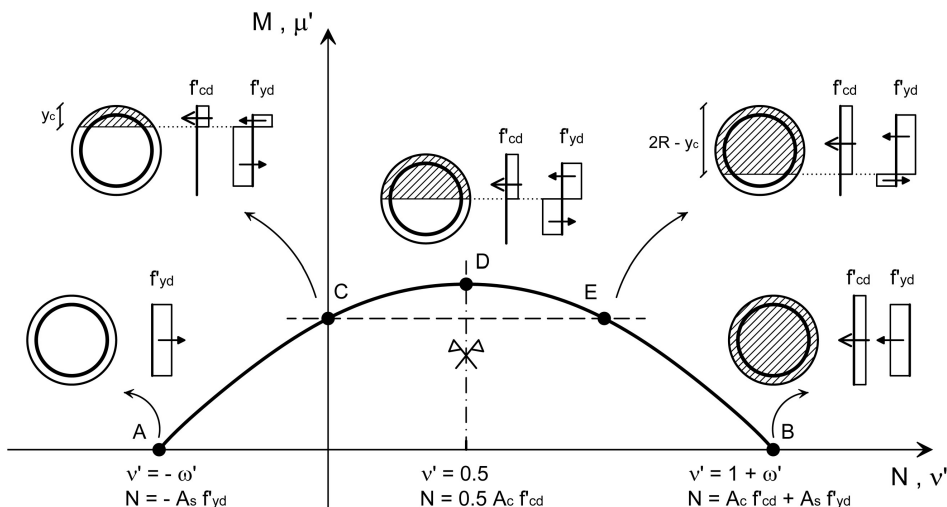
Kapasiteten av søylene i bruddgrensetilstand beregnes ved metoden beskrevet i Di Laora et al. [32]. Dette er en analytisk metode for M-N-interaksjonsdiagram for sirkulære betongsøyler. Metoden baseres på en forenkling om at langsgående armering erstattes med en tynn stålring ekvivalent til armeringsarealet. Metoden er mer effektiv for håndberegning av kapasiteten til sirkulære betongsøyler.

Figur 8.4 viser spenningsfordelingen i tverrsnittet. Skravert areal A_{comp} er trykksonen. Vinkelen θ definerer størrelsen av trykksonen, R er radiusen, og c er overdekningen. Betongens trykkfasthet er skalert til effektiv trykkfasthet for sirkulære søyler $f'_{cd} = 0.9f_{cd}$. Dette er i henhold til NS-EN 1992-1-1, 3.1.7 (3) hvor det står at effektiv trykkfasthet skal reduseres med 10 % dersom trykksonen avtar i retningen av størst trykkbelastning. Skalerings faktoren for armeringens strekkfasthet er kalibert av Di Laora et al. for å minimere avvik mellom resultater og metoden presentert i artikkelen. Dette gir effektiv strekkfasthet $f'_{yd} = 0.95f_{yd}$.



Figur 8.4: Spenningsfordeling Di Laora et al. [32] sin metode.

For å beregne M-N-diagrammet for interaksjonen mellom aksialkraft- og momentkapasiteten benyttes spenningsfordelingen ved ulike belastninger, som vist i figur 8.5. Punkt A beregnes ikke, ettersom hele tverrsnittet er i stekk, og dette ikke er et tilfelle som inntreffer. Rent trykk beregnes i punkt B, og rent moment beregnes i punkt C. Maksimal momentkapasitet beregnes i punkt D. Punkt E har samme momentkapasitet som rent moment, og er symmetrisk om punkt D. Det vil si med aksialkapasitet fra hele betongtverrsnittet.



Figur 8.5: M-N-diagram for Di Laora et al. [32] sin metode. Merk at M-N-diagrammet i denne figuren har aksialkraften N langs horisontalaksen og momentet M langs vertivalaksen, men ellers benyttes aksene motsatt.

Vinkelen θ som bestemmer størrelsen av trykksonen uttrykkes på følgende måte [32]:

$$\theta = \left(\frac{\pi}{4}\right)^2 \left[-\left(1 + 2\omega' - \frac{4}{\pi}\right) + \sqrt{\left(1 + 2\omega' - \frac{4}{\pi}\right)^2 + \frac{32}{\pi}(\omega' + \nu')} \right], \quad (8.1)$$

hvor stål-betongforholdet er $\omega' = \frac{A_s f'_{yd}}{\pi R^2 f'_{cd}}$ og forholdet mellom aksialkraft og betongarealet er $\nu' = \frac{N_{Ed}}{\pi R^2 f'_{cd}}$.

Momentkapasiteten M_{Rd} uttrykkes ved [32]:

$$M_{Rd} = M_{Rd,c} + M_{Rd,s} = \frac{2}{3} R^3 \sin^3 \theta f'_{cd} + \frac{2}{\pi} (R - c) A_s \sin \theta f'_{yd}. \quad (8.2)$$

For punkt C med rent moment beregnes momentkapasiteten M_{Rd} som [33]:

$$M_{Rd} = k M_{Rd,max} = k \frac{A_s}{2} f_{yd} (2R - 2c) = k A_s f_{yd} r, \quad (8.3)$$

hvor koeffisienten $k = 0.76\omega^{0.11}$

Forholdet mellom aksialkraft og betongarealet ν' beregnes fra stål-betongforholdet ω' . For punkt B er $\nu'_B = 1 + \omega'$, og for punkt D er $\nu'_B = 0.5$.

8.3.2 Ekstra armering og kapasitet i tverretningen

Tyngdepunktet i tverrsnittet beregnes for den ekstra armeringen i tverretningen. Dette sammenlignes med tyngdepunktet for armering jevnt fordelt som i hovedarmeringen. Sammenligningen viser at det i tverretningen er konservativt å anta den ekstra armeringen som jevnt fordelt armering plassert langs hovedarmeringen. Med forenklingen om jevnt fordelt armering, kan metoden for hovedarmeringen benyttes for den ekstra armeringen.

Kapittel 9 Resultater

I dette kapitlet blir resultatene fra FEM-design gjennomgått. Kun diagrammene for momentpåkjenning for overbygningen er presentert i dette kapitlet. Resultatene fra skjærkraft og krefter i søylene er kun gitt i tabeller. Det er valgt å dele brua inn i deler som er adskilt av fugene, selv om platedelen av brua fortsetter etter første fuge. Dette gjør at resultatene for viadukt del 1 og del 2 overlapper noe.

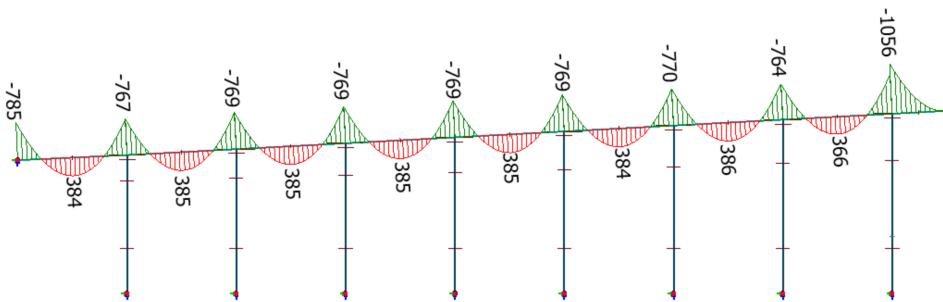
For hver del kommer momentdiagrammene for hvert lasttilfelle først, uten lastfaktorer. Deretter kombineres resultatene med lastkombinering fra delkapittel 3.5.8 med krefter fra relevante snitt for moment og skjærkraft. Deretter kommer utnyttelsesgrader i lengderetning og tverretning før et eget delkapittel med utregning av dimensjonerende krefter og utnyttelsen av søylene kommer til slutt.

9.1 Vestre viadukt del 1

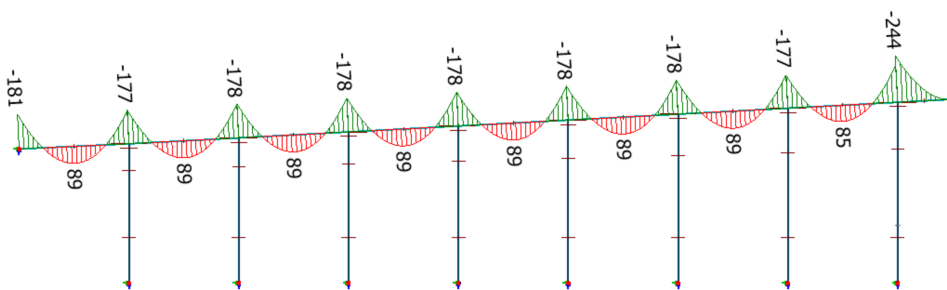
Vestre viadukt del 1 går fra landkaret på Tromsøsiden til fugen mellom akse 7 og 8. Siden landkaret og bruaplata er støpt monolittisk, ble det valgt fast innspent i denne enden.

9.1.1 Momentdiagrammer

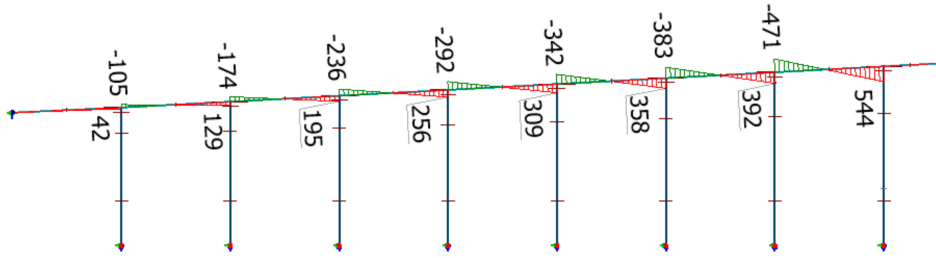
For den første delen av vestre viadukt, følger momentdiagrammene for hver enkelt lastvirkning. Diagrammene som følger er karakteristiske momentdiagrammer hentet direkte ut fra FEM-design, altså med lastfaktor 1.0. ASR-kreftene er noe usikre, da det er antatt mindre ASR i platedelen av brua enn ellers. Tvangsmomentene er ikke så store, men siden brua er fastholdt mot land dannes det store momenter som følge av forskyvning. Kraftene på figurene 9.18 og 9.20 antas derfor noe mindre enn presentert i denne rapporten.



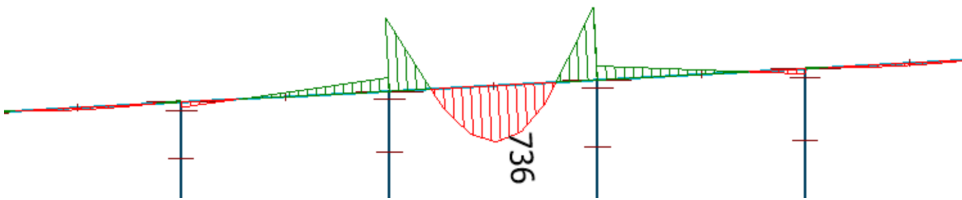
Figur 9.1: Momentdiagram - Egenvekt [kNm]



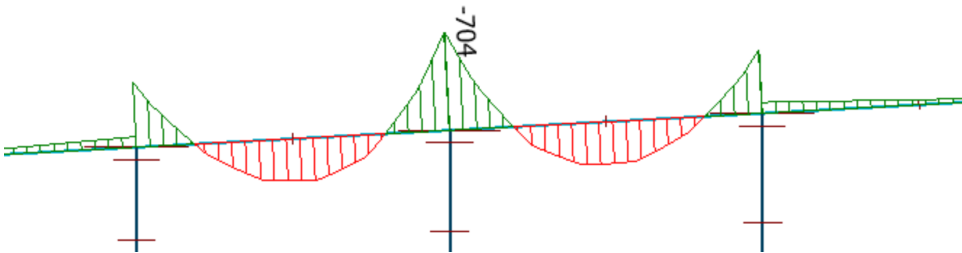
Figur 9.2: Momentdiagram - Superegenvekt [kNm]



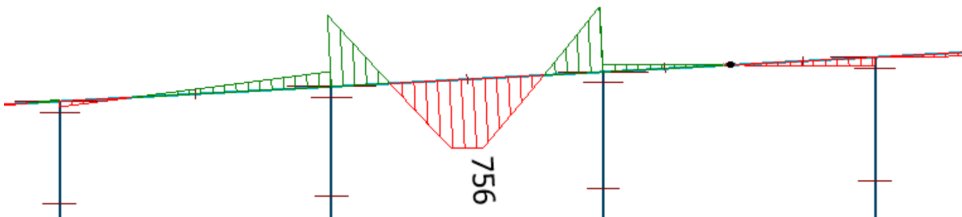
Figur 9.3: Momentdiagram - Svinn [kNm]



Figur 9.4: Momentdiagram - Maksimalt feltmoment i platedelen [kNm]. Her er det dobbel kjøretøylast i felt.



Figur 9.5: Momentdiagram - Maksimalt støttemoment i platedelen [kNm]. Her er vogntoglast på hver side, med noe overlapping over støtte.

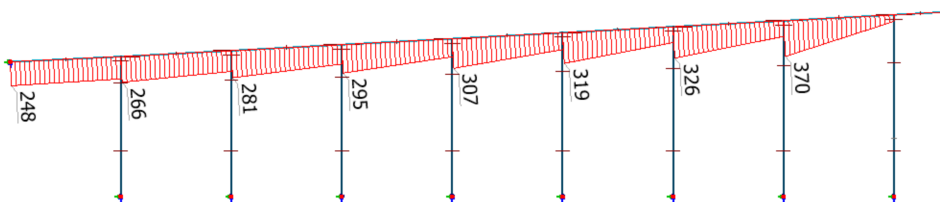


Figur 9.6: Momentdiagram - Maksimalt feltmoment mellom akse 6 og 7 [kNm]. Her er det dobbel boggilast i felt.

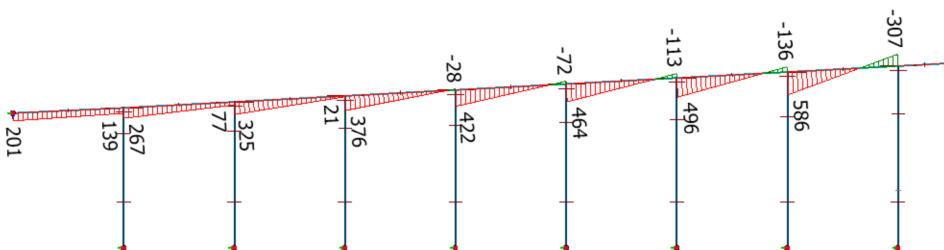
9.1. VESTRE VIADUKT DEL 1



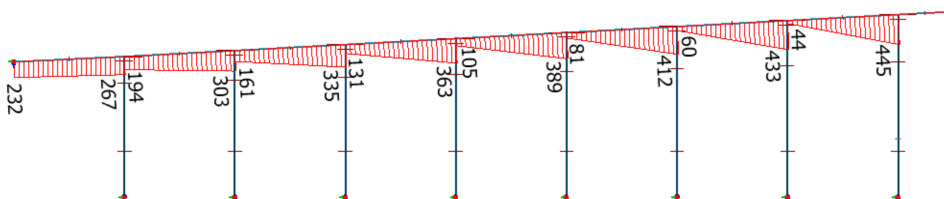
Figur 9.7: Momentdiagram - Maksimalt støttemoment i akse 7 [kNm]. Her er det dobbel kjøretøylast på utkrageren.



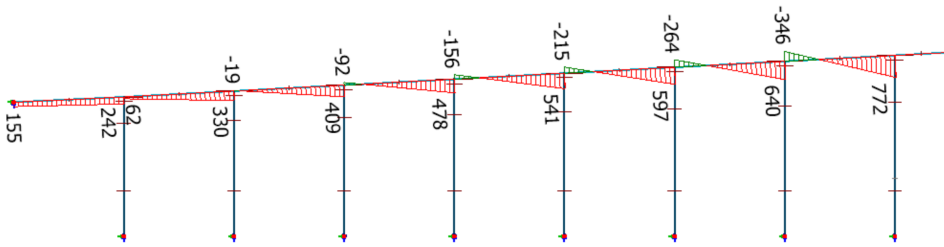
Figur 9.8: Momentdiagram - Temperaturlastkombinasjon 1 [kNm].



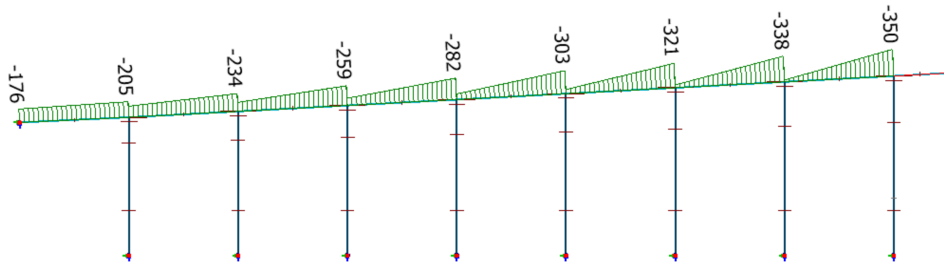
Figur 9.9: Momentdiagram - Temperaturlastkombinasjon 2 [kNm].



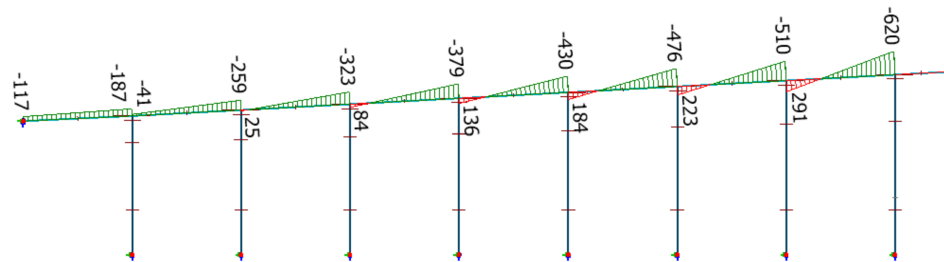
Figur 9.10: Momentdiagram - Temperaturlastkombinasjon 3 [kNm].



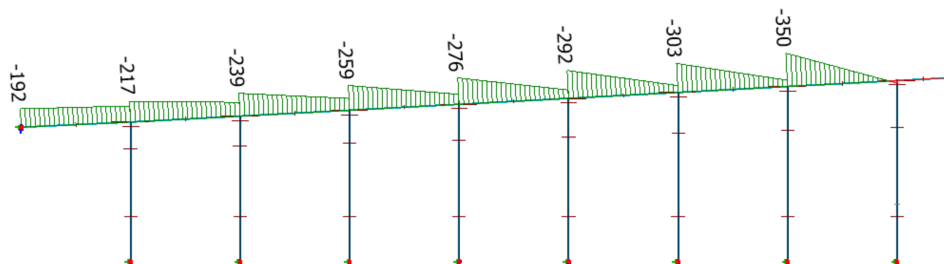
Figur 9.11: Momentdiagram - Temperaturlastkombinasjon 4 [kNm].



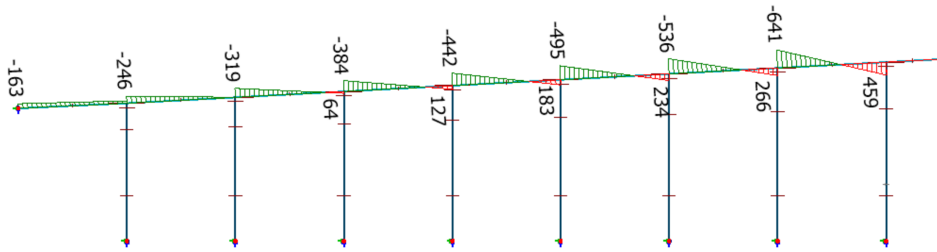
Figur 9.12: Momentdiagram - Temperaturlastkombinasjon 5 [kNm].



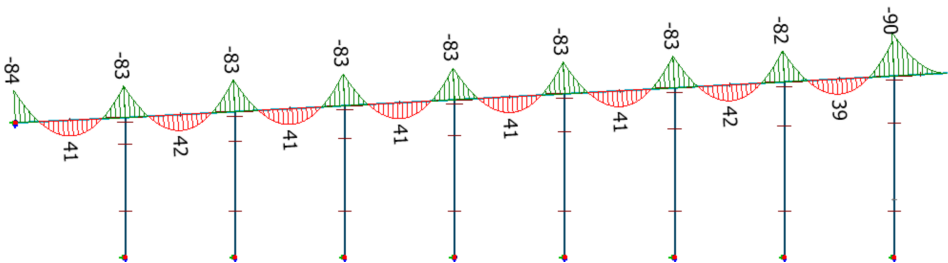
Figur 9.13: Momentdiagram - Temperaturlastkombinasjon 6 [kNm].



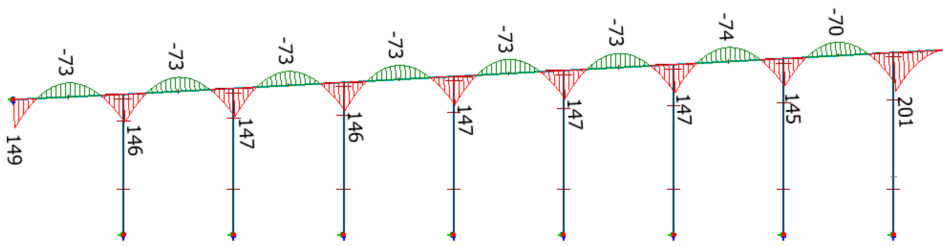
Figur 9.14: Momentdiagram - Temperaturlastkombinasjon 7 [kNm].



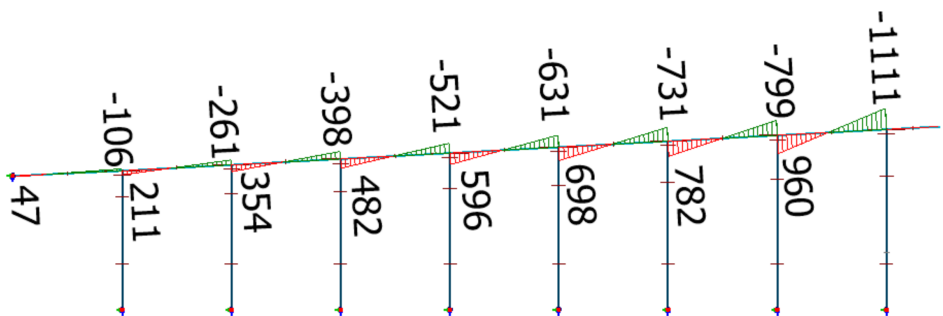
Figur 9.15: Momentdiagram - Temperaturlastkombinasjon 8 [kNm].



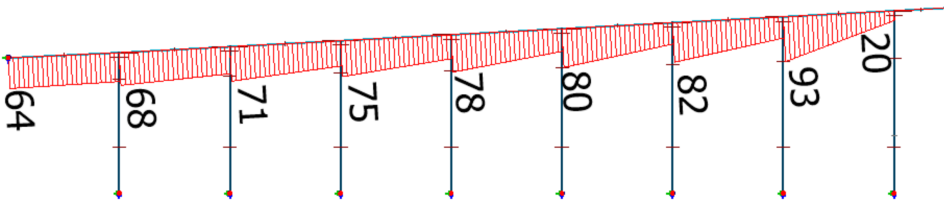
Figur 9.16: Momentdiagram - Vindlast med trafikk [kNm].



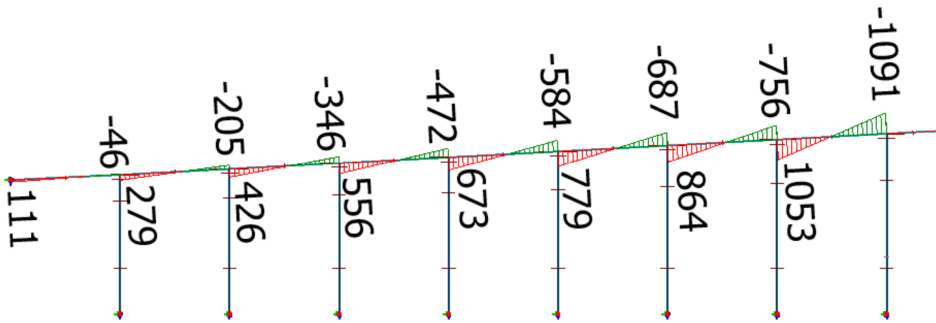
Figur 9.17: Momentdiagram - Vindlast uten trafikk [kNm].



Figur 9.18: Momentdiagram - jevn ASR-tøyning [kNm].



Figur 9.19: Momentdiagram - Tvangsmoment fra ASR [kNm].



Figur 9.20: Momentdiagram - Totalt moment fra ASR [kNm].

9.1.2 Lastkombinering

Tabell 9.1 - 9.3 viser de dimensjonerende kreftene med henholdsvis moment og skjærkraft for platedelen av brua. Lastkombinasjonene, og derav faktorene som er brukt, kan sees i de respektive tabellene. For tabell 9.1 er kreftene hentet fra en komplett modell, med fugen modellert som et ledd med fri forskyvning i lengderetning og samvirke mellom begge utkragerne i z-retningen.

9.1. VESTRE VIADUKT DEL 1

Tabell 9.1: Dimensjonerende momenter for platebru før fuge 1 i ULS for viadukt del 1.

Laster	6-7 felt (LK b1)		7 støtte (LK b1)	
	Faktor	Moment [kN m]	Faktor	Moment [kN m]
Egenvekt	1.0	357	1.0	-1184
Superegenvekt	1.0	83	1.0	-274
Svinn	1.0	0	1.0	-551
Trafikklast	1.2	756	1.2	-1900
Temperaturlast	0.8	239	0.8	-595
Vind m/TR	0.8	38	0.8	-128
Jevn ASR-ekspansjon	1.0	0	1.0	-1111
Tvangsmoment ASR	1.0	37	1.0	20
Resultat		1606		-5958

Tabell 9.2: Dimensjonerende momenter i ULS for viadukt del 1.

Laster	0-16 felt (LK b1)		1-16 støtte (LK b1)	
	Faktor	Moment [kN m]	Faktor	Moment [kN m]
Egenvekt	1.0	386	1.0	-767
Superegenvekt	1.0	89	1.0	-177
Svinn	1.0	0	1.0	-471
Trafikklast	1.2	736	1.2	-704
Temperaturlast	0.8	247	0.8	-281
Vind m/TR	0.8	42	0.8	-83
Jevn ASR-ekspansjon	1.0	0	1.0	-799
Tvangsmoment ASR	1.0	80	1.0	93
Resultat		1668		-3257

9.1.2.1 Moment

9.1.2.2 Skjærkraft

Tabell 9.3: Karakteristisk skjærkraft for akse 0-15

Laster	0-15 (LK a1)	
	Faktor	Skjærkraft [kN]
Egenvekt	1.15	268
Superegenvekt	1.15	61
Svinn	1.00	-83
Trafikklast	1.30	380
Temperaturlast	0.00	17
Vind m/TR	0.00	29
Jevn ASR-ekspansjon	1.00	191
Tvangskrefter ASR	1.00	-186
Resultat		794

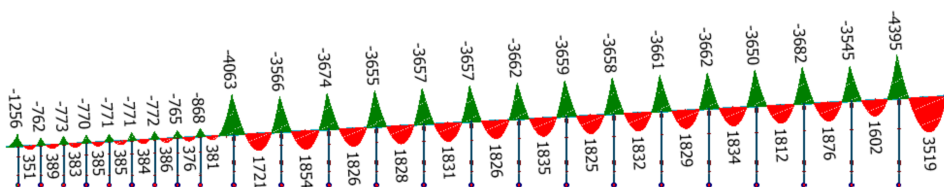
9.2 Vestre viadukt del 2

Vestre viadukt del 2 strekker seg fra fuge 1 mellom akse 7, og 8 til fuge 2 i akse 32. Her er kreftene hentet ut generelt i felt 17-31, endefeltet mellom akse 31 og 32, støtte i akse 17, støttene mellom akse 18 og 30, samt støtte i akse 31, som er siste aksene på denne delen. Som figurene under viser, er overgangen i fuge 1 modellert som en utkrager, mens overgangen i fuge 2 er modellert som fritt opplagt med glidelager. I fuge 1 er det påmontert bjelker i underkant for å få samvirke mellom de to delene, men dette har ikke noe å si for resultatene i dette kapitlet, da det kun er hentet ut krefter fra bjelkedelen av brua. Glidelageret i fuge 2 ble modellert som fritt opplagt, siden det ikke overføres noe moment til søylene eller FFB-delen.

9.2.1 Momentdiagrammer

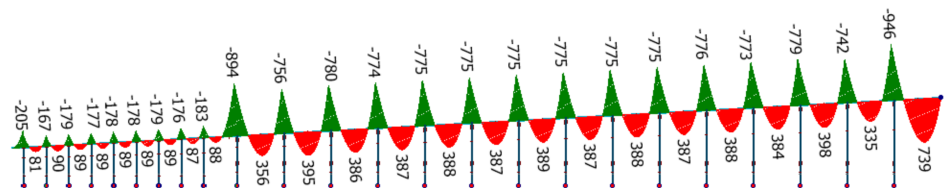
Momentdiagrammene under viser hvert enkelt lasttilfelle hver for seg, med lastfaktor 1.0. Trafikklasten er strategisk plassert på ugunstige plasser for å få størst mulige krefter i de forskjellige snittene, som beskrevet i kapittel 3 og 5. Også her er det noe usikkerhet rundt ASR-ekspansjonen i platedelen, siden denne er antatt mindre enn i bjelkedelen.

Momentdiagram fra egenvekt



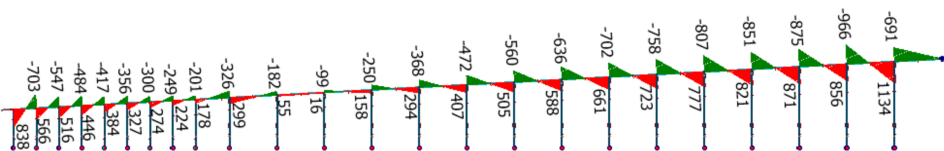
Figur 9.21: Momentdiagram - Egenvekt [kNm].

Momentdiagram fra superegenvekt



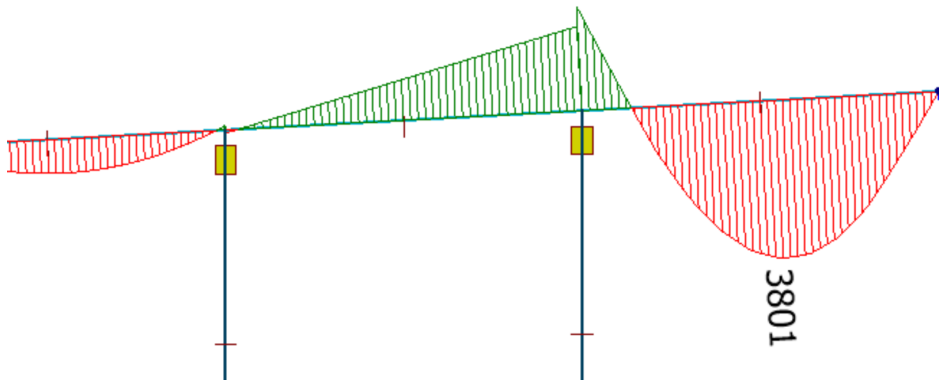
Figur 9.22: Momentdiagram - Superegenvekt [kNm].

Momentdiagram fra svinn

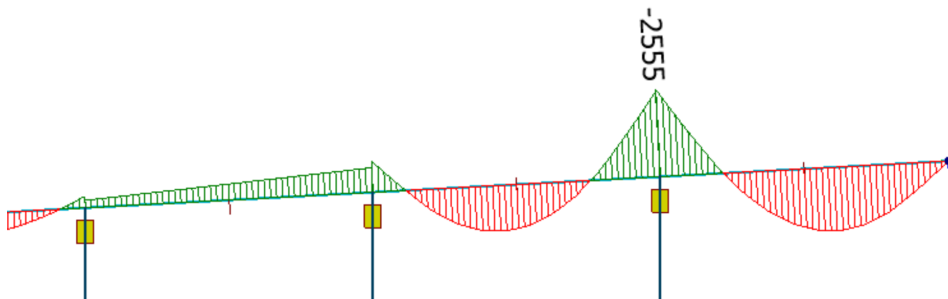


Figur 9.23: Momentdiagram - Svinn [kNm].

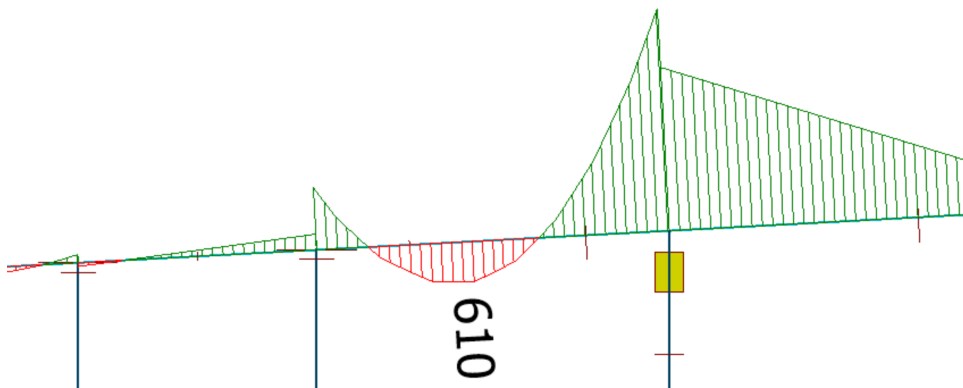
Momentdiagram fra trafikklastene



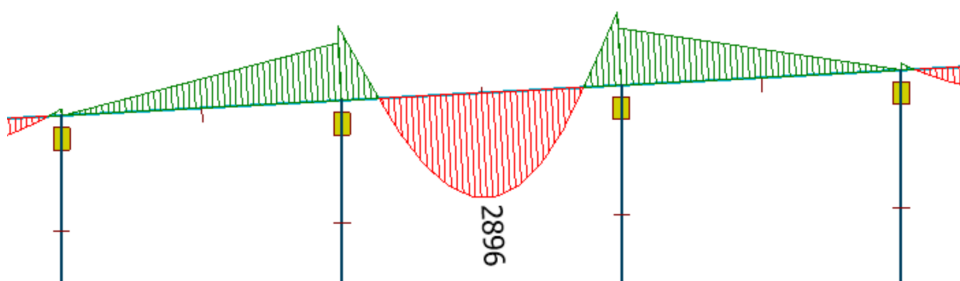
Figur 9.24: Momentdiagram - Trafikklast for maksimalt endefeltmoment [kNm].



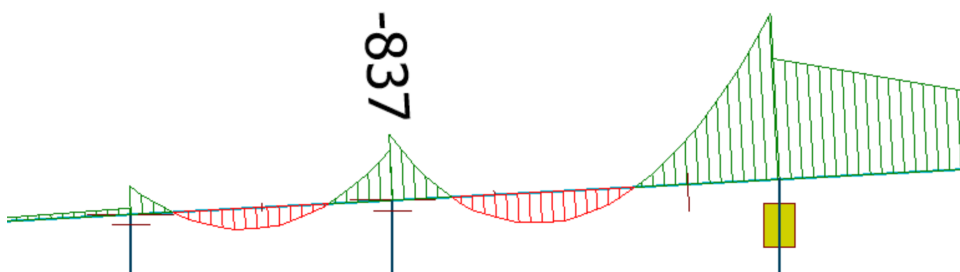
Figur 9.25: Momentdiagram - Trafikklast for maksimalt endestøttemoment [kNm].



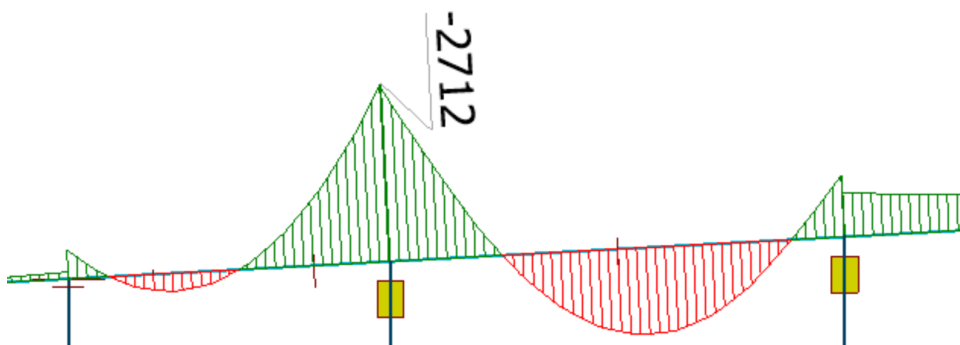
Figur 9.26: Momentdiagram - Trafikklast for maks feltmoment i overgang mellom platebru og bjelkebru [kNm].



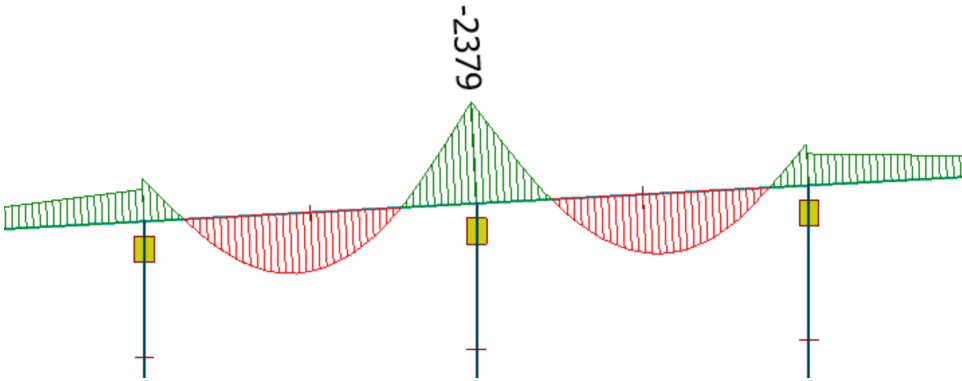
Figur 9.27: Momentdiagram - Trafikklast for maks feltmoment [kNm].



Figur 9.28: Momentdiagram - Trafikklast for maksimalt støttemoment i overgang platebru [kNm].

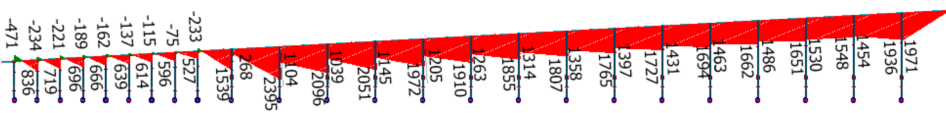


Figur 9.29: Momentdiagram - Trafikklast for maksimalt støttemoment i overgang bjelkebru [kNm].

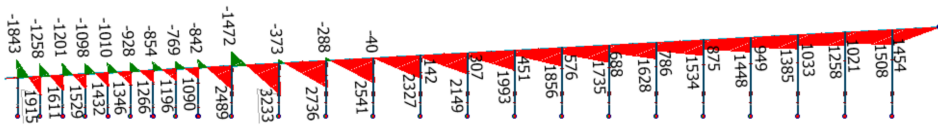


Figur 9.30: Momentdiagram - Trafikklast for maksimalt støttemoment [kNm].

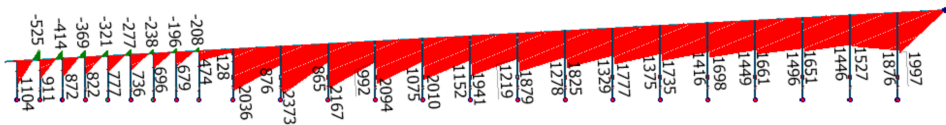
Momentdiagram fra termiske påvirkninger



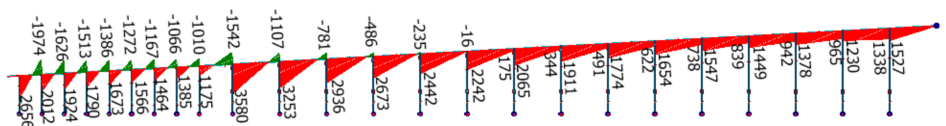
Figur 9.31: Momentdiagram - Temperaturlastkombinasjon 1 [kNm].



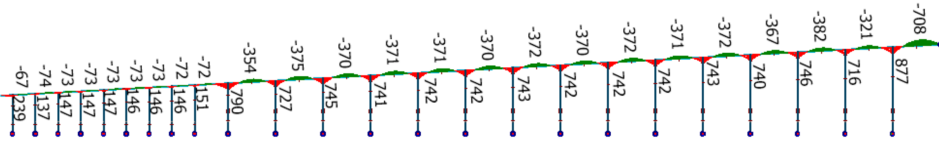
Figur 9.32: Momentdiagram - Temperaturlastkombinasjon 2 [kNm].



Figur 9.33: Momentdiagram - Temperaturlastkombinasjon 3 [kNm].

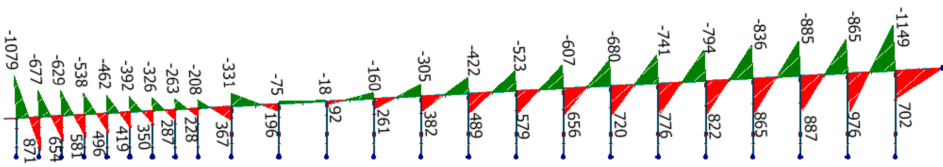


Figur 9.34: Momentdiagram - Temperaturlastkombinasjon 4 [kNm].

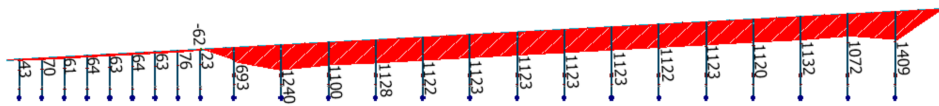


Figur 9.40: Momentdiagram - Vindlast uten trafikklast [kNm].

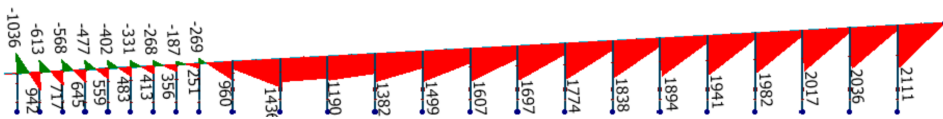
Momentdiagram fra ASR



Figur 9.41: Momentdiagram - Jevnt fordelt ASR-tøyning [kNm].



Figur 9.42: Momentdiagram - Tvangsmoment fra ASR [kNm].



Figur 9.43: Momentdiagram - Totalt moment fra ASR [kNm].

9.2.2 Lastkombinering

Lastkombineringen som følger er basert på lastkombinasjoner fra delkapittel 3.5.8.

9.2.2.1 Moment

Tabell 9.4: Dimensjonerende feltmomenter i ULS for viadukt del 2

Laster	17-31 felt (LK b1)		31-32 felt (b1)	
	Faktor	Moment [kN m]	Faktor	Moment [kN m]
Egenvekt	1.00	1876	1.00	3519
Superegenvekt	1.00	398	1.00	739
Svinn	1.00	0	1.00	-346
Trafikklast	1.20	2896	1.20	3801
Temperaturlast	0.80	1581	0.80	999
Vind m/TR	0.80	186	0.80	345
Jevn ASR-ekspansjon	1.00	0	1.00	351
Tvangsmoment ASR	1.00	1123	1.00	705
Resultat		8286		10604

Tabell 9.5: Dimensjonerende støttemomenter i ULS for viadukt del 2

Laster	17 støtte (b1)		18-30 støtte (b1)		31 støtte (b1)	
	Faktor	Moment [kN m]	Faktor	Moment [kN m]	Faktor	Moment [kN m]
Egenvekt	1.0	-4063	1.0	-3682	1.0	-4395
Superegenvekt	1.0	-894	1.0	-780	1.0	-946
Svinn	1.0	-326	1.0	-966	1.0	-691
Trafikklast	1.2	-2712	1.2	-2379	1.2	-2555
Temp.last	0.8	-1583	0.8	-2585	0.8	-1522
Vind m/TR	0.8	-417	0.8	-364	0.8	-427
ASR-eksp.	1.0	-331	1.0	-885	1.0	-1149
Tv.mom ASR	1.0	693	1.0	1240	1.0	1409
Resultat [kNm]		-9775		-10287		-10397

9.2.2.2 Skjærkraft

Tabell 9.6: Dimensjonerende skjærkraft i ULS for akse 16 og 18-30

Laster	Akse 16 (LK b1)		Akse 18-30 (LK a1)	
	Faktor	Skjærkraft [kN]	Faktor	Skjærkraft [kN]
Egenvekt	1.00	288	1.15	915
Superegenvekt	1.00	65	1.15	194
Svinn	1.00	-21	1.00	43
Trafikklast	1.20	483	1.30	937
Temperaturlast	0.80	161	0.00	0
Vind m/TR	0.80	30	0.00	91
Jevn ASR-ekspansjon	1.00	48	1.00	-100
Tvangskrefter ASR	1.00	43	1.00	-9
Resultat		1155		2427

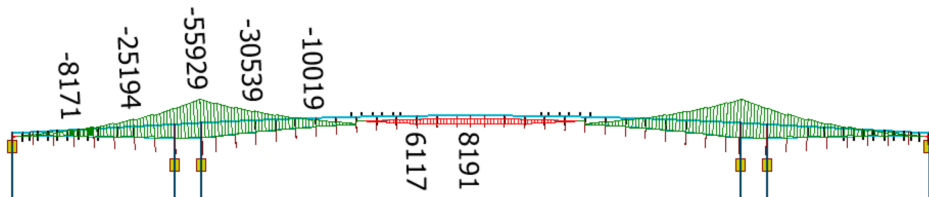
Tabell 9.7: Dimensjonerende skjærkraft i ULS for akse 17

Laster	Akse 17V (LK a1)		Akse 17H (LK a1)	
	Faktor	Skjærkraft [kN]	Faktor	Skjærkraft [kN]
Egenvekt	1.15	930	1.15	930
Superegenvekt	1.15	198	1.15	198
Svinn	1.00	-17	1.00	-11
Trafikklast	1.30	712	1.30	712
Temperaturlast	0.00	161	0.00	161
Vind m/TR	0.00	92	0.00	92
Jevn ASR-ekspansjon	1.00	48	1.00	-38
Tvangskrefter ASR	1.00	43	1.00	26
Resultat		2370 kN		2272 kN

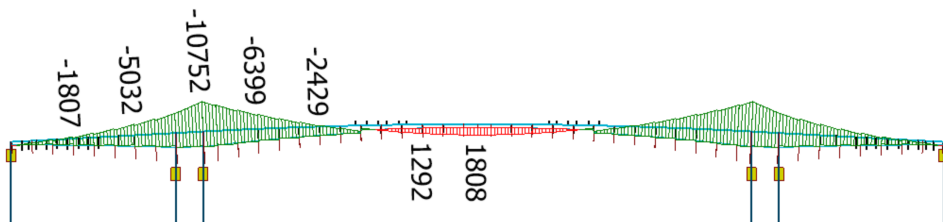
9.3 Fritt frambygg-del

Fritt frambygg-delen strekker seg fra fuge 2 til fuge 3, altså mellom akse 32 og 37. Diagrammene som presenteres her er karakteristiske, altså uten lastfaktorer.

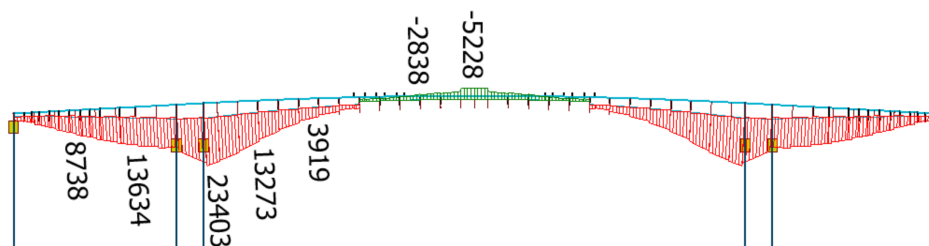
9.3.1 Momentdiagrammer



Figur 9.44: Momentdiagram - Egenvekt [kNm].



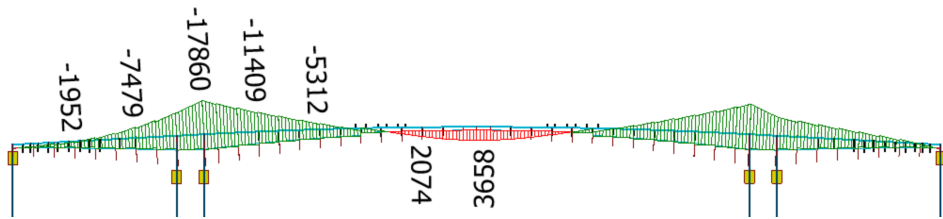
Figur 9.45: Momentdiagram - Superegenvekt [kNm].



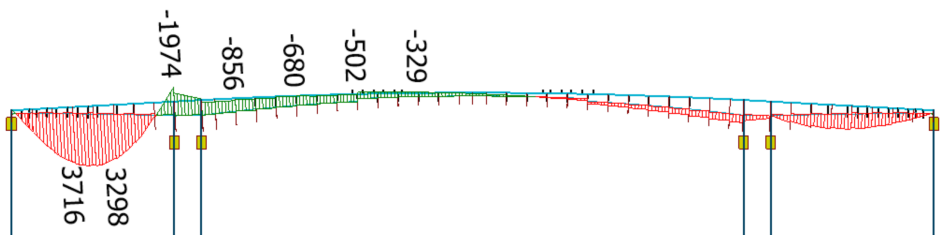
Figur 9.46: Momentdiagram - Spennkabler [kNm].



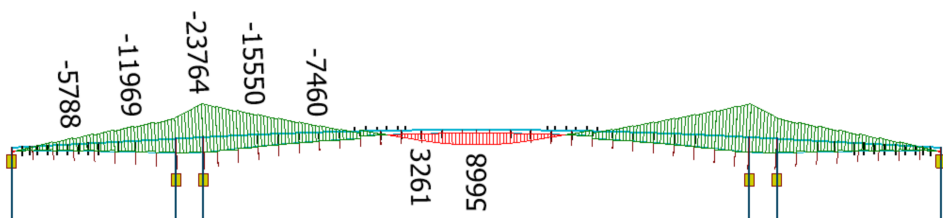
Figur 9.47: Momentdiagram - Svinn [kNm].



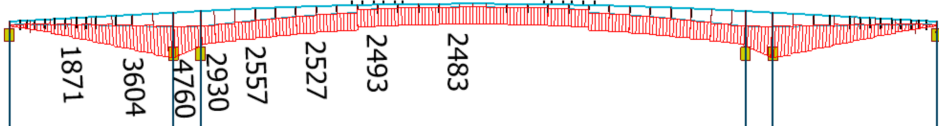
Figur 9.48: Momentdiagram - Trafikklast i to felt [kNm].



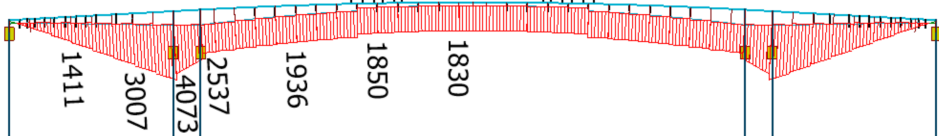
Figur 9.49: Momentdiagram - Trafikklast i sidefelt [kNm].



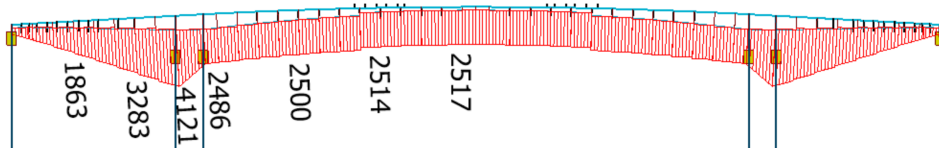
Figur 9.50: Momentdiagram - Trafikklast i midtfelt [kNm].



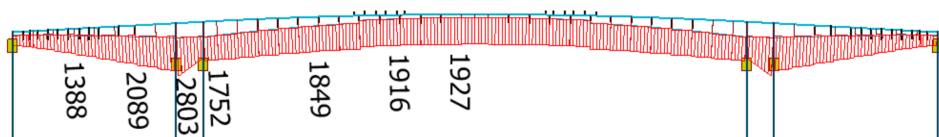
Figur 9.51: Momentdiagram - Temperaturlastkombinasjon 1 [kNm].



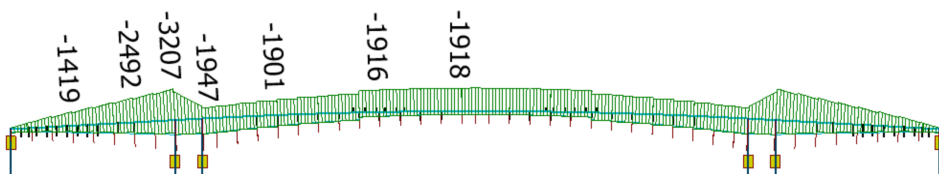
Figur 9.52: Momentdiagram - Temperaturlastkombinasjon 2 [kNm].



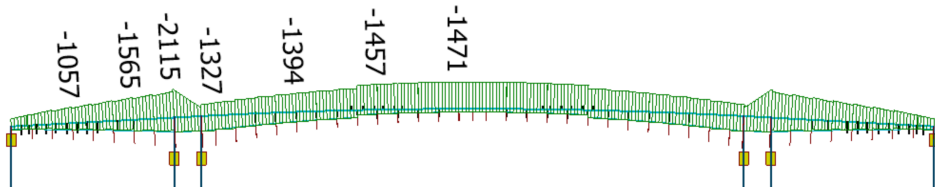
Figur 9.53: Momentdiagram - Temperaturlastkombinasjon 3 [kNm].



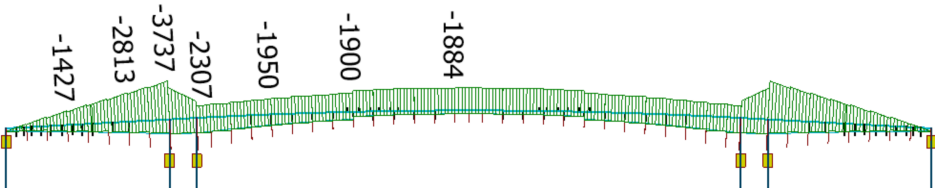
Figur 9.54: Momentdiagram - Temperaturlastkombinasjon 4 [kNm].



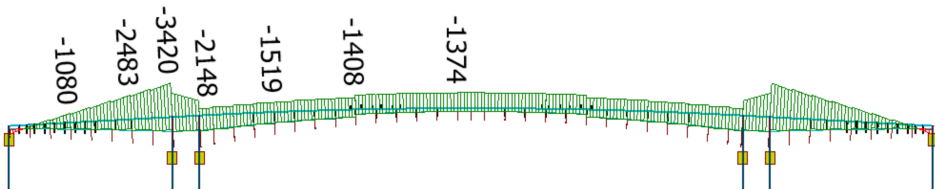
Figur 9.55: Momentdiagram - Temperaturlastkombinasjon 5 [kNm].



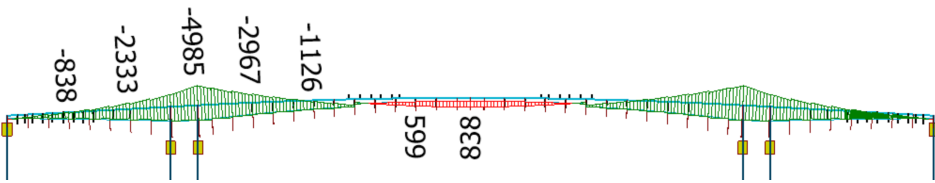
Figur 9.56: Momentdiagram - Temperaturlastkombinasjon 6 [kNm].



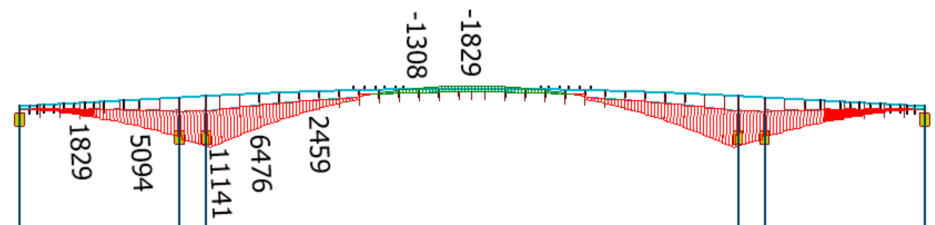
Figur 9.57: Momentdiagram - Temperaturlastkombinasjon 7 [kNm].



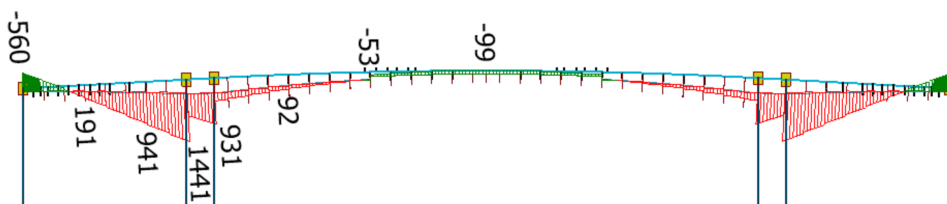
Figur 9.58: Momentdiagram - Temperaturlastkombinasjon 8 [kNm].



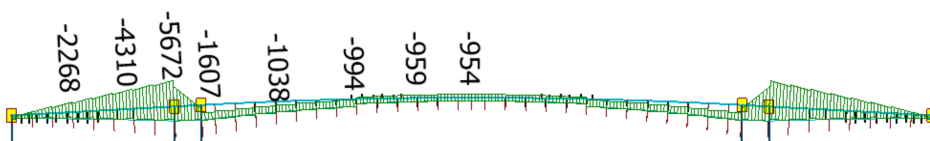
Figur 9.59: Momentdiagram - Vindlast med trafikk [kNm].



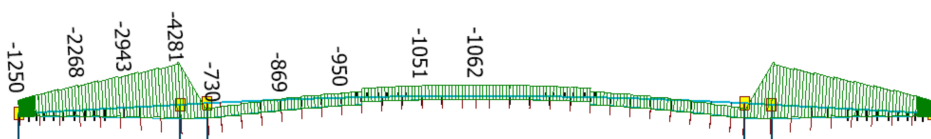
Figur 9.60: Momentdiagram - Vindlast uten trafikk [kNm].



Figur 9.61: Momentdiagram - Jevnt fordelt ASR-tøyning [kNm].



Figur 9.62: Momentdiagram - Tvangsmoment fra ASR [kNm].



Figur 9.63: Momentdiagram - Totalt moment fra ASR [kNm].

9.3.2 Lastkombinering

Lastkombineringen her følger det som er gjort i delkapittel 3.5.8.

Tabell 9.8: Dimensjonerende momenter i ULS for FFB-del.

Laster	Snitt 0 (LK b1)		Snitt 14 (LK a1)	
	Faktor	Moment [kN m]	Faktor	Moment [kN m]
Egenvekt	1.00	8191	1.15	-55929
Superegenvekt	1.00	1808	1.15	-10752
Tv.moment PT	0.90	-2006	1.10	-20162
Svinn	1.00	53	1.00	-564
Trafikklast	1.20	5668	1.30	-23764
Temperaturlast	0.80	2517	0.00	-2307
Vind m/TR	0.80	838	0.00	-4985
ASR-ekspansjon	1.00	-99	1.00	931
Tv.moment ASR	1.00	-954	1.00	-1607
Resultat		16679		-133335

Tabell 9.9: Dimensjonerende momenter i ULS for FFB-del (sidefelt).

Laster	felt 32-33 maks moment (LK b1)		felt 32-33 min moment (LK a1)	
	Faktor	Moment [kN m]	Faktor	Moment [kN m]
Egenvekt	1.00	-8171	1.15	-8171
Superegenvekt	1.00	-1807	1.15	-1807
Tv.moment PT	1.00	-7374	1.10	-7374
Svinn	1.00	-14	1.00	-14
Trafikklast	1.20	3716	1.30	-5788
Temperaturlast	0.80	1871	0.00	-1427
Vind m/TR	0.80	838	0.00	-838
ASR-ekspansjon	1.00	191	1.00	191
Tv.moment ASR	1.00	-2268	1.00	-2268
Resultat		-12817		-27327

9.4 Utnyttelsesgrad i lengderetning

For lengderetningen av bruas overbygg, er påkjenningene og kapasitetene oppsummert i tabell 9.10, både med ASR, uten ASR og uten noen deformasjonslaster (ASR, svinn og termiske påkjenninger). Utnyttelsene for moment er oppsummert i tabell 9.11 og utnyttelsene for skjær er oppsummert i tabell 9.12. Utnyttelsen for skjærkapasiteten er ikke sjekket uten deformasjonslaster, siden kapasiteten her er god samtidig som deformasjonslaster har liten betydning for den totale påkjenningen.

Tabell 9.10: Momentpåkjenninger og -kapasiteter, inkludert støttemoment, jf. vedlegget: Reduksjon av støttemoment.

Akse	Påkjenning [kNm]			Kapasitet [kNm]
	M/ASR	U/ASR	U/DEF	
0-16 felt	1668	1588	1390	1272
6-7 felt	1606	1569	1378	1498
17-31 felt	8386	7163	5898	8902
31-32 felt	10604	9548	9095	12489
32-33 felt	-27327	-25250	-25236	-67482
34-35 felt	16679	17732	15666	15834
1-16 støtte	-3257	-2551	-1855	-3083
7 støtte	-5958	-4867	-3840	-6444
7 støtte (kant)	-1407	-1407	xxx	-3071
17 støtte	-9775	-10137	-8545	-10929
18-30 støtte	-10287	-10642	-7608	-9469
31 støtte	-10397	-10657	-8748	-11852
34 støtte	-133335	-132659	-132095	-150268

Tabell 9.11: Momentutnyttelse.

Akse	Utnyttelse		
	M/ASR	U/ASR	U/DEF
0-16 felt	1.32	1.26	1.09
6-7 felt	1.07	1.05	0.92
17-31 felt	0.93	0.80	0.66
31-32 felt	0.85	0.76	0.73
32-33 felt	0.40	0.37	0.37
34-35 felt	1.05	1.12	0.99
1-16 støtte	1.06	0.83	0.60
7 støtte	0.92	0.76	0.60
7 støtte (kant)	0.46	0.46	-
17 støtte	0.89	0.93	0.78
18-30 støtte	1.08	1.12	0.80
31 støtte	0.88	0.90	0.74
34 støtte	0.89	0.88	0.88

Tabell 9.12: Utnyttelse skjær.

Akse	Påkjenning		Kapasitet	Utnyttelse	
	Med ASR	Uten ASR		Med ASR	Uten ASR
Skjær [kN]					
0-15	794	789	1093	0.73	0.72
16	1155	1064	1295	0.89	0.82
17V	2297	2206	2862	0.80	0.77
17H	2200	2212	3181	0.69	0.70
18-30	2427	2536	3859	0.63	0.66

9.5 Utnyttelsesgrad i tverretning

Overbygningens utnyttelsesgrader i tverretning er oppsummert i tabell 9.13. Samtlige kontroller for begge tverrsnittsdelenene i tverretningen, har utnyttelsesgrad mindre enn 1. Største utnyttelse er utkrageren i moment med en utnyttelsesgrad $UR_{M,utkr} = 0,69$. Skjærtrykk for utkrageren er minst utnyttet med $UR_{Vc,utkr} = 0,03$. Største utnyttelse i innvendig bruplate er moment i x-retning og skjærkraft, begge med en utnyttelsesgrad på 0,71.

Tabell 9.13: Utnyttelsesgrader for tverrsnittsdelenene i tverretning.

Kontroll	Lastvirkning	Kapasitet	Utnyttelsesgrad
Utkrager			
Moment [kN m]	24,4	35,1	0,69
Skjærstrekk [kN]	22,2	94,5	0,23
Skjærtrykk [kN]	22,2	651,2	0,03
Innvendig bruplate			
Moment, x [kN m]	95,2	133,4	0,71
Moment, y [kN m]	29,9	64,3	0,46
Skjær [kN]	73,8	103,4	0,71

9.5.1 Eventuell utvidelse av gangbane

Dersom gangbanen utvides vil utnyttelsesgradene, for de ulike delene av utkrageren, økes, som vist i tabell 9.14.

Tabell 9.14: Utnyttelsesgrader for utkrager ved nåværende løsning av gangbanen sammenlignet med en eventuell utvidelse.

Utnyttelsesgrad utkrager	Nåværende løsning	500 mm utvidelse
Moment $UR_{M,utkr}$	0,69	1,00
Skjærstrekk $UR_{Vt,utkr}$	0,23	0,28
Skjærtrykk $UR_{Vc,utkr}$	0,03	0,04

9.6 Søyler

9.6.1 Søylekrefter og lastkombinering

LK a og LK b inneholder alle permanente laster med lastfaktorer fra kapittel 3. Det vil si at LK a inneholder egenvekt, superegenvekt, svinn med lastfaktorer, mens LK b inneholder de samme tilfellene uten lastfaktorer. ASR-krefter er inkludert i begge tilfellene med lastfaktor 1,0, men har veldig liten betydning for de massive søylene i FFB-delen. Kreftene er hentet direkte fra FEM-Design fra søylene i akse 34.

Tabell 9.15: Lasttilfeller og dimensjonerende moment om y-akse.

Lasttilfelle	Søyletopp	Rigel (+)	Rigel (-)	Bunn
LK a	-1046	812	-193	283
LK b	-786	644	-216	232
Trafikk	-520	323	-155	103
Temperatur	-250	221	-73	86
Vind M/TR	-119	80	-52	44
Vind	165	-81	-19	48
Lastkombinasjon	Dimensjonerende moment om y-akse [kNm]			
LK a1	-1774	1264	-410	427
LK a2	-1296	1033	-266	369
LK a3	-782	682	-223	360
LK b1	-1705	1272	-502	460
LK b2	-1497	1143	-440	418
LK b3	-1557	1183	-466	440

Tabell 9.16: Lasttilfeller og dimensjonerende moment om x-akse.

Lasttilfelle	Søyletopp	Rigel (+)	Rigel (-)	Bunn
LK a	0	0	0	0
LK b	0	0	0	0
Trafikk	0	0	0	0
Temperatur	0	0	0	0
Vind M/TR	-1752	2007	-625	-903
Vind	-2661	2938	-886	-1288
Lastkombinasjon	Dimensjonerende moment om x-akse [kNm]			
LK a1	0	0	0	0
LK a2	0	0	0	0
LK a3	-4258	4701	-1418	-2061
LK b1	-1402	1606	-500	-722
LK b2	-1402	1606	-500	-722
LK b3	-2278	2609	-813	-1174

Tabell 9.17: Lasttilfeller og dimensjonerende normalkraft.

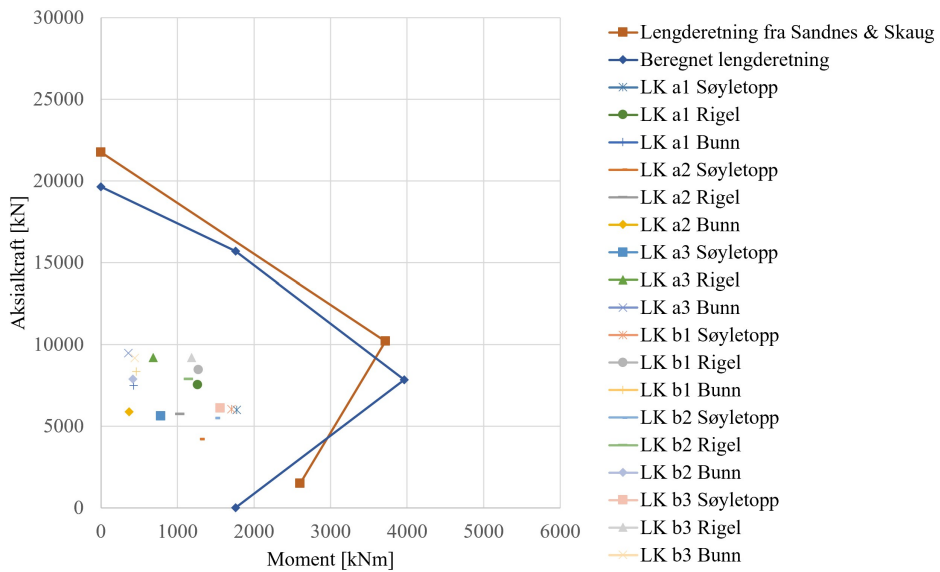
Lasttilfelle	Søyletopp	Rigel	Bunn
LK a	-4113	-5659	-5927
LK b	-3349	-4693	-4973
Trafikk	-1351	-1351	-1118
Temperatur	-108	-108	42
Vind M/TR	-1237	-2578	-2578
Vind	-942	-2215	-2215
Lastkombinasjon	Dimensjonerende normalkraft [kN].		
LK a1	-6004	-7550	-7492
LK a2	-4221	-5767	-5885
LK a3	-5620	-9203	-9471
LK b1	-6046	-8463	-8343
LK b2	-5506	-7923	-7896
LK b3	-6124	-9212	-9185

9.6.2 Utnyttelse av søyler

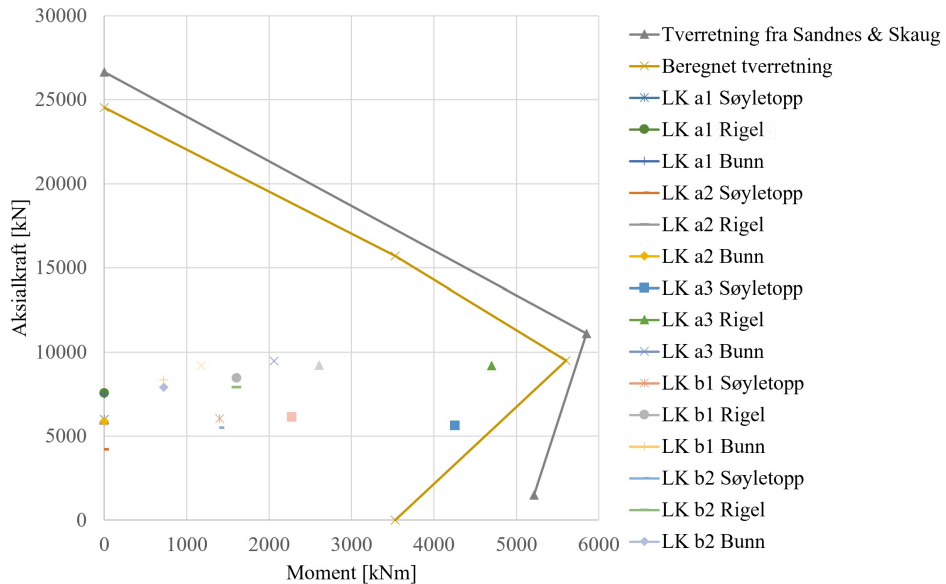
Søylenes M-N-interaksjonsdiagram er presentert i figur 9.64 og 9.65, for henholdsvis lengderetning og tverretning. Figurene har samme merke for samme lastkombinasjon i hver av retningene. I tillegg har aksene samme skalering. Dette gjør det lettere å sammenligne de to diagrammene. Figur 9.64 viser at lasttilfellene i lengderetningen ligger i intervallet 300 kN m – 1800 kN m for momentpåkjenning. I tverretningen er lasttilfellene, ifølge figur 9.64, mer spredt for momentpåkjenningen med et intervall 0 kN m – 4700 kN m. Aksiallasten er uavhengig av retningen og for begge retningene ligger kreftene innenfor 4200 kN – 9500 kN.

I tverretningen er det tydeligst to tilfeller som skiller seg ut: Søyletoppen med lastkombinasjon a3 (blått kvadrat) og ved rigelen med lastkombinasjon a3 (grønn trekant). Utnyttelsesgraden for disse to lastkombinasjonene beregnes ved linja mellom origo og punktet. Denne lengden deles på lengden langs samme linje fra origo ut til kurven for kapasiteten. Søyletoppen med lastkombinasjon a3 (blått kvadrat) og ved rigelen med lastkombinasjon a3 (grønn trekant) beregnes til en utnyttelsesgrad på henholdsvis 0,86 og 0,89.

9.6. SØYLER



Figur 9.64: Søylenes M-N-interaksjonsdiagram i lengderetning.



Figur 9.65: Søylenes M-N-interaksjonsdiagram i tverretning.

9.6.2.1 Biaksial bøyning

NS-EN 1992-1-1, 5.8.9 [14] presenterer følgende forenklede kriterium for tverrsnitt med biaksial bøyning:

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1.0 \quad (9.1)$$

$M_{Edz/y}$ er dimensjonerende moment om de respektive akser og $M_{Rdz/y}$ er momentkapasiteten i tilsvarende retning. Videre er eksponenten $a = 2$ for sirkulære tverrsnitt. Med et anslag ut fra figur 9.64 og 9.65 beregnes søylens utnyttelsesgrad for biaksial bøyning for lastkombinasjon LK a3 Søyletopp og lastkombinasjon LK a3 Rigel til henholdsvis 0,88 og 1,08.

Kapittel 10 Diskusjon

10.1 Bruas tilstand

Generelt har ASR-kreftene lite å si for utnyttelsen av bruas kapasitet. Feltene i platedelen av brua er der kapasiteten er høyest utnyttet, med opp mot 132 %. Selv med overskridelse av kapasiteten i feltene, både med og uten ASR-krefter, ble det ikke observert kritiske skader i disse feltene. Støtte-momentene over søylene nær fugen mellom akse 7 og 8 er mest utsatt for ekstra krefter som følge av ASR. Med en antatt jevn ekspansjon på 0,5 ‰ vil momentutnyttelsen på de mest kritiske støttene øke fra 83 % til 106 %. Skanningen fra 2016 viser at det er noe mindre ekspansjon i platedelen av brua. Dette vil si at en utnyttelse på 106 % er et konservativt resultat siden ASR-ekspansjon er dominerende lasttilfelle sammen med egenvekt.

Støttene i bjelkedelen er generelt høyt utnyttet. Selv om ASR-krefter reduserer utnyttelsen, er kapasiteten overskredet for støttene fra akse 18 til og med akse 30. ASR-forskyvningen virker ugunstig, mens ASR-krumningen virker gunstig, slik at den totale effekten av ASR ikke har mye å si for utnyttelsen av momentkapasiteten.

10.2 Deformasjonslaster i FFB-delen

Ifølge de opprinnelige beregningene fra Aas-Jakobsen AS ble spennkrafttapet grunnet svinn, sammentrykning, osv. antatt lik 16 %. Det er ikke presisert noen mer begrunnelse for dette valget. Det kan være at dette er et tall antatt og basert på tidligere erfaringer med spennarmerte fritt frembygg-bruer. Til sammenligning, er det for denne oppgaven, beregnet et spennkrafttap på 31,2 %. Betydelige langsiktige forspenningstap kan føre til store nedbøyninger som vil gi vertikale bøyeriss i stegene i bruoverbygningen [34]. Dersom antatt spennkrafttap er for lavt vil brua dermed kunne få større nedbøyning og oppsprekking enn det som er antatt i prosjekteringen. Det er ikke observert vertikale riss i stegene. Det tyder på at forspenningstapet ikke er for stort.

10.3 Analysen

Modelleringen og analysen ble som nevnt gjort i Strusoft FEM-Design, etter å ha prøvd både Robot Structural Analysis og NovaFrame. Selve modelleringen ble enklere med FEM-Design, selv om noen av funksjonene til NovaFrame manglet, som for eksempel spennkabler og automatisk plassering av trafikklast. Selve plasseringen av trafikklasten gikk greit, da mest ugunstige posisjon er greit å finne. Påføring av krefter fra spennkablene ble litt mer utfordrende, da det ikke var mulig å legge inn disse direkte med spennkabel-funksjonen. Dette åpnet dermed for muligheten til grundigere fordypning i hvordan kreftene fra spennkablene fungerer. Hvordan dette ble gjort, og ellers modellering er gjennomgått i kapittel 5.

Modellering er en mulig feilkilde, men det statiske systemet og påføring av laster er diskutert med veilederne. Valget av innspenning i bunnen av søylene, kan som nevnt diskuteres om er riktig, men det har liten betydning da det er toppen av søylene som har de største momentene. Geometrien kan

avvike noe, blant annet på grunn av lineær variasjon av tverrsnittet i FFB-delen og fordeling av krefter via søyletoppene på platebrua, men dette vil trolig heller ikke påvirke resultatene i stor grad.

Den største feilkilden for søylene fra modelleringen er trolig tilleggsmomenter i søylene som følge av skjevstilling. I modellen er det lagt inn en jevn ekspansjon på 0,5‰, men skannerresultatene i figur 4.5 viser for eksempel forskyvningen av en søyle på hele 150 mm. Her kunne potensielt hver enkelt søyle blitt justert i modellen med skannet forskyvning, men dette ville vært tidkrevende, og kanskje ikke gitt mye bedre resultater, spesielt siden flere av søylene i FFB-delen ikke ble inkludert i skanningen.

10.4 Bruddgrensetilstand

10.4.1 Lengderetning

Skjærkapasiteten i lengderetningen er større enn påkjenningen i de kontrollerte snittene. Størst utnyttelse på skjærkraft uten ASR-krefter, er funnet ved støtte i akse 16, altså siste akselen med enkeltsøyle. Her er utnyttelsen 82%, da med skjærkraften hentet ut 1.9 meter fra senter søyle, ved kanten av den brede søyletoppen. Dersom ASR-kreftene inkluderes er det platedelen som er mest utsatt, med en utnyttelse på 89%. Økningen i utnyttelse for platedelen skyldes i hovedsak ekspansjon og forskyvning av søylene, siden ASR-krumningen i platedelen blir veldig liten. Selv med beregnet høy utnyttelse, vil den nok ikke være så høy i realiteten. Dette først og fremst fordi det antas mindre ekspansjon i platedelen, men beregningene her har samme jevne ekspansjon over hele brua.

Momentpåkjenningen for feltene på platedelen og midtfeltet i FFB-delen er de som overskrider momentkapasiteten. På platedelen er det en utnyttelsesgrad uten og med ASR-krefter på henholdsvis 1,26 og 1,32. Utnyttelsesgraden for midtfeltet i FFB-delen er på 1,12. Her er det noe usikkerhet med

kapasitetsberegningen, siden de originale armeringstegningene var vanskelige å forstå, i tillegg til usikkerheten ved plassering av armeringen under bygging. Som forventet gav ASR-kreftene generelt et større feltmoment, men ingen andre felt enn på platedelen er kritiske. Når det gjelder støttemomentene, er flere av disse overutnyttet, selv med redusert støttemoment etter NS-EN1992-1-1. Dette gjør at bruklasse ikke anbefales å øke fra BK10/50 til BK10/60. Hvis alle deformasjonslastene sees bort fra, er det kun feltene i platedelen som overskrider momentkapasiteten.

10.4.2 Tverretning

Tabell 9.14 viser at utnyttelsesgraden for utkrageren i moment, skjærstrekk og skjærtrykk er under 1 for skjærkraft. Utnyttelsesgraden er 1,0 for moment ved en eventuell utvidelse. Selv om beregningene her viser at det er tilstrekkelig kapasitet i tverretningen, med tanke på skjærkraft, er det ikke nok for at en utvidelse er å anbefale. Det vil også være full utnyttelse av momentkapasiteten for utkrageren. I tillegg er det i tabellen ikke vurdert hvordan en eventuell utvidelse vil påvirke resten av bruas kapasitet. Den viser bare hvordan tverrsnittet påvirkes i tverretningen. Det er heller ikke vurdert hvordan lastvirkningene, som følge av en større brøytetraktor, påvirker konstruksjonen. Dersom det vurderes at en utvidelse skal gjennomføres, må dette prosjekteres med hensyn til påvirkningen på resten av brukonstruksjonen.

10.4.3 Søylar

For å beregne M-N-interaksjonsdiagrammet til søylene ble det gjort en konservativ forenkling. Denne forenklingen ble gjort for å tilpasse den ekstra armeringen til metoden som benytter armeringsmengde jevnt fordelt som en stålring med en ekvivalent tykkelse. Det ble også gjort en enkel beregning for å vise at forenklingen er konservativ. Denne forenklingen fører til at be-

regnet momentkapasitet (gul kurve) i tverretning fra figur 9.65 blir lavere enn i realiteten og beveger seg mot den grå kurven beregnet av Sandnes & Skaug [12] som er presentert i figur 9.65.

Med den konservative forenklingen er søylenes kapasitet noe overskredet. Samtlige lastkombinasjoner er innenfor beregnet kapasitet for moment-aksialkraft-interaksjon. Kapasiteten for biaksial bøyning er derimot overkredet. Utnyttelsesgraden ville blitt lavere med en mer nøyaktig beregning av M-N-interaksjons-diagrammet. Dersom M-N-diagrammet beregnet av Sandnes & Skaug legges til grunn for kontrollen av biaksial bøyning vil utnyttelsesgraden for lastkombinasjon LK a3 Søyletopp og lastkombinasjon LK a3 Rigel til henholdsvis 0,71 og 0,95.

Kapittel 11 Oppsummering og konklusjon

Tromsøbruas kapasitet og utnyttelsesgrader er beregnet for moment og skjærkraft, i både lengde- og tverretningen. Beregningene i denne masteropp-gaven viser at utnyttelsesgraden i lengderetning for felt 0-16 med og uten tilleggskrefter fra ASR er henholdsvis 1,32 og 1,26. For tilsvarende støtter, det vil si støtte i akse 1-16, er utnyttelsesgraden med og uten ASR-krefter henholdsvis 1,06 og 0,83. Videre er feltene 17-31 og 31-32 høyt utnyttet, men fortsatt under 1,0, med utnyttelsesgrader på henholdsvis 0,93 og 0,88, med ASR inkludert. Det er også høy utnyttelse for de tilsvarende støttene hvor utnyttelsesgradene ligger i intervallet 0,89 – 1,12.

Skjærbelastningen i lengderetning overskrider ifølge beregningene ikke kapasiteten i noen av de kontrollerte snittene. Utnyttelsesgraden ligger i intervallet 0,63 – 0,89, med høyest utnyttelse for skjærkraften i akse 16.

Lokalt i tverretningen er det ingen overskridelse av utnyttelsesgraden for moment, med størst utnyttelse på 0,69 for utkrager. For innvendig bruplate er utnyttelsene for moment i x-retning 0,71 og for skjær 0,71. Med tanke på lokal moment- og skjærkapasitet i utkrageren, kan gangbanen utvides med 0,5 m. Dersom en utvidelse skulle gjennomføres, vil dette derimot få konsekvenser for den globale belastningen i lengderetning, som allerede overskrider kapasiteten.

Under den visuelle inspeksjonen ble det ikke observert krittiske skader i de høyt utnyttede delene av brua, men det ble observert momentriss og antydning til skjærriss. Dette er derimot å forvente i godt utnyttede betongkonstruksjoner.

Selv om utnyttelsesgraden er over 1,0 for enkelte deler av brua, kan det fortsatt være at bruas kapasitet er god nok. En konservativ tilnærming uten omfordeling av krefter er benyttet i denne masteroppgaven. I tillegg kan en fullstendig ikke-lineær elementanalyse gjennomføres, samt at bruas slakkarmering legges inn i modellen. Dette er tidkrevende, og er derfor ikke gjort i denne oppgaven. Dersom dette gjennomføres vil det kunne redusere utnyttelsesgraden noe, men disse delene av brua vil fortsatt være høyt utnyttet.

Kapittel 12 Videre arbeid

Fuger

Fugene gir en god indikasjon på hvordan utvidelse og sammentrekning av brudekket skjer. Hvis fugeåpningene og temperatur blir målt jevnlig, kan det gi gode indikasjoner på hvordan de oppfører seg i forhold til hverandre. Spesielt viktig er dette mot sommeren da varmen og utvidelsen av brua har en tendens til å lukke fugene. Hvis man vet temperaturen når fugene lukkes, kan man da ved å følge med på temperaturen i ettertid, gjøre en antakelse om trykkspenninger i brua.

Søylar

Selv om søylene har god kapasitet basert på beregningene presentert i oppgaven, bør lokale analyser gjennomføres for søylene. De hule søylene har langt fra like stor påkjenning som de massive, men disse burde også vurderes å bli kontrollert. For de hule søylene kan forskyvningen hentes fra skanningen slik at kreftene kan beregnes på bakgrunn av dette.

SDT/SDI

Forskning pågår innenfor temaene “Stiffness Damage Testing” og “Stiffness Damage Index”. Denne forskningen er fortsatt i startfasen og generaliserte metoder som kan benyttes i beregninger for Tromsøbrua er enda ikke helt klar. Etter hvert, når denne forskningen kommer lengre, vil det kunne være aktuelt å vurdere omfanget av intern opprissing og ekspansjonen på grunn

av alkalireaksjonene.

Lastvirkninger fra ASR

Å anta en jevn ekspansjon på 0,50 – 0,55 ‰ er usikkert. Det bør gjøres en ny skanning tilsvarende Multiconsult sin skanning i 2016. Her bør hele brua skannes slik at lengdeutvidelser i forhold til resten av brua kan tas hensyn til. Det vil føre til mer nøyaktige beregninger.

Torsjon i platedelen

Torsjon i platedelen kan være aktuelt å sjekke, siden denne kun er opplagt på enkle søyler.

Referanser

- [1] A/S Stormbull: *Tromsøbroen. Nordens lengste betongbro*. Stormbulletin, 18(2), 1960.
- [2] Lovdata: *Forskrift om fredning av broer i Statens vegvesens eie*. <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2008-04-17-364>.
- [3] Statens vegvesen: *Håndbok 400, Bruprosjektering*. 2022.
- [4] Norcem: *Sementproduksjon og CO2*. <https://www.norcem.no/no/sementproduksjon-co2>.
- [5] Norcem: *God betong er bestandig*. https://www.norcem.no/sites/default/files/assets/document/godbetongerbestandig_web.pdf.
- [6] Rajabipour, Farshad; Giannini, Eric; Dunant Cyrille; Ideker Jason H.; Thomas Michael D.A.: *Alkali-silica reaction: Current understanding of the reaction mechanisms and the knowledge gaps*. Cement and Concrete Research, 76:130–146, 2015.
- [7] Eva, Rodum;: *Tromsøbrua - Utboring av kjerner*. teknisk rapport, Statens vegvesen, 2014.
- [8] Kongshaug, Simen S.; Oseland, Oddbjørn; Kanstad Terje; Hendriks Max A.N.; Rodum Eva; Markeset Gro: *Experimental investigation of ASR-affected concrete – The influence of uniaxial loading on the evolution of mechanical properties, expansion and damage indices*. Construction and Building Materials, 245, 2020.

- [9] Kongshaug, Simen S.; Larssen, Rolf Magne; Hendriks Max A. N.; Kanstad Terje; Markeset Gro: *Load effects in reinforced concrete beam bridges affected by alkali–silica reaction—Constitutive modelling including expansion, cracking, creep and crushing*. Engineering Structures, 245, 2021.
- [10] Stemland, Hans; Rodum, Eva; Johansen Håvard: *Statens Vegvesen Rapport 601, Alkalireaksjoner – Veiledning for konstruktiv analyse*. 2016.
- [11] Barrison, Harvey: *Tromsøbrua*, 2013.
<https://lokalhistoriewiki.no/wiki/Fil:Tromsb%C3%B8brua.jpg>.
- [12] Sandnes, Eirik; Skaug, Lars Marius B.: *Beregning av fritt frambyggbru med alkalireaksjoner. Tilstandsvurdering og kapasitetskontroll av Tromsøbrua*. Masteroppgave, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, 2017.
- [13] Statens vegvesen: *Håndbok 413, Bæreevneklassifisering av bruer, materialer*. 2021.
- [14] Standard Norge: *NS-EN 1992, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner*. 2018.
- [15] Standard Norge: *NS-EN 1990, Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. 2016.
- [16] Standard Norge: *NS-EN 1991-1-1, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-1: Allmenne laster Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*. 2018.
- [17] Statens vegvesen: *Håndbok 412, Bæreevneklassifisering av bruer, laster*. 2021.
- [18] Statens vegvesen: *Håndbok 441, Bruinspeksjon*. 2019.

- [19] Standard Norge: *NS-EN 1991-1-4, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-4: Allmenne laster. Vindlaster.* 2009.
- [20] Johansen, Håvard: *Statens Vegvesen Rapport 668, Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer.* 2017.
- [21] Sørensen, Svein Ivar: *Betongkonstruksjoner. Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2.* Fagbokforlaget, 2. utgave, 2013, ISBN 9788232102976.
- [22] Hong, Sungnam: *Effect of Prestress Levels and Jacking Methods on Friction Losses in Curved Prestressed Tendons.* Applied Sciences, 7(8), 2017, ISSN 2076-3417.
- [23] Austrian Institute of Construction Engineering: *ETA-05/0123, DYWIDAG Post-tensioning bar tendon system.* 2018.
- [24] Rüsç, Hubert: *Researches Toward a General Flexural Theory for Structural Concrete.* ACI Journal Proceedings, 57(7), 1960.
- [25] Harald, Fredheim; Leif: *Spesialinspeksjon - 19 - 0511 Tromsøbrua.* teknisk rapport, Multiconsult Norge AS, 2022.
- [26] Standard Norge: *NS-EN 1991-1-5, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-5: Allmenne laster. Termiske påvirkninger.* 2008.
- [27] Matthys, Stijn; Triantafillou, Thanasis Red.: *Externally applied FRP reinforcement for concrete structures.* fib Technical Report, 90, 2019.
- [28] Standard Norge: *NS 3473, Prosjektering av betongkonstruksjoner. Beregnings- og konstruksjonsregler.* 2003.
- [29] Norsk Betongforening: *Skjærkapasitet for plater med konsentrerte laster.* Norsk Betongforening, Publikasjon nr. 6, 1978.

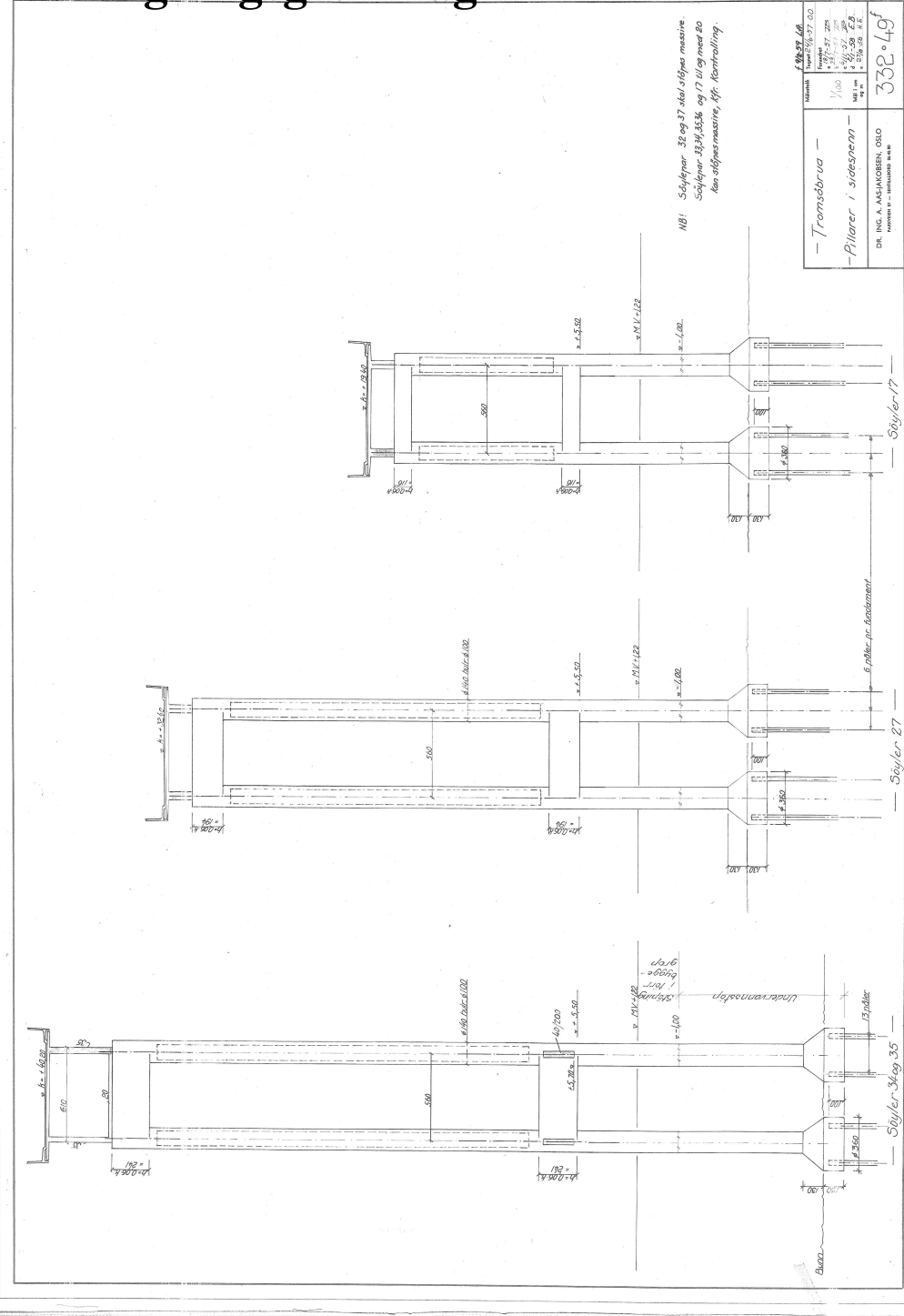
- [30] Pucher, Adolf: *Einflußfelder elastischer Platten / Influence Surfaces of Elastic Plates*. Springer, Wien, 3. utgave, 1964, ISBN 9783211806920.
- [31] Institutt for konstruksjonsteknikk NTNU: *Stålkonstruksjoner: Profiler og formler*. Fagbokforlaget, 3. utgave, 2003, ISBN 9788251918374.
- [32] Di Laora, Raffaele; Galasso, Carmine; Mylonakis George; Cosenza Edoardo: *A simple method for N-M interaction diagrams of circular reinforced concrete cross sections*. *Structural Concrete*, 21(1):48–55, 2020.
- [33] Cosenza, Edoardo; Galasso, Carmine; Maddaloni Giuseppe: *A simplified method for flexural capacity assessment of circular RC cross-sections*. *Engineering Structures*, 33(3):942–946, 2011.
- [34] Bonopera, Marco; Chang, Kuo Chun; Lee Zheng Kuan: *State-of-the-art review on determining prestress losses in prestressed concrete girders*. *Applied sciences*, 10(20):1–14, 2020.

Vedlegg

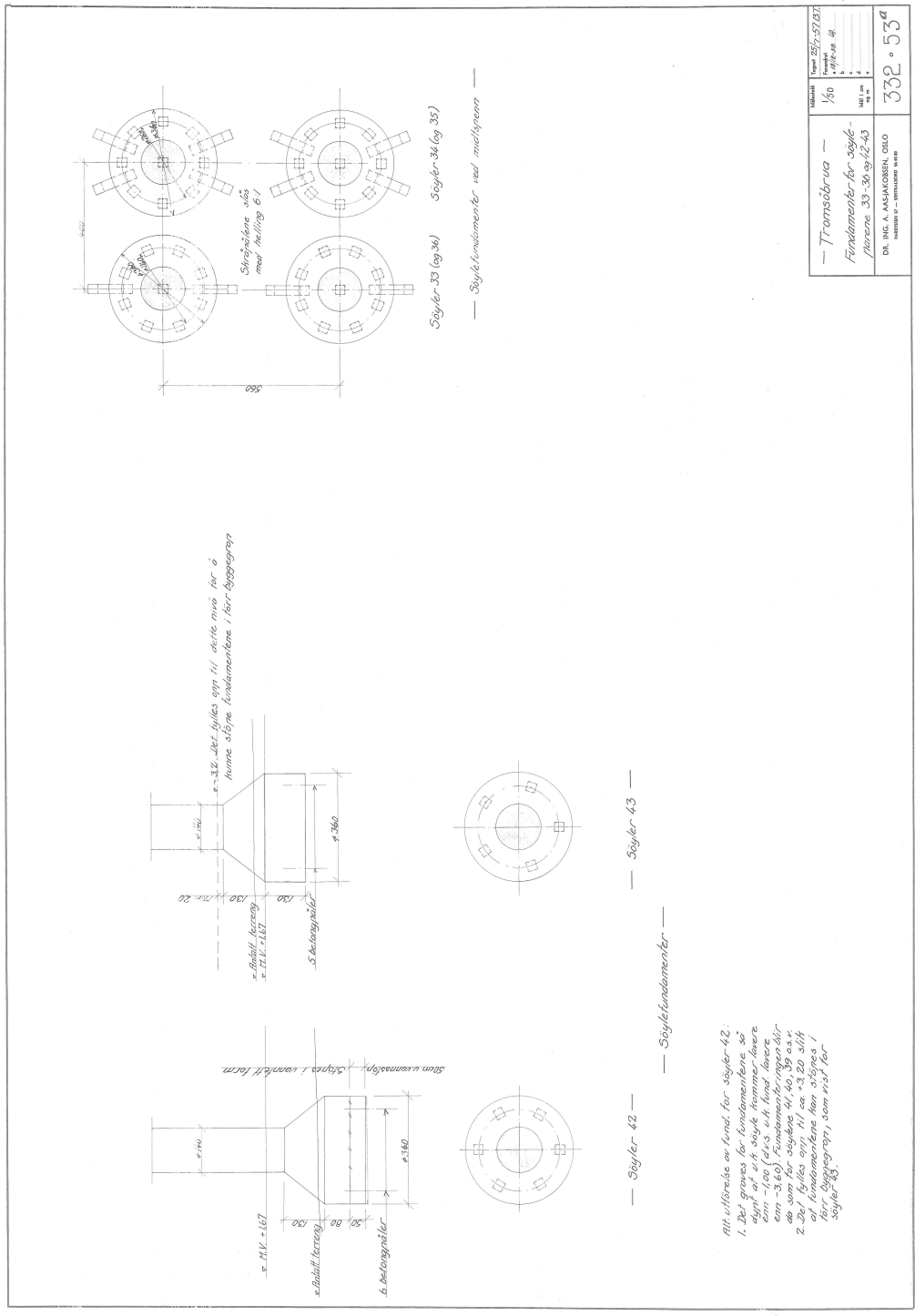
Innhold

A	Tegningsgrunnlag	A1
B	Vindlaster	B1
C	Temperaturlaster	C1
D	Deformasjonslaster	D1
E	Beregning av ASR-krumning	E1
F	Momentkapasitet i lengderetning	F1
G	Reduksjon av støttemoment	G1
H	Skjærkapasitet i lengderetning	H1
I	Kapasitet i tverretning	I1
J	Søyleberegninger	J1

A Tegningsgrunnlag

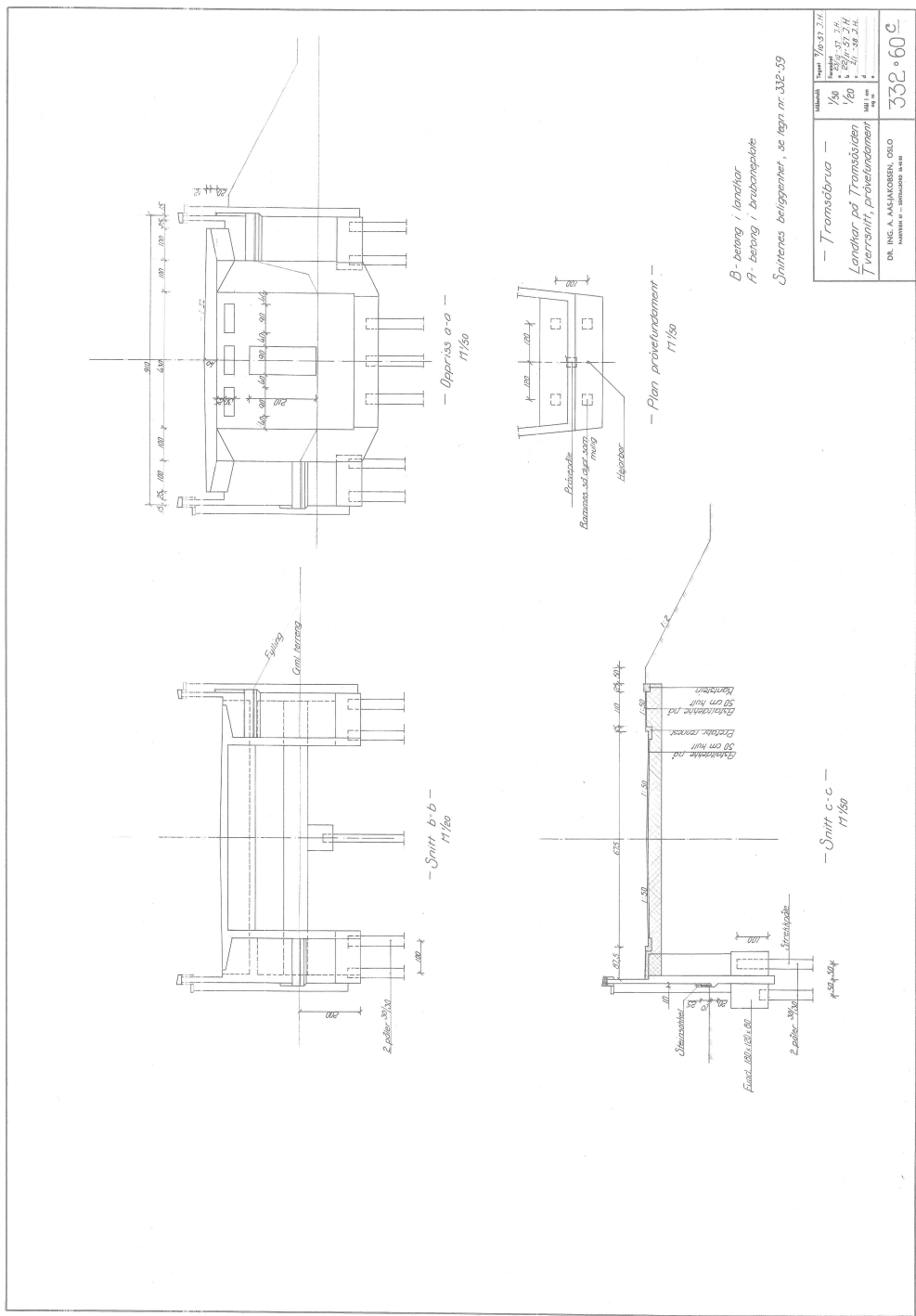


A. TEGNINGSGRUNNLAG

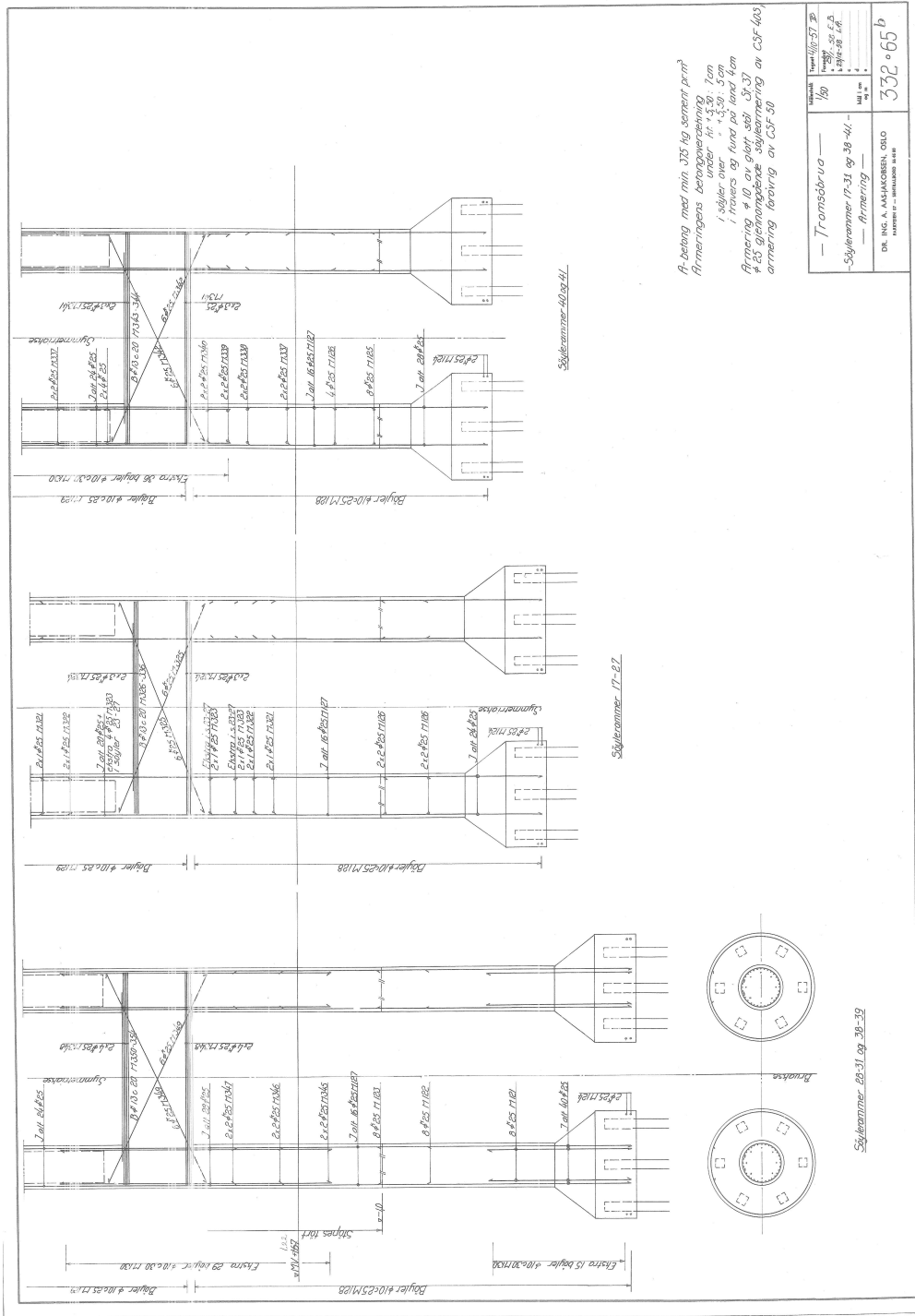


Allt utvidelse av fund. for søyler 42:
 1. Det graves for fundamenterne så dypt ut i sk. søyler kommer lavere enn -100 (dvs. ut fund. lavere enn -3,60). Fundamenteringen blir så som for søyler nr. 40 og 39.
 2. Et støttelestebånd som støttes i for byggegrun, som vises for søyler 43.

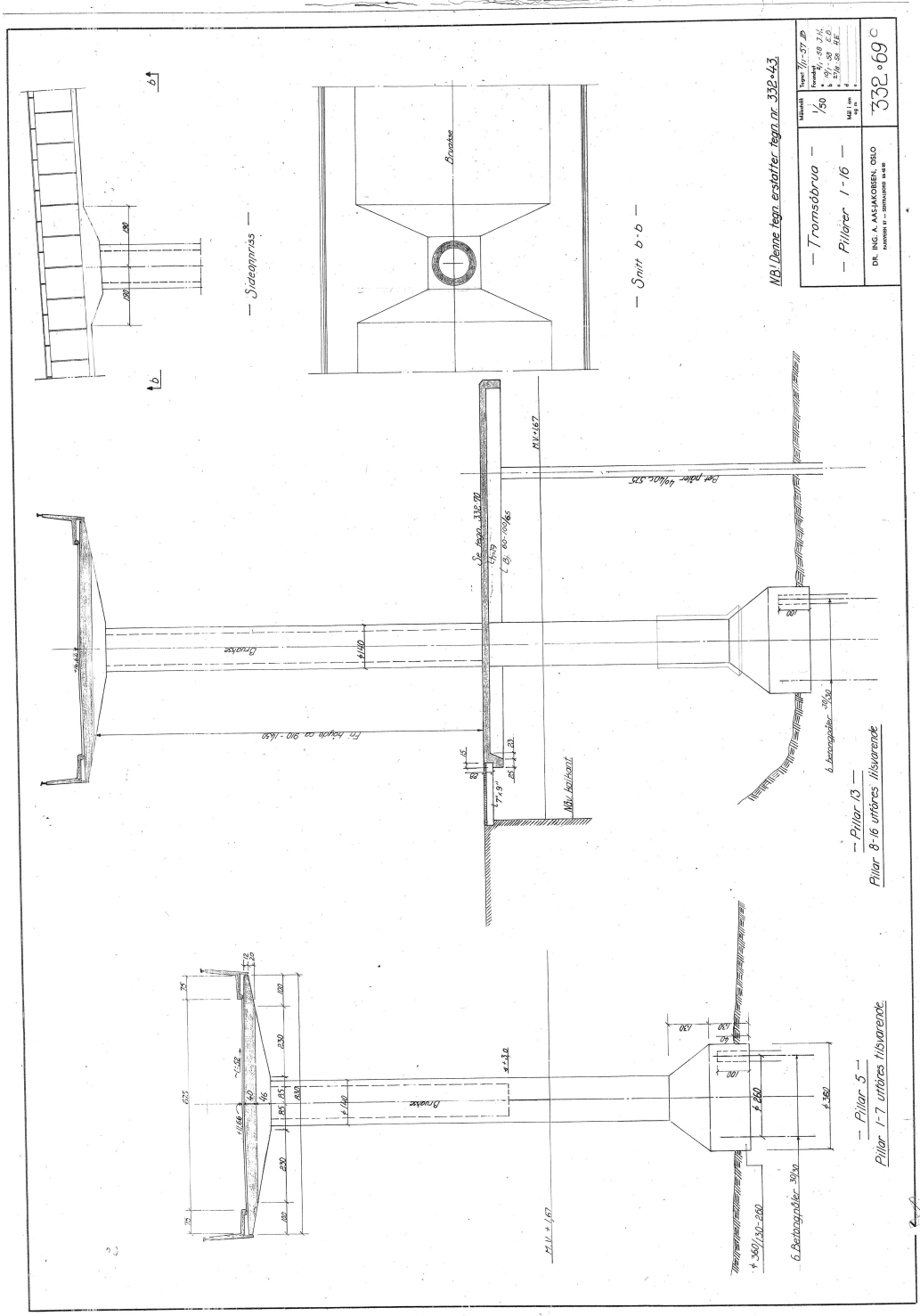
A. TEGNINGSGRUNNLAG

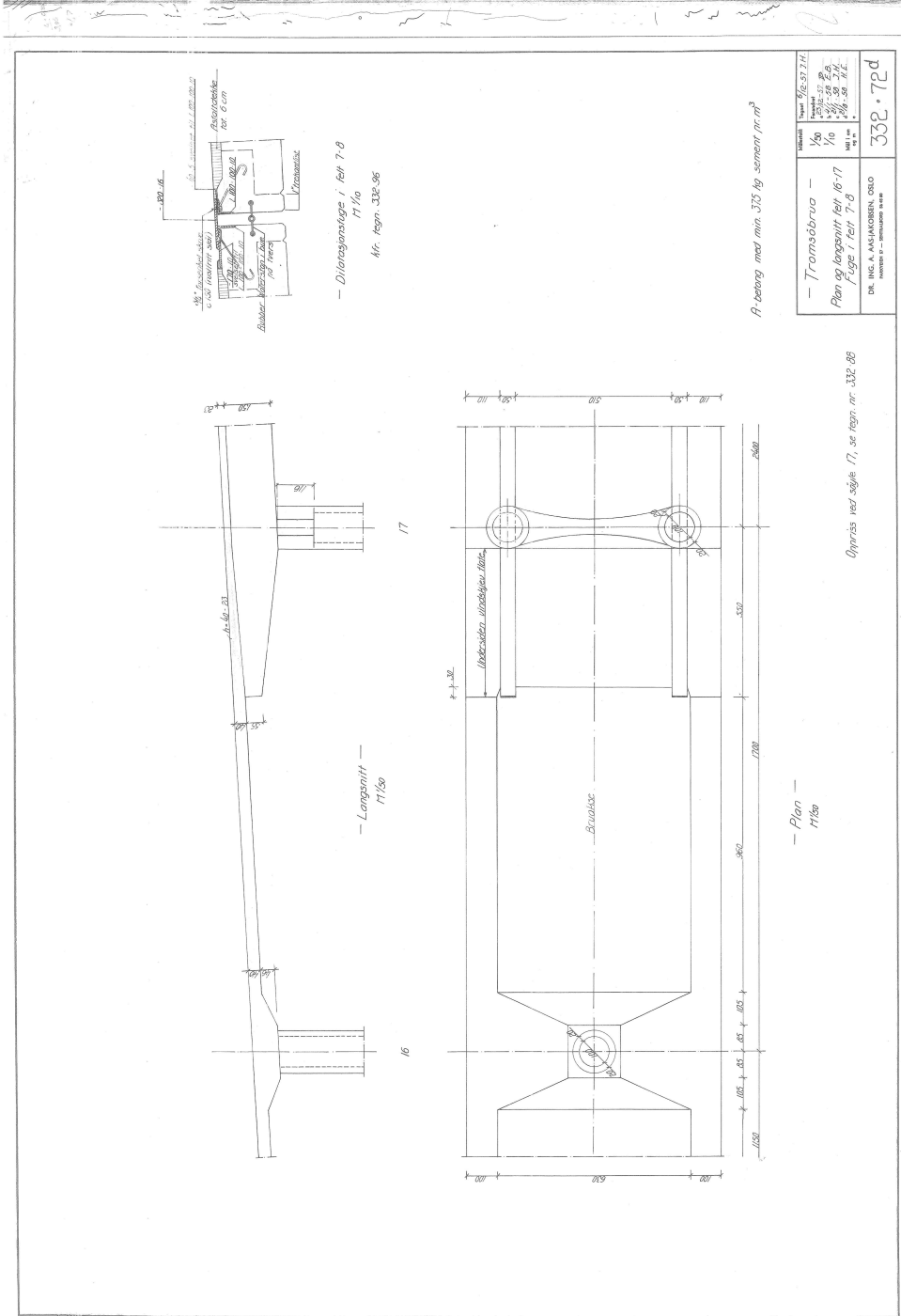


A. TEGNINGSGRUNNLAG



A. TEGNINGSGRUNNLAG





A betong med min 375 kg sement m^3

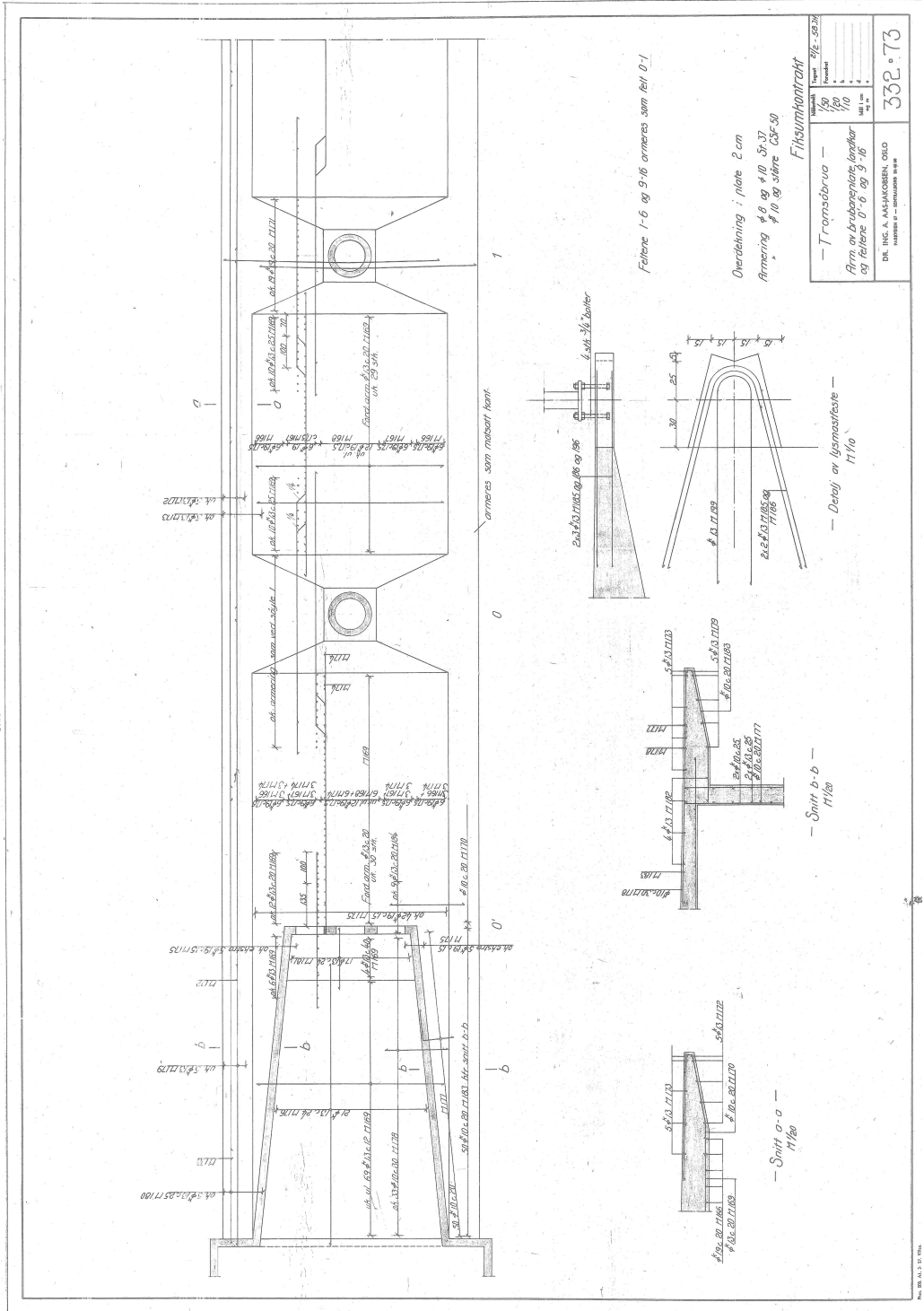
MÅLSTAV		Skala 1:250	
Y_0	1/10	Y_1	1/10
Y_2	1/10	Y_3	1/10
Y_4	1/10	Y_5	1/10
Y_6	1/10	Y_7	1/10
Y_8	1/10	Y_9	1/10
Y_{10}	1/10	Y_{11}	1/10
Y_{12}	1/10	Y_{13}	1/10
Y_{14}	1/10	Y_{15}	1/10
DR. ING. A. ASJAKOSEN, OSLO		332.72d	

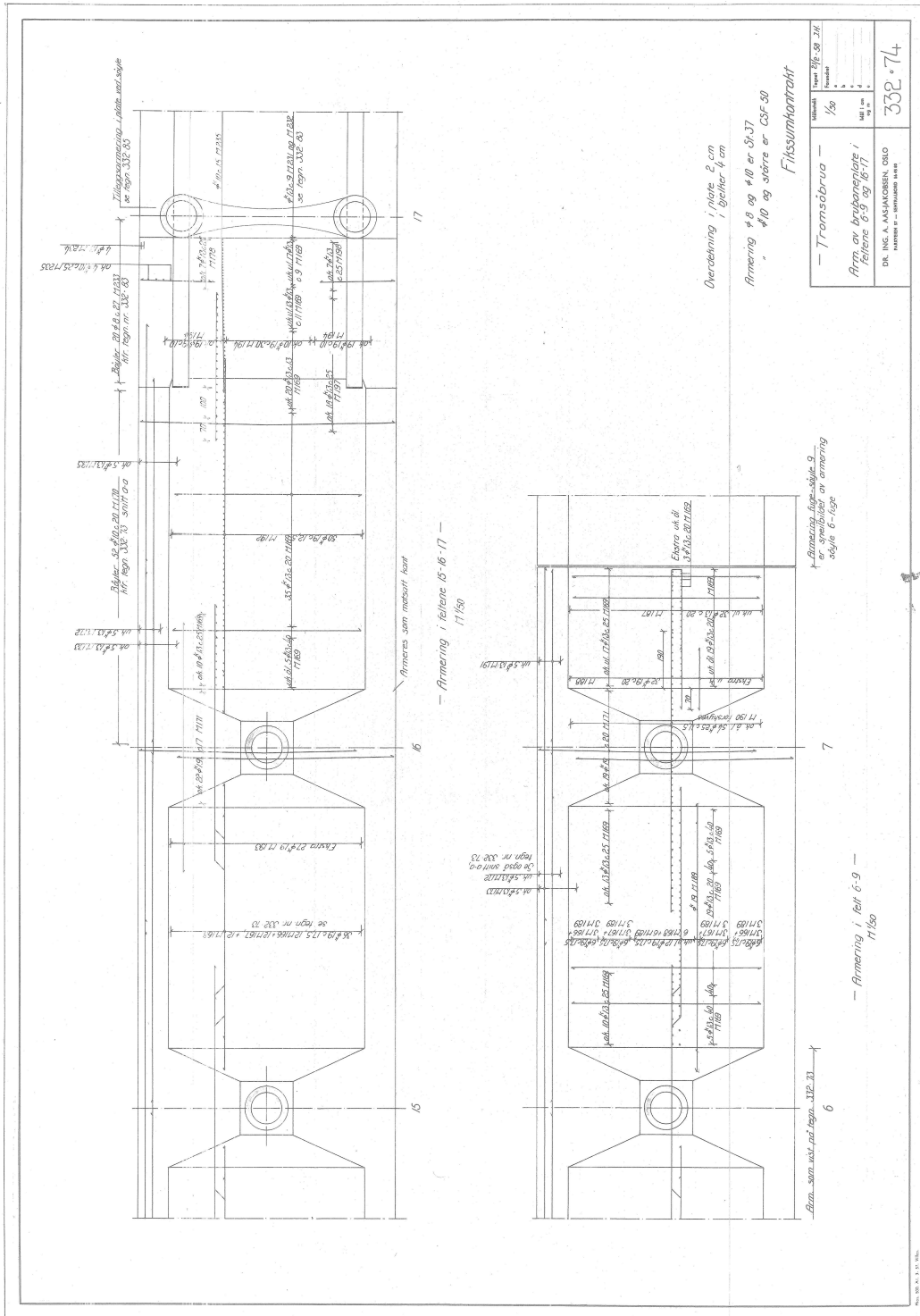
Oppriss med søyle 17, se tegn. nr. 332.88

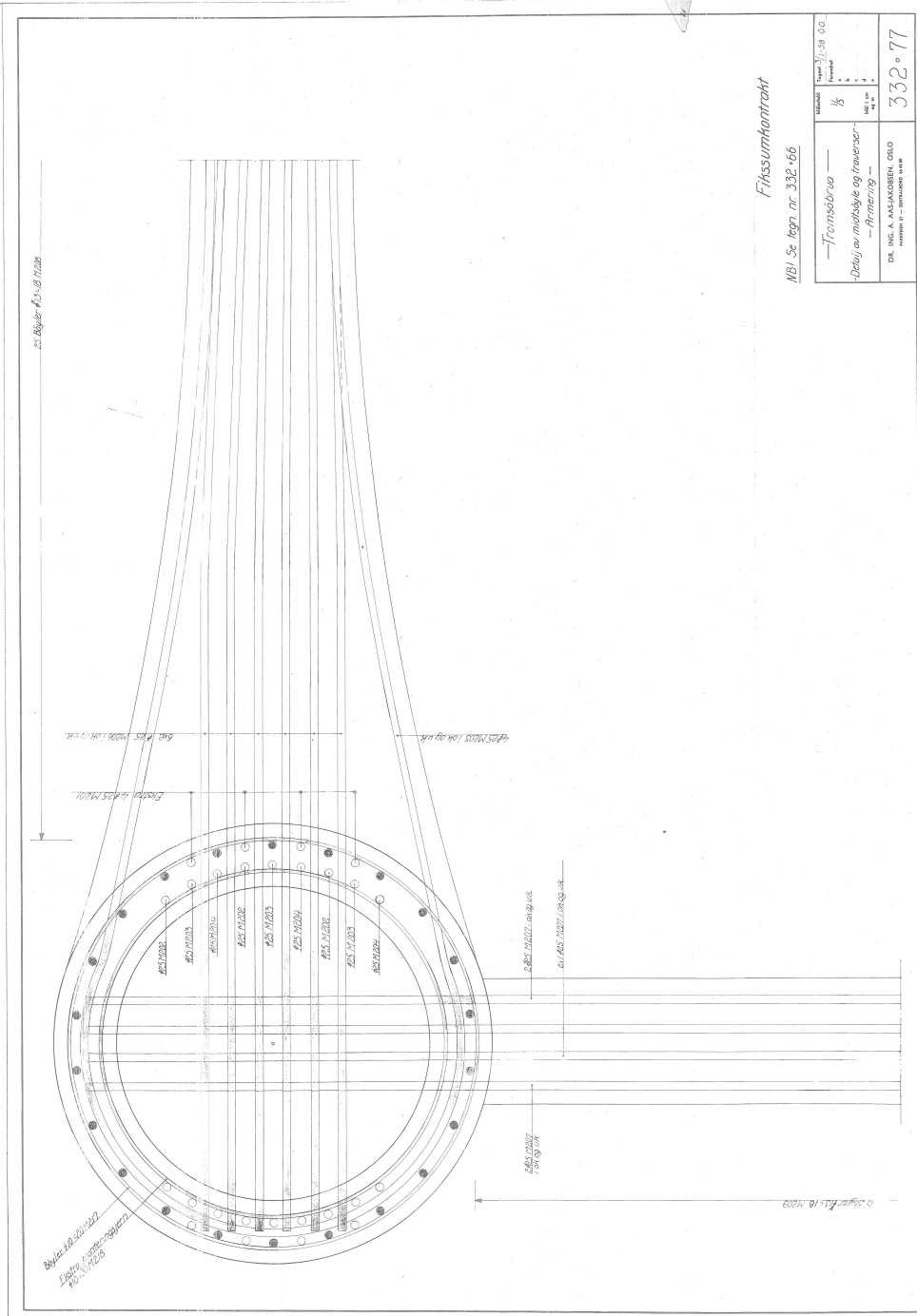
DR. ING. A. ASJAKOSEN, OSLO

332.72d

A. TEGNINGSGRUNNLAG





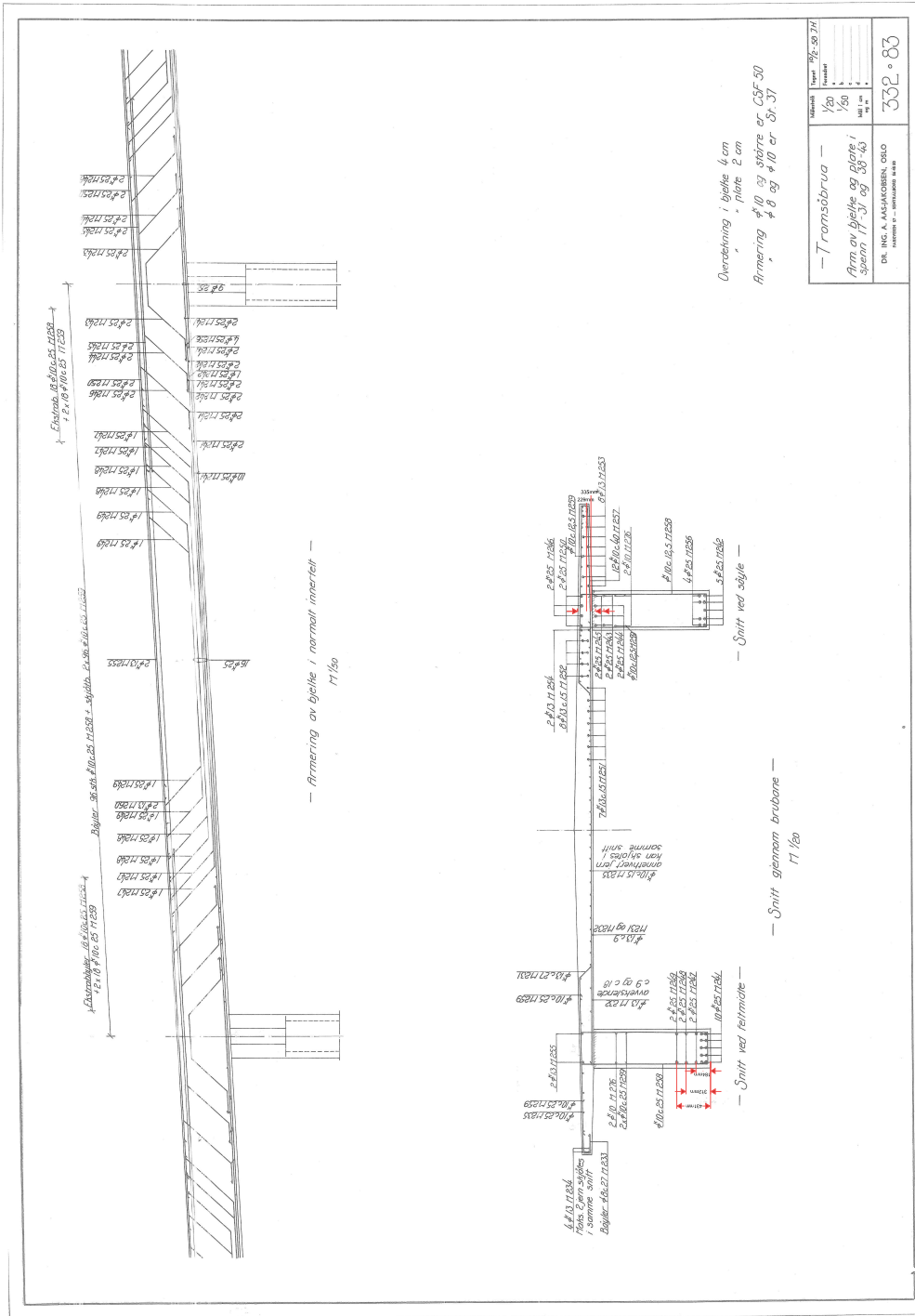


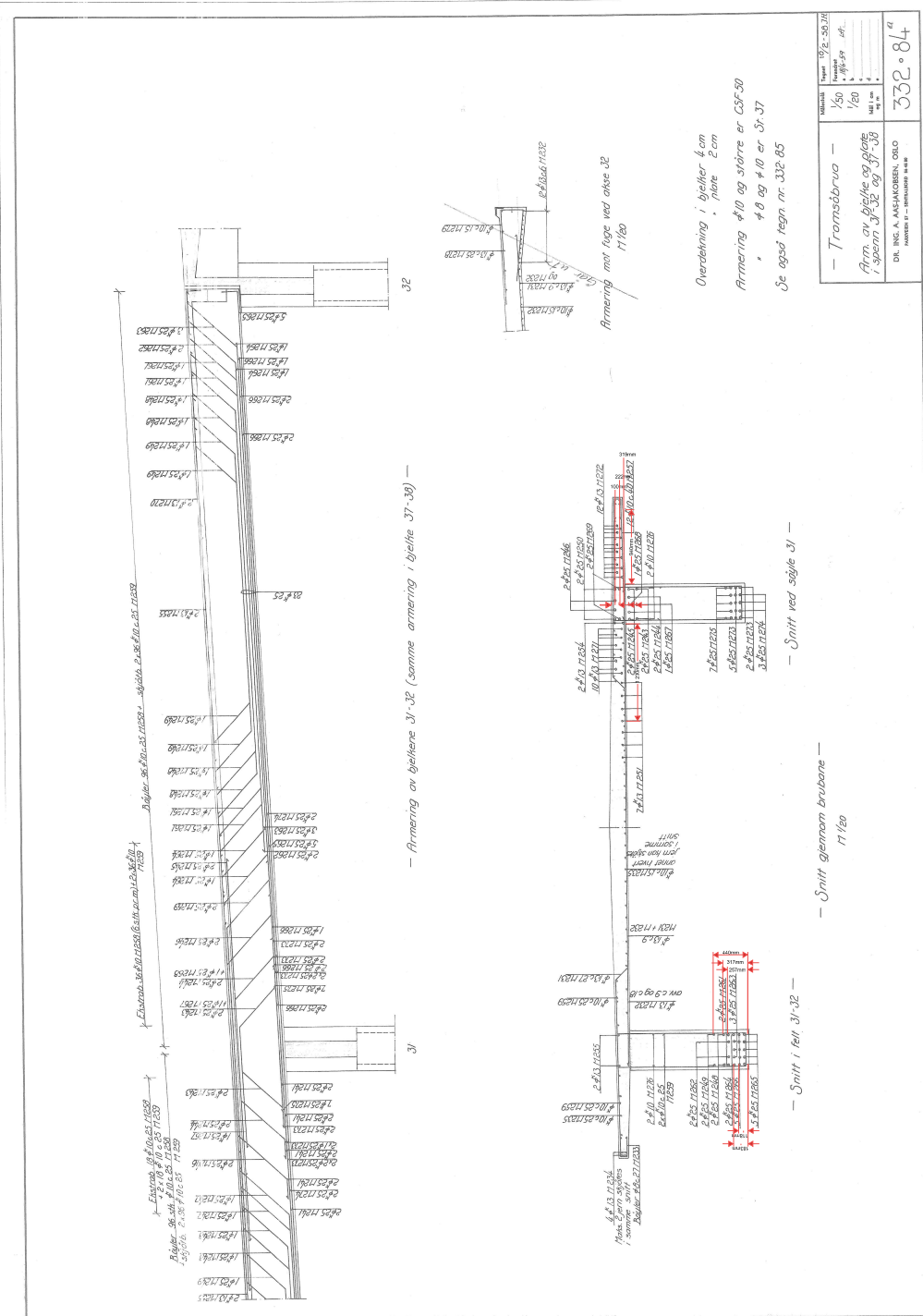
Fiksumkontrakt

MBI Se tegn nr 332-66

MÅSTÅTT	Formål	332-66
	Formål	
MÅSTÅTT	Bygghet	332-66
	Bygghet	
—Tromsøbrua—		332-66
—Delvis av midtstøtte og traverser—		
—Annet—		332-66
—Annet—		
DA. ING. A. AASJAKOBSEN, OSLO		332-66
NORDBYEN 14 108		

A. TEGNINGSGRUNNLAG

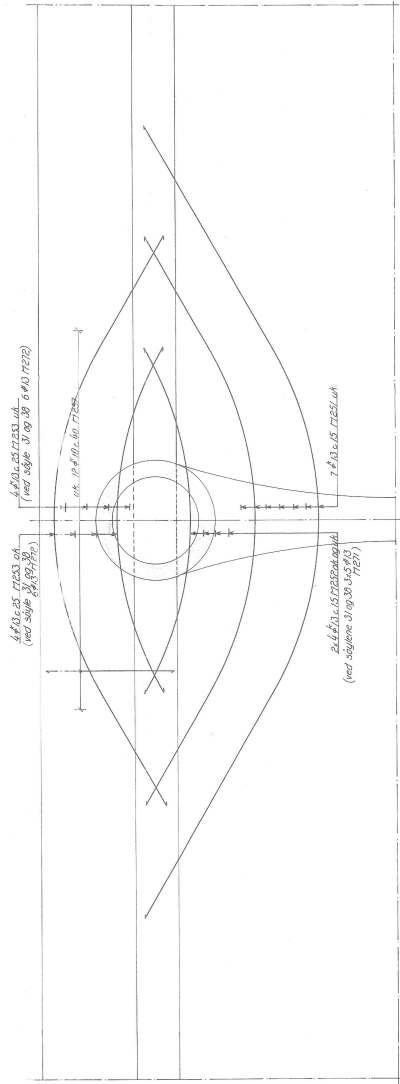




Overdekning i bjelker 4 cm
 + plate 2 cm
 Armering $\phi 10$ og større er CSF-50
 $\phi 8$ og $\phi 10$ er 31-37
 Se også tegn. nr. 332-85

Målestokk	1/50
Tegnet	19.12.2007
Revidert	
Dr. ing. A. ANSÅKRESEN, OSLO	
MAKRO P - INKLUSJON 1888	
332-84	

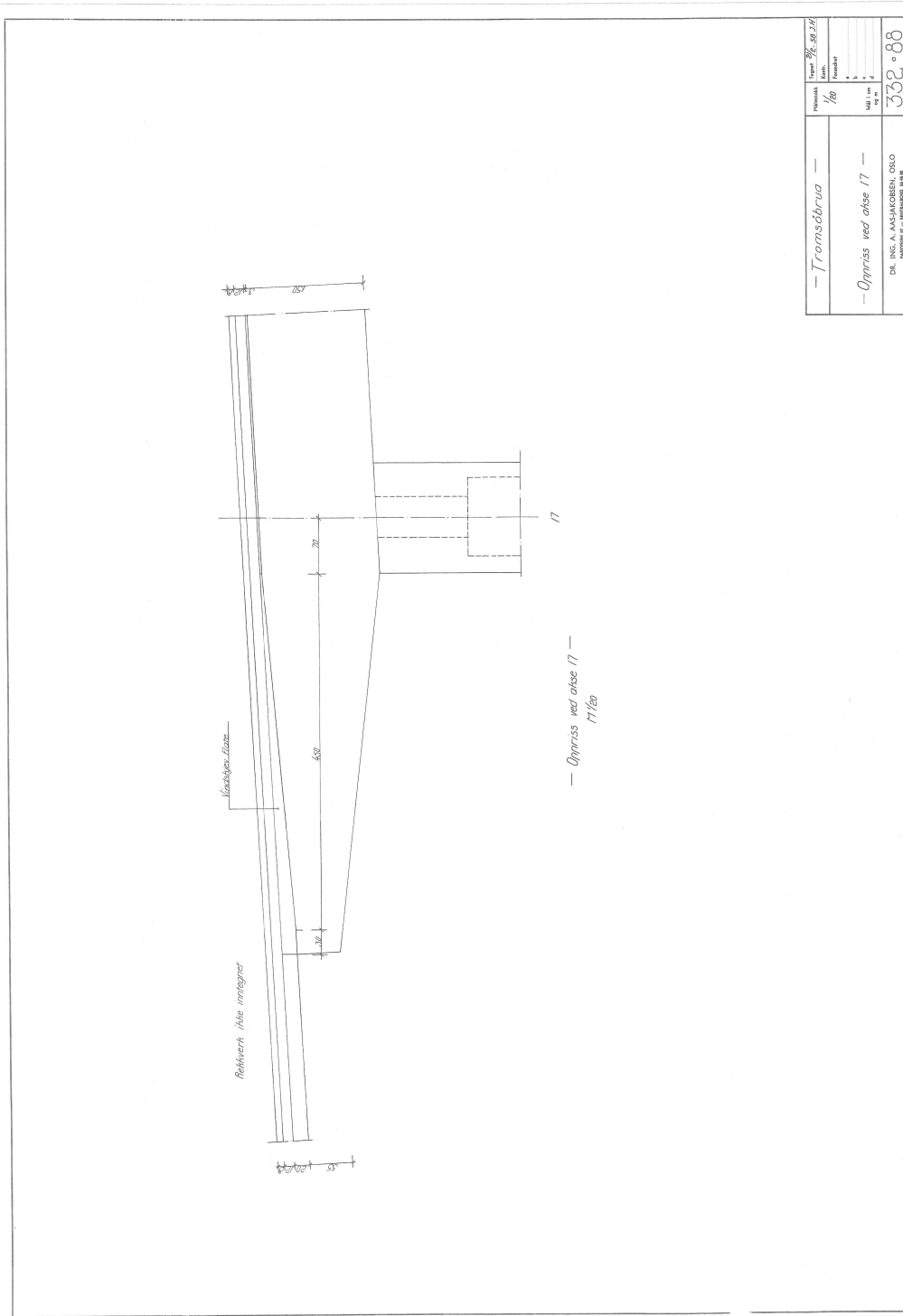
A. TEGNINGSGRUNNLAG



— Tilleggsarmring i plate —
1:180

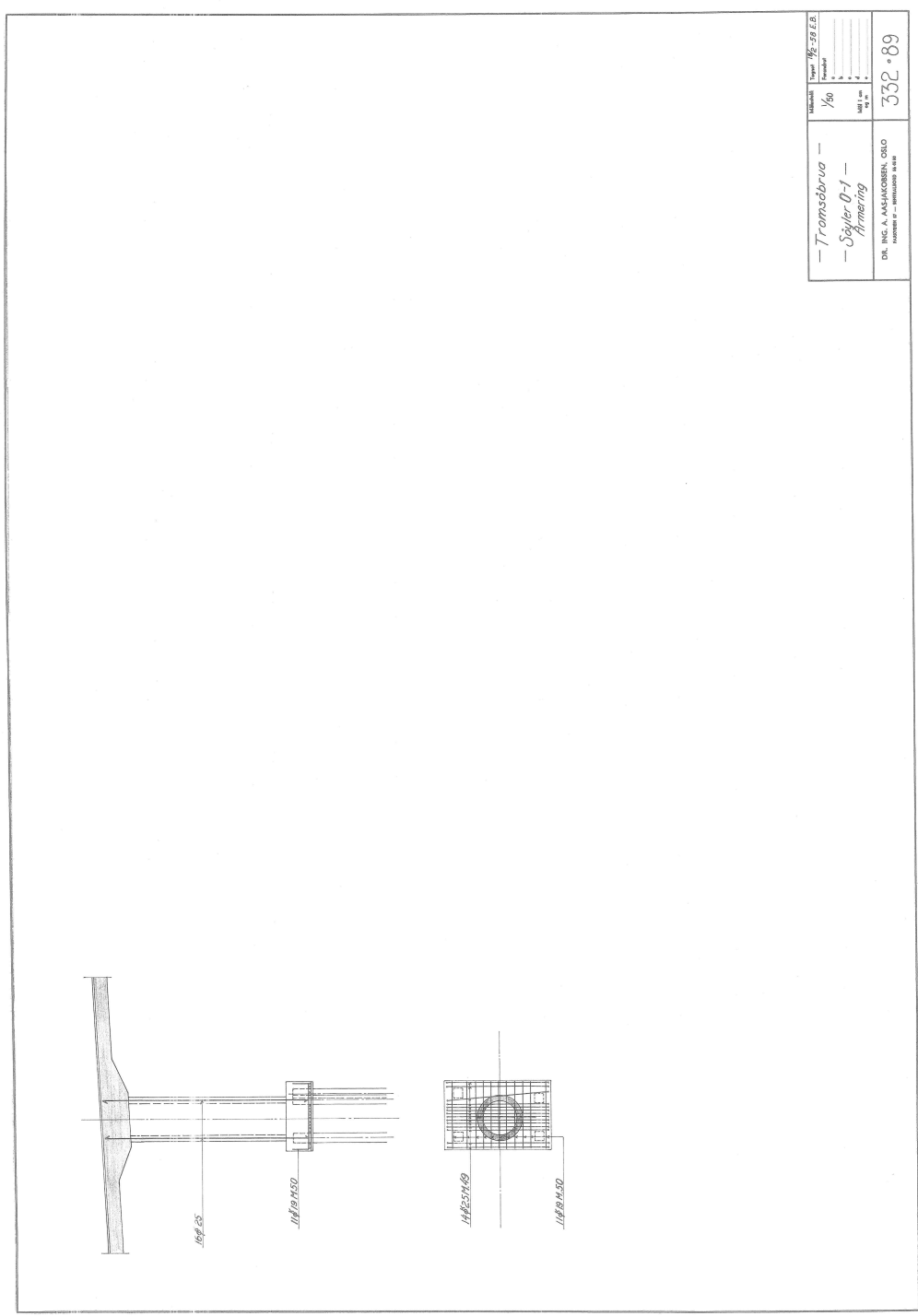
Overdelning i plate 2 cm
 Armering $\phi 10$ og større er GSF 50
 Nr. tegn. nr. 332-83 og 84

MÅSTAVEN	Skala	1/80
	Forstørrelse	
DR. ING. A. KASJAKOVEN, OSLO	Prosjekt nr.	332-83
	Blad nr.	84



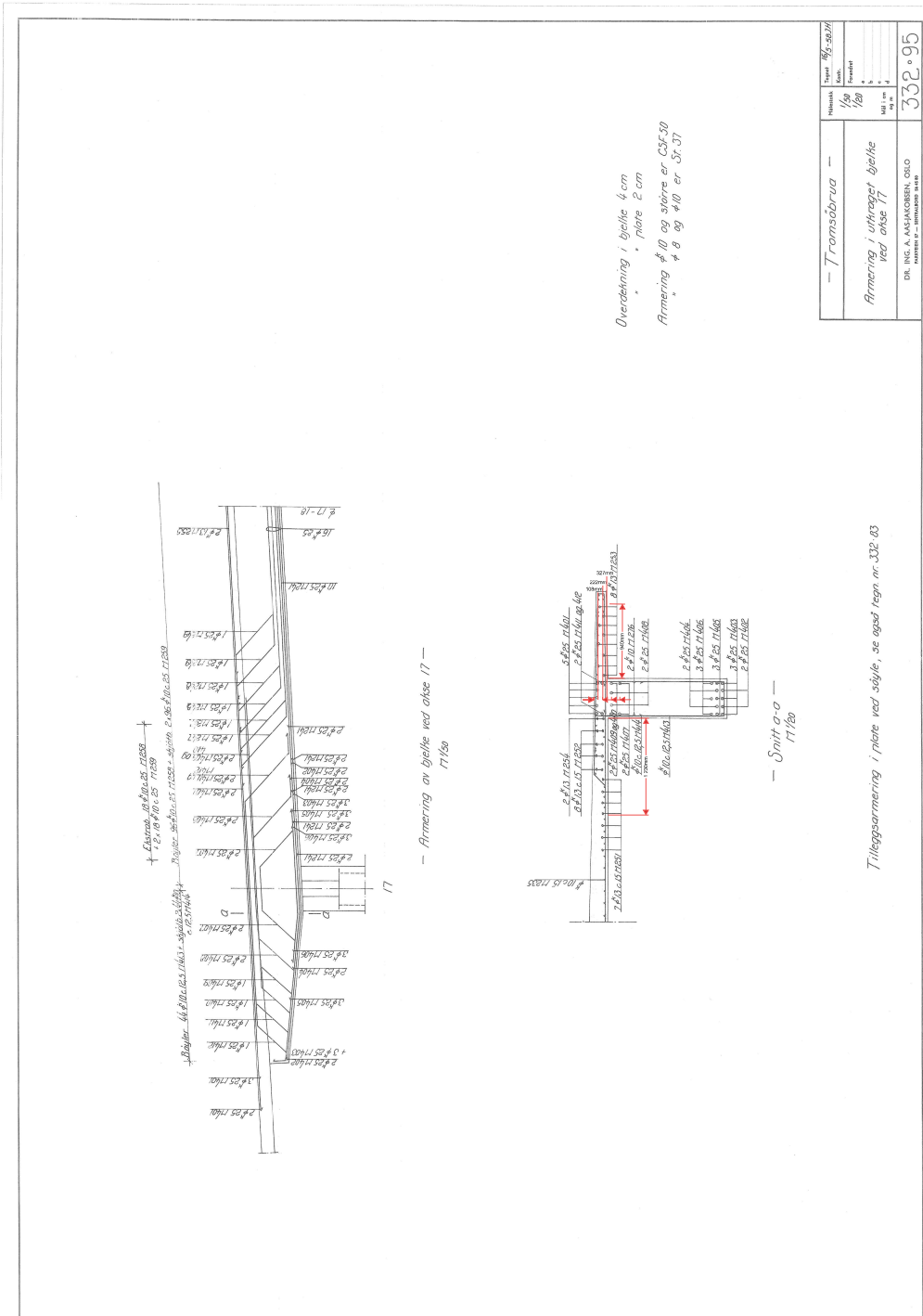
— Tromsøbrua —		Prosjekt	1/80
— Oppriss ved abse 17 —		Dato	11/80
DR. ING. A. S. JENSEN, SØL		Bl. 1	332
Tromsø, Norge		Bl. 2	88

A. TEGNINGSGRUNNLAG



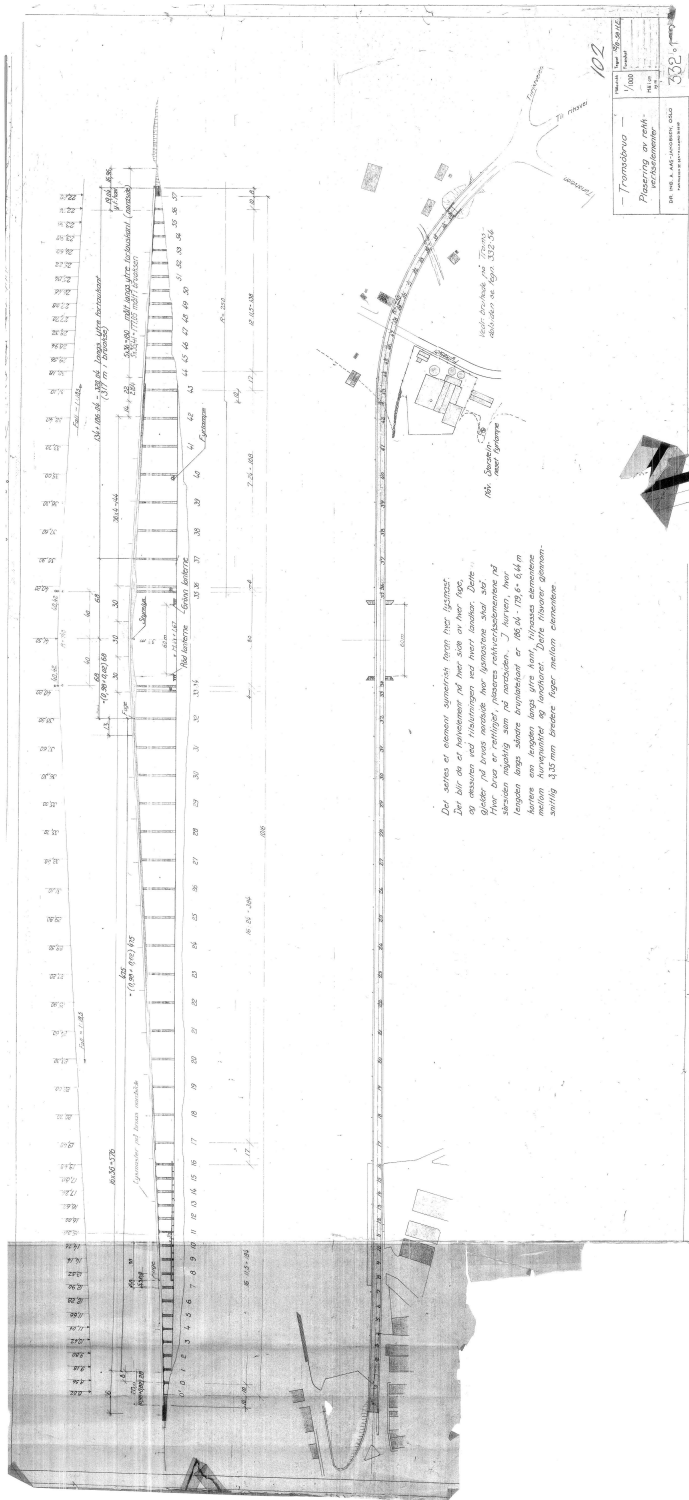
Målestokk	1/50	Prosent	100
Skala	1/50	Prosent	100
Mål i cm		Mål i mm	
332 • 89			

— Transbrua —
— Sjøler-O-T —
Herring
DR. ING. A. AAS-JACOBSEN, OSLO
KONSTRUKTÖR OCH INGENJÖR S. 88

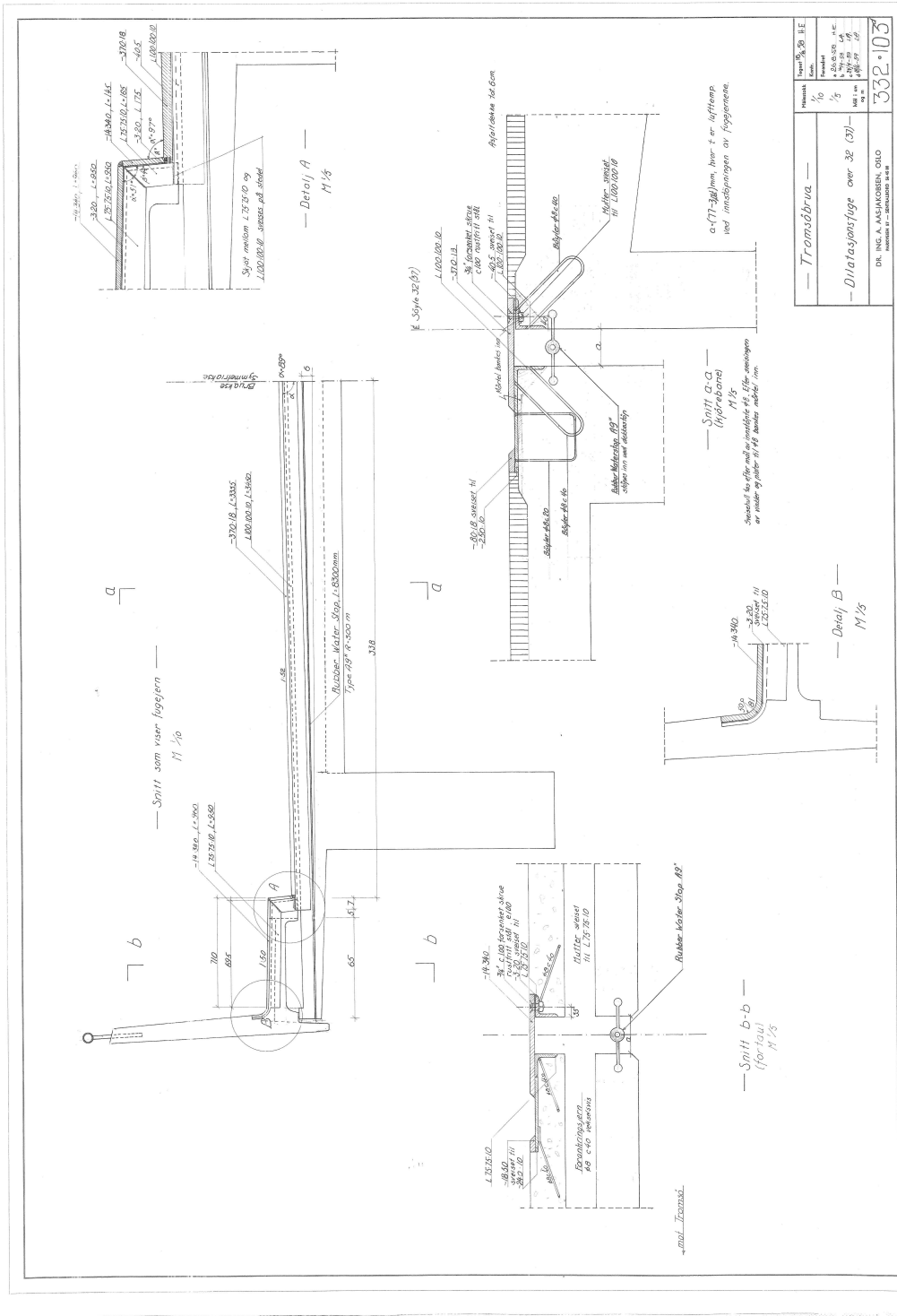


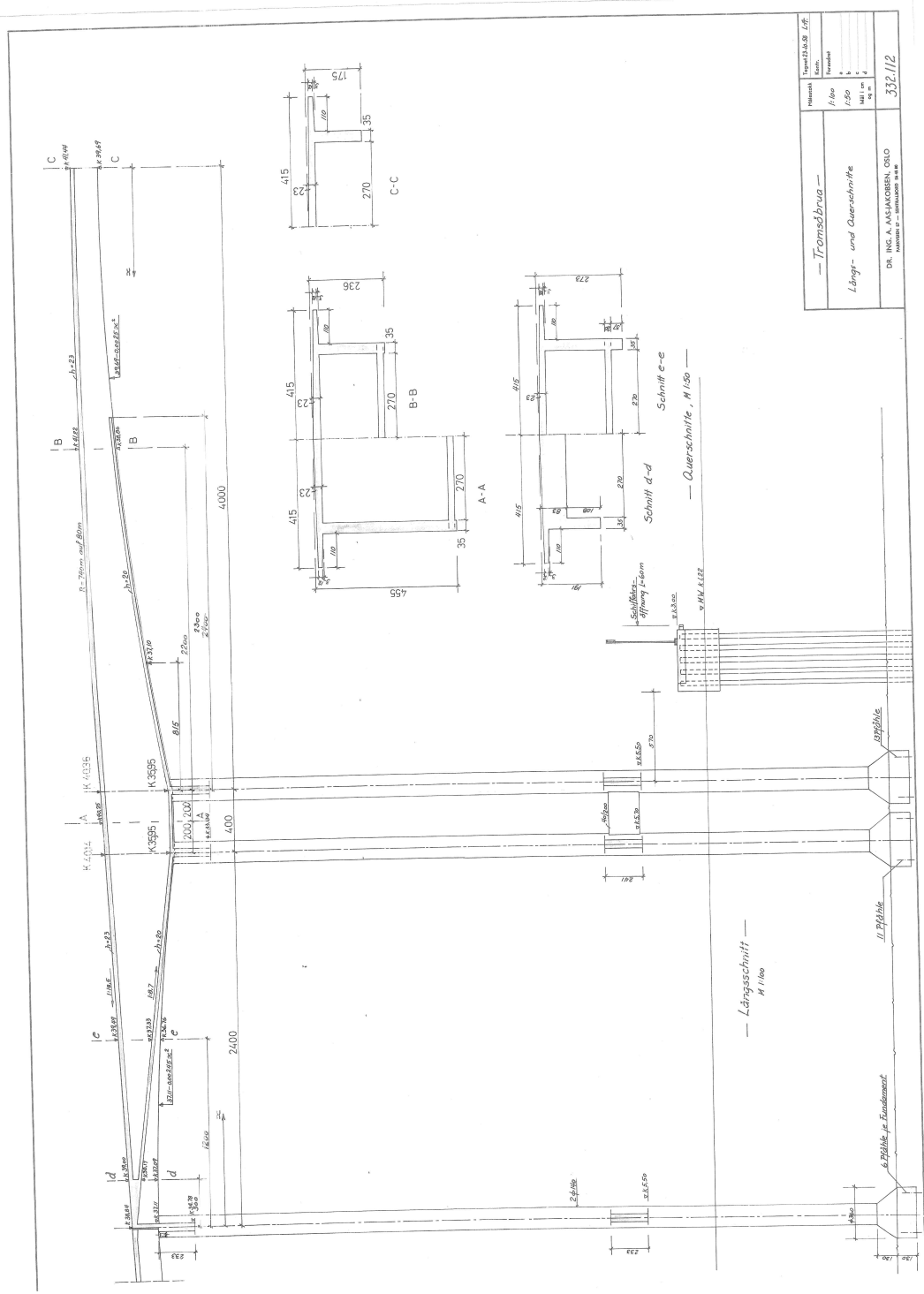
Tittel	332-95
	332-95
Skala	1/50
	1/50
Blad nr.	1
	1
DR. ING. A. MATHIASSEN, OSLO	
MÅSTAVEN P. - HEMMESEN S. 4. 18	

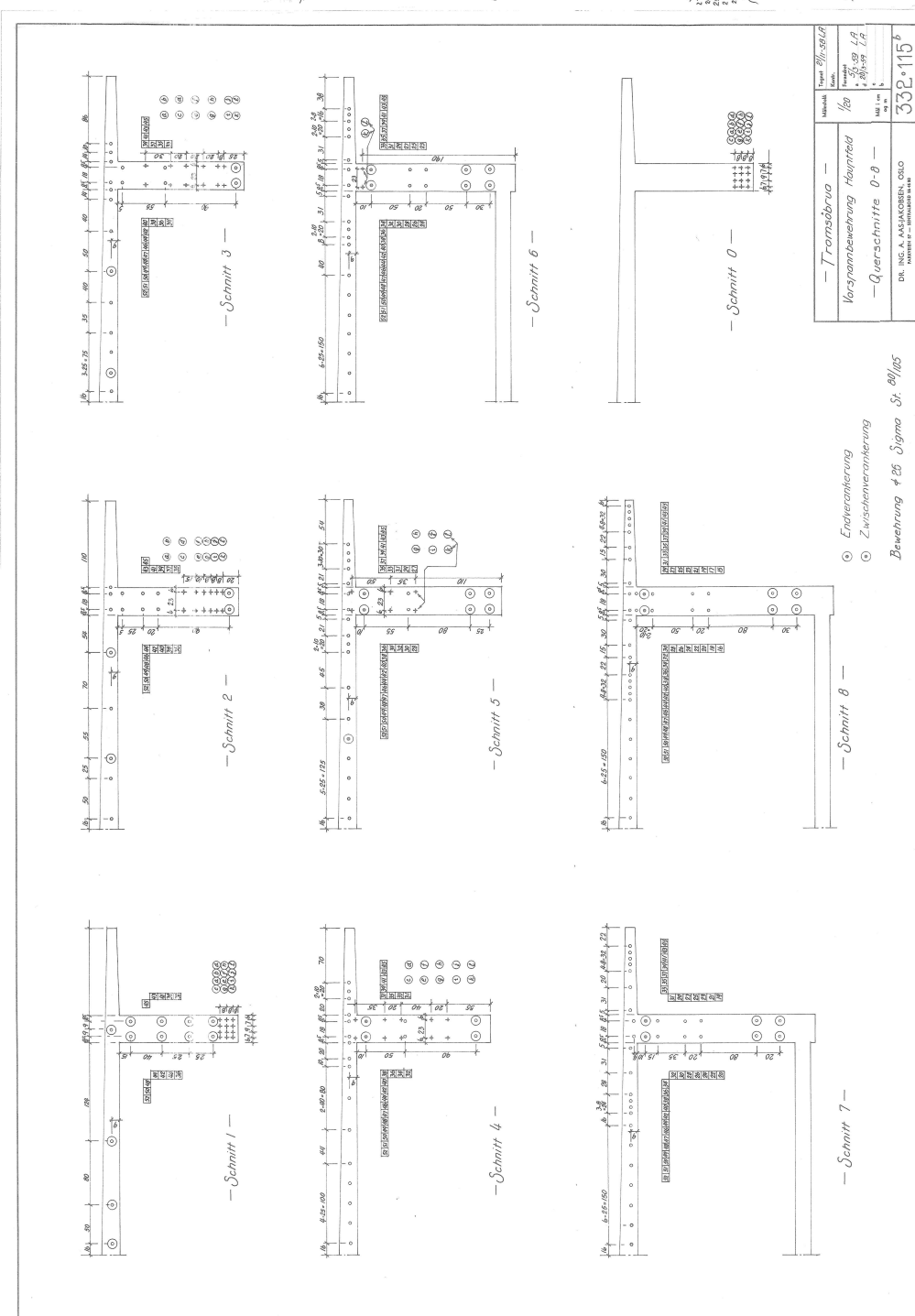
Tilleggsarmering i plote ved søyle, se også tegn nr. 332-83



Det sættes et element systemisk frem med gyldest. Det blir et nytt system på nær slett av det gamle. Det er en ny type av element, som er en del av et nytt system. For å være en virkelig, plattens konstruksjonsmetode på stedet måling som på utvalgte. I tillegg, har elementene den samme størrelsen som de gamle. Det er en ny type av element, som er en del av et nytt system. Det er en ny type av element, som er en del av et nytt system.



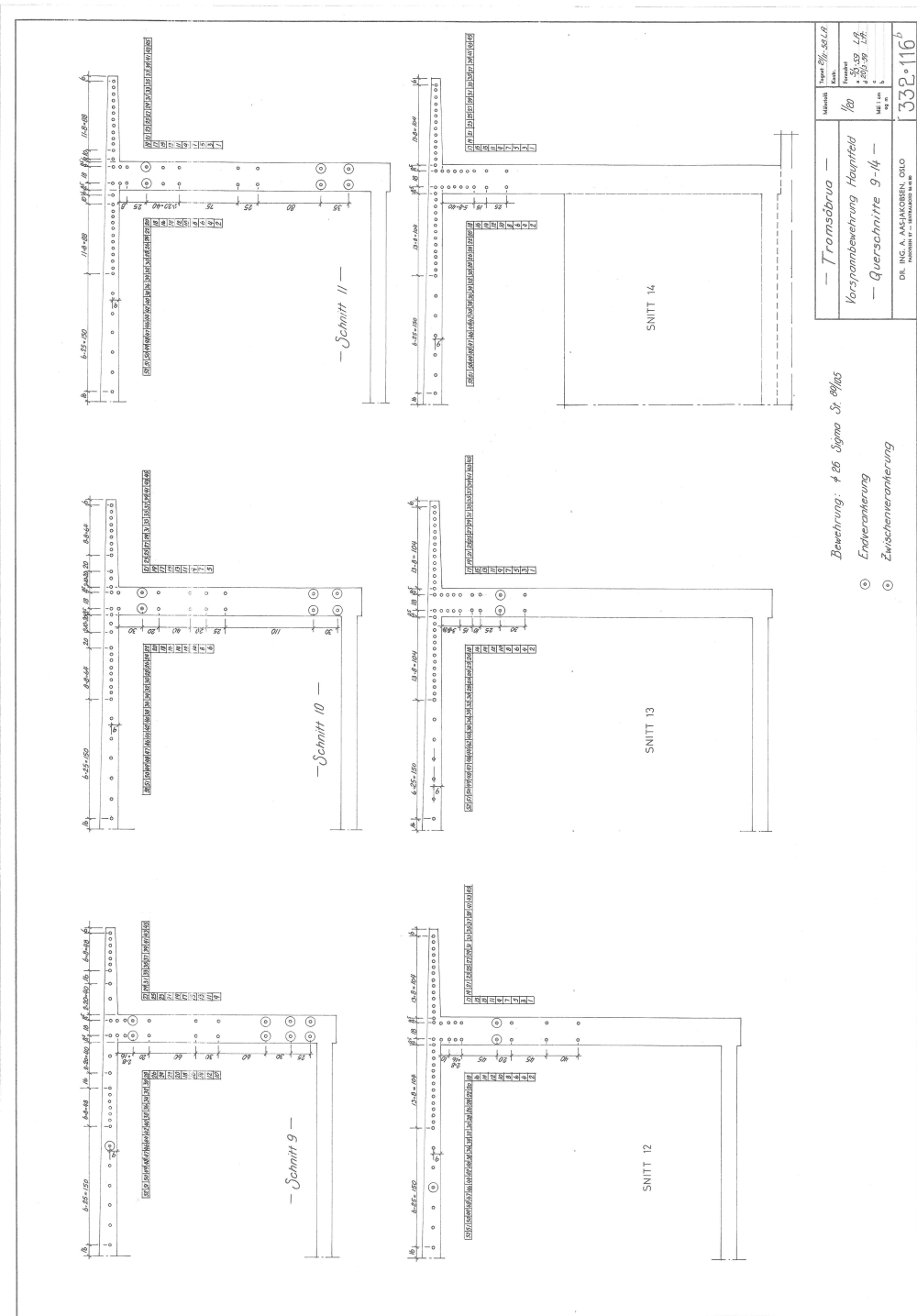




Material	Typ	Ø/mm	St. l.
1/8	1/8	50	1/8
		50	1/8
		50	1/8
33E-115 ^b			

- Endankerung
 - Zwischenankerung
- Bewehrung $\sigma 25$ Sigma St. Ø11/125

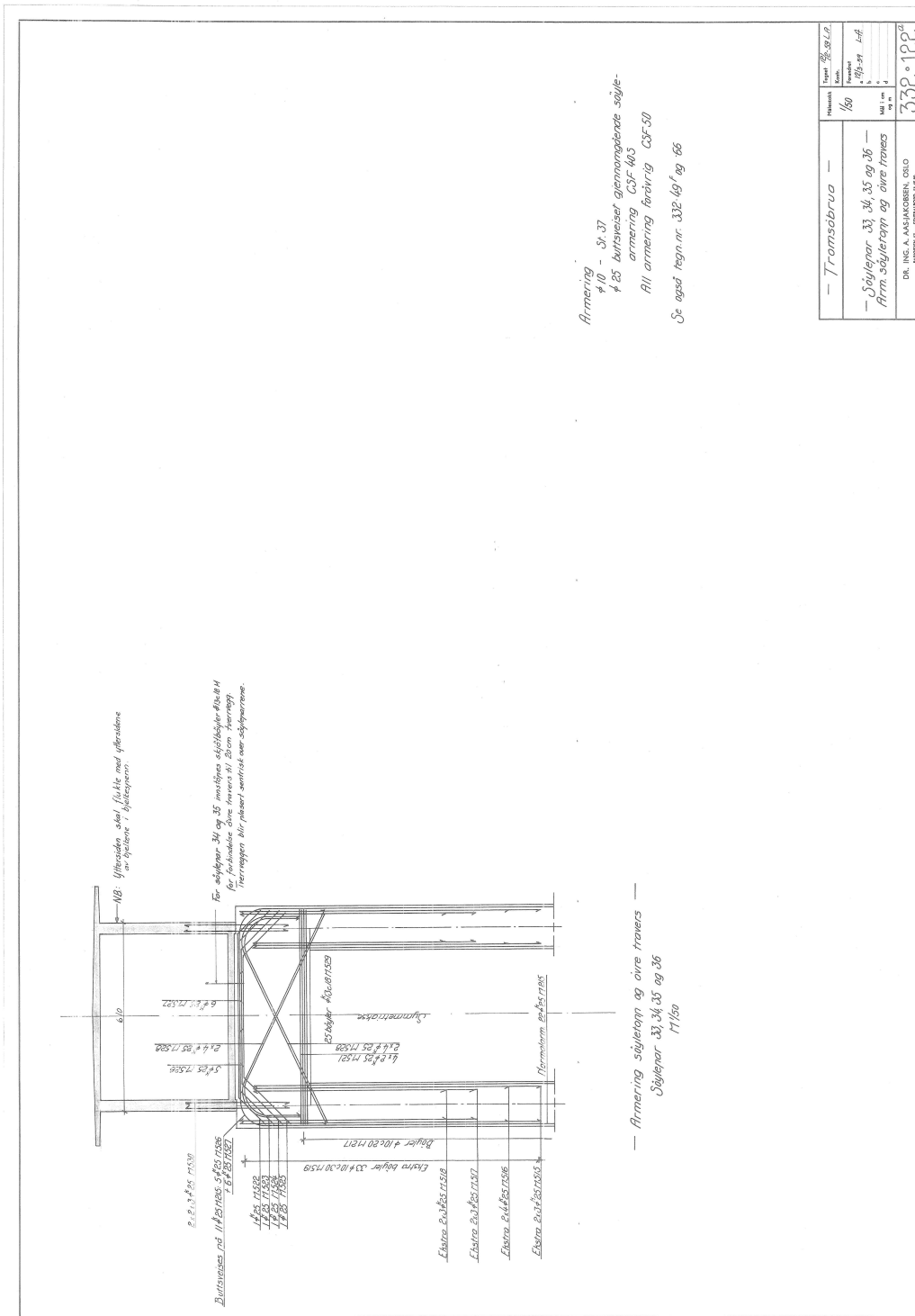
DR. ING. A. AASAKOSEN, OSLO
PATENTBYRÅET



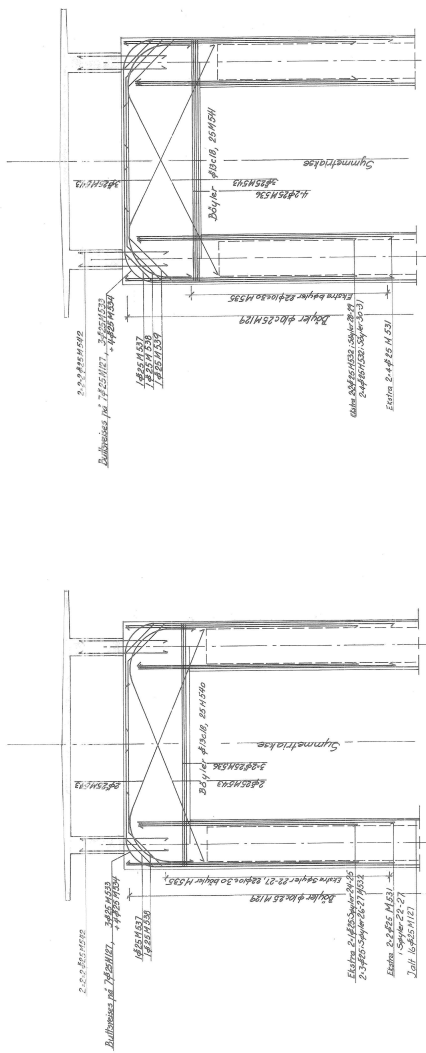
Lager 1/20-30,4	
Kant.	
Masse	1/20
Reibung	0,35-0,50 LG
Maßstab	1:300-3,50 LG
Bl. 1	
332.116 ^b	

— Tragsbrüha —
Vorspannbewehrung Hauptfeld
— Querschnitte 9-14 —
DR. ING. A. MANNHERN, OSTO
NORMAN- u. ARCHITECTEN B.T. G.

Bewehrung: # 26 Sigma Dr. 88/65
○ Endankerung
○ Zwischenankerung

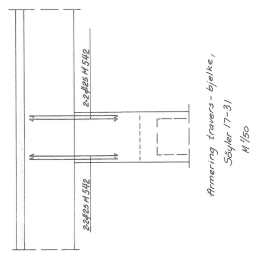


A. TEGNINGSGRUNNLAG



— Armering övre travers, Søyler 17-27 —
M 1/50

— Armering övre travers, Søyler 28-31 —
M 1/50

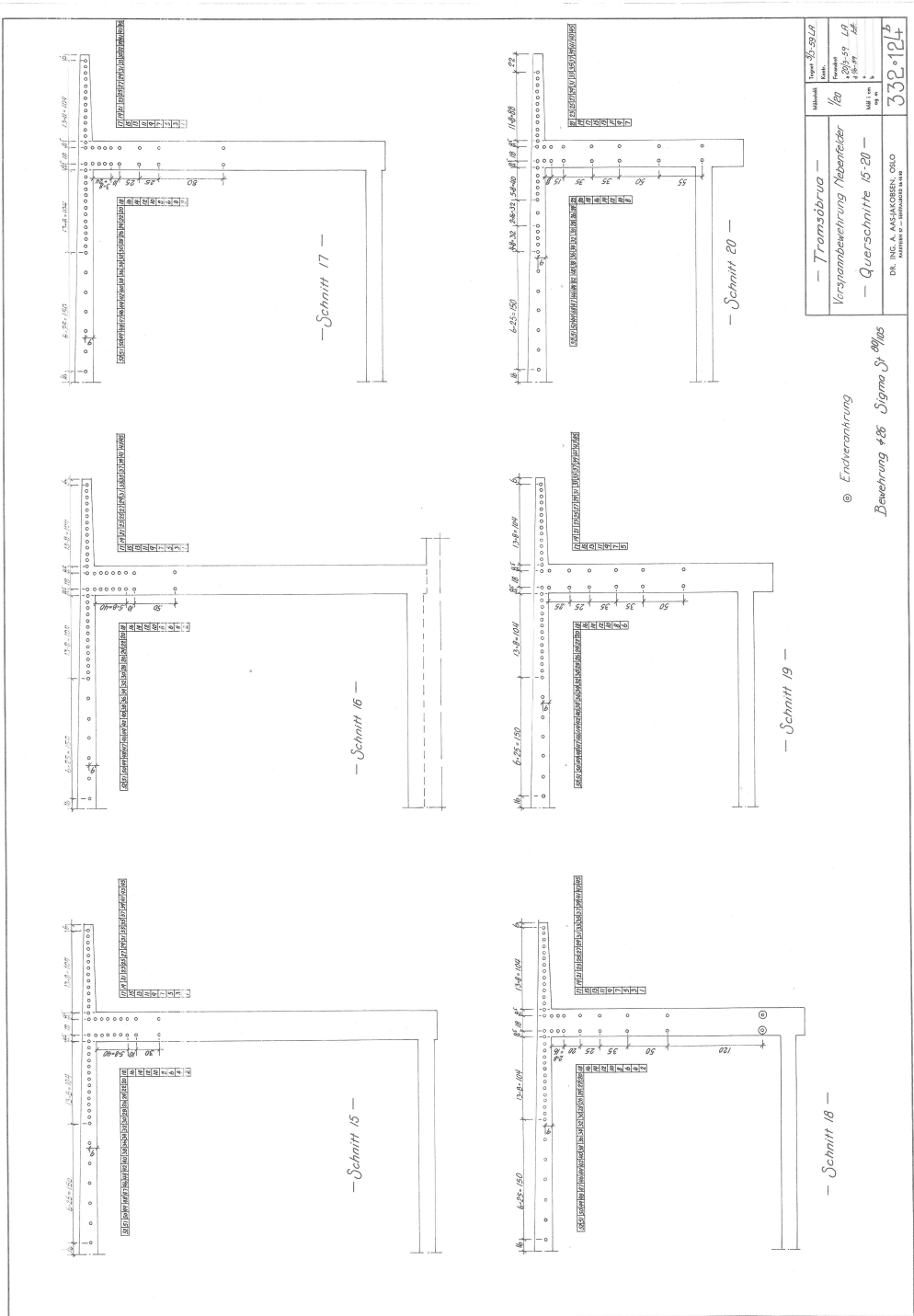


Armering travers - belyte,
Søyler 17-31
M 1/50

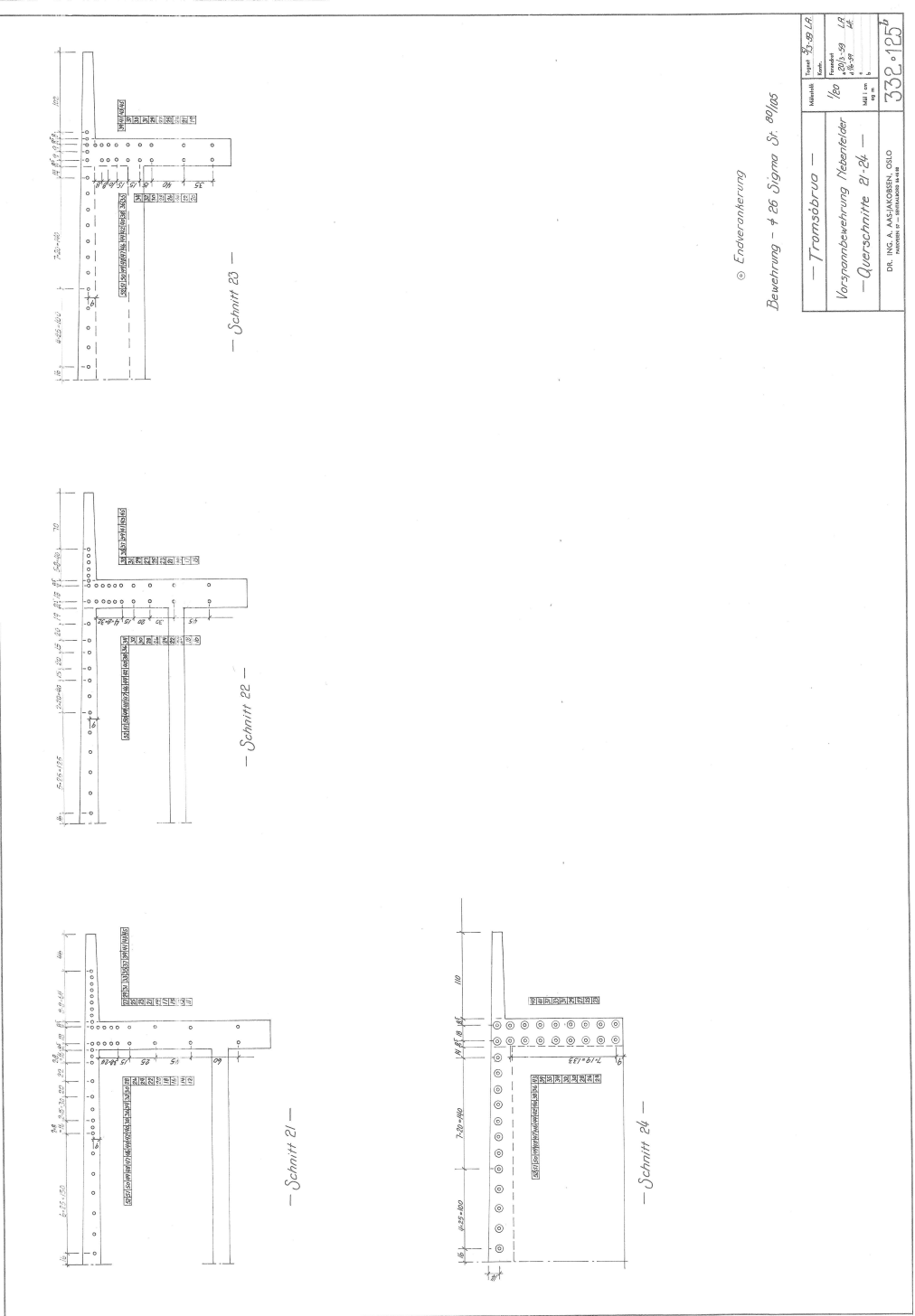
Armering -
A10 ar SJ.37.
428 burfmedel gjennomsjende søylerarming av CSF 40 S
All armering fødering CSF 50
Se også tegn. 332.194 og 656

Målestokk	Tegningens Lr	
	Bl. no.	Forside
1/50		
M 1 cm		
1:1		
332.123		

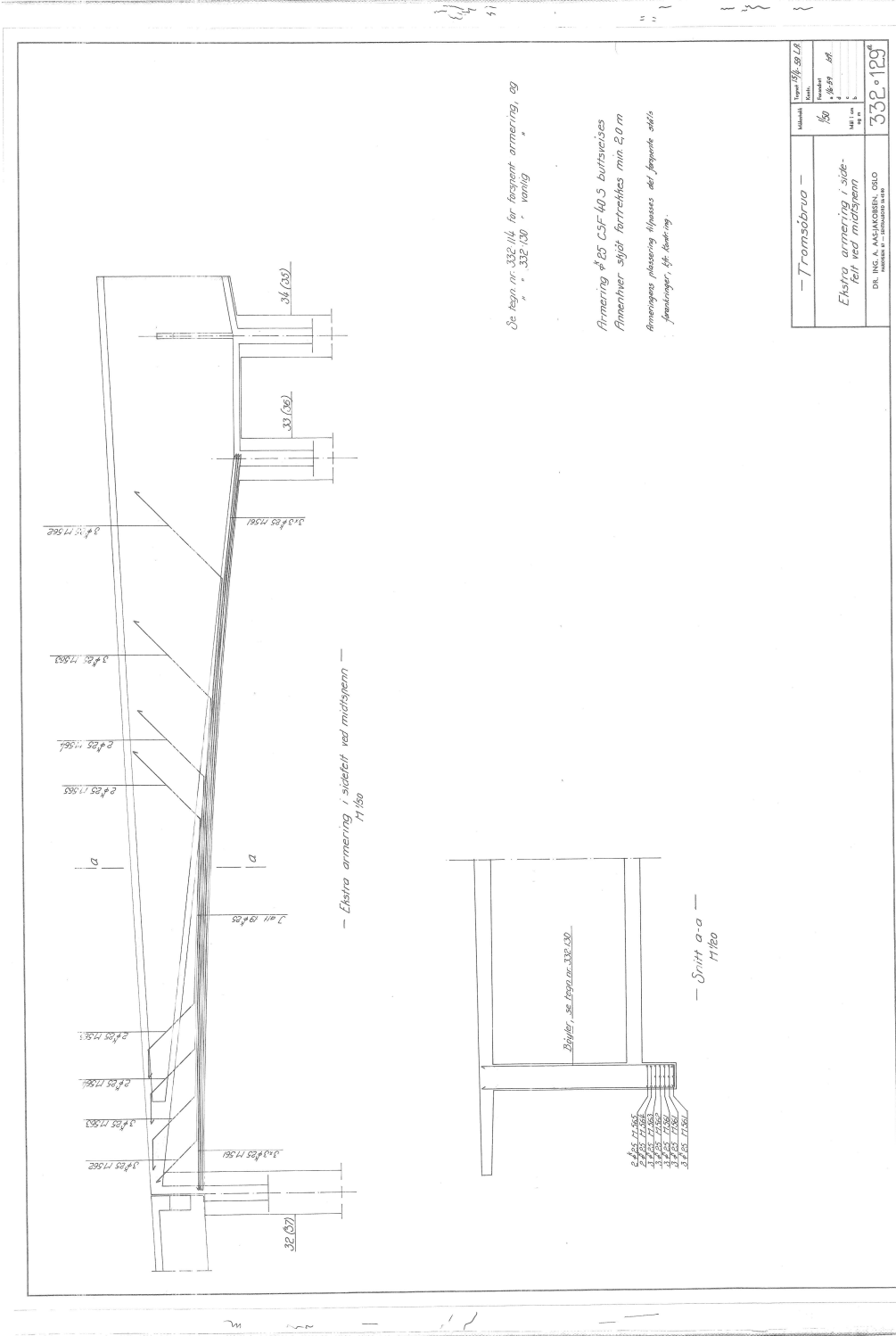
DR. ING. A. N. JAKOBSEN, OSLO
Havnstr. 16, TELEFON 5441



A. TEGNINGSGRUNNLAG

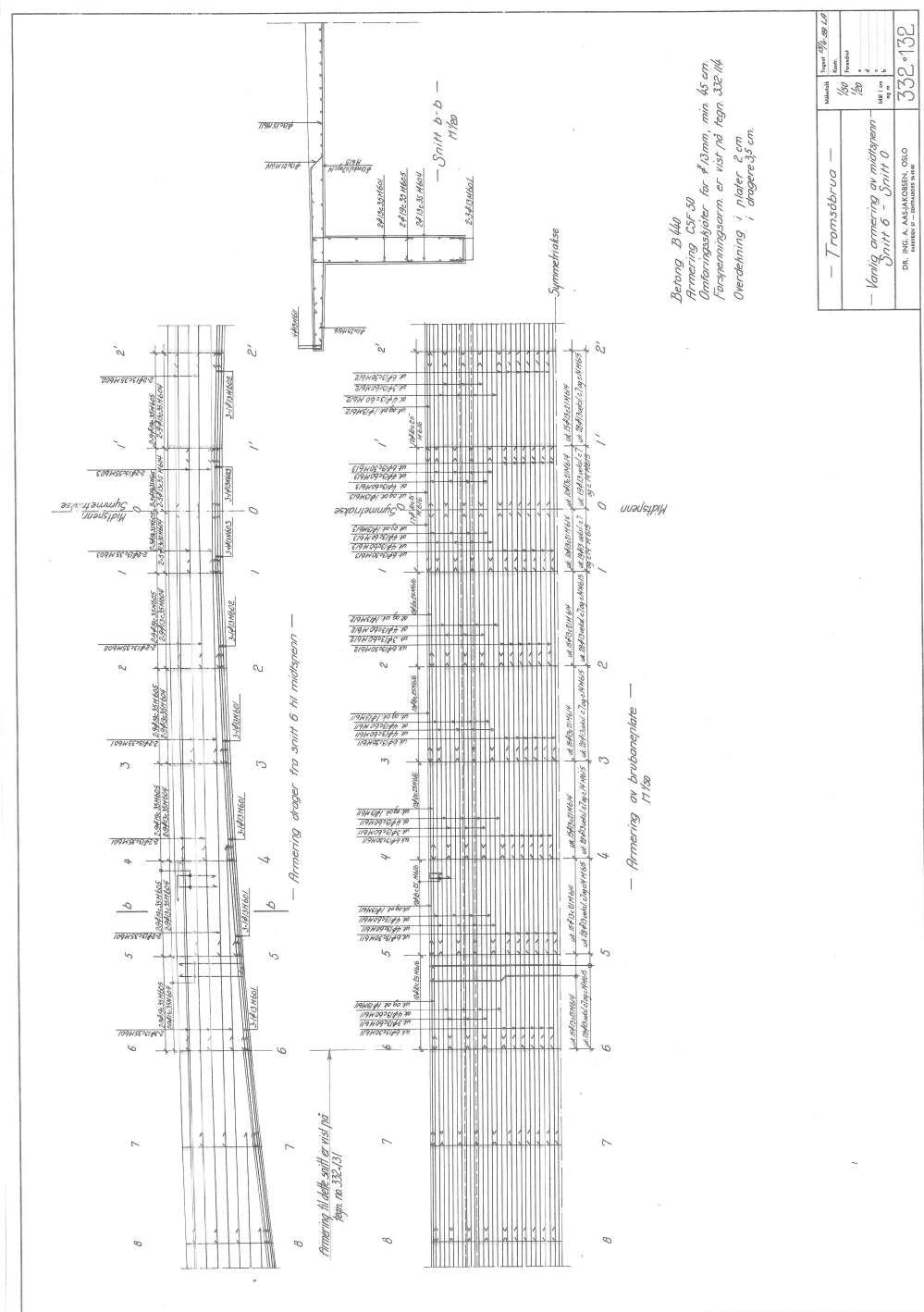


A. TEGNINGSGRUNNLAG



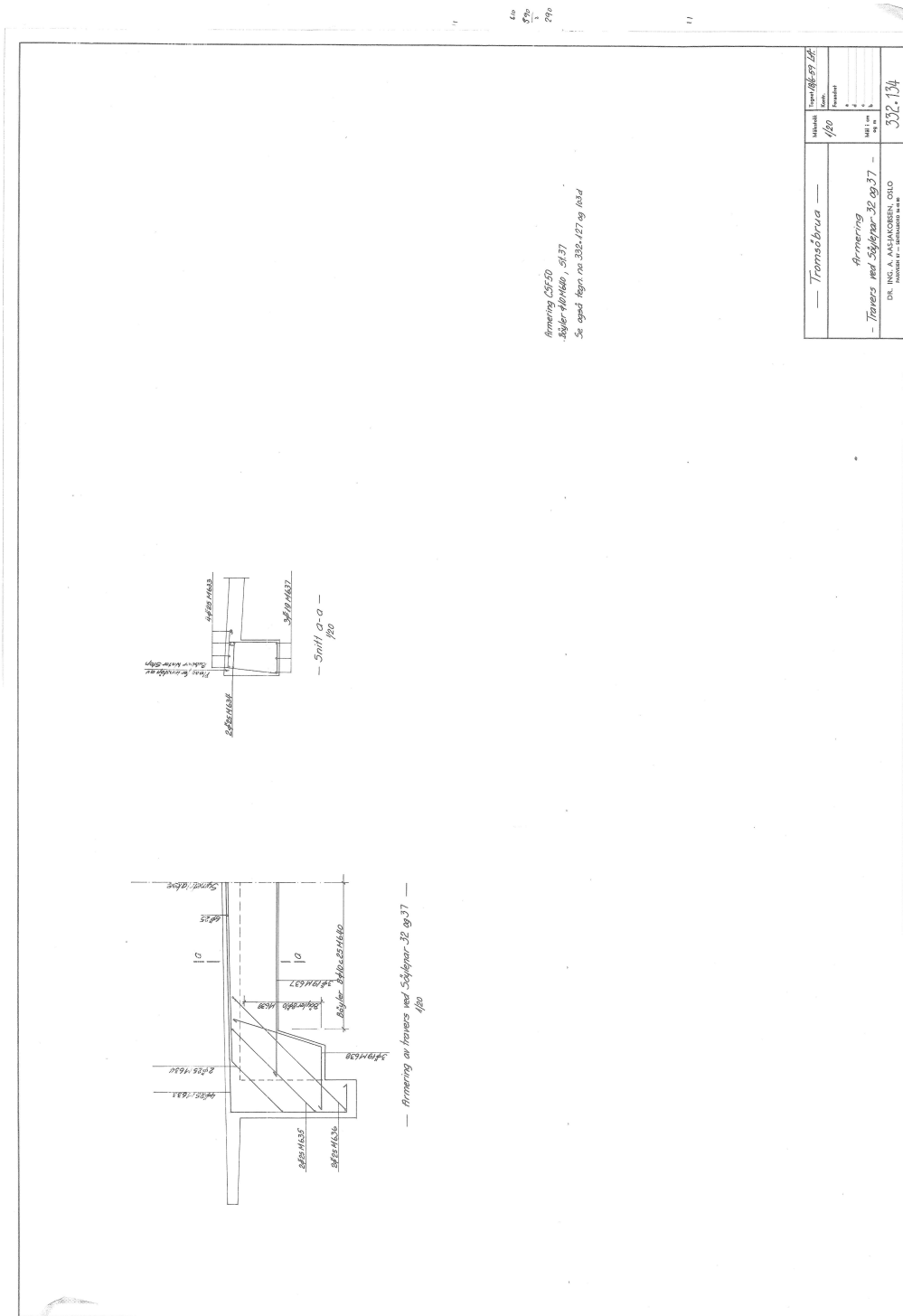
Tegning nr. 332 114	
Skala	1:50
Arbeid	1959
Utskrift	1959
Mål	1:50
332 129	
DR. ING. A. AAS-JANSEN, OSLO	
TILBYRER PÅ UTSKRIFT 1:50	

A. TEGNINGSGRUNNLAG



Tromsøbrua		Skisse	1/20
Vanlig armering av midtspenn		Armering	1/20
Snitt 6 - Snitt 0		Armering	1/20
DR. ING. A. AAS-JANSEN, OSLO		Armering	1/20
MAKERS P. - JERNVÅRSTAD 1938		Armering	1/20
332°132		Armering	1/20

A. TEGNINGSGRUNNLAG



Målestokk		1/20
Tegningsnummer		332.134
Fase		1
Blad nr		1
Blad i alt		1
Prosjekt		332.134
Byggherrens navn		DR. ING. A. MATHIASSEN, OSLO
Byggherrens adresse		Industri 42 - Sjøstrandveien 10

B Vindlaster

Vindlast etter NS-EN1991-1-4_2005+NA_2009 og SVV rapport Nr. 668

Referansevindhastighet Tromsø:	$v_{b0} := 27 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	Tabell NA.4(901.1)
Terskelverdi	$v_0 := 30 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	NA.4.2(2)P (901.1)
Høyde over havet for byggstedet:	$H := 0$	
	$H_0 := 700\text{m} \quad H_{\text{topp}} := 1300\text{m}$	Tabell NA.4(901.2)
Nivåfaktor:	$c_{\text{alt}} := 1 + \frac{(v_0 - v_{b0})(H - H_0)}{v_{b0}(H_{\text{topp}} - H_0)}$	
	$c_{\text{alt}} := \max(c_{\text{alt}}, 1) = 1$	
Retningsfaktor (Anbefalt):	$c_{\text{dir}} := 1.0$	
Årstidsfaktor (Anbefalt):	$c_{\text{season}} := 1.0$	
Faktor for returperiode:	$c_{\text{prob}} := 1.0$	
Basisvindhastighet:	$v_b := c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{season}} \cdot c_{\text{alt}} \cdot c_{\text{prob}} \cdot v_{b0}$	NA.4(901.1)
	$v_b = 27 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	
Middelhøyde for deler av Tromsøbrua:	$z_{0_17} := \frac{19.40\text{m} + 8.02\text{m}}{2} = 13.71\text{m}$	
	$z_{17_32} := \frac{38.9\text{m} + 19.4\text{m}}{2} = 29.15\text{m}$	
	$z_{\text{FFB}} := \frac{41.44\text{m} + 38.84\text{m}}{2} = 40.14\text{m}$	
Terrengruhet (Terrengkategori I):	$k_r := 0.17$	Tabell NA.4.1
	$z_0 := 0.01\text{m}$	
	$z_{\text{min}} := 2\text{m}$	
Ruhetsfaktor:	$c_{r1} := k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{0_17}}{z_0}\right)$	(4.4)
	$c_{r2} := k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{17_32}}{z_0}\right)$	
	$c_{r3} := k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{\text{FFB}}}{z_0}\right)$	

Terrengformfaktor: $c_o := 1.0$ (4.3.1)

$k_r := 1.0$ (NA.4.4)

Middelvind: $v_{m1} := c_{r1} \cdot c_o \cdot v_b = 33.2 \frac{m}{s}$ (4.3)

$v_{m2} := c_{r2} \cdot c_o \cdot v_b = 36.6 \frac{m}{s}$

$v_{m3} := c_{r3} \cdot c_o \cdot v_b = 38.1 \frac{m}{s}$

Turbulensintensiteten: $I_{v1} := \frac{k_I}{c_o \cdot \ln\left(\frac{z_{0.17}}{z_0}\right)} = 0.14$ (4.7)

$I_{v2} := \frac{k_I}{c_o \cdot \ln\left(\frac{z_{17.32}}{z_0}\right)} = 0.13$

$I_{v3} := \frac{k_I}{c_o \cdot \ln\left(\frac{z_{FFB}}{z_0}\right)} = 0.12$

Vindkasthastighet $k_p := 3.5$ (NA.4.5)

$v_{s1} := v_{m1}$ $v_{s2} := v_{m2}$ $v_{s3} := v_{m3}$ (SVV 668 1.9.3)

$v_{p1} := (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_{v1})^{0.5} \cdot v_{s1}$ (NA.4.4)

$v_{p2} := (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_{v2})^{0.5} \cdot v_{s2}$

$v_{p3} := (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_{v3})^{0.5} \cdot v_{s3}$

$v_{p1_MTRAF} := \min\left(v_{p1}, 35 \frac{m}{s}\right)$ (NA.8.1(4))

$v_{p2_MTRAF} := \min\left(v_{p2}, 35 \frac{m}{s}\right)$

$v_{p3_MTRAF} := \min\left(v_{p3}, 35 \frac{m}{s}\right)$

$\rho := 1.25 \frac{kg}{m^3}$ (NA.4.5(1))

$$q_{p1_UTRAF} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{p1}^2 = 1.35 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{NA.4.8})$$

$$q_{p2_UTRAF} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{p2}^2 = 1.57 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{p3_UTRAF} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{p3}^2 = 1.67 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{p1_MTRAF} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{p1_MTRAF}^2 = 0.77 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{p2_MTRAF} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{p2_MTRAF}^2 = 0.77 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{p3_MTRAF} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{p3_MTRAF}^2 = 0.77 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindkasthastighetstrykk
med trafikk for hele brua:

$$q_{p_MTRAF} := q_{p1_MTRAF} = 0.77 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindkasthastighetstrykk
uten trafikk for akse 0-17:

$$q_{p1_UTRAF} = 1.35 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindkasthastighetstrykk
med trafikk for akse 17-32:

$$q_{p2_UTRAF} = 1.57 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindkasthastighetstrykk
med trafikk for FFB:

$$q_{p3_UTRAF} = 1.67 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Basisvindhastighetstrykket:

$$q_b := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0.46 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (4.10)$$

Vindlaster på overbygningen med trafikk

Bredde i tverretning
(med gangbane):

$$b := 8.3\text{m} + 2 \cdot (2\text{m} - 0.7\text{m}) = 10.9\text{m}$$

Høyde:

$$d_{0_17} := 0.4\text{m}$$

$$d_{17_32} := 2.0\text{m}$$

$$d_{\text{FFB}} := 2.5\text{m}$$

Høyde med trafikk:

$$d_{\text{tot.1}} := d_{0_17} + 2\text{m} = 2.4\text{m}$$

$$d_{\text{tot.2}} := d_{17_32} + 2\text{m} = 4.0\text{m}$$

$$d_{\text{tot.3}} := d_{\text{FFB}} + 2\text{m} = 4.5\text{m}$$

$$\frac{b}{d_{\text{tot.1}}} = 4.5 \quad \frac{b}{d_{\text{tot.2}}} = 2.7 \quad \frac{b}{d_{\text{tot.3}}} = 2.4$$

$$c_{\text{fx.1}} := 1.15 \quad c_{\text{fx.2}} := 1.65 \quad c_{\text{fx.3}} := 1.75$$

(Figur 8.3)

$$c_e := \frac{q_{\text{p_MTRAF}}}{q_b} = 1.68$$

Kraftfaktor:

$$c_{\text{fz}} := 0.9$$

(NA.8.3.3)

Horisontalkraft i tverretning
akse 0-17:

$$f_{\text{wt.1}} := c_{\text{fx.1}} \cdot d_{\text{tot.1}} \cdot q_{\text{p_MTRAF}} = 2.11 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

(N400 5.6.2-1 +
(NS-EN1991-1-4)

Vertikalkraft akse 0-17:

$$f_{\text{wz.1}} := c_{\text{fz}} \cdot b \cdot q_{\text{p_MTRAF}} = 7.51 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Horisontalkraft i tverretning
akse 17-32:

$$f_{\text{wt.2}} := c_{\text{fx.2}} \cdot d_{\text{tot.2}} \cdot q_{\text{p_MTRAF}} = 5.05 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vertikalkraft akse 17-32:

$$f_{\text{wz.2}} := c_{\text{fz}} \cdot b \cdot q_{\text{p_MTRAF}} = 7.51 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Horisontalkraft i tverretning FFB:

$$f_{\text{wt.3}} := c_{\text{fx.3}} \cdot d_{\text{tot.3}} \cdot q_{\text{p_MTRAF}} = 6.03 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vertikalkraft FFB:

$$f_{\text{wz.3}} := c_{\text{fz}} \cdot b \cdot q_{\text{p_MTRAF}} = 7.51 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindlaster på overbygningen uten trafikk akse 0-17

Høyde med rekkverk:	$d_{\text{tot1}} := d_{0_17} + 1.2\text{m} = 1.6\text{m}$	(Tabell 8.1)
	$\frac{b}{d_{\text{tot1}}} = 6.8$	
Kraftfaktor	$c_{\text{fx1}} := 1.3$	(Figur 8.3)
	$c_{\text{e1}} := \frac{q_{\text{p1_UTRAF}}}{q_b} = 2.969$	(4.9)
<u>Horisontalkraft i tverretning</u>	$f_{\text{wt1}} := c_{\text{fx1}} \cdot d_{\text{tot1}} \cdot q_{\text{p1_UTRAF}} = 2.81 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	(8.3.1 + N400 5.6.2)
<u>Vertikalkraft:</u>	$f_{\text{wz1}} := c_{\text{fz}} \cdot b \cdot q_{\text{p1_UTRAF}} = 13.27 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	

Vindlaster på overbygningen uten trafikk akse 17-32

Høyde med rekkverk:	$d_{\text{tot2}} := d_{17_32} + 1.2\text{m} = 3.2\text{m}$	(Tabell 8.1)
	$\frac{b}{d_{\text{tot2}}} = 3.4$	
Kraftfaktor	$c_{\text{fx2}} := 1.4$	(Figur 8.3)
<u>Horisontalkraft i tverretning</u>	$f_{\text{wt2}} := c_{\text{fx2}} \cdot d_{\text{tot2}} \cdot q_{\text{p2_UTRAF}} = 7.049 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	(4.9)
<u>Vertikalkraft:</u>	$f_{\text{wz2}} := c_{\text{fz}} \cdot b \cdot q_{\text{p2_UTRAF}} = 15.43 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	(8.3.1 + N400 5.6.2)

Vindlaster på overbygningen uten trafikk FFB

Høyde med rekkverk:	$d_{\text{tot3}} := d_{\text{FFB}} + 1.2\text{m} = 3.7\text{m}$	(Tabell 8.1)
	$\frac{b}{d_{\text{tot3}}} = 2.9$	
Kraftfaktor	$c_{\text{fx3}} := 1.6$	(Figur 8.3)
<u>Horisontalkraft i tverretning</u>	$f_{\text{wt3}} := c_{\text{fx3}} \cdot d_{\text{tot3}} \cdot q_{\text{p3_UTRAF}} = 9.89 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	(4.9)
<u>Vertikalkraft:</u>	$f_{\text{wz3}} := c_{\text{fz}} \cdot b \cdot q_{\text{p3_UTRAF}} = 16.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	(8.3.1 + N400 5.6.2)

Oppsummering

Akse	Med trafikk	Uten trafikk
0-17 Bruas tverretning	$f_{wt.1} = 2.11 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$f_{wt1} = 2.81 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Vertikalkraft	$f_{wz.1} = 7.51 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$f_{wz1} = 13.27 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
17-32 Bruas tverretning	$f_{wt.2} = 5.05 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$f_{wt2} = 7.05 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Vertikalkraft	$f_{wz.2} = 7.51 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$f_{wz2} = 15.43 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
FFB Bruas tverretning	$f_{wt.3} = 6.03 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$f_{wt3} = 9.89 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Vertikalkraft	$f_{wz.3} = 7.51 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$f_{wz3} = 16.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Vindlast på søyler

Gjennomsnittlig middelshøyde på søylene:	$z_s := \frac{(39\text{m} - 2\text{m})}{2} + \frac{(9\text{m} - 0.5\text{m})}{2} = 11.38\text{m}$	
Ruhetsfaktor:	$c_{rs} := k_r \cdot \ln\left(\frac{z_s}{z_0}\right) = 1.196$	
Basisvindhastighet:	$v_b = 27 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	
Middelvind:	$v_{ms} := c_{rs} \cdot c_o \cdot v_b = 32.3 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	(4.3)
Turbulensintensiteten:	$I_{vs} := \frac{k_I}{c_o \cdot \ln\left(\frac{z_s}{z_0}\right)} = 0.14$	(4.7)
	$v_{ss} := v_{ms}$	
	$v_{ps} := (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_{vs})^{0.5} \cdot v_{ss} = 45.62 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	(SVV 668 1.9.3)
	$v_{ps_MTRAF} := \min\left(v_{ps}, 35 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)$	(SVV 668 1.9.1)
	$q_{ps_UTRAF} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{ps}^2 = 1.3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	
	$q_{ps_MTRAF} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{ps_MTRAF}^2 = 0.77 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	
Vindkasthastighetstrykk med trafikk for søylene:	$q_{ps_MTRAF} = 0.77 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	
Vindkasthastighetstrykk uten trafikk for søylene:	$q_{ps_UTRAF} = 1.30 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	
Basisvindhastighetstrykket:	$q_b = 0.46 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	(4.10)
Antar overflateruhet	$k := 1.0$	
Diameter på søylene:	$b_s := 1.4\text{m}$	
Fordelt last på søylene med trafikk:	$f_s_MTRAF := q_{ps_MTRAF} \cdot b_s \cdot k = 1.07 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	
Fordelt last på søylene uten trafikk:	$f_s_UTRAF := q_{ps_UTRAF} \cdot b_s \cdot k = 1.82 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	

C Temperaturlaster

Termiske påvirkninger etter NS-EN 1991-1-5 og SVV rapport nr. 668

Karakteristiske verdier for lufttemperatur:	$T_{\max} := 35 \text{ }^{\circ}\text{C}$	(Figur NA.A1)
	$T_{\min} := -25 \text{ }^{\circ}\text{C}$	(Figur NA.A2)
Initialtemperatur	$T_0 := 10 \text{ }^{\circ}\text{C}$	(NA.A.1(3))
Jevnt fordelt temperaturandel for betongbruer type 3:	$T_{e,\max} := T_{\max} - 3 = 32 \text{ }^{\circ}\text{C}$	(Figur NA.6.1)
	$T_{e,\min} := T_{\min} + 8 = -17 \text{ }^{\circ}\text{C}$	
Intervall for jevnt fordelt brutetemperatur:	$\Delta T_{N,\text{con}} := (T_0 - T_{e,\min}) = 27 \text{ }^{\circ}\text{C}$	(6.1)
	$\Delta T_{N,\text{exp}} := T_{e,\max} - T_0 = 22 \text{ }^{\circ}\text{C}$	(6.2)
Vertikalt lineært varierende temperaturandel:	$\Delta T_{M,\text{heat}} := 0.7 \cdot 15 = 10.5 \text{ }^{\circ}\text{C}$	(Tabell NA.6.1 og 6.2)
	$\Delta T_{M,\text{cool}} := 1.0 \cdot 8 = 8 \text{ }^{\circ}\text{C}$	
Samtidighet av temperaturlaster:	$\omega_N := 0.35$	(NA.6.1.5(1))
	$\omega_M := 0.75$	
	$\Delta T_{N,\text{exp}} = 22 \text{ }^{\circ}\text{C}$	
	$\Delta T_{N,\text{con}} = 27 \text{ }^{\circ}\text{C}$	
	$\Delta T_{M,\text{heat}} = 10.5 \text{ }^{\circ}\text{C}$	
	$\Delta T_{M,\text{cool}} = 8 \text{ }^{\circ}\text{C}$	

Dette gir følgende lastkombinasjoner (SVV 668 kapittel 1.8.4):

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

Termiske påvirkninger etter NS-EN 1991-1-5 og SVV rapport nr. 668

Karakteristiske verdier for lufttemperatur:	$T_{\max} := 35 \text{ }^{\circ}\text{C}$	(Figur NA.A1)
	$T_{\min} := -25 \text{ }^{\circ}\text{C}$	(Figur NA.A2)
Initialtemperatur	$T_0 := 10 \text{ }^{\circ}\text{C}$	(NA.A.1(3))
Jevnt fordelt temperaturandel for betongbruer type 3:	$T_{e,\max} := T_{\max} - 3 = 32 \text{ }^{\circ}\text{C}$	(Figur NA.6.1)
	$T_{e,\min} := T_{\min} + 8 = -17 \text{ }^{\circ}\text{C}$	
Intervall for jevnt fordelt brutetemperatur:	$\Delta T_{N,\text{con}} := (T_0 - T_{e,\min}) = 27 \text{ }^{\circ}\text{C}$	(6.1)
	$\Delta T_{N,\text{exp}} := T_{e,\max} - T_0 = 22 \text{ }^{\circ}\text{C}$	(6.2)
Vertikalt lineært varierende temperaturandel:	$\Delta T_{M,\text{heat}} := 0.7 \cdot 15 = 10.5 \text{ }^{\circ}\text{C}$	(Tabell NA.6.1 og 6.2)
	$\Delta T_{M,\text{cool}} := 1.0 \cdot 8 = 8 \text{ }^{\circ}\text{C}$	
Samtidighet av temperaturlaster:	$\omega_N := 0.35$	(NA.6.1.5(1))
	$\omega_M := 0.75$	
	$\Delta T_{N,\text{exp}} = 22 \text{ }^{\circ}\text{C}$	
	$\Delta T_{N,\text{con}} = 27 \text{ }^{\circ}\text{C}$	
	$\Delta T_{M,\text{heat}} = 10.5 \text{ }^{\circ}\text{C}$	
	$\Delta T_{M,\text{cool}} = 8 \text{ }^{\circ}\text{C}$	

Dette gir følgende lastkombinasjoner (SVV 668 kapittel 1.8.4):

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

D Deformasjonslaster

Deformasjonslaster

Tverrsnittsdata

Dimensjoner i betongtverrsnitt 14 og 15:

Bredde av topplate

$$b_{\text{tplate}} := 8300\text{mm}$$

Bredde av flensutstikk i topplaten:

$$b_{\text{flens}} := 1100\text{mm}$$

Tykkelse av stegene:

$$t_{\text{steg}} := 350\text{mm}$$

Tykkelse av topplaten:

$$t_{\text{tplate}} := 230\text{mm}$$

Tykkelse av bunnplaten:

$$t_{\text{bplate}} := 200\text{mm}$$

Total høyde for tverrsnitt 14 og 15:

$$h_{14} := 4667.8\text{mm}$$

$$h_{15} := 4557.8\text{mm}$$

Bredde av bunnplaten:

$$b_{\text{bplate}} := 2 \cdot 2700\text{mm}$$

Omkrets av tverrsnitt utsatt for uttørking. Antar halv uttørking for innsiden av tverrsnittet. Tall hentet fra tverrsnittene i FEM-design.

$$u_{14} := 44994\text{mm} - 0.5 \cdot 19176\text{mm} = 35406 \cdot \text{mm}$$

$$u_{15} := 44554\text{mm} - 0.5 \cdot 18956\text{mm} = 35076 \cdot \text{mm}$$

Diameter spennstag:

$$\phi := 26\text{mm}$$

Armeringsareal for 1 stag og 104 stag:

$$A_{p1} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 \cdot 1 = 531 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{p104} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 \cdot 104 = 5.52 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Betongareal tverrsnitt 14 og 15 fra FEM-design:

$$A_{c14} := 5730460\text{mm}^2$$

$$A_{c15} := 5653460\text{mm}^2$$

D. DEFORMASJONSLASTER

Kontroll av tverrsnittsareal:

$$A_{c14.kontr} := b_{tplate} \cdot \left(t_{tplate} - \frac{1}{2} \cdot 80\text{mm} \right) \dots \\ + (h_{14} - t_{tplate}) \cdot (2 \cdot t_{steg}) + t_{bplate} \cdot b_{bplate} - 30\text{mm} \cdot b_{flens}$$

kontroll := if($A_{c14} = A_{c14.kontr}$, "OK", "Avvik") = "OK"

E-modul spennst ag:

$$E_p := 205000 \cdot \text{MPa}$$

E-modul betong:

$$E_{cm} := 34300 \text{MPa}$$

Andre arealmoment for tverrsnitt 14 og 15:

$$I_{c14} := 17.7 \cdot 10^{12} \text{mm}^4$$

$$I_{c15} := 16.7 \cdot 10^{12} \text{mm}^4$$

Spennkraft:

$$P_0 := 33000 \text{kg} \cdot g = 324 \cdot \text{kN}$$

(Stormbulletin nr.2, 1960)

Eksentrisitet ved midtsnitt for st ag 1,2 og 52

$$e_{1,2} := 1200 \text{mm}$$

$$e_{52} := 2020 \text{mm}$$

Umiddelbare tap av spennkraft ved etteroppspenning

Tap som skyldes umiddelbar deformasjon av betongen

Beregninger følger prosedyre fra SVV 668, 2.4.2 Elastisk deformasjon av betongen.

Spennkraft etter tap for elastisk deformasjon.

De korteste spennstagene er markert med 1.2 og det lenste spennstaget er markert med 52 etter samme notasjon som i tegningsgrunnlaget.

$$P_{0'.1.2} := \frac{P_0}{1 + \frac{E_p}{2E_{cm}} \cdot \frac{A_{p104}}{A_{c14}} \cdot \left(1 + \frac{e_{1.2}^2 \cdot A_{c14}}{I_{c14}}\right)} = 311 \cdot \text{kN}$$

$$P_{0'.52} := \frac{P_0}{1 + \frac{E_p}{2E_{cm}} \cdot \frac{A_{p104}}{A_{c15}} \cdot \left(1 + \frac{e_{52}^2 \cdot A_{c14}}{I_{c14}}\right)} = 303 \cdot \text{kN}$$

Dette gir spennkrafttapet for de beregnede spennstagene:

$$\Delta P_{el.1.2} := P_0 - P_{0'.1.2} = 13.1 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta P_{el.52} := P_0 - P_{0'.52} = 20.5 \cdot \text{kN}$$

Spennkrafttapet som følge av elastisk deformasjon av betongen gitt i prosent:

$$\frac{\Delta P_{el.1.2}}{P_0} = 4.1\% \quad \frac{\Delta P_{el.52}}{P_0} = 6.3\%$$

Tap på grunn av friksjon

Beregninger følger prosedyre fra SVV 668, 2.4.3 Friksjon.

NS-EN 1992-1-1, Tabell 5.1 for glatt rund stang gir friksjonskoeffisienten:

$$\mu := 0.33 \text{ rad}^{-1}$$

Summen av vinkelendring langs de korteste spennstagene fra venstre:

$$\theta_{1,2,v} := (23 - 3) \cdot \frac{\pi}{180} = 0.349 \cdot \text{rad}$$

Summen av vinkelendring langs de korteste spennstagene fra høyre:

$$\theta_{1,2,h} := (18 - 3) \cdot \frac{\pi}{180} = 0.262 \cdot \text{rad}$$

Det lengste spennstaket har tilnærmet 0 krumning:

$$\theta_{52} := (0) \cdot \frac{\pi}{180} = 0 \cdot \text{rad}$$

Lengden fra venstre til snittet nærmest midtsnitt for de korteste spennstagene.

$$L_{1,2,v} := 10 \text{ m}$$

Lengden fra høyre til snittet nærmest midtsnitt for de korteste spennstagene.

$$L_{1,2,h} := 8 \text{ m}$$

Lengden langs x for det lengste spennstaket.

$$L_{52} := \frac{66}{2} \text{ m}$$

Utøst vinkelendring:

$$k := 0.0087 \frac{\text{rad}}{\text{m}}$$

Friksjonstapet spennstagene, jf. NS-EN 1991-1-1, 5.10.5.2:

Fra venstre:

$$\Delta P_{\mu,1,2,v} := P_0 \cdot \left[1 - e^{-\mu \cdot (\theta_{1,2,v} + k \cdot L_{1,2,v})} \right] = 43 \cdot \text{kN}$$

Fra høyre:

$$\Delta P_{\mu,1,2,h} := P_0 \cdot \left[1 - e^{-\mu \cdot (\theta_{1,2,h} + k \cdot L_{1,2,h})} \right] = 34 \cdot \text{kN}$$

Sum for korteste spennstag:

$$\Delta P_{\mu.1.2} := \frac{(\Delta P_{\mu.1.2.v} + \Delta P_{\mu.1.2.h})}{2} = 38 \cdot \text{kN}$$

Lengste spennstag:

$$\Delta P_{\mu.52} := P_0 \cdot \left[1 - e^{-\mu \cdot (\theta_{52} + k \cdot L_{52})} \right] = 29 \cdot \text{kN}$$

Spennkrafttapet som følge av friksjon gitt i prosent:

$$\frac{\Delta P_{\mu.1.2}}{P_0} = 11.9\%$$

$$\frac{\Delta P_{\mu.52}}{P_0} = 9\%$$

Tap på grunn ved forankringer

Beregninger følger prosedyre fra SVV 668, 2.4.5 Friksjon og låsetap.

Midlere krumning (ligning gitt i SVV 668, 2.4.3 Friksjon).

$$\kappa_{1.2.v} := \frac{\theta_{1.2.v}}{L_{1.2.v}} = 0.035 \frac{1}{m}$$

$$\kappa_{1.2.h} := \frac{\theta_{1.2.h}}{L_{1.2.h}} = 0.033 \frac{1}{m}$$

$$\kappa_{52} := \frac{\theta_{52}}{L_{52}} = 0$$

ETA-05/0123 DYWIDAG Post-tensioning bar tendon system, Annex 43 gir låsetapet:

$$\Delta L_L := 1.7\text{mm}$$

Lengde av kabelen som er påvirket av låsetap er definert som x_L .

Merknaden 1.2.v og 1.2.h viser til hhv venstre og høyre ende av spennstag 1 og 2. Merknaden 52 viser til det lengste spennstaget nr 52. Det følger også en kontroll av at lengden påvirket av låsetap er kortere enn oppspent stag.

$$x_{L.1.2.v} := \frac{-1}{\mu \cdot (\kappa_{1.2.v} + k)} \cdot \ln \left[1 - \sqrt{\frac{E_p \cdot A_{p1} \cdot \Delta L_L \cdot \mu \cdot (\kappa_{1.2.v} + k)}{P_0}} \right] = 6.6 \text{ m}$$

$$\text{kontroll}_{x.L.1.2.v} := \text{if}(x_{L.1.2.v} < L_{1.2.v}, \text{"OK"}, \text{"Overskredet"}) = \text{"OK"}$$

$$x_{L.1.2.h} := \frac{-1}{\mu \cdot (\kappa_{1.2.h} + k)} \cdot \ln \left[1 - \sqrt{\frac{E_p \cdot A_{p1} \cdot \Delta L_L \cdot \mu \cdot (\kappa_{1.2.h} + k)}{P_0}} \right] = 6.8 \text{ m}$$

$$\text{kontroll}_{x.L.1.2.h} := \text{if}(x_{L.1.2.h} < L_{1.2.h}, \text{"OK"}, \text{"Overskredet"}) = \text{"OK"}$$

$$x_{L.52} := \frac{-1}{\mu \cdot (\kappa_{52} + k)} \cdot \ln \left[1 - \sqrt{\frac{E_p \cdot A_{p1} \cdot \Delta L_L \cdot \mu \cdot (\kappa_{52} + k)}{P_0}} \right] = 14.4 \text{ m}$$

$$\text{kontroll}_{x.L.52} := \text{if}(x_{L.52} < L_{52}, \text{"OK"}, \text{"Overskredet"}) = \text{"OK"}$$

Låsetapet for spennstagene blir ifølge SVV668, 2.4.5:

$$\Delta P_{1.2.v} := P_0 \left[1 - e^{-2\mu \cdot (\kappa_{1.2.v} + k) \cdot x_{L.1.2.v}} \right] = 56 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta P_{1.2.h} := P_0 \left[1 - e^{-2\mu \cdot (\kappa_{1.2.h} + k) \cdot x_{L.1.2.h}} \right] = 55 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta P_{1.2} := \frac{\Delta P_{1.2.v} + \Delta P_{1.2.h}}{2} = 55 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta P_{52} := P_0 \left[1 - e^{-2\mu \cdot (\kappa_{52} + k) \cdot x_{L.52}} \right] = 26 \cdot \text{kN}$$

Spennkrafttapet som følge av låsetap gitt i prosent blir:

$$\frac{\Delta P_{1.2}}{P_0} = 17.1\%$$

$$\frac{\Delta P_{52}}{P_0} = 7.9\%$$

Kryp og svinntøyning

Relativ fuktighet antas som utendørs forhold, jf. NS-EN 1992-1-1, 3.1.4:

$$RH := 80\%$$

Fastsattelse av svinntøyning ved uttørking

Beregningene for svinntøyning følger prosedyre gitt i NS-EN 1992-1-1, B.2.

Med antatt sementklasse N følger:

$$\alpha_{ds1} := 4$$

$$\alpha_{ds2} := 0.12$$

Ifølge HB V413, tabell 2.1.2 tilsvarer betongkvalitet B450 i NS 427A, fasthetsklasse B32. Betongkvalitet B450 er nærmest B440 som er definert i tegningsgrunnlaget for kassetvernsnittet for FFB-delen. Denne betongkvaliteten legges derfor som grunn for videre beregningene her.

$$f_{ck} := 32\text{MPa}$$

$$f_{cm} := f_{ck} + 8\text{MPa} = 40\text{MPa}$$

$$f_{cmo} := 10\text{MPa}$$

$$RH_0 := 100\%$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (\text{B.12})$$

Nominell verdi for svinntøyning ved uttørking er gitt ved:

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 0.26 \cdot 10^{-3} \quad (\text{B.13})$$

Bestemmelse av kryptall

Beregninger for bestemmelse av kryptall følger prosedyre gitt i NS-EN 1992-1-1, B.1.

Faktorer for å ta hensyn til betongfasthetens betydning:

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.911 \quad (\text{B.8c})$$

$$\alpha_2 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.974 \quad (\text{B.8c})$$

$$\alpha_3 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.935 \quad (\text{B.8c})$$

Effektiv tverrsnittstykkelse for kassetvernsnitt 14 og 15.

$$h_{0,14} := 2 \cdot \frac{A_{c14}}{u_{14}} = 324 \cdot \text{mm} \quad (\text{B.6})$$

$$h_{0,15} := 2 \cdot \frac{A_{c15}}{u_{15}} = 322.4 \cdot \text{mm} \quad (\text{B.6})$$

Faktor som avhenger av RH og h_0 for kassetvernsnitt 14 og 15.

$$\beta_{H,14} := 1.5 \left[1 + (0.012 \cdot \text{RH} \cdot 100)^{18} \right] \cdot \frac{h_{0,14}}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3 = 952 \quad (\text{B.8b})$$

$$\text{test}_{14} := \text{if}(\beta_{H,14} \leq 1500 \cdot \alpha_3, \text{"TRUE"}, \text{"FALSE"}) = \text{"TRUE"}$$

$$\beta_{H,15} := 1.5 \left[1 + (0.012 \cdot \text{RH} \cdot 100)^{18} \right] \cdot \frac{h_{0,15}}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3 = 949 \quad (\text{B.8b})$$

$$\text{test}_{15} := \text{if}(\beta_{H,15} \leq 1500 \cdot \alpha_3, \text{"TRUE"}, \text{"FALSE"}) = \text{"TRUE"}$$

FFB-delen støpes i etapper og lastpåføringen skjer ved forskjellige tidspunkt. Betongens alder i døgn ved belastning antas:

$$t_0 := 28 \text{day}$$

Betongens alder i døgn:

$$t := 2022 \text{yr} - 1960 \text{yr} = 22645 \cdot \text{day}$$

Betongens alder i døgn ved begynnelsen av uttørkingsvinnet:

$$t_s := 4 \text{day}$$

Faktor som tar hensyn til virkningen på det normerte kryptallet av betongens alder ved pålastning:

$$\beta_{t,0} := \frac{1}{0.1 + \left(\frac{t_0}{\text{day}}\right)^{0.2}} = 0.488 \quad (\text{B.5})$$

Faktor som beskriver kryptutviklingen med tanke på tid etter belastning. Beregnet for kassetversnitt 14 og 15.

$$\beta_{c,14} := \left[\frac{\left(\frac{t-t_0}{\text{day}}\right)^{-0.3}}{\beta_{H,14} + \frac{(t-t_0)}{\text{day}}} \right] = 0.988 \quad (\text{B.7})$$

$$\beta_{c,15} := \left[\frac{\left(\frac{t-t_0}{\text{day}}\right)^{-0.3}}{\beta_{H,15} + \frac{(t-t_0)}{\text{day}}} \right] = 0.988 \quad (\text{B.7})$$

Faktor som tar hensyn til virkningen av betongfastheten på det normerte kryptallet:

$$\beta_{f,cm} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} = 2.656 \quad (\text{B.4})$$

Faktor som tar hensyn til virkningen av relativ fuktighet på det normerte kryptallet. Beregnet for tversnitt 14 og 15, med $f_{cm} > 35$ MPa.

$$\varphi_{RH,14} := \left[1 + \alpha_1 \cdot \frac{1 - \frac{RH}{100\%}}{\frac{1}{0.1 \cdot \left(\frac{h_{0,14}}{\text{mm}}\right)^3}} \right] \cdot \alpha_2 = 1.232 \quad (\text{B.3b})$$

$$\varphi_{RH,15} := \left[1 + \alpha_1 \cdot \frac{1 - \frac{RH}{100\%}}{\frac{1}{0.1 \cdot \left(\frac{h_{0,15}}{\text{mm}}\right)^3}} \right] \cdot \alpha_2 = 1.232 \quad (\text{B.3b})$$

Normert kryptall for tverrsnitt 14 og 15:

$$\varphi_{0.14} := \varphi_{RH.14} \cdot \beta_{f,cm} \cdot \beta_{t,0} = 1.598 \quad (B.2)$$

$$\varphi_{0.15} := \varphi_{RH.15} \cdot \beta_{f,cm} \cdot \beta_{t,0} = 1.599 \quad (B.2)$$

Kryptallet for tverrsnitt 14 og 15 blir da:

$$\varphi_{t,0.14} := \varphi_{0.14} \cdot \beta_{c,14} = 1.579 \quad (B.1)$$

$$\varphi_{t,0.15} := \varphi_{0.15} \cdot \beta_{c,15} = 1.579 \quad (B.1)$$

Langtids E-modul blir da:

$$E_{cL} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{t,0.14}} = 13301 \cdot \text{MPa}$$

Svinntøyning ved uttørrking

Beregninger for svinntøyning ved uttørrking følger prosedyre i NS-EN 1992-1-1, 3.1.4:

Koefisient som av henger av den effektive tverrsnittstykkelsen h_0 . Interpolerte verdier fra NS-EN 1992-1-1, Tabell 3.3.

$$k_{h,14} := \frac{0.7 - 0.75}{500\text{mm} - 300\text{mm}} \cdot (h_{0,14} - 500\text{mm}) + 0.7 = 0.74$$

$$k_{h,15} := \frac{0.7 - 0.75}{500\text{mm} - 300\text{mm}} \cdot (h_{0,15} - 500\text{mm}) + 0.7 = 0.74$$

$$\beta_{ds,14} := \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \cdot s \cdot \sqrt{h_{0,14}^3} \cdot \text{mm}^{\frac{-3}{2}}} = 1 \quad (3.10)$$

$$\beta_{ds,15} := \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \cdot s \cdot \sqrt{h_{0,15}^3} \cdot \text{mm}^{\frac{-3}{2}}} = 1 \quad (3.10)$$

Svinntøyningen ved uttørrking blir:

$$\epsilon_{cd,14} := \beta_{ds,14} \cdot k_{h,14} \cdot \epsilon_{cd,0} = 0.195 \cdot 10^{-3} \quad (3.9)$$

$$\epsilon_{cd,15} := \beta_{ds,15} \cdot k_{h,15} \cdot \epsilon_{cd,0} = 0.195 \cdot 10^{-3} \quad (3.9)$$

Autogent svinn:

$$\beta_{as} := 1 - e^{-0.2 \sqrt{\frac{t}{s}}} = 1 \quad (3.13)$$

$$\epsilon_{ca.inf} := 2.5 \cdot \frac{f_{ck} - 10 \text{MPa}}{\text{MPa}} \cdot 10^{-6} \quad (3.12)$$

$$\epsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot \epsilon_{ca.inf} = 0.055 \cdot 10^{-3} \quad (3.11)$$

Total

$$\epsilon_{cs.14} := \epsilon_{cd.14} + \epsilon_{ca} = 0.25 \cdot 10^{-3} \quad (3.8)$$

$$\epsilon_{cs.15} := \epsilon_{cd.15} + \epsilon_{ca} = 0.25 \cdot 10^{-3} \quad (3.8)$$

Gjennomsnitt for tverrsnittene

$$\epsilon_{cs} := \frac{\epsilon_{cs.14} + \epsilon_{cs.15}}{2} = 0.25 \cdot 10^{-3}$$

Tap fra svinn

Beregnet etter prosedyre definert i Formula list TKT4220 Concrete Structures 2.

$$N_s := \epsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_{p104} = 2.83 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.977$$

$$A_{t14} := A_{c14} + (\eta - 1) \cdot A_{p104} = 6.01 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{t15} := A_{c15} + (\eta - 1) \cdot A_{p104} = 5.93 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

$$y_{t14} := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p104} \cdot e_{1.2}}{A_{t14}} = 55 \cdot \text{mm}$$

$$y_{t15} := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p104} \cdot e_{52}}{A_{t15}} = 94 \cdot \text{mm}$$

$$I_{t14} := I_{c14} + A_{c14} \cdot y_{t14}^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p104} \cdot (e_{1.2} - y_{t14})^2 = 1.81 \times 10^{13} \text{ mm}^4$$

$$I_{t15} := I_{c15} + A_{c15} \cdot y_{t15}^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p104} \cdot (e_{52} - y_{t15})^2 = 1.78 \times 10^{13} \text{ mm}^4$$

$$\Delta \varepsilon_{p,svinn14} := \varepsilon_{cs} - \frac{N_s}{E_{cL} \cdot A_{t14}} - \frac{N_s \cdot (e_{1.2} - y_{t14})^2}{E_{cL} \cdot I_{t14}} = 0.2 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta \varepsilon_{p,svinn15} := \varepsilon_{cs} - \frac{N_s}{E_{cL} \cdot A_{t15}} - \frac{N_s \cdot (e_{52} - y_{t15})^2}{E_{cL} \cdot I_{t15}} = 0.17 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta \sigma_{p,svinn.14} := \Delta \varepsilon_{p,svinn14} \cdot E_p = 41 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta \sigma_{p,svinn.15} := \Delta \varepsilon_{p,svinn15} \cdot E_p = 35 \cdot \text{MPa}$$

$$N_{14} := \Delta \sigma_{p,svinn.14} \cdot A_{p104} = 2.3 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$N_{15} := \Delta \sigma_{p,svinn.15} \cdot A_{p104} = 1.9 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Relaksasjon

Beregninger for relaksasjon følger prosedyre definert i NS-EN 1992-1-1, 3.3.2:

Karakteristisk strekkfasthet for spennstålet:

$$f_{pk} := 105000 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot g = 10.3 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

Klasse 3 er for varmvalsede og bearbejdede stenger.

$$\rho_{1000} := 4 \%$$

NS-EN 1992-1-1, 5.10.3:

Spenningen i spennstaget umiddelbart etter oppspenning:

$$\sigma_{pm0} := 0.75 \cdot 8000 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot g = 588 \cdot \text{MPa}$$

NS-EN 1992-1-1, 3.3.2:

Initiell forspenning:

$$\sigma_{pi} := \sigma_{pm0}$$

Initiell forspenning over karakteristisk strekkfasthet for spennstål:

$$\mu_r := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.057$$

Relaksasjonstap i forspenningen:

$$\Delta \sigma_{pr} := \sigma_{pi} \cdot 1.98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8 \cdot \mu_r} \cdot \left(\frac{t}{1000 \text{hr}} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_r)} \cdot 10^{-5} = 6.3 \cdot \text{MPa} \quad (3.30)$$

Kryp, svinn og relaksasjon

Beregninger følger prosedyre fra SVV 668, 2.4.8 Kryp, svinn og relaksasjon

$$\sigma_{c.QP.1.2} := \frac{-P_0}{A_{t14}} - \frac{P_0 \cdot (e_{1.2} - y_{t14})^2}{I_{t14}} = -0.077 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.QP.52} := \frac{-P_0}{A_{t15}} - \frac{P_0 \cdot (e_{52} - y_{t15})^2}{I_{t15}} = -0.122 \text{ MPa}$$

$$z_{cp.1.2} := e_{1.2}$$

$$z_{cp.52} := e_{52}$$

NS-EN 1992-1-1, 5.10.6:

Spenningsendringen i spennstaget forårsaket av kryp, svinn og relaksasjon.

$$\Delta\sigma_{c.s.r.1.2} := \frac{\epsilon_{cs.14} \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi_{t,t0.14} \cdot |\sigma_{c.QP.1.2}|}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_{p1}}{A_{c14}} \cdot \left(1 + \frac{A_{c14}}{I_{c14}} \cdot z_{cp.1.2}^2\right)} \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi_{t,t0.14}) = 57 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{c.s.r.52} := \frac{\epsilon_{cs.15} \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi_{t,t0.15} \cdot |\sigma_{c.QP.52}|}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_{p1}}{A_{c15}} \cdot \left(1 + \frac{A_{c15}}{I_{c15}} \cdot z_{cp.52}^2\right)} \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi_{t,t0.15}) = 57 \text{ MPa}$$

Endring i oppspenningslast grunnet kryp, svinn og relaksasjon.

$$\Delta P_{c.s.r.1.2} := A_{p1} \cdot \Delta\sigma_{c.s.r.1.2} = 30 \text{ kN} \quad (5.46)$$

$$\Delta P_{c.s.r.52} := A_{p1} \cdot \Delta\sigma_{c.s.r.52} = 30 \text{ kN} \quad (5.46)$$

Spennkrafttapet som følge av kryp, svinn og relaksasjon gitt i prosent blir:

$$\frac{\Delta P_{c.s.r.1.2}}{P_0} = 9.0\% \quad \frac{\Delta P_{c.s.r.52}}{P_0} = 9.4\%$$

Oppsummering

$$\Delta P_{el.1.2} = 13.1 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta P_{el.52} = 20.5 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta P_{\mu.1.2} = 38.4 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta P_{\mu.52} = 29.3 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta P_{1,2} = 55.4 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta P_{52} = 25.7 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta P_{c.s.r.1.2} = 30.3 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta P_{c.s.r.52} = 30.5 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta P_{el} := \frac{\Delta P_{el.1.2} + \Delta P_{el.52}}{2} = 16.8 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta P_{\mu.l\ddot{a}s} := 53.7 \text{kN}$$

$$\Delta P_{c.s.r} := \frac{\Delta P_{c.s.r.1.2} + \Delta P_{c.s.r.52}}{2} = 30.4 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta P_{tot} := \Delta P_{el} + \Delta P_{\mu.l\ddot{a}s} + \Delta P_{c.s.r} = 100.9 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{\Delta P_{tot}}{P_0} = 31.2 \cdot \%$$

E Beregning av ASR-krumning

Alkalireaksjoner felt 0-16

Tverrsnittsdata betong (Alle hentet fra FEM-design):

$A_c := 2788000 \text{mm}^2$	Tverrsnittsareal av betongen
$h_{\text{tot}} := 400 \text{mm}$	Total høyde av tverrsnittet
$I_c := 2.98 \cdot 10^{10} \text{mm}^4$	Annet arealmoment
$e_z := 189 \text{mm}$	Avstand fra underkant bjelke til arealsenteret

Slakkarmering (Hentes fra beregninger av momentkapasitet):

$A_{\text{su}} := 10207 \text{mm}^2$	Areal av slakkarmeringen i overkant
$y_{\text{su}} := 29.5 \text{mm}$	Underkant bjelke til armeringens tyngdepunkt

E-moduler:

$E_{\text{ck}} := 34300 \text{MPa}$	Betongens karakteristisk E-modul
$E_{\text{cL}} := 13301 \text{MPa}$	Betongens langtids E-modul (fra spennarmeringstap)
$E_s := 200000 \text{MPa}$	Slakkarmeringens E-modul

Transformert tverrsnitt (Formelhefte betongkonstruksjoner 2):

$\eta := \frac{E_s}{E_{\text{cL}}} = 15.036$	Forholdstall
$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_{\text{su}} = 2931270 \cdot \text{mm}^2$	Areal transformert tverrsnitt
$e_{\text{zt}} := \frac{A_c \cdot e_z + (\eta - 1) \cdot A_{\text{su}} \cdot y_{\text{su}}}{A_t} = 181 \cdot \text{mm}$	Tyngdepunkt fra underkant for transformert tverrsnitt
$y_t := e_z - e_{\text{zt}} = 8 \cdot \text{mm}$	Forflytning av tyngdepunkt
$e_s := e_{\text{zt}} - y_{\text{su}} = 152 \cdot \text{mm}$	Avstand fra nytt tyngdepunkt til armering
$I_t := I_c + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{\text{su}} \cdot e_s^2 = 3.327 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$	

E. BEREGNING AV ASR-KRUMNING

Spenninger fra permanente laster:

$$M_t := 385 \text{ kN}\cdot\text{m} - 89 \text{ kN}\cdot\text{m} = 296 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_t := 0$$

$$\sigma_{\text{ok}} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{(M_t - N_t \cdot y_t) \cdot (-h_{\text{tot}} + e_{\text{zt}})}{I_t} = -1.947 \text{ MPa} \quad \text{Spenning i overkant}$$

$$\sigma_{\text{uk}} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{(M_t - N_t \cdot y_t) \cdot e_{\text{zt}}}{I_t} = 1.612 \text{ MPa} \quad \text{Spenning i underkant}$$

Det vil si at tverrsnittet er i Stadium 1

Tvangskrefter på grunn av ASR-tøyning:

$$\%_0 := 0.001$$

$$\varepsilon_{\text{ASR}} := 0.55\%_0$$

$$N_{\text{ASR}} := \varepsilon_{\text{ASR}} \cdot E_s \cdot A_{\text{su}} = 1123 \text{ kN}$$

$$M_{\text{ASR}} := N_{\text{ASR}} \cdot e_s = 170 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Krumning på grunn av ASR:

$$\kappa_{\text{ASR}} := \frac{-M_{\text{ASR}}}{E_c L \cdot I_t} = -3.849 \times 10^{-4} \frac{1}{\text{m}}$$

Krumning på grunn av temperatur:

$$\kappa_T := \frac{\alpha_T \cdot \Delta T}{h}$$

$$\alpha_T := 9.8 \cdot 10^{-6} \cdot \text{K}^{-1} \quad \text{Varmeutvidelseskoeffisient for betong}$$

Setter krumning på grunn av temperatur lik krumning på grunn av ASR og løser ut for temperaturgradienten som benyttes i FEM-design.

Ekvivalent temperaturgradient:

$$\Delta T := \kappa_{\text{ASR}} \cdot \frac{h_{\text{tot}}}{\alpha_T} = -15.712 \text{ K}$$

Alkalireaksjoner felt 17-31

Tverrsnittsdata betong (Alle hentet fra FEM-design):

$A_c := 3044000 \text{mm}^2$	Tverrsnittsareal av betongen
$h_{\text{tot}} := 1730 \text{mm}$	Total høyde av tverrsnittet
$I_c := 83.36 \cdot 10^{10} \text{mm}^4$	Annet arealmoment
$e_z := 1180 \text{mm}$	Avstand fra underkant bjelke til arealsenteret

Slakkarmering (Hentes fra beregninger av momentkapasitet):

$A_{\text{su}} := 7854 \text{mm}^2$	Areal av slakkarmeringen i underkant
$y_{\text{su}} := 165 \text{mm}$	Underkant bjelke til armeringens tyngdepunkt

E-moduler:

$E_{\text{ck}} := 34300 \text{MPa}$	Betongens karakteristisk E-modul
$E_{\text{cL}} := 13301 \text{MPa}$	Betongens langtids E-modul (fra spennarmeringstap)
$E_s := 200000 \text{MPa}$	Slakkarmeringens E-modul

Transformert tverrsnitt (Formelhefte betongkonstruksjoner 2):

$\eta := \frac{E_s}{E_{\text{cL}}} = 15.036$	Forholdstall
$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_{\text{su}} = 3154242 \cdot \text{mm}^2$	Areal transformert tverrsnitt
$e_{\text{zt}} := \frac{A_c \cdot e_z + (\eta - 1) \cdot A_{\text{su}} \cdot y_{\text{su}}}{A_t} = 1145 \cdot \text{mm}$	Tyngdepunkt fra underkant for transformert tverrsnitt
$y_t := e_z - e_{\text{zt}} = 35 \cdot \text{mm}$	Forflytning av tyngdepunkt
$e_s := e_{\text{zt}} - y_{\text{su}} = 980 \cdot \text{mm}$	Avstand fra nytt tyngdepunkt til armering
$I_t := I_c + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{\text{su}} \cdot e_s^2 = 9.432 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$	

E. BEREGNING AV ASR-KRUMNING

Spenninger fra permanente laster:

$$M_t := 1876 \text{ kN}\cdot\text{m} + 389 \text{ kN}\cdot\text{m} = 2265 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_t := 0$$

$$\sigma_{\text{ok}} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{(M_t - N_t \cdot y_t) \cdot (-h_{\text{tot}} + e_{\text{zt}})}{I_t} = -1.406 \text{ MPa} \quad \text{Spenning i overkant}$$

$$\sigma_{\text{uk}} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{(M_t - N_t \cdot y_t) \cdot e_{\text{zt}}}{I_t} = 2.748 \text{ MPa} \quad \text{Spenning i underkant}$$

Tvangskrefter på grunn av ASR-tøyning:

$$\text{‰} := 0.001$$

$$\varepsilon_{\text{ASR}} := 0.55 \text{ ‰}$$

$$N_{\text{ASR}} := \varepsilon_{\text{ASR}} \cdot E_s \cdot A_{\text{su}} = 864 \text{ kN}$$

$$M_{\text{ASR}} := N_{\text{ASR}} \cdot e_s = 846 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Krumning på grunn av ASR:

$$\kappa_{\text{ASR}} := \frac{-M_{\text{ASR}}}{E_{\text{cL}} \cdot I_t} = -6.745 \times 10^{-5} \frac{1}{\text{m}}$$

Krumning på grunn av temperatur:

$$\kappa_{\text{T}} := \frac{\alpha_{\text{T}} \cdot \Delta T}{h}$$

$$\alpha_{\text{T}} := 9.8 \cdot 10^{-6} \cdot \text{K}^{-1}$$

Varmeutvidelseskoeffisient for betong

Setter krumning på grunn av temperatur lik krumning på grunn av ASR og løser ut for temperaturgradienten som benyttes i FEM-design.

Ekvivalent temperaturgradient:

$$\Delta T := \kappa_{\text{ASR}} \cdot \frac{h_{\text{tot}}}{\alpha_{\text{T}}} = -11.908 \text{ K}$$

Alkalireaksjoner felt 31-32

Tverrsnittsdata betong (Alle hentet fra FEM-design):

$A_c := 3044000 \text{mm}^2$	Tverrsnittsareal av betongen
$h_{\text{tot}} := 1730 \text{mm}$	Total høyde av tverrsnittet
$I_c := 83.36 \cdot 10^{10} \text{mm}^4$	Annet arealmoment
$e_z := 1180 \text{mm}$	Avstand fra underkant bjelke til arealsenteret

Slakkarmering (Hentes fra beregninger av momentkapasitet):

$A_{su} := 11290 \text{mm}^2$	Areal av slakkarmeringen i underkant
$y_{su} := 190 \text{mm}$	Underkant bjelke til armeringens tyngdepunkt

E-moduler:

$E_{ck} := 34300 \text{MPa}$	Betongens karakteristisk E-modul
$E_{cL} := 13301 \text{MPa}$	Betongens langtids E-modul (fra spennarmeringstap)
$E_s := 200000 \text{MPa}$	Slakkarmeringens E-modul

Transformert tverrsnitt (Formelhefte betongkonstruksjoner 2):

$\eta := \frac{E_s}{E_{cL}} = 15.036$	Forholdstall
$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_{su} = 3202472 \cdot \text{mm}^2$	Areal transformert tverrsnitt
$e_{zt} := \frac{A_c \cdot e_z + (\eta - 1) \cdot A_{su} \cdot y_{su}}{A_t} = 1131 \cdot \text{mm}$	Tyngdepunkt fra underkant for transformert tverrsnitt
$y_t := e_z - e_{zt} = 49 \cdot \text{mm}$	Forflytning av tyngdepunkt
$e_s := e_{zt} - y_{su} = 941 \cdot \text{mm}$	Avstand fra nytt tyngdepunkt til armering
$I_t := I_c + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{su} \cdot e_s^2 = 9.812 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$	

E. BEREGNING AV ASR-KRUMNING

Spenninger fra permanente laster:

$$M_t := 3519 \text{ kN}\cdot\text{m} + 739 \text{ kN}\cdot\text{m} = 4258 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_t := 0$$

$$\sigma_{\text{ok}} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{(M_t - N_t \cdot y_t) \cdot (-h_{\text{tot}} + e_{\text{zt}})}{I_t} = -2.599 \text{ MPa} \quad \text{Spenning i overkant}$$

$$\sigma_{\text{uk}} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{(M_t - N_t \cdot y_t) \cdot e_{\text{zt}}}{I_t} = 4.908 \text{ MPa} \quad \text{Spenning i underkant}$$

Tvangskrefter på grunn av ASR-tøyning:

$$\%_0 := 0.001$$

$$\varepsilon_{\text{ASR}} := 0.55\%_0$$

$$N_{\text{ASR}} := \varepsilon_{\text{ASR}} \cdot E_s \cdot A_{\text{su}} = 1242 \text{ kN}$$

$$M_{\text{ASR}} := N_{\text{ASR}} \cdot e_s = 1169 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Krumning på grunn av ASR:

$$\kappa_{\text{ASR}} := \frac{-M_{\text{ASR}}}{E_{\text{cL}} \cdot I_t} = -8.954 \times 10^{-5} \frac{1}{\text{m}}$$

Krumning på grunn av temperatur:

$$\kappa_{\text{T}} := \frac{\alpha_{\text{T}} \cdot \Delta T}{h}$$

$$\alpha_{\text{T}} := 9.8 \cdot 10^{-6} \cdot \text{K}^{-1}$$

Varmeutvidelseskoeffisient for betong

Setter krumning på grunn av temperatur lik krumning på grunn av ASR og løser ut for temperaturgradienten som benyttes i FEM-design.

Ekvivalent temperaturgradient:

$$\Delta T := \kappa_{\text{ASR}} \cdot \frac{h_{\text{tot}}}{\alpha_{\text{T}}} = -15.807 \text{ K}$$

Alkalireaksjoner Støtte 1-16

Tverrsnittsdata betong (Alle hentet fra FEM-design):

$A_c := 4628000 \text{mm}^2$	Tverrsnittsareal av betongen
$h_{\text{tot}} := 860 \text{mm}$	Total høyde av tverrsnittet
$I_c := 21.44 \cdot 10^{10} \text{mm}^4$	Annet arealmoment
$e_z := 500 \text{mm}$	Avstand fra underkant bjelke til arealsenteret

Slakkarmering (Hentes fra beregninger av momentkapasitet):

$A_{\text{so}} := 11534 \text{mm}^2$	Areal av slakkarmeringen i underkant
$y_{\text{so}} := 790.5 \text{mm}$	Underkant bjelke til armeringens tyngdepunkt

E-moduler:

$E_{\text{ck}} := 34300 \text{MPa}$	Betongens karakteristisk E-modul
$E_{\text{cL}} := 13301 \text{MPa}$	Betongens langtids E-modul (fra spennarmeringstap)
$E_s := 200000 \text{MPa}$	Slakkarmeringens E-modul

Transformert tverrsnitt (Formelhefte betongkonstruksjoner 2):

$\eta := \frac{E_s}{E_{\text{cL}}} = 15.036$	Forholdstall
$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_{\text{so}} = 4789897 \cdot \text{mm}^2$	Areal transformert tverrsnitt
$e_{\text{zt}} := \frac{A_c \cdot e_z + (\eta - 1) \cdot A_{\text{so}} \cdot y_{\text{so}}}{A_t} = 510 \cdot \text{mm}$	Tyngdepunkt fra underkant for transformert tverrsnitt
$y_t := e_z - e_{\text{zt}} = -10 \cdot \text{mm}$	Forflytning av tyngdepunkt
$e_s := e_{\text{zt}} - y_{\text{so}} = -281 \cdot \text{mm}$	Avstand fra nytt tyngdepunkt til armering
$I_t := I_c + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{\text{so}} \cdot e_s^2 = 2.276 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$	

E. BEREGNING AV ASR-KRUMNING

Spenninger fra permanente laster:

$$M_t := -767 \text{ kN}\cdot\text{m} - 177 \text{ kN}\cdot\text{m} = -944 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_t := 0$$

$$\sigma_{\text{ok}} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{(M_t - N_t \cdot y_t) \cdot (-h_{\text{tot}} + e_{\text{zt}})}{I_t} = 1.452 \text{ MPa} \quad \text{Spenning i overkant}$$

$$\sigma_{\text{uk}} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{(M_t - N_t \cdot y_t) \cdot e_{\text{zt}}}{I_t} = -2.115 \text{ MPa} \quad \text{Spenning i underkant}$$

Tvangskrefter på grunn av ASR-tøyning:

$$\%_0 := 0.001$$

$$\varepsilon_{\text{ASR}} := 0.55\%_0$$

$$N_{\text{ASR}} := -\varepsilon_{\text{ASR}} \cdot E_s \cdot A_{\text{so}} = -1269 \text{ kN}$$

$$M_{\text{ASR}} := N_{\text{ASR}} \cdot e_s = 356 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Krumning på grunn av ASR:

$$\kappa_{\text{ASR}} := \frac{-M_{\text{ASR}}}{E_c L \cdot I_t} = -1.176 \times 10^{-4} \frac{1}{\text{m}}$$

Krumning på grunn av temperatur:

$$\kappa_T := \frac{\alpha_T \cdot \Delta T}{h}$$

$$\alpha_T := 9.8 \cdot 10^{-6} \cdot \text{K}^{-1} \quad \text{Varmeutvidelseskoeffisient for betong}$$

Setter krumning på grunn av temperatur lik krumning på grunn av ASR og løser ut for temperaturgradienten som benyttes i FEM-design.

Ekvivalent temperaturgradient:

$$\Delta T := \kappa_{\text{ASR}} \cdot \frac{h_{\text{tot}}}{\alpha_T} = -10.323 \text{ K}$$

Alkalireaksjoner Støtte 17

Tverrsnittsdata betong (Alle hentet fra FEM-design):

$A_c := 3044000\text{mm}^2$	Tverrsnittsareal av betongen
$h_{\text{tot}} := 1730\text{mm}$	Total høyde av tverrsnittet
$I_c := 83.36 \cdot 10^{10} \text{mm}^4$	Annet arealmoment
$e_z := 1180\text{mm}$	Avstand fra underkant bjelke til arealsenteret

Slakkarmering (Hentes fra beregninger av momentkapasitet):

$A_{\text{so}} := 8771\text{mm}^2$	Areal av slakkarmeringen i overkant
$y_{\text{su}} := 1536\text{mm}$	Underkant bjelke til armeringens tyngdepunkt

E-moduler:

$E_{\text{ck}} := 34300\text{MPa}$	Betongens karakteristisk E-modul
$E_{\text{cL}} := 13301\text{MPa}$	Betongens langtids E-modul (fra spennarmeringstap)
$E_s := 200000\text{MPa}$	Slakkarmeringens E-modul

Transformert tverrsnitt (Formelhefte betongkonstruksjoner 2):

$\eta := \frac{E_s}{E_{\text{cL}}} = 15.036$	Forholdstall
$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_{\text{so}} = 3167114 \cdot \text{mm}^2$	Areal transformert tverrsnitt
$e_{\text{zt}} := \frac{A_c \cdot e_z + (\eta - 1) \cdot A_{\text{so}} \cdot y_{\text{su}}}{A_t} = 1194 \cdot \text{mm}$	Tyngdepunkt fra underkant for transformert tverrsnitt
$y_t := e_z - e_{\text{zt}} = -14 \cdot \text{mm}$ (oppover)	Forflytning av tyngdepunkt
$e_s := e_{\text{zt}} - y_{\text{su}} = -342 \cdot \text{mm}$	Avstand fra nytt tyngdepunkt til armering
$I_t := I_c + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{\text{so}} \cdot e_s^2 = 8.486 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$	

E. BEREGNING AV ASR-KRUMNING

Spenninger fra permanente laster:

$$M_t := -4063 \text{ kN}\cdot\text{m} - 894 \text{ kN}\cdot\text{m} = -4957 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_t := 0$$

$$\sigma_{\text{ok}} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{(M_t - N_t \cdot y_t) \cdot (-h_{\text{tot}} + e_{\text{zt}})}{I_t} = 3.132 \text{ MPa} \quad \text{Spenning i overkant}$$

$$\sigma_{\text{uk}} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{(M_t - N_t \cdot y_t) \cdot e_{\text{zt}}}{I_t} = -6.974 \text{ MPa} \quad \text{Spenning i underkant}$$

Tvangskrefter på grunn av ASR-tøyning:

$$\%_0 := 0.001$$

$$\varepsilon_{\text{ASR}} := 0.55\%_0$$

$$N_{\text{ASR}} := \varepsilon_{\text{ASR}} \cdot E_s \cdot A_{\text{so}} = 965 \text{ kN}$$

$$M_{\text{ASR}} := N_{\text{ASR}} \cdot e_s = -330 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Krumning på grunn av ASR:

$$\kappa_{\text{ASR}} := \frac{-M_{\text{ASR}}}{E_{\text{cL}} \cdot I_t} = 2.925 \times 10^{-5} \frac{1}{\text{m}}$$

Krumning på grunn av temperatur:

$$\kappa_{\text{T}} := \frac{\alpha_{\text{T}} \cdot \Delta T}{h}$$

$$\alpha_{\text{T}} := 9.8 \cdot 10^{-6} \cdot \text{K}^{-1}$$

Varmeutvidelseskoeffisient for betong

Setter krumning på grunn av temperatur lik krumning på grunn av ASR og løser ut for temperaturgradienten som benyttes i FEM-design.

Ekvivalent temperaturgradient:

$$\Delta T := \kappa_{\text{ASR}} \cdot \frac{h_{\text{tot}}}{\alpha_{\text{T}}} = 5.163 \text{ K}$$

Alkalireaksjoner støtte 18-30

Tverrsnittsdata betong (Alle hentet fra FEM-design):

$A_c := 3044000 \text{mm}^2$	Tverrsnittsareal av betongen
$h_{\text{tot}} := 1730 \text{mm}$	Total høyde av tverrsnittet
$I_c := 83.36 \cdot 10^{10} \text{mm}^4$	Annet arealmoment
$e_z := 1180 \text{mm}$	Avstand fra underkant bjelke til arealsenteret

Slakkarmering (Hentes fra beregninger av momentkapasitet):

$A_{\text{so}} := 7829 \text{mm}^2$	Areal av slakkarmeringen i overkant
$y_{\text{so}} := 1567 \text{mm}$	Underkant bjelke til armeringens tyngdepunkt

E-moduler:

$E_{\text{ck}} := 34300 \text{MPa}$	Betongens karakteristisk E-modul
$E_{\text{cL}} := 13301 \text{MPa}$	Betongens langtids E-modul (fra spennarmeringstap)
$E_s := 200000 \text{MPa}$	Slakkarmeringens E-modul

Transformert tverrsnitt (Formelhefte betongkonstruksjoner 2):

$\eta := \frac{E_s}{E_{\text{cL}}} = 15.036$	Forholdstall
$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_{\text{so}} = 3.154 \text{m}^2$	Areal transformert tverrsnitt
$e_{\text{zt}} := \frac{A_c \cdot e_z + (\eta - 1) \cdot A_{\text{so}} \cdot y_{\text{so}}}{A_t} = 1.193 \text{m}$	Tyngdepunkt fra underkant for transformert tverrsnitt
$y_t := e_{\text{zt}} - e_z = 13 \cdot \text{mm}$	
$e_s := y_{\text{so}} - e_z = 387 \cdot \text{mm}$	
$I_t := I_c + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{\text{so}} \cdot (e_s - y_t)^2 = 8.495 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$	

E. BEREGNING AV ASR-KRUMNING

Spenninger fra permanente laster:

$$M_t := -3662 \text{ kN}\cdot\text{m} - 780 \text{ kN}\cdot\text{m} - 966 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_t := 0$$

$$\sigma_{\text{ok}} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{(M_t - N_t \cdot y_t) \cdot [-(h_{\text{tot}} - e_{zt}) - y_t]}{I_t} = 3.501 \cdot \text{MPa} \quad \text{Spenning i overkant}$$

$$\sigma_{\text{uk}} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{(M_t - N_t \cdot y_t) \cdot (e_{zt} - y_t)}{I_t} = -7.512 \cdot \text{MPa} \quad \text{Spenning i underkant}$$

Det vil si at tverrsnittet er i Stadium 2

Tvangskrefter på grunn av ASR-tøyning:

$$\%_0 := 0.001$$

$$\varepsilon_{\text{ASR}} := 0.55\%$$

$$N_{\text{ASR}} := -\varepsilon_{\text{ASR}} \cdot E_s \cdot A_{s0} = -861 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{ASR}} := N_{\text{ASR}} \cdot (e_s - y_t) = -322 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

Krumning på grunn av ASR:

$$\kappa_{\text{ASR}} := \frac{-M_{\text{ASR}}}{E_{cL} \cdot I_t} = 2.847 \times 10^{-5} \frac{1}{\text{m}}$$

Krumning på grunn av temperatur:

$$\kappa_T := \frac{\alpha_T \cdot \Delta T}{h}$$

$$\alpha_T := 9.8 \cdot 10^{-6} \cdot \text{K}^{-1}$$

Varmeutvidelseskoeffisient for betong

Setter krumning på grunn av temperatur lik krumning på grunn av ASR og løser ut for temperaturgradienten som benyttes i FEM-design.

Ekvivalent temperaturgradient:

$$\Delta T := \kappa_{\text{ASR}} \cdot \frac{h_{\text{tot}}}{\alpha_T} = 5.026 \text{ K}$$

Alkalireaksjoner støtte 31

Tverrsnittsdata betong (Alle hentet fra FEM-design):

$A_c := 3044000\text{mm}^2$	Tverrsnittsareal av betongen
$h_{\text{tot}} := 1730\text{mm}$	Total høyde av tverrsnittet
$I_c := 83.36 \cdot 10^{10} \text{mm}^4$	Annet arealmoment
$e_z := 1180\text{mm}$	Avstand fra underkant bjelke til arealsenteret

Slakkarmering (Hentes fra beregninger av momentkapasitet):

$A_{\text{so}} := 10589\text{mm}^2$	Areal av slakkarmeringen i underkant
$y_{\text{so}} := 1562\text{mm}$	Underkant bjelke til armeringens tyngdepunkt

E-moduler:

$E_{\text{ck}} := 34300\text{MPa}$	Betongens karakteristisk E-modul
$E_{\text{cL}} := 13301\text{MPa}$	Betongens langtids E-modul (fra spennarmeringstap)
$E_s := 200000\text{MPa}$	Slakkarmeringens E-modul

Transformert tverrsnitt (Formelhefte betongkonstruksjoner 2):

$\eta := \frac{E_s}{E_{\text{cL}}} = 15.036$	Forholdstall
$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_{\text{so}} = 3192632 \cdot \text{mm}^2$	Areal transformert tverrsnitt
$e_{\text{zt}} := \frac{A_c \cdot e_z + (\eta - 1) \cdot A_{\text{so}} \cdot y_{\text{so}}}{A_t} = 1198 \cdot \text{mm}$	Tyngdepunkt fra underkant for transformert tverrsnitt
$y_t := e_z - e_{\text{zt}} = -18 \cdot \text{mm}$ (oppover)	Forflytning av tyngdepunkt
$e_s := e_{\text{zt}} - y_{\text{so}} = -364 \cdot \text{mm}$	Avstand fra nytt tyngdepunkt til armering
$I_t := I_c + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_{\text{so}} \cdot e_s^2 = 8.543 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$	

E. BEREGNING AV ASR-KRUMNING

Spenninger fra permanente laster:

$$M_t := -4395 \text{ kN}\cdot\text{m} - 946 \text{ kN}\cdot\text{m} = -5341 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_t := 0$$

$$\sigma_{\text{ok}} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{(M_t - N_t \cdot y_t) \cdot (-h_{\text{tot}} + e_{\text{zt}})}{I_t} = 3.327 \text{ MPa} \quad \text{Spenning i overkant}$$

$$\sigma_{\text{uk}} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{(M_t - N_t \cdot y_t) \cdot e_{\text{zt}}}{I_t} = -7.489 \text{ MPa} \quad \text{Spenning i underkant}$$

Tvangskrefter på grunn av ASR-tøyning:

$$\%_o := 0.001$$

$$\varepsilon_{\text{ASR}} := 0.55\%_o$$

$$N_{\text{ASR}} := -\varepsilon_{\text{ASR}} \cdot E_s \cdot A_{\text{so}} = -1165 \text{ kN}$$

$$M_{\text{ASR}} := N_{\text{ASR}} \cdot e_s = 424 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Krumning på grunn av ASR:

$$\kappa_{\text{ASR}} := \frac{-M_{\text{ASR}}}{E_{\text{cL}} \cdot I_t} = -3.734 \times 10^{-5} \frac{1}{\text{m}}$$

Krumning på grunn av temperatur:

$$\kappa_{\text{T}} := \frac{\alpha_{\text{T}} \cdot \Delta T}{h}$$

$$\alpha_{\text{T}} := 9.8 \cdot 10^{-6} \cdot \text{K}^{-1}$$

Varmeutvidelseskoeffisient for betong

Setter krumning på grunn av temperatur lik krumning på grunn av ASR og løser ut for temperaturgradienten som benyttes i FEM-design.

Ekvivalent temperaturgradient:

$$\Delta T := \kappa_{\text{ASR}} \cdot \frac{h_{\text{tot}}}{\alpha_{\text{T}}} = -6.591 \text{ K}$$

Alkalireaksjoner midtsnitt (Snitt 0 FFB)

Tverrsnittsdata betong (Alle hentet fra FEM-design):

$A_c := 2608000\text{mm}^2$	Tverrsnittsareal av betongen
$h_{\text{tot}} := 1750\text{mm}$	Total høyde av tverrsnittet
$I_c := 67.37 \cdot 10^{10} \text{mm}^4$	Annet arealmoment
$e_z := 1268\text{mm}$	Avstand fra underkant bjelke til arealsenteret

Spennarmering (st.80/115):

$\varnothing_p := 26\text{mm}$	Diameter av spennarmeringen
$n_p := 24$	Antall stenger
$A_p := n_p \cdot \frac{\pi \cdot (26\text{mm})^2}{4} = 12742 \cdot \text{mm}^2$	Areal av spennarmeringen
$y_p := 160\text{mm}$	Spennarmeringens tyndepunkt fra underkant

Slakkarmering (Hentes fra beregninger av momentkapasitet):

$A_{so} := 2 \cdot 4115\text{mm}^2$	Areal av slakkarmeringen i overkant
$y_{so} := 1520\text{mm} + 69\text{mm} = 1589\text{mm}$	Underkant bjelke til armeringens tyngdepunkt
$A_{su} := 2 \cdot 1062\text{mm}^2$	Areal av slakkarmeringen i underkant
$y_{su} := 200\text{mm}$	Underkant bjelke til armeringens tyngdepunkt

E-moduler:

$E_{ck} := 34300\text{MPa}$	Betongens karakteristisk E-modul
$E_{cL} := 13301\text{MPa}$	Betongens langtids E-modul (fra spennarmeringstap)
$E_p := 205000\text{MPa}$	Spennarmeringens E-modul
$E_s := 200000\text{MPa}$	Slakkarmeringens E-modul

$$y_m := \frac{E_s \cdot A_{so} \cdot y_{so} + E_p \cdot A_p \cdot y_p + E_s \cdot A_{su} \cdot y_{su}}{E_s \cdot (A_{so} + A_{su}) + E_p \cdot A_p} = 0.666 \text{ m} \quad \text{Tyngdepunkt for armering}$$

E. BEREGNING AV ASR-KRUMNING

Transformert tverrsnitt (Formelhefte betongkonstruksjoner 2):

$$\begin{aligned}\eta &:= \frac{E_p}{E_{cL}} = 15.412 && \text{Forholdstall} \\ A_t &:= A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 2.792 \text{ m}^2 && \text{Areal transformert tverrsnitt} \\ e_{zt} &:= \frac{A_c \cdot e_z + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot y_p}{A_t} = 1.195 \text{ m} && \text{Tyngdepunkt fra underkant for transformert tverrsnitt} \\ y_t &:= e_z - e_{zt} = 73 \cdot \text{mm} && \text{Forflytning av tyngdepunkt} \\ e_p &:= e_z - y_p = 1108 \cdot \text{mm} && \text{Avstand fra armeringstyngdepunkt til tverrsnittets tyngdepunkt} \\ I_t &:= I_c + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_p - y_t)^2 = 8.843 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4\end{aligned}$$

Spenninger fra permanente laster:

$$\begin{aligned}M_t &:= 8191 \text{ kN} \cdot \text{m} + 1880 \text{ kN} \cdot \text{m} - 5228 \text{ kN} \cdot \text{m} + 53 \text{ kN} \cdot \text{m} = 4896 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \\ N_t &:= -2046 \text{ kN} \\ \sigma_{ok} &:= \frac{N_t}{A_t} + \frac{(M_t - N_t \cdot y_t) \cdot [-(h_{tot} - e_{zt}) - y_t]}{I_t} = -4.314 \cdot \text{MPa} && \text{Spenning i overkant} \\ \sigma_{uk} &:= \frac{N_t}{A_t} + \frac{(M_t - N_t \cdot y_t) \cdot (e_{zt} - y_t)}{I_t} = 5.669 \cdot \text{MPa} && \text{Spenning i underkant}\end{aligned}$$

Tvangskrefter på grunn av ASR-tøyning:

$$\begin{aligned}\%_o &:= 0.001 \\ \varepsilon_{ASR} &:= 0.55\%_o \\ N_{ASR} &:= -\varepsilon_{ASR} \cdot [E_p \cdot A_p + E_s \cdot (A_{so} + A_{su})] = -2576 \cdot \text{kN} \\ M_{ASR} &:= N_{ASR} \cdot (y_m - e_{zt}) = 1363 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

Krumning på grunn av ASR:

$$\kappa_{ASR} := \frac{-M_{ASR}}{E_{cL} \cdot I_t} = -1.159 \times 10^{-4} \frac{1}{\text{m}}$$

Krumning på grunn av temperatur:

$$\begin{aligned}\kappa_T &:= \frac{\alpha_T \cdot \Delta T}{h} \\ \alpha_T &:= 9.8 \cdot 10^{-6} \cdot \text{K}^{-1} && \text{Varmeutvidelseskoeffisient for betong}\end{aligned}$$

Setter krumning på grunn av temperatur lik krumning på grunn av ASR og løser ut for temperaturgradienten som benyttes i FEM-design.

Ekvivalent temperaturgradient:

$$\Delta T := \kappa_{ASR} \cdot \frac{h_{tot}}{\alpha_T} = -20.693 \text{ K}$$

Alkalireaksjoner Snitt 4 FFB

Tverrsnittsdata betong (Alle hentet fra FEM-design):

$A_c := 2762490 \text{mm}^2$	Tverrsnittsareal av betongen
$h_{\text{tot}} := 1971 \text{mm}$	Total høyde av tverrsnittet
$I_c := 91.15 \cdot 10^{10} \text{mm}^4$	Annet arealmoment
$e_z := 1346 \text{mm}$	Avstand fra underkant bjelke til arealsenteret

Spennarmering (st.80/115):

$\emptyset_p := 26 \text{mm}$	Diameter av spennarmeringen
$n_p := 32$	Antall stenger
$A_p := n_p \cdot \frac{\pi \cdot (\emptyset_p)^2}{4} = 16990 \cdot \text{mm}^2$	Areal av spennarmeringen
$y_p := h_{\text{tot}} - 230 \text{mm} + \frac{16 \cdot 90 \text{mm} - 2 \cdot 5200 \text{mm}}{30} = 1442 \cdot \text{mm}$	Spennarmeringens tyndepunkt fra uk

Slakkarmering (Hentes fra beregninger av momentkapasitet):

$A_{s0} := 31 \cdot \pi \cdot \frac{(13 \text{mm})^2}{4} = 4115 \cdot \text{mm}^2$	Areal av slakkarmeringen i overkant
$y_{s0} := h_{\text{tot}} - 115 \text{mm} = 1856 \cdot \text{mm}$	Underkant bjelke til armeringens tyngdepunkt

E-moduler:

$E_{ck} := 34300 \text{MPa}$	Betongens karakteristisk E-modul
$E_{cL} := 13301 \text{MPa}$	Betongens langtids E-modul (fra spennarmeringstap)
$E_p := 205000 \text{MPa}$	Spennarmeringens E-modul
$E_s := 200000 \text{MPa}$	Slakkarmeringens E-modul
$y_m := \frac{E_s \cdot A_{s0} \cdot y_{s0} + E_p \cdot A_p \cdot y_p}{E_s \cdot A_{s0} + E_p \cdot A_p} = 1521 \cdot \text{mm}$	Tyngdepunkt for armering

Transformert tverrsnitt (Formelhefte betongkonstruksjoner 2):

$$\eta_1 := \frac{E_p}{E_{cL}} = 15.412 \quad \eta_2 := \frac{E_s}{E_{cL}} = 15.036 \quad \text{Forholdstall}$$

$$A_t := A_c + (\eta_1 - 1) \cdot A_p + (\eta_2 - 1) \cdot A_{so} = 3.065 \text{ m}^2 \quad \text{Areal transformert tverrsnitt}$$

$$e_{zt} := \frac{A_c \cdot e_z + (\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot y_p + (\eta_2 - 1) \cdot A_{so} \cdot y_{so}}{A_t} = 1363 \text{ mm} \quad \text{Tyngdepunkt fra underkant for transformert tverrsnitt}$$

$$y_t := e_{zt} - e_z = 17 \text{ mm} \quad \text{Forflytning av tyngdepunkt}$$

$$e_m := y_m - e_{zt} = 158 \text{ mm} \quad \text{Avstand fra armeringstyngdepunkt til tverrsnittets tyngdepunkt}$$

$$I_t := I_c + A_c \cdot y_t^2 + (\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot (y_p - e_{zt})^2 + (\eta_2 - 1) \cdot \left[A_{so} \cdot (y_{so} - e_{zt})^2 \right] = 9.279 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

Spenninger fra permanente laster:

$$M_t := 3604 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_t := -6745 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ok} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{-M_t \cdot (h_{tot} - e_{zt})}{I_t} = -4.561 \text{ MPa} \quad \text{Spenning i overkant}$$

$$\sigma_{uk} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{M_t \cdot e_{zt}}{I_t} = 3.095 \text{ MPa} \quad \text{Spenning i underkant}$$

Tvangskrefter på grunn av ASR:

$$\%_o := 0.001$$

$$\varepsilon_{ASR} := 0.55\%_o$$

$$N_{ASR} := -\varepsilon_{ASR} \cdot (E_p \cdot A_p + E_s \cdot A_{so}) = -2368 \text{ kN}$$

$$M_{ASR} := N_{ASR} \cdot e = -374 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Krumning på grunn av ASR:

$$\kappa_{ASR} := \frac{-M_{ASR}}{E_{cL} \cdot I_t} = 3.034 \times 10^{-5} \frac{1}{\text{m}}$$

Krumning på grunn av temperatur:

$$\kappa_T := \frac{\alpha_T \cdot \Delta T}{h}$$

$$\alpha_T := 9.8 \cdot 10^{-6} \cdot \text{K}^{-1} \quad \text{Varmeutvidelseskoeffisient for betong}$$

Setter krumning på grunn av temperatur lik krumning på grunn av ASR og løser ut for temperaturgradienten som benyttes i FEM-design.

Ekvivalent temperaturgradient:

$$\Delta T := \kappa_{ASR} \cdot \frac{h_{tot}}{\alpha_T} = 6.101 \text{ K}$$

Alkalireaksjoner snitt 7 FFB

Tverrsnittsdata betong (Alle hentet fra FEM-design):

$A_c := 2858250 \text{mm}^2$	Tverrsnittsareal av betongen
$h_{\text{tot}} := 2108 \text{mm}$	Total høyde av tverrsnittet
$I_c := 115.44 \cdot 10^{10} \text{mm}^4$	Annet arealmoment
$e_z := 1499 \text{mm}$	Avstand fra underkant bjelke til arealsenteret

Spennarmering (st.80/115):

$\varnothing_p := 26 \text{mm}$	Diameter av spennarmeringen
$n_p := 68$	Antall stenger
$A_p := n_p \cdot \frac{\pi \cdot (\varnothing_p)^2}{4} = 36103 \cdot \text{mm}^2$	Areal av spennarmeringen
$y_p := h_{\text{tot}} - 230 \text{mm} + \frac{22 \cdot 90 \text{mm} - 2 \cdot (100 + 250 + 285 + 485 + 1285 + 1485) \text{mm}}{34} = 1707 \cdot \text{mm}$	Spennarmeringens tyndepunkt fra underkant

Slakkarmering:

$A_{\text{so}} := 30 \cdot \pi \cdot \frac{(13 \text{mm})^2}{4} = 3982 \cdot \text{mm}^2$	Areal av slakkarmeringen i overkant
$y_{\text{so}} := h_{\text{tot}} - \frac{230 \text{mm}}{2} = 1993 \cdot \text{mm}$	Underkant bjelke til armeringens tyngdepunkt
$A_{\text{su}} := 19 \cdot \pi \cdot \frac{(13 \text{mm})^2}{4} = 2522 \cdot \text{mm}^2$	Areal av slakkarmeringen i underkant
$y_{\text{su}} := 100 \text{mm}$	Underkant bjelke til armeringens tyngdepunkt

E-moduler:

$E_{\text{ck}} := 34300 \text{MPa}$	Betongens karakteristisk E-modul
$E_{\text{cL}} := 13301 \text{MPa}$	Betongens langtids E-modul (fra spennarmeringstap)
$E_p := 205000 \text{MPa}$	Spennarmeringens E-modul
$E_s := 200000 \text{MPa}$	Slakkarmeringens E-modul
$y_m := \frac{E_s \cdot A_{\text{so}} \cdot y_{\text{so}} + E_p \cdot A_p \cdot y_p + E_s \cdot A_{\text{su}} \cdot y_{\text{su}}}{E_s \cdot (A_{\text{so}} + A_{\text{su}}) + E_p \cdot A_p} = 1640 \cdot \text{mm}$	Tyngdepunkt for armering

E. BEREGNING AV ASR-KRUMNING

Transformert tverrsnitt (Formelhefte betongkonstruksjoner 2):

$$\eta_1 := \frac{E_p}{E_{cL}} = 15.412 \quad \eta_2 := \frac{E_s}{E_{cL}} = 15.036 \quad \text{Forholdstall}$$

$$A_t := A_c + (\eta_1 - 1) \cdot A_p = 3.379 \text{ m}^2 \quad \text{Areal transformert tverrsnitt}$$

$$e_{zt} := \frac{A_c \cdot e_z + (\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot y_p + (\eta_2 - 1) \cdot (A_{su} \cdot y_{su} + A_{so} \cdot y_{so})}{A_t} = 1.565 \text{ m}$$

Tyngdepunkt fra underkant for transformert tverrsnitt

$$y_t := e_{zt} - e_z = 66 \text{ mm (oppover)} \quad \text{Forflytning av tyngdepunkt}$$

$$e_m := y_m - e_{zt} = 75 \text{ mm} \quad \text{Avstand fra nytt tyngdepunkt til armering}$$

$$I_t := I_c + A_c \cdot y_t^2 + (\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2 + (\eta_2 - 1) \cdot A_{su} \cdot (e_{zt} - y_{su})^2 + (\eta_2 - 1) \cdot A_{so} \cdot (e_{zt} - y_{so})^2$$

Spenninger fra permanente laster:

$$I_t = 1.253 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

$$M_t := -4447 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_t := -7612 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ok} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{-M_t \cdot (h_{tot} - e_{zt})}{I_t} = -0.327 \text{ MPa} \quad \text{Spenning i overkant}$$

$$\sigma_{uk} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{M_t \cdot e_{zt}}{I_t} = -7.807 \text{ MPa} \quad \text{Spenning i underkant}$$

Tvangskrefter på grunn av ASR:

$$\%_o := 0.001$$

$$\varepsilon_{ASR} := 0.55\%_o$$

$$N_{ASR} := -\varepsilon_{ASR} [E_p \cdot A_p + E_s \cdot (A_{so} + A_{su})] = -4786 \text{ kN}$$

$$M_{ASR} := N_{ASR} \cdot e = -360 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Krumning på grunn av ASR:

$$\kappa_{ASR} := \frac{-M_{ASR}}{E_{cL} \cdot I_t} = 2.161 \times 10^{-5} \frac{1}{\text{m}}$$

Krumning på grunn av temperatur:

$$\kappa_T := \frac{\alpha_T \cdot \Delta T}{h}$$

$$\alpha_T := 9.8 \cdot 10^{-6} \cdot \text{K}^{-1} \quad \text{Varmeutvidelseskoeffisient for betong}$$

Setter krumning på grunn av temperatur lik krumning på grunn av ASR og løser ut for temperaturgradienten som benyttes i FEM-design.

Ekvivalent temperaturgradient:

$$\Delta T := \kappa_{ASR} \cdot \frac{h_{tot}}{\alpha_T} = 4.6 \text{ K}$$

Alkalireaksjoner Snitt 10 FFB

Tverrsnittsdata betong (Alle hentet fra FEM-design):

$A_c := 4761730 \text{mm}^2$	Tverrsnittsareal av betongen
$h_{\text{tot}} := 3284 \text{mm}$	Total høyde av tverrsnittet
$I_c := 757.6 \cdot 10^{10} \text{mm}^4$	Annet arealmoment
$e_z := 1742 \text{mm}$	Avstand fra underkant bjelke til arealsenteret

Spennarmering (st.80/115):

$\varnothing_p := 26 \text{mm}$	Diameter av spennarmeringen
$n_p := 96$	Antall stenger
$A_p := n_p \cdot \frac{\pi \cdot (\varnothing_p)^2}{4} = 50969 \cdot \text{mm}^2$	Areal av spennarmeringen
$y_p := h_{\text{tot}} - 230 \text{mm} + \frac{32 \cdot 90 \text{mm} - 2 \cdot 9350 \text{mm}}{46} = 2710 \cdot \text{mm}$	Spennarmeringens tyndepunkt fra uk

Slakkarmering (Hentes fra beregninger av momentkapasitet):

$A_{s0} := 31 \cdot \pi \cdot \frac{(13 \text{mm})^2}{4} = 4115 \cdot \text{mm}^2$	Areal av slakkarmeringen i overkant
$y_{s0} := h_{\text{tot}} - 115 \text{mm} = 3169 \cdot \text{mm}$	Underkant bjelke til armeringens tyngdepunkt
$A_{su} := 42 \cdot \pi \cdot \frac{(13 \text{mm})^2}{4} = 5575 \cdot \text{mm}^2$	Areal av slakkarmeringen i underkant
$y_{su} := 100 \text{mm}$	Underkant bjelke til armeringens tyngdepunkt

E-moduler:

$E_{ck} := 34300 \text{MPa}$	Betongens karakteristisk E-modul
$E_{cL} := 13301 \text{MPa}$	Betongens langtids E-modul (fra spennarmeringstap)
$E_p := 205000 \text{MPa}$	Spennarmeringens E-modul
$E_s := 200000 \text{MPa}$	Slakkarmeringens E-modul

$$y_m := \frac{E_s \cdot A_{s0} \cdot y_{s0} + E_p \cdot A_p \cdot y_p + E_s \cdot A_{su} \cdot y_{su}}{E_s \cdot (A_{s0} + A_{su}) + E_p \cdot A_p} = 2506 \cdot \text{mm} \quad \text{Tyngdepunkt for armering}$$

Transformert tverrsnitt (Formelhefte betongkonstruksjoner 2):

$$\eta_1 := \frac{E_p}{E_{cL}} = 15.412 \quad \eta_2 := \frac{E_s}{E_{cL}} = 15.036 \quad \text{Forholdstall}$$

$$A_t := A_c + (\eta_1 - 1) \cdot A_p + (\eta_2 - 1) \cdot (A_{su} + A_{so}) = 5.632 \text{ m}^2 \quad \text{Areal transformert tverrsnitt}$$

$$e_{zt} := \frac{A_c \cdot e_z + (\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot y_p + (\eta_2 - 1) \cdot (A_{so} \cdot y_{so} + A_{su} \cdot y_{su})}{A_t} = 1860 \text{ mm} \quad \begin{array}{l} \text{Tyngdepunkt fra} \\ \text{underkant for} \\ \text{transformert tverrsnitt} \end{array}$$

$$y_t := e_{zt} - e_z = 118 \text{ mm} \quad \text{Forflytning av tyngdepunkt}$$

$$y_m := y_m - e_{zt} = 646 \text{ mm}$$

$$I_t := I_c + A_c \cdot y_t^2 + (\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot (y_p - e_{zt})^2 + (\eta_2 - 1) \cdot [A_{so} \cdot (y_{so} - e_{zt})^2 + A_{su} \cdot (e_{zt} - y_{su})^2]$$

$$\text{Spenninger fra permanente laster:} \quad I_t = 8.515 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$M_t := -18176 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_t := -10629 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ok} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{M_t \cdot (h_{tot} - e_{zt})}{I_t} = -4.927 \text{ MPa} \quad \text{Spenning i overkant}$$

$$\sigma_{uk} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{M_t \cdot e_{zt}}{I_t} = -5.858 \text{ MPa} \quad \text{Spenning i underkant}$$

Tvangskrefter på grunn av ASR:

$$\%_o := 0.001$$

$$\varepsilon_{ASR} := 0.55\%_o$$

$$N_{ASR} := -\varepsilon_{ASR} [E_p \cdot A_p + E_s \cdot (A_{so} + A_{su})] = -6813 \text{ kN}$$

$$M_{ASR} := N_{ASR} \cdot (e_{zt} - y_m) = 4398 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Krumning på grunn av ASR:

$$\kappa_{ASR} := \frac{-M_{ASR}}{E_{cL} \cdot I_t} = -3.883 \times 10^{-5} \frac{1}{\text{m}}$$

Krumning på grunn av temperatur:

$$\kappa_T := \frac{\alpha_T \cdot \Delta T}{h}$$

$$\alpha_T := 9.8 \cdot 10^{-6} \cdot \text{K}^{-1} \quad \text{Varmeutvidelseskoeffisient for betong}$$

Setter krumning på grunn av temperatur lik krumning på grunn av ASR og løser ut for temperaturgradienten som benyttes i FEM-design.

Ekvivalent temperaturgradient:

$$\Delta T := \kappa_{ASR} \cdot \frac{h_{tot}}{\alpha_T} = -13.013 \text{ K}$$

Alkalireaksjoner innerstøtte (Snitt 14 FFB)

Tverrsnittsdata betong (Alle hentet fra FEM-design):

$A_c := 5730460 \text{mm}^2$	Tverrsnittsareal av betongen
$h_{\text{tot}} := 4668 \text{mm}$	Total høyde av tverrsnittet
$I_c := 1.77 \cdot 10^{13} \text{mm}^4$	Annet arealmoment
$e_z := 2453 \text{mm}$	Avstand fra underkant bjelke til arealsenteret

Spennarmering (st.80/115):

$\varnothing_p := 26 \text{mm}$	Diameter av spennarmeringen
$n_p := 104$	Antall stenger
$A_p := n_p \cdot \frac{\pi \cdot (\varnothing_p)^2}{4} = 55217 \cdot \text{mm}^2$	Areal av spennarmeringen
$y_p := 4438 \text{mm} - \frac{36 \cdot (-90 \text{mm}) + 10 \cdot 200 \text{mm} + 2 \cdot 550 \text{mm} + 2 \cdot 800 \text{mm}}{52} = 4410 \cdot \text{mm}$	Spennarmeringens tyngdepunkt fra underkant

Slakkarmering (Hentes fra beregninger av momentkapasitet):

$A_{s0} := 4115 \text{mm}^2$	Areal av slakkarmeringen i overkant
$y_{s0} := 4438 \text{mm} + 69 \text{mm} = 4507 \cdot \text{mm}$	Underkant bjelke til armeringens tyngdepunkt
$A_{su} := 2655 \text{mm}^2$	Areal av slakkarmeringen i underkant
$y_{su} := 150 \text{mm}$	Underkant bjelke til armeringens tyngdepunkt

E-moduler:

$E_{ck} := 34300 \text{MPa}$	Betongens karakteristisk E-modul
$E_{cL} := 13301 \text{MPa}$	Betongens langtids E-modul (fra spennarmeringstap)
$E_p := 205000 \text{MPa}$	Spennarmeringens E-modul
$E_s := 200000 \text{MPa}$	Slakkarmeringens E-modul

$$y_m := \frac{E_s \cdot A_{s0} \cdot y_{s0} + E_p \cdot A_p \cdot y_p + E_s \cdot A_{su} \cdot y_{su}}{E_s \cdot (A_{s0} + A_{su}) + E_p \cdot A_p} = 4.238 \text{m} \quad \text{Tyngdepunkt for armering}$$

Transformert tverrsnitt (Formelhefte betongkonstruksjoner 2):

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cL}} = 15.412 \quad \text{Forholdstall}$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 6.526 \text{ m}^2 \quad \text{Areal transformert tverrsnitt}$$

$$e_{zt} := \frac{A_c \cdot e_z + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot y_p}{A_t} = 2.692 \text{ m} \quad \text{Tyngdepunkt fra underkant for transformert tverrsnitt}$$

$$y_t := e_{zt} - e_z = 0.239 \text{ m} \quad \text{Forflytning av tyngdepunkt}$$

$$e := y_p - e_z = 1.957 \text{ m} \quad \text{Avstand fra armeringstyngdepunkt til tverrsnittets tyngdepunkt}$$

$$I_t := I_c + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2 = 2.038 \times 10^{13} \cdot \text{mm}^4$$

Spenninger fra permanente laster:

$$M_t := -55929 \text{ kN} \cdot \text{m} - 10752 \text{ kN} \cdot \text{m} + 23403 \text{ kN} \cdot \text{m} - 564 \text{ kN} \cdot \text{m} = -43842 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$N_t := -10955 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ok} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{M_t \cdot (h_{tot} - e_{zt})}{I_t} = -5.931 \cdot \text{MPa} \quad \text{Spenning i overkant}$$

$$\sigma_{uk} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{M_t \cdot e_{zt}}{I_t} = -7.47 \cdot \text{MPa} \quad \text{Spenning i underkant}$$

Tvangskrefter på grunn av ASR:

$$\%_o := 0.001$$

$$\varepsilon_{ASR} := 0.55\%_o$$

$$N_{ASR} := -\varepsilon_{ASR} \cdot [E_p \cdot A_p + E_s \cdot (A_{so} + A_{su})] = -6970 \cdot \text{kN}$$

$$M_{ASR} := -N_{ASR} \cdot (e_{zt} - y_m) = -10777 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Krumning på grunn av ASR:

$$\kappa_{ASR} := \frac{-M_{ASR}}{E_{cL} \cdot I_t} = 3.976 \times 10^{-5} \frac{1}{\text{m}}$$

Krumning på grunn av temperatur:

$$\kappa_T := \frac{\alpha_T \cdot \Delta T}{h}$$

$$\alpha_T := 9.8 \cdot 10^{-6} \cdot \text{K}^{-1} \quad \text{Varmeutvidelseskoeffisient for betong}$$

Setter krumning på grunn av temperatur lik krumning på grunn av ASR og løser ut for temperaturgradienten som benyttes i FEM-design.

Ekvivalent temperaturgradient:

$$\Delta T := \kappa_{ASR} \cdot \frac{h_{tot}}{\alpha_T} = 18.941 \text{ K}$$

Alkalireaksjoner Snitt 20 FFB

Tverrsnittsdata betong (Alle hentet fra FEM-design):

$A_c := 4380440 \text{mm}^2$	Tverrsnittsareal av betongen
$h_{\text{tot}} := 2739 \text{mm}$	Total høyde av tverrsnittet
$I_c := 406.57 \cdot 10^{10} \text{mm}^4$	Annet arealmoment
$e_z := 1687 \text{mm}$	Avstand fra underkant bjelke til arealsenteret

Spennarmering (st.80/115):

$\varnothing_p := 26 \text{mm}$	Diameter av spennarmeringen
$n_p := 92$	Antall stenger
$A_p := n_p \cdot \frac{\pi \cdot (\varnothing_p)^2}{4} = 48845 \cdot \text{mm}^2$	Areal av spennarmeringen
$y_p := h_{\text{tot}} - 230 \text{mm} + \frac{32 \cdot 90 \text{mm} - 2 \cdot 5230 \text{mm}}{44} = 2337 \cdot \text{mm}$	Spennarmeringens tyndepunkt fra uk

Slakkarmering (Hentes fra beregninger av momentkapasitet):

$A_{sO} := 32 \cdot \pi \cdot \frac{(13 \text{mm})^2}{4} = 4247 \cdot \text{mm}^2$	Areal av slakkarmeringen i overkant
$y_{sO} := h_{\text{tot}} - 115 \text{mm} = 2624 \cdot \text{mm}$	Underkant bjelke til armeringens tyngdepunkt
$A_{sU} := 23 \cdot \pi \cdot \frac{(13 \text{mm})^2}{4} = 3053 \cdot \text{mm}^2$	Areal av slakkarmeringen i underkant
$y_{sU} := 325 \text{mm}$	Underkant bjelke til armeringens tyngdepunkt

E-moduler:

$E_{ck} := 34300 \text{MPa}$	Betongens karakteristisk E-modul
$E_{cL} := 13301 \text{MPa}$	Betongens langtids E-modul (fra spennarmeringstap)
$E_p := 205000 \text{MPa}$	Spennarmeringens E-modul
$E_s := 200000 \text{MPa}$	Slakkarmeringens E-modul
$y_m := \frac{E_s \cdot A_{sO} \cdot y_{sO} + E_s \cdot A_{sU} \cdot y_{sU} + E_p \cdot A_p \cdot y_p}{E_s \cdot (A_{sO} + A_{sU}) + E_p \cdot A_p} = 2251 \cdot \text{mm}$	Tyngdepunkt for armering

Transformert tverrsnitt (Formelhefte betongkonstruksjoner 2):

$$\eta_1 := \frac{E_p}{E_{cL}} = 15.412 \quad \eta_2 := \frac{E_s}{E_{cL}} = 15.036 \quad \text{Forholdstall}$$

$$A_t := A_c + (\eta_1 - 1) \cdot A_p + (\eta_2 - 1) \cdot (A_{so} + A_{su}) = 5.187 \text{ m}^2 \quad \text{Areal transformert tverrsnitt}$$

$$e_{zt} := \frac{A_c \cdot e_z + (\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot y_p + (\eta_2 - 1) \cdot (A_{so} \cdot y_{so} + A_{su} \cdot y_{su})}{A_t} = 1775 \cdot \text{mm} \quad \begin{array}{l} \text{Tyngdepunkt fra} \\ \text{underkant for} \\ \text{transformert tverrsnitt} \end{array}$$

$$y_t := e_{zt} - e_z = 88 \cdot \text{mm} \quad \text{Forflytning av tyngdepunkt}$$

$$e_{\text{m}} := y_m - e_{zt} = 476 \cdot \text{mm} \quad \text{Avstand fra armeringstyngdepunkt til tverrsnittets tyngdepunkt}$$

$$I_t := I_c + A_c \cdot y_t^2 + (\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot (y_p - e_{zt})^2 + (\eta_2 - 1) \cdot [A_{so} \cdot (y_{so} - e_{zt})^2 + A_{su} \cdot (e_{zt} - y_{su})^2] = 4.455 \times 10^{12} \cdot \text{m}^4$$

Spenninger fra permanente laster:

$$M_t := -4947 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_t := -9956 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ok} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{-M_t \cdot (h_{tot} - e_{zt})}{I_t} = -0.849 \cdot \text{MPa} \quad \text{Spenning i overkant}$$

$$\sigma_{uk} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{M_t \cdot e_{zt}}{I_t} = -3.89 \cdot \text{MPa} \quad \text{Spenning i underkant}$$

Tvangskrefter på grunn av ASR:

$$\%_o := 0.001$$

$$\varepsilon_{ASR} := 0.55\%_o$$

$$N_{ASR} := -\varepsilon_{ASR} [E_p \cdot A_p + E_s \cdot (A_{so} + A_{su})] = -6310 \cdot \text{kN}$$

$$M_{ASR} := N_{ASR} \cdot e = -3005 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Krumning på grunn av ASR:

$$\kappa_{ASR} := \frac{-M_{ASR}}{E_{cL} \cdot I_t} = 5.072 \times 10^{-5} \frac{1}{\text{m}}$$

Krumning på grunn av temperatur:

$$\kappa_T := \frac{\alpha_T \cdot \Delta T}{h}$$

$$\alpha_T := 9.8 \cdot 10^{-6} \cdot \text{K}^{-1} \quad \text{Varmeutvidelseskoeffisient for betong}$$

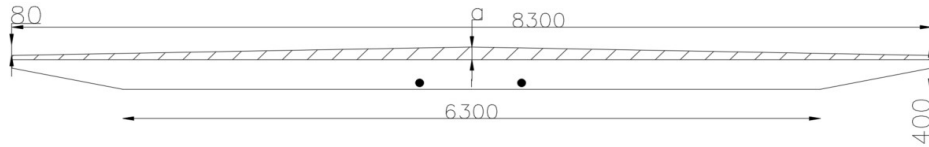
Setter krumning på grunn av temperatur lik krumning på grunn av ASR og løser ut for temperaturgradienten som benyttes i FEM-design.

Ekvivalent temperaturgradient:

$$\Delta T := \kappa_{ASR} \cdot \frac{h_{tot}}{\alpha_T} = 14.175 \text{ K}$$

F Momentkapasitet i lengderetning

Momentkapasitet, felt, akse 0-16



Tverrsnitts- og materialdata

Betongkvalitet: A-betong C25/B20

Materialefaktor:

$$\gamma_c := 1.5$$

HB 413, Tabell 2.1.1

Sylinderfaktor:

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

Sylinderfasthet:

$$f_{ck} := 20 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende trykkfasthet:

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 11.3 \cdot \text{MPa}$$

NS-EN 1992-1-1, 3.1.6

Bredde overkant:

$$b_{\text{over}} := 8300 \text{ mm}$$

Bredde underkant:

$$b_{\text{under}} := 6300 \text{ mm}$$

Midlere bredde:

$$b_{\text{middel}} := \frac{(b_{\text{over}} + b_{\text{under}})}{2} = 7300 \cdot \text{mm}$$

Høyde midt:

$$h_{\text{midt}} := 400 \text{ mm}$$

Høyde side:

$$h_{\text{side}} := 320 \text{ mm}$$

Trykkøyningskapasitet:

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

F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING

Armering:

Stålkvalitet:	Stålkvalitet er CSF 50 som tilsvarer KS50	
Elastitetsmodul:	$E_s := 200000\text{MPa}$	Tegningsgrunnlag
Karakteristisk flytespenning:	$f_{sk} := 480\text{MPa}$	HB413 Tabell 2.1.3
Materialfaktor:	$\gamma_s := 1.25$	HB 413 Tabell 2.1.1
Dimensjonerende flytegrense:	$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384\cdot\text{MPa}$	
Karakteristisk flytetøyning:	$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_s} = 0.0019$	
Armeringsdiameter:	$\varnothing_{19} := 19\text{mm}$ $\varnothing_{13} := 13\text{mm}$	
Areal per stang:	$A_{s19} := \pi \frac{\varnothing_{19}^2}{4} = 284\cdot\text{mm}^2$ $A_{s13} := \pi \frac{\varnothing_{13}^2}{4} = 133\cdot\text{mm}^2$	
Det er 5 \varnothing_{13} stenger i strekksonen. Tyngdepunktet deres ligger omtrent midt mellom strekk og trykksonen. Derfor antas bidraget deres å være omtrent det samme som 2 \varnothing_{13} med samme TP som \varnothing_{19} stengene.		
Totalt armeringsareal i strekk:	$A_s := 36A_{s19} + 2\cdot A_{s13} = 10472\cdot\text{mm}^2$	
Overdekning:	$c_{\text{nom}} := 20\text{mm}$	
Avstand fra underkant til TP armering:	$y_1 := c_{\text{nom}} + \frac{\varnothing_{19}}{2} = 29.5\cdot\text{mm}$	
Effektiv høyde:	$d := h_{\text{midt}} - y_1 = 370.5\cdot\text{mm}$	

Kapasitet: Metode 2

Antar flyt i armering

Kraft i strekkarmeringen:

$$S := A_s \cdot f_{sd} = 4021 \cdot \text{kN}$$

$$T_s := 10 \cdot A_{s13} \cdot f_{sd} = 510 \text{ kN}$$

NS-EN-1992-1-1, 3.1.7(3):

$$\gamma := 0.8 \quad \eta' := 1$$

Hvis bredden av trykksonen avtar i retning av trykkanten, bør verdien av η reduseres med 10%. Derfor reduseres η med 10%

$$\eta := 0.9$$

Antar likevekt mellom strekk og trykkrefter:

$$T_c := A_c \cdot \eta \cdot f_{cd} - T_s = 0 \quad \blacksquare$$

$$A_c := \frac{S - T_s}{\eta \cdot f_{cd}} = 344289 \cdot \text{mm}^2$$

Antar at høyden på det effektive trykkfeltet er større enn høyden på trekanten. Da gjelder følgende ligning for størrelsen på trykkfeltet:

$$A_c := 80 \text{ mm} \cdot \frac{8300}{2} \text{ mm} + a' \cdot 8300 \text{ mm} \quad \blacksquare$$

$$a' := \frac{(A_c - 80 \text{ mm} \cdot 4150 \text{ mm})}{8300 \text{ mm}} = 1.5 \cdot \text{mm}$$

Totalt høyde på det effektive trykkfeltet er:

$$a := a' + 80 \text{ mm} = 81 \cdot \text{mm}$$

Avstanden fra overkant til betongtrykksonens tyngdepunkt:

$$y' := \frac{\frac{1}{2} \cdot 80 \text{ mm} \cdot 8300 \text{ mm} \cdot \frac{2}{3} \cdot 80 \text{ mm} + 8300 \text{ mm} \cdot a' \cdot \left(80 \text{ mm} + \frac{a'}{2}\right)}{\frac{1}{2} \cdot 80 \text{ mm} \cdot 8300 \text{ mm} + 8300 \text{ mm} \cdot a'} = 54.3 \cdot \text{mm}$$

F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING

Indre momentarm:

$$z := d - y' = 316.2 \text{ mm}$$

Momentkapasitet

$$M_{rd} := S \cdot z = 1272 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kontrollerer om armeringen flyter

Avstanden fra overkanten til nøytralaksen:

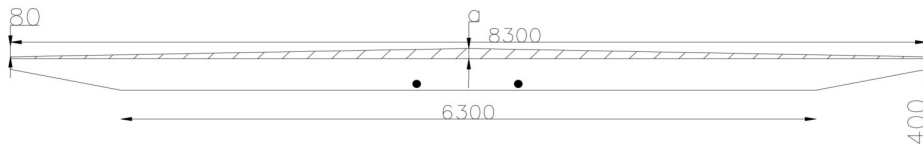
$$x := \frac{a}{\gamma} = 101.9 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s := \frac{\epsilon_{cu}}{x} \cdot (d - x) = 0.0092$$

if($\epsilon_s > \epsilon_{yd}$, "FLYTER", "FLYTER IKKE") = "FLYTER"

F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING

Momentkapasitet, felt, akse 6-7 og 8-9



Tverrsnitts- og materialdata

Betongkvalitet: A-betong C25/B20

Materialfaktor: $\gamma_c := 1.5$ HB 413, Tabell 2.1.1

Sylinderfaktor: $\alpha_{cc} := 0.85$

Sylinderfasthet: $f_{ck} := 20\text{MPa}$

Dimensjonerende trykkfasthet: $f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 11.3 \cdot \text{MPa}$ NS-EN 1992-1-1, 3.1.6

Bredde overkant: $b_{\text{over}} := 8300\text{mm}$

Bredde underkant: $b_{\text{under}} := 6300\text{mm}$

Midlere bredde: $b_{\text{middel}} := \frac{(b_{\text{over}} + b_{\text{under}})}{2} = 7300 \cdot \text{mm}$

Høyde midt: $h_{\text{midt}} := 400\text{mm}$

Høyde side: $h_{\text{side}} := 320\text{mm}$

Trykkøyningskapasitet: $\epsilon_{cu} := 0.0035$

F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING

Armering:

Stålkvalitet:	Stålkvalitet er CSF 50 som tilsvarer KS50	
Elastitetsmodul:	$E_s := 200000 \text{ MPa}$	Tegningsgrunnlag
Karakteristisk flytespenning:	$f_{sk} := 480 \text{ MPa}$	HB413 Tabell 2.1.3
Materialfaktor:	$\gamma_s := 1.25$	HB 413 Tabell 2.1.1
Dimensjonerende flytegrense:	$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \text{MPa}$	
Karakteristisk flytetøyning:	$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_s} = 0.0019$	
Armeringsdiameter:	$\varnothing_{19} := 19 \text{ mm}$ $\varnothing_{13} := 13 \text{ mm}$	
Areal per stang:	$A_{s19} := \pi \frac{\varnothing_{19}^2}{4} = 284 \cdot \text{mm}^2$ $A_{s13} := \pi \frac{\varnothing_{13}^2}{4} = 133 \cdot \text{mm}^2$	
<p>Det er 5Ø13 stenger i strekksonen. Tyngdepunktet deres ligger omtrent midt mellom strekk og trykksonen. Derfor antas bidraget deres å være omtrent det samme som 2Ø13 med samme TP som Ø19 stengene.</p> <p>Armeringstegningene er litt vanskelig å forstå, men det tolkes som at det er 36+8Ø19 i dette snittet.</p>		
Totalt armeringsareal i strekk:	$A_s := 44A_{s19} + 2 \cdot A_{s13} = 12741 \cdot \text{mm}^2$	
Overdekning:	$c_{\text{nom}} := 20 \text{ mm}$	
Avstand fra underkant til TP armering:	$y_1 := c_{\text{nom}} + \frac{\varnothing_{19}}{2} = 29.5 \cdot \text{mm}$	
Effektiv høyde:	$d := h_{\text{midt}} - y_1 = 370.5 \cdot \text{mm}$	

F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING

Kapasitet: Metode 2

Antar flyt i armering

Kraft i strekkarmeringen:

$$S := A_s \cdot f_{sd} = 4892 \cdot \text{kN}$$

$$T_s := 10 \cdot A_{s13} \cdot f_{sd} = 510 \cdot \text{kN}$$

NS-EN-1992-1-1, 3.1.7(3):

$$\gamma := 0.8 \quad \eta' := 1$$

Hvis bredden av trykksonen avtar i retning av trykkanten, bør verdien av η reduseres med 10%. Derfor reduseres η med 10%

$$\eta := 0.9$$

Antar likevekt mellom strekk og trykkrefter:

$$T_c := A_c \cdot \eta \cdot f_{cd} = S$$

$$A_c := \frac{S}{\eta \cdot f_{cd}} = 479651 \cdot \text{mm}^2$$

Antar at høyden på det effektive trykkfeltet er større enn høyden på trekanten. Da gjelder følgende ligning for størrelsen på trykkfeltet:

$$A_c := 80 \text{mm} \cdot \frac{8300}{2} \text{mm} + a' \cdot 8300 \text{mm}$$

$$a' := \frac{(A_c - 80 \text{mm} \cdot 4150 \text{mm})}{8300 \text{mm}} = 17.8 \cdot \text{mm}$$

Totalt høyde på det effektive trykkfeltet er:

$$a := a' + 80 \text{mm} = 98 \cdot \text{mm}$$

Avstanden fra overkant til betongtrykksonens tyngdepunkt:

$$y' := \frac{\frac{1}{2} \cdot 80 \text{mm} \cdot 8300 \text{mm} \cdot \frac{2}{3} \cdot 80 \text{mm} + 8300 \text{mm} \cdot a' \cdot \left(80 \text{mm} + \frac{a'}{2}\right)}{\frac{1}{2} \cdot 80 \text{mm} \cdot 8300 \text{mm} + 8300 \text{mm} \cdot a'} = 64.3 \cdot \text{mm}$$

Indre momentarm:

$$z := d - y' = 306.2 \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet

$$M_{rd} := S \cdot z = 1498 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontrollerer om armeringen flyter

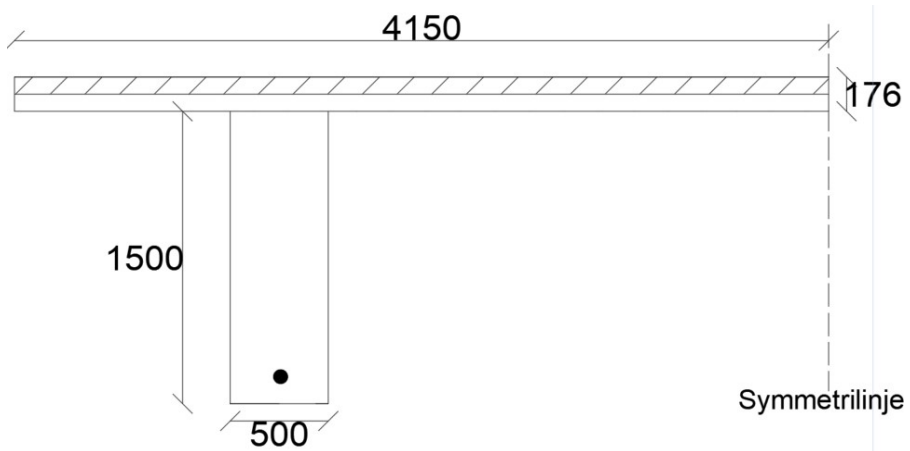
Avstanden fra overkanten til nøytralaksen:

$$x := \frac{a}{\gamma} = 122.2 \cdot \text{mm}$$

$$\epsilon_s := \frac{\epsilon_{cu}}{x} \cdot (d - x) = 0.0071$$

if($\epsilon_s > \epsilon_{yd}$, "FLYTER", "FLYTER IKKE") = "FLYTER"

Momentkapasitet felt 17-31



Materialdata

Betong:

$$\gamma_c := 1.5 \quad \epsilon_{cu} := 0.0035$$

$$\alpha_{cc} := 0.85 \quad f_{ck} := 20\text{MPa}$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 11.333 \cdot \text{MPa}$$

Armering:

$$f_{sk} := 480\text{MPa} \quad \gamma_s := 1.25$$

$$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \text{MPa} \quad E_s := 200000\text{MPa}$$

$$\epsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_s} = 1.92 \times 10^{-3}$$

Geometri

Betong:

Symmetrien gjør det mulig å beregne kapasiteten til halve tverrsnittet som en t-bjelke. Tilnærmer tykkelsen på flensen til tykkelsen til platen over bjelken.

$$t_f := 176\text{mm}$$

Medvirkende flensbredde etter NS-EN 1992-1-1, 5.3.2.1

$$l_2 := 24\text{m}$$

$$l_0 := 0.7 \cdot l_2 = 16800 \cdot \text{mm}$$

$$b := 4150\text{mm}$$

$$b_1 := 1100\text{mm}$$

$$b_2 := 2550\text{mm}$$

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

$$b_{\text{eff1}} := \min(0.2b_1 + 0.1 \cdot l_0, 0.2 \cdot l_0, b_1) = 1100 \cdot \text{mm}$$

$$b_{\text{eff2}} := \min(0.2b_2 + 0.1 \cdot l_0, 0.2 \cdot l_0, b_2) = 2190 \cdot \text{mm}$$

$$b_{\text{eff}} := \min(b_{\text{eff1}} + b_{\text{eff2}} + b_w, b) = 3.79 \text{ m}$$

T-bjelken kan regnes som en bjelke med tykkelse b_{eff} dersom trykksonen ikke er høyere enn flenstykkelser. Antar at trykksonen ikke er høyere enn flenstykkelser.

$$h_{\text{bjelke}} := 1500\text{mm}$$

$$h := h_{\text{bjelke}} + t_f = 1676 \cdot \text{mm}$$

Armering:

$$\varnothing_{25} := 25\text{mm}$$

$$\varnothing_{10} := 10\text{mm}$$

$$A_{s25} := \pi \cdot \frac{\varnothing_{25}^2}{4} = 491 \cdot \text{mm}^2$$

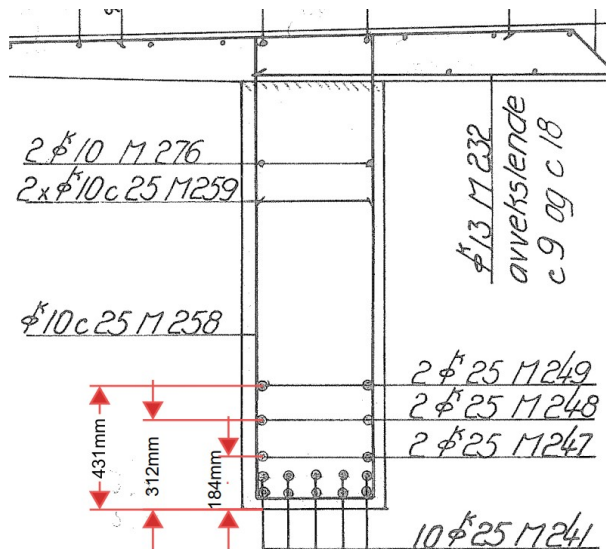
$$A_s := A_{s25} \cdot 16 = 7854 \cdot \text{mm}^2$$

F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING

Overdekning bjelke:

$$c_b := 40\text{mm}$$

Avstanden mellom lagene med strekkarmeringene er ikke oppgitt i tegningsgrunnlaget. I følge NS 427 §16.8 skal avstanden mellom lagene være minst 2cm. Ved flere enn to lag skal avstanden økes. Avstanden fra underkant til de tre øverste lagene med strekkarmering tilnærmes ved å anta at tegningsgrunnlaget er tegnet i riktig målestokk.



y_i er avstanden fra underkant til armeringssenter for hvert lag

$$y_1 := c_b + \varnothing_{10} + \frac{\varnothing_{25}}{2} = 63\text{mm}$$

$$y_2 := y_1 + 20\text{mm} + \frac{\varnothing_{25}}{2} = 95\text{mm}$$

$$y_3 := 184\text{mm}$$

$$y_4 := 312\text{mm}$$

$$y_5 := 431\text{mm}$$

Tyngdepunktet til strekkarmeringen:

$$y := \frac{(A_{s25} \cdot 5 \cdot y_1 + A_{s25} \cdot 5 \cdot y_2 + A_{s25} \cdot 2 \cdot y_3 + A_{s25} \cdot 2 \cdot y_4 + A_{s25} \cdot 2 \cdot y_5)}{A_s} = 165 \cdot \text{mm}$$

Effektiv høyde:

$$d := h - y = 1511 \cdot \text{mm}$$

Kapasitet: Metode 1

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} = 0.646$$

$$A_{sb} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot d \cdot \alpha_b = 87310 \cdot \text{mm}^2$$

Sjekker om antagelsen om underarmert tverrsnitt korrekt:

$$A_{sb} > A_s \quad \text{if}(A_{sb} > A_s, \text{"underarmert"}, \text{"overarmert"}) = \text{"underarmert"}$$

$$\alpha := A_s \cdot \frac{f_{sd}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{eff}} \cdot d} = 0.058$$

Sjekker om antagelsen om at hele trykksonen er i flensen stemmer:

$$\alpha \cdot d = 0.088 \text{ m} \quad \text{if}(\alpha \cdot d < t_f, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Momentkapasitet: (Ganger med 2 for å få kapasiteten til hele tverrsnittet)

$$M_{rd} := 2 \cdot \left[0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{eff}} \cdot d^2 \right] = 8902 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet felt 31-32

Betong:

$$\gamma_c := 1.5 \quad \varepsilon_{cu} := 0.0035$$

$$\alpha_{cc} := 0.85 \quad f_{ck} := 20\text{MPa}$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 11.333 \cdot \text{MPa}$$

Armering:

$$f_{sk} := 480\text{MPa} \quad \gamma_s := 1.25 \quad f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \text{MPa}$$

$$E_s := 200000\text{MPa} \quad \varepsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_s}$$

$$\varnothing_{25} := 25\text{mm}$$

$$\varnothing_{10} := 10\text{mm}$$

$$A_{s25} := \pi \cdot \frac{\varnothing_{25}^2}{4} = 491 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_s := A_{s25} \cdot 23 = 11290 \cdot \text{mm}^2$$

Geometri

Tilnærmer tverrsnittet som en t-bjelke. Tilnærmer tykkelsen på flensen til tykkelsen til platen rett over bjelken.

$$t_f := 176\text{mm}$$

Medvirkende flensbredde EK2

5.3.2.1 $l_1 := 24\text{m}$

$$l_0 := 0.85 \cdot l_1 = 20400\text{-mm}$$

$$b := 4150\text{mm}$$

$$b_1 := 1100\text{mm}$$

$$b_2 := 2550\text{mm}$$

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

$$b_{\text{eff1}} := \min(0.2b_1 + 0.1 \cdot l_0, 0.2 \cdot l_0, b_1) = 1100\text{-mm}$$

$$b_{\text{eff2}} := \min(0.2b_2 + 0.1 \cdot l_0, 0.2 \cdot l_0, b_2) = 2550\text{-mm}$$

$$b_{\text{eff}} := \min(b_{\text{eff1}} + b_{\text{eff2}} + b_w, b) = 4150\text{-mm}$$

T-bjelken kan regnes som en bjelke med tykkelse b_{eff} dersom trykksonen ikke er høyere enn flenstykkelser. Antar at trykksonen ikke er høyere enn flenstykkelser.

$$h_{\text{bjelke}} := 1500\text{mm}$$

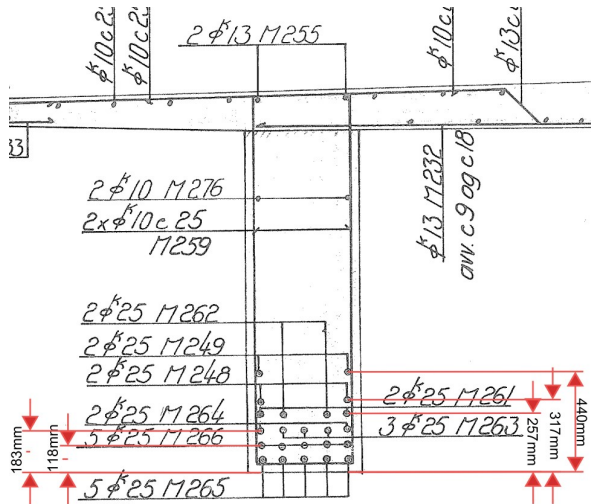
$$h := h_{\text{bjelke}} + t_f = 1676\text{-mm}$$

Geometrien til strekkarmeringen:

overdekning $c_b := 40\text{mm}$
bjelke

Avstanden mellom lagene med strekkarmeringene er ikke oppgitt i tegningsgrunnlaget. I følge NS 427 §16.8 skal avstanden mellom lagene være minst 2cm. Ved flere enn to lag skal avstanden økes. I følge tegningene er avstanden mellom alle lagene større enn 2cm så plasseringen til alle utenom det nederste laget hentes fra tegningene.

F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING



y_i er avstanden fra underkant til armeringens tyngdepunkt for hvert lag.

$$y_1 := c_b + \frac{\phi_{10}}{2} = 63 \text{ mm}$$

$$y_2 := 118 \text{ mm}$$

$$y_3 := 183 \text{ mm}$$

$$y_4 := 257 \text{ mm}$$

$$y_5 := 317 \text{ mm}$$

$$y_6 := 440 \text{ mm}$$

Samlet tyngdepunkt:

$$y := \frac{(A_{s25} \cdot 5 \cdot y_1 + A_{s25} \cdot 5 \cdot y_2 + A_{s25} \cdot 5 \cdot y_3 + A_{s25} \cdot 4 \cdot y_4 + A_{s25} \cdot 2 \cdot y_5 + A_{s25} \cdot 2 \cdot y_6)}{A_s} = 190 \text{ mm}$$

Effektiv høyde:

$$d := h - y = 1486 \cdot \text{mm}$$

Kapasitet: Metode 1

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = 0.646$$

$$A_{sb} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot d \cdot \alpha_b = 94056 \cdot \text{mm}^2$$

Tverrsnittet er underarmert:

$$\alpha := A_s \cdot \frac{f_{sd}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{eff}} \cdot d} = 0.078$$

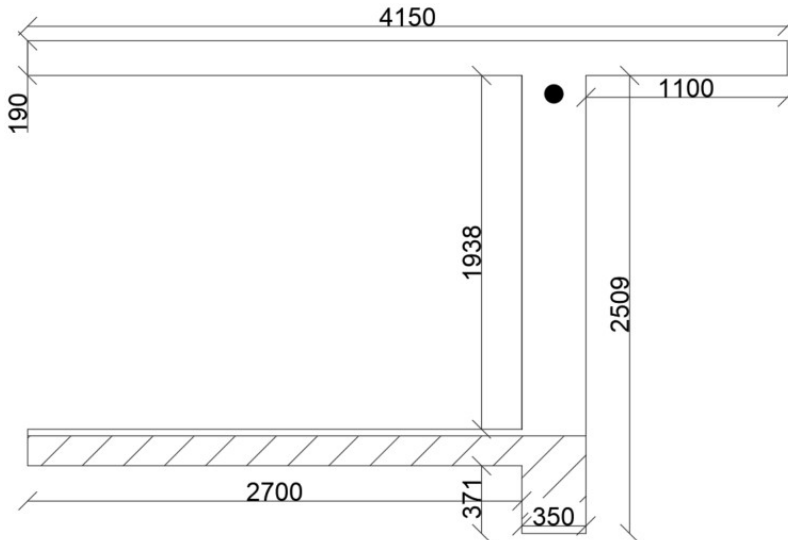
$$\alpha \cdot d = 0.115 \text{ m}$$

$$\alpha d < t_f$$

Hele trykksonen er derfor i flensen. T_bjelken kan regnes som en ekvivalent kvadratisk bjelke er OK

$$M_{rd} := 2 \cdot \left[0.8 \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot \alpha \cdot b_{\text{eff}} \cdot d^2 \right] = 12489 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet FFB, felt, akse 32-33



Tverrsnittet er symmetrisk. Regner derfor ut kapasitet til halve tverrsnittet og ganger med 2 til slutt.

Geometri

Topplate:

$$b_{tp} := 4150\text{mm}$$

$$t_{tp.midt} := 230\text{mm}$$

$$t_{tp.kant} := 150\text{mm}$$

Bunnplate:

$$b_{bp} := 2700\text{mm}$$

$$t_{bp} := 200\text{mm}$$

Steg:

$$t_w := 350\text{mm}$$

$$h_w := 2509\text{mm}$$

$$h_{wi} := 1938\text{mm}$$

Effektiv flensbredde: NS-EN 1992-1-1, 5.3.2

Trykkflenser:

$$b_1 := 1100\text{mm}$$

$$b_2 := 2700\text{mm}$$

Avstanden mellom momentnullpunktene hentes fra modellen

$$l_0 := 60\text{m}$$

$$b := b_{tp} = 4150\text{-mm}$$

$$b_{eff1} := \min(0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot l_0, 0.2 \cdot l_0) = 6220\text{-mm}$$

$$b_{eff2} := \min(0.2 \cdot b_2 + 0.1 \cdot l_0, 0.2 \cdot l_0) = 6540\text{-mm}$$

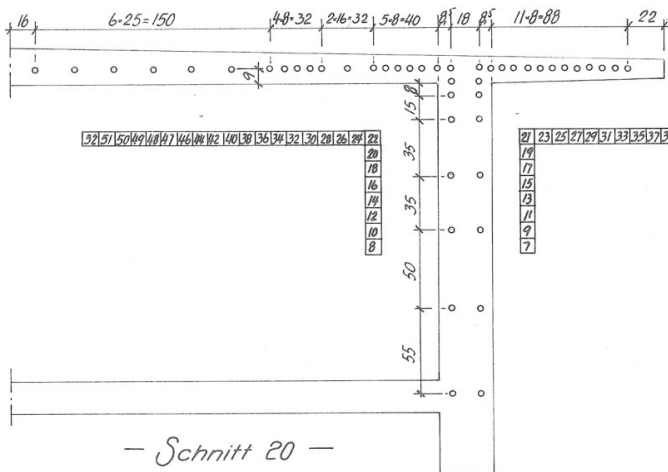
$$b_{eff} := \min(b_{eff1} + b_{eff2} + t_w, b) = 4150\text{-mm}$$

Hele bredden av tverrsnittet er utnyttet

Forenkler topplaten til et rektangel med tykkelse:

$$t_{tp} := \frac{t_{tp.midt} + t_{tp.kant}}{2} = 190\text{-mm}$$

Spennarmering:



F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING

$$\varnothing_p := 26\text{mm}$$

$$n_p := 46$$

$$A_{pn} := \pi \cdot \frac{\varnothing_p^2}{4} = 531 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_p := A_{pn} \cdot n_p = 24423 \cdot \text{mm}^2$$

Avstand fra underkant topplate til spennarmeringssenter:

$$y_p := A_{pn} \cdot \frac{32 \cdot 60\text{mm} - 2 \cdot 80\text{mm} - 6 \cdot 580\text{mm} - 2 \cdot 1430\text{mm} - 2 \cdot 1980\text{mm}}{A_p} = -186 \cdot \text{mm}$$

Effektiv høyde, forspent armering:

$$d_p := h_w + y_p = 2323 \cdot \text{mm}$$

Slakkarmering, topplate

Regner all slakkarmering i topplaten som strekkarmering

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

Underkant:

Det er 20 stenger med avstand
 $20\text{mm} + 13\text{mm} + 13/2\text{mm} = 40\text{mm}$ fra underkant.

Overkant:

Gjennomsnittlig tykkelse til platen i området til armeringen
er 170mm. Det er 10 stenger med gjennomsnittlig
avstande $170\text{mm} - 40\text{mm} = 130\text{mm}$ fra underkant

$$\varnothing_{13} := 13\text{mm}$$

$$A_{13} := \pi \cdot \frac{\varnothing_{13}^2}{4} = 133 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{ss} := 31A_{13} = 4115 \cdot \text{mm}^2$$

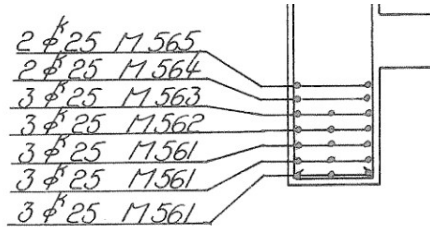
Avstand fra underkant av topplaten slakkarmeringssenter

$$y_{ss} := A_{13} \cdot \frac{(20 \cdot 40\text{mm} + 10 \cdot 130\text{mm})}{A_{ss}} = 68 \cdot \text{mm}$$

Effektiv høyde, slakkarmering:

$$d_{ss} := h_w + y_{ss} = 2577 \cdot \text{mm}$$

Slakkarmering, bunnen av steget



$$\varnothing_{25} := 25 \text{ mm}$$

$$A_{25} := \pi \cdot \frac{\varnothing_{25}^2}{4} = 491 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{st} := 19 \cdot A_{25} = 9327 \cdot \text{mm}^2$$

Avstand fra underkant opp til tyngdepunktet til trykkarmeringen. (konservativt forenklet)

$$y_{st} := \frac{371 \text{ mm}}{2} = 186 \cdot \text{mm}$$

Materialdata

Spennarmering

Materiafaktor: $\gamma_s := 1.25$
Flytespenning: $f_{02} := 780 \text{ MPa}$

HB412
Tabell 2.1.1

Dimensjonerende flytespenning

$$f_{pd} := \frac{f_{02}}{\gamma_s} = 624 \cdot \text{MPa}$$

E-modul spennstag:

$$E_p := 205000 \cdot \text{MPa}$$

F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING

Slakkarmering:

Materialfaktor: Flytespenning E-modul: Tabell 2.1.3
 γ_{vv} := 1.25 f_{sk13} := 500MPa f_{sk25} := 480MPa E_s := 200000MPa

Dimensjonerende flytespenning:

$$f_{sd13} := \frac{f_{sk13}}{\gamma_s} = 400 \cdot \text{MPa}$$

Flytetøyning strekkarmering:

Flytetøyning strekkarmering:

$$\epsilon_{sy} := \frac{f_{sk13}}{E_s} = 2.5 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{sy25} := \frac{f_{sk25}}{E_s} = 2.4 \times 10^{-3}$$

Betong:

f_{ck} := 32MPa α_{cc} := 0.85 γ_c := 1.5

Tabell 2.1.1

E_{cm} := 34300MPa

Dimensjonerende trykkfasthet:

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 18.133 \cdot \text{MPa}$$

Trykkbrudd ved bøyning: ϵ_{cu1} := $3.5 \cdot 10^{-3}$

Trykkbrudd ved rent trykk ϵ_{cu2} := $2 \cdot 10^{-3}$

Effektiv høyde, strekkarmering:

$$d := \frac{A_p \cdot d_p \cdot f_{pd} + A_{ss} \cdot d_{ss} \cdot f_{sd13}}{A_p \cdot f_{pd} + A_{ss} \cdot f_{sd13}} = 2348 \cdot \text{mm}$$

Kraft i strekkarmering:

$$S := A_p \cdot f_{pd} + A_{ss} \cdot f_{sd13} = 16886 \cdot \text{kN}$$

Kraft i trykkarmeringen:

$$T_s := A_{st} \cdot f_{sk25} = 4477 \cdot \text{kN}$$

Nødvendig effektivt areal for å ta opp trykkreftene i betongen:

$$A_c := \frac{S - T_s}{f_{cd}} = 684314 \cdot \text{mm}^2$$

Areal av nedre del av steg:

$$A_w := 371 \text{mm} \cdot 351 \text{mm} = 130221 \cdot \text{mm}^2$$

Trykkehøyde i bunnflens:

$$a := \frac{A_c - A_w}{b_{bp} + t_w} = 182 \cdot \text{mm}$$

Effektiv trykkehøyde:

$$\lambda x := 371 \text{mm} + a = 553 \cdot \text{mm}$$

Trykkraft i bunnplate:

$$T_{c1} := f_{cd} \cdot a \cdot (b_{bp}) = 8895 \cdot \text{kN}$$

Trykkraft i flens:

$$T_{c2} := f_{cd} \cdot t_w \cdot \lambda x = 3.508 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Kontrollerer total trykkraft:

$$T_w := (T_s + T_{c1} + T_{c2}) = 16879 \cdot \text{kN} \quad \text{Tilnærmet likt kraften i strekkarmeringen}$$

Momentlikevekt om underkant:

$$M_{Rd} := 2 \cdot \left[T_s \cdot y_{st} + T_{c1} \cdot \left(371 \text{mm} + \frac{a}{2} \right) + T_{c2} \cdot \frac{\lambda x}{2} - S \cdot d \right] = -67482 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontrollerer tøyningen i trykkarmeringen:

$$\lambda := 0.8$$

NS-EN 1992-1-1,
3.1.7

$$x := \frac{\lambda x}{\lambda} = 0.691 \text{m}$$

$$\epsilon_s := \frac{\epsilon_{cu1}}{x} \cdot (x - y_{st}) = 0.0026$$

$$\text{if}(\epsilon_s > \epsilon_{sy}, \text{"FLYTER"}, \text{"FLYTER IKKE"}) = \text{"FLYTER"}$$

F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING

Kontrollerer middeltøyningen i trykkflensen:

$$\epsilon_c := \frac{\epsilon_{cu1} \left[x - \left(371 \text{ mm} + \frac{t_{bp}}{2} \right) \right]}{x} = 1.114 \times 10^{-3}$$

if($\epsilon_c < \epsilon_{cu2}$, "OK", "IKKE OK") = "OK"

NS-EN 1992-1-1, 3.1.7

Antar at strekkarmeringen flyter siden trykksonen er mye lavere enn halve tverrsnittet.

Korrigerer med hensyn på tvangsmoment:

Tyngdepunktets avstand fra underkant

$$y := 1538 \text{ mm}$$

Indre momentarm tvangsmoment fra spennarmering:

$$e := d_p - y = 0.785 \text{ m}$$

Spennarmeringskraft etter tap:

$$P := 2 \cdot n_p \cdot 223 \text{ kN} = 20516 \cdot \text{kN}$$

Primærmoment:

$$M_0 := P \cdot e = 16112 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

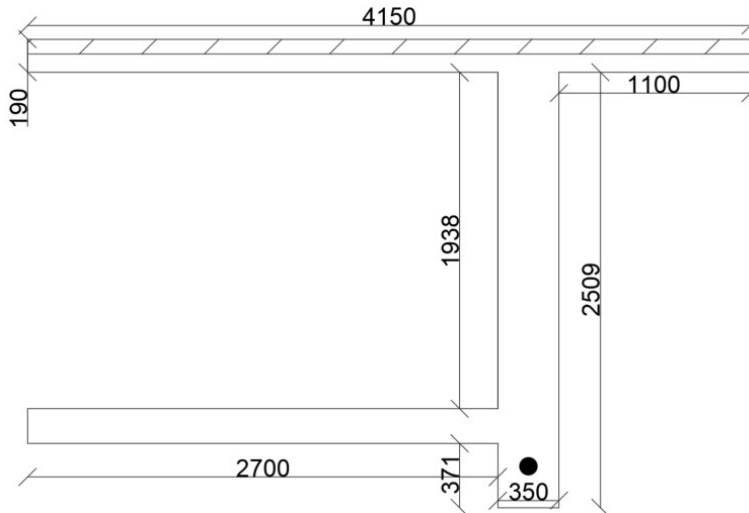
Moment pga forspenning på modell:

$$M_p := 8738 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment:

$$M_t := M_p - M_0 = -7374 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet FFB-snitt, felt akse 32-33, strekk underside



Tverrsnittet er symmetrisk. Regner derfor ut kapasitet til halve tverrsnittet og ganger med 2 til slutt.

Geometri

Ser på tverrsnittet som to bjelker. Regner ut kapasiteten til én av dem og ganger med 2 til slutt pga symmetri.

Ser på tverrsnittet som to t-bjelker og regner ut kapasiteten til en om gangen

Topplate:

$$b_{tp} := 4150\text{mm}$$

$$t_{tp.midt} := 230\text{mm}$$

$$t_{tp.kant} := 150\text{mm} \quad (\text{Forenklet})$$

Bunnplate:

$$b_{bp} := 2700\text{mm}$$

$$t_{bp} := 200\text{mm}$$

Steg:

$$b_w := 350\text{mm}$$

$$h_w := 2509\text{mm}$$

$$h_1 := 1938\text{mm}$$

F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING

Effektiv bredde: NS-EN 1992-1-1, 5.3.2.1

Trykkflenser:

$$b_1 := 1100\text{mm}$$

$$b_2 := 2700\text{mm}$$

Avstanden mellom momentnullpunktene hentes fra modellen

$$l_0 := 60\text{m}$$

$$b := b_{tp} = 4150\text{-mm}$$

$$b_{eff1} := \min(0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot l_0, 0.2 \cdot l_0) = 6220\text{-mm}$$

$$b_{eff2} := \min(0.2 \cdot b_2 + 0.1 \cdot l_0, 0.2 \cdot l_0) = 6540\text{-mm}$$

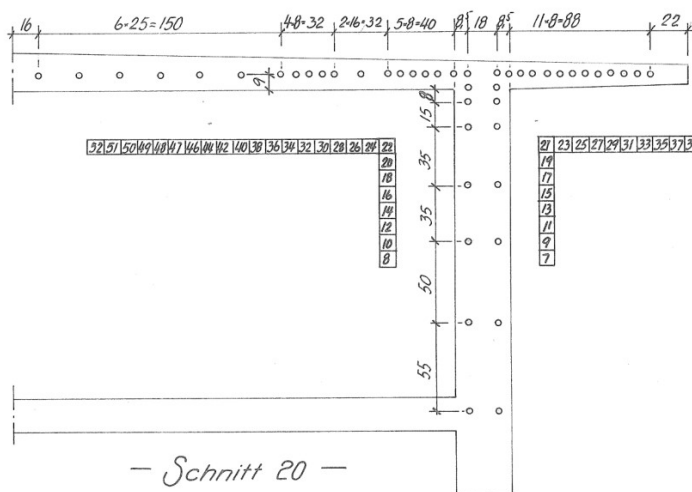
$$b_{eff} := \min(b_{eff1} + b_{eff2} + b_w, b) = 4150\text{-mm}$$

Hele tverrsnittet er utnyttet

Forenkler topplaten til et rektangel

$$t_{tp} := \frac{(t_{tp, \text{midt}} + t_{tp, \text{kant}})}{2} = 190\text{-mm}$$

Spennarmering:



F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING

$$\phi_p := 26\text{mm}$$

$$n_p := 46$$

$$A_{pn} := \pi \cdot \frac{\phi_p^2}{4} = 531 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_p := A_{pn} \cdot n_p = 24423 \cdot \text{mm}^2$$

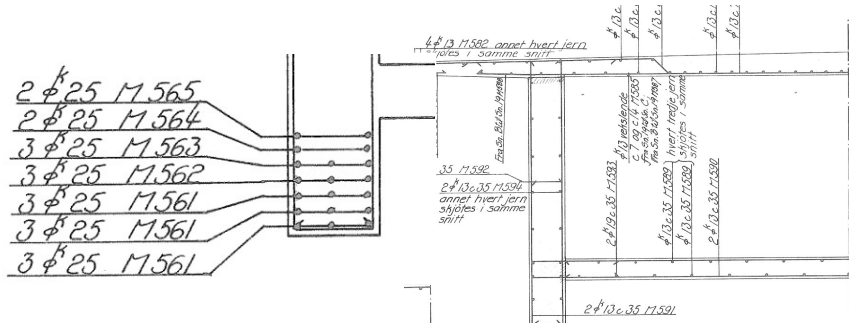
Avstand fra underkant topplate til spennarmeringssenter:

$$y_p := A_{pn} \cdot \frac{32 \cdot 60\text{mm} - 2 \cdot 80\text{mm} - 6 \cdot 580\text{mm} - 2 \cdot 1430\text{mm} - 2 \cdot 1980\text{mm}}{A_p} = -186 \cdot \text{mm}$$

Effektiv høyde, forspent armering:

$$d_p := h_w + y_p = 2323 \cdot \text{mm}$$

Slakkarmering, strekk:



21 ϕ 13 med tyngdepunkt tilnærmet midt i bunnplaten

$$\phi_{13} := 13\text{mm}$$

$$A_{13} := \frac{\pi \cdot \phi_{13}^2}{4} = 133 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s13} := 21 \cdot A_{13} = 2787 \cdot \text{mm}^2$$

F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING

Avstanden fra underkant opp til armeringens tyngdepunkt:

$$y_{s13} := 371\text{mm} + \frac{t_{bp}}{2} = 471\cdot\text{mm}$$

19Ø25 i nedre del av steg

$$\varnothing_{25} := 25\text{mm}$$

$$A_{25} := \pi \cdot \frac{\varnothing_{25}^2}{4} = 491\cdot\text{mm}^2$$

$$A_{s25} := 19 \cdot A_{25} = 9327\cdot\text{mm}^2$$

Avstanden fra underkant opp til armeringens tyngdepunkt i steget (konservativt forenklet):

$$y_{s25} := \frac{371\text{mm}}{2} = 186\cdot\text{mm}$$

Materialdata:

Spennarmering:

Materialfaktor: $\gamma_s := 1.25$ Flytespenning: $f_{02} := 780\text{MPa}$

HB412
Tabell 2.1.1

Dimensjonerende

$$f_{pd} := \frac{f_{02}}{\gamma_s} = 624\cdot\text{MPa}$$

E-modul spennstag:

$$E_p := 205000\cdot\text{MPa}$$

Slakkarmering:

Materialfaktor: $\gamma_{sv} := 1.25$ Flytespenning: $f_{sk13} := 500\text{MPa}$ $f_{sk25} := 480\text{MPa}$ E-modul: $E_s := 200000\text{MPa}$ Tabell 2.1.3

Dimensjonerende flytespenning:

$$f_{sd13} := \frac{f_{sk13}}{\gamma_s} = 400\cdot\text{MPa} \quad f_{sd25} := \frac{f_{sk25}}{\gamma_s} = 384\cdot\text{MPa}$$

Flytetøyning:

$$\epsilon_{sy13} := \frac{f_{sk13}}{E_s} = 2.5 \times 10^{-3} \quad \epsilon_{sy25} := \frac{f_{sk25}}{E_s} = 2.4 \times 10^{-3}$$

Betong:

$$f_{ck} := 32 \text{ MPa} \quad \alpha_{cc} := 0.85 \quad \gamma_c := 1.5$$

Tabell 2.1.1

$$E_{cm} := 34300 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende trykkfasthet:

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 18.133 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Trykkbrudd ved bøyning:} \quad \varepsilon_{cu1} := 3.5 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Trykkbrudd ved rent trykk} \quad \varepsilon_{cu2} := 2 \cdot 10^{-3}$$

Avstanden fra underkant til samlet tyngdepunkt for strekkarmeringen:

$$y := \frac{A_{s13} \cdot f_{sk13} \cdot y_{s13} + A_{s25} \cdot f_{sk25} \cdot y_{s25}}{A_{s13} \cdot f_{sk13} + A_{s25} \cdot f_{sk25}} = 253 \cdot \text{mm}$$

Effektiv høyde for strekkarmering:

$$d := h_w + t_{tp} - y = 2446 \cdot \text{mm}$$

Kapasitet: Metode 3

Kraft i strekkarmering:

$$S := A_{s13} \cdot f_{sd13} + A_{s25} \cdot f_{sd25} = 4696 \cdot \text{kN}$$

Antar max trykktøyning i betongen:

$$\varepsilon_c := 0.0035$$

$$k_1 := 1 - \frac{2}{3000 \cdot \varepsilon_c} = 0.81$$

$$k_2 := \frac{1000 \cdot \varepsilon_c \cdot (3000 \cdot \varepsilon_c - 4) + 2}{2000 \cdot \varepsilon_c \cdot (3000 \cdot \varepsilon_c - 2)} = 0.416$$

Nødvendig betongareal for å ta opp trykkreftene:

$$A_c := \frac{S}{k_1 \cdot f_{cd}} = 319930 \cdot \text{mm}^2$$

Avstand fra overkant topplate til nøytralaksen:

$$X := \frac{A_c}{2 \cdot k_2 \cdot b_{tp}} = 93 \cdot \text{mm}$$

F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING

Sjekker om hele trykksonen er i steget:

$$\text{if}(X < t_{tp}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Antagelsen om flyt i strekkarmeringen stemmer siden trykksonen er så lav i forhold til tverrsnitshøyden

Midlere tøyning i topplaten:

$$\epsilon_{cm} := \frac{\epsilon_c \cdot \left(X - \frac{t_{tp}}{2} \right)}{X} = -8.817 \times 10^{-5} \quad \text{if}(\epsilon_{cm} > \epsilon_{cu2}, \text{"IKKE OK"}, \text{"OK"}) = \text{"OK"}$$

Momentarmen til strekkarmeringen:

$$z := d - k_2 \cdot X = 2407 \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet: (Ganger med 2 for å få kapasiteten til hele tverrsnittet)

$$M_{Rd} := 2 \cdot (z \cdot S) = 22610 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Korrigerings med hensyn på tvangsmoment:

Tverrsnittets tyngdepunktets avstand fra underkant

$$\bar{y} := 1538 \cdot \text{mm}$$

Indre momentarm tvangsmoment fra spennarmering:

$$\bar{e} := d_p - y = 0.785 \cdot \text{m}$$

Total spennarmeringskraft etter tap:

$$P := 2 \cdot n_p \cdot 223 \cdot \text{kN} = 20516 \cdot \text{kN}$$

Primærmoment:

$$M_0 := P \cdot e = 16112 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

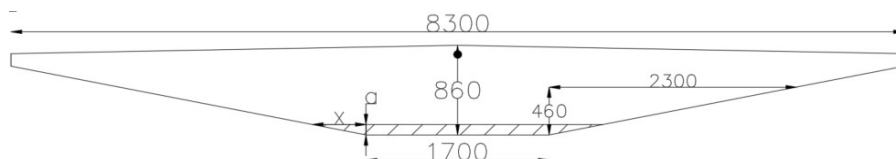
Moment pga forspenning på modell:

$$M_p := 8738 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment:

$$M_t := M_p - M_0 = -7374 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet, støtte, akse 0-16



Betong:

Materialfaktor:

$$\gamma_c := 1.5$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

HB 413
Tabell 2.1.1

Bruddtøyning:

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

Betongkvalitet: A-betong C25/B20

Sylinderfasthet:

$$f_{ck} := 20 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende betongfasthet:

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 11.333 \cdot \text{MPa}$$

NS-EN 1992/1

Bredde overside

$$b_{\text{over}} := 8300 \text{ mm}$$

Bredde underside

$$b_{\text{under}} := 1700 \text{ mm}$$

Høyde midten

$$h_{\text{midt}} := 860 \text{ mm}$$

Armering

Stålkvalitet

CSF 50, antar 500MPa i følge
Terje Kanstad og en av våre seniorer

Tegningsgrunnlag

Karakteristisk flytegrense

$$f_{sk} := 480 \text{ MPa}$$

HB 413 Tabell
2.1.3

Materialfaktor

$$\gamma_s := 1.25$$

HB 413 Tabell
2.1.1

Dimensjonerende flytegrense

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

E-modul

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

Flytegrense:

$$\epsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_s} = 1.92 \times 10^{-3}$$

F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING

Armeringsdiameter	$\varnothing_{19} := 19\text{mm}$
	$\varnothing_{13} := 13\text{mm}$
Ameringsareal per stang	$A_{s19} := \pi \frac{\varnothing_{19}^2}{4} = 284 \cdot \text{mm}^2$
	$A_{s13} := \pi \frac{\varnothing_{13}^2}{4} = 133 \cdot \text{mm}^2$
Totalt armeringsareal i strekk:	$A_s := 36 \cdot A_{s19} + 10 \cdot A_{s13} = 11534 \cdot \text{mm}^2$
Overdekning	$c_{\text{nom}} := 20\text{mm}$
Avstand fra overkant til øverste armeringsstang	$y_1 := c_{\text{nom}} + \frac{\varnothing_{19}}{2} = 29.5 \cdot \text{mm}$
Tilnærmet effektiv høyde	$d := h_{\text{midt}} - y_1 - 40\text{mm} = 790.5 \cdot \text{mm}$

Det er 80mm høydeforskjell fra midten av vegen til siden. Det antas at armeringen er jevnt fordelt i dette området, ergo armeringssenteret ligger 40mm nedenfor øverste stang.

Kapasitet: Metode 2

Antar at armeringen flyter:

Strekraft i armeringen: $S_s := A_s \cdot f_{sd} = 4429 \cdot \text{kN}$

$\gamma := 0.8$
 $\eta' := 1$

Merknad: Hvis bredden av trykksone avtar i retning av trykkanten, bør verdien av η reduseres med 10%

$$\eta := 0.9$$

Antar likevekt mellom strekkraft i armeringen og trykkraft i betongen for å finne størrelsen på det effektive trykkfeltet i betongen:

$$T := A_c \cdot \eta \cdot f_{cd} = S \cdot S$$
$$A_c := \frac{S}{\eta \cdot f_{cd}} = 434235 \cdot \text{mm}^2$$

F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING

Finner høyden på det effektive trykkfeltet:

$$\frac{2300}{460} := \frac{a}{X} \quad X := 5 \cdot a \quad \text{Formlike trekanter}$$

Arealet av trykkfeltet er en sum av et rektangel og to trekanter:

$$A_c := a \cdot b_{\text{under}} + 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot a \cdot x \right) = a \cdot b_{\text{under}} + a \cdot 5 \cdot a$$
$$5 \cdot a^2 + b_{\text{under}} \cdot a - A_c = 0$$

Effektiv trykkfelthøyde:

$$a := 170 \text{ mm}$$

Avstanden fra underkant til trykksoneens tyngdepunkt:

$$y' := \frac{\frac{a}{2} \cdot a \cdot b_{\text{under}} + 2 \cdot \left(\frac{2a}{3} \cdot \frac{1}{2} \cdot a \cdot 5a \right)}{a \cdot 5a + a \cdot b_{\text{under}}} = 94 \text{ mm}$$

Indre momentarm:

$$z := d - y' = 696.1 \text{ mm}$$

Momentkapasitet:

$$M_{rd} := S \cdot z = 3083 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kontrollerer at armeringen flyter

Avstanden fra underkanten til nøytralaksen:

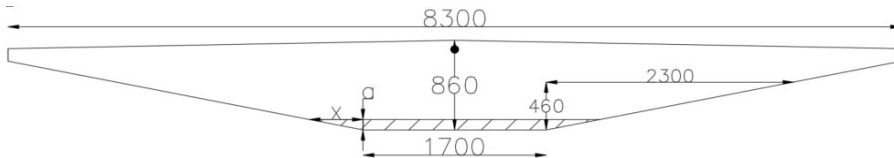
$$x := \frac{a}{\gamma} = 212.5 \text{ mm}$$

Tøyningen i strekkarmeringen:

$$\epsilon_s := \frac{\epsilon_{cu}}{x} \cdot (d - x) = 0.0095$$

$$\text{if}(\epsilon_s > \epsilon_{yd}, \text{"FLYTER"}, \text{"FLYTER IKKE"}) = \text{"FLYTER"}$$

Momentkapasitet, støtte, akse 7



Betong:

Materialefaktor:

$$\gamma_c := 1.5$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

Bruddtøyning:

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

Betongkvalitet: A-betong C25/B20

Sylinderfasthet:

$$f_{ck} := 20\text{MPa}$$

Dimensjonerende betongfasthet:

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 11.333\text{MPa}$$

**HB 413
Tabell 2.1.1**

NS-EN 1992/1

Bredde overside

$$b_{over} := 8300\text{mm}$$

Bredde underside

$$b_{under} := 1700\text{mm}$$

Høyde midten

$$h_{midt} := 860\text{mm}$$

Armering

Stålkvalitet

CSF 50

Tegningsgrunnlag

Karakteristisk flytegrense

$$f_{sk} := 480\text{MPa}$$

HB 413 Tabell 2.1.3

Materialefaktor

$$\gamma_s := 1.25$$

HB 413 Tabell 2.1.1

Dimensjonerende flytegrense

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

E-modul

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

Flytegrense:

$$\epsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_s} = 1.92 \times 10^{-3}$$

F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING

Armeringsdiameter	$\varnothing_{25} := 25\text{mm}$
	$\varnothing_{13} := 13\text{mm}$
Armeringsareal per stang	$A_{s25} := \pi \frac{\varnothing_{25}^2}{4} = 491 \cdot \text{mm}^2$
	$A_{s13} := \pi \frac{\varnothing_{13}^2}{4} = 133 \cdot \text{mm}^2$
Totalt armeringsareal i strekk:	$A_s := 54 \cdot A_{s25} + 10 \cdot A_{s13} = 27835 \cdot \text{mm}^2$
Overdekning	$c_{\text{nom}} := 20\text{mm}$
Avstand fra overkant til øverste armeringsstang	$y_1 := c_{\text{nom}} + \frac{\varnothing_{25}}{2} = 32.5 \cdot \text{mm}$
Tilnærmet effektiv høyde	$d := h_{\text{midt}} - y_1 - 40\text{mm} = 787.5 \cdot \text{mm}$

Det er 80mm høydeforskjell fra midten av vegen til siden. Det antas at armeringen er jevnt fordelt i dette området, ergo armeringssenteret ligger 40mm nedenfor øverste stang.

Kapasitet: Metode 2

Antar at armeringen flyter:

Strekraft i armeringen:

$$S_{s, \text{sd}} := A_s \cdot f_{s, \text{sd}} = 10688 \cdot \text{kN}$$
$$\gamma := 0.8$$
$$\eta' := 1$$

Merknad: Hvis bredden av trykksonen avtar i retning av trykkanten, bør verdien av η reduseres med 10%

$$\eta := 0.9$$

Antar likevekt mellom strekkraft i armeringen og trykkraft i betongen for å finne størrelsen på det effektive trykkfeltet i betongen:

$$T := A_c \cdot \eta \cdot f_{c, \text{d}} = \cdot S$$
$$A_c := \frac{S}{\eta \cdot f_{c, \text{d}}} = 1047887 \cdot \text{mm}^2$$

F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING

Finner høyden på det effektive trykkfeltet:

$$\frac{2300}{460} := \frac{a}{X} \quad X := 5 \cdot a \quad \text{Formlike trekant}$$

Arealet av trykkfeltet er en sum av et rektangel og to trekant:

$$A_c := a \cdot b_{\text{under}} + 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot a \cdot x \right) = a \cdot b_{\text{under}} + a \cdot 5 \cdot a$$

$$5 \cdot a^2 + b_{\text{under}} \cdot a - A_c = 0$$

Effektiv trykkfelthøyde: $a := 318 \text{ mm}$

Avstanden fra underkant til trykksonens tyngdepunkt:

$$y' := \frac{\frac{a}{2} \cdot a \cdot b_{\text{under}} + 2 \cdot \left(\frac{2a}{3} \cdot \frac{1}{2} \cdot a \cdot 5a \right)}{a \cdot 5a + a \cdot b_{\text{under}}} = 185 \text{ mm}$$

Indre momentarm: $z := d - y' = 602.9 \text{ mm}$

Momentkapasitet:

$$M_{rd} := S \cdot z = 6444 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kontrollerer at armeringen flyter

Avstanden fra underkanten til nøytralaksen:

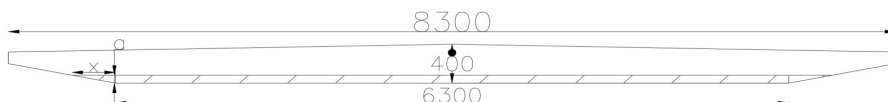
$$x := \frac{a}{\gamma} = 397.5 \text{ mm}$$

Tøyningen i strekkarmeringen:

$$\epsilon_s := \frac{\epsilon_{cu}}{x} \cdot (d - x) = 0.0034$$

$$\text{if}(\epsilon_s > \epsilon_{yd}, \text{"FLYTER"}, \text{"FLYTER IKKE"}) = \text{"FLYTER"}$$

Momentkapasitet, støtte, akse 7, 1.9m øst for støtten



Betong:

Materialefaktor:

$$\gamma_c := 1.5$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

HB 413
Tabell 2.1.1

Bruddtøying:

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

Betongkvalitet: A-betong C25/B20

Sylinderfasthet:

$$f_{ck} := 20\text{MPa}$$

Dimensjonerende betongfasthet:

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 11.333 \cdot \text{MPa}$$

NS-EN 1992/1

Bredde overside

$$b_{over} := 8300\text{mm}$$

Bredde underside

$$b_{under} := 6300\text{mm}$$

Høyde midten

$$h_{midt} := 400\text{mm}$$

Armering

Stålkvalitet

CSF 50

Tegningsgrunnlag

Karakteristisk flytegrense

$$f_{sk} := 480\text{MPa}$$

HB 413 Tabell
2.1.3

Materialefaktor

$$\gamma_s := 1.25$$

HB 413 Tabell
2.1.1

Dimensjonerende flytegrense

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

E-modul

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

Flytegrense:

$$\epsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_s} = 1.92 \times 10^{-3}$$

F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING

Armeringsdiameter

$$\varnothing_{25} := 25\text{mm} \quad \varnothing_{19} := 19\text{mm} \quad \varnothing_{13} := 13\text{mm}$$

Armeringsareal per stang:

$$A_{s13} := \pi \cdot \frac{\varnothing_{13}^2}{4} = 133 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s19} := \pi \cdot \frac{\varnothing_{19}^2}{4} = 284 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s25} := \pi \cdot \frac{\varnothing_{25}^2}{4} = 491 \cdot \text{mm}^2$$

Totalt armeringsareal i strekk:

$$A_{ss} := 54 \cdot A_{s25} + 10 \cdot A_{s13} = 27835 \cdot \text{mm}^2$$

Totalt armeringsareal i trykk:

$$A_{st} := 32 \cdot A_{s13} + 32 \cdot A_{s19} = 13320 \cdot \text{mm}^2$$

Overdekning:

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

Avstand fra overkant til
øverste armeringsstang

$$y_1 := c_{\text{nom}} + \frac{\varnothing_{25}}{2} = 32.5 \cdot \text{mm}$$

Tilnærmet effektiv høyde

$$d := h_{\text{midt}} - y_1 - 40\text{mm} = 327.5 \cdot \text{mm}$$

Det er 80mm høydeforskjell fra midten av vegen til siden. Det antas at armeringen er jevnt fordelt i dette området, ergo armeringssenteret ligger 40mm nedenfor øverste stang.

Kapasitet: Metode 2

Antar at armeringen flyter:

Strekraft i armeringen:

$$S := A_{ss} \cdot f_{sd} = 10688 \cdot \text{kN}$$

Trykkraft i armeringen:

$$T_s := A_{st} \cdot f_{sd} = 5115 \cdot \text{kN}$$

$$\gamma := 0.8$$

$$\eta' := 1$$

Merknad: Hvis bredden av trykksonen avtar i retning av trykkanten, bør verdien av η reduseres med 10%

$$\eta := 0.9$$

Antar likevekt mellom strekkraft i armeringen og trykkraft i betongen
for å finne størrelsen på det effektive trykkfeltet i betongen:

$$T_c := S - T_s = 5573 \cdot \text{kN}$$

$$T_c := A_c \cdot \eta \cdot f_{cd}$$

$$A_c := \frac{T_c}{\eta \cdot f_{cd}} = 546415 \cdot \text{mm}^2$$

Finner høyden på det effektive trykkfeltet

$$\frac{2300}{460} := \frac{a}{X} \quad X := 5 \cdot a \quad \text{Formlike trekanten}$$

Aralet av trykkfeltet er en sum av et rektangel og to firkanter:

$$A_c := a \cdot b_{\text{under}} + 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot a \cdot x \right) = a \cdot b_{\text{under}} + a \cdot 5 \cdot a \quad 5 \cdot a^2 + b_{\text{under}} a - A_c = 0$$

Effektiv trykkfelthøyde: $a := 81 \text{ mm}$

Avstanden fra underkant til trykksonens tyngdepunkt:

$$y' := \frac{\frac{a}{2} \cdot a \cdot b_{\text{under}} + 2 \cdot \left(\frac{2a}{3} \cdot \frac{1}{2} \cdot a \cdot 5a \right)}{a \cdot 5a + a \cdot b_{\text{under}}} = 41 \cdot \text{mm}$$

Avstand fra UK til TP trykkarmering: $y_2 := c_{\text{nom}} + \emptyset_{19} = 39 \cdot \text{mm}$

Momentkapasitet: $M_{rd} := S \cdot d - T_c \cdot y' - T_s \cdot y_2 = 3071 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

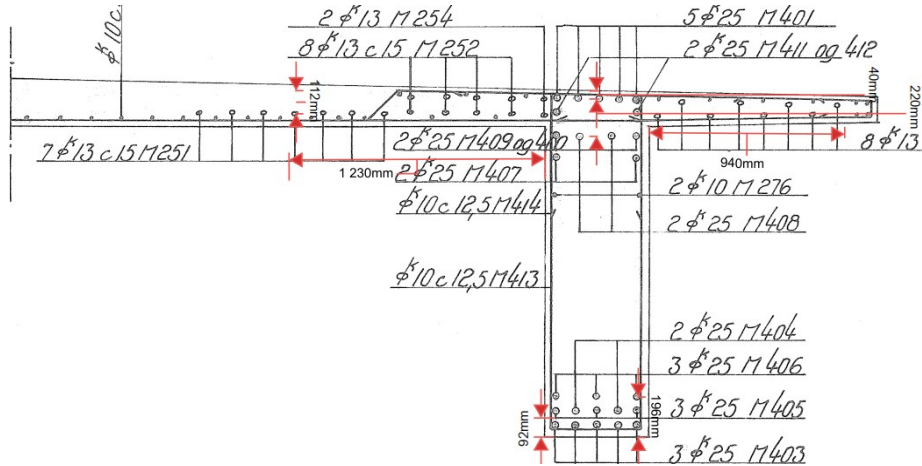
Kontrollerer at armeringen flyter

Avstanden fra underkanten til nøytralaksen: $x := \frac{a}{\gamma} = 101.2 \cdot \text{mm}$

Tøyningen i strekkarmeringen: $\epsilon_s := \frac{\epsilon_{cu}}{x} \cdot (d - x) = 0.0078$

$\text{if}(\epsilon_s > \epsilon_{yd}, \text{"FLYTER"}, \text{"FLYTER IKKE"}) = \text{"FLYTER"}$

Momentkapasitet søyle 17



Betong

$\gamma_c := 1.5$ $\epsilon_{cu} := 0.0035$ $\alpha_{cc} := 0.85$ $f_{ck} := 20\text{MPa}$

$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 11.333 \cdot \text{MPa}$

Armering

$f_{sk} := 480\text{MPa}$ $\gamma_s := 1.25$ $E_s := 200000\text{MPa}$

$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \text{MPa}$ $\epsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_s} = 1.92 \times 10^{-3}$

$\varnothing_{25} := 25\text{mm}$ $\varnothing_{13} := 13\text{mm}$ $\varnothing_{10} := 10\text{mm}$

$A_{s25} := \pi \cdot \frac{\varnothing_{25}^2}{4} = 491 \cdot \text{mm}^2$

$A_{s13} := \pi \cdot \frac{\varnothing_{13}^2}{4} = 133 \cdot \text{mm}^2$

$A_{s10} := \pi \cdot \frac{\varnothing_{10}^2}{4} = 78.54 \cdot \text{mm}^2$

Geometri

Tilnærmer tverrsnittet som en t-bjelke. Tilnærmer tykkelsen på flensen til tykkelsen til platen rett over bjelken.

$$t_f := 176\text{mm}$$

Medvirkende flensbredde EK2

5.3.2.1

$$l_1 := 24\text{m}$$

$$l_2 := 24\text{m}$$

$$l_0 := 0.15 \cdot (l_1 + l_2) = 7\text{m}$$

$$b := 4150\text{mm}$$

$$b_1 := 1100\text{mm}$$

$$b_2 := 2550\text{mm}$$

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

$$b_{\text{eff1}} := \min(0.2b_1 + 0.1 \cdot l_0, 0.2 \cdot l_0, b_1) = 940 \cdot \text{mm}$$

$$b_{\text{eff2}} := \min(0.2b_2 + 0.1 \cdot l_0, 0.2 \cdot l_0, b_2) = 1230 \cdot \text{mm}$$

$$b_{\text{eff}} := \min(b_{\text{eff1}} + b_{\text{eff2}} + b_w, b) = 2670 \cdot \text{mm}$$

Over søylen er trykksonen i steget, så derfor regnes tverrsnittet som en bjelke med bredden til steget. Strekkarmeringen innenfor effektiv bredde antas å bidra som strekkarmering.

$$h_{\text{bjelke}} := 1500\text{mm}$$

$$h := h_{\text{bjelke}} + t_f = 1676 \cdot \text{mm}$$

Armering:

y er avstanden fra OK til armeringens TP

Strekkarmering: 5Ø25 med $y=40\text{mm}$, 8Ø25 med $y=220\text{mm}$, 18Ø13 med $y=\frac{t_f}{2}$, 4Ø13 med $y=112\text{mm}$,

12Ø10 med $y=\frac{t_f}{2}$

Total strekkarmering:

F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING

$$A_{ss} := 13 \cdot A_{s25} + 22A_{s13} + 10A_{s10} = 10087 \cdot \text{mm}^2$$

Avstanden fra OK til strekkarmeringens tyngdepunkt:

$$y_{ss} := \frac{5 \cdot A_{s25} \cdot 40\text{mm} + 8A_{s25} \cdot 220\text{mm} + 18 \cdot A_{s13} \cdot \frac{t_f}{2} + 4 \cdot A_{s13} \cdot 112\text{mm} + 12 \cdot A_{s10} \cdot \frac{t_f}{2}}{A_{ss}} = 130 \cdot \text{mm}$$

Effektiv høyde: $d := h - y_{ss} = 1546 \cdot \text{mm}$

Trykkarmering: 10Ø25 med $y=92$ og ser bort fra 3Ø25 med $y=196\text{mm}$ fordi de ikke når flytetøyningen.

Totalt trykkarmering:

$$A_{st} := 10A_{s25} = 4909 \cdot \text{mm}^2$$

$$y_{st} := 92\text{mm}$$

Kapasitet:

Kraft i strekkarmering:

$$S := A_{ss} \cdot f_{sd} = 3873 \cdot \text{kN}$$

Kraft i trykkarmering:

$$T_s := A_{st} \cdot f_{sd} = 1885 \cdot \text{kN}$$

Betongareal i den effektive trykksone:

$$A_c := \frac{S - T_s}{f_{cd}} = 0.175 \text{ m}^2$$

Trykkraft på betongen:

$$T_c := A_c \cdot f_{cd} = 1988 \cdot \text{kN}$$

Høyde trykksone:

$$X := \frac{A_c}{b_w \cdot 0.8} = 0.439 \text{ m}$$

Avstand fra underkant til tyngdepunktet til den effektive betongtrykksone:

$$y_c := X \cdot \frac{0.8}{2} = 0.175 \text{ m}$$

Momentlikevekt om underkant:

$$M_{Rd} := 2 \cdot (S \cdot d - T_s \cdot y_{st} - T_c \cdot y_c) = 10929 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontrollerer antagalsene om flyt i armeringen:

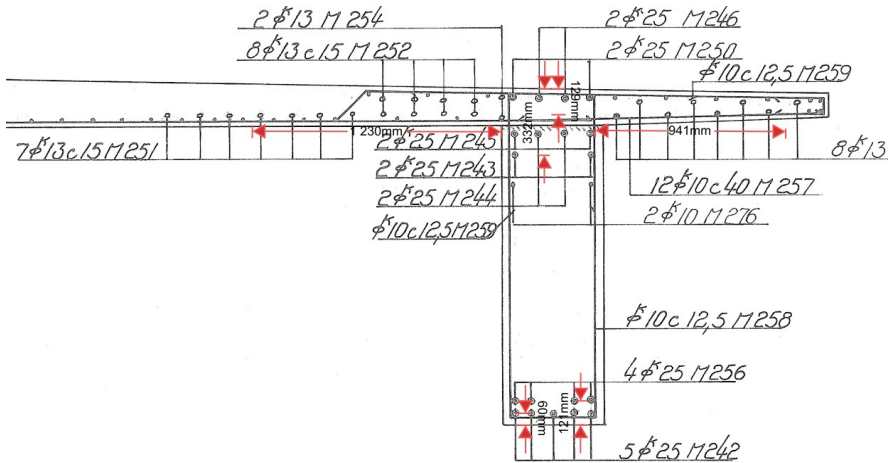
Trykksone er lav i forhold til høyden på tverrsnittet så strekkarmeringen flyter.

Tøyning i trykkarmeringen:

$$\epsilon_s := \frac{(X - y_{st}) \cdot \epsilon_{cu}}{X} = 2.766 \times 10^{-3}$$

if($\epsilon_s > \epsilon_{yd}$, "FLYTER" , "FLYTER IKKE") = "FLYTER"

Momentkapasitet støtte, akse 18-30



Betong:

$$\gamma_c := 1.5 \quad \epsilon_{cu} := 0.0035 \quad \alpha_{cc} := 0.85 \quad f_{ck} := 20\text{MPa}$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 11.333\text{MPa}$$

Armering:

$$f_{sk} := 480\text{MPa} \quad \gamma_s := 1.25 \quad E_s := 200000\text{MPa}$$

$$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 384\text{MPa} \quad \epsilon_{yd} := \frac{f_{sd}}{E_s} = 1.92 \times 10^{-3}$$

$$\varnothing_{25} := 25\text{mm} \quad \varnothing_{13} := 13\text{mm} \quad \varnothing_{10} := 10\text{mm}$$

$$A_{s25} := \pi \cdot \frac{\varnothing_{25}^2}{4} = 491\text{mm}^2$$

$$A_{s13} := \pi \cdot \frac{\varnothing_{13}^2}{4} = 133\text{mm}^2$$

$$A_{s10} := \pi \cdot \frac{\varnothing_{10}^2}{4} = 79\text{mm}^2$$

Geometri:

Tilnærmer tverrsnittet som en t-bjelke. Tilnærmer tykkelsen på flensen til tykkelsen til platen rett over bjelken.

$$t_f := 176\text{mm}$$

Medvirkende flensbredde NS-EN 1992-1-1, 5.3.2.1

$$l_1 := 24\text{m}$$

$$l_2 := 24\text{m}$$

$$l_0 := 0.15 \cdot (l_1 + l_2) = 7\text{m}$$

$$b := 4150\text{mm}$$

$$b_1 := 1100\text{mm}$$

$$b_2 := 2550\text{mm}$$

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

$$b_{\text{eff1}} := \min(0.2b_1 + 0.1 \cdot l_0, 0.2 \cdot l_0, b_1) = 940\text{mm}$$

$$b_{\text{eff2}} := \min(0.2b_2 + 0.1 \cdot l_0, 0.2 \cdot l_0, b_2) = 1230\text{mm}$$

$$b_{\text{eff}} := \min(b_{\text{eff1}} + b_{\text{eff2}} + b_w, b) = 2670\text{mm}$$

Over søylen er trykksone i steget, så derfor regnes tverrsnittet som en bjelke med bredden til steget. Strekkarmeringen innenfor effektiv bredde antas å bidra som strekkarmering.

$$h_{\text{bjelke}} := 1500\text{mm}$$

$$h := h_{\text{bjelke}} + t_f = 1676\text{mm}$$

Armering:

Armeringens plassering leses av fra tegning.

Total armering i strekk:

$$A_s := A_{s25} \cdot 10 + A_{s13} \cdot 21 + 12A_{s10} = 8639\text{mm}^2$$

Strekkarmering: 21Ø13 med TP midt i flens. 8Ø25 med TP 129mm fra OK, 2Ø25 med avstand 332mm fra OK. 12Ø10 med TP midt i flens.

Trykkarmering: 5Ø25 med avstand 60mm fra UK og 4Ø25 med avstand 121mm fra UK

F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING

Avstand til TP til strekkarmeringen fra OK

$$y_{ss} := \frac{(21 \cdot A_{s13} + 12 \cdot A_{s10}) \cdot \frac{t_f}{2} + 8 \cdot A_{s25} \cdot 129 \text{ mm} + 2 \cdot A_{s25} \cdot 332 \text{ mm}}{A_s} = 134 \text{ mm}$$

Effektiv høyde: $d := h - y_{ss} = 1542 \text{ mm}$

Avstanden fra underkant til trykkarmeringens tyngdepunkt:

$$y_{st} := \frac{5 \cdot 60 \text{ mm} + 4 \cdot 121 \text{ mm}}{9} = 0.087 \text{ m}$$

Kapasitet: Metode 2

Kraft i strekkarmering:

$$S := A_s \cdot f_{sd} = 3317 \text{ kN}$$

Kraft i trykkarmering:

$$T_s := 9 \cdot A_{s25} \cdot f_{sd} = 1696 \text{ kN}$$

Betongareal i den effektive trykksone:

$$A_c := \frac{S - T_s}{f_{cd}} = 0.143 \text{ m}^2$$

Trykkraft på betongen:

$$T_c := A_c \cdot f_{cd} = 1621 \text{ kN}$$

Høyde trykksone:

$$X := \frac{A_c}{b_w \cdot 0.8} = 0.358 \text{ m}$$

Avstand fra underkant til tyngdepunktet til den effektive betongtrykksone:

$$y_c := X \cdot \frac{0.8}{2} = 0.143 \text{ m}$$

Momentlikevekt om underkant gir kapasiteten:

$$M_{Rd} := 2 \cdot (S \cdot d - T_s \cdot y_{st} - T_c \cdot y_c) = 9469 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontrollerer antagalsene om flyt i armeringen:

Trykksonen er lav i forhold til høyden på tverrsnittet så strekkarmeringen flyter.

Tøyning i trykkarmeringen:

$$\epsilon_s := \frac{(X - y_{st}) \cdot \epsilon_{cu}}{X} = 2.647 \times 10^{-3}$$

if($\epsilon_s > \epsilon_{yd}$, "FLYTER" , "FØYTER IKKE") = "FLYTER"

Momentkapasitet søyle 31

Materialdata:

Betong:

$\gamma_c := 1.5$ $\epsilon_{cu} := 0.0035$ $\alpha_{cc} := 0.85$ $f_{ck} := 20\text{MPa}$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 11.333 \cdot \text{MPa}$$

Amering:

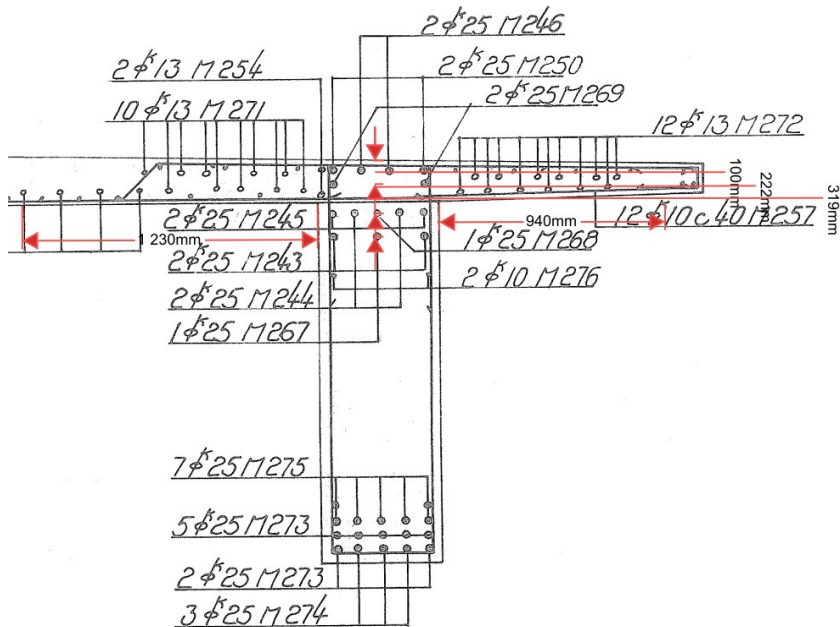
$f_{sk} := 480\text{MPa}$ $\gamma_s := 1.25$ $\epsilon_{sy} := 0.0024$

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

Geometri:

Tilnærmer tverrsnittet som en t-bjelke. Tilnærmer tykkelsen på flensen til tykkelsen til platen rett over bjelken.

$t_f := 176\text{mm}$



Medvirkende flensbredde NS-EN 1992-1-1, 5.3.2.1

$$l_1 := 24\text{m}$$

$$l_0 := 0.85 \cdot l_1 = 20\text{m}$$

$$b := 4150\text{mm}$$

$$b_1 := 1100\text{mm}$$

$$b_2 := 2550\text{mm}$$

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

$$b_{\text{eff1}} := \min(0.2b_1 + 0.1 \cdot l_0, 0.2 \cdot l_0, b_1) = 1100\text{-mm}$$

$$b_{\text{eff2}} := \min(0.2b_2 + 0.1 \cdot l_0, 0.2 \cdot l_0, b_2) = 2550\text{-mm}$$

$$b_{\text{eff}} := \min(b_{\text{eff1}} + b_{\text{eff2}} + b_w, b) = 4150\text{-mm} \quad \text{Hele tverrsnittet er utnyttet}$$

Over søylen er trykksonen i steget, så derfor regnes tverrsnittet som en bjelke med bredden til steget. Strekkarmeringen innenfor effektiv bredde antas å bidra som strekkarmering.

$$h_{\text{bjelke}} := 1500\text{mm}$$

$$h := h_{\text{bjelke}} + t_f = 1676\text{-mm}$$

Geometrien til
strekkarmeringen

overdekning plate

$$c_b := 20\text{mm}$$

Avstanden mellom lagene med strekkarmeringene er ikke oppgitt i tegningsgrunnlaget. I følge NS 427 §16.8 skal avstanden mellom lagene være minst 2cm. Ved flere enn to lag skal avstanden økes. I følge tegningene er avstanden mellom alle lagene større enn 2cm så plasseringen til alle utenom det nederste laget hentes fra tegningene.

$$\varnothing_{25} := 25\text{mm}$$

$$\varnothing_{13} := 13\text{mm}$$

$$\varnothing_{10} := 10\text{mm}$$

$$A_{s25} := \pi \cdot \frac{\varnothing_{25}^2}{4} = 491 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s13} := \pi \cdot \frac{\varnothing_{13}^2}{4} = 133 \cdot \text{mm}^2$$

Total armering i strekk:

$$A_s := A_{s25} \cdot 14 + A_{s13} \cdot 28 = 10589 \cdot \text{mm}^2$$

F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING

y_i er avstanden fra overkant til armeringssenter for hvert lag med 25mm stenger. Tyngdepunktet til 13mm stengene antas å ligge midt i platen.

$$y_1 := c_b + \varnothing_{10} + \frac{\varnothing_{25}}{2} = 42 \cdot \text{mm}$$

$$y_2 := 100 \text{mm}$$

$$y_3 := 222 \text{mm}$$

$$y_4 := 319 \text{mm}$$

$$y_5 := \frac{t_f}{2} = 88 \cdot \text{mm} \quad \text{Antatt tyngdepunkt for 13mm stenger}$$

Strekarmringens tyngdepunkts avstand fra overkant

$$y := \frac{[A_{s25} \cdot (4 \cdot y_1 + 2 \cdot y_2 + 5 \cdot y_3 + 3 \cdot y_4) + A_{s13} \cdot y_5]}{A_s} = 114 \cdot \text{mm}$$

Effektiv høyde: $d := h - y = 1562 \cdot \text{mm}$

Kapasitet: Metode 1

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

$$A_{sb} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} \cdot b_w \cdot d \cdot \alpha_b = 10939 \cdot \text{mm}^2$$

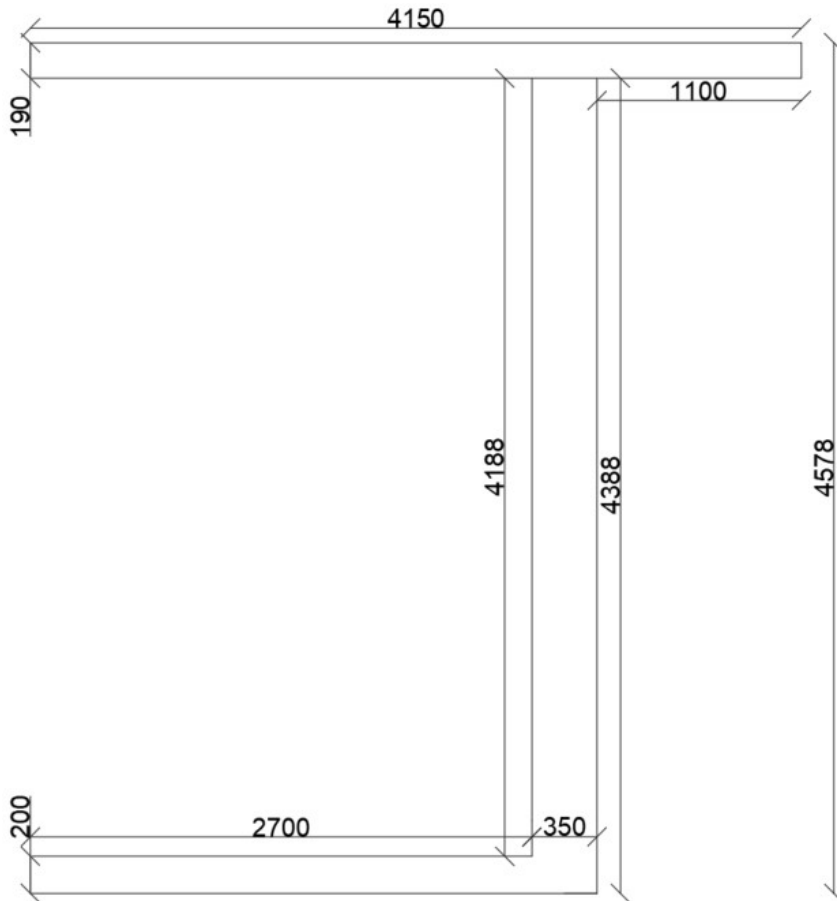
$$A_{sb} > A_s \quad \text{Tverrsnittet er underarmert}$$

$$\alpha := A_s \cdot \frac{f_{sd}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d} = 0.574$$

$$\alpha \cdot d = 0.897 \text{m}$$

$$M_{rd} := 2 \cdot \left[0.8 \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot \alpha \cdot b_w \cdot d^2 \right] = 9784 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet FFB-snitt 14



Tverrsnittsdata:

Ser på boksen som to bjelker. Regner ut kapasiteten til én av dem og ganger med 2 til slutt. Neglisjerer kanten som stikker ned på siden av flensen.

$$h := 4578\text{mm}$$

Topplate:

$$b_{tp} := 4150\text{mm}$$

$$t_{tp.midt} := 230\text{mm}$$

$$t_{tp.kant} := 150\text{mm} \quad (\text{Forenklet})$$

F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING

Bunnplate:

$$b_{bp} := 3050\text{mm}$$

$$t_{bp} := 200\text{mm}$$

Steg:

$$t_w := 350\text{mm}$$

$$h_w := 4188\text{mm}$$

Regner effektiv flensbredde etter NS-EN 1992.1.1, 5.3.2.1

$$b_1 := 1100\text{mm}$$

$$b_2 := 2700\text{mm}$$

Avstanden mellom momentnullpunktene hentes fra modellen:

$$l_0 := 40\text{m}$$

$$b := 4150\text{mm}$$

$$b_{\text{eff1}} := \min(0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot l_0, 0.2 \cdot l_0) = 4220 \cdot \text{mm}$$

$$b_{\text{eff2}} := \min(0.2 \cdot b_2 + 0.1 \cdot l_0, 0.2 \cdot l_0) = 4540 \cdot \text{mm}$$

Effektiv flensbredde:

$$b_{\text{eff}} := \min(b_{\text{eff1}} + b_{\text{eff2}} + t_w, b) = 4150 \cdot \text{mm}$$

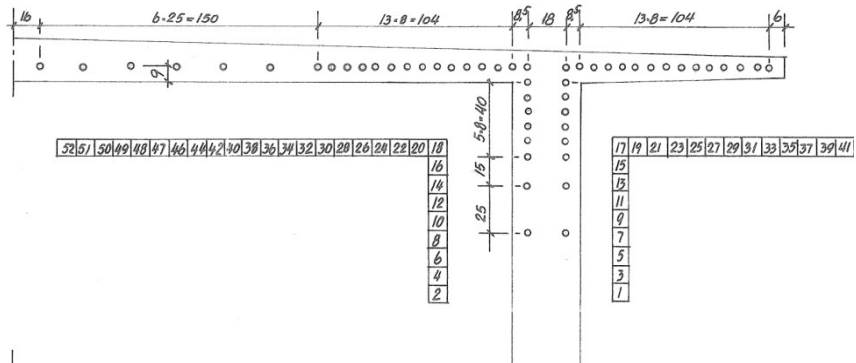
Hele tverrsnittsbredden er effektiv

Forenkler topplaten til et rektangel

$$t_{tp} := \frac{(t_{tp.\text{midt}} + t_{tp.\text{kant}})}{2} = 190 \cdot \text{mm}$$

F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING

Spennarmering:



$$\varnothing_p := 26 \text{ mm}$$

$$n_p := 52$$

$$A_{pn} := \pi \cdot \frac{\varnothing_p^2}{4} = 531 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_p := A_{pn} \cdot n_p = 27608 \cdot \text{mm}^2$$

Avstand fra underkant flens til spennarmeringens tyngdepunkt:

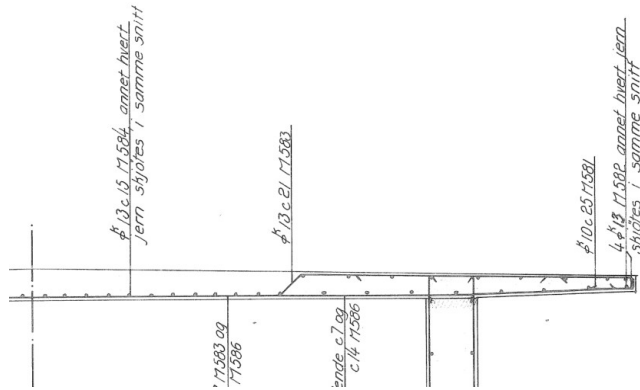
$$y_p := A_{pn} \cdot \frac{36 \cdot 60 \cdot \text{mm} - 12 \cdot 200 \cdot \text{mm} - 4 \cdot 675 \text{ mm}}{A_p} = -57 \cdot \text{mm}$$

Effektiv høyde spennarmering:

$$d_p := t_{bp} + h_w + y_p = 4331 \cdot \text{mm}$$

HB412-tabell
2.1.1

Slakkarmering topplate



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

Det er 21 stenger med tyngdepunkt $20\text{mm} + 13\text{mm} + 13/2\text{mm} = 40\text{mm}$ opp fra undekant av topplaten. Gjennomsnittlig tykkelse til platen i området til armeringen i overkant er 170mm . Det er 10 stenger med tyngdepunkt $170\text{mm} - 40\text{mm} = 130\text{mm}$ opp fra underkant av bunnplaten.

$$\varnothing_{13} := 13\text{mm}$$

$$A_{13} := \pi \cdot \frac{\varnothing_{13}^2}{4} = 133 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{SS}} := 31A_{13} = 4115 \cdot \text{mm}^2$$

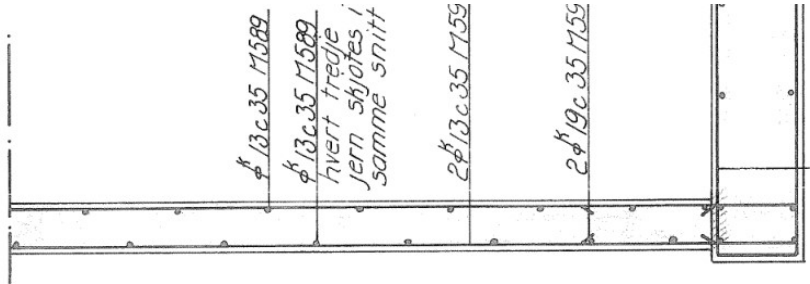
Avstand fra underkant av topplaten til slakkarmeringens tyngdepunkt

$$y_{\text{SS}} := A_{13} \cdot \frac{(21 \cdot 40\text{mm} + 10 \cdot 130\text{mm})}{A_{\text{SS}}} = 69 \cdot \text{mm}$$

Effektiv høyde, slakkarmering:

$$d_{\text{SS}} := 4388\text{mm} + y_{\text{SS}} = 4457 \cdot \text{mm}$$

Slakkarmering bunnplate



20Ø13 med tyngdepunkt tilnærmet midt i bunnplaten.

$$A_{st} := 20A_{13} = 2655 \cdot \text{mm}^2$$

Materialdata

Spennarmering:

Materialfaktor: Flytespenning
 $\gamma_s := 1.25$ $f_{02} := 780 \text{MPa}$

hb-v413 tabell 2.1.1

Dimensjonerende flytespenning:

E-modul spennstag:

$$f_{pd} := \frac{f_{02}}{\gamma_s} = 624 \cdot \text{MPa}$$

$$E_p := 205000 \cdot \text{MPa}$$

Flytetøyning:

$$\epsilon_{ydp} := \frac{f_{pd}}{E_p} = 3.044 \times 10^{-3}$$

Slakkarmering:

Materialfaktor: Flytespenning
 $\gamma_{sk} := 1.25$ $f_{sk} := 500 \text{MPa}$

E-modul:
 $E_s := 200000 \text{MPa}$

hb-v413, tabell 2.1.3

Dimensjonerende flytespenning:

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

F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING

Dimensjonerende flytetøyning:

$$\varepsilon_{yds} := \frac{f_{sd}}{E_s} = 2 \times 10^{-3}$$

Betong:

$$f_{ck} := 32 \text{MPa} \quad \alpha_{cc} := 0.85 \quad \gamma_c := 1.5$$

hb-v413, tabell 2.1.1

$$E_{cm} := 34300 \text{MPa}$$

Dimensjonerende trykkfasthet:

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 18.133 \text{MPa}$$

$$\text{Trykkbrudd ved bøyning:} \quad \varepsilon_{cu1} := 3.5 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Trykkbrudd ved rent trykk} \quad \varepsilon_{cu2} := 2 \cdot 10^{-3}$$

Effektiv høyde, strekkarmering:

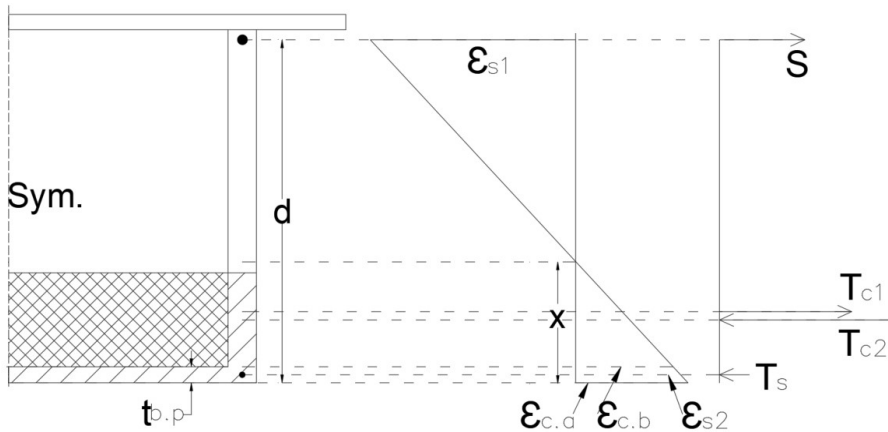
$$d := \frac{(A_p \cdot d_p \cdot f_{pd} + A_{st} \cdot d_{ss} \cdot f_{sd})}{A_p \cdot f_{pd} + A_{st} \cdot f_{sd}} = 4339 \text{mm}$$

Midlere trykktoyning (tøyningen midt i flensen) i trykkflens i kassetvernsnitt skal ikke være større $2 \cdot 10^{-3}$. Tøyningen i trykkarmeringen som ligger midt i trykkflensen antas å være den samme

Rapport 668,
3.3.1

Kapasitet: Metode 3

Beregner kapasiteten som om tverrsnittet er massivt og trekker fra bidraget til den hule delen.



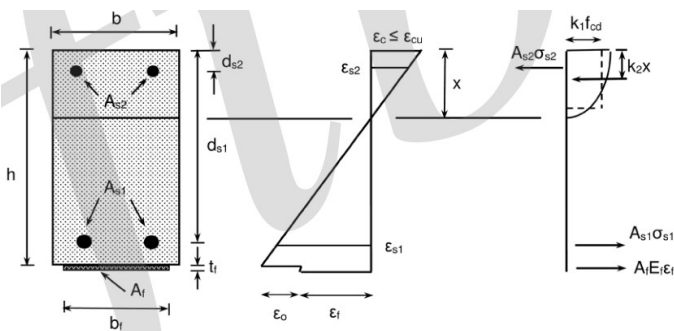
Kraft i trykkarmering:

$$T_s := E_s \cdot \epsilon_{cu2} \cdot A_{st} = 1062 \cdot \text{kN}$$

Kraft i strekkarmering:

$$S_w := A_p \cdot f_{pd} + A_{ss} \cdot f_{sd} = 18873 \cdot \text{kN}$$

Beregner størrelse og plassering av trykkreftene i betongen etter *fib bulletin 90, A6.1*



F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING

Antar trykksonehøyde

$$X := 1889 \text{ mm}$$

Antar tøyning

$$\varepsilon_{c,a} := 0.00211$$

Endrer antatt tøyning og trykksone slik at T-S, **midlere tøyning i trykkflensen** = 0.002 og momentkapasiteten blir så høy som mulig

$$\varepsilon_{c,b} := \frac{(X - t_{bp}) \cdot \varepsilon_{c,a}}{X} = 0.0019$$

$$k_{1a} := 1 - \frac{2}{3000 \cdot \varepsilon_{c,a}} = 0.684$$

$$T_{c1} := k_{1a} \cdot f_{cd} \cdot X \cdot b_{bp} = 71465 \text{ kN}$$

$$k_{1b} := 1000 \cdot \varepsilon_{c,b} \cdot \left(0.5 - \frac{1000}{12} \cdot \varepsilon_{c,b} \right) = 0.649$$

$$T_{c2} := k_{1b} \cdot f_{cd} \cdot (X - t_{bp}) \cdot (b_{bp} - t_w) = 53648 \text{ kN}$$

$$\checkmark T_s := T_{c1} - T_{c2} + T_s = 18879 \text{ kN} \quad \text{Skal være likt S}$$

Midlere tøyning bunnplate:

$$\varepsilon_m := \frac{\left(X - \frac{t_{bp}}{2} \right) \cdot \varepsilon_{c,a}}{X} = 1.998 \times 10^{-3} \quad \text{if}(\varepsilon_m < \varepsilon_{cu2}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"} \quad \text{NS-EN 1992-1-1, 3.1.7}$$

$$k_{2a} := \frac{1000 \cdot \varepsilon_{c,a} \cdot (3000 \varepsilon_{c,a} - 4) + 2}{2000 \cdot \varepsilon_{c,a} \cdot (3000 \cdot \varepsilon_{c,a} - 2)} = 0.379$$

$$k_{2b} := \frac{8 - 1000 \cdot \varepsilon_{c,b}}{4 \cdot (6 - 1000 \cdot \varepsilon_{c,b})} = 0.372$$

Kapasitet uten tvangsmoment

$$M_{Rd} := -2 \left[T_s \cdot \left(d - \frac{t_{bp}}{2} \right) + T_{c1} \cdot (d - k_{2a} \cdot X) - T_{c2} \cdot \left[d - \left[t_{bp} + k_{2b} \cdot (X - t_{bp}) \right] \right] \right] = -150268 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kontrollerer om armeringen flyter:

$$\checkmark \varepsilon_s := \varepsilon_{c,a} \cdot \frac{d}{X} = 4.846 \times 10^{-3} \quad \text{if}(\varepsilon_s > \varepsilon_{ydp}, \text{"FLYTER"}, \text{"FLYTER IKKE"}) = \text{"FLYTER"}$$

Korrigerig med hensyn på tvangsmoment:

Tverrsnittets tyngdepunktets avstand fra underkant

$$y := 2453\text{mm}$$

Indre momentarm tvangsmoment fra spennarmering:

$$e := d_p - y = 1.878\text{ m}$$

Total spennarmeringskraft etter tap:

$$P := 2 \cdot n_p \cdot 223\text{kN} = 23192 \cdot \text{kN}$$

Primærmoment:

$$M_0 := P \cdot e = 43565 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Moment pga forspenning på modell:

$$M_p := 23403\text{kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment:

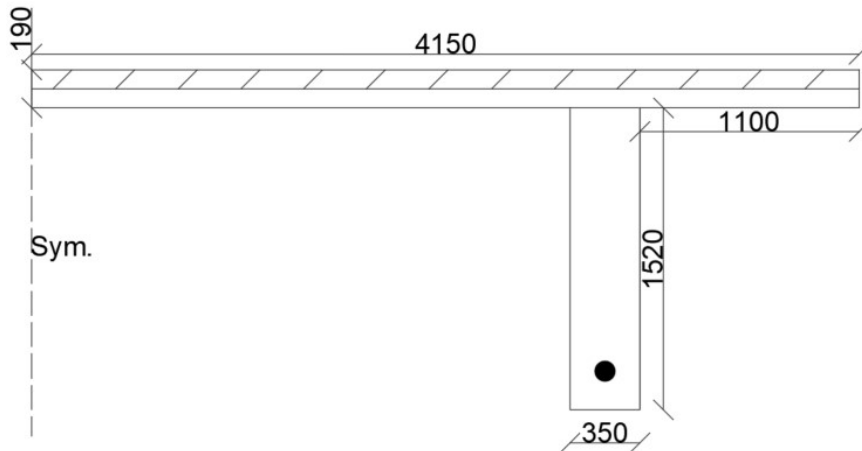
$$M_t := M_p - M_0 = -20162 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Totalt moment på modell ca:

$$M_{Ed} := -89397\text{kN} \cdot \text{m} + M_t = -1.096 \times 10^5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Utnyttelsesgrad} := \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0.729$$

Momentkapasitet FFB-snitt 0



Geometri

Ser på tverrsnittet som to bjelker. Regner ut kapasiteten til én av dem og ganger resultatet med 2.

Toppflens:

$$b_{tp} := 4150\text{mm}$$

$$t_{tf.midt} := 230\text{mm}$$

$$t_{tf.kant} := 150\text{mm} \quad (\text{Forenklet})$$

Steg:

$$b_w := 350\text{mm}$$

$$h_w := 1520\text{mm}$$

Effektiv bredde av flensene:

EK2-5.3.2.1

$$b_1 := 1100\text{mm}$$

$$b_2 := 2700\text{mm}$$

Avstanden mellom momentnullpunktene hentes fra modellen

$$l_0 := 40\text{m}$$

$$b := 4150\text{mm}$$

$$b_{\text{eff1}} := \min(0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot l_0, 0.2 \cdot l_0) = 4220 \cdot \text{mm}$$

$$b_{\text{eff2}} := \min(0.2 \cdot b_2 + 0.1 \cdot l_0, 0.2 \cdot l_0) = 4540 \cdot \text{mm}$$

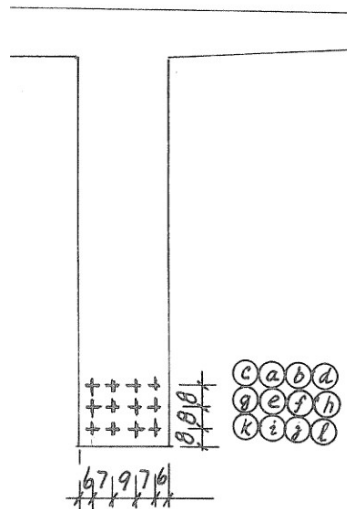
$$b_{\text{eff}} := \min(b_{\text{eff1}} + b_{\text{eff2}} + b_w, b) = 4150 \cdot \text{mm}$$

Hele flensbredden er utnyttet

Forenkler topplaten til et rektangel med tykkelse:

$$t_{\text{tp}} := \frac{(t_{\text{tf.midt}} + t_{\text{tf.kant}})}{2} = 190 \cdot \text{mm}$$

Spennarmering:



F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING

$$\phi_p := 26\text{mm}$$

$$n_p := 12$$

$$A_{pn} := \pi \cdot \frac{\phi_p^2}{4} = 531 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_p := A_{pn} \cdot n_p = 6371 \cdot \text{mm}^2$$

Avstand fra underkant steg til spennarmeringssenter:

$$y_p := 160\text{mm}$$

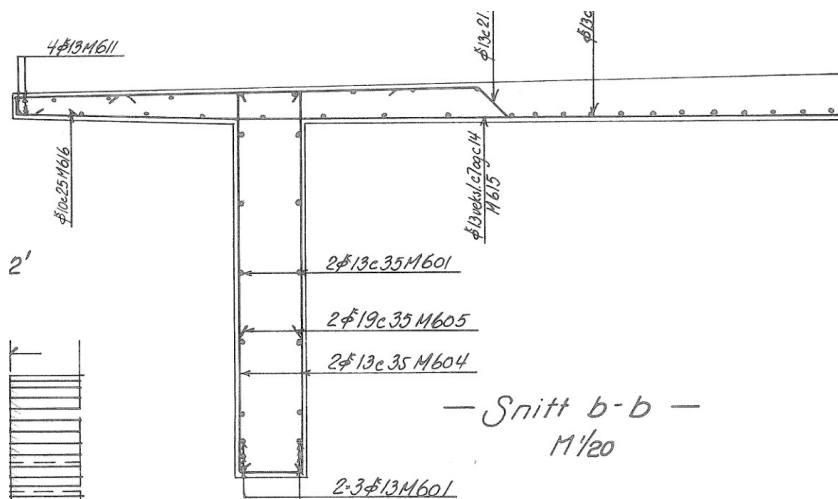
Effektiv høyde, forspent armering:

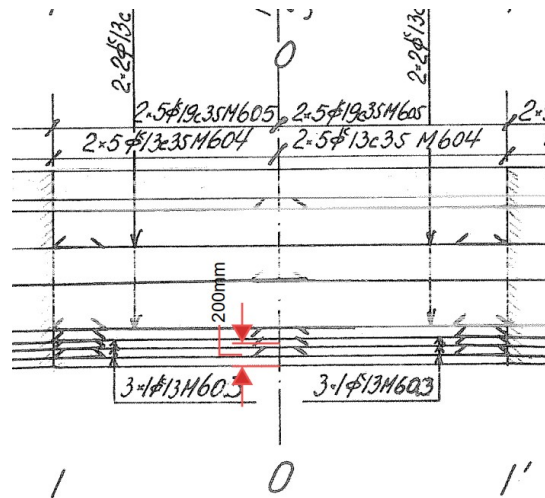
$$d_p := t_{tp} + h_w + y_p = 1870\text{mm}$$

HB412-tabell
2.1.1

Slakkarmering

Den første figuren viser et generelt tverrsnitt av den åpne kassedelen. Den andre figuren viser et lengdesnitt i snitt 0, med riktig armering og dimensjoner.





Topplate:

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

Underkant:

Det er 21 stenger med avstand

$20\text{mm} + 13\text{mm} + 13/2\text{mm} = 40\text{mm}$ fra underkant.

Overkant:

Gjennomsnittlig tykkelse til platen i området til armeringen

er 170mm . Det er 10 stenger med gjennomsnittlig

avstande $170\text{mm} - 40\text{mm} = 130\text{mm}$ fra underkant

$$\phi_{13} := 13\text{mm}$$

$$A_{13} := \pi \cdot \frac{\phi_{13}^2}{4} = 133 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{st}} := 31A_{13} = 4115 \cdot \text{mm}^2$$

Avstand fra underkant av topplaten slakkarmeringscenter

$$y_{\text{st}} := A_{13} \cdot \frac{(21 \cdot 40\text{mm} + 10 \cdot 130\text{mm})}{A_{\text{st}}} = 69 \cdot \text{mm}$$

Effektiv høyde, slakkarmering:

$$d_{\text{st}} := t_{\text{tp}} - y_{\text{st}} = 121 \cdot \text{mm}$$

F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING

Slakkarmering i strekk:

Steget er armert med 14Ø13. De 8 nederste stengene bidrar betydeleg mer til kapasiteten. Derfor neglisjeres de andre stengene.

$$A_{ss} := 8 \cdot A_{13} = 1062 \cdot \text{mm}^2$$

Avstand fra underkant til tyngdepunkt:

$$y_{ss} := 200 \text{mm} \quad \text{Leses av fra armeringstegning}$$

Effektiv høyde:

$$d_{ss} := h_w + t_{tp} - y_{ss} = 1510 \cdot \text{mm}$$

Materialdata:

Spennarmering:

Materialfaktor: Flytespenning:
 $\gamma_s := 1.25$ $f_{02} := 780 \text{MPa}$

HB412
Tabell 2.1.1

Dimensjonerende flytespenning

$$f_{pd} := \frac{f_{02}}{\gamma_s} = 624 \cdot \text{MPa}$$

E-modul spennstag:

$$E_p := 205000 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende flytetøyning:

$$\epsilon_{ydp} := \frac{f_{pd}}{E_p} = 3.044 \times 10^{-3}$$

Slakkarmering

Materialfaktor: Flytespenning:
 $\gamma_s := 1.25$ $f_{sk} := 500 \text{MPa}$

E-modul:
 $E_s := 200000 \text{MPa}$

Dimensjonerende flytespenning:

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

Dimensjonerende flytetøyning:

$$\epsilon_{yds} := \frac{f_{sd}}{E_s} = 2 \times 10^{-3}$$

Betong

$f_{ck} := 32 \text{MPa}$ $\alpha_{cc} := 0.85$ $\gamma_c := 1.5$

Tabell 2.1.1

$E_{cm} := 34300 \text{MPa}$

Dimensjonerende trykkfasthet:

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 18.133 \cdot \text{MPa}$$

Trykkbrudd ved bøyning: $\epsilon_{cu1} := 3.5 \cdot 10^{-3}$

Trykkbrudd ved rent trykk $\epsilon_{cu2} := 2 \cdot 10^{-3}$

Effektiv høyde, strekkarmering:

$$d := \frac{(A_p \cdot d_p \cdot f_{pd} + A_{ss} \cdot d_{ss} \cdot f_{sd})}{A_p \cdot f_{pd} + A_{ss} \cdot f_{sd}} = 1835 \cdot \text{mm}$$

Neglisjerer trykkarmeringen.

Kapasitet: Metode 3

Kraft i strekkarmering:

$$S := A_p \cdot f_{pd} + A_{ss} \cdot f_{sd} = 4400 \cdot \text{kN}$$

Maks trykktøyning i betongen: $\epsilon_c := \epsilon_{cu1} = 3.5 \times 10^{-3}$

$$k_1 := 1 - \frac{2}{3000 \cdot \epsilon_c} = 0.81$$

$$k_2 := \frac{1000 \cdot \epsilon_c \cdot (3000 \cdot \epsilon_c - 4) + 2}{2000 \cdot \epsilon_c \cdot (3000 \cdot \epsilon_c - 2)} = 0.416$$

Nødvendig betongareal for å ta opp trykkreftene:

$$A_c := \frac{S}{k_1 \cdot f_{cd}} = 299764 \cdot \text{mm}^2$$

Høyde på trykkfelt i topplate:

Avstand fra overkant til trykksenteret:

$$X := \frac{A_c}{2 \cdot k_2 \cdot b_{tp}} = 87 \cdot \text{mm}$$

$$y := k_2 \cdot X = 36 \cdot \text{mm}$$

Momentarm strekkarmering:

$$z_1 := d - y = 1799 \cdot \text{mm}$$

F. MOMENTKAPASITET I LENGDERETNING

Momentkapasitet: (Ganger med 2 for å få kapasiteten til hele tverrsnittet):

$$M_{Rd} := 2 \cdot (z_1 \cdot S) = 15834 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontrollerer tøyningen i slakkarmeringen:

$$\epsilon_s := \frac{\epsilon_c}{X} \cdot (d_{ss} - X) = 0.0574$$

$$\text{if}(\epsilon_s > \epsilon_{yds}, \text{"FLYTER"}, \text{"FLYTER IKKE"}) = \text{"FLYTER"}$$

Korrigerings med hensyn på tvangsmoment:

Tyngdepunktets avstand fra underkant

$$y := 1268 \text{ mm}$$

Indre momentarm tvangsmoment fra spennarmering:

$$e := d_p - y = 0.602 \text{ m}$$

Spennarmeringskraft etter tap:

$$P := 2 \cdot n_p \cdot 223 \text{ kN} = 5352 \cdot \text{kN}$$

Primærmoment:

$$M_0 := -P \cdot e = -3222 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Moment pga forspenning på modell:

$$M_p := -5228 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment:

$$M_t := M_p - M_0 = -2006 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontrollerer tøyningen i strekkarmeringen:

$$\epsilon_s := \epsilon_c \cdot \frac{d}{X} = 0.074$$

$$\text{if}(\epsilon_s > \epsilon_{ydp}, \text{"FLYTER"}, \text{"FLYTER IKKE"}) = \text{"FLYTER"}$$

G Reduksjon av støttemoment

Reduksjon av støttemoment etter NS-EN1992-1-1

Etter NS-EN1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018 kapittel 5.3.2.2(4) kan støttemomentet reduseres med

$$\Delta M_{Ed} := \frac{F_{Ed.sup} \cdot t}{8}$$

For platedel:

$$F_{Ed.sup.pb} := 1.0 \cdot 938 \text{ kN} + 1.0 \cdot 186 \text{ kN} + 1.2 \cdot 750 \text{ kN} + 0.8 \cdot 87 \text{ kN} = 2094 \cdot \text{kN}$$

$$t_{pb} := 1.4 \text{ m}$$

$$\Delta M_{Ed.pb} := \frac{F_{Ed.sup.pb} \cdot t_{pb}}{8} = 366 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

For støtte akse 17:

$$F_{Ed.sup.17} := 1.0 \cdot 876 \text{ kN} + 1.0 \cdot 188 \text{ kN} + 1.2 \cdot 504 \text{ kN} + 0.8 \cdot 99 \text{ kN} = 1748 \cdot \text{kN}$$

$$t_{bb} := 1.4 \text{ m}$$

$$\Delta M_{Ed.17} := \frac{F_{Ed.sup.17} \cdot t_{bb}}{8} = 306 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

For støtte akse 18-30:

$$F_{Ed.sup.bb} := 1.0 \cdot 915 \text{ kN} + 1.0 \cdot 194 \text{ kN} + 1.2 \cdot 483 \text{ kN} + 0.8 \cdot 91 \text{ kN} = 1761 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta M_{Ed.bb} := \frac{F_{Ed.sup.bb} \cdot t_{bb}}{8} = 308 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

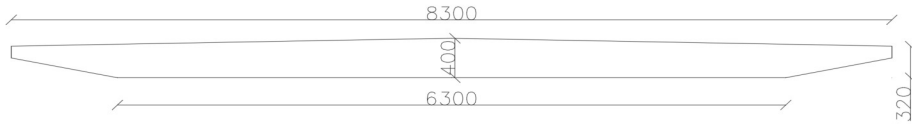
For støtte akse 31:

$$F_{Ed.sup.31} := 1.0 \cdot 1022 \text{ kN} + 1.0 \cdot 217 \text{ kN} + 1.2 \cdot 513 \text{ kN} + 0.8 \cdot 101 \text{ kN} = 1935 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta M_{Ed.31} := \frac{F_{Ed.sup.31} \cdot t_{bb}}{8} = 339 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

H Skjærkapasitet i lengderetning

Skjærkapasitet, akse 0-15



Tverrsnitts- og materialdata

Betong

Betongkvalitet: A-betong C25/B20

Materialfaktor:

$$\gamma_c := 1.5$$

HB 413, Tabell 2.1.1

Sylinderfaktor:

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

Sylinderfasthet:

$$f_{ck} := 20 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende trykkfasthet:

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 11.3 \cdot \text{MPa}$$

NS-EN 1992-1-1, 3.1.6

Bredde overkant:

$$b_{\text{over}} := 8300 \text{ mm}$$

Bredde underkant:

$$b_{\text{under}} := 6300 \text{ mm}$$

Midlere bredde:

$$b_{\text{middel}} := \frac{(b_{\text{over}} + b_{\text{under}})}{2} = 7300 \text{ mm}$$

Høyde midt:

$$h_{\text{midt}} := 400 \text{ mm}$$

Høyde side:

$$h_{\text{side}} := 320 \text{ mm}$$

Armering

Stålkvalitet:

Stålkvalitet er CSF 50 som tilsvarer KS50

Karakteristisk
flytegrense(konservativ):

$$f_{sk1} := 480 \text{ MPa}$$

HB 413 Tabell 2.1.3

H. SKJÆRKAPASITET I LENGDERETNING

Materialfaktor:

$$\gamma_s := 1.25$$

HB 413 Tabell 2.1.1

Dimensjonerende
flytegrense:

$$f_{sd1} := \frac{f_{sk1}}{\gamma_s} = 384 \cdot \text{MPa}$$

Armeringsdiameter:

$$\varnothing_{19} := 19 \text{mm}$$

$$\varnothing_{13} := 13 \text{mm}$$

Areal per stang:

$$A_{s19} := \pi \frac{\varnothing_{19}^2}{4} = 284 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s13} := \pi \frac{\varnothing_{13}^2}{4} = 133 \cdot \text{mm}^2$$

Totalt armeringsareal i strekk:

$$A_s := 36 \cdot A_{s19} + 10 \cdot A_{s13} = 11534 \cdot \text{mm}^2$$

Overdekning

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

Avstand fra overkant
til armering.

$$y_1 := c_{\text{nom}} + \frac{\varnothing_{19}}{2} = 29.5 \cdot \text{mm}$$

Midlere effektiv høyde

$$d_{\text{middel}} := \frac{(h_{\text{midt}} - y_1 + h_{\text{side}} - y_1)}{2} = 331 \cdot \text{mm}$$

Dimensjonerende skjærkraftkapasitet uten skjærarmering. NS-EN 1992-1-1, 6.2.2

$$C_{Rdc} := 0.12$$

$$k := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{mm}}{d_{\text{middel}}}}, 2.0\right) = 1.778$$

$$\rho := \min\left(0.02, \frac{A_s}{b_{\text{middel}} d_{\text{middel}}}\right) = 0.005$$

$$v_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.012 \cdot \frac{\sqrt{kN}}{\text{mm}}$$

Skjærstrekk:

$$V_{Rdcs} := C_{Rdc} \cdot k \cdot (100\rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b_{\text{middel}} \cdot d_{\text{middel}} \cdot (\text{MPa})^{\frac{2}{3}} = 1093 \cdot \text{kN}$$

Minimum skjærstrekkkapasitet:

$$V_{Rdcs.min} := v_{\min} \cdot b_{\text{middel}} \cdot d_{\text{middel}} \cdot \frac{\sqrt{N}}{\text{mm}} = 895 \cdot \text{kN}$$

Skjærtrykk:

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{MPa}} \right) = 0.552$$

$$V_{Rdct} := 0.5 \cdot b_{\text{middel}} \cdot d_{\text{middel}} \cdot v \cdot f_{cd} = 7547 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet for skjærkraft:

$$V_{Rdc} := \min(\max(V_{Rdcs}, V_{Rdcs.min}), V_{Rdct}) = 1093 \cdot \text{kN}$$

Skjærkapasitet, akse 16, fra høyre

Betong:	Betongkvalitet: A-betong C25/B20	
	$\gamma_c := 1.5$	
	$\alpha_{cc} := 0.85$	HB 413 Tabell 2.1.1
Sylinderfasthet:	$f_{ck} := 20\text{MPa}$	
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 11.333\text{MPa}$	NS-EN 1992/1
Bredde overkant	$b_{\text{over}} := 8300\text{mm}$	
Bredde underkant	$b_{\text{under}} := 6300\text{mm}$	
Midlere bredde	$b_{\text{middel}} := \frac{(b_{\text{over}} + b_{\text{under}})}{2} = 7300\text{mm}$	
Høyde Midten	$h_{\text{midt}} := 400\text{mm}$	
	$\epsilon_{cu} := 0.0035$	
Armering		
Stålkvalitet	CSF 50, antar 500MPa i følge Terje Kanstad og en av våre seniorer	Tegningsgrunnlag
Karakteristisk flytegrense	$f_{sk1} := 480\text{MPa}$	HB 413 Tabell 2.1.3
Materialfaktor	$\gamma_s := 1.25$	HB 413 Tabell 2.1.1
Dimensjonerende flytegrense	$f_{sd1} := \frac{f_{sk1}}{\gamma_s} = 384\text{MPa}$	
Armeringsdiameter	$\emptyset_{19} := 19\text{mm}$ $\emptyset_{13} := 13\text{mm}$	
Armeringsareal per stang	$A_{s19} := \pi \frac{\emptyset_{19}^2}{4} = 284\text{mm}^2$	

H. SKJÆRKAPASITET I LENGDERETNING

$$A_{s13} := \pi \cdot \frac{\varnothing_{13}^2}{4} = 133 \cdot \text{mm}^2$$

Armeringen i spenn 15-16 bøyes opp og fortsetter over søylen. I tillegg er det 27 ekstra $\varnothing 19$

Totalt armeringsareal i strekk. $A_s := 63 \cdot A_{s19} + 10 \cdot A_{s13} = 19190 \cdot \text{mm}^2$

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

Avstand fra overkant til armeringssenter $y_1 := c_{\text{nom}} + \frac{\varnothing_{19}}{2} = 29.5 \cdot \text{mm}$

Midlere effektiv høyde

$$d_{\text{middel}} := \frac{(400 \text{mm} - y_1 + 320 \text{mm} - y_1)}{2} = 330.5 \cdot \text{mm}$$

NS-EN 1992-1-1, 6.2.2

$$C_{\text{Rdc}} := 0.12$$

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{mm}}{d_{\text{middel}}}}, 2.0 \right) = 1.778$$

$$\rho := \min \left(0.02, \frac{A_s}{b_{\text{middel}} \cdot d_{\text{middel}}} \right) = 0.008$$

$$v_{\text{min}} := 0.035 \cdot k^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{f_{\text{ck}}} \cdot \sqrt{\text{mm}^2 \cdot \text{N}} = 0.0002 \cdot \text{kN}$$

Skjærstrekk

$$V_{\text{Rdcs}} := \max \left[C_{\text{Rdc}} \cdot k \cdot (100 \rho \cdot f_{\text{ck}})^{\frac{1}{3}} \cdot b_{\text{middel}} \cdot d_{\text{middel}} \cdot (\text{MPa})^{\frac{2}{3}}, v_{\text{min}} \right] = 1295 \cdot \text{kN}$$

Skjærstrekk:

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{\text{ck}}}{250 \text{MPa}} \right) = 0.552$$

H. SKJÆRKAPASITET I LENGDERETNING

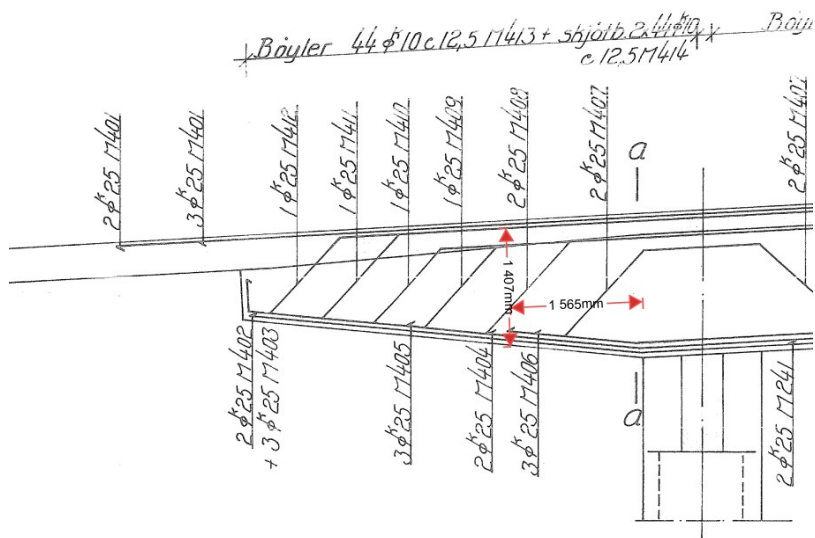
$$V_{Rdct} := 0.5 \cdot b_{\text{middel}} \cdot d_{\text{middel}} \cdot \nu \cdot f_{cd} = 7546.769 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rdc} := \min(V_{Rdcs}, V_{Rdct}) = 1295 \cdot \text{kN}$$

Spenn 16-17 er armert med bøyer, Ø10s200

Disse kan ikke regnes som skjærarmoring siden de ikke ligger vertikalt i platen, men istedet rundt hele platen.

Skjærkapasitet, akse 17, Inntil søylen på venstre side. Sjekker tverrsnittet i avstand (d) fra søylen



Betong

$\gamma_c := 1.5$

$\alpha_{cc} := 0.85$

$\epsilon_{cu} := 0.0035$

Betongkvalitet: A-betong
C25/B20

HB 413
Tabell 2.1.1

Sylinderfasthet:

$f_{ck} := 20\text{MPa}$

Dimensjonerende betongfasthet:

$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 11.333 \cdot \text{MPa}$

NS-EN
1992/1

Bredde av bjelken:

$b_w := 500\text{mm}$

Høyden av bjelken:

$h_b := 1500\text{mm}$

Tykkelsen av platen over bjelke:

$t_f := 176\text{mm}$

Høyde av plate+bjelke:

$h := h_b + t_f = 1676 \cdot \text{mm}$

H. SKJÆRKAPASITET I LENGDERETNING

Armering

Stålkvalitet

CSF 50, antar 500MPa i følge Terje Kanstad og en av våre seniorer

Tegningsgrunnlag

Karakteristisk flytegrense

$$f_{sk1} := 480 \text{ MPa}$$

HB 413 Tabell 2.1.3

Materialefaktor

$$\gamma_s := 1.25$$

HB 413 Tabell 2.1.1

Dimensjonerende flytegrense

$$f_{sd1} := \frac{f_{sk1}}{\gamma_s} = 384 \cdot \text{MPa}$$

Armeringsdiameter

$$\varnothing_{25} := 25 \text{ mm} \quad \varnothing_{10} := 10 \text{ mm}$$

$$\varnothing_{13} := 13 \text{ mm}$$

Armeringsareal per stang

$$A_{s25} := \pi \frac{\varnothing_{25}^2}{4} = 491 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s13} := \pi \frac{\varnothing_{13}^2}{4} = 133 \cdot \text{mm}^2$$

$$A'_s := 8771 \text{ mm}^2$$

$$d' := 1564 \text{ mm}$$

I avstand d fra søylen antas ny effektiv høyde og armeringsareal ut i fra figuren.

$$A_s := A'_s - 4 \cdot A_{s25} = 6808 \cdot \text{mm}^2$$

$$d := 1407 \text{ mm}$$

Armeringsareal og effektiv høyde er allerede utledet for momentkapasiteten for akse 17.

Dimensjonerende skjærkraftkapasitet uten skjærarmering. NS-EN 1992-1-1, 6.2.2

$$C_{Rdc} := 0.12$$

$$k := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}, 2.0\right) = 1.377$$

$$\rho := \min\left(0.02, \frac{A_s}{b_w \cdot d}\right) = 0.01$$

Skjærstrekk:

$$v_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\text{mm}^2 \cdot \text{N}} = 0.0002 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rdcs} := \max \left[C_{Rdc} \cdot k \cdot (100 \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d \cdot \left[(\text{MPa})^{\frac{2}{3}} \right], v_{\min} \right] = 312 \cdot \text{kN}$$

Skjærtrykk:

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{MPa}} \right) = 0.552$$

$$V_{Rdct} := 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 2200.548 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rdc} := \min(V_{Rdcs}, V_{Rdct}) = 312 \cdot \text{kN}$$

Skjærkapasitet skjærarmering, per bjelke:

Venstre side av søylen er skjærarmert med Ø10S12.5 bøyler. Neglisjerer skråstengene.

Skjærkapasitet med skjærarmering:

Skjærarmering: $\varnothing_{sw} := 10 \text{mm}$

Skjærarmeringsareal: $A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \frac{\varnothing_{10}^2}{4} = 157.08 \cdot \text{mm}^2$

Senteravstand: $s_{125} := 125 \text{mm}$

Tilpasset så skjærtrykk- og skjærstrekkkapasiteten er den samme $\cot \theta_1 := 2.3415$

$$z := 0.9 \cdot d = 1266 \cdot \text{mm}$$

H. SKJÆRKAPASITET I LENGDERETNING

Skjærstrekk:
$$V_{Rds} := \frac{A_{sw}}{s_{125}} \cdot z \cdot f_{sd1} \cdot \cot\theta_1 = 1431 \cdot \text{kN}$$

Skjærtrykk:
$$V_{Rdmaks} := b_w \cdot z \cdot v \cdot \frac{f_{cd}}{\cot\theta_1 + \frac{1}{\cot\theta_1}} = 1431 \cdot \text{kN}$$

Total skjærkapasitet for hele tverrsnittet(2 bjelker og plate)

$$V_{,Rd} := 2 \max(V_{,Rdc}, V_{,Rds}) = 2862 \cdot \text{kN}$$

Skjærkapasitet, akse 17, Inntil søylen på høyre side

Betong:

$$\gamma_c := 1.5 \quad \alpha_{cc} := 0.85 \quad \epsilon_{cu} := 0.0035$$

Betongkvalitet: A-betong C25/B20

**HB 413
Tabell 2.1.1**

Sylinderfasthet: $f_{ck} := 20\text{MPa}$

Dimensjonerende betongfasthet: $f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 11.333 \cdot \text{MPa}$

Breddeen av bjelken: $b_w := 500\text{mm}$

Høyden av bjelken: $h_b := 1500\text{mm}$

Tykkelsen av platen over bjelke $t_f := 176\text{mm}$

Høyde av plate+bjelke $h := h_b + t_f = 1676 \cdot \text{mm}$

Armering

Stålkvalitet

CSF 50, antar 500MPa i følge Terje Kanstad og en av våre seniorer

Tegningsgrunnlag

HB 413 Tabell 2.1.3

Karakteristisk flytegrense

$$f_{sk1} := 480\text{MPa}$$

HB 413 Tabell 2.1.1

Materialfaktor

$$\gamma_s := 1.25$$

Dimensjonerende flytegrense

$$f_{sd1} := \frac{f_{sk1}}{\gamma_s} = 384 \cdot \text{MPa}$$

Armeringsdiameter

$$\varnothing_{25} := 25\text{mm} \quad \varnothing_{13} := 13\text{mm}$$

Armeringsareal per stang:

$$A_{s25} := \pi \frac{\varnothing_{25}^2}{4} = 491 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s13} := \pi \frac{\varnothing_{13}^2}{4} = 133 \cdot \text{mm}^2$$

Armeringsareal og effektiv høyde er allerede utledet for momentkapasiteten for akse 17:

H. SKJÆRKAPASITET I LENGDERETNING

$$A_s := 8771 \text{mm}^2$$

$$d := 1564 \text{mm}$$

Kapasitet etter NS-EN 1992-1-1, 6.2

Skjærkapasitet per bjelke, **uten skjærarmoring**:

$$C_{Rdc} := 0.12$$

$$k := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{mm}}{d}}, 2.0\right) = 1.358$$

$$\rho := \min\left(0.02, \frac{A_s}{b_w \cdot d}\right) = 0.011$$

$$v_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\text{mm}^2 \cdot \text{N}} = 0.0002 \cdot \text{kN}$$

Skjærstrekk:

$$V_{Rdcs} := \max\left[C_{Rdc} \cdot k \cdot (100 \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d \cdot \left[\frac{2}{3} \text{MPa}\right], v_{\min} \cdot b_w \cdot \frac{d}{\text{mm}^2}\right] = 359 \cdot \text{kN}$$

Skjærtrykk:

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{MPa}}\right) = 0.552$$

$$V_{Rdct} := 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 2446.096 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rdc} := \min(V_{Rdcs}, V_{Rdct}) = 359 \cdot \text{kN}$$

Skjærkapasitet **med skjærarmoring**, per bjelke:

Høyre side av søylen er skjærarmert med 2*Ø10S25 bøyer. Neglisjerer skråstengene.

Skjærarmoring:

$$\varnothing_{10} := 10 \text{mm}$$

H. SKJÆRKAPASITET I LENGDERETNING

Skjærarmeringsareal $A_{sw} := 2 \cdot 2 \cdot \pi \cdot \frac{\emptyset_{10}^2}{4} = 314.159 \cdot \text{mm}^2$

Senteravstand: $s_{250} := 250 \text{ mm}$

Tilpasser vinkelen så skjærtrykk- og skjærstrekkkapasiteten er den samme.

$$\cot\theta_1 := 2.3415$$

$$z := 0.9 \cdot d = 1408 \cdot \text{mm}$$

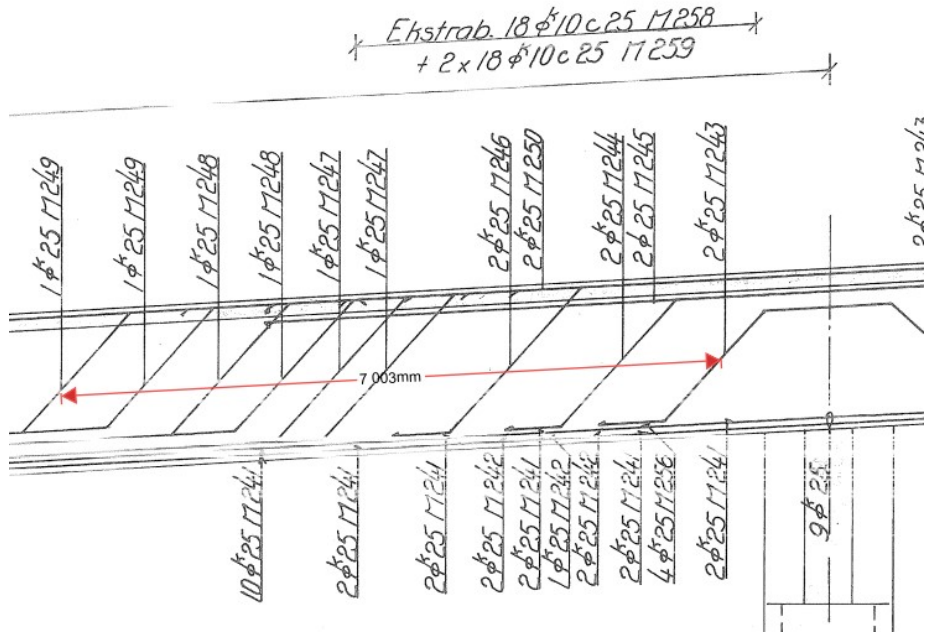
Skjærstrekk: $V_{Rds} := \frac{A_{sw}}{s_{250}} \cdot z \cdot f_{sd1} \cdot \cot\theta_1 = 1590 \cdot \text{kN}$

Skjærtrykk: $V_{Rdmaks} := b_w \cdot z \cdot v \cdot \frac{f_{cd}}{\cot\theta_1 + \frac{1}{\cot\theta_1}} = 1590 \cdot \text{kN}$

Total skjærkapasitet for hele tverrsnittet(2 bjelker og plate)

$$V_{Rd} := 2 \max(V_{Rdc}, V_{Rds}) = 3181 \cdot \text{kN}$$

Skjærkapasitet, akse 18-30



Betong :

$\gamma_c := 1.5$ $\alpha_{cc} := 0.85$ $\epsilon_{cu} := 0.0035$

Betongkvalitet: A-betong
C25/B20
Sylinderfastet:

$f_{ck} := 20\text{MPa}$

HB 413
Tabell 2.1.1

Dimensjonerende betongfasthet:

$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 11.333\text{-MPa}$

NS-EN
1992/1

Breddeen av bjelken

$b_w := 500\text{mm}$

Høyden av bjelken

$h_b := 1500\text{mm}$

Tykkelsen av platen over bjelke

$t_f := 176\text{mm}$

H. SKJÆRKAPASITET I LENGDERETNING

Høyde av plate+bjelke $h := h_b + t_f = 1676 \text{ mm}$

Armering

Stålkvalitet	CSF 50, antar 500MPa i følge Terje Kanstad og en av våre seniorer	Tegningsgrunnlag
Karakteristisk flytegrense:	$f_{sk1} := 480 \text{ MPa}$	HB 413 Tabell 2.1.3 HB 413 Tabell 2.1.1
Materialfaktor:	$\gamma_s := 1.25$	
Dimensjonerende flytegrense:	$f_{sd1} := \frac{f_{sk1}}{\gamma_s} = 384 \text{ MPa}$	
Armeringsdiameter:	$\varnothing_{25} := 25 \text{ mm}$ $\varnothing_{13} := 13 \text{ mm}$ $\varnothing_{10} := 10 \text{ mm}$	
Armeringsareal per stang	$A_{s25} := \pi \cdot \frac{\varnothing_{25}^2}{4} = 491 \cdot \text{mm}^2$ $A_{s13} := \pi \cdot \frac{\varnothing_{13}^2}{4} = 133 \cdot \text{mm}^2$	
Armeringsareal og effektiv høyde er allerede utledet for momentkapasiteten i samme snitt	$A_s := 7829 \text{ mm}^2$ $d := 1567 \text{ mm}$	

Dimensjonerende skjærkraftkapasitet uten skjærarmoring. NS-EN 1992-1-1, 6.2.2

$$C_{Rdc} := 0.12$$

$$k := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}, 2.0\right) = 1.357$$

$$\rho := \min\left(0.02, \frac{A_s}{b_w \cdot d}\right) = 0.01$$

H. SKJÆRKAPASITET I LENGDERETNING

$$v_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\text{mm}^2 \cdot \text{N}} = 0.0002 \cdot \text{kN}$$

Skjærstrekk:

$$V_{Rdcs} := \max \left[C_{Rdc} \cdot k \cdot (100\rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d \cdot \left[\frac{2}{3} \right], v_{\min} \cdot b_w \cdot \frac{d}{\text{mm}^2} \right] = 346 \cdot \text{kN}$$

Skjærtrykk:

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{MPa}} \right) = 0.552$$

$$V_{Rdct} := 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 2450.788 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rdc} := \min(V_{Rdcs}, V_{Rdct}) = 346 \cdot \text{kN}$$

Skjærkapasitet skjærarming, per bjelke

I avstand d fra søylen er tverrsnittet skjærarmert med 2*Ø10s250 vertikale bøyler + 12stk Ø25 stenger vinklet 45 grader fordelt på 7 meter

Kapasitet bøyler:

Skjærarming $\phi_{10s} := 10 \text{mm}$

Skjærarmingsareal $A_{sw1} := 2 \cdot 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi_{10}^2}{4} = 314.159 \cdot \text{mm}^2$

Senteravstand: $s_{250} := 250 \text{mm}$

Tilpasset så skjærtrykk- og skjærstrekkkapasiteten er den samme $\cot\theta := 1.698$

$$z := 0.9 \cdot d = 1410 \cdot \text{mm}$$

Skjærstrekk:

$$V_{Rds1} := \frac{A_{sw1}}{s_{250}} \cdot z \cdot f_{sd1} \cdot \cot\theta = 1156 \cdot \text{kN}$$

H. SKJÆRKAPASITET I LENGDERETNING

Kapasitet stenger:

Tilnærmer de skrå stengene som jevnt fordelte vertikale stenger

$$s_{\text{stenger}} := \frac{7000}{12} \text{ mm} = 583 \cdot \text{mm}$$

$$A_{\text{sw2}} := \pi \cdot \frac{\text{Ø}_{25}^2}{4} = 491 \cdot \text{mm}^2$$

$$V_{\text{Rds2}} := \frac{A_{\text{sw2}}}{s_{\text{stenger}}} \cdot z \cdot f_{\text{sd1}} \cdot \cot\theta = 774 \cdot \text{kN}$$

Total skjærstrekkkapasitet:

Skjærtrykk

$$V_{\text{Rds}} := V_{\text{Rds1}} + V_{\text{Rds2}} = 1929 \cdot \text{kN}$$

$$V_{\text{Rdmaks}} := b_w \cdot z \cdot v \cdot \frac{f_{\text{cd}}}{\cot\theta + \frac{1}{\cot\theta}} = 1929 \cdot \text{kN}$$

Total skjærkapasitet for hele tverrsnittet(2 bjelker og plate)

$$V_{\text{Rd}} := 2 \max(V_{\text{Rdc}}, V_{\text{Rds}}) = 3859 \cdot \text{kN}$$

I Kapasitet i tverretning

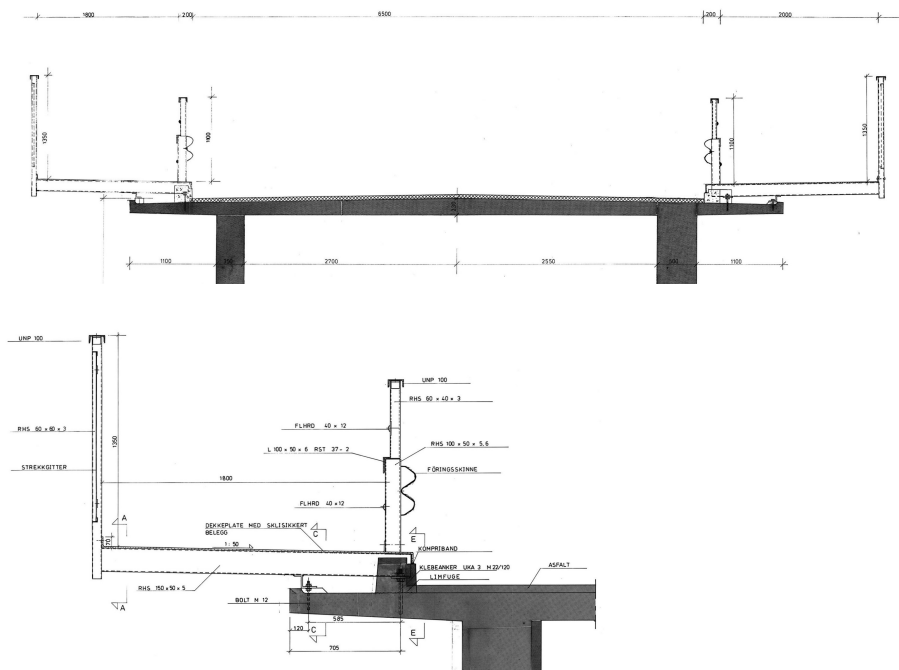
Kapasitet i tverretning

Materialdata

Håndbok V412, 4.1.1:

Tyngdetetthet	Betong	Stål:	Asfalt:
	$\gamma_{co} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	$\gamma_{st} := 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	$\gamma_{as} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Tverrsnittsdata



Tverrsnittets totale bredde

$$b_{tot} := 8.3\text{m}$$

Utkragerarm:

$$L_u := 1.1\text{m}$$

Avstand mellom bolter:

$$a_{bolter} := 705\text{mm} - 120\text{mm} = 585\text{mm}$$

I. KAPASITET I TVERRETNING

Tykkelse ytterkant:

$$t_{ytt} := 120\text{mm}$$

Tykkelse ved innspenning:

$$t_{inn} := 30\text{mm} + t_{ytt} + \frac{L_u}{52} = 171\cdot\text{mm}$$

Middeltykkelse utkrager:

$$t_{utkr} := \frac{t_{inn} + t_{ytt}}{2} = 146\cdot\text{mm}$$

Tykkelse i senter av plate

$$t_{midt} := 230\text{mm}$$

Tykkelse slitelag:

$$t_{sl} := 100\text{mm}$$

Armeringsdiameter:

$$\phi := 13\text{mm}$$

Overdekning:

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

Kapasiteten beregnes per meter bredde i lengderetning:

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

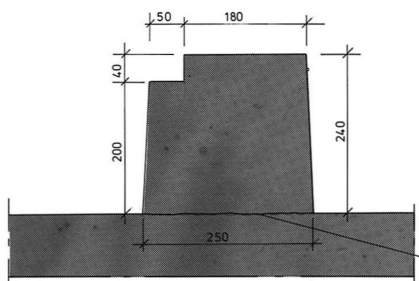
Laster

Lastfaktorer

Håndbok V412, 9.3.1 Bruddgrensetilstanden:

	Egenvekt	Trafikk	Vind
Lastkombinasjon a	$\gamma_{g,a} := 1.15$	$\gamma_{p,a} := 1.3$	$\gamma_{w,a} := 1.6$
Lastkombinasjon b	$\gamma_{g,b} := 1.0$	$\gamma_{p,b1} := 1.2$	$\gamma_{w,b1} := 1.3$
		$\gamma_{p,b2} := 0.8$	$\gamma_{w,b2} := 0.8$

Fortauskant



Areal

$$A_{\text{kant}} := \left(\frac{250 + 50 + 180}{2} \cdot 240 - 40 \cdot 50 \right) \text{mm}^2 = 5.56 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Dimensjonerende last

$$g_{\text{kant}} := \gamma_{g,a} \cdot \gamma_{co} \cdot A_{\text{kant}} = 1.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Utkrager

Areal

$$A_{\text{utkr}} := t_{\text{utkr}} \cdot L_u = 1.6 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

Dimensjonerende last

$$g_{\text{utkr}} := \gamma_{g,a} \cdot \gamma_{co} \cdot A_{\text{utkr}} = 4.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Rekkverk

Håndbok V412, 4.1.1:

Dimensjonerende last

$$g_{rv} := \gamma_{g,a} \cdot 0.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \text{m} = 0.6 \cdot \text{kN}$$

Gangbane

Håndbok V412, 4.1.2:

Ikke asfaltslietlag. Kun dekkeplate med sklisikkert beleg.

Neglisjerer masse av belegget.

Føringsbredde

$$b_{\text{føring}} := 1.8\text{m}$$

Bredde gangbane

$$b_{\text{gb}} := b_{\text{føring}} + 0.2\text{m} = 2\text{m}$$

I. KAPASITET I TVERRETNING

Tykkelse dekkeplate

$$t_{dp} := 6\text{mm}$$

Areal RHS 150x50x5

$$A_{RHS} := 1836\text{mm}^2$$

Dimensjonerende last

$$g_{gb} := \gamma_{g,a} \cdot b_{gb} \cdot \gamma_{st} \cdot (t_{dp} \cdot 1\text{m} + A_{RHS}) \cdot \frac{1}{\text{m}} = 1.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Trafikklast på gangbru

Håndbok V412, 3.2.6:

Dimensjonerende last med samtidig trafikklast

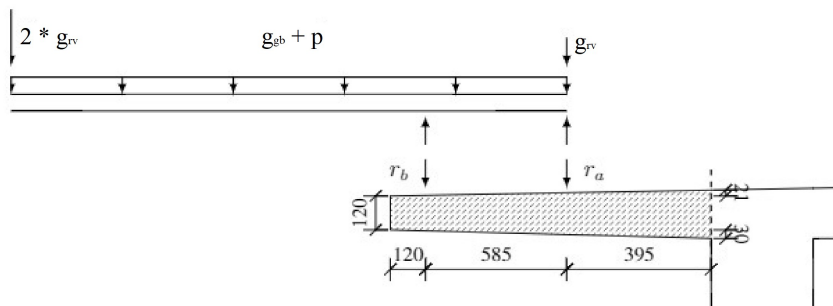
$$p_{mtraf} := \gamma_{p,a} \cdot 1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \text{m} = 1.3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Håndbok V412, V1, 3.3.3.2:

Dimensjonerende last uten samtidig trafikklast

$$p_{utraf} := \gamma_{p,a} \cdot 4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \text{m} = 5.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Punktlaster for bolter under gangbanen



Med samtidig trafikklast

$$r_{b.mtraf} := \frac{(g_{gb} + p_{mtraf}) \cdot \frac{b_{gb}^2}{2} + 2 \cdot g_{rv} \cdot b_{gb}}{a_{bolter}} = 13.1 \cdot \text{kN}$$

$$r_{a.mtraf} := 3g_{rv} + (g_{gb} + p_{mtraf}) \cdot b_{gb} - r_{b.mtraf} = -6 \cdot \text{kN}$$

Uten samtidig trafikklast

$$r_{b.utraf} := \frac{(g_{gb} + p_{utraf}) \cdot \frac{b_{gb}^2}{2} + 2 \cdot g_{rv} \cdot b_{gb}}{a_{bolter}} = 26.5 \cdot \text{kN}$$

$$r_{a.utraf} := 3g_{rv} + (g_{gb} + p_{utraf}) \cdot b_{gb} - r_{b.utraf} = -11.6 \cdot \text{kN}$$

Moment ved innspenning

Momentarmer

$$a_{utkr} := \frac{L_u}{3} \cdot \frac{t_{inn} + 2 \cdot t_{ytt}}{t_{inn} + t_{ytt}} = 518 \cdot \text{mm}$$

$$a_{kant} := 395 \text{ mm}$$

$$a_b := a_{kant} + a_{bolter} = 980 \cdot \text{mm}$$

Med samtidig trafikklast

$$m_{mtraf} := - \left(\begin{array}{l} g_{utkr} \cdot a_{utkr} + g_{kant} \cdot a_{kant} \dots \\ + r_{b.mtraf} \cdot \frac{a_b}{b} + r_{a.mtraf} \cdot \frac{a_{kant}}{b} \end{array} \right) = -13.5 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Uten samtidig trafikklast

$$m_{utraf} := - \left(\begin{array}{l} g_{utkr} \cdot a_{utkr} + g_{kant} \cdot a_{kant} \dots \\ + r_{b.utraf} \cdot \frac{a_b}{b} + r_{a.utraf} \cdot \frac{a_{kant}}{b} \end{array} \right) = -24.4 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Forenklet beregning av moment fra egenvekt av innvendig bruplate

Antar fritt opplagt.

Lengde mellom midten av stegene

$$L_i := 2 \cdot \left(2700 \text{ mm} + \frac{350 \text{ mm}}{2} \right) = 5750 \cdot \text{mm}$$

Middeltykkelse

$$t_{\text{innv}} := \frac{230 \text{ mm} + \left(230 \text{ mm} - \frac{L_i}{2 \cdot 52} \right)}{2} = 202 \cdot \text{mm}$$

Egenvekt av slitelag

$$g_{\text{sl}} := \gamma_{\text{as}} \cdot t_{\text{sl}} = 2.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Egenvekt for middeltykkelse

$$g_{\text{innv}} := \gamma_{\text{co}} \cdot t_{\text{innv}} = 5.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Moment midt i felt

$$m_{\text{g.midt}} := \frac{1}{8} \cdot (g_{\text{sl}} + g_{\text{innv}}) \cdot L_i^2 = 31.2 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Moment fra influensdiagram for fritt opplagt bruplate

Håndbok V412, 3.2.3:

Rektangulær anleggsflate for hjullasten

$$b_x := 600 \text{ mm} \quad b_y := 200 \text{ mm}$$

Lastutbredelse = 45°

$$t_{\text{x.bp}} := b_x + 2 \cdot \left(t_{\text{sl}} + \frac{t_{\text{innv}}}{2} \right) = 1002 \cdot \text{mm}$$

$$t_{\text{y.bp}} := b_y + 2 \cdot \left(t_{\text{sl}} + \frac{t_{\text{innv}}}{2} \right) = 602 \cdot \text{mm}$$

Velger lasttype boggilast.

Belastet i begge lastfelt, jf Håndbok V412, Figur 3-6.

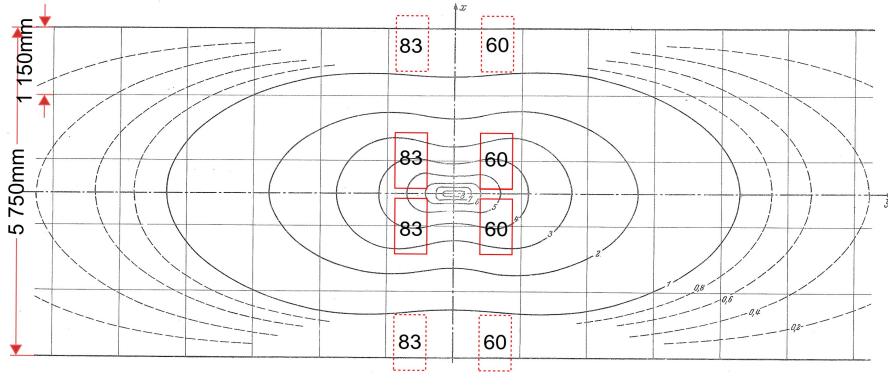
Håndbok V412, Figur 3-2:

$$A_{1,p} := 165 \text{ kN} \quad A_{2,p} := 120 \text{ kN}$$

$$H_{1,p} := \frac{A_{1,p}}{2} = 83 \cdot \text{kN} \quad H_{2,p} := \frac{A_{2,p}}{2} = 60 \cdot \text{kN}$$

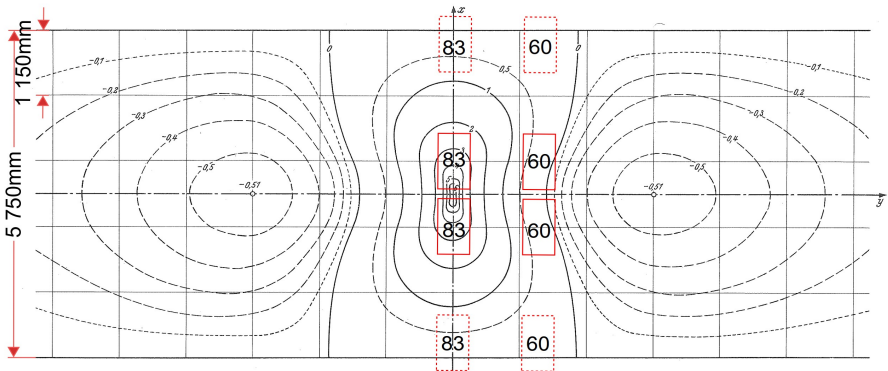
Influensdiagram for innvendig bruplate

X-retning



$$\mu_{x1} := 4 \quad \mu_{x2} := 4$$

Y-retning



$$\mu_{y1} := 3.8 \quad \mu_{y2} := 0.25$$

Moment i x-retning

$$m_{\mu x} := \frac{1}{8\pi} \cdot (\mu_{x1} \cdot H_{1,p} + \mu_{x2} \cdot H_{1,p} + \mu_{x1} \cdot H_{2,p} + \mu_{x2} \cdot H_{2,p}) = 45.4 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Moment i y-retning

$$m_{\mu y} := \frac{1}{8\pi} \cdot (\mu_{y1} \cdot H_{1,p} + \mu_{y2} \cdot H_{1,p} + \mu_{y1} \cdot H_{2,p} + \mu_{y2} \cdot H_{2,p}) = 23 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Moment fra Influensdiagram for utkrager

Lastutbredelse

$$t_{x,\text{utkr}} := b_x + 2 \cdot \left(t_{sl} + \frac{t_{\text{utkr}}}{2} \right) = 946 \cdot \text{mm}$$

$$t_{y,\text{utkr}} := b_y + 2 \cdot \left(t_{sl} + \frac{t_{\text{utkr}}}{2} \right) = 546 \cdot \text{mm}$$

Velger lasttype boggilast, ser kun på den ene akslingen.

Håndbok V412, Figur 3-2:

$$A_p := 165 \text{ kN}$$

$$H_p := \frac{A_p}{2} = 83 \cdot \text{kN}$$

Trykkbelastning fra lasten.

$$h_p := \frac{H_p}{b_x \cdot b_y} = 688 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Føringsbredde på utkrager

$$b_f := 395 \text{ mm} - \frac{250 \text{ mm}}{2} = 270 \cdot \text{mm}$$

Minste avstand mellom fortauskant og hjullast

$$a_{fl,\text{min}} := 200 \text{ mm}$$

Avstand mellom fortauskant og lastflate

$$a_{fl} := \frac{b_x}{2} + a_{fl,\text{min}} - \frac{t_{x,\text{utkr}}}{2} = 27 \cdot \text{mm}$$

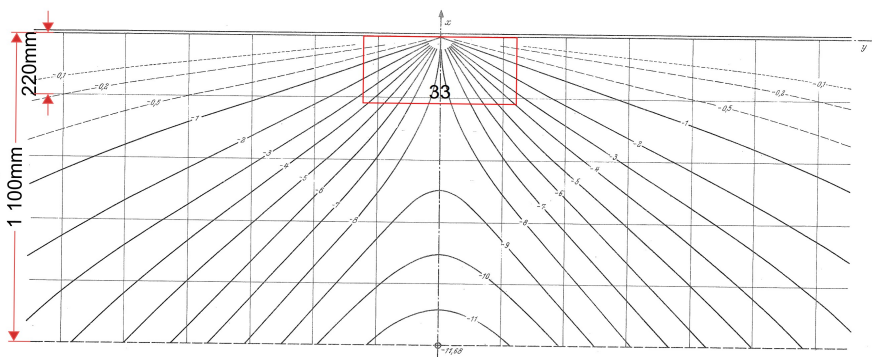
Redusert lastflate i x-retning

$$b_{x,\text{red}} := b_f - a_{fl} = 243 \cdot \text{mm}$$

Redusert hjullast

$$H_{p,\text{red}} := h_p \cdot b_{x,\text{red}} \cdot b_y = 33 \cdot \text{kN}$$

Verdier fra influensdiagram



$$\mu_{\text{mid}} := -3.9$$

Moment fra hjullast

$$m_{\mu, \text{utkr}} := \frac{1}{8\pi} \cdot \mu_{\text{mid}} \cdot H_{p, \text{red}} = -5.2 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Moment fra vindlast

Vindkasthastighetstrykk med trafikk for hele brua

$$q_{p_MTRAF} := 0.77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindkasthastighetstrykk uten trafikk for mest utsatte del av brua (FFB)

$$q_{p3_UTRAF} := 1.67 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Kraeffaktorer

$$c_L := 0.9 \quad c_M := \frac{1}{4} \cdot c_L = 0.23$$

Vertikalkraft med og uten samtidig trafikklast

$$q_{L, \text{mtraf}} := q_{p_MTRAF} \cdot c_L \cdot b_{\text{tot}} = 5.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{L, \text{utraf}} := q_{p3_UTRAF} \cdot c_L \cdot b_{\text{tot}} = 12.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vridningsmoment med og uten samtidig trafikklast

$$q_{M, \text{mtraf}} := q_{p_MTRAF} \cdot c_M \cdot b_{\text{tot}}^2 = 11.9 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$q_{M, \text{utraf}} := q_{p3_UTRAF} \cdot c_M \cdot b_{\text{tot}}^2 = 25.9 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende momenter

Innvendig bruplate i x-retning

$$m_{\text{ULS.a.TR}} := \gamma_{g,a} \cdot m_{g,\text{midt}} + \gamma_{p,a} \cdot m_{\mu x} = 94.9 \cdot \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{\text{ULS.a.V}} := \gamma_{g,a} \cdot m_{g,\text{midt}} + \gamma_{w,a} \cdot q_{M,\text{utraf}} = 77.3 \cdot \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{\text{ULS.b.TR}} := \gamma_{g,b} \cdot m_{g,\text{midt}} + \gamma_{p,b1} \cdot m_{\mu x} + \gamma_{w,b2} \cdot q_{M,\text{mtraf}} = 95.2 \cdot \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{\text{ULS.b.V}} := \gamma_{g,b} \cdot m_{g,\text{midt}} + \gamma_{p,b2} \cdot m_{\mu x} + \gamma_{w,b1} \cdot q_{M,\text{mtraf}} = 83 \cdot \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{\text{innv.x}} := \max(m_{\text{ULS.a.TR}}, m_{\text{ULS.a.V}}, m_{\text{ULS.b.TR}}, m_{\text{ULS.b.V}}) = 95.2 \cdot \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

Innvendig bruplate i y-retning

Antar at egenlasten tas opp i x-retning grunnet armeringen i y-retning ligger over armeringen i x-retning.

$$m_{\text{innv.y}} := \gamma_{p,a} \cdot m_{\mu y} = 29.9 \cdot \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

Utkrager i x-retning

$$m_{\text{utkr.x}} := \min(m_{\text{mtraf}} + m_{\mu,\text{utkr}}, m_{\text{utraf}}) = -24.4 \cdot \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

Materialdata

Beregninger følger formelsamling fra TKT4175 Betongkonstruksjoner 1.

Effektiv tverrsnittshøyde:

$$d_{\text{inn}} := t_{\text{inn}} - c_{\text{nom}} - \frac{\phi}{2} = 145 \cdot \text{mm}$$

$$d_x := t_{\text{midt}} - c_{\text{nom}} - \frac{\phi}{2} = 204 \cdot \text{mm}$$

$$d_y := t_{\text{midt}} - c_{\text{nom}} - \frac{3\phi}{2} = 191 \cdot \text{mm}$$

$$d_{x,\text{innv}} := t_{\text{innv}} - c_{\text{nom}} - \frac{\phi}{2} = 176 \cdot \text{mm}$$

$$d_{y,\text{innv}} := t_{\text{innv}} - c_{\text{nom}} - \frac{3\phi}{2} = 163 \cdot \text{mm}$$

Tøyningsgrense for betongen:

$$\epsilon_{\text{cu}} := 3.5 \cdot 10^{-3}$$

Tøyningsgrense for armeringen:

$$\epsilon_{\text{yd}} := 2.17 \cdot 10^{-3}$$

Karakteristisk strekkfasthet armering:

$$f_{yk} := 480 \text{MPa}$$

Materialfaktor for armeringsstål:

$$\gamma_s := 1.15$$

Dimensjonerende strekkfasthet armering:

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 417 \cdot \text{MPa}$$

Karakteristisk trykkfasthet betong. Kontrollerer for laveste trykkfasthet for overbygningen.

$$f_{ck} := 20 \text{MPa}$$

Materialfaktor for betong:

$$\gamma_c := 1.5$$

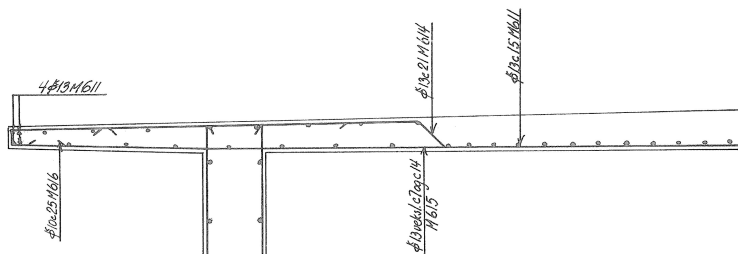
Faktor for dimensjonerende trykkfasthet:

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

Dimensjonerende trykkfasthet betong:

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 11.3 \cdot \text{MPa}$$

Armering



Utkrager armering overkant (M614):

$$s_{utkr} := 210 \text{mm}$$

$$A_s := \frac{\pi \cdot \phi^2 \cdot b}{4 \cdot s_{utkr}} = 632 \cdot \text{mm}^2$$

Innvendig bruplate armering underkant x-retning (M614 og M615):

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

$$A_{s,x} := \frac{\pi \cdot \phi^2 \cdot b}{4 \cdot s_x} = 1896 \cdot \text{mm}^2$$

Innvendig bruplate armering underkant y-retning (M611):

$$s_y := 150 \text{mm}$$

$$A_{s,y} := \frac{\pi \cdot \phi^2 \cdot b}{4 \cdot s_y} = 885 \cdot \text{mm}^2$$

Balansert armert tverrsnitt:

$$\alpha_{\text{bal}} := \frac{\varepsilon_{\text{cu}}}{\varepsilon_{\text{cu}} + \varepsilon_{\text{yd}}} = 0.617$$

Momentkapasitet

Kapasitet for innspenning i x-retning

Balansert armeringareal

$$A_{\text{s,bal,inn}} := \frac{1}{f_{\text{yd}}} \cdot 0.8 \cdot \alpha_{\text{bal}} \cdot b \cdot d_{\text{inn}} \cdot f_{\text{cd}} = 1940 \cdot \text{mm}^2$$

Kontroll av under- eller overarmert tverrsnitt:

$$\text{if}(A_{\text{s}} < A_{\text{s,bal,inn}}, \text{"Underarmert"}, \text{"Overarmert"}) = \text{"Underarmert"}$$

Trykksone for tverrsnittet:

$$\alpha_{\text{inn}} := \frac{f_{\text{yd}} \cdot A_{\text{s}}}{0.8 \cdot b \cdot d_{\text{inn}} \cdot f_{\text{cd}}} = 0.201$$

Momentkapasitet:

$$M_{\text{Rd,utkr}} := 0.8 \cdot \alpha_{\text{inn}} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_{\text{inn}}) \cdot f_{\text{cd}} \cdot b \cdot d_{\text{inn}}^2 \cdot \frac{1}{b} = 35.1 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Utnyttelsesgrad

$$UR_{\text{M,utkr}} := \frac{|m_{\text{utkr,x}}|}{M_{\text{Rd,utkr}}} = 0.69$$

$$\text{if}(UR_{\text{M,utkr}} < 1, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Kapasitet for plate i x-retning

Balansert armeringareal

$$A_{\text{s,bal,x}} := \frac{1}{f_{\text{yd}}} \cdot 0.8 \cdot \alpha_{\text{bal}} \cdot b \cdot d_{\text{x}} \cdot f_{\text{cd}} = 2729 \cdot \text{mm}^2$$

Kontroll av under- eller overarmert tverrsnitt:

$$\text{if}(A_{\text{s}} < A_{\text{s,bal,x}}, \text{"Underarmert"}, \text{"Overarmert"}) = \text{"Underarmert"}$$

Trykksone for tverrsnittet:

$$\alpha_{\text{x}} := \frac{f_{\text{yd}} \cdot A_{\text{s,x}}}{0.8 \cdot b \cdot d_{\text{x}} \cdot f_{\text{cd}}} = 0.429$$

Momentkapasitet:

$$M_{\text{Rd,innv,x}} := 0.8 \cdot \alpha_{\text{x}} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_{\text{x}}) \cdot f_{\text{cd}} \cdot b \cdot d_{\text{x}}^2 \cdot \frac{1}{b} = 133 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Utnyttelsesgrad

$$UR_{\text{M,innv,x}} := \frac{|m_{\text{innv,x}}|}{M_{\text{Rd,innv,x}}} = 0.71$$

$$\text{if}(UR_{\text{M,innv,x}} < 1, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Kapasitet for plate i y-retning

Balansert armeringareal

$$A_{s,bal,y} := \frac{1}{f_{yd}} \cdot 0.8 \cdot \alpha_{bal} \cdot b \cdot d_y \cdot f_{cd} = 2554 \cdot \text{mm}^2$$

Kontroll av under- eller overarmert tverrsnitt:

$$\text{if}(A_s < A_{s,bal,y}, \text{"Underarmert"}, \text{"Overarmert"}) = \text{"Underarmert"}$$

Trykksone for tverrsnittet:

$$\alpha_y := \frac{f_{yd} \cdot A_{s,y}}{0.8 \cdot b \cdot d_y \cdot f_{cd}} = 0.214$$

Momentkapasitet:

$$M_{Rd,innv,y} := 0.8 \cdot \alpha_y \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_y) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_y^2 \cdot \frac{1}{b} = 64.3 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Utnyttelsesgrad

$$UR_{M,innv,y} := \frac{|m_{innv,y}|}{M_{Rd,innv,y}} = 0.46$$

$$\text{if}(UR_{M,innv,y} < 1, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Skjærkraft

Dimensjonerende last

$$V_{Ed,mtraf} := g_{utkr} + g_{kant} + g_{gb} + g_{sl} \cdot b_f + \frac{r_{a,mtraf}}{b} + \frac{r_{b,mtraf}}{b} = 15.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Ed,utraf} := g_{utkr} + g_{kant} + g_{gb} + g_{sl} \cdot b_f + \frac{r_{a,utraf}}{b} + \frac{r_{b,utraf}}{b} = 23.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Antar hjullast rett over steg tas opp av bjelkesteget.

Redusert last for skjærkraft i en avstand d fra innspenningen.

$$L_{red} := L_u - d_{inn} = 955 \cdot \text{mm}$$

$$t_{red} := t_{inn} - \frac{d_{inn}}{52} = 168 \cdot \text{mm}$$

$$A_{red} := \frac{t_{ytt} + t_{red}}{2} \cdot L_{red} = 1.38 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$g_{utkr,red} := \gamma_{g,a} \cdot \gamma_{co} \cdot A_{red} = 4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende redusert last

$$V_{Ed.mtraf.red} := g_{utkr.red} + g_{kant} + g_{gb} + g_{sl} \cdot (b_f - d_{inn}) \dots = 14.4 \cdot \frac{kN}{m} + \frac{r_{a.mtraf}}{b} + \frac{r_{b.mtraf}}{b}$$

$$V_{Ed.utraf.red} := g_{utkr.red} + g_{kant} + g_{gb} + g_{sl} \cdot (b_f - d_{inn}) \dots = 22.2 \cdot \frac{kN}{m} + \frac{r_{a.utraf}}{b} + \frac{r_{b.utraf}}{b}$$

$$V_{Ed.red} := \max(V_{Ed.mtraf.red}, V_{Ed.utraf.red}) = 22.2 \cdot \frac{kN}{m}$$

Skjærkraftkapasitet

Håndbok V413, 1, Konstruksjonsstandarder:

Kan benytte NS 3473 for beregning av dimensjonerende skjærkraftkapasitet.

NS 3473, Tabell 5.c: Interpolerer mellom B30 og B35.

$$f_{tn} := \left(\frac{2 - 1.8}{35 - 30} \cdot \frac{32}{30} + 1.8 \right) \text{MPa} = 1.84 \cdot \text{MPa}$$

NS 3473, Tabell 4

$$\gamma_{red} := 1.4$$

Dimensjonerende fasthet

NS 3473, 10.4.2

$$f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.32 \cdot \text{MPa}$$

Skjærtrykkkapasitet utkrager

NS 3473, 12.3.2.1

$$d_1 := 1.0 \text{m}$$

$$d_{red} := t_{red} - c_{nom} - \frac{\phi}{2} = 142 \cdot \text{mm}$$

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

Plate

$$k_V := 1.5 - \frac{d_{red}}{d_1} = 1.36$$

$$V_{co} := 0.3 \cdot \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_s}{\gamma_c \cdot b \cdot d_{red}} \right) \cdot d_{red} \cdot k_V = 94.5 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$V_{cd} := \min(V_{co}, 0.6 \cdot f_{td} \cdot d_{red} \cdot k_V) = 94.5 \cdot \frac{kN}{m}$$

Utnyttelsesgrad

$$UR_{Vt.utkr} := \frac{V_{Ed.red}}{V_{cd}} = 0.23$$

if($UR_{Vt.utkr} < 1$, "OK", "IKKE OK") = "OK"

Skjærtrykkkapasitet utkrager

NS 3473, 12.3.2.4

$$z_{utkr} := 0.9 \cdot d_{red} = 128 \cdot \text{mm}$$

NS 3473, 12.3.2.5

$$\alpha := \text{acot}(2.5)$$

$$V_{ccd} := \min\left[0.3 \cdot f_{cd} \cdot z_{utkr} \cdot (1 + \cot(\alpha)), 0.45 \cdot f_{cd} \cdot z_{utkr}\right] = 651 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Utnyttelsesgrad

$$UR_{Vc.utkr} := \frac{V_{Ed.red}}{V_{ccd}} = 0.03$$

if($UR_{Vc.utkr} < 1$, "OK", "IKKE OK") = "OK"

Skjærkapasitet for innvendig bruplate

Ifølge NB publikasjon nr. 6 omfatter ikke NS 3473 tilfredsstillende for plater med konsentrerte laster, som plater med hjullast. NB publikasjon nr. 6 ble anbefalt benyttet inntil nye regler kom. NS-EN 1992-1-1 dekker dette tilfredsstillende og dermed benyttes denne for beregning av skjærkraftkapasitet i platen med konsentrert last.

NS-EN 1992-1-1, 6.4.4

Faktorer for normalbetong:

$$k_2 := 0.18$$

$$\gamma_{c,sk} := 1.5$$

$$C_{Rd,c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

Skaleringsfaktor:

$$k_{innv} := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d_{x,innv}}}, 2.0\right) = 2$$

Strekkarmering i det betraktete snittet:

$$A_{s,x} = 1896 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{s,y} = 885 \cdot \text{mm}^2$$

Armeringsmengde

$$\rho_{lx} := \frac{A_{s,x}}{b \cdot d_{x,innv}} = 0.011$$

$$\rho_{ly} := \frac{A_{s,y}}{b \cdot d_{x,innv}} = 0.005$$

$$\rho_I := \min(\sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}}, 0.02) = 0.007$$

$$v_{Rd,c1,innv} := \left[C_{Rd,c} \cdot k_{innv} \cdot \left(100 \cdot \rho_I \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot MPa^{\frac{2}{3}} \right] = 0.59 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad (6.47)$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k_{innv}^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \cdot MPa^{\frac{1}{2}} = 0.443 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad (NA.6.3N)$$

$$v_{Rd,c} := \max(v_{Rd,c1,innv}, v_{min}) = 0.59 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{Rd,c} := v_{Rd,c} \cdot b \cdot d_{x,innv} = 103 \cdot kN$$

Last på plate nær opplegg:

NB Publikasjon nr. 6: Skjærkraftkapasitet for plater med konsentrerte laster

Kontrollerer dimensjonerende tilfelle med hjullast i en avtand d fra opplegg.

Bektrakes som fritt opplagt ettersom utkrager på andre siden er fri til å rotere.

$$s_{x.bp} := d_{x.innv} = 176 \cdot \text{mm} \quad \frac{t_{x.bp}}{t_{y.bp}} = 1.7 \quad \frac{s_{x.bp}}{t_{y.bp}} = 0.3 \quad F_{\gamma} := H_p = 83 \cdot \text{kN}$$

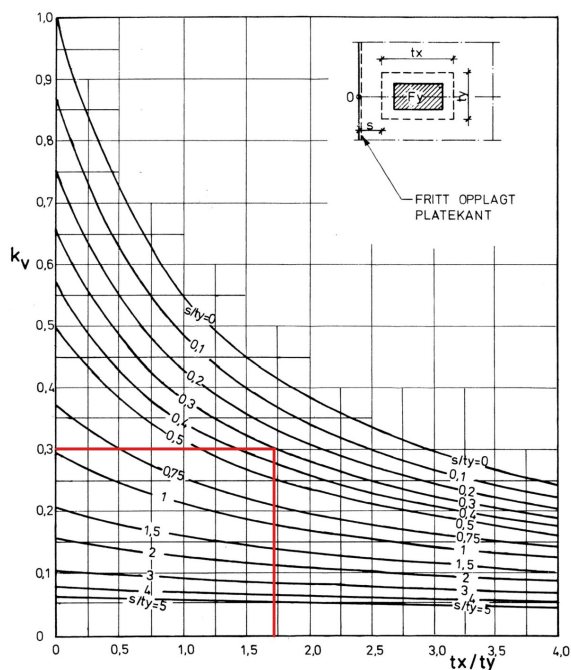


Diagram 4.2 k_v for last nær opplegg, fritt opplagt platekant. Skjærkraft pr. lengdeenhet i pkt. 0.

$$k_{v.bp} := 0.3$$

Dimensjonerende skjærkraft fra hjullast

$$v_{\gamma.maks} := k_{v.bp} \cdot \frac{F_{\gamma}}{t_{y.bp}} = 41.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$v_g := (g_{innv} + g_{sl}) \cdot \frac{L_i}{2} = 21.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$v_{g.red} := (g_{innv} + g_{sl}) \cdot \left(\frac{L_i}{2} - d_{x.innv} \right) = 20.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Last på innvendig bruplate

$$V_{\text{Ed.innv.red}} := (\gamma_{\text{p.a}} \cdot \gamma_{\text{maks}} + \gamma_{\text{g.red}}) \cdot b = 73.8 \cdot \text{kN}$$

Utnyttelsesgrad

$$UR_{V.innv} := \frac{V_{\text{Ed.innv.red}}}{V_{\text{Rd.c}}} = 0.71$$

if($UR_{V.innv} < 1$, "OK", "IKKE OK") = "OK"

Oppsummering av utnyttelsesgrader

$$UR_{M.utkr} = 0.69 \quad UR_{M.innv.x} = 0.71$$

$$UR_{Vt.utkr} = 0.23 \quad UR_{M.innv.y} = 0.46$$

$$UR_{Vc.utkr} = 0.03 \quad UR_{V.innv} = 0.71$$

J Søyleberegninger

Søyler akse 34

Tverrsnittsdata

Ytre diameter
 $d_y := 1400\text{mm}$

$$R_{ww} := \frac{d_y}{2}$$

Indre diameter
 $d_i := 1000\text{mm}$

Lengste søyle

Søyelengde over rigel

$L_1 := 28.05\text{m}$

$L_2 := 13.1\text{m}$

Massivt tverrsnitt

Areal

$$A_{c,m} := \frac{\pi}{4} \cdot d_y^2 = 1.54 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

2. Arealmoment

$$I_{c,m} := \frac{\pi}{64} \cdot d_y^4 = 1.89 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

Hult tverrsnitt

Areal

$$A_{c,h} := A_{c,m} - \frac{\pi}{4} \cdot d_i^2 = 7.54 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

2. Arealmoment

$$I_{c,h} := I_{c,m} - \frac{\pi}{64} \cdot d_i^4 = 1.39 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

Betong materialparametre

Håndbok V413, 2.1.2:

For A-Betong benyttes B20.

NS-EN 1992-1-1, Tabell 3.1:

B20

Karakteristisk trykkfasthet

$$f_{ck} := 20\text{MPa}$$

Materialfaktor betong

$$\gamma_c := 1.5$$

Faktor for dimensjonerende trykkfasthet

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

Dimensjonerende trykkfasthet

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 11.3 \cdot \text{MPa}$$

E-modul

$$E_{cm} := 30\text{GPa}$$

Armering

E-modul

$$E_s := 200 \text{ GPa}$$

Håndbok V413, Tabell 2.1.1

Materialfaktor

$$\gamma_s := 1.25$$

Håndbok V413, Tabell 2.1.3

Karakteristisk flytespenning

$$f_{yk} := 480 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende flytespenning

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 384 \cdot \text{MPa}$$

Antall stenger, uten ekstra armering

$$n := 22$$

Diameter lengdearmering

$$d_l := 25 \text{ mm}$$

Diameter bøylearmering

$$d_b := 10 \text{ mm}$$

Armeringsmengde

$$A_{s1} := \frac{\pi}{4} \cdot d_l^2 = 491 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{s22} := n \cdot A_{s1} = 1.08 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Overdekning

$$c_{\text{nom}} := 50 \text{ mm}$$

Stavsystem

Stålkonstruksjoner: Profiler og formler, Tabell 4.1

Antar stavsystem II: Innspent stav som kan rotere og forkyves sideveis i toppen. Videre antas rigelen å være uendelig stiv, dermed er rotasjonsstivheten k_ϕ lik uendelig. Søylestivheten og lengden bestemmer sideveis stivhet.

TABELL 4.1 SYSTEMDEFINISJON AV ELASTISK INNSPENTE STAVER

Basissystemer:		
System nr.		
Dimensjonsløse parametre: $\delta = \frac{k_x L_s^3}{EI_s}$ $\gamma = \frac{k_\phi L_s}{EI_s}$		
(For k_ϕ og γ : Indeks a og b indikerer stavenden)		
Elastisk knekklast (Eulerlast): $N_E = \frac{\pi^2 EI_s}{L_k^2} = \frac{\pi^2 EI_s}{(\beta L_s)^2}$		
$k_\phi = \frac{3EI_b}{L_b}$	$k_\phi = \frac{6EI_b}{L_b}$	$k_x = \frac{3EI_b}{L_b^3}$
$k_\phi = \frac{2EI}{L_b}$	$k_\phi = \frac{4EI}{L_b}$	$k_\phi = \frac{GI_T}{L_b}$

Sideveis stivhet

$$k_x := \frac{3E_{cm} \cdot I_{c,m}}{L_2^3} = 7549 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Rotasjonsstivhet

$$k_\phi := \infty$$

Dimensjonsløs stivhetsparameter

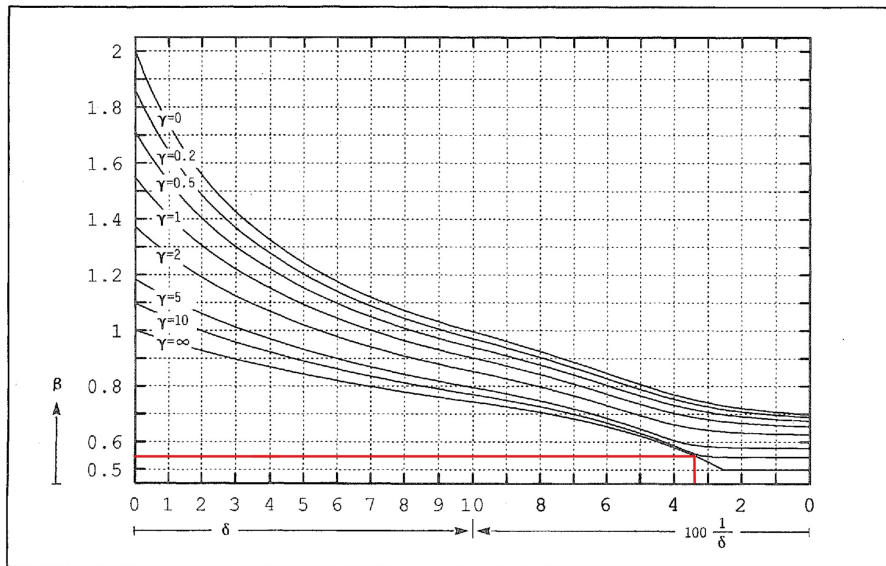
$$\delta := \frac{k_x \cdot L_1^3}{E_{cm} \cdot I_{c,m}} = 29.5 \quad 100 \cdot \frac{1}{\delta} = 3.4$$

Dimensjonsløs rotasjonsparameter

$$\gamma := \frac{k_\phi \cdot L_1}{E_{cm} \cdot I_{c,m}} = \infty$$

Stålkonstruksjoner: Profiler og formler, Tabell 4.3

TABELL 4.3 STAVSYSTEM II



Knekk lengdefaktor

$$\beta := 0.54$$

Knekk lengde

$$L_0 := \beta \cdot L_1 = 15.1 \text{ m}$$

Søyleslankhet akse 34

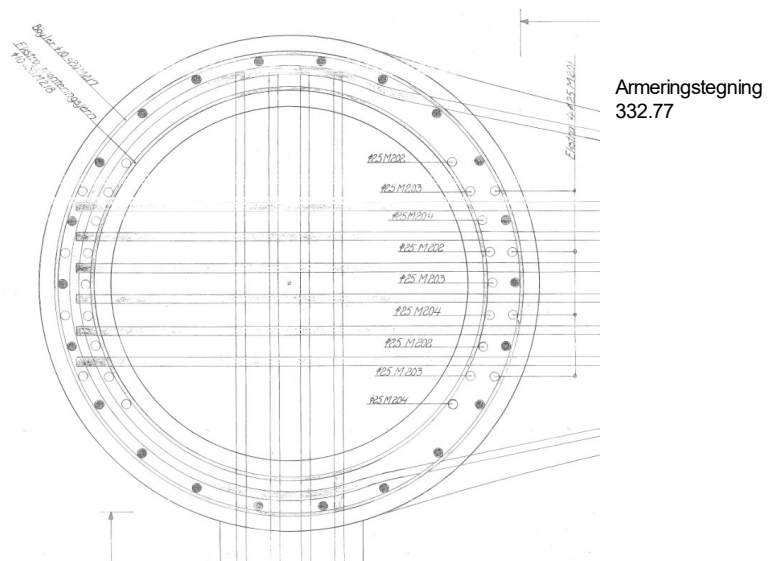
Sjekker om søylen er slank om svak akse ved lasttilfellet med høyest aksiallast.

Krefter ved lasttilfelle LKa3

Aksialkraft: $N_{Ed} := 9471 \text{ kN}$

Første ordens bøyemoment
i bruksgrensetilstand: $M_{0Eqp} := 232 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Første ordens bøyemoment
i bruddgrensetilstand: $M_{0Ed} := 460 \text{ kN}\cdot\text{m}$



Neglisjerer bidraget til ekstra armering ved bøyning om svak akse.

Radius armeringssirkel: $r_s := 700 \text{ mm} - c_{\text{nom}} - d_b - \frac{d_l}{2} = 628 \cdot \text{mm}$

Antall grader mellom per armeringsstang når det er 22 stenger:

$$\alpha := \frac{2\pi}{22} = 0.286$$

Avstand i x-retning fra sentrum til per armeringslag:

$$y_1 := r_s \cdot \sin(\alpha) = 177 \cdot \text{mm}$$

$$y_2 := r_s \cdot \sin(2\alpha) = 339 \cdot \text{mm}$$

$$y_3 := r_s \cdot \sin(3\alpha) = 474 \cdot \text{mm}$$

$$y_4 := r_s \cdot \sin(4\alpha) = 571 \cdot \text{mm}$$

$$y_5 := r_s \cdot \sin(5\alpha) = 621 \cdot \text{mm}$$

Slanketskriterium

NS-EN 1992-1-1, NA.5.8.3.1

Trehetsradius:
$$i := \sqrt{\frac{d_y^2}{16}} = 0.35 \text{ m}$$

Slankhet:
$$\lambda := \frac{L_0}{i} = 43.28$$

Andre arealmoment for armeringssirkelen:

$$I_s := 22 \cdot \pi \cdot \frac{d_1^4}{64} + 2 \cdot 2 \cdot A_{s1} \cdot (y_1^2 + y_2^2 + y_3^2 + y_4^2 + y_5^2) = 2.13 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Trehetsradien til armeringen:
$$i_s := \sqrt{\frac{I_s}{A_{s22}}} = 444 \cdot \text{mm}$$

$$k_a := \left(\frac{i_s}{i}\right)^2 = 1.61$$

Relativt aksialforhold:
$$\bar{\lambda}_m := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_{c,m}} = 0.54$$

Mekanisk armeringsforhold:
$$\omega := \frac{f_{yd} \cdot 48 A_{s1}}{f_{cd} \cdot A_{c,m}} = 0.52$$

Normalisert slankhet:
$$\lambda_n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot k_a \cdot \omega}} = 19.5$$

Beregner endelig kryptall etter NS-EN 1992-1-1, 3.1.4. Pålastningen skjer gravis over tre måneder.
 Antar at pålastningstidspunktet 20 dager. Betongtype B20.

Omkrets søyle: $u := \pi \cdot d_y = 4398 \cdot \text{mm}$

Effektiv tverrsnittstykkelse: $h_0 := 2 \cdot \frac{A_{c,m}}{u} = 700 \cdot \text{mm}$

Endelig kryptall: $\varphi_{\infty,t0} := 2$

Effektivt kryptall: $\varphi_{ef} := \varphi_{\infty,t0} \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} = 1.01$

$$A_\varphi := \min\left(\frac{1.25}{1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef}}, 1\right) = 1$$

Nedre slanketskriterium: $\lambda_{n,lim} := 13 \cdot A_\varphi = 13$

$$\text{if}(\lambda_n > \lambda_{n,lim}, \text{"SLANK SØYLE"}, \text{"IKKE SLANK SØYLE"}) = \text{"SLANK SØYLE"}$$

Øvre slanketskriterium:

NS 3473, 12.2.4

Risiko for stabilitetsbrudd?

$$\text{if}(\lambda_n > 45, \text{if}(\lambda > 80 \cdot \sqrt{1 + 2k_a \cdot \omega}, \text{"RISIKO"}, \text{"IKKE RISIKO"}), \text{"IKKE RISIKO"}) = \text{"IKKE RISIKO"}$$

Andre ordens eksentrisitet:

NS-EN 1992-1-1, 5.8.8

$$\beta_{\varphi} := 0.35 + \frac{f_{ck}}{200 \cdot \text{MPa}} - \frac{\lambda}{150} = 0.16$$

$$K_{\varphi} := \max(1 + \beta_{\varphi} \cdot \varphi_{ef}, 1) = 1.16 \quad (5.37)$$

$$n_u := 1 + \omega = 1.52 \quad n_{bal} := 0.4$$

$$K_r := \min\left(1, \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}}\right) = 0.87 \quad (5.36)$$

Tverrsnittets effektive tykkelse: $d := \frac{d_y}{2} + i_s = 1144 \cdot \text{mm} \quad (5.35)$

Dimensjonerende
flytetøyning armering

$$\epsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 1.92 \times 10^{-3}$$

$$r_0 := 0.45 \cdot \frac{d}{\epsilon_{yd}}$$

Invertert krumning:

$$r := \frac{r_0}{K_r \cdot K_{\varphi}} = 264 \cdot \text{m} \quad (5.34)$$

$$\xi := 10$$

Utbøyning:

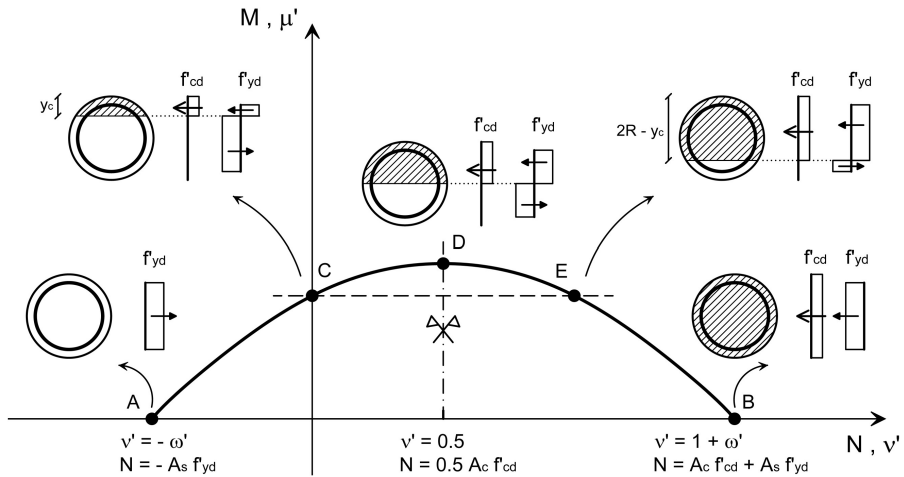
$$e_2 := \frac{L_0^2}{r \cdot c} = 87 \cdot \text{mm}$$

Nominelt andre ordens
moment:

$$M_2 := N_{Ed} \cdot e_2 = 822 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kapasitetsberegning

Metode presentert i Di Laora (2019).



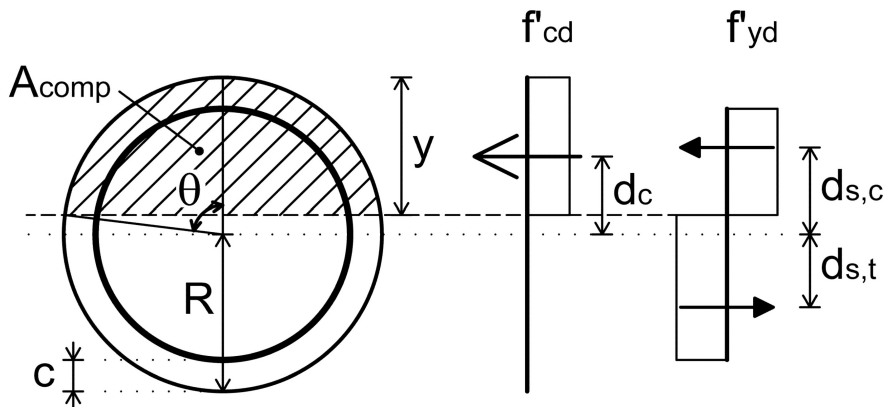
Idealiseringer benyttet i metoden.

$$f'_{cd} := 0.9 \cdot f_{cd}$$

$$f'_{yd} := 0.95 \cdot f_{yd}$$

Stål-betong forhold

$$\omega' := \frac{A_{s22} \cdot f'_{yd}}{A_{c,m} \cdot f'_{cd}} = 0.25$$



Vinkel

$$\theta(\omega', \nu') := \left(\frac{\pi}{4}\right)^2 \left[-\left(1 + 2\omega' - \frac{4}{\pi}\right) + \sqrt{\left(1 + 2\omega' - \frac{4}{\pi}\right)^2 + \frac{32}{\pi} \cdot (\omega' + \nu')} \right] \quad \text{Di Laora et al. (4)}$$

Momentkapasitet

$$M_{Rd}(\theta) := \frac{2}{3} \cdot R^3 \cdot \sin(\theta)^3 \cdot f_{cd} + \frac{2}{\pi} (R - c_{nom}) \cdot A_{s22} \cdot \sin(\theta) \cdot f_{yd} \quad \text{Di Laora et al. (5)}$$

B: Rent trykk

$$\nu'_B := 1 + \omega'$$

$$\theta_B := \theta(\omega', \nu'_B) = 2.276$$

$$N_B := A_{c,m} \cdot f_{cd} + A_{s22} \cdot f_{yd} = 19641 \cdot \text{kN}$$

$$M_B := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

C: Rent moment

$$k_C := 0.76 \cdot \omega'^{0.11}$$

$$N_C := 0 \text{ kN}$$

$$M_C := k_C \cdot \frac{A_{s22}}{2} \cdot f_{yd} \cdot (2R - 2c_{nom}) = 1760 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{Consenza et al. (12)}$$

D: Maks moment

$$\nu'_D := 0.5$$

$$\theta_D := \theta(\omega', \nu'_D) = 1.571$$

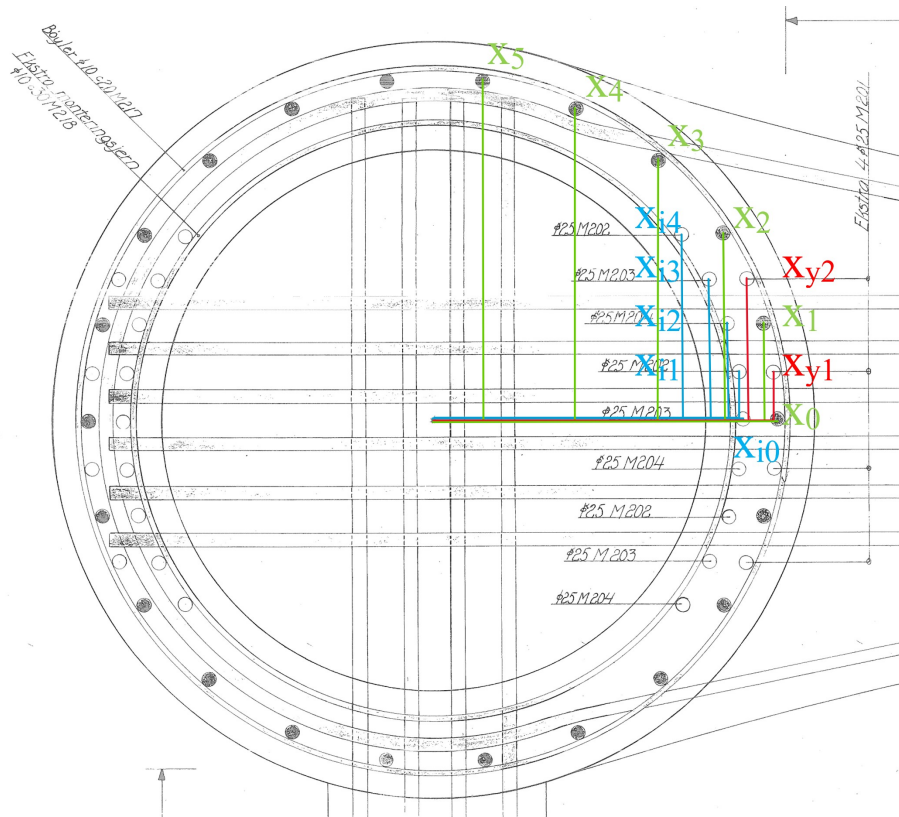
$$N_D := 0.5 A_{c,m} \cdot f_{cd} = 7851 \cdot \text{kN}$$

$$M_D := M_{Rd}(\theta_D) = 3963 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

E: Symmetrisk av C om D

$$N_E := A_{c,m} \cdot f_{cd} = 15702 \cdot \text{kN}$$

$$M_E := M_C = 1760 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$



Ekstra armering

Ytre armeringsbølger

Diameter

$$d_{by} := d_y - 2(c_{nom} + d_b) - d_l = 1255 \cdot \text{mm}$$

Radius

$$r_{by} := \frac{d_{by}}{2} = 628 \cdot \text{mm}$$

Omkrets

$$O_{by} := \pi \cdot d_{by} = 3943 \cdot \text{mm}$$

Senteravstand langs buelengde

$$s_y := \frac{O_{by}}{n} = 7263 \cdot \text{mm}$$

Ekstra armering ytre

Avstand i x-retning fra senter

$$x_{y1} := r_{by} \cdot \cos\left(\frac{s_y}{2 \cdot r_{by}}\right) = 552 \cdot \text{mm}$$

$$x_{y2} := r_{by} \cdot \cos\left(\frac{3 \cdot s_y}{2 \cdot r_{by}}\right) = 52 \cdot \text{mm}$$

Indre armeringsbøyer

$$d_{bi} := d_i + 2 \left(c_{nom} + d_b + \frac{d_i}{2} \right) = 1145 \cdot \text{mm}$$

Radius

$$r_{bi} := \frac{d_{bi}}{2} = 573 \cdot \text{mm}$$

Omkrets

$$O_{bi} := \pi \cdot d_{bi} = 3597 \cdot \text{mm}$$

Senteravstand langs buelengde

$$s_i := \frac{O_{bi}}{2n} = 3313 \cdot \text{mm}$$

Ekstra armering indre

Avstand i x-retning fra senter

$$x_{i0} := r_{bi} \cdot \cos\left(\frac{0 \cdot s_i}{r_{bi}}\right) = 573 \cdot \text{mm}$$

$$x_{i1} := r_{bi} \cdot \cos\left(\frac{1 \cdot s_i}{r_{bi}}\right) = 503 \cdot \text{mm}$$

$$x_{i2} := r_{bi} \cdot \cos\left(\frac{2 \cdot s_i}{r_{bi}}\right) = 313 \cdot \text{mm}$$

$$x_{i3} := r_{bi} \cdot \cos\left(\frac{3 \cdot s_i}{r_{bi}}\right) = 47 \cdot \text{mm}$$

$$x_{i4} := r_{bi} \cdot \cos\left(\frac{4 \cdot s_i}{r_{bi}}\right) = -230 \cdot \text{mm}$$

Tyngdepunkt av ekstra armering

$$tp_x := \frac{1}{13} \cdot (2x_{y1} + 2x_{y2} + x_{i0} + 2x_{i1} + 2x_{i2} + 2x_{i3} + 2x_{i4}) = 234 \cdot \text{mm}$$

Areal

$$A_{s,26} := 26 \cdot A_{s1} = 12763 \cdot \text{mm}^2$$

Tyngdepunkt av jevnt fordelt armering

Avstand i x-retning fra senter

$$x_0 := r_{by} \cdot \cos\left(\frac{0s_y}{r_{by}}\right) = 628 \cdot \text{mm}$$

$$x_1 := r_{by} \cdot \cos\left(\frac{1s_y}{r_{by}}\right) = 343 \cdot \text{mm}$$

$$x_2 := r_{by} \cdot \cos\left(\frac{2s_y}{r_{by}}\right) = -252 \cdot \text{mm}$$

$$x_3 := r_{by} \cdot \cos\left(\frac{3s_y}{r_{by}}\right) = -619 \cdot \text{mm}$$

$$x_4 := r_{by} \cdot \cos\left(\frac{4s_y}{r_{by}}\right) = -425 \cdot \text{mm}$$

$$x_5 := r_{by} \cdot \cos\left(\frac{5s_y}{r_{by}}\right) = 155 \cdot \text{mm}$$

Tyngdepunkt av jevnt fordelt armering

$$tp_{22} := \frac{1}{11} \cdot (x_0 + 2x_1 + 2x_2 + 2x_3 + 2x_4 + 2x_5) = -88 \cdot \text{mm}$$

Kontroll for å sjekke om det er konservativt å anta ekstra armering jevnt fordelt rundt søyla langs ytre armering. Det er en konservativ antakelse dersom reelt tyngdepunkt er lengre fra senter enn tilnærmet med armering jevnt fordelt rundt søyla.

$$\text{Kontroll} := \text{if}(tp_x > tp_{22}, \text{"Konservativt"}, \text{"Ikke konservativt"}) = \text{"Konservativt"}$$

Kapasitet fra kun ekstra armering

B: Rent trykk

$$N_{e,B} := A_{s,26} \cdot f_{yd} = 4901 \cdot \text{kN}$$

$$M_{e,B} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

C: Rent moment

$$N_{e,C} := 0 \text{ kN}$$

$$M_{e,C} := k_C \cdot A_{s,26} \cdot f_{yd} \cdot tp_x = 750 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

D: Maks moment

$$N_{e,D} := 0 \text{ kN}$$

$$M_{e,D} := \frac{2}{\pi} \cdot tp_x \cdot A_{s,26} \cdot \sin(\theta_D) \cdot f_{yd} = 695 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

E: Symmetrisk av C om D

$$N_{e,E} := N_{e,C} = 0 \cdot \text{kN}$$

$$M_{e,E} := M_{e,C} = 750 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Total kapasitet i tverretningen

Armering + ekstra armering

$$N_{Rd,B} := N_B + N_{e,B} = 24542 \cdot \text{kN}$$

$$M_{Rd,B} := M_B + M_{e,B} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Rd,C} := N_C + N_{e,C} = 0 \cdot \text{kN}$$

$$M_{Rd,C} := M_C + M_{e,C} = 2509 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Rd,D} := N_D + N_{e,D} = 7851 \cdot \text{kN}$$

$$M_{Rd,D} := M_D + M_{e,D} = 4657 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Rd,E} := N_E + N_{e,E} = 15702 \cdot \text{kN}$$

$$M_{Rd,E} := M_E + M_{e,E} = 2509 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

