

Kapasitetskontroll av brubjelkekonsept

Olav Erling Aaland

Aksel Ankerheim

Master i Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2018

Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2017

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 10.06.2018	ANTALL SIDER: 97 + 119
------------------------------------	---------------------	---------------------------

TITTEL:

Kapasitetskontroll av brubjelkekonsept

Design verification of bridge beam concept

UTFØRT AV:

Aksel Ankerheim

Olav Erling Aaland



SAMMENDRAG:

I Norge er det blitt gitt ut flere standardiseringer og normaler knyttet til prefabrikkerte spennbetongbjelker. Den siste normalen kom ut i 2002, før Eurokodene ble gjeldende som norsk standard. Dvs. at tidligere normaler ikke lenger er gjeldende for direkte bruk, som følge av nye og strengere krav.

Denne oppgaven tar for seg Statens vegvesens pågående forsøk på å standardisere brubjelker. En oversendelse av grunnlaget til godkjenning er forventet å bli gjennomført i løpet av juni 2018. Brubjelkeprosjektet tar for seg NTB-elementer (forkortelse for normert T-bjelke), med spenn mellom 14 og 40 meter. Bjelken som blir sett på i denne oppgaven er den lengste som skal bli standardisert, 40 meter. I tillegg til å gjennomføre kapasitetskontroller av tegningsgrunnlaget fra Statens vegvesen, har vi sett på hvordan montasjeprosessen for en prefabrikkert bru kan bli gjennomført.

For å finne virkningene lastene gir på brua, er konstruksjonen blitt modellert i Robot Structural Analysis. Dette er et elementmetodeprogram som forutser hvordan konstruksjonen reagerer på kreftene. Brua virker fritt opplagt. Lastene som er antatt å påvirke brua er hentet fra håndbok N400 og forskjellige Eurokoder.

Kapasitetskontrollene er blitt gjennomført i brudd- og bruksgrensetilstand, og er gjort i henhold til gjeldende Eurokoder og aktuelle håndbøker fra Statens vegvesen.

Resultatene vi har fått basert på tegningsgrunnlaget til Statens vegvesen viser at kapasiteten stort sett er tilstrekkelig i bruddgrensetilstanden. Unntaket er i oppspenningstilstanden hvor kombinert aksial- og momentkapasitet ikke er bra nok. For bruksgrensetilstanden er kapasiteten kun kritisk ved oppspenning, hvor trykkspenningene ligger helt på grensen. Dette gjelder bare en kort periode, og kapasiteten vil sannsynligvis være tilstrekkelig i hele bruas levetid.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

VEILEDER(E): Terje Kanstad, NTNU og Stian Persson, SVV

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU Trondheim

Forord

Denne oppgaven er utarbeidet ved Institutt for konstruksjonsteknikk og er det avsluttende arbeidet for det 2-årige masterprogrammet Bygg- og miljøteknikk ved NTNU. Oppgaven er gjennomført våren 2018 over en periode på 20 uker, og tilsvarer 30 studiepoeng per student.

Oppgaven vi har skrevet er gitt av Betongelementforeningen og Statens vegvesen. Et av målene med oppgaven har vært å gjøre seg kjent med Statens vegvesens nyeste brubjelkeprosjekt. Brubjelkeprosjektet er et pågående og veldig dagsaktuelt prosjekt, og har som mål å lage standardiserte bruløsninger, særlig til bruk for overgangsbruer. Denne oppgaven har etterhvert utviklet seg til å bli en kontroll av kapasiteten til 40 meter lange brubjelker, som er de lengste bjelkene i prosjektet. Kontrollene er gjennomført for brudd- og bruksgrense og er gjort i henhold til gjeldende Eurokoder og aktuelle håndbøker fra Statens vegvesen. Kjennskap til brubjelkeprosjektet, prefabrikkerte betongelementer, Robot og verktøy som blir brukt i oppgaven ser vi på som svært nyttig for fremtidig arbeid.

Vi vil rette en stor takk til vår hovedveileder Terje Kanstad, professor ved Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU. Døren til kontoret sto alltid åpen og veiledningen alltid god. I tillegg vil vi benytte anledningen til å takke Stian Persson fra Statens vegvesen for tilgang til brubjelkeprosjektet og god korrespondanse via e-post.

Trondheim, 10.06.2018

Aksel Ankerheim

Olav Erling Aaland



Sammen drag

I Norge er det blitt gitt ut flere standardiseringer og normaler knyttet til prefabrikkerte spennbetongbjelker. Den siste normalen kom ut i 2002, før Eurokodene ble gjeldende som norsk standard. Dvs. at tidligere normaler ikke lenger er gjeldende for direkte bruk, som følge av nye og strengere krav.

Denne oppgaven tar for seg Statens vegvesens pågående forsøk på å standardisere brubjelker. En oversendelse av grunnlaget til godkjenning er forventet å bli gjennomført i løpet av juni 2018. Brubjelkeprosjektet tar for seg NTB-elementer (forkortelse for normert T-bjelke), med spenn mellom 14 og 40 meter. Bjelken som blir sett på i denne oppgaven er den lengste som skal bli standardisert, 40 meter. I tillegg til å gjennomføre kapasitetskontroller av tegningsgrunnlaget fra Statens vegvesen, har vi sett på hvordan montasjeprosessen for en prefabrikkert bru kan bli gjennomført.

For å ha en realistisk plass å føre opp brua fikk vi tildelt en bruplass hvor det i dag allerede står en sprengverksbru. Bruplassen som ble tildelt i denne oppgaven er Skjerdingsstad bru. Skjerdingsstad bru går over tre felt på E6 sør for Trondheim og er 41 meter lang. Det vil si at det er gode muligheter for å sette opp en ett-spenns overgangsbru bygget med prefabrikkerte elementer.

For å finne virkningene lastene gir på brua, er konstruksjonen blitt modellert i Robot Structural Analysis. Dette er et elementmetodeprogram som forutser hvordan konstruksjonen reagerer på kreftene. Brua virker fritt opplagt. Lastene som er antatt å påvirke brua er hentet fra håndbok N400 og forskjellige Eurokoder.

Kapasitetskontrollene er blitt gjennomført i brudd- og bruksgrensetilstand, og er gjort i henhold til gjeldende Eurokoder og aktuelle håndbøker fra Statens vegvesen.

Resultatene vi har fått basert på tegningsgrunnlaget til Statens vegvesen viser at kapasiteten stort sett er tilstrekkelig i bruddgrensetilstanden. Unntaket er i oppspenningstilstanden hvor kombinert aksial- og momentkapasitet ikke er bra nok. For bruksgrensetilstanden er kapasiteten kun kritisk ved oppspenning, hvor trykkspenningene ligger helt på grensen. Dette gjelder bare en kort periode, og kapasiteten vil sannsynligvis være tilstrekkelig i hele bruas levetid.

Abstract

In Norway there have been several standardizations and standards linked to prefabricated prestressed concrete beams. The latest standard came in 2002, before the arrival of the Eurocodes as the Norwegian standard. This means that anything arriving before the Eurocodes is out of date as a result of new, stricter demands.

This thesis deals with Statens vegvesen's newest attempt to standardize prefabricated prestressed concrete beams as bridge beams. Statens vegvesen is expecting to deliver the basis of the project for approval during June 2018. The beam being standardized in the bridge-beam project is an NTB-element, "normed T-beam", which is able to have spans between 14 and 40 metres. The cross section being looked at is for the 40 metre long beam, which is the longest to be standardized. In addition to checking the capacity of the cross section based on what we have been given by Statens vegvesen, we have taken a look at how the assembly may be completed.

At Skjerdingsstad there is a strut frame bridge. To have a realistic place to mount our bridge, we have chosen this place as the spot. Skjerdingsstad bridge spans three lanes on E6 just south of Trondheim and is 41 metres long, which means it is an ideal place to mount a one-span bridge.

When finding the effects different loads will have on the construction Robot Structural Analysis is being used. This is a finite element method program which anticipates how a construction is going to react with different forces applied. The bridge is one span and is simply supported (statically determined). The loads which are assumed to influence the bridge are retrieved from handbook N400 and different Eurocodes.

The capacity controls are being done in ultimate limit state (ULS) and serviceability limit state (SLS). They have been done according to current Eurocodes and different handbooks from Statens vegvesen.

The results which are based on the basis given by Statens vegvesen show that the capacity in ULS, in general, is sufficient. The exception is for combined axial- and bending moment capacity at the time of transfer of prestress. For SLS the capacity is only critical for the time of transfer of prestress as well. The compressive stress is for a very short period just above the capacity. This will however not have a big effect during the bridge's lifespan.

Innhold

Figurer	ix
Tabeller	xi
1 Introduksjon	1
2 Betongelementbruer	2
2.1 Historikk	2
2.2 Valg av bru og elementer	7
2.3 Endeopplegg	9
3 Dimensjoneringsgrunnlag	11
3.1 Regelverk, standarder og håndbøker	11
3.1.1 Eurokode 0 – NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner .	11
3.1.2 Eurokode 1 – NS-EN 1991 Laster på konstruksjoner	12
3.1.3 Eurokode 2 – NS-EN 1992 Betongkonstruksjoner	12
3.1.4 Håndbøker av Statens vegvesen	12
3.1.5 Håndbok N400 – Bruprosjektering	12
3.2 Brubjelkeprosektet	13
3.3 Byggematerialer	14
3.3.1 Betong	14
3.3.2 Armeringsstål	15
3.4 ÅDT – Årsdøgntrafikk	17
3.5 Eksponeringsklasse	17
3.5.1 Overdekning	18
4 Laster og grensetilstander	20
4.1 Permanente laster	20
4.1.1 Egenlast	20
4.1.2 Jordtrykk	22
4.2 Variable laster	23
4.2.1 Trafikklast	23
4.2.2 Naturlaster	28
4.3 Termiske påvirkninger	28
4.4 Jordskjelv	29
4.5 Deformasjonslaster	29
4.6 Ulykkeslaster	29
4.7 Lastkombinering og grensetilstander	30
4.7.1 Bruddgrensetilstand	30
4.7.2 Bruksgrensetilstand	32
5 Tap av spennkraft	35
5.1 Forspenningskraft	35
5.2 Kryp	36
5.3 Svinn	36

5.4	Relaksasjon	37
5.5	Resultat	37
6	Montasje	38
6.1	Gjennomføring av montasjearbeidet	41
7	Modellering	44
7.1	Oppbygging av modell	44
7.1.1	Valg av antall bjelker	50
7.2	Verifikasjon av modell	50
8	Opptredende krefter	54
8.1	Plassering av laster	54
8.1.1	Egenlaster	54
8.1.2	Trafikklaster	54
8.1.3	Vindlast	55
8.2	Opptredende krefter ved karakteristiske laster	56
8.2.1	For prefabrikkerte bjelker ved utstøping av bruplate	56
8.2.2	For samvirketverrsnitt	56
8.3	Lastkombinering og dimensjonerende krefter i bruddgrense	59
8.3.1	Feltmoment prefabrikkerte bjelker	59
8.3.2	Feltmoment samvirketverrsnitt	59
8.3.3	Skjærkraft	61
8.4	Lastkombinering og dimensjonerende krefter i bruksgrense	61
8.4.1	Karakteristisk kombinasjon	62
8.4.2	Ofte forekommende kombinasjon	62
8.4.3	Tilnærmet permanent kombinasjon	63
9	Kapasitetsberegning	65
9.1	Bruddgrensetilstand	65
9.1.1	Momentkapasitet	65
9.1.2	Skjærkraftkapasitet	73
9.2	Bruksgrensetilstand	77
9.2.1	Spenningsbegrensning ved utløfting	77
9.2.2	Spenningsbegrensning	79
9.2.3	Rissviddebegrensning	81
9.2.4	Nedbøyningsbegrensning	82
10	Resultater	84
10.1	Bruddgrensetilstand	84
10.1.1	Momentkapasitet	84
10.1.2	Skjærkraftkapasitet	85
10.2	Bruksgrensetilstand	86
10.2.1	Utløftingskontroll	86
10.2.2	Spenningsbegrensning	86
10.2.3	Rissviddebegrensning	87

11 Diskusjon	88
11.1 Valg av bru	88
11.2 Oppspenningstilstand	90
11.3 Momentkapasitet ved påstøp	91
11.4 Momentkapasitet etter 1 og 100 år	91
11.5 Skjærkraftkapasitet	92
11.6 Utløftingskontroll	92
11.7 Spenningsbegrensning	92
11.8 Rissviddebegrensning	93
11.9 Nedbøyningsbegrensning	93
12 Konklusjon	95
12.1 Videre arbeid	95

Appendices

A Brubjelkeprosjektet

B Krefter

B.1 Vindlast	
B.2 Moment	
B.3 Skjærkrefter	

C Tap og parametere

C.1 Kryp og svinn	
C.2 Materialforhold	
C.3 Tverrsnittsparemetere	
C.4 Spennkrafttap	

D Bruddgrensetilstand

D.1 Oppspenningstilstand	
D.2 Momentkapasitet prefabrikkert bjelke	
D.3 Momentkapasitet samvirkebjelke	
D.4 Skjærkapasitet	

E Bruksgrensetilstand

E.1 Utløftingskontroll	
E.2 Spenningsbegrensning	
E.3 Rissviddebegrensning	
E.4 Nedbøyningsbegrensning	

Figurer

1 Skjerdingstad bru - aktuelt brusted for oppgaven [3]	1
2 Håndbok 100 fra 1983, kapittel 8, 9 og 11	3
3 Tverrsnittsalternativer NIB [7]	4

4	Massivtverrsnitt NOB [8]	4
5	Hulromtverrsnitt NOB [8]	5
6	PLA-bru (øverst) og MOT-bru (nederst) [2]	5
7	Illustrasjon av bru laget med NTB og KTB [10]	6
8	Aktuelle elementhøyder med spennvidde for NTB [10]	6
9	Typiske brulengder i Norge [11]	7
10	Ikke alltid fornuftig med elementer?[13]	8
11	Fundament på Skjerdingsstad bru (Tilsendt fra SVV)	9
12	Opplegg på prefabrikkert betongbru. Hentet fra SVV.	10
13	Hierarki av standarder for betongkonstruksjoner [20]	11
14	Forenklet tverrsnitt som benyttes	13
15	Bilineær spennings-tøyningssammenheng [9]	14
16	Spennings-tøyningssammenhenger for spennstål [9]	16
17	Førøppspenning [15]	16
18	Blinding av spenntau for førøppspent bjelke[21]	17
19	Geometriske krav til kantdrager [17]	21
20	Anvendelse av LM1 [27]	26
21	Lastmodell 2 [27]	27
22	Montasje av bjelkeelementer [30]	38
23	Bestemmelse av overheng [31]	39
24	Vanlige håndteringsbetingelser for forspente bjelker[31]	39
25	Alternativ montasje av brubjelker [32]	40
26	Kantdrager [33]	40
27	Rute for kjøring av element	41
28	Omkjøring i forbindelse med montering/støp på bru	42
29	Valgt tverrsnitt	45
30	Modell prefabrikkerte bjelker alene, med egenvekt av plate	45
31	Tverrsnitt prefabrikkerte bjelker, med egenvekt av plate	46
32	Bruk av “offset”	47
33	Bruk av “rigid links”	47
34	Illustrasjon av samvirketverrsnitt som benyttes i Robot	48
35	Dimensjoner samvirketverrsnitt i Robot	48
36	Ortotropisk material	49
37	Bjelker med samvirketverrsnitt, samt vektløst dekke i tyngdepunktaksen	50
38	Brutverrsnittet i Robot-modellen	50
39	Reelt tverrsnitt	52
40	Stiv plate	52
41	Plate uten stivhet	52
42	Plassering av lastfelt	55
43	Plassering av jevnt fordelte trafikklaster i tverretning. Lastfelt 1 til venstre.	55
44	Karakteristisk moment pga. egenvekt betong etter støp av bruplate	56
45	Plassering trafikklaster for maks moment	57
46	Plassering trafikklaster for maks skjærkrefter	58
47	Tøyningstilstand ved rent trykk[15]	66
48	Balansepunkt[15]	67

49	Stor armeringstøyning[15]	67
50	M-N-diagram for oppspenningstilstanden	68
51	Rektangulært bjelketverrsnitt med spennarmering i strekksone	69
52	Balansert spennarmeringstverrsnitt, tøyninger ved brudd [15]	70
53	Tøyninger ved brudd og indre krefter, prefabrikkert bjelke	71
54	Tøyninger ved brudd og indre krefter, samvirke	72
55	Fagverksmodell med betegnelser for skjærarmerte konstruksjonsdeler, EK2 figur 6.5[9]	74
56	Prinsipp for trykksone og påstøp[21]	75
57	Skjærkraftdiagram for beregning av nødvendig armering i støpeskjøt ved jevnt fordelt last[21][9]	76
58	Betongspenninger pga. utløfting	78
59	Spenningsfordeling samvirketverrsnitt	81
60	M-N-diagram for oppspenningstilstanden	84

Tabeller

1	Materialegenskaper B45 [9]	15
2	Materialegenskaper B55 [9]	15
3	Utdrag fra tabell NA.4.2 - krav til minste overdekning $c_{min,b}$ av hensyn til heft	18
4	Minstekrav til dimensjonerende belegningsvekter i kjørebane [17]	22
5	Antall og bredde av lastfelt [27]	23
6	LM1: Karakteristiske verdier [27]	25
7	Laster fra LM1 for aktuell bru	27
8	Last- og kombinasjonsfaktorer i bruddgrense	32
9	Kombinasjonsfaktorer ved karakteristisk kombinasjon	33
10	Kombinasjonsfaktorer ved ofte forekommende kombinasjon	34
11	Kombinasjonsfaktorer ved tilnærmet permanent kombinasjon	34
12	Spennkraft ved 1 og 100 år	37
13	Feltmoment karakteristiske laster, bjelke 1-5	57
14	Feltmoment karakteristiske laster, bjelke 6-10	57
15	Skjær bjelke 1-5	58
16	Skjær bjelke 6-10	59
17	Moment ligning 6.10a	60
18	Moment ligning 6.10b	60
19	Skjærkraft ligning 6.10a	61
20	Skjærkraft ligning 6.10b	61
21	Moment karakteristisk kombinasjon, ligning 6.14b	62
22	Moment ofte forekommende kombinasjon, ligning 6.15b	63
23	Moment tilnærmet permanent kombinasjon, ligning 6.16b. Beregning av riss.	63
24	Moment tilnærmet permanent kombinasjon, ligning 6.16b. Andre kontroller enn riss.	64
25	Kontroll av oppspenningstilstanden	68
26	Opptredende skjærkraft, kapasitet og nødvendig skjærarmeringsareal	75

27	Viktige parametre ved skjærkraft i fuge	76
28	Betongens aksialtrekkfasthet	77
29	Begrensning av betongens trykkspenning	79
30	Kontroll av oppspenningstilstanden	84
31	Moment ved påstøp	84
32	Moment samvirketverrsnitt 1 og 100 år	85
33	Skjærstrekkkapasitet uten beregningsmessig behov for skjærarmering	85
34	Nødvendig skjærarmeringsareal for tilstrekkelig kapasitet	85
35	Skjærtrykkkapasitet med skjærarmering	85
36	Nødvendig skjærarmering gjennom støpeskjøt	85
37	Spenninger ved utløfting	86
38	Trykkspenninger ved ulike tidspunkt	86
39	Beregning av spenning i tilnærmet permanent kombinasjon	87

1 Introduksjon

På norske veier finnes det i dag om lag 18 000 bruer som blir forvaltet av Statens vegvesen. Overgangsbruer over trafikkert veg utgjør en stor prosentandel av disse bruene. En overgangsbru kan defineres som veg- og gangbru som krysser over veg eller jernbane. Mange av disse bruene er blitt gamle og klare for utskifting. Samtidig bygges det stadig nye veier som også krever overgangsbruer. Prefabrikkerte brubjelker er svært aktuelt å bruke for denne typen bruer. Brubygging med slike bjelker er ingen ny metode, og særlig på 70- og 80-tallet var dette vanlig [1]. De senere år har imidlertid bruken gått ned, som følge av bl.a. lav estetisk status og problemer med bestandigheten [2]. Nå er imidlertid de prefabrikkerte brubjelkene på veg tilbake. Dette kommer av at kravene til estetikk blir tatt hensyn til i mye større grad enn tidligere, og problemer knyttet til bestandigheten for disse bruene ser ut til å være bedret. Bygging med prefabrikkerte elementer blir sett på som en klar fordel for overgangsbruer over sterkt trafikkerte veier. Her er ønsket stort for kortest mulige avbrudd og innskrenkinger av trafikken under brua. Én av de største fordelene med slike bruer er den korte tiden som brukes på byggeplass.

Interessen for å standardisere bruken av prefabrikkerte betongelementer har vært stadig økende de siste årene. Et initiativ for å standardisere nye prefabrikkerte bruelementer kommer fra Betongelementforeningen og Statens vegvesen. Disse har nå satt i gang et pågående brubjelkeprosjekt. Et annet initiativ kommer fra Nye Veier, som allerede har valgt prefabrikkerte bruer på en av sine delstrekninger.



Figur 1: Skjerdingstad bru - aktuelt brusted for oppgaven [3]

Oppgaven går ut på å beregne og kontrollere tverrsnittet for lengste spenn i SVV pågående brubjelkeprosjekt. En annen del av oppgaven har vært å planlegge oppføringen av brua, fra frakt og montasje av element og støp av bruplata. I tillegg er det diskutert fordeler og ulemper i forhold til brutyper og -løsninger.

2 Betongelementbruer

2.1 Historikk

I Norge er det, som nevnt innledningsvis, rundt 18 000 bruer som Statens vegvesen har ansvar for og forvalter. Av disse er 1 137 bygget med prefabrikkerte, føroppsente betongelementer [1]. Disse bruene bygges i de fleste tilfeller med prefabrikkerte spennbetongbjelker og plasstøpt bruplate. Byggingen av slike betongelementbruer her i landet tok seg opp på 1960-tallet. En viktig årsak til dette var at Norsk Betongforenings Brokomité i 1967 standardiserte prefabrikkerte I-bjelker for brubygging [4]. Disse normerte I-bjelkene fikk forkortelsen NIB. I 1974 gav Brokomitéen ut mer detaljerte dimensjoneringsprosedyrer for samvirkebjelker, en revidert normal for NIB, samt en normal for enda et tverrsnitt: omvendte T-bjelker, forkortet NOB. De ble publisert som Norsk Betongforenings publikasjoner NB 01-04 [5]:

- NB 01: 1974 Dimensjonering av spennbetong. Dimensjoneringsprosedyre for strengbetongbjelker
- NB 02: 1974 Dimensjonering av spennbetong. Eksempel på dimensjonering av samvirkebjelke
- NB 03: 1974 Normerte omvendte T-tverrsnitt “NOB”
- NB 04: 1974 Normerte I-tverrsnitt “NIB”

I tillegg gav Vegdirektoratets Bruavdeling ut egne normer i sin Bruhåndbok for bruk av NIB og NOB i henholdsvis 1975 og 1976 [4].

Til nå hadde man utarbeidet normaler hovedsakelig for fritt opplagte konstruksjoner. Etter som denne typen bruer også egner seg for flerspennsbruer, utarbeidet Norsk Betongforenings Brokomité nye publikasjoner som ble utgitt i 1981:

- NB 10: Beregning og dimensjonering av kontinuerlige NOB- og NIB-broer
- NB 11: Flerfelts NIB- og NOB-broer. Beregning og dimensjonering av kontinuerlig broplate over støttene

I 1983 gikk Vegdirektoratet over fra sitt ringpermsystem i Bruhåndboka – Håndbok-001 Bruprosjektering – til hefter, med nytt håndboknummer 100. I den anledning utga de bl.a. egne hefter med normaler for både NIB- og NOB-bruer, samt elementbruer generelt. Disse illustreres i figur 2

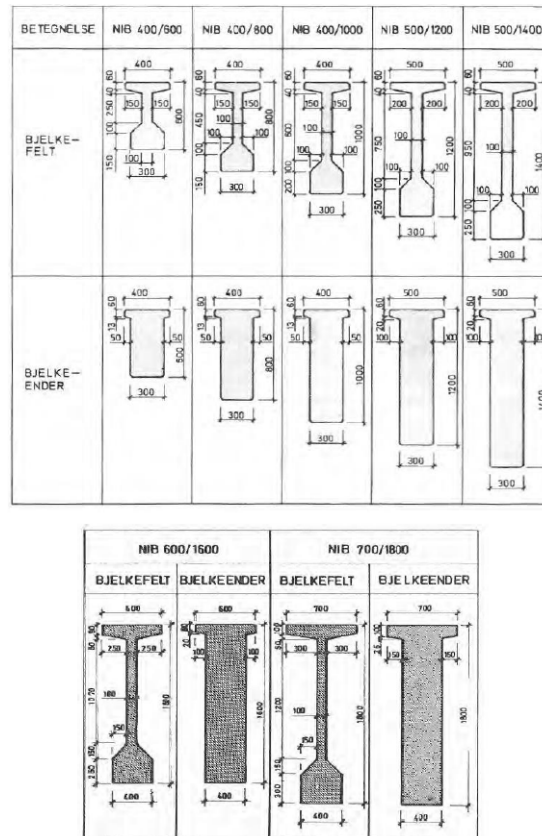
2. BETONGELEMENTBRUER



Figur 2: Håndbok 100 fra 1983, kapittel 8, 9 og 11

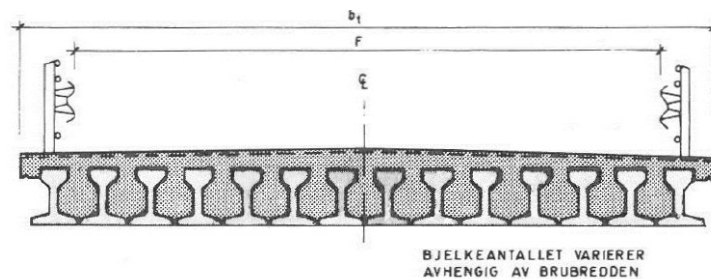
NIB-normalen fra 1983 inneholdt totalt 479 ferdig dimensjonerte NIB av ulike typer for vegbruer med spennvidder fra 14 til 35 m, samt føringsavstander på 6, 7 og 8 m. Føringsavstanden er den tilgjengelige horisontale avstanden i bruas tverretning mellom to fysiske barrierer i veikanten, f.eks. mellom bruas skulderkanter eller rekkverksskinner[6]. Dette er illustrert i figur 4 og 5, markert med bokstaven F. Syv ulike bjelketverrsnitt ble normert, med bl.a. varierende bjelkehøyde fra 600 mm til 1800 mm. De ulike tverrsnittene er illustrert i figur 3.

2. BETONGELEMENTBRUER

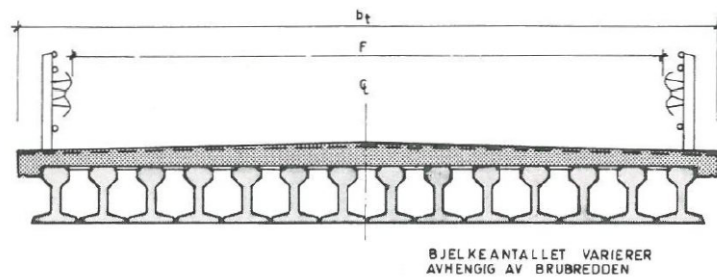


Figur 3: Tverrsnittsalternativer NIB [7]

NOB-normalen inneholdt på sin side ferdig dimensjonerte NOB passende for bruer med spennvidder fra 5 m til 22 m, og med føringsavstand fra 3,0 m og ubegrenset oppover. Denne normalen opererte kort sagt med to hovedtyper brutverrsnitt: massivtverrsnitt og hulromstverrsnitt. I det massive tverrsnittet (figur 4) støpte man betong i hulrommet mellom bjelkene, i tillegg til plata over. Ved hulromtverrsnitt (figur 5) ble det kun støpt en bruplate på bjelkene. Alternativt kunne bjelkene i hulromtverrsnitt ha en viss senteravstand, der f.eks. annenhver bjelke ble fjernet.[8]



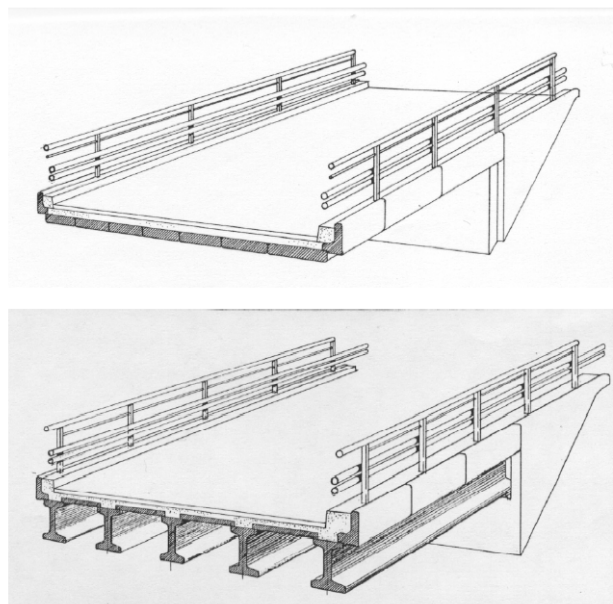
Figur 4: Massivtverrsnitt NOB [8]



Figur 5: Hulromtverrsnitt NOB [8]

Vegdirektoratet reviderte i 1989 NIB-normalen på grunn av nye krav i daværende gjeldende betongstandard NS 3473. Dette gjaldt bl.a. strengere krav til armeringsoverdekning og -plassering. Året etter ble også den tidligere NOB-normalen av 1983 erstattet med en ny normal - NOT-bruer. I likhet med NOB, var også NOT en forkortelse for “normerte, omvendte T-bjelker”.

I 2002 kom Vegdirektoratet med en ny, stor revisjon av Håndbok 100-serien. Her ble bl.a. kapittel 08 NIB-bruer, 09 NOT-bruer og 11 Elementbruer slått sammen til ett stort kapittel i Bruhåndboka: kapittel 3 - Elementbruer. I den nye normalen ble de tidligere normerte elementene NIB og NOT erstattet av to nye typer element: MOT-bjelker og PLA-elementer, illustrert i figur 6. Det ble i tillegg til selve elementene også normert forskalings- og kantelementer. Man fikk dermed gitt en totalløsning slik at man kunne bygge elementbruer uten forskaling på stedet, sett bort fra landkar og endeavslutninger. PLA-elementene kunne benyttes for spennvidder fra 5 til 14,5 m, og MOT-bjelkene for spennvidder fra 12 til 32 m. Brubredden kunne være opp til tre kjørefelt. I den nye håndboka ble det også mer fokus på estetikk, som tidligere hadde hatt lavere prioritet.[2]



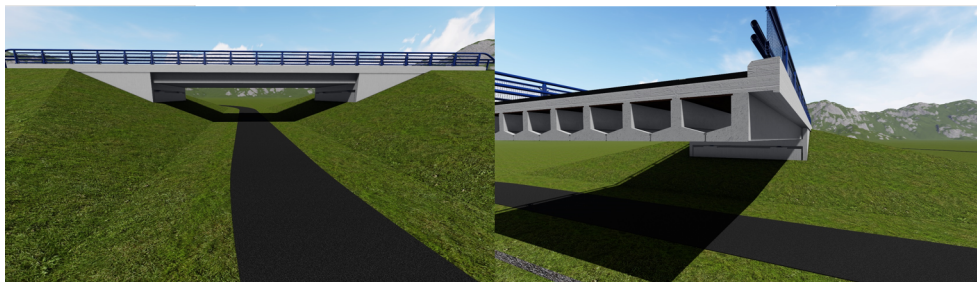
Figur 6: PLA-bru (øverst) og MOT-bru (nederst) [2]

2. BETONGELEMENTBRUER

I november 2008 ble det utgitt norsk oversettelse og norsk tillegg for dagens gjeldende betongstandard, Eurokode 2. Eurokodene er en felles europeisk serie standarder for prosjektering av byggverk, og beskrives mer grundig i kapittel 3. Med de nye standardene fulgte det strengere krav til bygg- og anleggskonstruksjoner. De tidligere prosjekteringsstandardene NS 34XX var gyldig ut mars 2010 [9]. Man kunne dermed ikke uten videre benytte elementene i Bruhåndboka kapittel 3 Elementbruer direkte lenger, som følge av de nye kravene. En revisjon av normalen for elementbruer har gjentatte ganger blitt forsøkt gjennomført, men uten hell.

Per i dag ser dette likevel ut til å være nærmere enn noen gang siden vi fikk Eurokodene. I slutten av mai 2018 er status for brubjelkeprosjektet at følgende grunnlag er på plass: tegnings-eksempler på detaljer, komplett beregningsrapport for 40 m spenn, produksjonstegninger og tabeller for alle spenn og beskrivelse av produksjon og gjennomføring. En oversendelse av alt grunnlaget til kontroll og godkjenning er forventet å bli gjennomført i løpet av juni 2018.

Bjelkene som blir sett på i dette prosjektet er normerte T-bjelker (NTB) og kant T-bjelke (KTB). En bru kan bli seende ut slik som vist på figur 7.



Figur 7: Illustrasjon av bru laget med NTB og KTB [10]

Bjelkene er ikke like kraftige som MOT-bjelkene. Dette er gjort slik at det er mulig å lage lengre spenn, ettersom det er vekt som begrenser spennvidden. Begrensninger beskrives grundigere i neste delkapittel. Figur 8 gir elementhøyder, elementbredder og spennvidder som er planlagt å bli standardisert gjennom brubjelkeprosjektet.

NTB Bruelementer			
Elementhøyde [mm]	Elementbredde [mm]	Spennvidde [m]	Minste føringsbredde for 2-felts bru [mm]
600	1240	14 – 18	7766
800	1240	17 – 24	7774
1000	1240	23 – 28	7782
1200	1040	27 – 33	7632
1400	840	32 – 40	7920

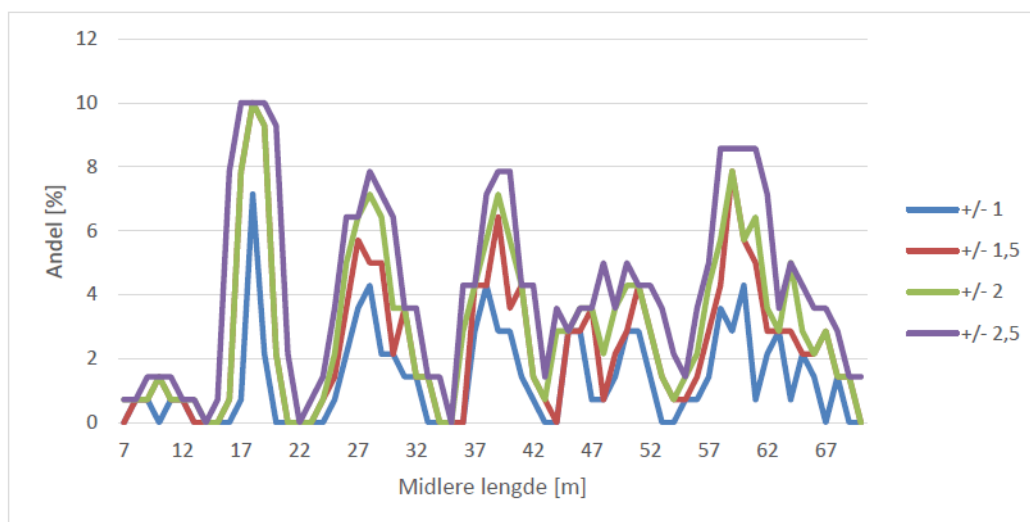
Figur 8: Aktuelle elementhøyder med spennvidde for NTB [10]

2.2 Valg av bru og elementer

Lenge var NIB det mest populære bjelketverrsnittet for elementbruer i Norge. Hele 75% av bruene i Norge er bygget før 1990, og siden NIB var det mest populære elementet brukt i brubygging før 1990 er 60% av betongelementbruer i Norge bygget med dette[1].

Som man kan forstå av kapittel 2.1 er bruk av prefabrikkerte elementer ikke en ny metode innenfor brubygging i Norge, men det har blitt mindre populært siden 1990. Dette begrunnes gjerne med at de ikke blir sett på som spesielt vakre bruer, arkitektonisk sett[2]. Et mer alvorlig problem er likevel at mange av bruene har opplevd problemer knyttet til bestandighet som følge av et lavt krav til overdekning i tidligere standarder og håndbøker[1]. I tillegg er i dag strengere krav til selve utførelsen på byggeplass.

I 2017 skrev tre studenter fra Universitet i Agder, Anette Heimdal, Ingrid Lande Larsen og Thomas Norheim, en masteroppgave der de kartla de vanligste lengdene på overgangsbruer på nasjonale hovedveier i Norge. De brukte Statens vegvesens register over bruer, BRUTUS, som verktøy. I oversikten over typiske lengder på overgangsbruer vist i figur 9, ser man at det er fire brulengder som går igjen [11].



Figur 9: Typiske brulengder i Norge [11]

Lengdene som går igjen er på ca. 18, 28, 38 og 60 meter. Det er derfor naturlig å velge et brusted der man har mulighet til å se på en av disse lengdene som en ettspenns-løsning.

På Betongelementforeningens medlemsmøte deltar mange aktører innenfor betongelementindustrien. Her ble det oppgitt at et spenn på 40 meter er det lengste man produserer og har mulighet til å frakte i Norge. Denne lengden sammenfaller også med informasjonen gitt av SVV og vist i figur 8.

Lengden på 40 meter baserer seg på det norske landskapet og vanskelighetene rundt fremkommelighet dette gir, samt tilgjengelig utstyr på norske fabrikker. I Nederland har man firmaer som leverer brubjelker på opptil 60 meter[12]. Det er altså ikke bjelkens bæreevne som er begrensende, men frakt og tilgjengelig utstyr som setter begrensninger for bjelkelengden i Norge.

2. BETONGELEMENTBRUER

Basert på oversikten over standard brulengder og på den antatt lengste norske brubjelken, foreslo SVV et brusted hvor brulengden er 41 meter: Skjerdingsstad bru, illustrert på figur 1. Et spørsmål som er diskutert litt i kapittel 11, i forbindelse med det som blir et 40 meter langt spenn, er om det er fornuftig å lage en bru med ett spenn, eller om det ville vært bedre å lage f.eks. tre spenn.

Før brubjelkeprosjektet, hvor NTB-elementene nå blir standardisert, er det allerede utviklet 27 forskjellige standardløsninger for kulverter. Dette bidrar til at prefabrikkerte elementer blir billigere, tar mindre tid, blir lettere å velge og planlegge. Samtidig er det viktig å huske på at elementer, som illustrert på figur 10, ikke alltid er den løsningen som gir den mest fornuftige brua. Momenter rundt “rett bru på rett plass” i forhold til tid, pris, HMS og område blir videre diskutert i kapittel 11.



Figur 10: Ikke alltid fornuftig med elementer?[13]

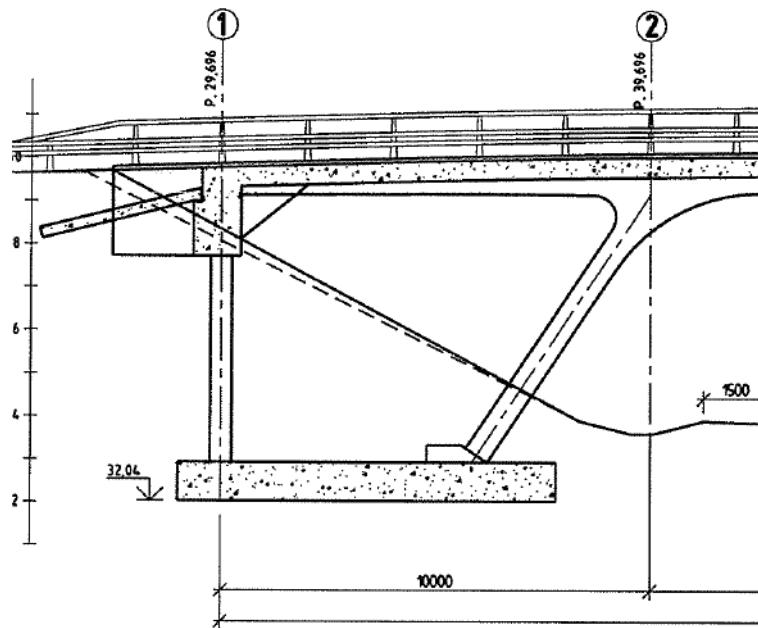
Det er i denne oppgaven valgt å fokusere på elementbruer med NTB-elementer, og samtidig se bort fra kantbjelkene (KTB). Årsaken er at formålet først og fremst er å se på konseptet med brubjelker. Datagrunnlaget er tilsendt av SVV og er vist i vedlegg A. Alle kontrollene som blir gjennomført i kapittel 9 baserer seg på tverrsnittet som er vist i vedlegget. Dette er blitt noe forenklet, som vist senere i figur 14. Figur 6 og 7 illustrerer henholdsvis MOT-element og NTB-element. MOT-elementene er som tidligere nevnt elementene som kom i 2002. Disse er større enn NTB-elementene, i tillegg til at man hadde større mellomrom mellom elementene i tverretning. En fordel med å legge elementene tett-i-tett som for NTB er at det blir mindre relevant å dimensjonere for kreftene som virker i tverretning. Store mellomrom gjør også at man får åpne og synlige flenser. Her samler det seg gjerne salter som er skadelige for betongen, i tillegg til at løsningen blir sett på som mindre estetisk. Dette er ulemper man vil unngå ved å legge bjelkene inntil hverandre. MOT-elementene er tyngre og gjør et spenn på 40 meter vanskelig, da det er utstyret fabrikkene har tilgjengelig som er begrensende i forhold til vekt. Når en løsning med tettliggende bjelker blir valgt, får man mindre fare for nedfall under bygging og støp av plate, samt at trekkerør kan bli skjult inne mellom bjelkene.

Fordelene med tettliggende bjelker er årsaken til at samme løsning blir sett på i oppgaven. Dimensjoner og armering i bjelkene er også basert på denne løsningen.

2.3 Endeopplegg

Alle konstruksjoner er nødt til å hvile på noe som kan fordele kreftene fra materialene til grunnen. For å få til det kan man bruke fundamenter. Et fundament skal ha et stort nok areal til å fordele lastene ut som spenninger til bæredyktig grunn, og ligge under teledybden som i Norge er på 0,8 - 3 meter.[14]

For å fundamenterer kan man bruke direkte fundamentering eller peler. Skjerdingsstad bru er idag fundamentert ved hjelp av direkte fundamentering, som vist i figur 11, det blir da nærliggende å benytte seg av noe tilsvarende. Direkte fundamentering kan være veggfundament, søylefundament eller platefundament[15].



Figur 11: Fundament på Skjerdingsstad bru (Tilsendt fra SVV)

For å benytte seg av direkte fundamentering må man vite noe om grunnforholdene rundt brua. Ved hjelp av kart fra NGU (Norges geologiske undersøkelse) ser man at området er preget av grønnstein som er en bergart utbredt i Trondheimsfeltet. Ved fjell i grunnen er det godt grunnlag for å si at direkte fundamentering er greit. [16]

Forbindelsen mellom over- og underbygning skal utformes monolittisk eller ved bruk av lagre eller ledd. Ifølge N400 3.3.2 skal det ikke være mer enn to lagre per akse. Det vil si at man må benytte tverrbærere for å legge opp bjelkene, slik at man har mulighetene for å ha kun to lagre.[17] Dette er vist på figur 12



Figur 12: Opplegg på prefabrikkert betongbru. Hentet fra SVV.

Her plasstøpes fundament med søyle, endeskjørt, påhengte vinger og potlager. Det lages her hull sentrisk i elementene ved tverrbjelkene slik at man får trekt armering gjennom og støpt sammen.

I starten av oppgaven, før grunnlaget i brubjelkeprosjektet ble tilsendt, ble det forsøkt å finne en egen løsning på landkarene. Det ble bl.a. diskutert om en landkarløs bru kunne være det beste. En landkarløs bru kjennetegnes ved at bruoverbyggingen er kontinuerlig og ikke inneholder fuger på selve konstruksjonen. Fugene blir plassert mellom veibanen og brua. For å ta opp kreftene et landkar tradisjonelt tar opp, f.eks. jordtrykk, bruker man endeskjørt og vinger. Tradisjonelt sett blir en landkarløs bru, også kalt fugefri bru, monolittisk støpt. Dvs. at endeskjørt og eventuelle vingemurer blir monolittisk forbundet med overbyggingen, noe som skaper en fast innspent situasjon i begge ender. Alternativt kan man ha en bru med glide- og fastlager i hver sin ende. Dette er løsningen som velges i denne oppgaven[18].

Løsningen som ble laget var ikke veldig ulik SVV sin løsning for oppleggene. Løsningen er landkarløs, da det ikke er sammenheng mellom vingemurer og fundament.

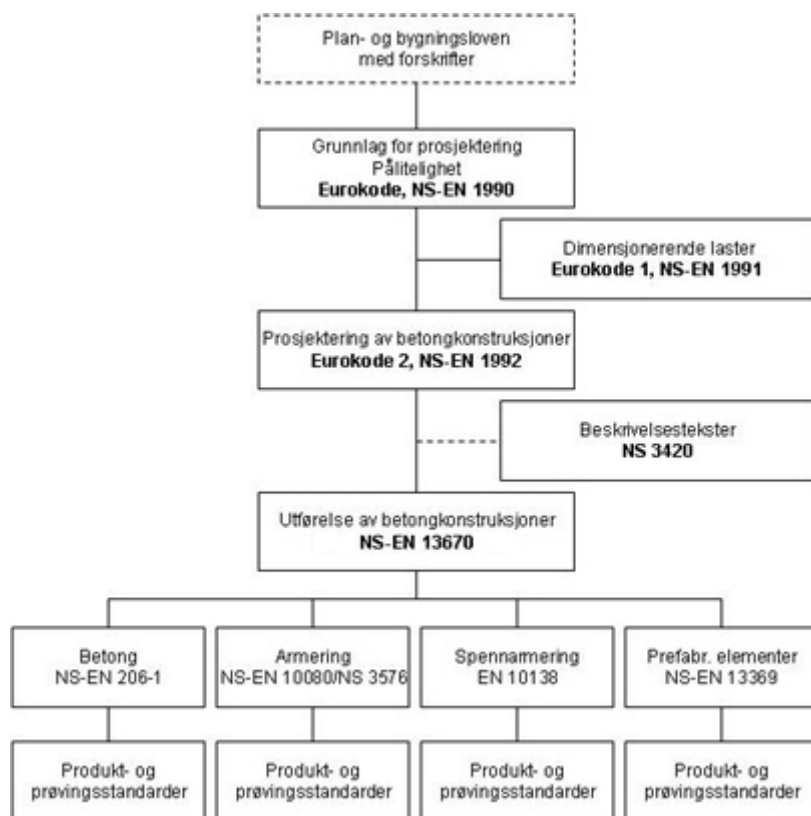
3 Dimensjoneringsgrunnlag

3.1 Regelverk, standarder og håndbøker

Ved prosjektering av konstruksjoner står Eurokodene sentralt. Dette er en felles serie standarder for prosjektering av byggverk og dokumentasjon av produkters bæreevne og styrke til konstruksjonsformål [19].

Aktuelle Eurokoder i denne oppgaven er først og fremst de tre første standardene i Eurokode-serien: Eurokode, Eurokode 1 og Eurokode 2. Figur 13 nedenfor, hentet fra Standard Norges hjemmeside, illustrerer hierarkiet av standarder som benyttes for å oppfylle myndighetenes krav til sikkerhet for betongkonstruksjoner[20].

Standardene fungerer altså i praksis som en del av lovverket.



Figur 13: Hierarki av standarder for betongkonstruksjoner [20]

3.1.1 Eurokode 0 – NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

Dette er den overordnende standarden for Eurokode-serien, og kalles heretter EK0. Det er denne som legger grunnlaget for prosjekteringen ved å fastsette prinsipper og krav til konstruksjoners pålitelighet. Dette innebærer sikkerheten, brukbarheten og bestandigheten til konstruksjonen. Et eksempel på bruk av EK0 er når man skal finne dimensjonerende lastvirkninger på en konstruksjon. I denne standarden finner man last- og kombinasjonsfaktorer som benyttes for å

finne disse lastvirkningene. Den inneholder et eget tillegg for bruer (A2), ettersom bruer har visse særskilte bestemmelser.

3.1.2 Eurokode 1 – NS-EN 1991 Laster på konstruksjoner

I Eurokode 1, heretter EK1, finner man bestemmelser for laster på konstruksjoner. Standarden delt inn i deler etter lasttyper, bl.a. egenvekt og nyttelaster (1-1), snølast (1-3), vindlast (1-4), og termiske påvirkninger (1-5). Særlig aktuell for denne oppgaven er del 2: *Trafikklast på bruer*, som er den viktigste variable lasten for den aktuelle brua. Denne standarden kommer man nøye innpå senere, og vil i det følgende bli omtalt som EK1-2. I tillegg er del 3 aktuell, *Laster fra kraner og maskineri*.

3.1.3 Eurokode 2 – NS-EN 1992 Betongkonstruksjoner

Denne Eurokoden gjelder prosjektering av betongkonstruksjoner, og er i samsvar med prinsipper og krav for konstruksjoners pålitelighet gitt i EK0. Sentrale deler av EK2 i denne oppgaven er særlig del 1-1 *Allmenne regler og regler for bygninger*, som brukes i stor del under dimensjoneringen. Denne standarden kalles heretter EK2. Den omfatter konstruksjoner med både slakk- og spennarmert betong, og gir bl.a. krav til kapasitet, bruksegenskaper og bestandighet. I tillegg er del 2 *Bruer* aktuell i oppgaven. Denne gir prinsipper og regler for dimensjonering av bruer, i tillegg til de som er gitt i EK2. Dette innebærer bl.a. krav til den strukturelle analysen, brudd- og bruksgrensekraft samt krav til materialer, eksponeringsklasser og overdekning. Standarden omtales som EK2-2 videre.

3.1.4 Håndbøker av Statens vegvesen

For prosjektering av bruer har man i tillegg Statens Vegvesens håndbøker, som inneholder byggherrekrav som fungerer dels som en skjerpelse, og dels som en presisering av standardene. Aktuelle håndbøker er f.eks. N100 *Veg- og gateutforming*, N101 *Rekkverk og vegens sideområder* og sist men ikke minst N400 *Bruprosjektering*:

3.1.5 Håndbok N400 – Bruprosjektering

Dagens gjeldende håndbok for bruprosjektering – N400 – inneholder krav til pålitelighet, bæreevne, bestandighet, trafiksikkerhet, framkommelighet og effektivt vedlikehold. Denne håndboka supplerer Eurokodene med utfyllende bestemmelser for beregning, dimensjonering og utforming av bruer. N400 henviser derfor enten til Eurokodene, eller har strengere bestemmelser. Dette betyr at der Eurokodene og Håndbok N400 har motstridende regler, er det bestemmelsene i N400 som er gjeldende. I tillegg inneholder den stedsavhengige og særskilte krav som er nødvendig for prosjekteringen.

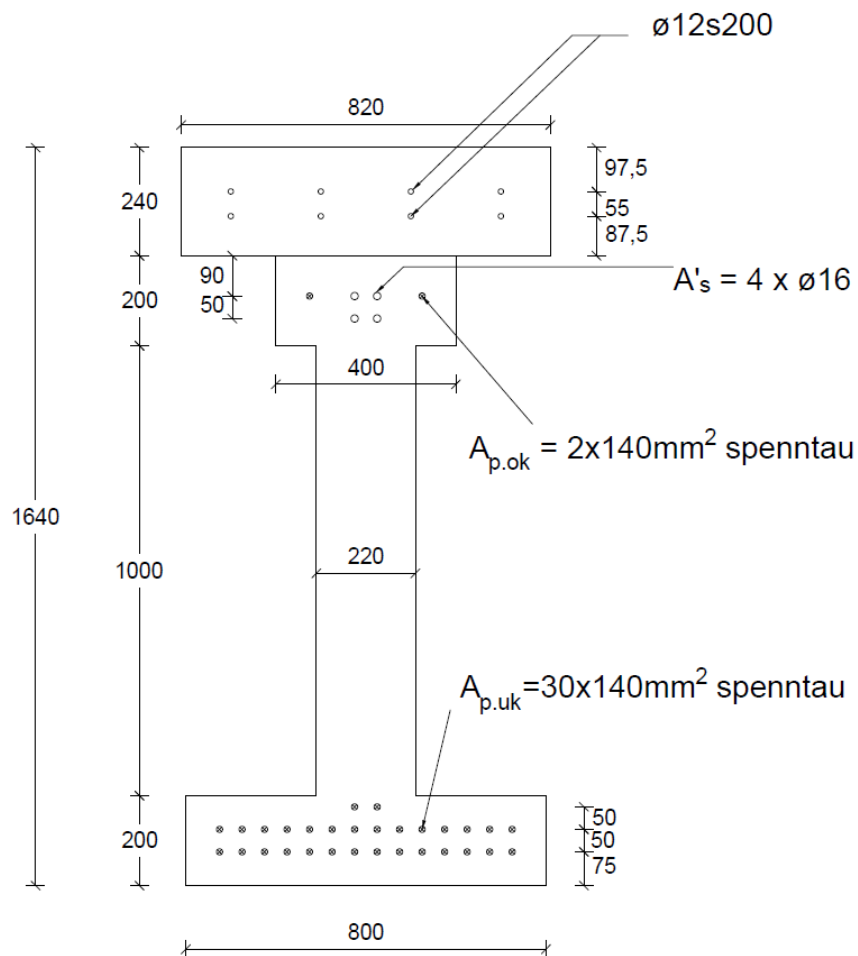
I tillegg til Eurokodene og håndbøker fra Statens vegvesen, har man til sist også diverse publikasjoner som er samlinger av regneregler og/eller krav som viser best kjente praksis.

3.2 Brubjelkeprosjektet

Statens vegvesen er godt i gang med “brubjelkeprosjektet”, som handler om å standardisere prefabrickerte brubjelker. Dette har man som kjent hatt ulike varianter av tidligere. De nye bjelkene kalles NTB, som er forkortelse for normerte T-bjelker. Status i skrivende stund er at fem forskjellige høyder er planlagt, og disse skal inn til teknisk godkjenning. De ulike høydene er 600, 800, 1000, 1200 og 1400 mm.

Det er blitt tilsendt tegninger av den største bjelken, NTB 1400, som skal kunne ha en spennvidde på opptil 40 m. Tegningene finnes i vedlegg A. Det som benyttes i oppgaven i første omgang er bjelkens dimensjoner når brua skal modelleres, samt armeringen som er planlagt. Oppgaven har derfor utviklet seg til å bli en slags uavhengig kontroll av Statens vegvesens NTB 1400 for 40 meter spennvidde. Utover det å benytte et tverrsnitt med tilnærmet like dimensjoner og armering, er resterende arbeid gjort på egenhånd. Ting som modellering og enkelte beregninger er sannsynligvis gjort relativt ulikt i forhold til SVV.

Figur 14 viser det forenklete tverrsnittet som benyttes ved beregningene. Tegningen viser både den prefabrickerte bjelken og plata som skal støpes på toppen.



Figur 14: Forenklet tverrsnitt som benyttes

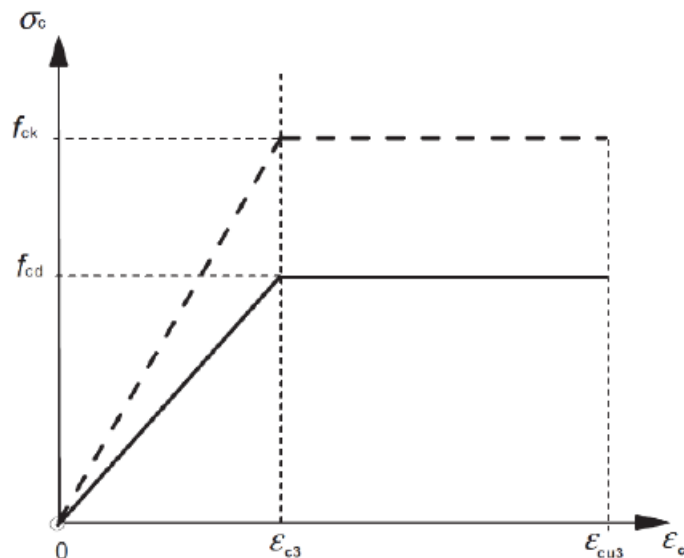
3.3 Byggematerialer

3.3.1 Betong

Betong er et av våre viktigste byggematerialer, og dens evne til å ta opp trykkrefter er den fremste egenskapen til materialet. Betong har langt større kapasitet i trykk enn i strekk, og betongkvaliteten blir derfor angitt ut fra trykkfasthet. Tallet i fasthetsklassesbetegnelse tilsvarer den karakteristiske 28-døgn sylindertykkfasthet, f_{ck} . Den lave strekkapasiteten til betong blir kompensert av armeringsstål, som tåler store strekktøyninger. Armert betong virker derfor meget effektivt, og har store fordeler som anvendbarhet, formbarhet, økonomi og bestandighet[15].

I tillegg til å ta opp krefter, sørger betongen for både korrosjon- og brannbeskyttelse av armeringsstålet.

Betong framviser en fullstendig ikkelineær spennings-tøyningsoppførsel i trykk, men pkt. 3.1.7(2) i EK2 sier at andre forenklede spennings-tøyningsammenhenger kan benyttes hvis de tilsvarer eller er mer konservative. Dette kan f.eks. være en bilineær spennings-tøyningsammenheng som vist i figur 15. Denne vil benyttes videre i oppgaven.



Figur 15: Bilineær spennings-tøyningsammenheng [9]

Den aktuelle brua prosjekteres med bruk av prefabrikkerte betongelementer. Det er da normalt å bruke betong med høy fasthet. I denne oppgaven er det benyttet B55 i bjelkene og B45 for plasstøpt betong. Parametere for B45 og B55 er gitt i tabell 1 og tabell 2.

Betongkvalitet		B45
Tyngdetetthet	γ	$25kN/m^3$
Karakteristisk trykkfasthet	f_{ck}	45 MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} = 0,85 * f_{ck}/\gamma_c$	25,5 MPa
Materialfaktor	γ_c	1,5
Strekkfasthet	f_{ctm}	3,8 MPa
E-Modul	E_{cm}	36 000 MPa

Tabell 1: Materialegenskaper B45 [9]

Betongkvalitet		B55
Tyngdetetthet	γ	$25kN/m^3$
Karakteristisk trykkfasthet	f_{ck}	55 MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} = 0,85 * f_{ck}/\gamma_c$	31,2 MPa
Materialfaktor	γ_c	1,5
Strekkfasthet	f_{ctm}	4,2 MPa
E-Modul	E_{cm}	38 000 MPa

Tabell 2: Materialegenskaper B55 [9]

3.3.2 Armeringsstål

Armeringsstål er stål som legges inn i betong for å primært ta opp strekkrefter. Det skilles mellom to hovedtyper armeringsstål: kamstål og trådstål, som brukes til henholdsvis slakk- og spennarmering.

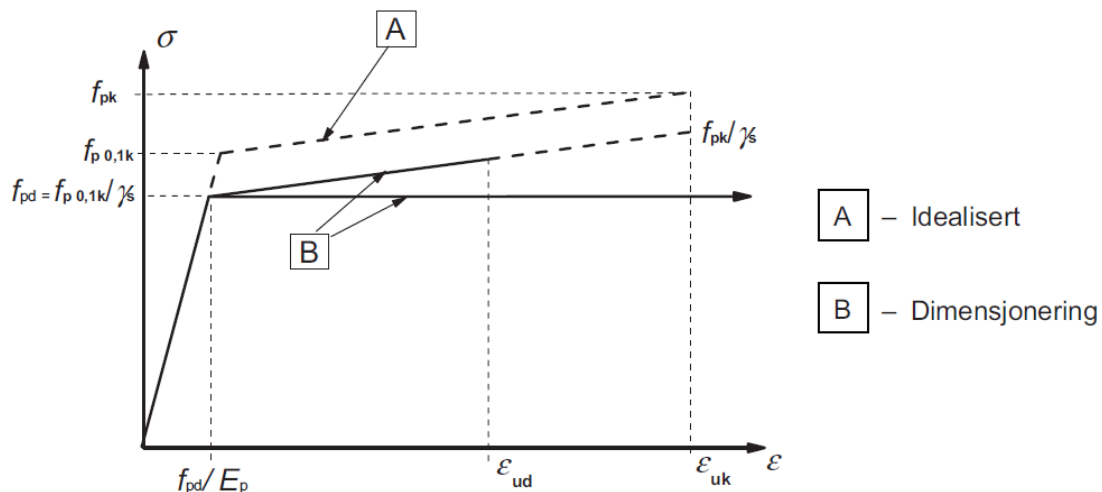
3.3.2.1 Slakkarmering

Armeringsstål er varmvalset og brukes som vanlig slakkarmering. I Norge er det vanligste armeringsstålet kamstål med betegnelsen B500NC. Tallet 500 angir karakteristisk fasthet (flytegrense): $f_{yk} = 500N/mm^2$, og den siste bokstaven angir duktilitetsklasse[15].

3.3.2.2 Spennarmering

For å oppnå forspenning av en konstruksjon er man avhengig av å bruke stål med høy fasthet. Spennstål blir som oftest framstilt av tråder med diameter 4-5mm med fasthet: $f_{p0,1k} = 1500 - 1800N/mm^2$. Disse trådene blir satt sammen og man får et spenntau. I denne oppgaven er det beregnet med et spenntau med diameter på 13,35 mm.

I figur 16 hentet fra EK2 vises spennings-tøyningssammenhengen for spennstål.



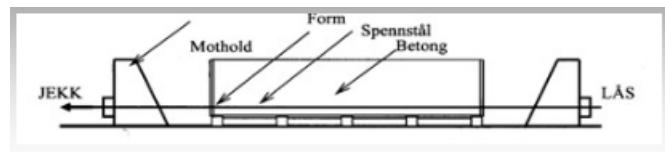
Figur 16: Spennings-tøyningssammenhenger for spennstål [9]

Elastisitetsmodulen er omtrent den samme uavhengig av flytegrensen til stålet. Det vil si at spenningsreduksjonen i spennarmeringen med tilhørende reduksjon av trykkspenninger knyttet til kryp, svinn og relaksasjon vil være prosentvis mindre for et spennstål med høy fasthet enn for vanlig armeringsstål[15].

Man har generelt sett to hovedmåter å forspenne på: Førøppspenning og etterøppspenning. Forskjellen ligger i ordet og går ut på om spennstålet strekkes før eller etter at betongen er støpt og herdet. Spennbetong og forspent betong er betegnelser som er synonyme med hverandre.[15]

Førøppspenning

For prefabrikkerte bjelkeelementer er det førøppent betong som er det mest aktuelle. Produksjon av førøppspente bjelkeelementer er vanlig å få gjort inne på en fabrikk hvor man har permanent bygde spennbenker. I spennbenkene spennes stålet opp og betongen blir støpt i direkte kontakt med den forspente armeringen[15].



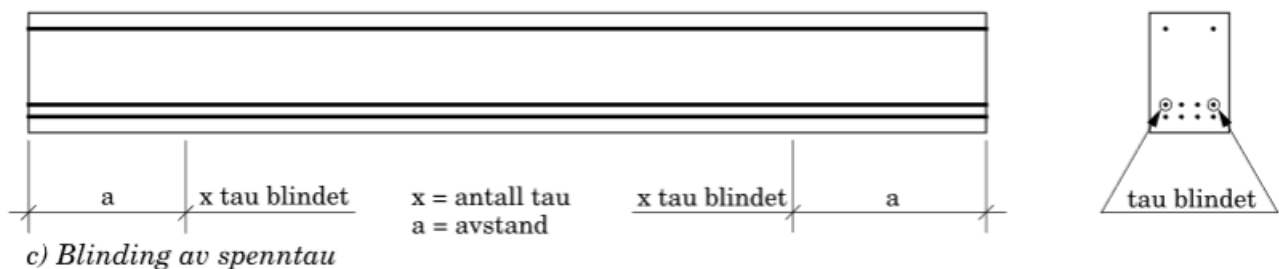
Figur 17: Førøppspenning [15]

Førøppspenning omfatter følgende arbeidoperasjoner[15]:

1. Spenne opp armeringen med jekk og låse i spennbenkens mothold. Oppspenningskraften skal tilsvare hele tøyingsdifferansen mellom betong og spennarmering. dvs: $P_o = \epsilon_{po} * E_P * A_P$
2. Formsetting av betongelementene. Spennbenkene kan formsettes til forskjellige typer elementer eller være bygd for en bestemt type elementer.

3. Betongen støpes og herdes. For å oppnå rask herding og kort produksjonssyklus, benyttes varmetilførsel.
4. Når betongen har oppnådd tilstrekkelig fasthet, kappes spennarmeringen mellom form og endeforankringer mellom elementene.

Pga. produksjonsmetoden for forspente elementer må armeringsmengden være den samme gjennom hele elementet. Dette kan skape problemer f.eks. for spenningsbegrensning i bjelkeendene. Det som er vanlig for å flytte på forankringssonen er å “blinde” spenntauene. Heften mellom armering og betong oppheves vha. et plastrør rundt armeringen. Figur 18 viser prinsippet for blinding av spenntau. [21] “Forblinding” benyttes i tre spenntau i den aktuelle bjelken.



Figur 18: Blinding av spenntau for førroppsente bjelke[21]

Etteroppspenning

Etteroppspenning er den mest brukte spennarmeringen for plaststøpte bruer. Armeringen ligger fritt i, eller tres gjennom utsparinger i en støpt konstruksjon. Når herdingen er ferdig spennes armeringen opp med konstruksjonen selv som mothold[15].

3.4 ÅDT – Årsdøgntrafikk

Årsdøgntrafikk defineres i N400 som det totale antall kjøretøy som passerer i snitt på en veg i løpet av ett år, dividert med 365. Dette gir altså gjennomsnittlig antall passeringer i løpet av ett døgn.

ÅDT for det aktuelle brustedet finnes ved hjelp av Statens vegvesens digitale vegkart, vegvesen.no/vegkart. Dette er en kartløsning på internett som kan brukes til å hente data fra Nasjonal vegdatabank (NVDB). Årsdøgntrafikk for Skjerdingsstad bru er på 4980, mens for veien under er den på 11300.[22]

3.5 Eksponeringsklasse

Eksponeringsklassen til brua er avhengig av hvor i landet brua er. Dette kommer av de ulike værforholdene og miljøet dette gir til brua. Eksponeringsklassene skal bestemmes for alle overflater i tråd med reglene gitt i EK2.

Pkt. NA.4.2(105) i Ek2-2 gir regler for betongoverflater beskyttet med brumembran. Eksponeringsklasse XD1 skal i det tilfellet benyttes, dvs. overflater med moderat fuktighet. Håndbok V263, betongdekker, sier at ved asfaltering av brudekket påføres membran før asfaltering blir utført[23]. Eksponeringsklasse for overside bru blir derfor XD1.

Eksponeringsklassen for bruas underside kan variere og avhenger av om det er innlands- eller kystklima, om brua går over saltet veg og om den ligger over åpent hav. Det aktuelle brusedet er i nærheten av kyst, men ikke så nærme at det antas at det blir et problem. Brua går over E6 og man må anta at veien blir saltet på vinteren. Dette kan gi et moderat fuktig klima på undersiden, samt at det kan bli utsatt for klorider. Det velges derfor å sette eksponeringsklassen for underside bru til XD1.

3.5.1 Overdekning

Betongoverdekningen blir beregnet fra EK2 pkt. 4.4.1, NA.4.4.1.2 og NA.4.4.1.3. I tillegg gir N400 tabell 7.2 krav til minste overdekning av hensyn til bestandighet (miljøpåvirkninger), $c_{min,dur}$.

Minste nominelle overdekning er i EK2 pkt. 4.4.1.1(2) definert som: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$. Her er c_{min} minste overdekning og Δc_{dev} et avvik som skal tas hensyn til ved dimensjoneringen, for å gi en byggetoleranse. Δc_{dev} kan, etter NA.4.4.1.3(3), settes lik 5 mm dersom utførelsen er underlagt et kvalitetssikringssystem der kontrollen av utførelsen inkluderer måling av oppnådd betongoverdekning. Δc_{dev} må, etter N400 pkt. 7.4.3, for plasstøpt betong være 15 mm der $c_{min} < 70mm$.

Minste overdekning skal videre finnes fra 4.4.1.2(2):

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\}$$

$c_{min,b}$ er minste overdekning av hensyn til heft og skal tilfredstille kravene i EK2, tabell NA.4.2.

Krav av hensyn til heft	
Arrangement av stenger	Minste overdekning $c_{min,b}$
Enkeltstenger	Stangdiameter, men ikke mindre enn 10 mm
Forspenning; spenntau eller tråd	1,5 ganger diameter

Tabell 3: Utdrag fra tabell NA.4.2 - krav til minste overdekning $c_{min,b}$ av hensyn til heft

For bjelkene blir $c_{min,b} = 15,3 * 1,5 = 23mm$ og for minste tillatte overdekning av bruplata blir $c_{min,b} = 12mm$.

Som tidligere nevnt gir N400 tabell 7.2 krav til overdekning av hensyn til bestandighet. For oversiden av brudekker med fuktisolering er $c_{min,dur} = 60mm$ og for alle øvrige flater er $c_{min,dur} = 50mm$. For spennarmering skal $c_{min,dur}$ økes med 10 mm.

$\Delta c_{dur,\gamma}$, $\Delta c_{dur,st}$ og $\Delta c_{dur,add}$ settes alle lik 0 etter NA.4.4.1.2(6),(7) og (8).

Oppsummert gir dette nominell overdekning for henholdsvis bjelker og dekke lik:

3. DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

Overkant dekke: $c_{nom} = 60mm + 15mm = 75mm$

Underkant dekke: $c_{nom} = 50mm + 15mm = 65mm$

Bjelke (slakkarmering): $c_{nom} = 50mm + 5mm = 55mm$

Bjelke (spennarmering): $c_{nom} = 60mm + 5mm = 65mm$

4 Laster og grensetilstander

I dette kapittelet beskrives de ulike lastene som er aktuelle for bruene generelt, samt en mer detaljert innføring i lastene som regnes som aktuelle for denne bru. For å bestemme de karakteristiske lastene, brukes ulike deler av EK1 og Håndbok N400.

En last defineres i Håndbok V499 som enhver form for påvirkning som medfører spenninger eller tøyninger i konstruksjonen [6]. Vi kan dele lastene inn i fire hovedkategorier:

- Permanente laster
- Variable laster
- Deformasjonslaster
- Ulykkeslaster

4.1 Permanente laster

De permanente påvirkningene er ventet å være tilnærmet konstante innenfor det tidsrommet som betraktes, og som disse regnes egenlast, vanntrykk og jordtrykk. Egenlasten er tyngden av alle permanente deler av konstruksjonen. For denne bru vil dette i hovedsak omfatte elementer og påstøp i betong, og slitelag av asfalt. I tillegg kommer bruutrustning som f.eks. rekkverk. Jordtrykk og vanntrykk tas ikke hensyn til i denne oppgaven.

4.1.1 Egenlast

Betongens egenvekt utgjør den største delen av egenlastene. Etter EK1 del 1-1 tabell A.1 er tyngdetettheten til armert betong 25 kN/m^3 . Det samme er minimumskravet i håndbok N400, pkt. 7.3.2, som kan benyttes med mindre spesielle forhold er gjeldende. Etersom disse forholdene ikke gjelder for den aktuelle bru, settes betongens tyngdetetthet lik 25 kN/m^3 . Bygningsdelene som utgjør betongens egenvekt i brumodellen er bjelkene, bruplata og kantdragere, og omtales som bruoverbygningen. Det er bjelkene, sammen med bruplata, som er de bærende delene.

Tykkelsen på bruplata blir bestemt ut fra nødvendig overdekning, aktuell armering og eventuelle krav til avstander i vertikal retning gitt i EK2. Overdekningen er funnet i kapittel 3.5.1. For dekket gjelder 75mm i overkant og 65mm i underkant. Senteravstanden til armeringen i dekket skal i samsvar med N400, pkt. 7.8.7 være mindre eller lik 200 mm. Videre sier pkt. 7.8.1 at minimum diameter på armeringen er 12 mm, samt at alle tverrsnittsdeler skal være dobbelt-armert i begge retninger. Det legges derfor inn minimumsarmering for plata lik $\emptyset 12 \times 200$, både i over- og underkant, samt i begge retninger. N400 tabell 7.3 gir byggemål for kamstål. Byggemål for $\emptyset 12$ blir satt til 15mm.[17] Videre gir EK2 NA.8.2 vertikal avstand mellom armeringslag til å være 32mm[9].

Basert på forrige avsnitt blir den minste tykkelsen til bruplata:

$$75\text{mm} + 65\text{mm} + 15\text{mm} * 4 + 32\text{mm} = 232\text{mm}$$

4. LASTER OG GRENSETILSTANDER

Dette rundes opp til 240 mm, og egenvekten til bruplata fordelt per bjelke blir dermed:

$$g_{dekke} = 25kN/m^3 * 240mm * 820mm = 4,92kN/m$$

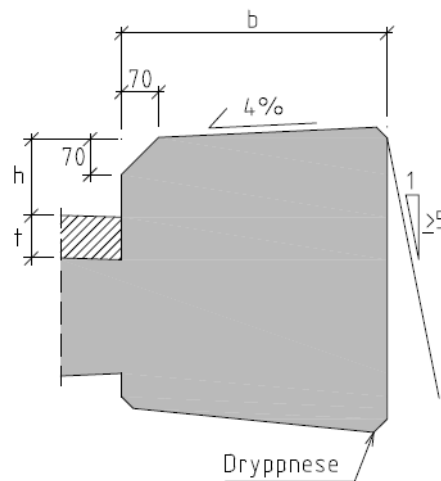
Egenvekten til bjelkene er:

$$g_{bjelke} = 25kN/m^3 * (800mm * 200mm + 400mm * 200mm + 1000mm * 220mm) = 11,5kN/m$$

Når det gjelder kantdragere, bør bruer ha slike for å oppnå en kontrollert vannavrenning, samt hindre at gjenstander faller ned på underliggende areal og gjør skade [24]. Kantdragerne vil nok bidra noe til bruas stivhet, men dette ses til sikker side bort fra. Disse dragerne settes derfor på som vanlige laster uten bidrag til stivhet.

Kantdragernes geometri bestemmes ut fra kravene i N400. De viktigste kravene for å finne dragernes egenvekt er minimumsbredden $b = 500$ mm, samt at drageren skal ha høyde $h = 150$ mm over overkant belegning, se figur 19. En estimert vekt på kantdragerne, med form som på figur 26, blir dermed:

$$g_{drager} = 25kN/m^3 * (500mm * 250mm + 200mm * 300mm) = 4,625kN/m$$



Figur 19: Geometriske krav til kantdrager [17]

Selve brua vil ha flere deler som tverrbjelker, endeskjørt og vinger, men dette er deler som ligger i og rundt oppleggene, og som ikke bæres av bjelkene. Disse tas derfor ikke med i brumodellen og dimensjoneringen.

Videre i oppgaven vil forøvrig bruplata, som plasstøpes på bjelkene, omtales både som bruplate og dekke om hverandre.

Når det gjelder belegningen av asfalt, varierer tyngdetettheten fra 18 til 25 kN/m^3 iht. EK1 1-1 tabell A.6 etter hvilken belegningstype man bruker. Samtidig setter håndbok N400 i pkt. 5.2.2.2 minimumskrav til dimensjonerende belegningsvekter i kjørebane. Dette er vist i tabell 4

Største spennvidde l [m]		
$l \leq 50$	$50 < l \leq 200$	$l > 200$
$3,5 \text{ kN/m}^2$	$2,5 \text{ kN/m}^2$	$2,0 \text{ kN/m}^2$

Tabell 4: Minstekrav til dimensjonerende belegningsvekter i kjørebane [17]

I dette tilfellet vil spennvidden være mindre enn 50 m, og minstekravet til dimensjonerende belegningsvekt blir dermed $3,5 \text{ kN/m}^2$. En belegningstykkelse på 140 mm med tyngdetetthet 25 kN/m^3 tilsvarer dette minimumskravet. Belegningens tykkelse blir sjelden større enn 140 mm, og det velges derfor å benytte minstekravet på $3,5 \text{ kN/m}^2$.

Til sist under egenlast kommer bruutrustning. Slike permanente installasjoner vil for denne type bruer ofte kun omfatte rekkverk. Rekkverkets egenlast varierer etter kravet til sikkerhet, og dermed etter hvor kraftig det skal være. For bruer lengre enn 5 meter står valget mellom styrkeklassene H2/L2 og H4 [24]. Det strengeste kravet er H4. Denne skal brukes når det er fare for alvorlig skade på bærende brukonstruksjon, eller spesielle steder hvor risikoen for utforkjøringsulykker er større enn normalt, og konsekvensene av en utforkjøring vil bli meget store. Dette kan være når brua går over en høyhastighetsbane for tog. Det antas at dette blir for strengt, og derfor at styrkeklasse H2/L2 er tilstrekkelig. Særlig ettersom det er relativt krappe svinger på begge sider av brua, slik at kjøretøyene ikke vil komme opp i særlig høy hastighet over brua. Styrkeklasse H2 velges for denne brua. For overgangsbruer bør rekkverket i tillegg være brøytetett. Dette innebærer at rekkverket ikke har frie åpninger større enn 50 mm x 50 mm.

Et raskt overslag av vekten til rekkverket gir en linjelast på mellom 0,5 og 1 kN/m på hver side av brua. Pga. noe usikkerhet ved disse beregningene benyttes for enkelhets skyld og til sikker side en linjelast på $2,0 \text{ kN/m}$.

4.1.2 Jordtrykk

Ved oppleggene er det nødvendig å tenke på jordtrykket. Man skiller mellom to typer jordtrykk: aktivt og passivt jordtrykk. Ved passivt jordtrykk er jorden regnet for å være passiv, dvs. konstruksjonen dytter på jorden og skaper skjærspenninger oppover langs konstruksjonen. I motsatt tilfelle, altså ved aktivt jordtrykk, er det jorden som er den aktive delen. Jorden dytter mot konstruksjonen og skaper skjærspenninger nedover langs veggen. [25]

Jordtrykk mot endeskjørt på fugefrie bruer blir beskrevet i N400, punkt 5.5.5. Dette punktet er for konstruksjoner som blir presset mot jorden, og er en forenklet måte å bestemme jordtrykkskoeffisienten k . [17]

Jordtrykk er i denne oppgaven valgt å se bort fra, da det ikke er relevant for kontroller som gjennomføres.

4.2 Variable laster

Variable laster vil for denne brutypen innebære trafikklaster, naturlaster og laster som påføres konstruksjonen i midlertidige faser, som ved montasjen.

4.2.1 Trafikklast

For bestemmelse av trafikklaster, benyttes EK1 del 2: “Trafikklaster for bruer”. Trafikklaster er belastning i både vertikal og horisontal retning på brua, og kan skyldes både kjøretøy og fotgjengere. Trafikklasten skal plasseres i den mest ugunstige plasseringen i både lengde- og tverrretning, innenfor den tilgjengelige føringsavstanden. Denne føringsavstanden defineres i håndbok V499 [6] som den minste horisontale bredden av:

- avstand mellom skulderkanter
- avstand mellom en av skulderkantene og høy kant, rekkverksskinne eller annen fysisk hindring
- avstand mellom to høye kanter, rekkverksskinner eller andre fysiske hindringer

For den aktuelle brua blir dette avstanden mellom kantdragerne. Håndbok N100 “Veg- og gateutforming” setter minstekrav til bruers vegbredde i kapittel E.9. Bredden av vegen på bruer med tofelts-veg uten midtrekkverk skal ikke være mindre enn 7,5 m [26], som altså blir minimum føringsavstand.

Det er i denne oppgaven valgt en føringsavstand på 7,5 meter.

Føringsavstanden skal etter EK1-2 deles inn i såkalte “fiktive felt”, som brukes til plassering av trafikklaster. Heretter omtales derfor de fiktive feltene som lastfelt. Disse lastfeltene deles inn på grunnlag av pkt. 4.2.3 i standarden, som vist i tabell 5

Føringsavstand w	Antall lastfelt	Bredde av et lastfelt w_l	Bredde av resterende areal
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3 m	$w - 3 \times n_l$

Tabell 5: Antall og bredde av lastfelt [27]

Som man ser, vil bruer med føringsavstand større enn 6 meter ha lastfelt med bredde 3 meter. Antall lastfelt med bredde 3 meter blir føringsavstanden w delt på 3, og rundes deretter ned til største mulige heltall.

Med en føringsavstand på eksempelvis 7,5 meter får man antall lastfelt $n_l = 2$, bredde av lastfelt 3,0 meter og bredde av resterende areal lik 1,5 meter.

Når det gjelder bestemmelse av beliggenhet og nummerering av lastfeltene, bør disse være i henhold til reglene gitt i pkt. 4.2.4, der følgende regler er mest relevante:

- Beliggenhetene av lastfelter skal ikke nødvendigvis være relatert til nummereringen deres (trengs f.eks. ikke å ligge i kronologisk rekkefølge).
- For hver verifikasjon, bør antall felt som blir belastet, deres beliggenhet i vegbanen og deres nummerering, være valgt slik at effektene fra lastmodellene er mest mulig ugunstige.
- Lastfeltet som gir den mest ugunstige effekten nummereres som lastfelt nr. 1, feltet som gir den nest mest ugunstige effekten som nr. 2, osv.

4.2.1.1 Vertikale trafikklaster I EK1-2 skiller man mellom fire forskjellige trafikklastermodeller som representerer følgende trafikkeffekter:

- Lastmodell 1 – LM1:

Består av både konsentrerte og jevnt fordelte laster, som dekker de fleste effekter fra trafikken av lastebiler og biler. Modellen er ment å dekke både flytende og tettpakket trafikk, samt trafikk-korker med en høy prosentandel av tunge lastebiler. LM1 tar dermed hensyn til de fleste vertikale trafikklaster brua blir utsatt for.

- Lastmodell 2 – LM2:

En én-akslet last som påføres spesifikke kontaktarealer som dekker de dynamiske effektene av den normale trafikken på korte konstruksjonsdeler.

- Lastmodell 3 – LM3:

En samling av aksellaster som representerer spesialkjøretøyer (f.eks. industriell transport), som kan kjøre på veistrekninger med tillatelse selv om de har høy last.

- Lastmodell 4 – LM4:

Last fra folkemengde, tilsiktet kun generell verifikasjon.

Lastmodeller som i utgangspunktet anses som aktuelle i dette tilfellet er LM1 og LM2. LM3 tas ikke hensyn til, ettersom denne modellen sjelden tas hensyn til ved vanlige vegbruer. LM4 sees også bort fra, siden det ikke er planlagt å ha fortau på overgangsbrua. De to siste lastmodellene beskrives derfor ikke nærmere i denne oppgaven. LM1 og LM2 blir forklart grundigere i påfølgende avsnitt. Etter hvert er det også valgt å se bort fra LM2, ettersom LM1 blir sett på som mest kritisk for de kontrollene som gjennomføres. LM1 og LM2 skal etter tabell 4.4a i EK1-2 ikke kombineres. Dette er også en årsak til at LM2 ikke tas hensyn til.

LM1 består av to delsystemer, a) og b):

a) Dobbelt-akslet konsentrerte laster (tandemsystem: TS), dvs. en boggilast, der hver aksling har følgende vekt:

$$\alpha_Q Q_k$$

der α_Q er korreksjonsfaktorer.

I dette systemet skal kun ett tandemsystem tas i betraktning per lastfelt, og det er kun komplette tandemsystemer som skal benyttes. For vurdering av generelle effekter, skal hvert tandemsystem antas å bevege seg langs aksene til lastfeltene. Hver aksling i tandemsystemt skal

4. LASTER OG GRENSETILSTANDER

ha to identiske hjul, slik at last per hjul blir $0,5\alpha_Q Q_k$. Avstanden mellom akslingene er 1,2 m, og kontaktflaten til hvert hjul skal være kvadratisk med sider 0,40 m.

b) Jevnt fordelte laster (UDL-system), som har følgende vekt per kvadratmeter av lastfeltet:

$$\alpha_q q_k$$

der α_q er korreksjonsfaktor.

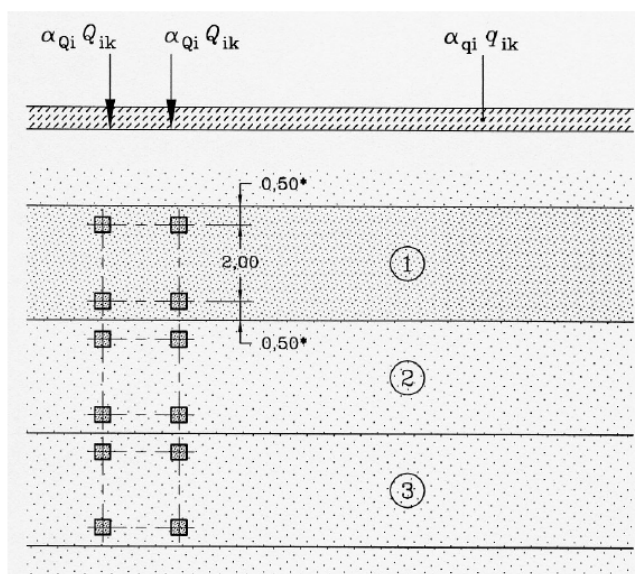
De jevnt fordelte lastene skal benyttes kun i de ugunstige delene overflaten, både i lengde- og tverretning.

LM1 skal benyttes på hvert lastfelt og på resterende areal. På lastfelt i er laststørrelsene referert som $\alpha_{Qi} Q_{ik}$ og $\alpha_{qi} q_{ik}$, og på resterende areal som $\alpha_{qr} q_{rk}$. De karakteristiske verdiene av Q_{ik} og q_{ik} , dynamisk forsterkning inkludert, hentes fra tabell 6.

Plassering	Tandemsystem TS (boggilast)	UDL-system
	Aksellaster Q_{ik} [kN]	q_{ik} (eller q_{rk}) [kN/m ²]
Lastfelt 1	300	9,0
Lastfelt 2	200	2,5
Lastfelt 3	100	2,5
Andre lastfelt	0	2,5
Resterende areal (q_{rk})	0	2,5

Tabell 6: LM1: Karakteristiske verdier [27]

Detaljene i LM1 illustreres i figur 20:

**Key**

(1) Lane Nr. 1 : $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$; $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$

(2) Lane Nr. 2 : $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$; $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

(3) Lane Nr. 3 : $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$; $q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

* For $w_l = 3,00 \text{ m}$

Figur 20: Anvendelse av LM1 [27]

Verdien på korreksjonsfaktorene α_{Qi} , α_{qi} og α_{qr} bør i utgangspunktet velges avhengig av forventet trafikk og vegklasse, som nevnt i EK1-2 pkt. 4.3.2(3), eller settes lik 1,0 dersom dette ikke er spesifisert. Etter NA.4.3.2 bør følgende korreksjonsfaktorer benyttes for bruer med største spennvidde på opptil 500 m:

- $\alpha_{Qi} = 1,0$ for $i = 1, 2$ og 3
- $\alpha_{q1} = 0,6$
- $\alpha_{qi} = 1,0$ for $i > 1$
- $\alpha_{qr} = 1,0$

Det nevnes i samme punkt at med de begrensninger som er angitt, gjelder korreksjonsfaktorene for alle bruer i det offentlige vegnett, men at det for enkelte prosjekt vil det kunne være gitt andre verdier avhengig av trafikk. I dette tilfellet velges det å benytte verdiene i NA.4.3.2.

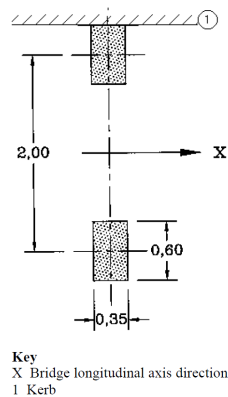
For den aktuelle brua, med føringsavstand lik 7,5 meter, får man dermed laster i de ulike feltene som vist i tabell 7

Plassering	Tandemsystem TS	UDL-system
	Aksellaster $\alpha_{Qi}Q_{ik}$ [kN]	$\alpha_{qi}q_{ik}$ (eller $\alpha_{qr}q_{rk}$) [kN/m^2]
Lastfelt 1	300	$9,0 * 0,6 = 5,4$
Lastfelt 2	200	2,5
Resterende areal	0	2,5

Tabell 7: Laster fra LM1 for aktuell bru

LM2 består av én enkelt aksellast $\beta_Q Q_{ak}$ der Q_{ak} er lik 400 kN, dynamisk forsterkning inkludert, som kan plasseres hvor som helst på kjørebanelen. Verdien til faktoren β_Q er i NA.4.3.3 gitt som 1,0. I nærheten av ekspansjonsfuger bør en ytterligere dynamisk forsterkningsfaktor lik verdien i 4.6.1(6) benyttes. Kontaktflaten for hjulene i LM2 er ikke den samme som for LM1. I LM2 har hjulene en rektangulær kontaktflate med sider 0,35 m og 0,60, se figur 21.

Dersom det er relevant, kan også bare ett hjul med belastning $200 \beta_Q$ (kN) tas hensyn til.



Figur 21: Lastmodell 2 [27]

Plassering av vertikale trafikklaster beskrives i kapittel 8.1.2

4.2.1.2 Horisontale trafikklaster I tillegg til store vertikale laster, kan trafikk også forårsake betydelige horisontale laster på brua. Dette kan skyldes bremsing og akselerasjonskrefter, samt sentrifugal- og andre tverrgående krefter.

Horisontale trafikklaster tas ikke hensyn til i oppgaven da det ikke anses som relevant for kontrollene som er gjennomført. Videre i delkapittelet er det likevel vist hvordan bremsekraft finnes, samt en beskrivelse av andre horisontale laster.

En bremsekraft, Q_{lk} , bør betraktes som en langsgående kraft som opptrer på kjørebanelens overflate. Den karakteristiske verdien til Q_{lk} begrenses til 900 kN for den totale bredden av brua. Denne bør beregnes som en brøkdel av de totale maksimale vertikallastene som korresponderer med LM1 som kan antas å opptre i felt nummer 1, som følger:

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{q1}q_{1k}w_lL$$

$$180\alpha_{Q1}(kN) \leq Q_{lk} \leq 900(kN),$$

der L er lengden av dekket eller av delen som betraktes. Ettersom den aktuelle brua er i ett spenn, ser man på hele lengden og får følgende last med norske parametere:

$$Q_{lk} = 0,6 * 1,0 * 2 * 300 + 0,10 * 0,6 * 9,0 * 3,0 * 40 = 424,8kN,$$

som er innenfor de oppgitte grensene.

Akselerasjonskrefter bør tas hensyn til med samme størrelse som bremskrefter, men i motsatt retning.

Når det gjelder sentrifugalkrefter, vil dette oppstå dersom brua og kjørebanelen har en horisontalkurvatur. Ettersom brua i dette tilfellet vil være rett, vil ikke disse kreftene oppstå. Etter EK2-1 skal også krefter fra skrening tas hensyn til der det er relevant. Også denne typen krefter anses som lite sannsynlig for denne brua.

4.2.2 Naturlaster

Naturlaster er påkjenninger som skyldes klima på brustedet og andre naturgitte forhold, som jordskjelv. For spesielt utsatte bruer kan det være aktuelt å fastlegge naturlastene på brustedet ved målinger og observasjoner.

4.2.2.1 Vindlast For å finne aktuell vindlast på brua, må man benytte NS-EN 1991-1-4(EK 1-1-4) og N400 kapittel 5.4.3. Håndbok N400 sier at vindlast på brukonstruksjoner kan bestemmes etter tre forskjellige vindlastklasser. Hvilken klasse som blir aktuell bestemmes av spennvidde og dynamisk lastvirkning fra vinden. Det er også beskrevet i EK 1-1-4, NA.8.2 at dynamisk responsberegning skal vurderes i det enkelte prosjekt. Merknad 3 i kapittel 8.2 sier at for vanlige brudekker med et spenn som er mindre enn 40 meter er det vanligvis ikke nødvendig med dynamisk beregning, mens håndbok N400 oppgir platebruer som en brutype som typisk ligger i vindklasse 1. Det vil si brukonstruksjoner med ubetydelig dynamisk lastvirkning fra vind.

I denne oppgaven ser man som kjent på en betongelementbru med et spenn på 40 meter. Det velges derfor å se bort fra dynamisk lastvirkning.

Beregninger av vindlast er gjort etter EK1-1-4 og N400, og blir vist i vedlegg B.1.

4.2.2.2 Snølast Snølast regnes iht. N400 pkt. 5.4.2 ikke å opptre samtidig med trafikklast på vegbruer. Snølast som kan bli liggende i lang tid, skal beregnes som permanent last. Den aktuelle brua antas å være såpass trafikkert, og bli brøytet slik at snø hverken blir en særlig stor last eller liggende over tid. Det ses derfor bort fra snølast i denne oppgaven.

4.3 Termiske påvirkninger

Den termiske påvirkningen skal beregnes etter NS-EN 1991-1-5 (EK 1-5) og tilleggsbestemmelsene gitt i N400, kapittel 5.4.8. [17]

Termisk påvirkning består av[17]:

- Jevnt fordelt temperaturandel
- Vertikal lineært varierende temperaturandel, alternativt vertikal ikke-lineært varierende temperaturandel
- horisontal lineært varierende temperaturandel
- forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler¹
- Temperaturdifferanse over veggtykkelsen og mellom utvendige og innvendige vegger i kassetverrsnitt

Ettersom brua er fritt opplagt, vil ikke kreftene som oppstår fra temperaturlast ha særlig stor innvirkning. Det er derfor valgt å se bort ifra lasten.

4.4 Jordskjelv

Seismisk påvirkning, eller jordskjelv, betraktes som en unormal naturlast [17]. Det blir derfor ikke sett nærmere på i denne oppgaven. Grunnlaget for beregning av seismisk påvirkning finnes forøvrig i Eurokode 8-1 for allmenne regler og 8-2 for bruer.

4.5 Deformasjonslaster

Deformasjonslaster er laster knyttet til påførte deformasjoner eller konstruksjonsmaterialets egenskaper slik som:

- Forspenning av konstruksjonen (spennkrefter)
- Svinn, kryp og relaksasjon
- Setninger
- Deformasjoner fra laster påført konstruksjonen.

Dette er ofte tidsavhengige laster. Største forventede verdi innenfor det tidsrom som betraktes defineres som karakteristisk last [17].

Nærmere beskrivelse av forspenning, kryp, svinn og relaksasjon er gjort i kapittel 5.

4.6 Ulykkeslaster

N400 beskriver ulykkeslaster som laster konstruksjonen kan bli utsatt for som resultat av uriktig operasjon. Dette kan være: Påkjøringslast, fallende gjenstander, brann med mulig påfølgende eksplosjon, eksplosjon med mulig påfølgende brann, skredlast og flomlast. Disse lastene er imidlertid ikke tatt hensyn til.

4.7 Lastkombinering og grensetilstander

Brukonstruksjoner utsettes for flere laster samtidig. De permanente lastene vil alltid være der, mens variable laster som naturlaster og trafikk opptrer i vekslende grad. Noen laster virker gunstig på konstruksjonen, men de fleste er ugunstige. For å finne de dimensjonerende lastvirkningene, kombinerer man laster og benytter ulike faktorer. Kombineringen skal sørge for å finne bruas største mulige påkjenninger, mens faktorene ivaretar usikkerhetene knyttet opp mot ulike laster og kombinasjonen av de. Metoden som benyttes kalles partialfaktormetoden. Ved bruk av denne skal det påvises at ingen relevante grensetilstander overskrides for noen av de relevante dimensjonerende situasjonene når dimensjonerende verdier for laster, lastvirkninger og kapasiteter er benyttet i beregningsmodellene [28].

Det benyttes to hovedtyper faktorer ved lastkombinering for å finne dimensjonerende situasjoner:

- lastfaktor γ , som er en sikkerhetsfaktor for laster. Den tar hensyn til muligheter for ugunstige lastavvik, samt usikkerheter knyttet opp mot lastmodellen og ved beregning av lastvirkninger.
- reduksjonsfaktorer, også kalt kombinasjonsfaktorer, ψ og ξ , som tar hensyn til å redusere sannsynligheten for at ulike laster opptrer med sin maksimale verdi samtidig.

Ved dimensjonering eller kontroll av konstruksjoner, påvises det altså at konstruksjonen tilfredsstiller dimensjoneringsreglenes krav i forskjellige grensetilstander [15]. De ulike grensetilstandene er:

- bruddgrensetilstand
- bruksgrensetilstand
- ulykkesgrensetilstand
- utmattingsgrensetilstand

I denne oppgaven skal brua kontrolleres i brudd- og bruksgrense. Grunlaget for dimensjonering etter de ulike tilstandene er gitt i EK0. Denne standarden inneholder også et eget tillegg for bruer, *Tillegg A2 (normativt) Anvendelse for bruer*, som gir regler og metoder for påvisning av bruks- og bruddgrensetilstander.

4.7.1 Bruddgrensetilstand

Grensetilstandene som har betydning for menneskers og konstruksjonens sikkerhet, klassifiseres som bruddgrensetilstander. I denne tilstanden bestemmes altså konstruksjonsdelenes kapasitet mot brudd. Etter EK0 pkt. 3.3(4) skal følgende bruddgrensetilstander påvises der det er aktuelt:

- tap av likevekt for konstruksjonen eller for noen del av den, betraktet som et stivt legeme;
- brudd definert ved for stor deformasjon, omdanning av konstruksjonen eller av en del av den til en mekanisme, sammenbrudd, tap av stabilitet av konstruksjonen eller del av den, inklusive støtter og fundamenter;

- brudd forårsaket av utmatting eller andre tidsavhengige virkninger.

Når det gjelder lastkombinasjoner i bruddgrense, er det i EK0 beskrevet tre hovedtyper: vedvarende eller forbigående situasjoner (grunnleggende kombinasjoner), ulykkessituasjoner, og seismiske situasjoner. I denne oppgaven er de to sistnevnte ikke sett nærmere på. For vedvarende eller forbigående dimensjonerende situasjoner, bør kombinasjoner av lastvirkningene som skal vurderes, være basert på følgende:

- de dimensjonerende verdiene av de permanente lastene
- den dimensjonerende verdien av den dominerende variable lasten
- de dimensjonerende kombinasjonsverdiene av øvrige variable laster:

$$E_d = E\{\gamma_{G,j}G_{k,j} ; \gamma_P P ; \gamma_{Q,1}Q_{k,1} ; \gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}\} \quad j \geq 1 ; i > 1$$

Det er grensetilstanden "STR" som kontrolleres i denne oppgaven. Dette vil si brudd eller for store deformasjoner i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene der byggematerialenes fasthet er av betydning [28].

En kombinasjon av lastene i klammer $\{ \}$ i uttrykket ovenfor kan for grensetilstanden STR uttrykkes som det minst gunstige av henholdsvis de to uttrykkene (6.10a) og (6.10b) i EK0 som er gjengitt nedenfor:

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ " + " } \gamma_P P \text{ " + " } \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} \text{ " + " } \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right. \quad (6.10a \text{ EK0})$$

$$\left. \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ " + " } \gamma_P P \text{ " + " } \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ " + " } \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right. \quad (6.10b \text{ EK0})$$

der:

- " + " betyr "kombineres med"
- \sum betyr "kombinert virkning av"
- ξ er en reduksjonsfaktor for ugunstige permanente laster G
- γ er partialfaktorer for de ulike lastene
- ψ_0 er faktorer for kombinasjonsverdier for en variabel påvirkning

EK0 har som kjent et eget tillegg A.2 som benyttes for bruer. Samtidig har man det nasjonale tillegget for A.2, med nasjonalt bestemte parametre som anvendes. De to tabellene NA.A2.1 og NA.A2.4(B) er sentrale ved kontroll i bruddgrensetilstanden i denne oppgaven. Førstnevnte tabell inneholder verdier av ψ -faktorer for vegbruer, som er de såkalte kombinasjonsfaktorene, mens tabell NA.A2.4(B) inneholder lastfaktorer for dimensjonerende verdier av laster. I bruddgrense skal som nevnt to grunnleggende ligninger kontrolleres, 6.10a og 6.10b, der den minst gunstige blir gjeldende. I tabell 8 er det laget en oversikt over hvilke last- og kombinasjonsfaktorer som skal brukes ved de ulike tilfellene. I tabellen er kun faktorer for de mest relevante lastene inkludert.

Ligning 6.10a				
Permanente laster		Forspenning	Dominerende variabel last	Øvrige variable laster
Ugunstig	Gunstig		Trafikklast	Vindlast
1,35	1,0	0,90	$1,35 * 0,8$ $= 0,945$	$1,60 * 0,7$ $= 1,12$
”	”	”	Vindlast	Trafikklast
1,35	1,0	0,90	$1,60 * 0,7$ $= 1,12$	0 [ref. NA.A2.1 pkt. 3)]

Ligning 6.10b				
Permanente laster		Forspenning	Dominerende variabel last	Øvrige variable laster
Ugunstig	Gunstig		Trafikklast	Vindlast
$0,89 * 1,35$ $= 1,20$	1,0	0,90	1,35	$1,60 * 0,7$ $= 1,12$
”	”	”	Vindlast	Trafikklast
$0,89 * 1,35$ $= 1,20$	1,0	0,90	1,60	0 [ref. NA.A2.1 pkt. 3)]

Tabell 8: Last- og kombinasjonsfaktorer i bruddgrense

Et par ting er verdt å nevne i forbindelse med denne tabellen. Når det gjelder forspenning, har denne som regel en gunstig effekt, hvor man da benytter lastfaktoren 0,9 som i tabellen. I tilfellene den virker ugunstig, skal faktoren 1,1 benyttes. Dersom de variable lastene har gunstige virkninger, skal faktoren 0 brukes. Verdt å nevne er også at der vindlasten behandles som den dominerende variable lasten, bør ψ_0 for trafikklast settes lik 0, som også påpekes i tabell 8. Vindlasten vil uansett ikke bli den dominerende variable lasten for denne brukonstruksjonen og med antagelsene som er gjort, se 4.2.2.1 om vindlast. Disse faktorene er likevel tatt med for å vise prinsippet med ulike mulige kombinasjoner.

4.7.2 Bruksgrensetilstand

I denne tilstanden skal det påvises at konstruksjonen tilfredsstillere kravene til dens bruk og formål [15]. Grensetilstandene som har betydning for konstruksjonens eller konstruksjonsdelens funksjonsdyktighet ved normal bruk, menneskers komfort, samt konstruksjonens utseende, skal etter EK0 pkt. 3.4(1) klassifiseres som bruksgrensetilstander.

For betongkonstruksjoner, er de aktuelle kravene i bruksgrensetilstanden relatert til spenninger, rissvidder og nedbøyning:

- Spenningsbegrensning innebærer etter EK2 pkt. 7.2(1) å begrense trykkspenningen i betongen for å unngå riss i lengderetningen, mikroriss eller store krypdeformasjoner dersom det kan medføre uakseptable virkninger på konstruksjonens funksjon.
- Opprissing skal begrenses slik at ikke konstruksjonens egentlige funksjon eller bestandighet skades eller gir den et uakseptabelt utseende. Etter N400 pkt. 7.7.1 skal rissvidder kontrolleres i kombinasjonene *ofte forekommende* og *tilnærmet permanent*, som beskrives

senere i samme kapittel.

For den valgte eksponeringsklassen, er trykkavlastning det sentrale kravet ved rissviddebegrensning for forspente konstruksjonsdeler, ref. EK2 tabell NA.7.1N. Dette kravet går ut på å påvise at hele tverrsnittet av spennarmeringen ligger minst $\Delta_{C_{dev}}$ inn i trykksonen.

- Deformasjonen skal ikke være slik at den påvirker konstruksjonens tiltenkte funksjon eller utseende på en ugunstig måte. Pkt. 3.6.1 i N400 setter krav til maksimal nedbøyning for bruer. Punktet sier at deformasjon av brukonstruksjonens brubane ikke for noen lastplassering skal ha større nedbøyning enn $L/350$, der L er lengden av det betraktede spennet.

I bruksgrensetilstand settes partialfaktoren for laster lik 1,0, noe som betyr at det er lastenes karakteristiske verdier som benyttes. Kombinasjonsfaktorer benyttes imidlertid på lignende vis som i bruddgrense, og hentes fra tabell NA.A2.1 i EK2. Ved lastkombinering i bruksgrensetilstanden, skilles det mellom karakteristisk kombinasjon, ofte forekommende kombinasjon og tilnærmet permanent kombinasjon. Det finnes også en fjerde type, sjeldent forekommende lastkombinasjoner. Denne skal i følge NA.A2.2.2 i EK0 benyttes for visse kontroller i bruksgrensetilstand der dette er angitt for det enkelte prosjekt. Det velges derfor å se bort fra denne kombinasjonen i oppgaven. De tre som benyttes i bruksgrense er dermed følgende:

Karakteristisk kombinasjon

Dette er den mest ugunstige kombinasjonen av de tre. Denne kombinasjonen vil som regel bare opptre i korte tidsrom av gangen, og benyttes eksempelvis når maksimal nedbøyning skal beregnes.

$$E_d = E\{G_{k,j} ; P ; Q_{k,1} ; \psi_{0,i}Q_{k,i}\} \quad j \geq 1 ; i > 1$$

der kombinasjonen av lastene i klammer $\{ \}$ kan uttrykkes som:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i}Q_{k,i} \quad (6.14b \text{ i EK0})$$

Ettersom lastfaktorene settes lik 1,0, trengs kun kombinasjonsfaktorene. De aktuelle faktorene er presentert i tabell 9:

Permanent last	Forspenning	Dominerende variabel last	Øvrige variable laster
		Trafikklast	Vindlast
1,0	1,0	1,0	0,7
		Vindlast	Trafikklast
1,0	1,0	1,0	0

Tabell 9: Kombinasjonsfaktorer ved karakteristisk kombinasjon

Ofte forekommende kombinasjon

Når kombinasjonen av lastene er skjer oftere, gir dette noe mer reduksjon av de variable lastene:

$$E_d = E\{G_{k,j} ; P ; \psi_{1,1}Q_{k,1} ; \psi_{2,i}Q_{k,i} \} \quad j \geq 1 ; i > 1$$

der kombinasjonen av lastene i klammer { } kan uttrykkes som:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1}Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (6.15b \text{ i EK0})$$

Kombinasjonsfaktorene som benyttes her er oppgitt i tabell 10:

Permanent last	Forspenning	Dominerende variabel last	Øvrige variable laster
		Trafikklast	Vindlast
1,0	1,0	0,7	0
		Vindlast	Trafikklast
1,0	1,0	0,6	0

Tabell 10: Kombinasjonsfaktorer ved ofte forekommende kombinasjon

Tilnærmet permanent kombinasjon (kvasi-permanent kombinasjon)

Ettersom kombinasjonen av lastene er tilnærmet permanent, reduseres de ytterligere her:

$$E_d = E\{G_{k,j} ; P ; \psi_{2,i}Q_{k,i} \} \quad j \geq 1 ; i \geq 1$$

der kombinasjonen av lastene i klammer { } kan uttrykkes som:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (6.16b \text{ i EK0})$$

Ved denne kombinasjonen benyttes faktorer i tabell 11

Permanent last	Forspenning	Variable laster	
		Trafikklast	Vindlast
1,0	1,0	0,2/0,5	0/0,5

Tabell 11: Kombinasjonsfaktorer ved tilnærmet permanent kombinasjon

For de variable lastene er det altså to alternativer ved valg av kombinasjonsfaktorer for tilnærmet permanent kombinasjon. Iht. pkt. 5 i tabell NA.A2.1 skal 0,5 benyttes ved beregning av rissvidder i denne kombinasjonen, mens 0,2 og 0 benyttes ellers ved beregning av langtidseffekter.

5 Tap av spennkraft

For å dimensjonere en bru med førøppspente elementer må man kjenne spennkraften som virker på bjelkene. Den initielle forspenningskraften, $P_{m0}(x)$, er funnet etter EK2 pkt. 5.10.3(2). Dette er en verdi kraften i spennarmeringen ikke må overskride etter at umiddelbare tap er trukket fra oppspenningskraften P_{max} . Umiddelbare tap av forspenning ved førøppspenning etter EK2 pkt. 5.10.4 er:

- Tap som skyldes friksjon i knekkpunkt og låsetap som skyldes inntrekking av låsekile.
- Før overføringen av spennkraften til betongen: tap som skyldes relaksasjon av førøppspente spennkabler i perioden mellom oppspenning av spennkablene og kraftoverføring til betongen.
- Ved overføring av spennkraften til betongen: tap som skyldes elastisk deformasjon av betongen som resultat av påvirkning fra de førøppspente spennkablene når de løsnes fra forankringene.

Langtidstap av spennkraft knytter seg til relaksasjon i spennstålet og kryp og svinn i betongen. Bjelkene blir betraktet ved spennarmering i over- og underkant, ved tidspunktene 28 dager, 1 år og 100 år etter utstøping. Dette representerer, i henhold til N400, pkt. 7.2.3, et tidspunkt like etter at brua er åpnet for trafikk (1år) og ved dimensjonerende brukstid (100 år), samt ved montasje av elementene.

Videre i dette kapitlet kommer en beskrivelse av kryp, svinn og relaksasjon, og beskrivelse av hvordan initieell forspenningskraft blir funnet.

5.1 Forspenningskraft

Som nevnt implisitt i teksten over er ikke umiddelbare tap beregnet. I stedetfor er det tatt utgangspunkt i en initieell forspenningskraft oppspenningen ikke må overskride etter at tapene er trukket fra den største spennkraften.

N400 pkt. 7.2.3 sier at man skal ta hensyn til både direkte og indirekte lastvirkninger på grunn av oppspenningen. Direkte lastvirkning kommer fra selve oppspenningskraften, mens indirekte lastvirkning kan f.eks. være på grunn av omlagring av momenter fra egenlasten. For denne oppgaven er det den direkte lastvirkningen som er aktuell. Største spennkraft for en spennkabel skal, etter EK2, ikke overskride følgende verdi:

$$P_{max} = A_p * \sigma_{p,max}$$

der

A_p er spennarmeringens tverrsnittsareal

$\sigma_{p,max}$ er største spenning påført spennkabelen = $\min\{k_1 * f_{pk}; k_2 * f_{p0,1k}\}$

Initieell forspenningskraft finnes ved å trekke fra umiddelbare tap fra oppspenningskraften og bør ikke overskride følgende verdi:

$$P_{m0}(x) = A_p * \sigma_{pm0}(x)$$

der

$\sigma_{pm0}(x)$ er spenningen i spennkabelen umiddelbart etter oppspenning eller kraftoverføring
 $= \min\{k_7 * f_{pk}; k_8 * f_{p0,1k}\}$

Det er denne kraften som blir brukt når langtidstapene til spennarmeringen pga. relaksasjon, kryp og svinn finnes.

5.2 Kryp

Kryp er deformasjonen som oppstår når betong påkjennes av trykk over lang tid og går utover den momentane sammentrykningen når lasten påføres[15]. Kryptøyningen (ε_{cc}) er avhengig av spenningsnivå og tiden denne spenningen virker. Tøyningsendringen i betongen fører til en spenningsendring, og videre vil spenningsendringen føre til tap av spennkraft. For å finne tøyningsendringen finner man først spenningene i over- og underkant av tverrsnittet like etter oppspenning og etter lang tid. Ved hjelp av spenningsendringen i betongen kan man finne tøyningsreduksjonen i spennarmeringen, ettersom tøyningen i betongen og i spennarmeringen vil være den samme. Følgende formel blir da gjeldende:

$$\Delta\varepsilon_{kryp} = \varepsilon_{langtid} - \varepsilon_{korttid}$$

der $\Delta\varepsilon_{kryp}$ er tøyningsendringen mellom $\varepsilon_{langtid}$ og $\varepsilon_{korttid}$. Spennkraften som er redusert for kryp finnes nå ved hjelp av følgende formel:

$$\Delta P_{kryp} = \varepsilon_{kryp} * E_p * A_p$$

der E_p er spennstålets E-modul og A_p er arealet til spennstålet.

5.3 Svinn

Svinn kommer fra uttørking av betongen og er uavhengig av lastnivå. Svinntøyning er delt opp i to deler: uttørkingssvinnet (ε_{cd}) er en funksjon av fukttransport gjennom herdnet betong og utvikler seg langsomt. Autogent svinn (ε_{ca}) blir utviklet samtidig som betongens fasthetsutvikling, dvs. at storparten er på et tidlig stadium etter utstøping. Total svinntøyning av betongen er dermed:

$$\Delta\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Spennarmeringen og betongen er i samvirke. Dvs. at spennarmeringen også vil trekke seg sammen og få en kraftreduksjon. Denne reduksjonen finnes ved at man først finner en fiktiv kraft som gir armeringen samme tøyning som svinntøyningen. Denne kraften finnes ved følgende formel:

$$N_s = |\varepsilon_{cs}| * E_p * A_p$$

Den resulterende svinntøyningen ved armeringen finnes som:

$$\Delta\varepsilon_{p,svinn} = \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{c,b} * A_t} + \frac{N_s * e^2}{E_{c,b} * I_t}$$

der kryptall for aktuelt betraktningstidspunkt er brukt for å regne ut $E_{c,b}$, A_t , I_t og e . Spennkraftstapet for svinn finnes på samme måte som for kryp. Tøyningen ganges med spennstålets E-modul og areal:

$$\Delta P_{svinn} = \varepsilon_{p,svinn} * E_p * A_p$$

5.4 Relaksasjon

Relaksasjon er det spenningsfallet som kan oppstå når stål blir utsatt for en konstant tøyning over lang tid. Da spennstål blir stående med store strekktøyninger i hele konstruksjonenes levetid er dette viktig å ta hensyn til i beregningene.

Relaksasjonstapet blir beregnet basert på ρ_{1000} . Dette er relaksasjonstapet i prosent 1000 timer etter oppspenning og snittemperatur på $20^\circ C$. Verdien av ρ_{1000} er avhengig av relaksasjonsklassen til stålet. I EK2 pkt. 3.3.2(4) blir det definert tre relaksasjonsklasser basert på om man har vanlig (klasse 1) eller lav (klasse 2) relaksasjon eller om stålet er bearbeidet og varmvalset (klasse 3). I denne oppgaven er relaksasjonsklasse 2 benyttet, noe som gir en verdi på $\rho_{1000} = 2,5\%$. Formelen for beregning av relaksasjonstapet for klasse 2 er gitt i EK2 pkt. 3.3.2(7):

$$\Delta\sigma_{pr} = 0,66 * \rho_{1000} * e^{9,1*\mu} * \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75*(1-\mu)} * 10^{-5} * \sigma_{pi}$$

- $\Delta\sigma_{pr}$ er spenningsendringen til armeringen og absoluttverdien av relaksasjonstapet,
- t er tiden til betraktningstidspunktet i døgn,
- μ er forholdet mellom initiell armeringsspenning og spennstålets karakteristiske strekkfasthet
- σ_{pi} er verdien av forspenningen etter korttidstap er trukket fra.

Tap av spennkraften fra relaksasjon finnes nå ved følgende formel:

$$\Delta P_{relaksasjon} = \Delta\sigma_{pr} * A_p$$

5.5 Resultat

Tapet av spennkraften gir følgende resultat for kraftreduksjon i spennarmeringen:

	Symbol	Overkant	Underkant
Initiell forspenningskraft	P_{m0}	389 kN	5840 kN
Forspenningskraft - 1 år	P_1	337 kN	5163 kN
Tap i prosent - 1 år		13,4%	11,6%
Forspenningskraft - 100 år	P_{100}	317 kN	4910 kN
Tap i prosent - 100 år		18,7%	16%

Tabell 12: Spennkraft ved 1 og 100 år

Beregningene som er gjort for å finne tapene kan ses i vedlegg C.4 .

6 Montasje

Når man planlegger montasjearbeidet av en betongbjelkebru er det mange ting som må huskes på. Prosjekteringen av brua skal inneholde detaljerte beskrivelser av hva som må gjennomføres under montasje og før montasje. NS-EN 13670 pkt. A.4.2.1(1)d) sier at en montasjebeskrivelse for prefabrikkerte betongelementer bør omfatte følgende[29]:

1. Tegninger som viser plassering og forbindelse mellom elementer i ferdig konstruksjon.
2. Krav til materialer
3. Krav til kontroll av arbeidene på byggeplass
4. Monteringsanvisninger med nødvendig informasjon knyttet til håndtering, lagring, utplassering, justering, skjøting og ferdigstillelse.

Pkt. 9.4, 9.5 og 9.6 i samme standard gir noe mer detaljerte beskrivelser av punkt 4.

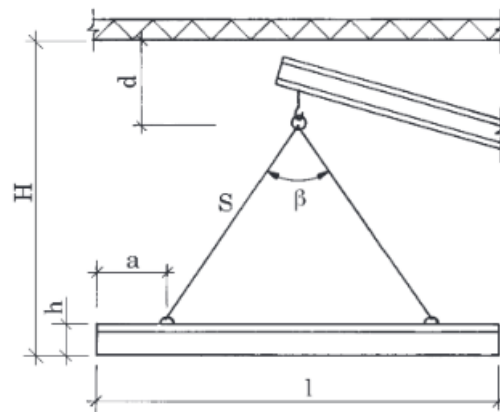
Det er i oppgaven valgt å fokusere på løfteprosedyre, krefter under oppløfting og en beskrivelse av hvordan montasjearbeidet kan bli gjennomført når bjelkene overskrider lengdene for normal transport.

Den vanligste måten å montere elementer er ved hjelp av en mobilkran som står på bakken mellom landkarene. I montasjebeskrivelsen skal det være beskrevet hvor kranen skal stå, rekkevidde og nødvendig kapasitet for kranen. Bjelkene løftes ved å bruke innstøpte løfteinnretninger. Den mest brukte måten å løfte bjelker på er vist på figur 22



Figur 22: Montasje av bjelkeelementer [30]

Det er gitt en beskrivelse for hvor løfteinnretningene skal plasseres i betongelementboken bind C som beskrives i det følgende [31].



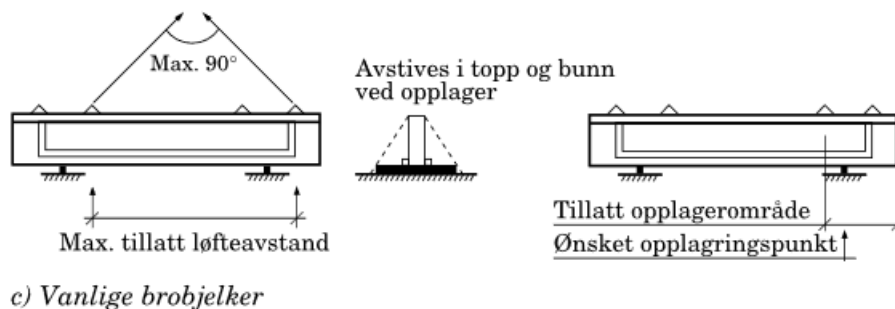
Figur 23: Bestemmelse av overheng [31]

Figur 23 viser dimensjoner som er med på å bestemme maksimal avstand mellom løftepunkt. Vinkelen β kan ikke overstige 90 grader. Avstand a og dermed den maksimale avstanden bestemmes vha. følgende formel [31]:

$$a \geq \frac{l}{2} - (H - h - d) * \tan \frac{\beta}{2}$$

For en brubjelke vil fri høyde over bjelkens opplegg være begrenset av lengden på kranen, ettersom man ikke har noe som blokkerer i overkant. Om man setter $H = 20m$ blir $a = 1,7m$. Den maksimale avstanden mellom punktene blir $x = 37,2m$. Normalt vil disse løftepunktene bli plassert $0,1 * L$ til $0,2 * L$ fra kanten for å gi minst mulig armeringsbehov for denne midlertidige lasttilstanden[31]. I kapittel 9.1.1.2 gjøres en kontroll på utløftingstilstanden. Her er det brukt avstanden man finner i vedlegg A, $a = 6m$, noe som tilsvarer $0,15 * L$.

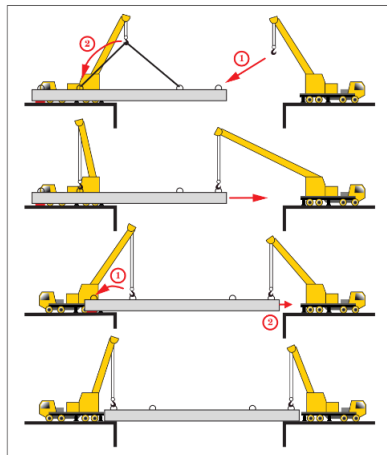
For brubjelker er det i tillegg normalt å ha løftepunkt nærmere kanten av bjelken, slik at vanlige håndteringsbetingelser blir slik det er vist på figur 24.



c) Vanlige brobjelker

Figur 24: Vanlige håndteringsbetingelser for forspente bjelker[31]

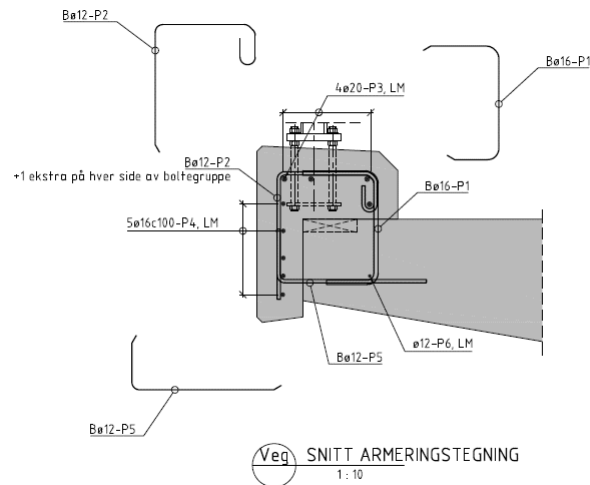
Disse løftepunktene kan, som et eksempel, være nyttige dersom man ikke har mulighet til å ha en kranbil mellom landkarene. Man kan da bruke to kranbiler, en på hvert landkar, og utføre montasjen slik det er vist på figur 25.



Figur 25: Alternativ montasje av brubjelker [32]

Som figuren illustrerer, bruker en kran de innerste løftepunktene og løfter ut bjelken slik at den andre kranen kan få tak i det ytterste punktet. Man løfter elementet videre ut før den første kranen tar tak i sitt ytterste punkt og setter det på plass [32].

Når man har fått montert elementene må man montere forskalingsplatene mellom bjelkeelementene før man monterer kantdragerne. Kantdragerne er illustrert på figur 26, og er videre i oppgaven tatt hensyn til som ren last, noe som vil si at den ikke gir bidrag til stivhet.



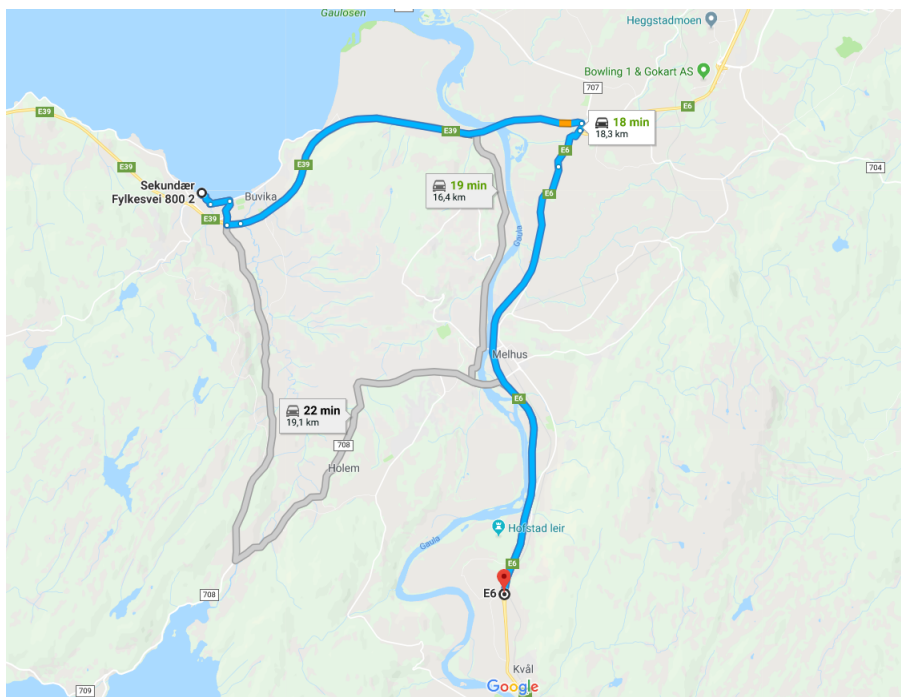
Figur 26: Kantdrager [33]

6.1 Gjennomføring av montasjearbeidet

Brustedet som er valgt er på Skjerdingsstad, og er vist med rød markør på figur 27. I det følgende beskrives det hvordan frakt og montasjearbeid av brubjelkene kan foregå for den aktuelle bru.

Bjelkene, som er bruas viktigste bærende deler, er som kjent prefabrikkerte og vil være 40 meter lange. Nødvendig antall bjelker er bestemt til å være ti. Dette beskrives nærmere i kapittel 7.1.1

En av ulempene med prefabrikkerte elementer er at de må fraktes til brustedet. Lengden på elementene gjør at frakten blir noe komplisert og man er avhengig av gode nok veier og følgebiler, samt at det vil oppstå trafikkforsinkelser forbundet med frakten.

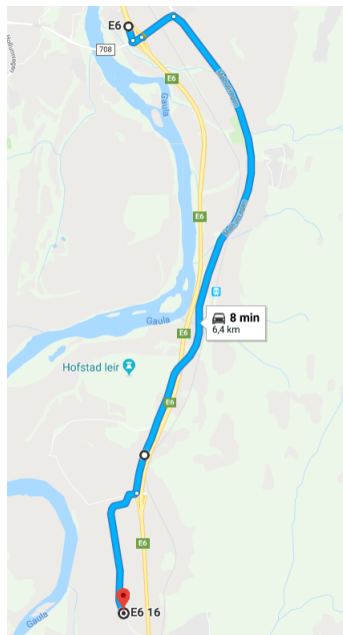


Figur 27: Rute for kjøring av element

For Skjerdingsstad vil det være naturlig å sende bjelkene med båt til Buvika, for så å frakte med lastebil videre til brustedet. Ruten går som vist på figur 27: Fv800 → E39 → E6. Veiene har BK10, noe som vil si at det er mulig å søke om spesialtransport for bjelkene. Spesialtransport har etter forskrift om bruk av kjøretøy en rekke regler knyttet til tidspunkt, dager, merking av kjøretøy og ledsagerkjøretøy. En god oppsummering er gitt i Betongelementboken bind G, kapittel 6.1[32].

På tross av at bjelkene blir fraktet til nærmest mulige havn, må de kjøres 18 km på vei. Klarer man å holde en snitthastighet på 40 km/t vil frakten bruke i underkant av 30 min én vei. Med utgangspunkt i Bjørn Hansens Ryfast-prosjekt, der man brukte 15 minutter på å montere hver bjelke, beregnes i første omgang 15-20 min monterings tid per bjelke også her. Dvs. at ved ideelle forhold og optimalt tidsbruk vil en bil bruke ca. en time før den er tilbake på havnen. Benytter man tre lastebiler, kan man ha en ny bjelke klar for montering hvert 20 min. Total tidsbruk med tre lastebiler vil da bli 3 timer og 50 minutter for ti bjelker, fra avgang Buvika med første

lastebil til siste bjelke er montert. Dette er selvsagt optimistisk i praksis, men det viser at det bør være praktisk mulig å fullføre montasjen av elementene på en natt. Natten er prioritert tidsrom på døgnet for montasje, med tanke på omdirigering av trafikken, og trafikkante som ellers blir berørt pga. bjelketransporten. Beregner man f.eks. dobbelt så lang tid på montasje av hver bjelke, vil man fortsatt bruke under 8 timer på arbeidet. Transporten av elementene vil da også ha en bedre sikkerhetsmargin med denne tidsbruken. Snitthastigheten på 40 km/t er vanskelig å forutsi, men med en dobling av montasjetiden bør man likevel ha mulighet for å ha høy nok hastighet. Montasjen vil med denne tidsbruken fremdeles kunne gjennomføres i løpet av en kveld/natt. Dette er kanskje en mer realistisk tidsbruk, og bør absolutt kunne være gjennomførbart.



Figur 28: Omkjøring i forbindelse med montering/støp på bru

Under monteringen av elementene er det to muligheter for trafikken.

Omkjøringen, vist på figur 28, gir konstant trafikkflyt samtidig som ingen mulige endestasjoner blir blokkert for bilistene.

Det andre alternativet er å la trafikken kjøre etter lastebilene og passere under brua mellom montasjen av hvert enkelt element. Dette vil føre til en del forsinkelser i området og sjansen er stor for at den alternative ruten blir brukt uansett.

Videre gir pkt. 1.1.3.3 i N400 et absolutt krav om stengt veg under brua i forbindelse med utstøping av betongen og minimum 8 timer etter ferdig støpearbeid. Dette kravet er ufravikelig og vil kreve 10-12 timer stengt veg under brua. I dette tidsrommet vil omkjøring være eneste alternativ.

For å oppsummere montasjeprosessen: I forbindelse med bygg av bru over 3–4 felts motorvei er det mest hensiktsmessige å finne en god omkjøringsmulighet i forbindelse med både montering av elementer og støp av brudekke. Montering av elementer er en prosess som krever mye plan-

legging knyttet til logistikk. Først må bjelkene fraktes med båt fra elementfabrikken, deretter må de fraktes videre med spesialtransport. Spesialtransporten krever en eskorte og vil føre til forsinkelse på aktuelle veier. Når elementene blir montert vil det ikke være mulig å kjøre under brua, så det mest hensiktsmessige vil være å stenge veien. Veien må uansett stenges under støpearbeidet, så man bør derfor utarbeide en mulig omkjøring i tidsrommet.

Kostnadene vil også være høye i tidsrommet man holder på. Dette er enda et punkt som taler for å stenge veien under brua. Slik får man utnyttet tiden man har til rådighet i forbindelse med montasjearbeidet på en effektiv måte.

Det kan alltid oppstå uforutsette ting i prosessen som er beskrevet. Dette er det vanskelig å ta hensyn til i planleggingen. Derfor kan det være lurt å ha sikkerhetsmarginer for tidsbruken.

7 Modellering

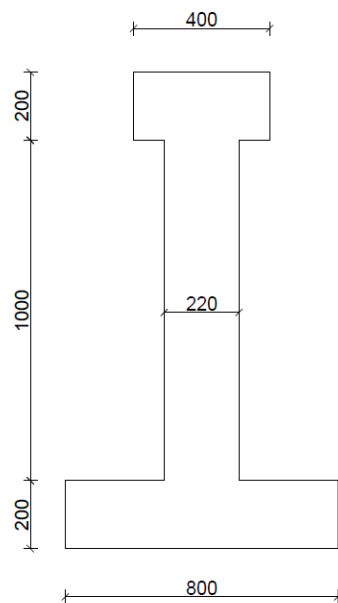
For å finne lastvirkningene på brua, er bjelkene og dekket modellert i elementprogrammet Robot Structural Analysis fra programvareutvikleren Autodesk. Her kan man gjennomføre konstruksjonsanalyser, som er undersøkelser av hvordan laster påvirker fysiske konstruksjoner. Denne analysen gjøres i programmet ved hjelp av elementmetoden, eller FEM – *finite element method*. Dette er kort sagt en av de viktigste numeriske løsningsmetodene innen de fleste problemer som matematisk lar seg beskrive av differensialligninger eller integralligninger [34]. På grunn av dens allsidighet og beregningsmessige effektivitet, dominerer metoden programvaremarkedet for ingeniører. I Robot er FEM-analyse altså en datastyrt metode for å forutsi hvordan en konstruksjon reagerer på faktiske krefter. Denne metoden fungerer enkelt forklart ved å “bryte ned” et reelt objekt til et stort antall elementer. Matematiske ligninger bidrar til å forutse oppførselen til hvert element. Datamaskinen legger så sammen de individuelle oppførselene for å forutse oppførselen til det faktiske objektet [35].

Som for andre FEM-programmer, innebærer mye av arbeidet å finne riktig metode å modellere konstruksjonen på. Man må derfor være kritisk til resultater man får, ettersom små feil kan gi store utslag og konsekvenser. Dette er det brukeren selv som har ansvar for. En viktig del av arbeidet med modelleringen har vært å ha manuelt beregnede resultater å stille seg inn etter. På denne måten har man opparbeidet en brumodell som skal gi korrekte lastvirkninger. Modellen er også verifisert på andre måter, noe som blir beskrevet i et eget underkapittel senere. Håndberegninger og andre verifikasjoner har også vært med på å øke forståelsen og læringsutbyttet av oppgaven.

7.1 Oppbygging av modell

I Robot er det som nevnt bjelkene og dekket som blir modellert, dette kan defineres som bruoverbygningen. Bjelkene modelleres fritt opplagt, og er i programmet representert ved bjelkeelementer. Dekket modelleres derimot som et sett av 4-nodede skallelementer. Bjelkene og dekket beskrives mer i detalj senere.

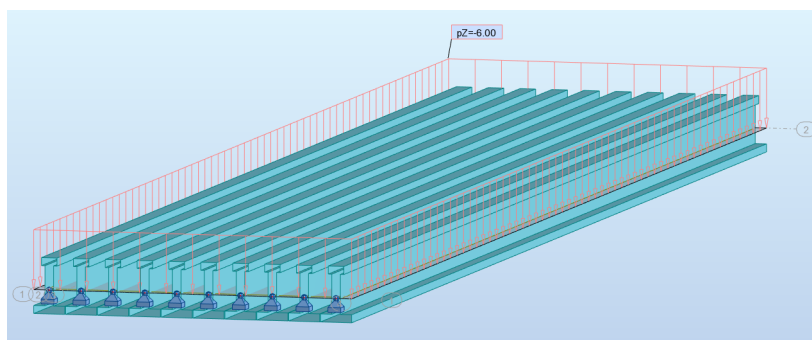
NTB-tverrsnittet som Statens vegvesen opererer med, har topp- og bunnflens med varierende høyde, se tegning i vedlegg A. På grunn av begrensninger i Robot, er det valgt å benytte konstant høyde på flensene. Dette gir likevel ikke store utslag på eksempelvis areal og arealreghtsmoment. Figur 29 viser det valgte tverrsnittet for de prefabrikkerte brubjelkene.



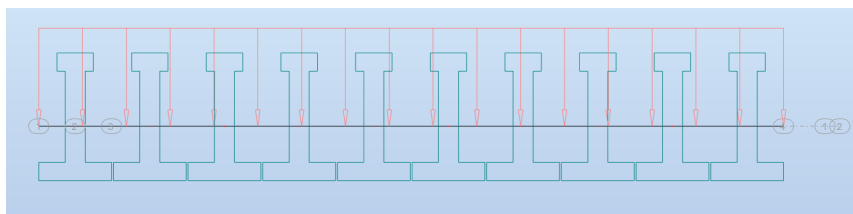
Figur 29: Valgt tverrsnitt

Det kan for øvrig skilles mellom to hovedtyper av modeller som er laget i Robot, som følge av hvilket tidspunkt man betrakter brua på. Én modell for de prefabrikkerte bjelkenes tverrsnitt alene, og én for samvirke mellom bjelkene og bruplata. De to modellene har dermed ulike stivheter og sørger for ulik lastfordeling.

Førstnevnte skal brukes kun for kontroll av bjelkene idet bruplata støpes, altså før platas stivhet og samvirke med bjelkene er oppnådd. Denne modellen er langt enklere og brukes i mye mindre grad enn samvirkemodellen. De opptredende kreftene som finnes i den aktuelle modellen kan, med antakelsene som gjøres, også finnes ved håndberegninger. Modellen lages derfor i Robot som en kontroll og for å kunne sammenligne med samvirketverrsnittet. Antakelser som gjøres for konstruksjonen i det betraktede tidspunkt, er at brubjelkene opptrer som separate, ukoblede konstruksjonsdeler, og bærer egenvekten av seg selv og betongdekket som støpes på. Dekket settes på som ren belastning i modellen for dette tidspunktet. Denne Robot-modellen illustreres i figur 30 og 31.



Figur 30: Modell prefabrikkerte bjelker alene, med egenvekt av plate



Figur 31: Tverrsnitt prefabrikkerte bjelker, med egenvekt av plate

Ettersom modellen med samvirke er arbeidet grundigere med og brukes i langt større grad, beskrives ikke den første modellen mer her.

Samvirke-modellen representerer brua når den er ferdigbygd, og blir presentert i det følgende:

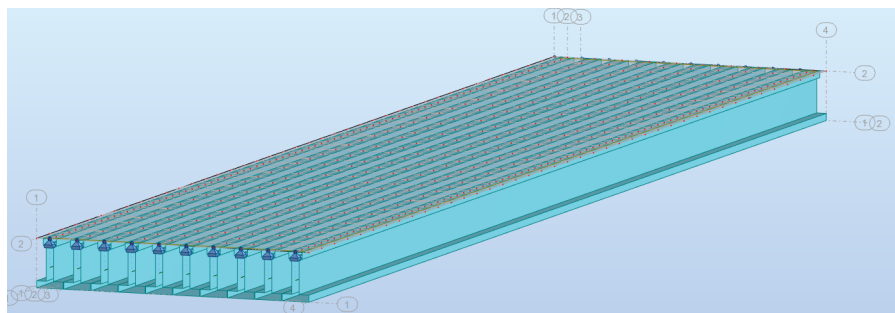
Som nevnt innledningsvis i kapittelet, er det altså prøvd ut ulike måter å modellere brua i Robot på. Til å begynne med var det sentralt å finne ut hvordan bruplata skulle plasseres i forhold til bjelkene i modellen. Dette er viktig for å oppnå korrekte stivheter, samt for å oppnå mest mulig riktig fordeling av laster fra dekket til bjelkene under. Dette var kanskje den største usikkerheten knyttet til modelleringen. I virkeligheten støpes denne plata oppå bjelkene, og det er på denne de aller fleste kreftene påføres. I Robot krevde det imidlertid en del prøving og feiling for å få resultater som virket korrekte. Det man var på jakt etter i begynnelsen, var å få forventede feltmomenter i bjelkene pga. egenvekt, samt at lastene skulle fordele seg naturlig når man f.eks. belastet bruplata med trafikklast i ett lastfelt.

Når man modellerer et betongdekke sammen med bjelker i Robot, plasseres dekket automatisk i bjelkenes tyngdepunktakse. Det ble tidlig forsøkt å plassere de i hver sin høyde i aksesystemet, slik at bruplata ble plassert på bjelkenes overkant som i virkeligheten. Dette gav imidlertid feilmeldingen “separate structure” i Robot, og plata hadde ingen effekt.

En annen metode for å få plassert plata i overkant av bjelkene, er ved å benytte funksjonen “offset” på bjelkene, eller “forskyvning” på norsk. Denne løsningen førte bl.a. til at bjelkenes feltmoment ble kraftig redusert, også lavere enn momentet man fikk pga. egenvekten til bjelkene alene. I tillegg fikk man både støttemoment ved oppleggene og betydelige aksialkrefter i bjelkene. Disse virkningene er ikke ønskelige, ettersom brua er fritt opplagt. Mulige forklaringer på dette er eksentrisiteten fra dekket til bjelkenes tyngdepunktakse, og/eller at dekket i dette tilfellet bærer en vesentlig del av egenlastene til overbygningen. Det ble funnet en mulig sammenheng mellom moment og aksialkrefter: Manuelt beregnet moment for egenlasten til bjelke og plate, tilsvarte omtrentlig momentet til bjelken i Robot i tillegg til aksialkraften multiplisert med den nevnte eksentrisiteten. Altså følgende uttrykk:

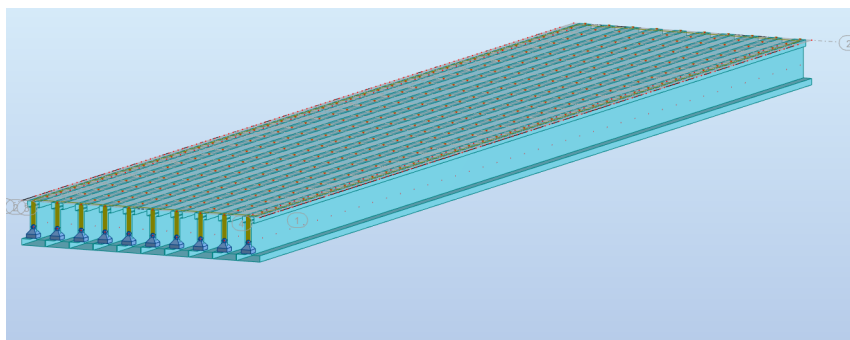
$$M_{\text{overbygning}} = M_{\text{bjelker.Robot}} + N_{\text{bjelker.Robot}} * e_{\text{dekke-tp.bjelker}}$$

Resultatene fra denne modellen var uansett ikke som ønsket, og det ble jobbet videre med andre løsninger.



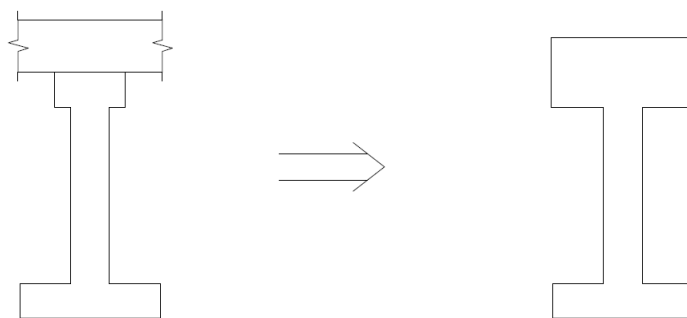
Figur 32: Bruk av “offset”

Videre ble det forsøkt å benytte en funksjon som kalles “rigid links” i Robot, altså “stive forbindelser”. Dette går kort fortalt ut på å modellere fullstendig stive forbindelser i en konstruksjon, noe som ble brukt mellom bjelkene og dekket. Dette gav imidlertid lignende resultater som ved bruk av “offset”, og dermed resultater som ikke var ønskelige.



Figur 33: Bruk av “rigid links”

Det ble derfor prøvd å modellere bjelkene og dekket i samme akse. Dette gav resultater som lignet langt mer på de manuelt beregnede, og ting tyder derfor på at de to komponentene bør ha sammenfallende systemakse i Robot for å få realistiske lastvirkninger. Problemet med denne løsningen er imidlertid at man ikke får reelle momentarmer og stivheter. I realiteten får man et ekstra stivhetsbidrag på grunn av dekkets eksentrisitet i forhold til bjelkens tyngdepunktakse. I samråd med veileder, ble det derfor besluttet å lage et “samvirketverrsnitt” i Robot, som skulle representere tverrsnittet av bjelkene og dekket når stivhet og samvirke er oppnådd. Den “nye” toppflensen får da et areal lik betongdekket over én bjelke i tillegg til den virkelige bjelkens toppflens. På grunn av begrensninger i Robot, måtte samvirkebjelkens toppflens modelleres rektangulær, se figur 34.



Figur 34: Illustrasjon av samvirketverrsnitt som benyttes i Robot

Optimalt sett skulle det nye tverrsnittet vært mer likt det virkelige, med en slags todelt toppflens for å få riktig arealtreghetsmoment. Det ble som nevnt besluttet at toppflensen får areal lik betongdekket over én bjelke samt prefab-bjelkens toppflens, slik at egenvekten blir den samme som i realiteten. “Bredden” av betongdekket over hver bjelke er lik 820 mm, ettersom bunnflensen er 800 mm bred og det regnes 20 mm mellomrom mellom bjelkenes bunnflenser. Høyden på “samvirketverrsnittets” toppflens i Robot ble dermed funnet på følgende vis:

Totalt areal toppflens i “samvirketverrsnitt”:

$$A_{tf.samv} = (400 * 200 + 820 * 240)mm^2 = 276800 mm^2$$

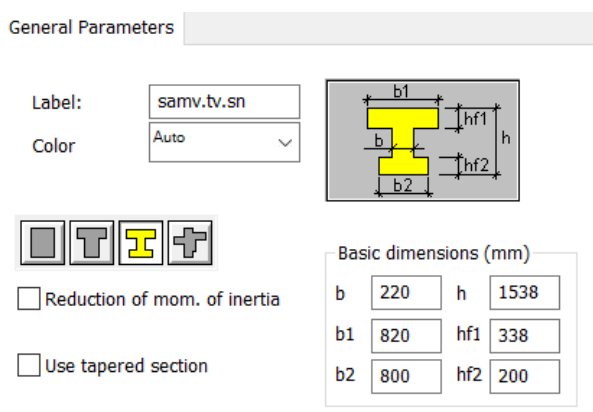
Bredde av “ny” toppflens settes lik bredde av betongdekke over én bjelke:

$$b_{tf.samv} = 820 mm$$

Høyde toppflens i “samvirketverrsnitt” blir dermed:

$$h_{tf.samv} = \frac{A_{tf.samv}}{b_{tf.samv}} = 337,56 mm$$

⇒ Setter høyde toppflens lik 338 mm og total høyde av tverrsnitt lik 1538 mm i Robot.



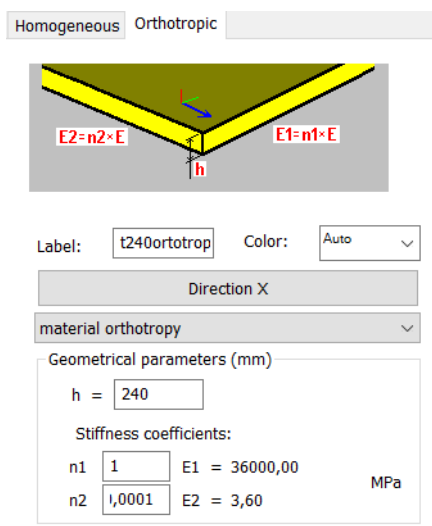
Figur 35: Dimensjoner samvirketverrsnitt i Robot

I tillegg kunne nok stivheten blitt noe justert, ettersom tverrsnittet i virkeligheten ikke ser slik ut. Arealtreghetsmomentet blir derfor ikke helt nøyaktig. Dette ses imidlertid på som

unødvendig, ettersom endringene vil bli relativt små.

Når det gjelder betongdekket, som nå er plassert i bjelkenes tyngdepunktakse, er egenvekten satt lik 0. Dette er for at denne vekten ikke skal bli tatt med to ganger. Dette betyr at de 10 samvirkebjelkenes egenvekt skal være lik summen av egenvekten til de opprinnelige (faktiske) bjelkene pluss bruplata sin egenvekt.

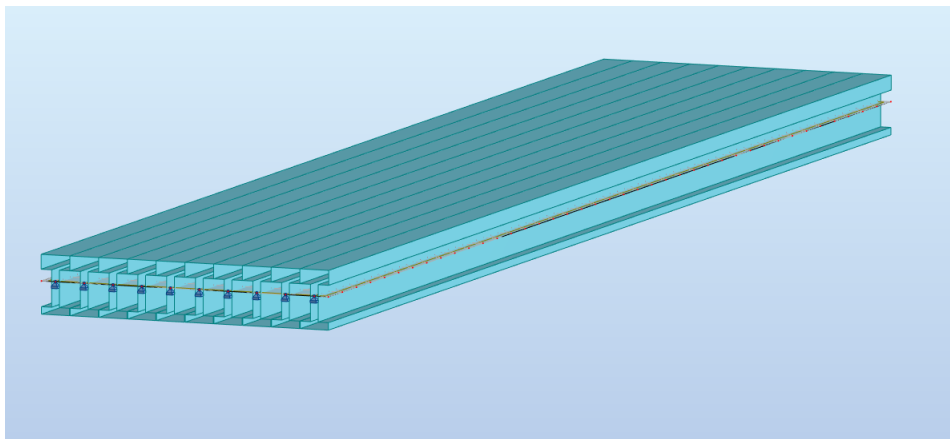
En annen viktig modifikasjon som gjøres med bruplata i Robot, er at betongen modelleres her som et ortotropisk materiale. Dette betyr at betongen kan ha forskjellige materialegenskaper i de ulike retningene. Dermed kan E-modulen i lengderetning settes tilnærmet lik 0, se figur 36. Her er den gjort så liten som programmet tillater. Dekkets bidrag til stivheten i lengderetning blir nemlig tatt med to ganger med mindre denne modifikasjonen gjøres, ettersom dette bidraget er med i det nye bjelketverrsnittet. Koeffisienten til stivheten i tverretning settes imidlertid lik 1, ettersom hovedformålet til dekket i modellen er nettopp det å bidra til stivhet i tverretning. På denne måten får man realistisk oppførsel og fordeling av lastene.



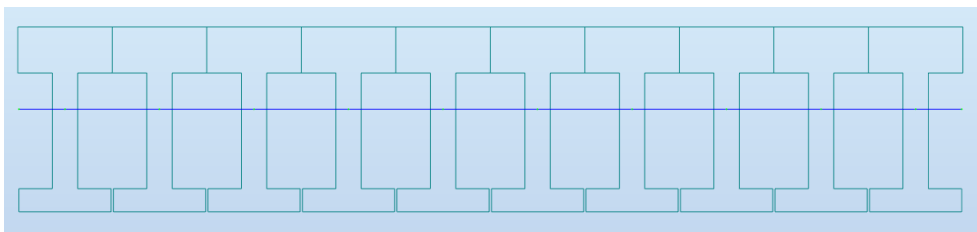
Figur 36: Ortotropisk material

Bruplata ligger altså nå i bjelkenes tyngdepunktakse, se figur 37 og 38. Dette er den endelige modellen som benyttes for å finne lastvirkninger for bruoverbygninga. Det som er oppnådd i denne modellen er at det nye samvirketverrsnittet sørger for mer korrekte stivheter, og betongdekket sørger for en realistisk lastfordeling fra dekket til bjelkene. Selv om bjelkene nå ligger helt inntil hverandre i modellen, vil de opptre som separate, ukoblede konstruksjonsdeler med mindre dekket er med. Ettersom bjelkene og plata nå er modellert som et samvirketverrsnitt, kan de totale opptredende krefter og momenter leses av samvirkebjelkenes diagrammer i Robot.

Som nevnt tidligere i kapitlet, benyttes 4-nodede skallelementer for dekket. Når dekket modelleres, får elementene i første omgang sider på 1,0 meter. Ved å doble finheten på “meshet” (nettverket av elementer) til 0,5 meters sider, blir endringene i lastvirkningene svært små. Forskjellene i f.eks. feltmoment for all belastning er på bare noen få kNm. Videre inndeling av elementer gir enda mindre forskjeller, mens beregningstiden og filstørrelsen øker i langt større grad. Elementer med sider på 0,5 meter vurderes derfor som små nok elementer.



Figur 37: Bjelker med samvirketverrsnitt, samt vektløst dekke i tyngdepunktaksen



Figur 38: Brutverrsnittet i Robot-modellen

7.1.1 Valg av antall bjelker

Ettersom bjelkene skal ligge inntil hverandre, velges antall bjelker i stor grad ut fra hvor bred brua skal være. Som tidligere nevnt, er minstekravet for vegbredden på bruer på 2-feltsveg lik 7,5 m.

Benytter man åtte bjelker med bredde 800 mm, en kantbjelke på hver side med bredde 570 mm, samt mellomrom på 20 mm mellom hver bjelke, får man følgende avstand mellom kantbjelkenes ytterkanter:

$$b = 8 * 800 \text{ mm} + 2 * 570 \text{ mm} + 9 * 20 \text{ mm} = 7\,720 \text{ mm}$$

I denne oppgaven er det som tidligere omtalt ikke benyttet kantbjelker. Ettersom breddeforskjellen ikke er særlig stor for to kantbjelker kontra to vanlige, trengs det fortsatt 10 bjelker dersom det ønskes bjelker under hele føringsavstanden. Dette gir følgende avstand mellom ytterkantene for de to ytterste bjelkene:

$$b = 10 * 800 \text{ mm} + 9 * 20 \text{ mm} = 8\,180 \text{ mm}$$

7.2 Verifikasjon av modell

For å sikre en mest mulig korrekt modell ved bruk av FEM-programmer, er det avgjørende å verifisere modellen. Som tidligere nevnt, kan små feil føre til store konsekvenser. Det er forsøkt

å verifisere brumodellen på ulike måter. De enkleste kontrollene er gjort ved håndberegninger. Dette gjøres i hovedsak for laster som er jevnt fordelt over hele brua. Som et eksempel ble det tidlig kontrollert at feltmoment pga. egenvekt av bjelker og dekke i Robot stemte overens med håndberegninger:

Feltmoment i Robot:

$$M_{felt,Robot} = 3286kNm$$

Feltmoment håndberegninger:

$$g_{bjelke} = A_{bjelke} * \gamma_{bet} = 0,46 * 25 = 11,5kN/m$$

$$g_{plate} = A_{plate} * \gamma_{bet} = 0,1968 * 25 = 4,92kN/m$$

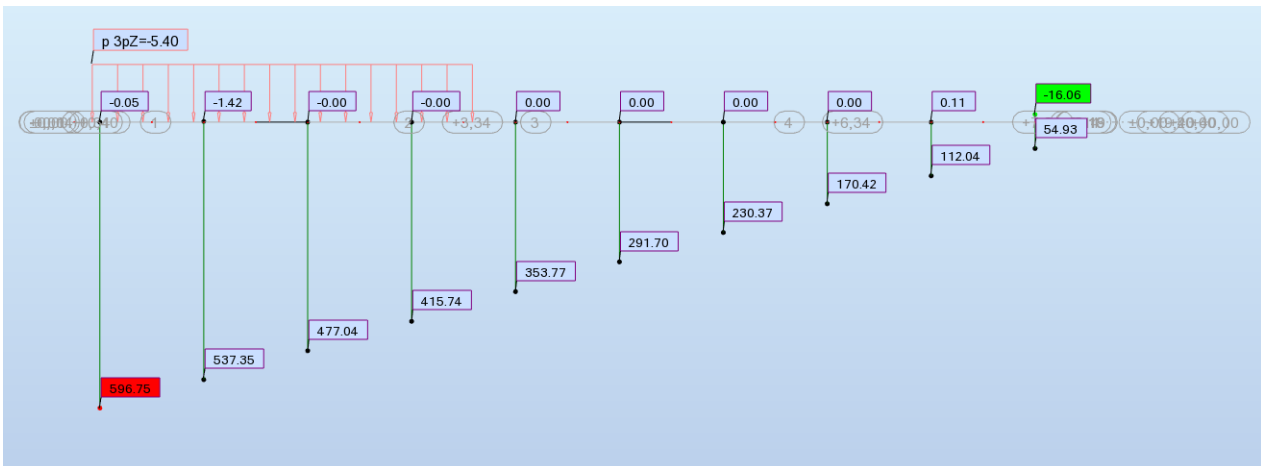
$$M_{felt} = \frac{(g_{bjelke} + g_{plate}) * L^2}{8} = 3284kNm$$

Forskjellen på 2 kNm regnes som ubetydelig, og kan f.eks. skyldes avrunding ved omgjøringen til samvirketverrsnittet i Robot.

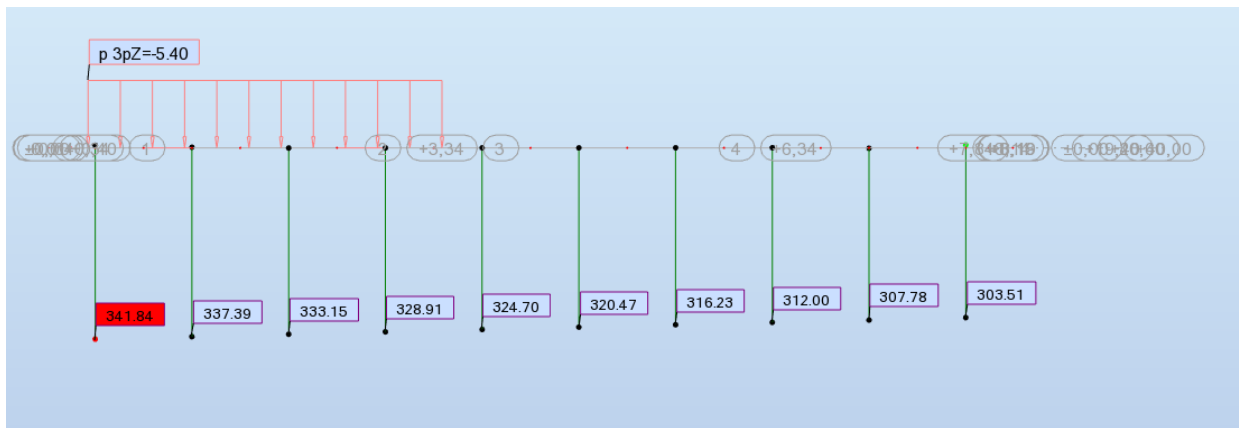
Det som imidlertid er knyttet størst usikkerhet til ved modelleringen, er fordeling av laster i tverretning. Dette er ikke like enkelt å kontrollere for hånd.

En metode som er benyttet for å verifisere lastfordelingen i tverretning, har vært å modellere bruplata med ulike stivheter. Plata har blitt modellert både som svært stiv og tilnærmet uten stivhet, for deretter å se på konsekvensene for de opptredende feltmomentene i bjelkene. Også dette gjøres med ortotropisk materiale med stivhet kun i tverretning. Bruplatas stivhet kan modifieres på ulike måter, som å endre på høyden til plata eller stivheten til materialet. Poenget med denne metoden er å kontrollere at fordelingen av laster i modellen som er brukt ser fornuftig ut. Det som forventes er at den ligger et sted mellom de to. Det man på forhånd vet, er at plata vil fordele laster til flere bjelker dersom det eksempelvis bare er nyttelast over én bjelke. Uten plata ville tilnærmet all last blitt tatt opp kun av den berørte bjelken. Samtidig vet man at den virkelige plata ikke er uendelig stiv. Forventet oppførsel med en ekstremt stiv plate vil være at alle bjelker får tilnærmet den samme belastningen og dermed lastvirkning, uavhengig av lastens plassering. For den virkelige brua forventes det at last i ett lastfelt vil fordele seg ulikt i hver eneste bjelke. I testingen benyttes jevnt fordelt trafikklaster i lastfelt 1. Figur 39, 40 og 41 viser skjermbilder fra Robot-modellen med henholdsvis den reelle plata på 240 mm, en svært stiv plate og til sist en plate tilnærmet uten stivhet. Den stive plata er modellert med høyde lik hele 5000 mm, ettersom stivhet kun i tverretning inkluderes. For plata som ikke har stivhet er en tykkelse på 1 mm benyttet.

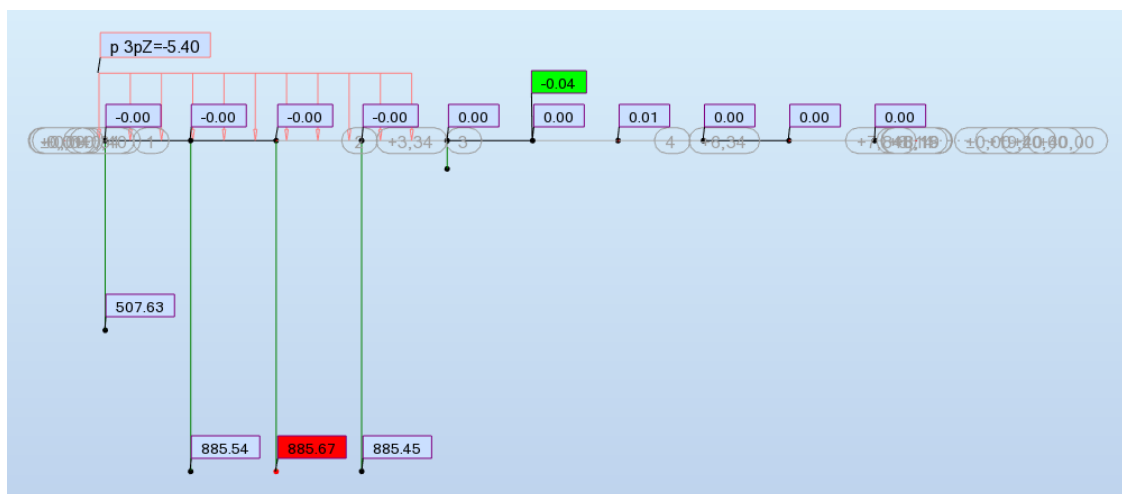
7. MODELLERING



Figur 39: Reelt tverrsnitt



Figur 40: Stiv plate



Figur 41: Plate uten stivhet

Det man ser fra denne verifikasjonen, er at modellen som benyttes ligger et sted mellom de to

“ytterpunktene”, som forventet. En svært tykk og stiv bruplate medfører nesten like feltmomenter for de 10 bjelkene, mens en tynn plate gjør at kun bjelkene under lasten vil bære den. Det blir selvsagt feil å påstå at modellen er 100% riktig ut fra denne verifikasjonen. Den viser likevel at en plate på 240 mm vil fordele lastene en god del, men langt fra det en svært stiv plate vil gjøre.

Det kan nevnes at det negative momentet for bjelke 10 i figur 39 ikke er et støttemoment. Det er et lite moment som gir strekk i overkant noen meter fra enden.

8 Opptredende krefter

I det påfølgende kapittelet presenteres opptredende krefter. Grunnlaget for de opptredende kreftene som er presentert i dette kapitlet kommer fra modelleringen i Robot. Det antas at moment og skjærkrefter er de mest kritiske lastvirkning for brua, og disse blir derfor lagt mest vekt på når opptredende krefter skal undersøkes.

8.1 Plassering av laster

For å oppnå så ugunstige virkninger som mulig av lastene som kan opptre på ei bru, må de plasseres slik at man oppnår nettopp dette. Samtidig må plasseringen være i tråd med bestemmelsene i Eurokodene, samt hva som faktisk er realistisk. I det følgende blir det redegjort for plasseringen av lastene. Deretter presenteres skjærkrefter og momenter som følge av dette.

8.1.1 Egenlaster

Bjelker, dekke og belegning av asfalt

Egenlastene er som kjent permanente, og plasseringen av de fleste gir seg selv. Bjelkene og dekkets plassering har vært nøye beskrevet tidligere. Asfalt legges på som overflatelast, og dermed uten bidrag til stivhet. Den vil i realiteten legges ut til kantdragernes innerkant, og får dermed en bredde på 7,5 m, som er lik føringsavstanden. Det samme gjøres derfor i Robot-modellen.

Rekkverk

Håndbok N400 henviser til håndbok N101 for utforming og plassering av brurekkverk. Pkt. 3.4.3 i sistnevnte håndbok sier at avstanden fra rekkverkets ytre element til bruas ytterkant skal være maks. 200 mm for å minske klatremuligheten på utsiden av rekkverket [24]. Rekkverket plasseres derfor som en linjelast 200 mm fra bruas ytterkant. I realiteten vil rekkverkets ytre element være nærmere bruas ytterkant, og kravet er med god margin oppfylt.

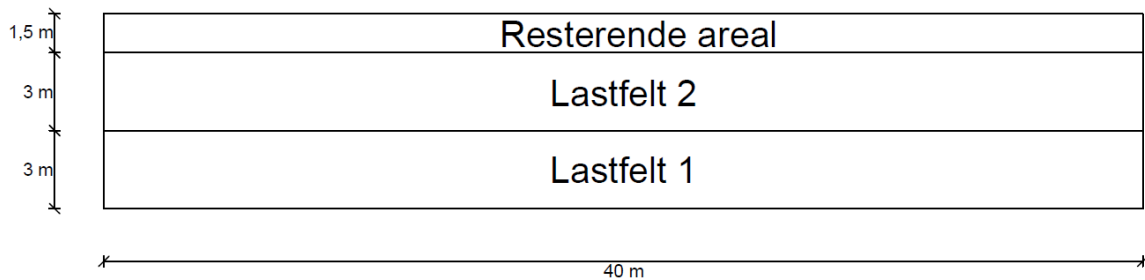
Kantdragere

Kantdragerne vil nok bidra noe til bruas stivhet, men dette ses til sikker side bort fra. Disse dragerne settes derfor på som laster uten bidrag til stivhet. I likhet med rekkverkslastene, settes de på som linjelaster 200 mm fra bruas ytterkant. Dette er den omtrentlige plasseringen hvor kandragerens tyngdepunkt vil ligge.

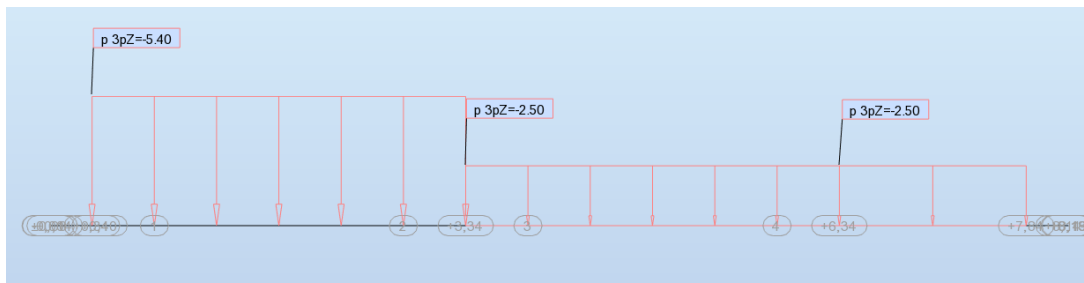
8.1.2 Trafikklaster

Ettersom brua kun har ett spenn, er det begrenset med valgmuligheter når man skal finne de verste effektene pga. trafikklaster. Det er naturlig at den *jevnt fordelte* lasten fra LM1 plasseres over hele bruas lengderetning, for å oppnå både størst mulig skjærkraft og moment. Når det gjelder plasseringen av de *konsentrerte* lastene i LM1 i lengderetning, kan man også raskt finne de ugunstige plasseringene her. For størst mulig feltmoment, plasseres de i bruas midtfelt. Største skjærkraft vil oppstå ved oppleggene, og punktlaster plasseres derfor inntil disse.

Plasseringen av laster i bruas tverretning er noe mer interessant. Som følge av at de ulike lastfeltene skal ha forskjellige belastninger, er det ikke direkte gitt hvor de ulike lastfeltene skal plasseres. Punkt 4.2.4 i EK1-2 gir som kjent regler for plasseringen av disse lastfeltene. Punktet sier bl.a. at feltet som gir den mest ugunstige effekten skal nummereres som lastfelt 1, nest mest ugunstige nummer 2, osv. Samtidig skal ikke nødvendigvis plasseringen relateres til nummereringen. Det betyr at for den aktuelle brua, kan lastfelt 1 plasseres enten i midten eller på kanten. Etter noe prøving, plasseres lastfelt 1 på kanten. Av den grunn, kalles bjelken ytterst på denne siden for *bjelke 1*. Neste bjelke blir nr. 2, og slik fortsetter det i stigende rekkefølge til nr. 10 på den andre kanten. Se figur 42 og 43 for plassering av lastfeltene.



Figur 42: Plassering av lastfelt



Figur 43: Plassering av jevnt fordelte trafikklaster i tverretning. Lastfelt 1 til venstre.

8.1.3 Vindlast

I denne oppgaven er det valgt å se på vindlast kun i vertikal retning.

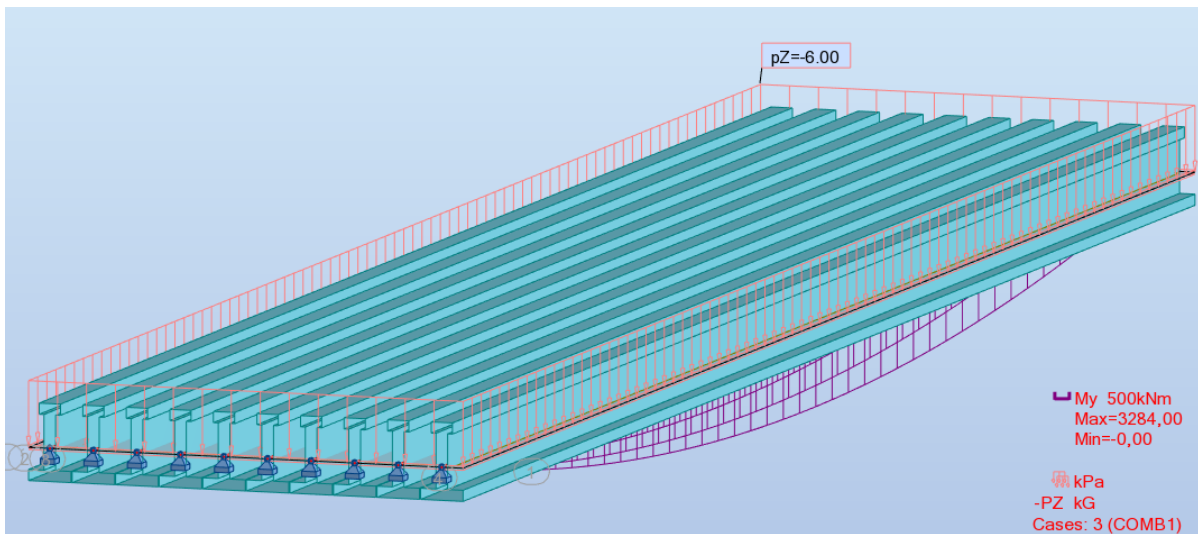
Den vertikale lasten fordeles over hele bruas bredde på, som er inkludert føringsavstand og kantdragere. Den settes på som nedadrettet last, som blir den mest ugunstige retningen. Ettersom brua er i ett spenn og ikke har søyler, antas det at horisontal vindlast har mindre betydning. Selve bruoverbygningen vil i mye mindre grad bli påvirket av horisontalkrefter enn det søyler ville blitt. Vindlast i både x- og y-retning blir derfor neglisjert her. Heller ikke vridningsmomentet $q_m(z)$ medregnes i oppgaven.

8.2 Opptredende krefter ved karakteristiske laster

8.2.1 For prefabrikkerte bjelker ved utstøping av bruplate

Når bruplata støpes på de monterte bjelkene, blir plata sett på som en ren belastning. På dette tidspunktet har den ikke oppnådd stivhet, og de prefabrikkerte bjelkene må derfor bære betongens egenvekten alene. Det antas at ingen andre laster virker på dette tidspunktet. Bjelkene kontrolleres her for moment, og følgende karakteristiske feltmoment vil opptre i denne situasjonen:

$$M_{kar} = M_{bjelker} + M_{plate} = 2300 + 984 = 3284 \text{ kNm}$$

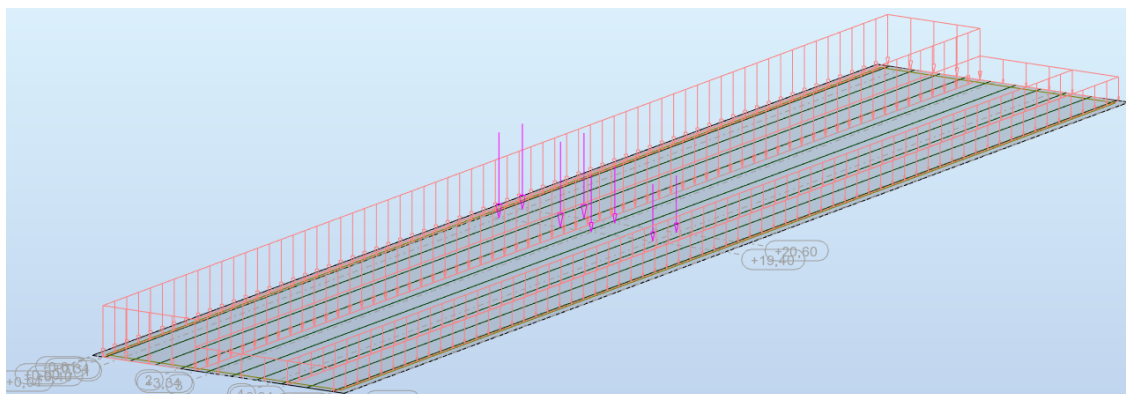


Figur 44: Karakteristisk moment pga. egenvekt betong etter støp av bruplate

8.2.2 For samvirketverrsnitt

De resulterende lastvirkningene som følge av de beskrevne plasseringene av de ulike lastene, presenteres i det følgende. Figur 45 viser plassering av trafikklaster for maks moment.

Feltmomentene som kan oppstå pga. de karakteristiske lastene presenteres i tabell 13 og 14. Tabellene viser momentene som oppstår i alle bjelkene pga. de ulike lastene, noe som resulterer i en del tall. Tabellene er laget for å raskt kunne sammenligne virkningene for de ulike bjelkene og de ulike lastene, ikke nødvendigvis nøye studering av hvert enkelt tall.



Figur 45: Plassering trafikklaster for maks moment

	Bj.nr.	1	2	3	4	5	
Last							
Bjelker og dekke		3286	3286	3286	3286	3286	[kNm]
Kantdragere		199,6	191,0	183,2	177,3	174,1	[kNm]
Asfalt		521,2	523,5	525,5	527,0	527,9	[kNm]
Rekkverk		86,3	82,6	79,2	76,7	75,3	[kNm]
UDL1-1		596,8	537,4	477,0	415,7	353,8	[kNm]
UDL2-1		100,9	114,0	126,9	139,0	150,1	[kNm]
UDL3-1		-4,9	11,1	27,7	45,0	63,2	[kNm]
TS1-1		990,6	1011	894,5	833,7	640,2	[kNm]
TS2-1		205,0	246,4	295,2	363,2	451,5	[kNm]
Vindlast		188,8	188,8	188,8	188,8	188,8	[kNm]
SUM		6170	6192	6084	6052	5911	[kNm]

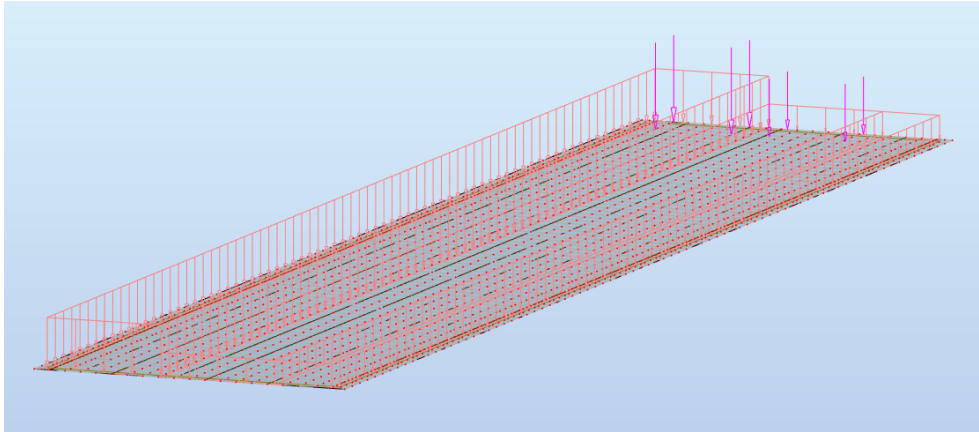
Tabell 13: Feltmoment karakteristiske laster, bjelke 1-5

	Bj.nr.	6	7	8	9	10	
Last							
Bjelker og dekke		3286	3286	3286	3286	3286	[kNm]
Kantdragere		174,1	177,3	183,2	191,0	199,6	[kNm]
Asfalt		527,9	527,0	525,5	523,5	521,2	[kNm]
Rekkverk		75,3	76,7	79,2	82,6	86,3	[kNm]
UDL1-1		291,7	230,4	170,4	112,0	54,9	[kNm]
UDL2-1		159,8	168,0	174,9	180,7	185,8	[kNm]
UDL3-1		82,3	101,8	121,6	141,4	161,1	[kNm]
TS1-1		487,5	371,5	274,2	187,1	104,9	[kNm]
TS2-1		437,5	457,7	512,0	463,7	431,9	[kNm]
Vindlast		188,8	188,8	188,8	188,8	188,8	[kNm]
SUM		5711	5585	5516	5357	5221	[kNm]

Tabell 14: Feltmoment karakteristiske laster, bjelke 6-10

Største skjærkraft er som nevnt funnet ved å bl.a. plassere boggilast inntil opplegg. I tabell 15 og 16 presenteres kreftene på lignende vis som for moment. Kraftene finnes ved opplegg, hvor de vil være størst. Alternativt kunne man sjekket kreftene en avstand d fra opplegg etter Ek2 pkt. 6.2.1(8). Dette er nærmere diskutert i kapittel 11.5.

Figur 46 viser hvor trafikklaster plasseres for å oppnå største skjærkrefter.



Figur 46: Plassering trafikklaster for maks skjærkrefter

	Bj.nr.	1	2	3	4	5	
Last							
Bjelker og dekke		328,7	328,6	328,6	328,6	328,6	[kN]
Kantdragere		47,4	20,6	15,1	13,4	12,7	[kN]
Asfalt		47,6	53,1	53,6	54,1	54,3	[kN]
Rekkverk		20,5	8,9	6,5	5,8	5,5	[kN]
UDL1-1		96,3	56,9	54,9	46,8	33,5	[kN]
UDL2-1		8,6	10,0	11,1	13,8	18,7	[kN]
UDL3-1		8,7	1,5	2,2	3,5	5,0	[kN]
TS1-1		29,7	237,4	55,5	232,0	29,0	[kN]
TS2-1		1,3	1,9	4,6	18,7	153,2	[kN]
Vindlast		18,8	18,9	18,9	18,9	18,9	[kN]
SUM		607,6	737,8	551,0	735,6	659,4	[kN]

Tabell 15: Skjær bjelke 1-5

	Bj.nr.	6	7	8	9	10	
Last							
Bjelker og dekke		328,6	328,6	328,6	328,6	328,7	[kN]
Kantdragere		12,7	13,4	15,1	20,6	47,4	[kN]
Asfalt		54,3	54,1	53,6	53,1	47,7	[kN]
Rekkverk		5,5	5,8	6,5	8,9	20,5	[kN]
UDL1-1		25,2	19,0	13,8	15,9	-26,0	[kN]
UDL2-1		21,1	21,6	19,9	16,5	15,9	[kN]
UDL3-1		6,8	9,0	12,1	15,5	29,9	[kN]
TS1-1		7,3	3,3	1,7	1,2	-3,0	[kN]
TS2-1		20,5	20,7	153,9	20,2	5,4	[kN]
Vindlast		18,9	18,9	18,9	18,9	18,8	[kN]
SUM		500,9	494,4	624,1	499,4	485,3	[kN]

Tabell 16: Skjær bjelke 6-10

8.3 Lastkombinering og dimensjonerende krefter i bruddgrense

I dette underkapittelet presenteres dimensjonerende lastvirkninger i bruddgrense, med grunnlag fra det som beskrives i kap. 4.7 om lastkombinering og grensetilstander. Sentralt for bruddgrense er ligning 6.10a og 6.10b, og last- og kombinasjonsfaktorene som ble funnet i samme kapittel.

Når dimensjonerende krefter i bruddgrense finnes for samvirketverrsnittet, ses det kun på kombinasjoner der trafikk er den dominerende variable lasten. Dette vil uansett være dimensjonerende, ettersom alternativet er vindlast, som ikke er særlig stor sammenlignet med trafikk.

8.3.1 Feltmoment prefabrikkerte bjelker

Ettersom alle laster i dette tilfellet er egenvekt, blir ligning 6.10a den dimensjonerende her. Dermed benyttes lastfaktoren 1,35 for å finne dimensjonerende moment:

$$M_{Ed} = 3284 * 1,35 = 4433 \text{ kNm}$$

8.3.2 Feltmoment samvirketverrsnitt

I tabell 17 og 18 vises feltmoment etter de to ligningene 6.10a og 6.10b, som beskrevet i kapittel 4.7.1. Den største av de to blir som kjent dimensjonerende og skal sammenlignes med tverrsnittets kapasitet.

I disse tabellene vises kun tall fra bjelken som får størst moment, i motsetning til samtlige bjelker som i kap. 8.2. Utregning for alle bjelker finnes i vedlegg B.2. Selv om en bjelke får størst moment ved karakteristiske laster, er det ikke nødvendigvis gitt at den samme får det største momentet i bruddgrense ved bruk av last- og kombinasjonsfaktorer. Det er heller ikke

gitt at det er den samme for de to ligningene. Dette kommer av de ulike faktorene for forskjellige lasttyper, og ulik påvirkning på hver bjelke fra permanente- og nyttelaster.

I dette tilfellet får riktignok bjelke nr. 2 størst påkjenning både ved karakteristiske laster, ved ligning 6.10a og ved ligning 6.10b.

Tabellene inneholder faktorer kun for ugunstig virkning, som er last- og kombinasjonsfaktorer funnet i kap. 4.7.1. Faktorer for gunstige virkninger er ikke gitt, ettersom bare ugunstige er med i dette tilfellet. De gunstige faktorene er forøvrig 1,0 for permanente laster og 0 for variable laster.

	Bj.nr.	2	
Last	Faktor		
Bjelker og dekke	1,35	4436,1	[kNm]
Kantdragere	1,35	257,9	[kNm]
Asfalt	1,35	706,7	[kNm]
Rekkverk	1,35	111,5	[kNm]
UDL1-1	0,945	507,8	[kNm]
UDL2-1	0,945	107,7	[kNm]
UDL3-1	0,945	10,5	[kNm]
TS1-1	0,945	955,7	[kNm]
TS2-1	0,945	232,8	[kNm]
Vindlast	1,12	211,5	[kNm]
SUM		7538	[kNm]

Tabell 17: Moment ligning 6.10a

	Bj.nr.	2	
Last	Faktor		
Bjelker og dekke	1,2	3943,2	[kNm]
Kantdragere	1,2	229,2	[kNm]
Asfalt	1,2	628,2	[kNm]
Rekkverk	1,2	99,1	[kNm]
UDL1-1	1,35	725,5	[kNm]
UDL2-1	1,35	153,9	[kNm]
UDL3-1	1,35	15,0	[kNm]
TS1-1	1,35	1365,3	[kNm]
TS2-1	1,35	332,6	[kNm]
Vindlast	1,12	211,5	[kNm]
SUM		7703	[kNm]

Tabell 18: Moment ligning 6.10b

Beregningene viser at ligning 6.10b er dimensjonerende, og tverrsnittet må derfor kontrolleres for et moment på 7703 kNm.

8.3.3 Skjærkraft

Også for skjærkraft blir de største kreftene i bjelke 2, både i ligning 6.10a og b. Tallene presenteres i tabell 19 og 20.

	Bj.nr.	2	
Last	Faktor		
Bjelker og dekke	1,35	443,6	[kN]
Kantdragere	1,35	27,8	[kN]
Asfalt	1,35	71,7	[kN]
Rekkverk	1,35	12,0	[kN]
UDL1-1	0,945	53,8	[kN]
UDL2-1	0,945	9,5	[kN]
UDL3-1	0,945	1,4	[kN]
TS1-1	0,945	224,3	[kN]
TS2-1	0,945	1,8	[kN]
Vindlast	1,12	21,2	[kN]
SUM		867	[kN]

Tabell 19: Skjærkraft ligning 6.10a

	Bj.nr.	2	
Last	Faktor		
Bjelker og dekke	1,2	394,3	[kN]
Kantdragere	1,2	24,7	[kN]
Asfalt	1,2	63,7	[kN]
Rekkverk	1,2	10,7	[kN]
UDL1-1	1,35	76,8	[kN]
UDL2-1	1,35	13,5	[kN]
UDL3-1	1,35	2,0	[kN]
TS1-1	1,35	320,5	[kN]
TS2-1	1,35	2,6	[kN]
Vindlast	1,12	21,2	[kN]
SUM		930	[kN]

Tabell 20: Skjærkraft ligning 6.10b

Dimensjonerende skjærkraft i bruddgrense blir 930 kN, som kommer fra ligning 6.10b.

8.4 Lastkombinering og dimensjonerende krefter i bruksgrense

De dimensjonerende lastvirkningene i bruksgrense presenteres på samme måte som for bruddgrense. Også her er det bjelke 2 som får de største verdiene for de ulike kombinasjonene. Et

unntak er riktignok for den ene av de to mulige kombinasjonene i tilnærmet permanent kombinasjon. Her får bjelke 1 størst moment, og denne benyttes kun i en enkel kontroll. Grundigere beskrivelse gis senere i kapittelet. For fullstendige beregninger, se vedlegg B.2.

8.4.1 Karakteristisk kombinasjon

Karakteristisk kombinasjon brukes bl.a. ved spenningsbegrensning, for å kontrollere om trykkspenningene overskrider en kritisk verdi. Tabell 21 viser moment etter ligning 6.14b for karakteristisk kombinasjon i bruksgrense:

	Bj.nr.	2	
Last	Faktor		
Bjelker og dekke	1	3286,0	[kNm]
Kantdragere	1	191,0	[kNm]
Asfalt	1	523,5	[kNm]
Rekkverk	1	82,6	[kNm]
UDL1-1	1	537,4	[kNm]
UDL2-1	1	114,0	[kNm]
UDL3-1	1	11,1	[kNm]
TS1-1	1	1011,3	[kNm]
TS2-1	1	246,4	[kNm]
Vindlast	0,7	132,2	[kNm]
SUM		6135	[kNm]

Tabell 21: Moment karakteristisk kombinasjon, ligning 6.14b

8.4.2 Ofte forekommende kombinasjon

Denne kombinasjonen kan bl.a. benyttes ved rissviddebegrensning. Tabell 22 viser på samme vis største opptredende moment ved denne kombinasjonen:

	Bj.nr.	2	
Last	Faktor		
Bjelker og dekke	1	3286,0	[kNm]
Kantdragere	1	191,0	[kNm]
Asfalt	1	523,5	[kNm]
Rekkverk	1	82,6	[kNm]
UDL1-1	0,7	376,2	[kNm]
UDL2-1	0,7	79,8	[kNm]
UDL3-1	0,7	7,8	[kNm]
TS1-1	0,7	707,9	[kNm]
TS2-1	0,7	172,5	[kNm]
Vindlast	0	0,0	[kNm]
SUM		5427	[kNm]

Tabell 22: Moment ofte forekommende kombinasjon, ligning 6.15b

8.4.3 Tilnærmet permanent kombinasjon

Den tredje og siste av kombinasjonene som benyttes i bruksgrense, er tilnærmet permanent kombinasjon. Kombinasjonsfaktorene kan variere etter hva man skal kontrollere, som også beskrevet i kap. 4.7.2. Kombinasjonen brukes i denne oppgaven bl.a. for rissviddebegrensning. Faktorer som i dette tilfellet benyttes for variable laster er 0,5, etter pkt. 5 i tabell NA.A2.1 i EK0. Dette gir verdier som vist i tabell 23.

	Bj.nr.	2	
Last	Faktor		
Bjelker og dekke	1	3286,0	[kNm]
Kantdragere	1	191,0	[kNm]
Asfalt	1	523,5	[kNm]
Rekkverk	1	82,6	[kNm]
UDL1-1	0,5	268,7	[kNm]
UDL2-1	0,5	57,0	[kNm]
UDL3-1	0,5	5,6	[kNm]
TS1-1	0,5	505,7	[kNm]
TS2-1	0,5	123,2	[kNm]
Vindlast	0,5	94,4	[kNm]
SUM		5138	[kNm]

Tabell 23: Moment tilnærmet permanent kombinasjon, ligning 6.16b. Beregning av riss.

Den andre mulige kombinasjonen i tilnærmet permanent vises i tabell 24. I dette tilfellet er det bjelke 1 som får størst moment. Denne kombinasjonen brukes til å kontrollere om lineær kryptøyning kan antas.

	Bj.nr.	1	
Last	Faktor		
Bjelker og dekke	1	3286,0	[kNm]
Kantdragere	1	199,6	[kNm]
Asfalt	1	521,2	[kNm]
Rekkverk	1	86,3	[kNm]
UDL1-1	0,2	119,4	[kNm]
UDL2-1	0,2	20,2	[kNm]
UDL3-1	0,2	-1,0	[kNm]
TS1-1	0,2	198,1	[kNm]
TS2-1	0,2	41,0	[kNm]
Vindlast	0	0,0	[kNm]
SUM		4471	[kNm]

Tabell 24: Moment tilnærmet permanent kombinasjon, ligning 6.16b. Andre kontroller enn riss.

9 Kapasitetsberegning

I dette kapitlet er det beskrevet hvordan kapasitetskontroller for brua i både brudd- og bruksgrensetilstand er gjennomført. Kapasitetskontrollene som er utført i denne oppgaven baserer seg på Eurokodene, *Betongkonstruksjoner* av Svein Ivar Sørensen og ulike deler av *Betongelementboken*.

9.1 Bruddgrensetilstand

9.1.1 Momentkapasitet

For bestemmelse av momentkapasiteten for armerte eller forspente betongtverrsnitt gir EK2 pkt. 6.1(2) følgende forutsetninger:

- plane tverrsnitt forblir plane;
- tøyningen i armering eller spennkabler med heft, uavhengig av om de er i strekk eller trykk, er den samme for betongen omkring;
- det ses bort fra betongens strekkfasthet;
- spenningen i betongen under trykk er utledet fra dimensjonerende spennings- tøyningssammenheng gitt i 3.1.7.
- spenningen i armeringsstål og spennstål er utledet fra de dimensjoernede kurvene i 3.2.8 (figur 3.8) og 3.3 (figur 3.10);
- den initielle tøyningen i spennkablene legges til grunn ved bestemmesen av spenningene i spennkablene.

Det er i denne oppgaven besluttet å beregne momentkapasiteten til bjelkene og brua ved fire ulike tilstander:

- Oppspenningstilstanden
- Den prefabrikkerte bjelkens kapasitet idet bruplata støpes (før samvirke mellom prefab-bjelke og plastøpt bruplate er oppnådd)
- Samvirke etter 1 år
- Samvirke etter 100 år

Både ved oppspenning og når bruplata skal støpes kan være kritiske tidspunkt. Her er det kun den prefabrikkerte bjelkens kapasiteten som beregnes. I tillegg kontrolleres brua altså etter 1 og 100 år, der samvirke mellom brubjelkene og -plata er oppnådd. Disse tidspunktene er valgt på bakgrunn av at den dimensjonerende brukstiden er 100 år, samt at brua skal kontrolleres like etter at den er åpnet for trafikk, ref. N400 pkt. 7.2.3.

Ved beregninger av elementer med spennarmering i bruddgrensetilstand, skiller man mellom to hovedmetoder. Enten kan spennkraften betraktes som en ytre last, eller virkningen av spennarmeringen som en indre motstand. Betraktning av spennkraften som en ytre last benyttes

vanligvis i oppspenningstilstanden. Her må man bl.a. benytte lastfaktorer, da spennkraften betraktes som en ytre last. Denne beregningsmetoden innebærer løsning med M-N-diagram. I denne oppgaven benyttes altså denne metoden ved kontroll av oppspenningstilstanden.

9.1.1.1 Oppspenningstilstanden Det er her valgt å kontrollere oppspenningstilstanden for gitt armering fra SVVs bjelkeprosjekt, med bjelketverrsnittet vist på figur 14. Grunnlaget kan være noe mangelfullt og er vist i vedlegg A.

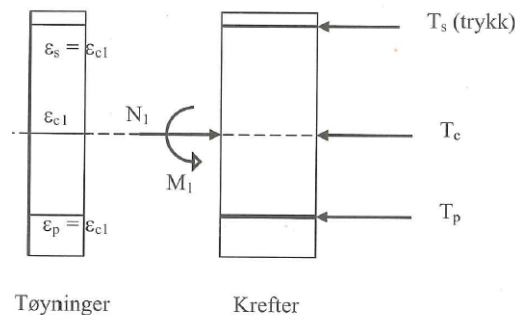
Tverrsnittet har 30 spenntau i underkant, 2 spenntau i overkant, samt 4Ø16 i overkant og 2Ø12 i midten av bjelken. Kontrollen blir gjennomført ved bruk av samme prinsipper som i *Betongkonstruksjoner*[15].

Ved oppspenning blir spennarmeringen liggende i trykksonen, slik at man får strekk i toppen av tverrsnittet. Spennkraften blir her sett på som en ytre kraft som skaper et dimensjonerende moment og en dimensjonerende ytre aksialkraft.

Det er antatt at oppspenning skjer etter tre døgn, og trykkfastheten i betongen finnes etter EK2 pkt. 3.1.2(6). Verdien for betongtøyningene for klasse B55 er 1,8‰, men siden man ser på betongen etter 3 døgn, blir verdien 1,75‰ for fasthetsklasser \leq B45 brukt.

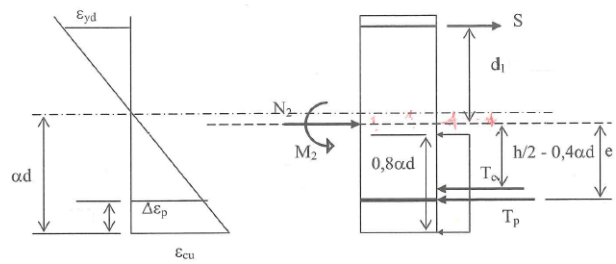
For å kontrollere oppspenningstilstanden benytter man tre tøyningstilstander: Rent trykk, balansepunkt (flytetøyning i slakkarmeringen) og ved to ganger flytetøyning for slakkarmering.

1) Rent trykk I første tøyningstilstand blir hele tverrsnittet gitt en konstant trykktøyning lik, for bilinear spennings-tøyningssammenheng, ϵ_{c3} . Det betyr at slakkarmering, spennarmering og betong blir gitt denne tøyningen med resulterende krefter slik som vist på figur 47.



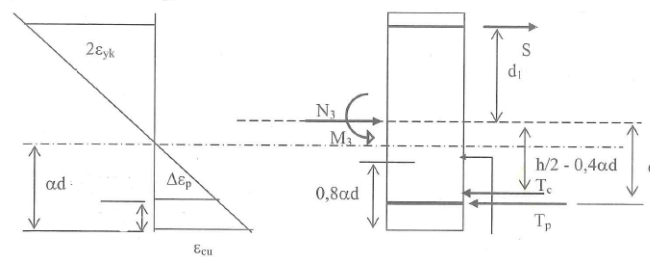
Figur 47: Tøyningstilstand ved rent trykk[15]

2) Balansepunkt I den andre tøyningstilstanden blir tverrsnittet gitt tøyninger som tilsvarer trykkbrudd i betongen og dimensjonerende flytetøyning i slakkarmeringen i strekksonen. Dette illustreres i figur 48.



Figur 48: Balansepunkt[15]

3) **Stor armeringstøyning** I den tredje tøyningstilstanden blir tverrsnittet gitt tøyninger som tilsvarer trykkbrudd i betongen og to ganger karakteristisk flytetøyning i slakkarmeringen i strekksonen. Dette illustreres i figur 49.



Figur 49: Stor armeringstøyning[15]

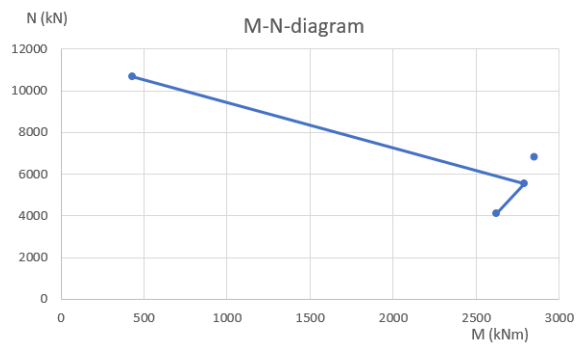
Symboler og forklaringer til figur 47, 48 og 49:

- ε_{yd} = dimensjonerende flytetøyning i slakkarmering
- ε_{cu} = tøyning ved trykkbrudd i betong
- $\delta\varepsilon_p$ = fellestøyning i spennarmering og betong (trykk)
- ε_{yk} = karakteristisk flytetøyning i slakkarmering
- αd = trykksonehøyde
- T_c = Betongtrykkresultant
- T_p = Indre motstand i spennarmeringen pga fellestøyning $\delta\varepsilon_p$
- S = indre motstand i slakk - og spennarmeringen i strekksone

Resulterende krefter blir vist i tabell 25, og illustrert i figur 50.

	N	M
1) Trykkbrudd	10692 kN	431 kN*m
2) Balansepunkt	5538 kN	2792 kN*m
3) Stor armeringstøyning	4087 kN	2623 kN*m
Dimensjonerende krefter	6853 kN	2846 kN*m

Tabell 25: Kontroll av oppspenningstilstanden



Figur 50: M-N-diagram for oppspenningstilstanden

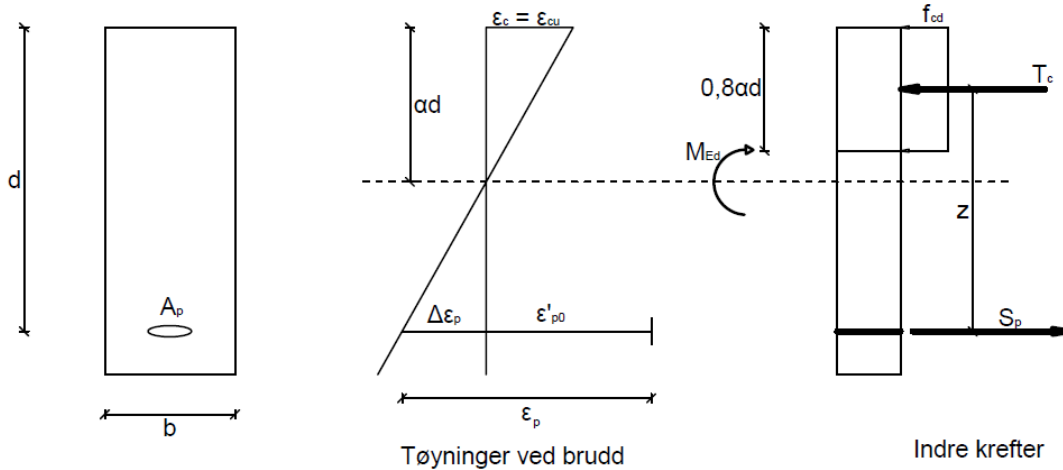
Som tabellen og diagrammet viser, er ikke kapasiteten til bjelken ved oppspenningstilstanden god nok i forhold til det tegningsgrunnlaget som er fått. Beregninger for oppspenningstilstanden er vist i vedlegg D.1. Grunner til at kapasiteten ikke er god nok blir diskutert i kapittel 11.

9.1.1.2 Kapasitet prefabrikkert bjelke

Alternativet til å betrakte spennkraften som en ytre last, er altså å betrakte forspenningskraften som en indre motstand. Dette gjøres vanligvis når tverrsnittet påkjennes av momenter fra egenlast og nyttelast, slik at spennarmeringen som regel ligger i strekksonen. Metoden resulterer i beregning av ren momentkapasitet, der den indre kraften i spennarmeringen bestemmes ut fra den totale tøyningen i spennstålet [15]. Denne metoden benyttes ved de resterende tre andre kontrollene av momentkapasiteten som skal gjennomføres.

Metoden med forspenningen som en indre motstand, baserer seg på å først definere når brudd vil inntreffe. Man velger altså et bruddkriterium. Den dimensjonerende spennings-tøyningsskurven for spennstål er illustrert i figur 16 i kapittel 3, hentet fra EK2 pkt. 3.3.6. Ved tverrsnittsdimensjonering kan man enten benytte en stigende øvre del med en tøyningsgrense ε_{ud} , eller en horisontal øvre del uten begrensning av tøyningen [9]. For praktisk dimensjonering, er det som regel godt nok å benytte den bilineære kurven uten fastning [15], altså sistnevnte av de to alternativene. I denne oppgaven velges det derfor å benytte denne kurven. Med den valgte spennings-tøyningsskurven for spennstål, blir eneste bruddkriterium trykkbrudd i betongen når $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ (= ε_{cu3} med valgt $\sigma_c - \varepsilon_c$ -forløp). Når bruddkriterium er definert, beregnes deretter resultantkrefter, momentarmer og likevektsbetraktninger for å finne momentkapasitet. Ved beregning av ren momentkapasitet, er det imidlertid sentralt å finne ut om tverrsnittet er under- eller overarmert, som beskrives senere.

Metoden kan først illustreres ved et enkelt rektangulært tverrsnitt:



Figur 51: Rektangulært bjelketverrsnitt med spennarmerig i strekksone

Symboler og forklaringer:

- ε_p = total tøyning i spennarmering ved brudd
- $\varepsilon'_{p0} = \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap}$ = effektiv tøyningdifferanse eller forhåndstøyning i spennarmering
- $\Delta\varepsilon_{tap}$ = reduksjon av tøyningdifferanse i spennarmering pga. friksjon, låsetap, kryp, svinn og relaksasjon

- Betongtrykkresultant:

$$T_c = \lambda \eta f_{cd} \alpha b d,$$

der verdiene for fasthetsklasser $\leq B50$ er $\lambda = 0,8$ og $\eta = 1,0$

$$\Rightarrow T_c = 0,8 f_{cd} \alpha b d \text{ for } \leq B50$$

- Indre momentarm: $z = (1 - 0,4\alpha)d$

Momentet av indre krefter uttrykker betongtrykksonens momentkapasitet:

$$M_{Rd} = T_c z = 0,8(1 - 0,4\alpha)\alpha b d^2 f_{cd}$$

Dette uttrykker altså det rektangulære tverrsnittets momentkapasitet dersom fasthetsklassen $\leq B50$. Høyden av trykksonen, αd , bestemmes ved aksiell likevekt:

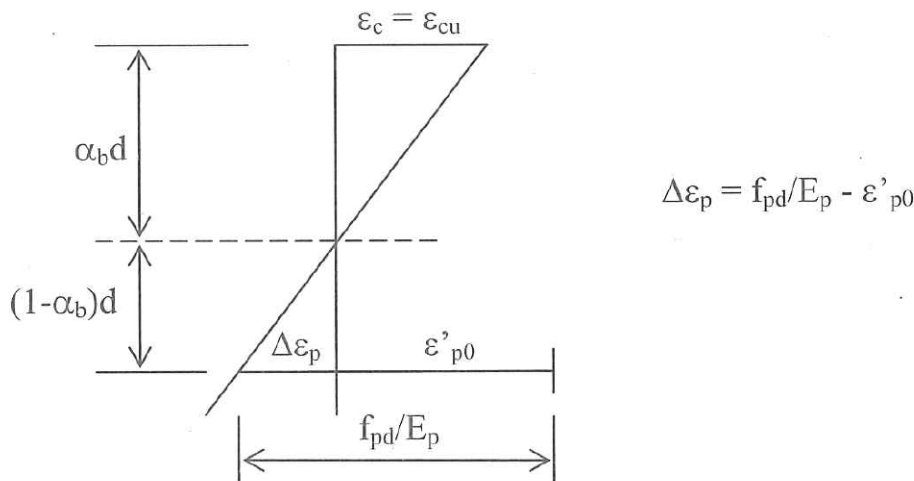
$$T_c = S_p$$

Som nevnt, er det sentralt å finne ut om tverrsnittet er under- eller overarmert. Dersom tverrsnittet er underarmert er armeringsmengden i tverrsnittet relativt liten, og armeringen vil flyte før betongen knuses. Ved et overarmert tverrsnitt vil derimot armeringen ikke flyte før betongen knuses, ettersom armeringsmengden her er relativt stor. Det er ønskelig å ha et underarmert

tverrsnitt, fordi konstruksjonen da vil framvise en viss seighet før brudd. På denne måten kan man få et forvarsel om bruddet gjennom tydelige deformasjoner og synlige riss.

Kraften i spennarmeringen, S_p , er avhengig av om den totale tøyningen i armeringen $\varepsilon_p \geq f_{pd}/E_p$ (flytning), eller $\varepsilon_p < f_{pd}/E_p$ (elastisk). Kraften er med andre ord avhengig av om tverrsnittet er over- eller underarmert. I et underarmert tverrsnitt vil spennarmeringens kraft være lik $f_{pd} * A_{pd}$ ettersom armeringen flyter, mens for et overarmert tverrsnitt blir kraften lik $\sigma_{pd} * A_p = \varepsilon_p E_p * A_p$.

For å avgjøre dette, kan man definere et såkalt balansert spennarmeringstverrsnitt, som er akkurat på grensen mellom over- og underarmert tverrsnitt. Det betyr at spennstålet når flytning samtidig som betongen når trykkbruddtøyningen. Tøyninger ved brudd for et balansert tverrsnitt illustreres i figur 52, hentet fra *Betongkonstruksjoner*.



Figur 52: Balansert spennarmeringstverrsnitt, tøyninger ved brudd [15]

Den aktuelle brubjelken

Det er nå vist hvordan prinsippet med å betrakte virkningen av spennarmeringen som en indre motstand kan benyttes til å beregne momentkapasiteten for et enkelt, rektangulært spennarmert tverrsnitt. Noe mer komplisert blir det med de aktuelle brubjelkene, men de samme prinsippene ligger i bunn. Detaljerte beregninger av den prefabrikkerte brubjelkens momentkapasitet er vist i vedlegg D.2.

Eneste aktuelle bruddkriterium for bjelken blir som nevnt trykkbrudd i betongen. Denne er lik $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu3} = 3,1 * 10^{-3}$ for B55 og den valgte $\sigma_c - \varepsilon_c$ -sammenheng, som er valgt å være bilinear som vist i figur 15.

Brubjelken er som kjent ikke rektangulær, og betongtrykkresultanten må derfor “deles opp” dersom trykksonen ligger i tverrsnittsdeler med ulike bredder. Ettersom det benyttes betong med fasthetsklasse B55 i bjelkene, må faktorene λ og η justeres noe. λ definerer den effektive høyden for trykksonen, mens η definerer den effektive fastheten. Faktorene kan regnes ut etter følgende formler gitt i EK2 pkt. 3.1.7(3), som gjelder for $50 < f_{ck} \leq 90$ MPa:

9. KAPASITETSBEREGNING

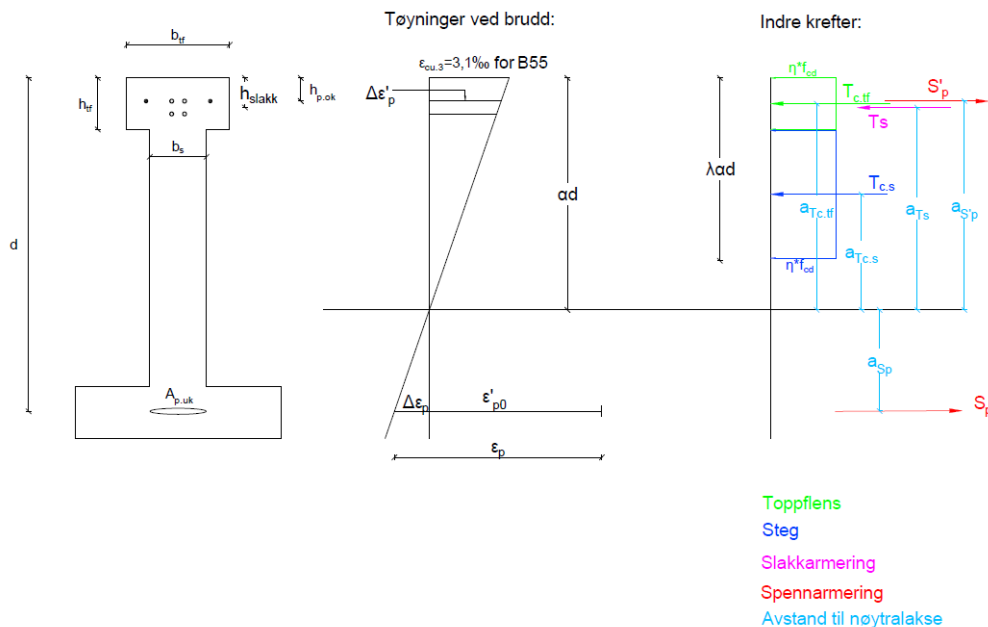
$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 \quad \Rightarrow \quad \lambda_{B55} = 0.788$$

$$\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50)/200 \quad \Rightarrow \quad \eta_{B55} = 0.975$$

Brubjelketverrsnittet får en relativt stor trykksonehøyde, som følge av et forholdsvis lite toppflensareal og et stort spennarmeringsareal. Dette medfører at det oppstår betydelig trykktøyning av slakkarmeringen i topp, og bidraget fra slakkarmeringen tas derfor med i beregningene. Dette har betydning for både det balanserte spennarmeringstverrsnittet, trykksonehøyden og til slutt tverrsnittets momentkapasitet. Ved beregningene er det også tatt hensyn til de to spenntauene i toppen, som vil ha negativ effekt på momentkapasiteten.

Den prefabrikkerte brubjelken er underarmert, men ikke langt unna å ha balansert spennarmeringstverrsnitt. Dette gjenspeiler seg i den store trykksonehøyden.

Figur 53 viser tøyninger ved brudd og indre krefter, som benyttes ved beregningen. Større og tydeligere figur finnes i samme vedlegg som beregningene, D.2.



Figur 53: Tøyninger ved brudd og indre krefter, prefabrikkert bjelke

Bjelkens beregnede momentkapasitet 28 dager etter støping blir $M_{Rd} = 5927$ kNm. 28 dager er antatt tid for montasje og påstøp av bruplate.

$$M_{Rd} > M_{Ed} = 4433 \text{ kNm} \quad \Rightarrow \quad \text{Kapasitet OK}$$

$$\text{Utnyttelse på dette tidspunkt: } \frac{4433}{5927} * 100\% = 75\%$$

9.1.1.3 Kapasitet samvirkebjelke

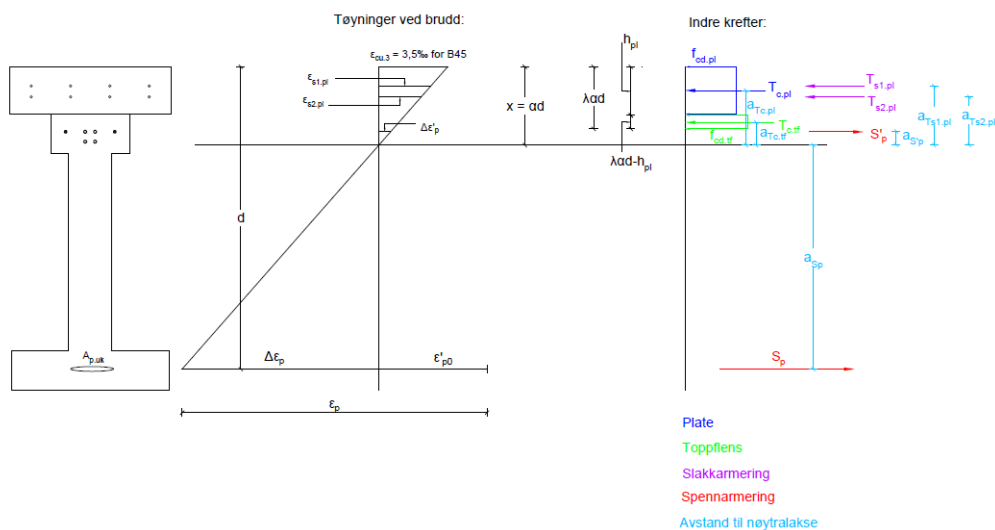
Når samvirke mellom brubjelker og -plate er oppnådd, vil momentkapasiteten øke. Denne beregnes ved tidpunktene 1 og 100 år etter støping. De tidsavhengige effektene pga. kryp, svinn

9. KAPASITETSBEREGNING

og relaksasjon øker som kjent med tiden, og vil derfor være ulike ved disse to tidspunktene. Den gradvise reduksjonen av spennkraften har bl.a. betydning for størrelsen på den effektive tøyningdifferansen, som igjen har betydning for trykksonehøydefaktoren for balansert spennarmering, α_b .

Fremgangsmåten for beregningen er tilsvarende som for bjelken alene, men noen forskjeller er det likevel, se figur 54. For det første er bruddkriteriet nå endret, ettersom bruplata er støpt med B45. Denne plata ligger øverst i trykksonen og får de største trykkpåkjenningene. B45 får trykkbrudd når $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu3} = 3,5 * 10^{-3}$.

Beregningene viser at tverrsnittet er underarmert etter både 1 og 100 år. Det betyr at spennarmeringen flyter ved begge de betraktede tidspunktene, som gir tilnærmet identisk momentkapasitet for de to. Trykksonehøyden er langt mindre for samvirkebjelken, noe som fører til at armering i toppflens ligger nesten i nøytralaksen. Det tas derfor ikke hensyn til slakkarmeringen i toppflensen. Spennarmeringen i toppflens tas riktignok hensyn til, ettersom denne har negativ innvirkning på ren momentkapasitet. Innvirkningen er imidlertid liten siden den ligger nærme nøytralaksen. Den minimale forskjellen på momentkapasiteten for de to tidspunktene skyldes tapet for spennarmeringen i topp.



Figur 54: Tøyninger ved brudd og indre krefter, samvirke

Samvirkebjelkens beregnede momentkapasitet blir henholdsvis $M_{Rd} = 8464$ og 8465 kNm ved 1 og 100 år, for detaljert beregning se vedlegg D.3.

$M_{Rd} > 7703$ kNm \Rightarrow Kapasitet OK

Utnyttelse: $\frac{7703}{8464} * 100\% \approx \frac{7703}{8465} * 100\% = 91\%$

9.1.2 Skjærkraftkapasitet

Kapasiteten for skjærkraft beregnes etter 6.2 i EK2 og ved hjelp av Betongelementboken bind B[21]. Alle beregninger og forklaringer på symbol som ikke blir gitt i teksten finnes i vedlegg D.4 .

9.1.2.1 Konstruksjonsdeler uten skjærarmoring

Skjærstrekkkapasitet

Man må først regne ut kapasiteten etter EK2 6.2.2, konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmoring, såkalt skjærstrekkkapasitet. Dimensjonerende kapasitet for skjærkraft blir da gitt ved følgende formel:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp}] * b_w * d$$

med en minsteverdi

$$V_{Rd,c} = [v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}] * b_w * d$$

Dette gir en dimensjonerende kapasitet lik:

$$V_{Rd,c} = 541kN < V_{Ed} = 930kN$$

Uttrykket over viser at skjærkapasiteten til bjelkene er for lav uten hensyn til skjærarmoring. Etter disse beregningene må bjelkene skjærarmores.

Skjærtrykkkapasitet

Etter EK2, pkt. 6.2.2(6) må skjærkraften, uten beregningsmessig behov for skjærarmoring, alltid oppfylle betingelsen:

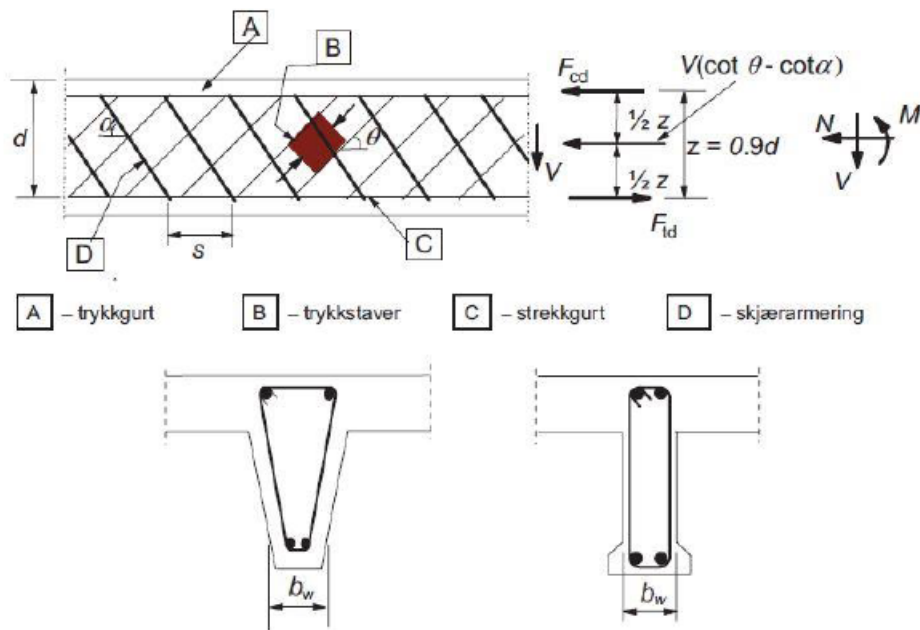
$$V_{Ed} \leq 0.5 * b_w * d * \nu * f_{cd}$$

Ettersom tverrsnittet må skjærarmores blir skjærtrykkkapasiteten funnet vha. en annen formel

9.1.2.2 Konstruksjonsdeler med skjærarmoring

Skjærstrekkkapasitet

For konstruksjonsdeler hvor man har et beregningsmessig behov for skjærarmoring baserer man dimensjoneringen på fagverksmodellen vist i figur 55. α er vinkelen mellom skjærarmoring og bjelkeaksen, θ er vinkelen mellom betongtrykkstaven og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften, b_w er minste bredde mellom strekk- og trykkgurt og z er innvendig momentarm.



Figur 55: Fagverksmodell med betegnelser for skjærarmerte konstruksjonsdeler, EK2 figur 6.5[9]

For konstruksjonsdeler hvor α settes lik 90° , dvs. vertikal skjærarmeringen, finnes skjærstrek-kapasiteten fra EK2, ligning (6.8):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * \cot\theta$$

Her benyttes samme verdi av θ som i SVVs brubjelkeprosjekt. Denne vinkelen er 39° , som gir $\cot\theta = 1.23$. Begrensning som blir gitt av N400, pkt. 7.6.2 er: $\cot\theta < 2$, mens EK2 krever at $\cot\theta > 1$. Ved å bruke verdien for maks skjærkraft, kan vi snu formelen, finne nødvendig armeringsareal og velge riktig skjærarmering. Nødvendig armeringsareal per meter, som vist i tabell 26, blir da:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{z * f_{ywd} * \cot\theta}{V_{Ed}}$$

Ved å velge armering $\text{Ø}16$ får man en nødvendig senteravstand ved bjelkeende: $s = 321\text{mm}$. I feltet kan selvsagt senteravstanden økes. Dette velges riktignok ikke å gå nærmere inn på her.

Skjærtrykkapasitet

Skjærtrykkapasiteten gir en maksverdi for skjærkraftkapasiteten. Formelen finnes i samme punkt i EK2, 6.2.3(3), og er uttrykt som:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} * b_w * z * \nu_1 * f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}$$

Beregningene vist i vedlegg D.4 oppsummeres i tabell 26, og gir verdier for opptredende skjærkraft, kapasiteter og nødvendig skjærarmeringsareal.

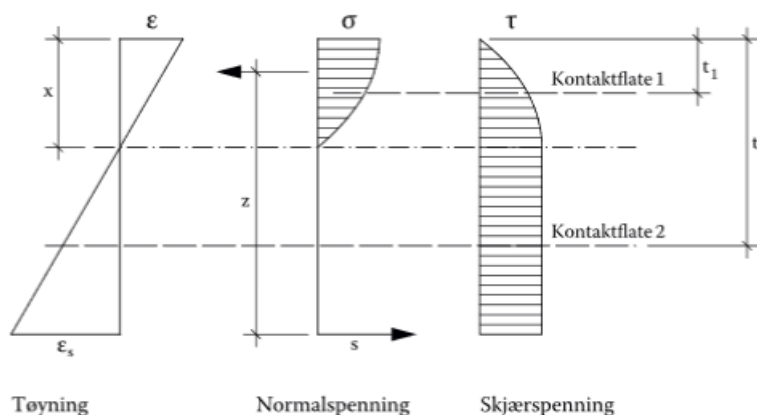
	Symbol	Verdi
Maks skjærkraft	V_{Ed}	930 kN
Skjærstrekkkapasitet uten skjærarmering	$V_{Rd,c}$	541 kN
Skjærarmeringsareal per meter (skjærstrekk)	A_{sw}/s	$1254\text{mm}^2/\text{m}$
Skjærtrykkkapasitet med skjærarmering	$V_{Rd,max}$	2692 kN

Tabell 26: Opptredende skjærkraft, kapasitet og nødvendig skjærarmeringsareal

9.1.2.3 Skjærkrefter i støpeskjøt

I tillegg til å finne kapasiteten til bjelkene, må man også finne nødvendig skjærarmeringsareal mellom betong støpt på ulike tidspunkt. EK2 kapittel 6.2.5 gir retningslinjer for dette. Disse retningslinjene er nærmere beskrevet i Betongelementboken bind B.

For å bestemme nødvendig armering må skjærspenningen i støpeskjøten finnes. Skjærspenningen er avhengig av om kontaktflaten mellom dekke og bjelkene ligger i strekk- eller trykksonen. Som figur 56 viser vil det være konservativt å dimensjonere som om kontaktflaten ligger i strekksonen. Dette er også enklere da skjærspenningene kan settes lik: $\tau = \frac{V}{z \cdot b_j}$. Derfor benyttes dette.



Figur 56: Prinsipp for trykksone og påstøp[21]

Kapasiteten til støpeskjøten bestemmes av formel (6.25) i EK2:

$$v_{Rdi} = c * f_{ctd} + \mu * \sigma_n + \rho * f_{yd}(\mu * \sin\alpha + \cos\alpha) \leq 0,5 * \nu * f_{cd}$$

I denne formelen er c og μ faktorer som er avhengig av ruheten i støpeskjøten. c sier noe om heftbidraget i fugen. Urissede fuger kan overføre relativt store skjærkrefter med heft. μ tar hensyn til friksjonen til tverrarmeringen. σ_n er spenning fra minste utvendige normalkraft gjennom støpeskjøten som oftest påført av egenvekten til dekke. Disse lastene blir, ifølge Betongelementboken bind B, normalt ikke regnet på i kapasitetsformelen, men har den effekten

at man alltid kan anta urisset fuge. Dette er positivt da man får et redusert armeringsbehov. $\rho = \frac{A_s}{A_i}$ er forholdet mellom armeringsarealet som krysser støpskjøten og arealet til støpeskjøten og α er som definert tidligere: 90° . Dette gir en ny og noe enklere formel for dimensjonerende skjærkapasitet gjennom støpeskjøten:

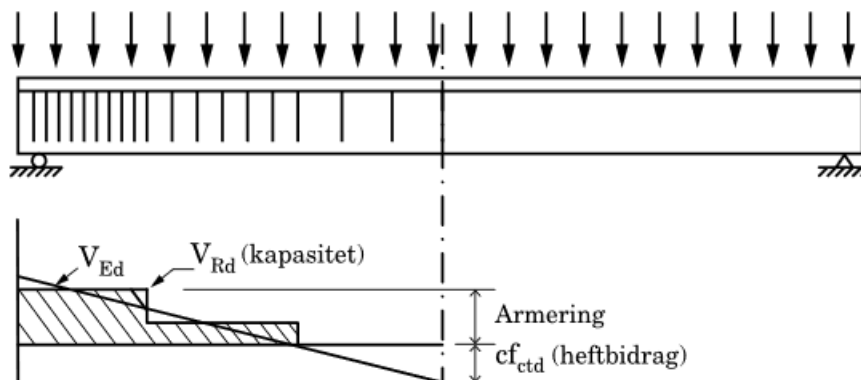
$$v_{Rdi} = c * f_{ctd} * A_i + A_s * \mu * f_{yd} \leq 0,5 * \nu * f_{cd}$$

For horisontale skjøter finnes det ingen krav knyttet til overflaten i fugen. Det er definert fire typer overflater i EK2: svært glatt, glatt, ru eller fortannet. Overflaten er med på å bestemme hvor stort heft- og friksjonsbidraget blir. I beregningene er det antatt en ru overflate i fugen. Ved å anta B45 i fugen blir heftbidraget på: $c * f_{ctd} = 0,61MPa$, som vist i tabell 27. Tabell 27 viser videre skjærkraften i fugen og nødvendig armeringsareal. Ved å bruke armering $\varnothing 16$ får man en nødvendig senteravstand på 284mm.

	Symbol	Verdi
Opptredende skjærspenning i kontaktflaten	τ_{Ed}	2,05MPa
Heftbidrag	$c * f_{ctd}$	0,61MPa
Nødvendig armeringsbidrag	τ_{Eds}	1,43MPa
Skjærkraft i fugen	V_{Eds}	$487 \frac{kN}{m}$
Nødvendig armering	A_s	$1601 \frac{mm^2}{m}$
Trykkbrudd	$v_{Rd,max}$	6,3MPa

Tabell 27: Viktige parametre ved skjærkraft i fuge

Senteravstand på 251,7mm gjelder mot bjelkeendene. Som vist i figur 57 kan heftbidraget være stort nok enkelte steder på bjelken slik at man ikke får statisk nødvendig armering gjennom støpeskjøten. Da tillater EK2, pkt. 6.2.5(3) en trinnvis fordeling av armeringen slik vist på figur 57.



Figur 57: Skjærkraftdiagram for beregning av nødvendig armering i støpeskjøt ved jevnt fordelt last[21][9]

9.2 Bruksgrensetilstand

brua skal også kontrolleres i bruksgrensetilstand. Som nevnt i kap. 4.7.2 skal det her påvises at konstruksjonen tilfredsstiller kravene til dens bruk og formål. De aktuelle bruksgrensetilstandene er spenningsbegrensning, rissviddebegrensning og nedbøyningsbegrensning. Ved beregning av spenninger og nedbøyninger bør tverrsnittene forutsettes å være uopprissede (stadium I) forutsatt at bøyestrekkspenningen ikke overskrider $f_{ct,eff}$. Denne verdien kan settes lik middelverdien av betongens aksialtrekkfasthet f_{ctm} , ref. EK2 pkt. 7.1(2). Disse verdiene er gitt i tabell 28 for de aktuelle betongfasthetene. Dersom bøyestrekkspenningen i tverrsnittet overskrider denne verdien, skal spenningene også kontrolleres ut fra beregninger i et opprisset tverrsnitt, også kjent som stadium II.

Fasthet	$f_{ctm}[N/mm^2]$
B45	3,8
B55	4,2

Tabell 28: Betongens aksialtrekkfasthet

9.2.1 Spenningsbegrensning ved utløfting

En kort, men kritisk, fase for elementene er under utløfting. Elementene blir hengende etter stropper og får midlertidige strekkspenninger i overkant av tverrsnittet og store trykkspenninger i underkant. Kontroll av bjelkene er basert på betongelementboken bind C, pkt. 2.4.3[31], og vist i vedlegg E.1. Kontrollen skal utføres med egenvekt og oppspenningskrefter med lastkoeffisient lik 1,0.

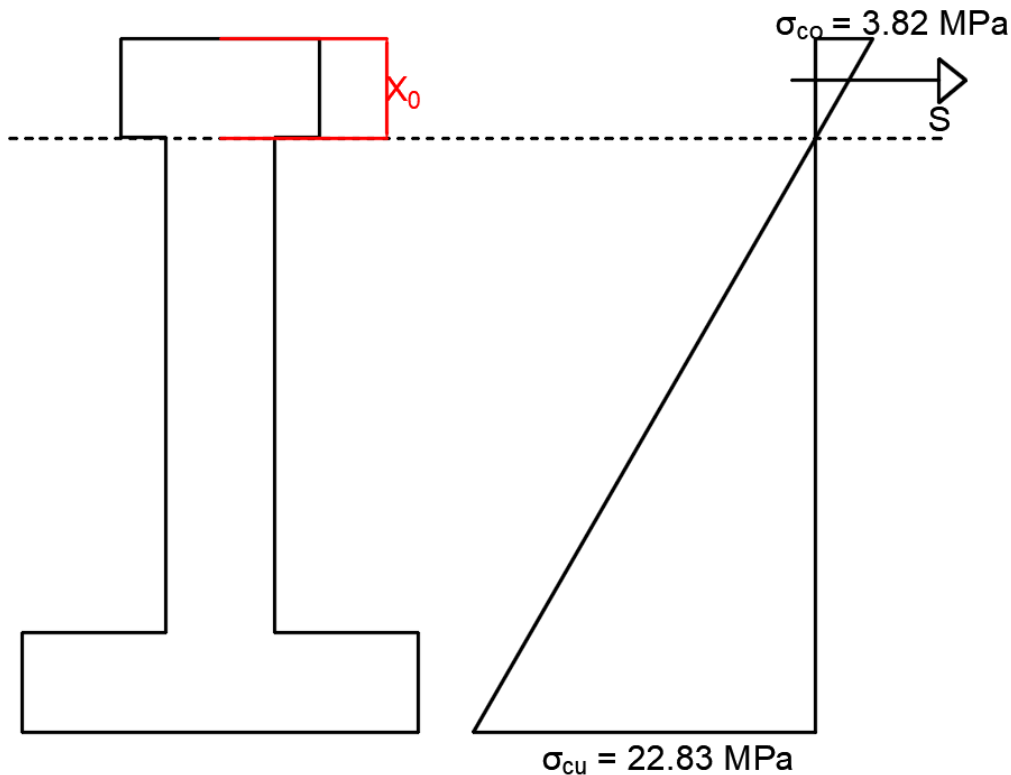
Tillat randtrykkspenning i betongen blir begrenset til den laveste av to verdier i EK2. Pkt. 5.10.2.2(5) sier at spenningen på tidspunktet for overføring av forspenning for føroppsente elementer ikke skal overskride $0,7 * f_{ck}(t)$ der $f_{ck}(t)$ er karakteristisk trykkfasthet når forspenningskraften påføres. Pkt. 7.2 gir en spenningsbegrensning lik: $0,6 * f_{ck}$.

Tillat randtrykkspenning blir da: $0,7 * f_{ck}(t) = 23,6MPa$

For armeringen i overkant settes armeringsspenningen til $\sigma_s = 200N/mm^2$ for å begrense riss i betongen.

Spenningene i over- og underkant beregnes med laster etter korttidstap. Det er på dette tidspunktet elementet blir løftet ut fra form. Løftepunktene til elementet finner man som nevnt i kapittel 6 og er 6 meter fra bjelkeenden.

Etter å ha beregnet opptredende momenter fra spennarmering og egenvekt, får man spenninger i betongen som vist i figur 58. Her er det strekk i overkant og trykk i underkant.



Figur 58: Betongspenninger pga. utløfting

Høyden av strekksonen, X_0 , finnes ved hjelp av formlike trekkanter:

$$\frac{X_0}{\sigma_{co}} = \frac{h}{|\sigma_{co} + \sigma_{cu}|} \Rightarrow X_0 = 200,8 \text{ mm}$$

Dvs. at hele toppefflensen utgjør strekksonen. Ved hjelp av arealet til strekksonen og strekkspenningen får man en strekkresultant som gir opptredende spenning i armeringen i overkant.

$$S = \frac{1}{2} \sigma_{co} * A_{cs} = 153,8 \text{ kN}$$

Opptredende maksimal stålspenning ved utløfting:

$$\sigma_s = \frac{S}{A_{so}} = 141,9 \text{ MPa}$$

Opptredende stålspenning i overkant ved utløfting er godt innenfor kravet på 200 MPa. Ingen tilleggsarmering er nødvendig.

Det er viktig å poengtere at det eksisterer flere forbigående situasjoner som skal vurderes særskilt. Etter EK2 pkt. 10.1.1 inkluderer dette bl.a. transport til lagringssted, transport til byggeplass og lagring.

9.2.2 Spenningsbegrensning

Spenningsbegrensning handler som tidligere beskrevet om at betongens trykkspenning skal begrenses for å unngå riss i lengderetning, mikroriss eller store krepdeformasjoner. Spenningsbegrensningen skal altså sikre funksjonen og bestandigheten til konstruksjonen.

Pkt. 7.2(2) i EK2 sier at dersom spenningsnivået for den *karakteristiske lastkombinasjon* overskrider en kritisk verdi, kan riss i lengderetningen oppstå. Betongens trykkspenning bør begrenses til følgende verdi:

$$\sigma_c \leq k_1 f_{ck} = 0,6 f_{ck}$$

Dette gir følgende verdier for betongfasthetene som benyttes:

Fasthet	$0,6 f_{ck} [N/mm^2]$
B45	27
B55	33

Tabell 29: Begrensning av betongens trykkspenning

Dette er verdier som gjelder når betongen har oppnådd sin karakteristiske trykkfasthet etter 28 døgn. I tillegg setter pkt. 5.10.2.2(5) krav til spennarmerte konstruksjonsdeler på tidspunktet for oppspenning, hvor trykkfastheten vil være lavere. Dette punktet setter derfor krav til at betongens trykkspenning på grunn av forspenningskraften bør begrenses ved påføring av forspenning. For førøppspente elementer kan følgende krav benyttes:

$$\sigma_c \leq 0,7 f_{ck}(t)$$

Bjerkene antas å spennes opp tre døgn etter at de støpes. På det aktuelle tidspunkt har B55 oppnådd følgende fasthet:

$$f_{ck.B55}(t = 3) = 33,77 N/mm^2 \quad (\text{fra vedlegg D.1})$$

$$\Rightarrow 0,7 f_{ck.B55}(t = 3) = 23,64 N/mm^2$$

Dette betyr at bjelkenes trykkspenning ikke bør overskride $23,64 N/mm^2$ idet de spennes opp.

Videre kan det etter 7.2(3) antas lineær kryptøyning dersom spenningen i betongen ved lastkombinasjonen *tilnærmet permanente laster* oppfyller:

$$\sigma_c \leq k_2 f_{ck} = 0,45 f_{ck}$$

I motsatt fall, bør ikke-lineær kryptøyning antas.

Spenningsberegning ved urisset betong, stadium I

Spenningsene i betongen beregnes i de snittene og på de tidspunktene som ses på som mest kritiske. De mest sentrale presenteres her, mens ytterligere finnes i vedlegg E.2 .

De kritiske snittene for stor trykkspenning vil i underkant være ved opplegg, samt i overkant i midtfelt. Førstnevnte vil være kritisk ved oppspenning, når spennkraften er størst. Størst trykkspenning i overkant kan derimot oppstå når bruaplata støpes, samt etter lang tid ved maks

belastning og når oppspenningskraften er mest redusert. Selv om trykkspenning fra aksialkraften reduseres med tiden, vil trykkspenning i overkant i dette tilfellet øke ettersom moment (strekk i overkant) fra oppspenningen også avtar.

For det første må altså trykkspenningen ved oppspenning kontrolleres. Ettersom det meste av spennarmering ligger mot bjelkens underkant, vil oppspenningen bøye bjelken oppover og man får moment som gir strekk i overkant. Spennetauene er rette og har konstant eksentrisitet, noe som gir konstant moment langs hele bjelken som følge av oppspenningen. Egenvekt (samt andre kommende laster) har motsatt effekt. Dette fører til at det mest kritiske snittet i denne kontrollen vil være mot bjelkeendene, hvor egenlastmomentet går mot 0. Største trykkspenning vil altså oppstå i bjelkens underkant ved enden, hvor man får trykk som følge av både aksialkraft og moment fra oppspenningskraften. Størst trykkspenning her vil være maksimalt ved dette tidspunktet, og avta noe gradvis som følge av tapene.

Beregningene ved oppspenning gir følgende resultat for spenning i underkant:

$$\sigma_{c.uk.kort} = 23,96 N/mm^2 \quad (\text{trykk})$$

Denne verdien er like over grensen på $23,64 N/mm^2$ etter EK2 pkt. 5.10.2.2(5), noe som videre diskuteres i kapittel 11.

En kontroll av spenningene i overkant i samme snitt er også gjort, uten at denne legges for mye vekt på. Utregningen gir følgende spenning i overkant ved støtte:

$$\sigma_{c.ok.kort} = 5,45 N/mm^2 \quad (\text{strekk})$$

Denne strekkspenningen er større enn betongens strekkfasthet på $2,8 N/mm^2$ etter 3 dager (se vedlegg E.2). Beregningen legges som nevnt ikke stor vekt på, ettersom strekkspenningen vil gå gradvis ned, samt at eventuelle riss vil lukkes når bruplata støpes på bjelkenes overkant. Stadium I-beregninger regnes derfor som ok.

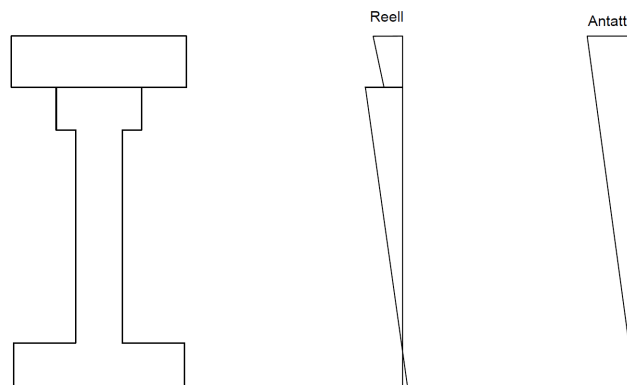
Største trykkspenning i overkant beregnes både ved påstøp av bruplate og etter 100 år.

Når bruplata støpes på, er det kun bjelkene som har stivhet, og trykkspenningen beregnes i de prefabrikkerte bjelkenes overkant. Det tas på dette tidspunkt hensyn til egenvekt av bjelker og plate. Beregningene gir følgende resultat:

$$\sigma_{c.ok.felt.28} = 19,6 N/mm^2 \quad (\text{trykk})$$

For B55 bør spenningene begrenses til $0,6 \cdot 55 N/mm^2 = 33 N/mm^2$, og man er dermed godt innenfor dette.

Når det gjelder spenningsberegninger for samvirketverrsnittet, gjøres det noen forenklinger. I realiteten vil det være et lite sprang i spenninger ved overgangen mellom plate og prefabrikkert bjelke, ettersom sistnevnte er oppspent. Når plata er nystøpt og uten stivhet, vil det kun være spenninger i bjelkene. Etter hvert som tiden går, vil spenninger fra f.eks. egenlast også fordeles til bruplata. Dette kommer av kryp og andre effekter. Spranget mellom bjelkene og plata vil reduseres med tiden, men det er usikkert i hvor stor grad. Det antas derfor en lineær spenningsfordeling, uten sprang, i hele samvirketverrsnittet. Figur 59 viser eksempel på hvordan spenningsfordelingen i felt etter en tid kan være, og hvordan den da antas.



Figur 59: Spenningsfordeling samvirketverrsnitt

Beregning av trykkspenning i overkant samvirketverrsnitt etter 100 år:

$$\sigma_{c.ok.36500} = 18,2 N/mm^2 \quad (\text{trykk})$$

Spenningen er godt under kravet på $27 N/mm^2$ for B45.

Største strekkspenninger i felt vil oppstå i underkant etter lang tid, når spennkrafttapet er størst. Beregninger gir følgende spenning i underkant ved *karakteristisk lastkombinasjon* og langtidstverrsnitt etter 100 år:

$$\sigma_{c.uk.36500} = 2,26 N/mm^2 \quad (\text{strek})$$

Dette er under kravet på $f_{ctm} = 4,2 N/mm^2$ for B55, som kontrolleres for at stadium I (uopp-risset tverrsnitt) skal kunne benyttes. Stadium I-beregning er derfor ok å benytte for dette tverrsnittet.

Komplette spenningsberegninger er gitt i vedlegg E.2, og resultatene blir diskutert i kaptittel 11.

I samme vedlegg er det beregnet at trykkspenningene ved *tilnærmet permanente laster* er små nok til at lineær kryptøyning kan antas.

9.2.3 Rissviddebegrensning

Kontroll av rissvidder skal etter pkt. 7.7.1 i N400 gjøres i kombinasjonene *ofte forekommende* og *tilnærmet permanent*. For forspente konstruksjonsdeler med kontinuerlig samvirke skal det etter tabell NA.7.1N i EK2 påvises at det ikke oppstår trykkavlastning i lastkombinasjonen *tilnærmet permanent*. Dette betyr at det skal påvises at hele tverrsnittet av spennarmeringen ligger minst Δc_{dev} inn i trykksonen, som beskrevet i kapittel 4.7.2.

Trykkavlastningskravet er det strengeste, og det vurderes som tilstrekkelig å gjennomføre kontroll kun av dette.

Et kritisk punkt med tanke på strekk og opprissing i brukstiden vil være i felt i bjelkens underkant. Her ligger det meste av spennarmeringen, og det er i dette området det altså må påvises

at trykkavlastning ikke oppstår. Største feltmoment ved tilnærmet permanent kombinasjon blir følgende:

$$M_{felt} = 5133 \text{ kNm}$$

Dette gir følgende spenninger i feltmidte etter 100 år:

$$\sigma_{c.uk.36500} = 1.10 \text{ N/mm}^2 \text{ (trykk)}$$

Dette betyr at hele tverrsnittet er i trykk for tilnærmet permanent kombinasjon, og kravet om trykkavlastning er tilfredsstillt.

For komplette beregninger for rissviddebegrensninger, se vedlegg E.3.

9.2.4 Nedbøyningsbegrensning

Nedbøyning i EK2 er beskrevet i kapittel 7.4. Pkt 7.4(1) sier at deformasjonen av en konstruksjonsdel eller en konstruksjon ikke skal være slik at den påvirker dens tiltenkte funksjon eller utseende på en ugunstig måte. 7.4.(2) sier at en passende grenseverdi for nedbøyning bør fastlegges. Normalt vil 7.4(3)-(6) gi veiledninger rundt dette, men EK2-2 for bruer beskriver disse kravene som ugyldige for bruer. Håndbok N400 pkt. 3.6.1 har derimot et gjeldende krav til nedbøyning av brukonstruksjonens brubane. Deformasjonen skal ikke for noen lastplassering ha større nedbøyning enn $\frac{L}{350}$. Kontrollen skal utføres med karakteristisk trafikklast alene.

$$\delta < \frac{L}{350} = 114,3 \text{ mm}$$

Trafikklasten til brua inkluderer både jevnt fordelt laster og boggilaster. Brua er fritt opplagt med ett spenn. Nedbøyningsformelen for en fritt opplagt bjelke gir:

$$\delta_{trafikk} = -\frac{5 * q_{trafikk} * L^4}{384 * E_{cm} * I_{t.kort.sam}} - \frac{Q_{aksel} * L^3}{48 * E_{cm} * I_{t.kort.sam}} = 113,1 \text{ mm}$$

Nedbøyningen fra trafikklasten alene overholder kravet i HB N400.

Videre i pkt. 3.6.1 står det at nedbøyningen av brukonstruksjonens brubane pga. *permanente laster*, inkludert langtidseffekter, skal kompenseres med overhøyde. Nødvendig overhøyde skal beregnes i bruksgrensetilstand med lastkombinasjonen *tilnærmet permanent*, men kombinasjonsfaktoren for variable laster skal ifølge dette punktet settes lik 0.

brua kommer til å få en oppbøyning pga. forspenningskraften som ligger i den nedre delen av tverrsnittet. Denne oppbøyningen får stor effekt i starten når bjelkene ikke har fått påført dekket. Det blir antatt at dekket støpes når bjelkene er 28 dager gamle. Det blir derfor brukt bjelkestivheter og spennkraft etter 28 dager for å beregne maksimal oppbøyning pga. forspenningen. Oppbøyningen her gjelder per bjelke, og formelen for oppbøyning midt på bjelken er hentet fra *Betongkonstruksjoner*[15]:

$$\delta_{oppbøyning} = \frac{M_{p.28} * L^2}{8 * EI_{28}} = 191 \text{ mm}$$

Bjelkens egenvekt vil motvirke denne oppbøyningen:

$$\delta_{egenvekt.bjelke} = -\frac{5 * g_{bjelke} * L^4}{384 * EI_{28}} = -162 \text{ mm}$$

Total oppbøyning etter 28 døgn er da:

$$\delta_{\text{oppbøyning.28}} = \delta_{\text{oppbøyning}} + \delta_{\text{egenvekt.bjelke}} = 29\text{mm}$$

Man antar at denne oppbøyningen holder seg, og sammen med dekket og asfalten sin egenvekt får man en nedbøyning etter 100 år som bør være riktig. Nedbøyning pga. dekket + asfalt blir:

$$\delta_{\text{egenvekt.dekke}} = -\frac{5 * g_d * L^4}{384 * EI_{100}} = -71\text{mm}$$

Endelig nedbøyning på midten av en bjelke pga. egenvekt og forspenning er:

$$\delta_{\text{oppbøyning.100}} = \delta_{\text{oppbøyning.28}} + \delta_{\text{egenvekt.dekke}} = -42\text{mm}$$

N400, pkt. 7.9.7 gir krav om at overbygningen skal ligge i teoretisk veglinje ved utløpet av bruas dimensjonerende brukstid. Brua må da bygges med en overhøyde på 42mm. Resultatene fra nedbøyningsberegningene blir diskutert i kapittel 11 og vist i vedlegg E.4.

10 Resultater

Dette kapitlet brukes til å presentere resultatene fra kapasitetsberegningene som er gjennomført, og sammenligne disse med de dimensjonerende lastvirkningene.

10.1 Bruddgrensetilstand

Beregninger som er blitt gjennomført i bruddgrensetilstanden er gjort for moment- og skjærkapasitet. For moment er kapasitet under oppspenningstilstand, kapasitet i bjelken idet bruplata støpes og samvirke etter 1 og 100 år funnet. For skjærkraft er det funnet kapasitet med og uten skjærarmering for bjelke og, i støpeskjøten mellom bjelke og dekke.

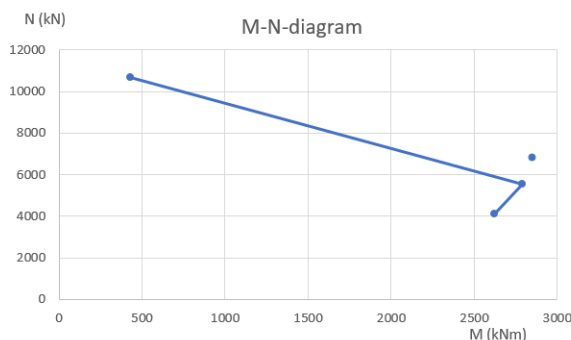
10.1.1 Momentkapasitet

Oppspenningstilstand

Oppspenningstilstanden blir beregnet for kombinert moment og aksialkraft:

	N	M
1) Trykkbrudd	10692 kN	431 kN*m
2) Balansepunkt	5538 kN	2792 kN*m
3) Stor armeringstøyning	4087 kN	2623 kN*m
Dimensjonerende krefter	6853 kN	2846 kN*m

Tabell 30: Kontroll av oppspenningstilstanden



Figur 60: M-N-diagram for oppspenningstilstanden

Idet bruplata støpes

M_{Ed}	M_{Rd}	$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$
4433 kNm	5927 kNm	0,75

Tabell 31: Moment ved påstøp

Etter 1 og 100 år

Tidspunkt	M_{Ed}	M_{Rd}	$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$
1 år	7703 kNm	8464 kNm	0,91
100 år	7703 kNm	8465 kNm	0,91

Tabell 32: Moment samvirketverrsnitt 1 og 100 år

10.1.2 Skjærkraftkapasitet

Skjærstrekkkapasitet uten skjærarmoring

	V_{Ed}	$V_{Rd.c}$	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd.c}}$
Skjærstrekk	930 kN	541 kN	1,72

Tabell 33: Skjærstrekkkapasitet uten beregningsmessig behov for skjærarmoring

Skjærstrekkkapasitet med skjærarmoring

	V_{Ed}	$\frac{A_{sw}}{s}$	s (Ø16)
Nødvendig armeringsareal (Skjærstrekk)	930 kN	$1254 \frac{mm^2}{m}$	321 mm

Tabell 34: Nødvendig skjærarmeringsareal for tilstrekkelig kapasitet

Skjærtrykkkapasitet med skjærarmoring

	V_{Ed}	$V_{Rd.max}$	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd.max}}$
Skjærtrykkkapasitet	930 kN	2692 kN	0,35

Tabell 35: Skjærtrykkkapasitet med skjærarmoring

Skjærkapasitet i støpeskjøt

	τ_{Ed}	τ_{Eds}	V_{Eds}	A_s	s (Ø16)
Nødvendig armeringsareal gjennom fuge	2,05MPa	1,43MPa	$487,2 \frac{kN}{m}$	$1601 \frac{mm^2}{m}$	251mm

Tabell 36: Nødvendig skjærarmoring gjennom støpeskjøt

Symboler i tabell 36:

τ_{Ed} = Opp tredende skjærspenning i kontaktflaten

τ_{Eds} = Skjærspenning uten heftbidraget fra betongen (dimensjonerende verdi)

V_{Eds} = Skjærkraft i fugen per meter, basert på største skjærkraft

A_s = Nødvendig armeringsareal per meter

s = senteravstand (Ø16)

10.2 Bruksgrensetilstand

Beregninger som er gjennomført i bruksgrensetilstanden er gjort innenfor spenningsbegrensning, rissbegrensning og nedbøyningsbegrensning. Videre i kapittelet presenteres resultatene for spennings- og rissbegrensning, mens alle beregninger og resultat for nedbøyning blir vist i kapittel 9.2.4 og vedlegg E.4.

10.2.1 Utløftingskontroll

Plassering	Tidspunkt	Spenning [N/mm^2]	Grense [N/mm^2]	Ok/Ikke Ok
Utløftingspunkt 6 meter fra ende (Underkant)	3 dager (oppspenning)	22,8 (Trykkspenning i betong)	23,6	Ok
Utløftingspunkt 6 meter fra ende (Overkant)	3 dager (oppspenning)	141,8 (Strekkspenning i armering)	200	Ok

Tabell 37: Spenninger ved utløfting

10.2.2 Spenningsbegrensning

Plassering	Tidspunkt	Trykkspenning [N/mm^2]	Grense [N/mm^2]	Ok/ikke ok
Underkant prefab-bjelke ved støtte	3 dager (oppspenning)	23,96	23,64	Ikke ok
Overkant prefab-bjelke i felt	28 dager (støp av bruplate)	19,6	33,0	Ok
Overkant samvirkebjelke i felt	100 år	18,2	27,0	Ok

Tabell 38: Trykkspenninger ved ulike tidspunkt

10.2.3 Rissviddebegrensning

Plassering	Tidspunkt	Spenning [N/mm^2]	Trykk/strekk	Ok/ikke ok
Underkant samvirkebjelke i felt	100 år	1,10	Trykk	Ok

Tabell 39: Beregning av spenning i tilnærmet permanent kombinasjon

Ettersom tverrsnittets underkant er i trykk ved denne lastkombinasjonen, vil også resten være i trykk. Trykkavlastning er derfor ikke et problem.

11 Diskusjon

I det påfølgende kapittelet går vi gjennom del for del av oppgaven og diskuterer det mest nødvendige. Diskusjonen vil omhandle ting vi har gjort, hvordan ting har blitt tolket og forskjeller fra Statens vegvesens brubjelkeprosjekt.

11.1 Valg av bru

I kapittel 2.2 spør vi om det er mest fornuftig med ett eller tre spenn når man skal bygge bru med prefabrikkerte elementer. For ei bru hvor det er mulig med ett spenn, er det en del aspekter som taler for at dette er det beste. Ved ett spenn har man behov for færre bjelker, noe som vil gi kortere montasjetid. det blir også nødvendig å stenge veien i en kortere periode enn for tre spenn. For trespenns-bruer vil også bygging av søyler gi lenger byggetid og perioder med stengte veier eller redusert framkommelighet. Disse poengene blir bare forsterket om det er nødvendig å bygge flere bruer over en strekning. På den andre side er det, som nevnt i kapittel 6, nødvendig med spesialtransport og til dels saktegående trafikk når bjelkene er 40 meter lange. I henhold til forskriften om bruk av kjøretøy kan man med udelbart gods, som ikke overskrider tillatte aksellaster, boggilast og trippelboggilast, kjøre 20 meter lang last uten dispensasjon[36]. Dette vil da være fordel 3 spenn, dersom ingen av bjelkene blir for lange.

Bjelkene brukt over tre felt vil være mindre og lettere å håndtere. Dette kan bedre sikkerheten i montasje- og frakteperioden, men når man bygger med ett felt unngår man alle former for søyler. Søyler mellom eller på siden av veibanen kan være uheldige med tanke på trafiksikkerhet, da det er en hindring man kan kræsje i. Søyler kan ellers oppleves ubehagelig dersom de plasseres for nærme veier der det kjøres med høy hastighet.

En pressemelding gitt av Betongelementforeningen angående standardiseringen av bru- og kulvertelementer nevnt i kapittel 2.2, inneholder dette sitatet:

“Ved å produsere bru- og kulvertelementer i fabrikk og montere de på byggeplass reduseres byggetiden, materialbruken og utslippene av klimagasser”[37]

Vi skal prøve å konkretisere og komme med eksempler på hvorfor dette stemmer, men også poengtere at det ikke alltid er en betongelementbru som er det rette valget.

Det første som blir nevnt er en reduksjon av byggetiden. Overgangsbruer blir ofte bygget samtidig som man ønsker å la trafikk flyte mest mulig som normalt på vegen som går under brua. Disse veiene er ofte sterkt trafikkerte, som f.eks. motorveier. Stans i trafikken under brua vil for prefabrikkerte elementer gjelde i montasjefase og, i henhold til N400 pkt. 1.1.3.3, under utstøping av bruplata og minimum 8 timer etter ferdig støpearbeid. Mellom montasjefase og støp av plata er det mulig å kjøre under. For plasstøpte bruer gjelder samme kravet i henhold til N400. Ulempen her er at byggetiden av overgangen vil kreve lenger tid, og man får et lenger kontinuerlig avbrekk for trafikken enn ved prefabrikasjon. Fra byggetidens start til brua er ferdig og klar for bruk vil det gå kortere tid for prefabrikkerte elementer enn ved en plasstøpt bru. Når det kommer til prosjekteringen av brua er det for en prefabrikkert bru nødvendig med en fullstendig prosjektering før oppstart. Etersom brubjelkene blir laget på forhånd er det vanskelig å gjøre endringer underveis i arbeidet. Prosjektering av plasstøpt er

gjørne mer fleksibelt og kan foregå parallelt med produksjon, samtidig som det er enklere å gjøre justeringer underveis i prosjektet. Når det er nevnt, vil en standardisering av brubjelker redusere prosjekteringstiden vesentlig.

Et eksempel hvor man sparte mye tid etter å ha benyttet prefabrikkerte elementer er fra Ryfast-prosjektet i Rogaland. Her fikk Bjørn Hansen AS i oppdrag å montere brubjelker på en 167 meter lang kulvert, totalt 138 stykker. Planen var opprinnelig å lage kulverten etter at Eiganes-tunnelen sto ferdig, men ved hjelp av bjelkene fikk man gjennomført arbeidet parallelt. Ifølge prosjektleder for Ryfast, Gunnar Eiterjord, sparte man ved hjelp av bjelkene halvannet år med arbeid på motorveien, noe som danner et godt bilde på hvor effektivt det er med brubjelker og muligheten man har for å spare tid om det blir brukt riktig. Som nevnt i kapittel 6 ble 73 av disse bjelkene montert i løpet av 2 netter, som tilsvarte 15 minutters montasjetid per bjelke. [38]

Når det kommer til miljøet er det flere fordeler med å produsere betongelementer inne på fabrikk, kontra plastøpt betong på byggeplass. Produksjonene vil foregå innendørs i moderne produksjonslokaler, som har optimale omgivelser uavhengig av klima. Dette vil gi en jevn og effektiv produksjon, og gjør det lettere å oppnå høy kvalitet og nøyaktighet. Disse omgivelsene hjelper også slik at man kan unngå overflødig betong og redusere materialbruken. Ved en reduksjon i sementbruk får man en vesentlig reduksjon i utslipp av CO_2 , som kan sies å gjøre innendørs produksjon mer miljøvennlig. Videre kan den overflødig betongen knuses og brukes som tilslag til ny betong [39].

På den andre siden er sorteringskravene på byggeplass blitt veldig strenge. Tek17 §9-8 gir et krav på minimum 60% avfallssortering, samtidig som de fleste entreprenører setter egne krav til de enkelte prosjekt, ofte så høyt som 80-90%. Dvs. at mye av avfallet fra byggeplasser blir brukt på ny igjen.

Plassbruken på byggeplassen blir mindre ved bruk av prefabrikkerte elementer som følge av innendørs produksjon, ettersom man får et mindre behov for lagringsplass for bl.a. forskaling og armering. Det som er kritisk med hensyn til plass under elementbyggingen, er plass til mobilkran og lastebil med elementer.

Bygging av bruer med betongelementer medfører naturligvis ikke bare fordeler. En grunn til at betongelementbruer har blitt lite brukt de siste 30 årene er en relativt lav status når estetiske kvaliteter skal bedømmes. Det er lett å finne eksempler hvor linjeføringen er feil, landkarene for store eller spenninndelingen feilproporsjonert. Dette stammer fra en tid da det estetiske ikke alltid sto i sentrum. Betongelement fikk da mye ufortjent skyld og mistet verdien for mange.[2]

En annen ulempe med de gamle elementbrueene er bestandighetsproblemer. Dette skyldes først og fremst det lave kravet til overdekning man hadde tidligere. I tillegg var kravene til utføring mindre strenge, noe som kunne føre til mindre overdekning enn prosjektert. Dette gjelder prefabrikkerte elementer såvel som plastøpte bruer. Det har også vært vanlig med elementløsninger som gjør at det samler seg salter i flensene, noe som er uheldig i kombinasjon med lite overdekning [33]. Dette er som nevnt problemer man har unngått med å lage slankere elementer med kortere avstand i tverretning. Man har også tatt lærdom av tidligere feil og man har fått standarder og retningslinjer for betong og betongelementer som sørger for at bestandigheten til brueene er god.

Et moment som er viktig er å velge rett bru på rett sted. Elementbruer er ikke alltid det rette valget, men på de aller fleste steder vil de kunne gi en bru med god linjeføring og fine proporsjoner. Det er særlig overgangsbruer over tre – firefelts motorvei, hvor spennene ikke er for lange at elementbruer kommer til sin rett. Bruene er relativt anonyme, med enkle, ryddige linjer og er ikke ment å være det dominerende bildet i omgivelsene. Overgangsbruer kommer ofte tett på hverandre og enkle, ryddige linjer som gir bruene samme uttrykk er ønskelig, noe som de nye retningslinjene fra SVV sørger for. Forskjellige uttrykk vil gi en forvirrende situasjon som det er ønskelig å unngå. Der det er ønskelig at brua skal gi et dominerende uttrykk i landskapet vil plasstøp gi muligheter som ikke er tilstede ved bruk av prefabrikasjon.

Andre steder det vil være naturlig å benytte seg av plasstøpt betong er når frakt av elementer på vei blir lang eller fremkommeligheten til området gjør det vanskelig med lang last. Det er finnes løsninger for frakt av prefabrikkerte elementer i ulendt terreng, f.eks. slik som vist på figur 10. Der er det brukt en mobilkran for å komme seg gjennom ulendt terreng, men det må kunne sies å være en klar fordel å slippe mobilkran for å frakte elementene før montasjen starter.

Som man ser, bør “rett bru på rett plass” være et uttrykk man må tenke på ved prosjektering av nye bruer.

11.2 Oppspenningstilstand

Som tabell 30 og figur 50 viser, vil ikke kapasiteten for det gitte tverrsnittet i vedlegg A være bra nok ved oppspenning. I grunnlaget er det usikkert hva som er riktig antall spenntau og areal. Vi har valgt å bruke det som står beskrevet i kapittel 1 av vedlegg A. Grunnen til dette er at et tverrsnittsareal på 140mm^2 ofte er brukt som effektivt areal, samt at vi har oppfattet det slik at beregningene til SVV ikke er basert på figuren på side 1 av vedlegget, men det som står beskrevet senere. For å sørge for at kapasiteten blir bra nok i forhold til beregningene vi har gjort, vil det være nødvendig å øke mengden armering i toppen av tverrsnittet. Økt spennarmering her vil minke dimensjonerende moment og øke dimensjonerende ytre aksialkraft. Økt slakkarmering vil på sin side ikke endre på det dimensjonerende momentet knyttet til spennkraften, men sørge for økt momentkapasitet i tøyningstilstand 2 og 3, samt redusere aksialkraftkapasiteten for samme tilstander. Minke antall spenntau i underkant er også en mulighet, dersom det er dimensjonert med for mye.

Vi har også gjort enkelte forenklinger knyttet til tverrsnittet, men som imidlertid har resultert i minimal forskjell i tverrsnittsarealet. Dette vil være uten særlig betydning knyttet til kapasiteten.

Videre har vi antatt oppspenning etter 3 døgn. Karakteristisk trykkfasthet ved 3 døgn er, fra EK2, pkt. 3.1.(5) og (6), satt lik: $f_{ck} = 33.77\text{MPa}$. SVV har, sannsynligvis basert på prøvinger, satt $f_{ck} = 35\text{MPa}$ ved oppspenning etter 1 døgn. Kapasiteten vil dermed kunne være større i realiteten enn det som er beregnet her.

11.3 Momentkapasitet ved påstøp

Dette stadiet vurderes som potensielt kritisk med tanke på moment, ettersom de prefabrikkerte bjelkene alene bærer sin egen og bruplates egenvekt. Kontrollen viser derimot at kapasiteten er mer enn god nok, med en utnyttelse på 75% av momentkapasiteten på dette tidspunktet.

I tillegg til spennarmering i bunn, tas det i beregningene hensyn til armeringen i overkant, inkludert både slakk- og spennarmering. Slakkarmeringen tas hensyn til ettersom trykksonen er relativt høy, som medfører betydelige trykktøyninger i denne.

Metoden som har blitt brukt både for den prefabrikkerte bjelken og samvirkebjelken, har vært å finne α (trykksonehøydefaktor) vha. aksiell likevekt. Ettersom kraft i både betong og armering i topp er avhengig av denne, er det benyttet iterasjon. I uttrykket for aksiell likevekt er α benyttet for betongen, mens man har iterert seg frem til hvilke tøyninger dette gir i armeringen. Deretter justeres α igjen, og denne prosessen gjøres til endringene vurderes som så små at man har korrekte tall.

11.4 Momentkapasitet etter 1 og 100 år

Ved disse tidspunktene har man samvirke mellom bjelkene og den påstøpte plata. Beregningene gir en utnyttelse på 91% ved maksimalt feltmoment i bruddgrense for begge tilfellene. Det vurderes derfor som et godt dimensjonert tverrsnitt med på tanke momentkapasiteten. Utnyttelsen er relativt høy, men ikke kritisk høy.

Ved beregning av momentkapasitet for samvirketverrsnitt er det tatt hensyn til spennarmering i topp og bunn, samt slakkarmering i bruplate. Slakkarmering i toppflensen tas derimot ikke hensyn til her, ettersom denne ligger så og si i nøytralaksen (overgang trykk-/strekksoner), og får derfor minimalt med tøyninger. Selv om spennarmering i topp ligger på samme sted, har den betydning for trykksonehøyden, ettersom denne har en forhåndstøyning. Den tas derfor hensyn til videre i beregning av momentkapasitet, selv om armen til nøytralaksen blir svært kort. Ettersom spennarmeringen som ligger i trykksonen har "negativ" effekt på momentkapasiteten, er det gunstig at den ligger nær nøytralaksen. Dette gir som sagt en kort arm, og dermed liten reduksjon av kapasiteten. Det at det gir en reduksjonen er årsaken til at den tas hensyn til.

Kapasiteten blir tilnærmet identisk for de to tidspunktene, ettersom tverrsnittet er underarmert for begge. Det betyr at spennarmeringen i strekksonen (bunn) vil flyte i begge tilfellene. Eneste forskjell blir den lille endringen over tid av trykksonehøyden. Ettersom denne høyden bestemmes ved aksiell likevekt, endres den noe som følge av tap i spennarmeringen, som er høyest etter 100 år. Siden det tas hensyn til spennarmeringen i topp, gir dette et lite utslag på kapasiteten etter 1 og 100 år. Dette utslaget er riktignok ubetydelig, ettersom momentkapasiteten er henholdsvis 8464 og 8465 kNm etter 1 og 100 år.

I grunnlaget fra SVV er det benyttet et dimensjonerende feltmoment på 7524,9 kNm. Av deres beregninger gir dette en utnyttelse på 88%, noe som tilsvarer en momentkapasitet på ca. 8550 kNm. Dette tatt i betraktning, ser både lastvirkninger hentet fra Robot og manuelt beregnet kapasitet i denne oppgaven ut til å stemme relativt bra overens med det SVV har kommet frem til.

11.5 Skjærkraftkapasitet

Vedlegg A del 5.4 og 5.5 gir verdier for skjærkraft og kapasitet beregnet av SVV. Her har de funnet opptredende skjærkraft for 21 snitt langs bjelken med punktlaster plassert på midten av bjelken. Ved hjelp av denne beregningen har de funnet at det ikke er beregningsmessig behov for skjærarmering. Det er derfor lagt inn minimum skjærarmering for bjelken.

Det er kun blitt sett på ett punkt for skjærkraft i våre beregninger. Maks skjærkraft ved bjelkeende ble funnet i Robot i bjelke 2. Det er da benyttet punktlaster for trafikken som står inntil opplegg. Disse punktlastene er også grunnlaget for at vi har benyttet oss av skjærkraften ved opplegg, og ikke i en avstand d fra kanten som beskrevet i EK2 pkt. 6.2.1(8). Punktlastene blir sett på som såpass store at konstruksjonsdelen ikke hovedsakelig blir påvirket av en jevnt fordelt last.

Forholdende beskrevet gjør da at forskjellen mellom SVV og våres resultater blir ganske stor. For bjelkene får vi, som vist i tabell 34, et nødvendig skjærarmeringsareal på $1248\text{mm}^2/m$.

Videre fant vi nødvendig skjærarmering gjennom støpeskjøten. Her er de samme forutsetningene gjeldende. SVV finner nødvendig skjærarmering for 23 snitt her, mens vi baserer oss på maks skjærkraft. Nødvendig skjærarmering i støpeskjøten er funnet til: $1416\text{mm}^2/m$.

Det er nærliggende å tro at skjærarmeringen legges fra bunnen av bjelken og opp i dekket, slik det er vist på bildet på side 1 i vedlegg A. Bjelkens nødvendige skjærarmeringsareal dekkes da av skjærarmeringen som går gjennom støpeskjøten. Man får da kun litt ekstra skjærarmeringsareal i støpeskjøten pga. spenningene.

11.6 Utløftingskontroll

Vi har gjennomført en utløftingskontroll på elementene. Dette er for å passe på at elementene ikke får for store spenninger som følge av en midlertidig lasttilstand. Resultatet vi har fått for tverrsnittet til SVV virker fornuftig. Om man sammenligner med SVV er betongspenning i underkant 23,1 MPa i vedlegg A og 22,8 MPa i våre beregninger. Kapasiteten til betongspenningen er også noe forskjellig. Dette skyldes forskjell i betraktningstidspunkt for avspenning og forskjell i transporttidspunkt. SVV har brukt trykkfastheten de har funnet ved transporttidspunkt. Dette er en fasthet vi ikke har endret på, da vi har benyttet at transporten skjer ved 28 døgn. Spenningsbegrensning med fasthet for oppspenning blir da gjeldende. Det er interessant å se at trykkapasiteten blir utnyttet såpass bra. Det viser hvor viktig det er å sjekke for trykk.

11.7 Spenningsbegrensning

Største trykkspenning i bjelkens underkant vil finne sted ved oppspenning, like ved opplegg. Denne beregningen viser at trykkspenningen er like over betongens trykkfasthet på samme tidspunkt. Trykkspenningen blir $23,96\text{ N/mm}^2$, mot det beregnede kravet på $0,7^*f_{ck}(t) = 23,64\text{ N/mm}^2$. Trykkspenningen er derfor litt for stor. Samtidig kan betongens fasthet på dette tidspunktet være noe større i virkeligheten dersom man har gjort tester for dette. Benytter man

$f_{ck}(t) = 35 \text{ N/mm}^2$, som SVV har allerede etter 1 døgn, blir grensen $0,7 * 35 = 24,5 \text{ N/mm}^2$. Trykkspenningen vil med det være ok.

En annen kontroll for trykkspenning er gjort i samvirkebjelkens overkant i felt, dvs. bruplatas overkant. Denne spenningen vil være størst etter 100 år ved maks belastning og når tapet i spennarmeringen er størst. Ved beregning av spenningene er det gjort noen forenklinger. Det er valgt å se på spenningsfordelingen som lineær, uten sprang, for hele tverrsnittet (se figur 59). I realiteten vil det være et lite sprang i overgangen bjelke-plate. Dette spranget vil reduseres med tiden, bl.a. som følge av kryp. Denne antakelsen er i dette tilfellet trolig til sikker side, ettersom trykkspenningen sannsynligvis vil være noe lavere her. Kontrollen viser at trykkspenningen på $18,2 \text{ N/mm}^2$ ikke overskrider kritisk verdi på $0,6 * 45 = 27 \text{ N/mm}^2$.

11.8 Rissviddebegrensning

Kontrollen i midtfelt viser at hele tverrsnittet er i trykk ved tilnærmet permanent kombinasjon. Kravet om at det ikke oppstår trykkavlastning i nærheten av spennarmeringen er dermed oppfylt.

Dette er for øvrig det samme som SVV konkluderer med i sin risskontroll.

Flere kontroller av tverrsnittet kunne nok vært gjort, men mest kritisk snitt vurderes i felt. Grunnen er fordi man her får mest strekk eller minst trykk i underkant, hvor det aller meste av spennarmeringen ligger.

11.9 Nedbøyningsbegrensning

Det er noen usikre momenter knyttet til beregningene av nedbøyning. N400 gir som nevnt et makskrav til nedbøyningen på $L/350$. Dette kravet er så vidt opprettholdt, men det er viktig å tenke på at i beregningene er det brukt maksimal jevnt fordelt last over en bjelke med dekke og en punktlast på 600kN på midten av bjelken. Dette er en situasjon som ikke kommer til å oppstå, det er derfor knyttet en del sikkerhet til verdien fra trafikklasten. Det er også blitt tolket dithen at kontrollen skal utføres kun for trafikklast, uten egenlast og forspenning, noe som kan virke lite hensiktsmessig.

For den andre kontrollen av nedbøyning beregnes bjelkens oppbøyning med verdier for bjelkestivhet etter 28 døgn. Dekket og asfalten bidrar til nedbøyningen med samvirkestivheten etter 100 år. Stivheten til bjelken vil endre seg med tiden, noe som det ikke er tatt hensyn til i beregningene vist i kapittel 9.2.4. Om man regner ut deformasjonen etter 100 år vha. verdier for spennkraften og bjelkestivheter etter 100 år får man en nedbøyning lik:

$$\delta_{\text{oppbøyning}.100} = -2.15\text{mm}$$

Dette er altså en betydelig lavere verdi for nedbøyningen. Vi antar at faktisk verdi vil ligge en plass i mellom.

SVV har også beregnet nedbøyning til brua. De har funnet verdier til nedbøyningen ved syv forskjellige kombinasjoner av last og tid. De har også brukt egenlast/forspenning i kombinasjon

med variabel last (trafikklaster). Dette virker som en mer hensiktsmessig måte å regne nedbøyning på, ettersom man ser på flere forskjellige tidspunkt og ser også på variabel last. I tidspunktet SVV kaller for "lang tid" med egenvekt av bjelken, påført permanent last og variabel last får de en nedbøyning på 1 mm. Dette ble ikke gjort i vår oppgave ettersom det ikke finnes noen spesifikke krav å sammenligne med for disse lastene.

12 Konklusjon

Et viktig aspekt å få med seg fra denne oppgaven er: i hvilke tilfeller vil det lønne seg å bygge overgangsbru med standardiserte, prefabrikkerte bjelker når man har en brulengde på 40 meter? Det vil kort sagt være gunstig når frakt av de lange elementene lar seg gjøre på en hensiktsmessig måte. Flere bruer på samme veistrekning, som ofte vil være nødvendig, forsterker denne lønnsomheten. Lønnsomheten vil komme til uttrykk i tid, miljø og trolig økonomi. Standardisering vil gi enkle og ryddige linjer, og man unngår forskjellige uttrykk. Arkitektonisk sett vil dette være vel så bra som ved bruk av andre brutyper. Med bl.a. større overdekning og bjelker liggende tett-i-tett er også problemene knyttet til bestandighet løst.

“Rett bru på rett plass” er fortsatt en viktig leveregel ved valg av bru, men for gitte retningslinjer vil en prefabrikkert bru være lønnsom.

Det som ser ut til å være mest kritisk for brubjelkene er kapasiteten ved oppspenningstidspunktet. I henhold til våre beregninger blir ikke kravene til bjelken opprettholdt verken i brudd- eller bruksgrense. Dette gjelder da kapasiteten i oppspenningstilstanden for samtidig virkende moment og aksialkraft, og krav til spenningsbegrensning like etter oppspenning.

I bruddgrensekapasiteten ligger opptredende moment og aksialkraft et lite stykke utenfor kapasitetskurven i M-N-diagrammet.

I bruksgrense er trykkspenningene like etter oppspenning akkurat litt over den beregnede trykkfastheten som er oppnådd på dette tidspunktet. Dette er ikke veldig kritisk pga. den lille differansen, samt at prøvinger kan slå fast at trykkfastheten i realiteten er høyere på det aktuelle tidspunkt.

12.1 Videre arbeid

Det er enkelte ting ved oppgaven det er mulig å se nærmere på. Dette går både på aspekter med vår oppgave spesielt, men også i forhold til bransjen.

Elementer det går an å jobbe videre med basert på vår oppgave, kan være å finne ut om tverrsnittet er optimalt. Tverrsnittet kan f.eks. gjøres mindre samtidig som man øker betongkvaliteten til eksempelvis B90. Man kan finne en løsning for større avstand mellom bjelkene i tverretning uten at man får problemer med at det samler seg salter i flensene. Det går i tillegg an å se på samme løsning for flere spenn.

For bransjen kan det være interessant å regne på CO₂-avtrykk for ulike typer bruløsninger vha. en best mulig dokumentasjon av prosessen. Når man dokumenterer prosessen, kan det også være interessant å se på forbedringspotensiale knyttet til økonomi, byggetid og bærekraft.

Referanser

- [1] M. Paciorek, «Precast, pretensioned beam bridges in Norway», HiOA og NTNU, Utkast, des. 2017.
- [2] «Håndbok - 100 Bruprosjektering - Kapittel 3 Elementbruer», Statens vegvesen - Vegdirektoratet, Håndbok, 2002.
- [3] «Skjerdingsstad bru», Google, Street view, 2010, [Online]. side: https://www.google.no/maps/@63.2457027,10.275984,3a,75y,351.81h,86.57t/data=!3m7!1e1!3m5!1sP3oE4U4-8CAWHRvfK9eDfA!2e0!6s%2F%2Fgeo1.ggpht.com%2Fcbk%3Fpanoid%3DP3oE4U4-8CAWHRvfK9eDfA%26output%3Dthumbnail%26cb_client%3Dmaps_sv.tactile.gps%26thumb%3D2%26w%3D203%26h%3D100%26yaw%3D281.73077%26pitch%3D0%26thumbfov%3D100!7i13312!8i6656 (sjekket 9. jun. 2018).
- [4] «Beregning og dimensjonering av kontinuerlige NOB- og NIB-bruer», Norsk Betongforenings Brokomité, Publikasjon nr. 10, 1981.
- [5] «Norsk betongforening», *Historiske arkiv*, 2018, [Online]. side: <https://betong.net/publikasjoner/historisk-arkiv/> (sjekket 9. jun. 2018).
- [6] «Håndbok V499 - Bruprosjektering, Eurokodeutgave», Statens vegvesen - Vegdirektoratet, Håndbok, 2011.
- [7] «NIB-bruer, Bruprosjektering - 08», Statens vegvesen - Vegdirektoratet, Håndbok, 1983.
- [8] «NOB-bruer, Bruprosjektering - 09», Statens vegvesen - Vegdirektoratet, Håndbok, 1983.
- [9] «Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner», Den Europeiske Standardiseringsorganisasjonen., Oslo, Standard, 2010.
- [10] S. Persson, «Brubjelkeprosjektet», Statens vegvesen, Powerpoint, 2017, [Online]. side: https://www.vegvesen.no/_attachment/2069373/binary/1218553?fast_title=Betongelementer.+Stian+Persson+%285+MB%29.pdf (sjekket 9. jun. 2018).
- [11] A. Heimdal, I. L. Larsen og T. Norheim, «Standardisering av brokonstruksjoner for nasjonale hovedveier», Universitetet i Agder, Agder, Masteroppgave, Mai 2017.
- [12] Spanbeton, «Inverted T-Beam Constructions», feb. 2018, [Online]. side: <https://www.spanbeton.nl/en/inverted-t-beam-constructions-zipxl/> (sjekket 15. feb. 2018).
- [13] K. K. Lode, «Bilde av frakt», Forum - Berglitruckstop, Bilde, 1993, [Online]. side: <http://www.berglittruckstop.no/viewtopic.php?f=34&t=4337&p=224975&hilit=vaulen#p224975> (sjekket 2. jun. 2018).
- [14] J. V. Thue, «Fundament», Store Norske leksikon, artikkel, 2018, [Online]. side: <https://snl.no/fundament> (sjekket 9. jun. 2018).
- [15] S. I. Sørensen, «Betongkonstruksjoner. Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2», Fagbokforlaget, Trondheim, 2015.
- [16] «Kartinnsyn», Norges Geologiske undersøkelse, Kart, 2018, [Online]. side: <https://www.ngu.no/emne/kartinnsyn> (sjekket 9. jun. 2018).
- [17] «Håndbok N400 - Bruprosjektering», Statens vegvesen - Vegdirektoratet, Håndbok, 2015.
- [18] G. Nordbotten, «Optimal lengde på fugefrie bruer: Etatsprogrammet Varige konstruksjoner 2012-2015», Statens Vegvesen, Rapport Nr. 548, Mai 2016.
- [19] «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner», Den Europeiske Standardiseringsorganisasjonen., Oslo, Standard, 2010.

- [20] «NS-EN 1992 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner», jan. 2015. side: <http://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/eurokode-2-prosjektering-av-betongkonstruksjoner/> (sjekket 23. jan. 2018).
- [21] J. Hopp, S. Alexander og andre, «Betongelementboken bind B - Avstivning og kraftoverføring», Betongelementforeningen, Oslo, Lærebok, 2012.
- [22] «Vegkart», Statens vegvesen, Kart, 2018, [Online]. side: [https://www.vegvesen.no/vegkart/vegkart/#kartlag:geodata/hva:\(~\(id:540,filter:\(~\),farge:'0_0'\)\)/@262944,7021773,15](https://www.vegvesen.no/vegkart/vegkart/#kartlag:geodata/hva:(~(id:540,filter:(~),farge:'0_0'))/@262944,7021773,15) (sjekket 9. jun. 2018).
- [23] A. Steffensen, B. Skari og andre, «Håndbok V263 Betongdekker», Statens Vegvesen - vegdirektoratet, Veiledning, 1992.
- [24] «Håndbok N101 – Rekkverk og vegens sideområder», Statens vegvesen - Vegdirektoratet, 2014.
- [25] N. Janbu og andre, «Theoretical Soil Mechanics», NTNU, Lærebok, 2015.
- [26] «Håndbok N100 – Veg- og gateutforming», Statens vegvesen - Vegdirektoratet, 2014.
- [27] «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 2: Trafikklast på bruer», Den Europeiske Standardiseringsorganisasjonen., Standard, 2010.
- [28] «Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner», Den Europeiske Standardiseringsorganisasjonen., Oslo, Standard, 2008.
- [29] «Utførelse av betongkonstruksjoner», Den Europeiske Standardiseringsorganisasjonen., Standard, 2009.
- [30] Byggeindustrien, «Bjørn Hansen i gang med Ryfast-montasje», *Byggeindustrien*, Mai 2016. side: www.bygg.no/article/1275118 (sjekket 12. mar. 2018).
- [31] J. Hopp, S. Alexander og andre, «Betongelementboken bind C - Elementer og knutepunkter», Betongelementforeningen, Oslo, Lærebok, 2013.
- [32] S. Alexander, Å. Elvestuen, H. Fosse og andre, *Bind G - Transport og montasje.*, aug. 2009. side: <http://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookG.asp?isSearch=0&liID=Forord&DocumentId=BindG/Forord.pdf&BookId=G>.
- [33] S. Persson, «Normerte betongelementer – “Brubjelkeprosjektet”», Statens vegvesen, Region vest, Presentasjon, 2017.
- [34] K. Bell, «Matrisestatikkk», Fagbokforlaget, Trondheim, 2011.
- [35] Autodesk, «What is finite element analysis software», Autodesk, u.å. side: <https://www.autodesk.com/solutions/finite-element-analysis> (sjekket 15. mar. 2018).
- [36] «Forskrift om bruk av kjøretøy», Samferdeselsdepartementet, Norge, Forskrift, 2013. side: https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/1990-01-25-92#KAPITTEL_6 (sjekket 1. jun. 2018).
- [37] Byggeindustrien, «Solvik-Olsen diskuterte veibygging med betongelementprodusentene og Vegdirektoratet», *Byggeindustrien*, jan. 2018. side: <https://www.bygg.no/article/1342273> (sjekket 12. mar. 2018).
- [38] J. M. Laugaland og B. Grimen, «Kortere anleggsperiode er julegaven fra Ryfast-utbyggerne», *NRK*, Desember 2015, [Online]. side: <https://www.nrk.no/rogaland/kortere-anleggsperiode-er-julegaven-fra-ryfast-utbyggerne-1.12719308> (sjekket 2. jun. 2018).
- [39] «Betongelementboken. Bind A – Bygging med betongelementer», Betongelementforeningen, Lærebok, 2010.

Appendices

A Brubjelkeprosjektet

NTB

TABELL FOR P, p og g2
P er plassert i cl bjelke

Dok nr.

Utgave

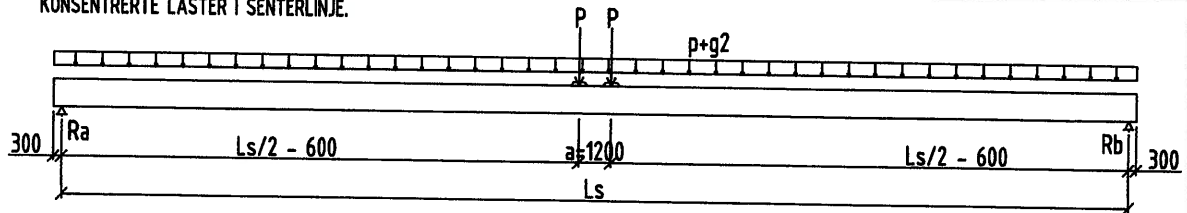
Sign.

LV/AH

Dato

18.10.2017

KONSENTRERTE LASTER I SENTERLINJE.



BJELKEDIMENSJON	L_s (m)	P (kN)	p (kN/m)	g2 (kN/m)
NTB800-400x1400	40*	67,3	3,24	8,55
	39	67,7	3,26	8,56
	38	68,1	3,27	8,56
	37	68,5	3,29	8,57
	36*	68,9	3,30	8,57
	35	69,3	3,32	8,58
	34	69,7	3,33	8,59
	33	70,1	3,35	8,59
	32	70,5	3,36	8,60
	31*	70,9	3,38	8,61
NTB1000-300x1200	33*	83,6	4,04	10,63
	32	84,1	4,06	10,64
	31	84,5	4,08	10,64
	30*	85,0	4,10	10,65
	29	85,5	4,12	10,67
	28	86,0	4,14	10,68
	27	86,5	4,16	10,70
	26*	87,0	4,18	10,71
NTB1200-220x1000	28*	98,0	4,78	12,59
	27	98,7	4,81	12,60
	26	99,3	4,83	12,61
	25*	100,0	4,86	12,62
	24	100,7	4,89	12,63
	23	101,3	4,92	12,65
	22*	102,0	4,95	12,66
NTB1200-220x800	24*	97,8	4,78	12,61
	23	98,6	4,81	12,63
	22	99,5	4,84	12,64
	21	100,3	4,88	12,66
	20*	101,1	4,91	12,67
	19	101,9	4,95	12,69
	18	102,7	4,99	12,71
	17	103,5	5,03	12,72
	16*	104,3	5,07	12,74
NTB1200-220x600	18*	99,2	4,83	12,64
	17	100,3	4,88	12,66
	16*	101,3	4,92	12,68
	15	102,3	4,97	12,70
	14	103,4	5,03	12,73
	13*	104,4	5,08	12,75

* Beregnet med PLABE2. Øvrige verdier er interpolert.

Tittel NTB 800-400x1400 Spv. 40.0m 30+2 tau. Pktlast i cl 240pl Utst 400			Side 1
Prosjekt Med tverrlastford Plabe2	Ordre Bruprojekt 2018	Sign TLV	Dato 02-02-2018

Dataprogram: E-BJELKE versjon 6.5.7 Laget av Sletten Byggdata
 Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008
 Data er lagret på fil: I:\Konstruksjon\Bruprojekt\Bruprojekt2018\Ebjelke Sluttberegn\NTB 1400\NTB 1400 sp.v
 40.0m Pkt cl 30+2 tau x 20t Cv=50.ebj

INNHOOLD

- 1.0 Materialdata
- 1.1 Tverrsnitt-figur med armering
- 1.2 Armeringsdata
- 1.3 Bjelkeprofil og utkragerlengder
- 1.4 Lastfaktorer og pålitelighetsklasse
- 1.5 Spennkabler
- 1.6 Lastdata
- 1.7 Samvirkepåstøp
- 5.1 Utløftingskontroll
- 5.2 Momentkontroll
- 5.3 Risskontroll
 - 5.3.1 Kontroll for trykkavlastning i underkant
 - 5.3.2 Kontroll for trykkavlastning i overkant
- 5.4 Skjærarmering
- 5.5 Skjærarmering gjennom støpeskjøt
- 5.6 Spaltestrekkbøyler og forankringsarmering
- 6.1 Nedbøyning
- 7.1 Oppleggskrefter

1.0 Materialdata

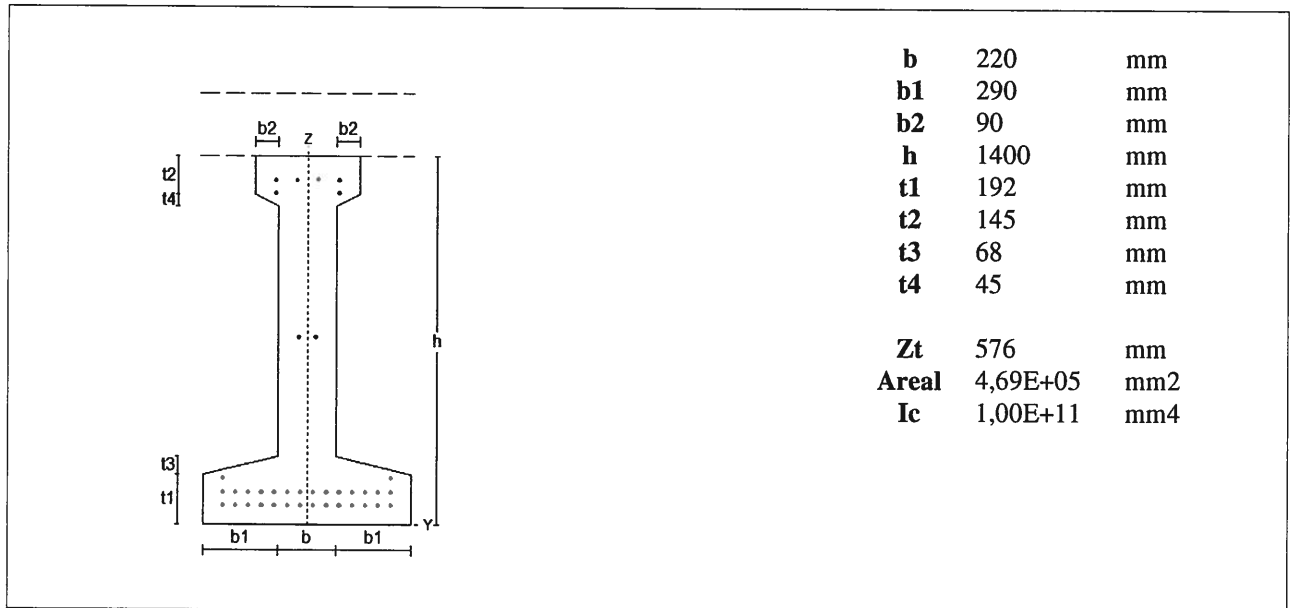
Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Data vedr. spennarmert element		
Materialkoeffisient betong	1,5	Strekkfasthet N/mm ² (fpk)	1860	
Materialkoeffisient stål	1,15	0.1 % strekkgrense N/mm ² (fp0.1k)	1636	
Betongkvalitet	B55(C55/67)	Forlengelse ved største belastning (euk)	0,037	
Densitet (kg/m ³)	2500	Spennarmering. Emodul	195000	
Sement i fasthetsklasse (R / N / S)	R	Sylindertrykkfasthet ved avspenning (fckj)	35	
Armering flytegrense	500	Sylindertrykkfasthet ved transport(fckj)	39	
Bøyler flytegrense	500	Betongens alder ved avspenning (døgn)	1	
Relativ fuktighet i lagringsperioden %	70			
Relativ fuktighet i ferdig bygg %	70	Eksponeeringsklasser	uk:XD3	ok:XD3
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28	Korrosjonsømfintlig armering		
Effektiv høyde, h ₀ (EN1992-1-1 3.1.4(5))	205	Dimensjonerende levetid	100	
Korttids Emodul, E _{cm}	38200	Min. overdekning (mm)	uk	ok
Dimensjonerende trykkfasthet, f _{cd}	31,2	*)Min. krav for spennarmering	60	60
Aksial strekkfasthet, f _{ctm}	4	Toleranse	5	5
Dimensjonerende strekkfasthet, f _{ctd}	1,67	Nominell overdekning	65	65
		*)Krav til overdekning for bøyler er 10 mm mindre		
Kryptall, FI 0_28	0,72	Svinntøyning, 0_28	-0,00013	
Kryptall, FI 28_9000	1,18	Svinntøyning, 0_9000	-0,00043	

NA.6.2.2(1) Minst 1 av følgende krav til tilslag i betongen er IKKE oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620: D_{>=16} mm (D= 22 mm)
2. Det grove tilslaget >=50% av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

Tittel NTB 800-400x1400 Spv. 40.0m 30+2 tau. Pktlast i cl 240pl Utst 400		Side 2
Prosjekt Med tverrlastford Plabe2	Ordre Bruprojekt 2018	Sign TLV
		Dato 02-02-2018

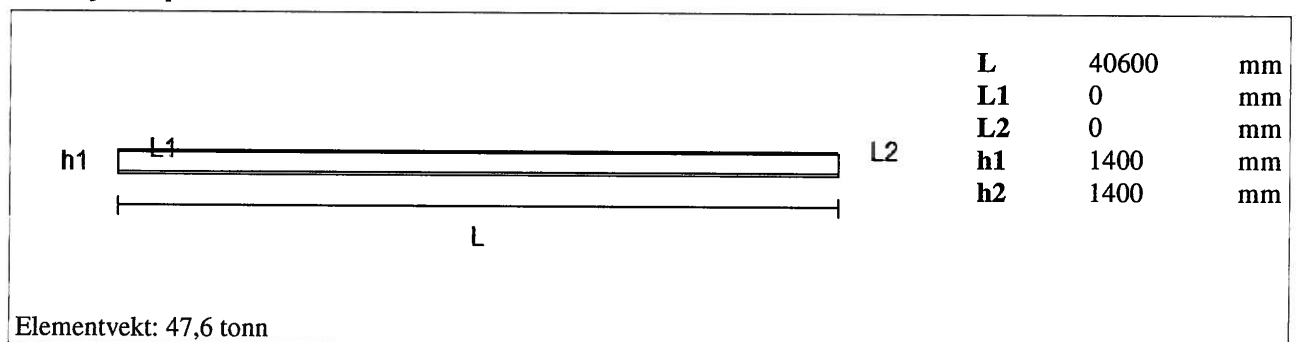
1.1 Tverrsnitt (med samvirkepåstøp vist stiplet)



1.2 Armeringsdata

Kant	Lag nr	Kantavstand	Slakkarmering	Spennarmering
ok	1	90	2d 16	2d 13.35- 140 mm ²
ok	2	140	2d 16	
ok	4	685	2d 12	
uk	1	75		14d 13.35- 140 mm ²
uk	2	125		14d 13.35- 140 mm ²
uk	3	175		2d 13.35- 140 mm ²

1.3 Bjelkeprofil



Utkragerlengde (mm)

	Venstre ende	Høyre ende
Utløfting	6000	6000
Lagring	5000	5000
Transport	5000	5000
Ferdig montert	300	300

Minste effektive oppleggsbredde: 100 mm

Tittel NTB 800-400x1400 Spv. 40.0m 30+2 tau. Pktlast i cl 240pl Utst 400			Side 3
Prosjekt Med tverrlastford Plabe2	Ordre Bruprojekt 2018	Sign TLV	Dato 02-02-2018

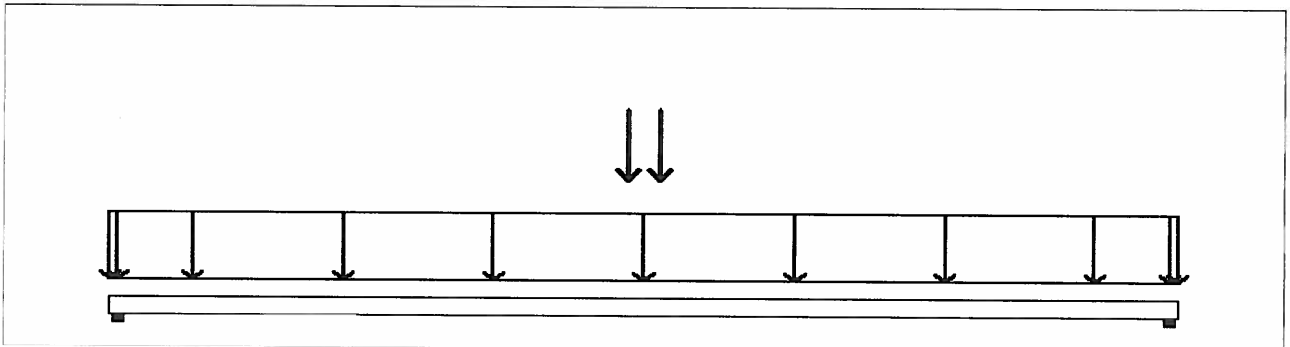
1.4 Lastfaktor og pålitelighetsklasse (brukervalgte lastfaktorer)

	Lastfaktor		BENYTTES:	
	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgr. B1	Bruddgr. B2
Permanent last	1,00	1,00	1,35	1,20
Variabel last	0,30	0,50	1,05	1,35
Pålitelighetsklasse	3			
PSI -faktor	Kategori G :trafikk- parkeringsareal for mellomstore kjøretøy (30kN<kjøretøyvekt<160kN på to akslinger)			
Krav til maks. nedbøyning	Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav			
Formsug ved avforming	0,00 kN/m			
Elementets romvekt	2500 kg/m ³			
Horisontalkraft i oppleggspunkt (H/N)	0,20			

1.5 Spennkabler

Spennkraft pr kabel i ok, m. standard diameter	200,0	kN	(1429 N/mm ²)	d=13,35 mm
Spennkraft pr kabel i uk, m. standard diameter	200,0	kN	(1429 N/mm ²)	d=13,35 mm
Avspenning: MYK				

1.6 Egenvekt, permanent last og nyttelast



Tittel NTB 800-400x1400 Spv. 40.0m 30+2 tau. Pktlast i cl 240pl Utst 400			Side 4
Prosjekt Med tverrlastford Plabe2	Ordre Bruprosjekt 2018	Sign TLV	Dato 02-02-2018

Jevnt fordelt last (kN/m)

Last på bjelken

	v. utkrager	midtfelt	h. utkrager
Egenvekt	11,73	11,73	11,73
Permanent last	8,55	8,55	8,55
Variabel last	3,24	3,24	3,24

Punktlaster

Permanent last G (kN)	Variabel last P (kN)	Avstand til venstre ende: x (mm)	Lastbredde b (mm)
0,00	67,30	19700	640
0,00	67,30	20900	640

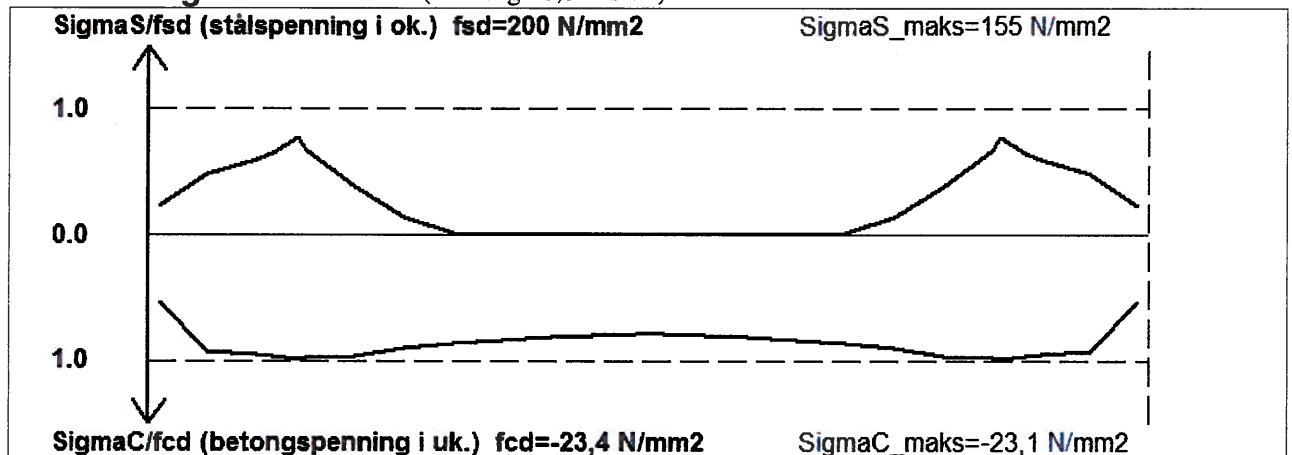
Forblindinger

Kant	Venstre bjelkeende		Høyre bjelkeende	
	Antall	Forblindingslengde	Antall	Forblindingslengde
uk	3	8365 mm	3	8365 mm

1.7 Samvirkepåstøp (med statisk last)

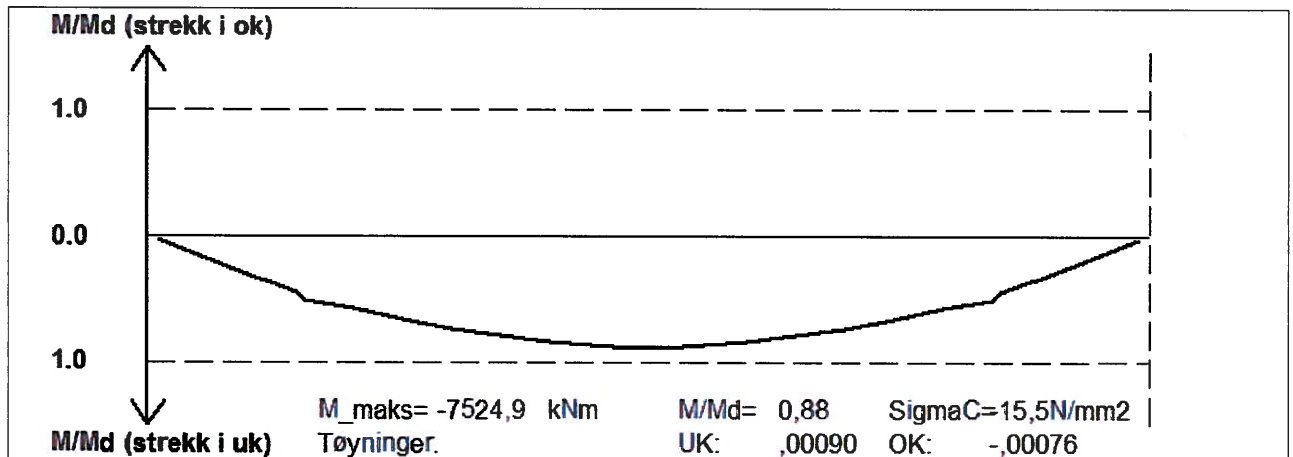
Bredde av påstøp	820 mm	Betongkvalitet	B45(C45/55)
Tykkelse av påstøp, tp	240 mm	Antall armeringsjern	10
Fra ok bjelke til uk påstøp	0 mm	Stang diameter	12 mm
		Armeringsoverdekning	75 mm
		Fugetype:	Ru
Påført egenvekt: Lastandel etter samvirke	0,4	Effektiv fugebredde	340 mm

5.1 Utløftingskontroll (formsug =0,0 kN/m²)



Tittel NTB 800-400x1400 Spv. 40.0m 30+2 tau. Pklast i cl 240pl Utst 400		Side 5
Prosjekt Med tverrlastford Plabe2	Ordre Bruprosjekt 2018	Sign TLV
		Dato 02-02-2018

5.2 Momentkontroll



5.3 Risskontroll

Maks rissvidde=,000 mm Tillatt rissvidde=,260 mm

5.3.1 Kontroll for trykkavlastning i underkant

I mest påkjente snitt:

M = -2528 kNm

N = -5361 kN

Tøyning i underkant = -0,00010

Tøyning i overkant = -0,00027

Tverrsnittets høyde = 1400 mm

Strekksoneens høyde = 0 mm

Maks tillatt høyde av strekksonen : 62 mm OK

5.3.2 Kontroll for trykkavlastning i overkant

I mest påkjente snitt:

M = 173 kNm

N = -4783 kN

Tøyning i underkant = -0,00031

Tøyning i overkant = -0,00009

Tverrsnittets høyde = 1400 mm

Strekksoneens høyde = 0 mm

Maks tillatt høyde av strekksonen : 62 mm OK

Titel NTB 800-400x1400 Spv. 40.0m 30+2 tau. Pktlast i cl 240pl Utst 400			Side 6
Prosjekt Med tverrlastford Plabe2	Ordre Bruprosjekt 2018	Sign TLV	Dato 02-02-2018

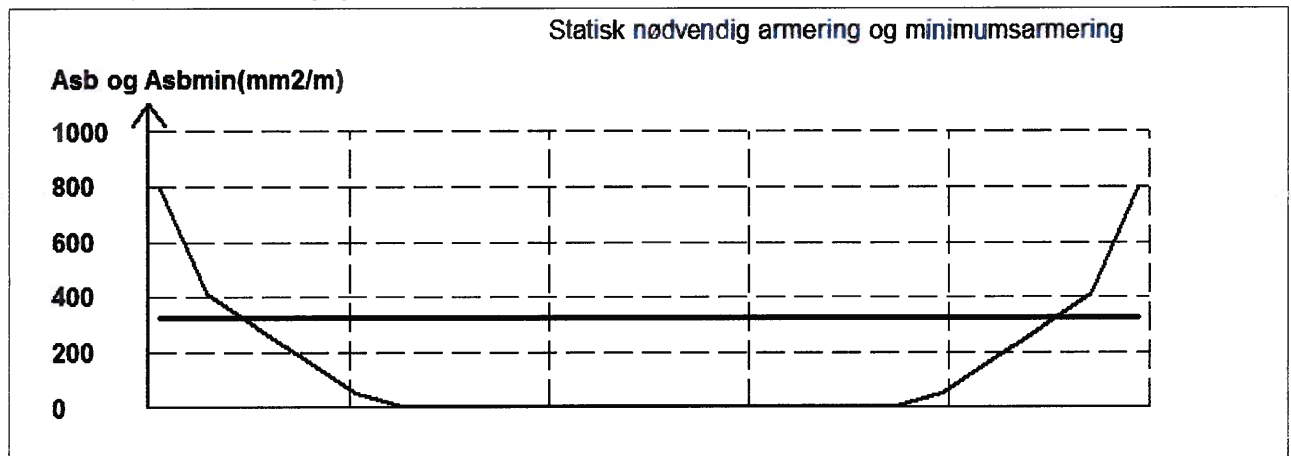
5.4.1 Skjærkraftkontroll

Avst. til v. ende (mm)	Maks skjærkraft (kN)	Redusert skjærkraft (kN)	Vrd,max trykk kap. (kN)	Vrd,c (kN)	Statisk nødvendig skjærarmer. (mm ² /m)	Minimums-armering (mm ² /m)	Maks bøyleavstand (mm)
2345	-623,3	-620,8	2460,1	804,0	0	326	710
4340	-561,9	-561,9	2460,1	804,0	0	326	710
5000	-541,5	-541,5	2460,1	804,0	0	326	710
6000	-510,8	-510,8	2460,1	804,0	0	326	710
6335	-500,5	-500,5	2460,1	804,0	0	326	710
8330	-439,1	-439,1	2465,5	837,3	0	326	712
10325	-377,7	-377,7	2465,5	837,3	0	326	712
12320	-316,3	-316,3	2465,5	504,0	0	326	712
16310	-193,5	-193,5	2465,5	504,0	0	326	712
19700	-89,1	-89,1	2465,5	504,0	0	326	712
20300	0,0	0,0	2465,5	504,0	0	326	712
20900	89,1	89,1	2465,5	504,0	0	326	712
24290	193,5	193,5	2465,5	504,0	0	326	712
28280	316,3	316,3	2465,5	504,0	0	326	712
30275	377,7	377,7	2465,5	837,3	0	326	712
32270	439,1	439,1	2465,5	837,3	0	326	712
34265	500,5	500,5	2460,1	804,0	0	326	710
34600	510,8	510,8	2460,1	804,0	0	326	710
35600	541,5	541,5	2460,1	804,0	0	326	710
36260	561,9	561,9	2460,1	804,0	0	326	710
38255	623,3	620,8	2460,1	804,0	0	326	710

Skjærarmeringen helningsvinkel med bjelkeakse: 90 grader

Trykkdiagonalens helningsvinkel med bjelkeakse: 39 grader

5.5.0 Skjærarmering gjennom støpeskjøt



Tittel NTB 800-400x1400 Spv. 40.0m 30+2 tau. Pktlast i cl 240pl Utst 400			Side 7
Prosjekt Med tverrlastford Plabe2	Ordre Bruprojekt 2018	Sign TLV	Dato 02-02-2018

5.5.1 Skjærarmering gjennom støpeskjøt (Fordeling: Se NS-EN 1992 Figur 6.10)

Avst. til v. ende (mm)	Maks skjærkraft (kN)	Redusert Vrd,max (N/mm ²)	Statisk nødvendig skjærarmer.	Minimums- armering (mm ² /m)	Maks bøyleavstand (mm)
404	-683,0	1,42	799	326	500
2345	-623,3	1,07	410	326	500
4340	-561,9	0,97	291	326	500
5000	-541,5	0,93	252	326	500
6000	-510,8	0,88	193	326	500
6335	-500,5	0,86	173	326	500
8330	-439,1	0,75	53	326	500
10325	-377,7	0,65	0	326	500
12320	-316,3	0,60	0	326	500
16310	-193,5	0,36	0	326	500
19700	-89,1	0,17	0	326	500
20300	0,0	0,00	0	326	500
20900	89,1	0,17	0	326	500
24290	193,5	0,36	0	326	500
28280	316,3	0,60	0	326	500
30275	377,7	0,65	0	326	500
32270	439,1	0,75	53	326	500
34265	500,5	0,86	173	326	500
34600	510,8	0,88	193	326	500
35600	541,5	0,93	252	326	500
36260	561,9	0,97	291	326	500
38255	623,3	1,07	410	326	500
40196	683,0	1,42	799	326	500

Minimumsarmering: basert på NS-EN 1992(NA.9.5N). Maks bøyleavstand: basert på tidligere praksis (NS 3473 12.7.2)

5.6 Spaltestrekkbøyler og forankringsarmering i uk

Spaltestrekkbøyler i v. ende	3193	mm ² /m:	Totalt	2970	mm ²	Fordeles over	930	mm
Tillegg ved bjelkens ende	3463	mm ² /m:	Totalt	970	mm ²	Fordeles over	280	mm
Spaltestrekkbøyler i h. ende	3193	mm ² /m:	Totalt	2970	mm ²	Fordeles over	930	mm
Tillegg ved bjelkens ende	3463	mm ² /m:	Totalt	970	mm ²	Fordeles over	280	mm
Forankringsbøyler i v. ende, underkant	0	mm ² :						
Forankringsbøyler i h. ende, underkant	0	mm ² :						

6.1 Nedbøyning (mm)

(G1=egenvekt av bjelken G2=påført permanent last P=variabel last)			
	V. utkrager	Midtfelt	H. utkrager
Avforming		-80	
G1: ved montasje		-67	
G1+G2: ved montasje		-13	
G1+G2+P.langtidsdel ved montasje		-10	
G1+G2 etter lang tid		-18	
G1+G2+P_langtidsdel etter lang tid		1	
G1+G2+P_total etter lang tid		1	

Tittel NTB 800-400x1400 Spv. 40.0m 30+2 tau. Pktlast i cl 240pl Utst 400			Side 8
Prosjekt Med tverrlastford Plabe2	Ordre Bruprosjekt 2018	Sign TLV	Dato 02-02-2018

7.1 Oppleggskrefter (kN) (alle lastfaktorer = 1 i bruksgrense)

	----- Bruksgrense -----			----- Bruddgrense -----		
	Permanent last	Variabel	All last	Permanent last	Variabel	All last
v. opplegg	411,6	133,1	544,7	555,7	139,8	695,4
h. opplegg	411,6	133,1	544,7	555,7	139,8	695,4

B Krefter

B.1 Vindlast

B.2 Moment

B.3 Skjærkrefter

B.1 Vindlast

Beregning av vindlaster etter NS-EN 1992-1-4

$c_{dir} := 1$	Retningsfaktor som kan velges 1,0 for alle vindretninger
$c_{season} := 1$	Årstidsfaktor som kan velges 1,0
$c_{alt} := 1$	Nivåfaktor som settes lik 1,0
$c_{prob} := 1$	Settes 1,0 om returperioden er på 50 år
$v_{b,0} := 25 \frac{m}{s}$	Referansevindhastighet i Melhus kommune

Basisvindhastighet

$$v_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0} = 25 \frac{m}{s} \quad \text{NA.(4.1)}$$

Må videre finne stedsvindhastigheten: $v_m(z)$

Terrengruhet $Cr(z)$:

Terrengruhetsfaktor for kateoginummer II: Landbruksområde

$$k_r := 0.19$$

Ruhetslengde for kateoginummer II

$$z_0 := 0.05 \text{ m}$$

$$z_{min} := 4 \text{ m}$$

NA.4.3.2(2) sier at om byggestedet ligger nærmere enn 10 km fra naboområdet med en annen ruhet, må man finne en passende justering av v_m og lv .
Byggeområdet ligger i nærheten av

$$z_{max} := 200 \text{ m} \quad \text{Hentet fra 4.3.2 EK1-1-4}$$

$$z_1 := 39 \text{ m} \quad \text{Høyde hentet fra norgeskart.no}$$

$$z_{min} < z_1 < z_{max} \quad \text{--->} \quad \text{Stedshøyde blir 39 meter.}$$

$$c_r := k_r \cdot \ln\left(\frac{z_1}{z_0}\right) = 1.265 \quad (4.4)$$

Terrengformfaktor c_o :

$$c_o := 1.0 \quad \text{Settes lik 1,0 i daler hvor man ikke forventer en hastighetsøkning som følge av traktvirkninger.}$$

$$v_m := c_r \cdot c_o \cdot v_b = 31.632 \frac{m}{s} \quad (4.3)$$

Vindturbulens $I_v(z)$: [4.4]

Turbulensfaktor

$$k_I := 1.0 \quad \text{Anbefalt verdi}$$

$$I_v := \frac{k_I}{c_o \cdot \ln\left(\frac{z_1}{z_0}\right)} = 0.15 \quad (4.7)$$

Vindkasthastighetstrykk $q_p(z)$: [NA.4.5]

$$k_p := 3.5 \quad \text{Toppfaktor}$$

$$\rho := 1.25 \frac{kg}{m^3} \quad \text{Luftens densitet}$$

$$q_p := 0.5 \cdot \rho \cdot v_m^2 \cdot (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v) = (1.283 \cdot 10^3) \text{ Pa} \quad (NA.4.8)$$

Kraftfaktor i x-retning (EK1-1-4)

8.3.1(4) gir bestemmelser av d_{tot} som skal brukes for å finne kraftfaktorene.

Høyde på bjelker

$$h_b := 1400 \text{ mm}$$

Tykkelse av påstøp

$$t_p := 240 \text{ mm}$$

Asfalttykkelse

$$t_a := 150 \text{ mm}$$

Høyde på kjøretøy

$$h_k := 2.0 \text{ m} \quad \text{Gitt kjøretøyshøyde fra 8.3.1(5)a)}$$

Finner d_{tot} både med og uten trafikk med åpen parapet og lukket sikkerhetsrekkverk på begge sider.

$$d_1 := 600 \text{ mm}$$

Tabell 8.1: Åpen parapet eller åpent sikkerhetsrekkverk

$$d_{tot.uten} := h_b + t_p + t_a + d_1 = 2.39 \text{ m}$$

I henhold til 8.3.1(5) tas det ikke hensyn til parapet og sikkerhetsrekkverk ved utregning av høyde med trafikk.

$$d_{tot.med} := h_b + t_p + t_a + h_k = 3.79 \text{ m}$$

Bruas bredde

$$b := 8.2 \text{ m}$$

For å finne kraftfaktor må man ha forholdet b/d_{tot}

Kraftfaktor uten trafikk

(Figur – 8.3)

$$\frac{b}{d_{tot.uten}} = 3.431$$

$$c_{fx.uten} := 1.1$$

Kraftfaktor med trafikk

(Figur – 8.3)

$$\frac{b}{d_{tot.med}} = 2.164$$

$$c_{fx.med} := 1.7$$

8.3.3 Vindkrefter på brudekker i z-retning.

8.3.3(1) - merknad 1 gir anbefalt verdi 0,9

$$c_{fz} := 0.9$$

8.3.4 Vindkrefter på brudekke i y-retning

8.3.4(1) anbefaler 25% av kraftfaktor i x-retning.

$$c_{fy.uten} := 0.25 \cdot c_{fx.uten} = 0.275$$

$$c_{fy.med} := 0.25 \cdot c_{fx.med} = 0.425$$

Vindlast uten trafikk

$$\begin{bmatrix} q_{D.uten} \\ q_{L.uten} \\ q_{M.uten} \end{bmatrix} := q_p \cdot \begin{bmatrix} c_{fx.uten} \cdot d_{tot.uten} \\ c_{fz} \cdot b \\ c_{fy.uten} \cdot d_{tot.uten} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3.372 \\ 9.466 \\ 0.843 \end{bmatrix} \frac{kN}{m} \quad \text{HB N400 (5.7)}$$

Vindlast med trafikk

$$\begin{bmatrix} q_{D.med} \\ q_{L.med} \\ q_{M.med} \end{bmatrix} := q_p \cdot \begin{bmatrix} c_{fx.med} \cdot d_{tot.med} \\ c_{fz} \cdot b \\ c_{fy.med} \cdot d_{tot.med} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 8.264 \\ 9.466 \\ 2.066 \end{bmatrix} \frac{kN}{m} \quad \text{HB N400 (5.7)}$$

Vindlast brukt i ROBOT-modell:

$$q_{vind} := q_p \cdot c_{fz} = 1.154 \frac{kN}{m^2}$$

B.2 Moment

Vedlegg B.2 - Moment

Feltmoment - karakteristiske laster

LAST	BJELKENR.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Bjelker og dekke		3286	3286	3286	3286	3286	3286	3286	3286	3286	3286	[kNm]
Kantdragere		199,6	191	183,2	177,3	174,1	174,1	177,3	183,2	191	199,6	[kNm]
Asfalt		521,2	523,5	525,5	527	527,9	527,9	527	525,5	523,5	521,2	[kNm]
Rekkverk		86,3	82,6	79,2	76,7	75,3	75,3	76,7	79,2	82,6	86,3	[kNm]
UDL1-1		596,8	537,4	477	415,7	353,8	291,7	230,4	170,4	112	54,9	[kNm]
UDL2-1		100,9	114	126,9	139	150,1	159,8	168	174,9	180,7	185,8	[kNm]
UDL3-1		-4,9	11,1	27,7	45	63,2	82,3	101,8	121,6	141,4	161,1	[kNm]
TS1-1		990,6	1011,3	894,5	833,7	640,2	487,5	371,5	274,2	187,1	104,9	[kNm]
TS2-1		205	246,4	295,2	363,2	451,5	437,5	457,7	512	463,7	431,9	[kNm]
Vindlast		188,8	188,8	188,8	188,8	188,8	188,8	188,8	188,8	188,8	188,8	[kNm]
SUM		6170,3	6192,1	6084	6052,4	5910,9	5710,9	5585,2	5515,8	5356,8	5220,5	[kNm]

ULS - Ligning 6.10a, trafikk dominerende variabel last:

		Bjelke nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Bjelker og dekke	1,35	1,0	4436,1	4436,1	4436,1	4436,1	4436,1	4436,1	4436,1	4436,1	4436,1	4436,1	[kNm]
Kantdragere	1,35	1,0	269,5	257,9	247,3	239,4	235,0	235,0	239,4	247,3	257,9	269,5	[kNm]
Asfalt	1,35	1,0	703,6	706,7	709,4	711,5	712,7	712,7	711,5	709,4	706,7	703,6	[kNm]
Rekkverk	1,35	1,0	116,5	111,5	106,9	103,5	101,7	101,7	103,5	106,9	111,5	116,5	[kNm]
UDL1-1	0,945	0	564,0	507,8	450,8	392,8	334,3	275,7	217,7	161,0	105,8	51,9	[kNm]
UDL2-1	0,945	0	95,4	107,7	119,9	131,4	141,8	151,0	158,8	165,3	170,8	175,6	[kNm]
UDL3-1	0,945	0	0,0	10,5	26,2	42,5	59,7	77,8	96,2	114,9	133,6	152,2	[kNm]
TS1-1	0,945	0	936,1	955,7	845,3	787,8	605,0	460,7	351,1	259,1	176,8	99,1	[kNm]
TS2-1	0,945	0	193,7	232,8	279,0	343,2	426,7	413,4	432,5	483,8	438,2	408,1	[kNm]
Vindlast	1,12	0	211,5	211,5	211,5	211,5	211,5	211,5	211,5	211,5	211,5	211,5	[kNm]
SUM			7526	7538	7432	7400	7264	7075	6958	6895	6749	6624	[kNm]

Vedlegg B.2 - Moment

ULS - Ligning 6.10b, trafikk dominerende variabel last:

		Bjelke nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
	Faktor												
Bjelker og dekke	1,2		3943,2	3943,2	3943,2	3943,2	3943,2	3943,2	3943,2	3943,2	3943,2	3943,2	[kNm]
Kantdragere	1,2		239,5	229,2	219,8	212,8	208,9	208,9	212,8	219,8	229,2	239,5	[kNm]
Asfalt	1,2		625,4	628,2	630,6	632,4	633,5	633,5	632,4	630,6	628,2	625,4	[kNm]
Rekkverk	1,2		103,6	99,1	95,0	92,0	90,4	90,4	92,0	95,0	99,1	103,6	[kNm]
UDL1-1	1,35		805,7	725,5	644,0	561,2	477,6	393,8	311,0	230,0	151,2	74,1	[kNm]
UDL2-1	1,35		136,2	153,9	171,3	187,7	202,6	215,7	226,8	236,1	243,9	250,8	[kNm]
UDL3-1	1,35	0	0,0	15,0	37,4	60,8	85,3	111,1	137,4	164,2	190,9	217,5	[kNm]
TS1-1	1,35		1337,3	1365,3	1207,6	1125,5	864,3	658,1	501,5	370,2	252,6	141,6	[kNm]
TS2-1	1,35		276,8	332,6	398,5	490,3	609,5	590,6	617,9	691,2	626,0	583,1	[kNm]
Vindlast	1,12		211,5	211,5	211,5	211,5	211,5	211,5	211,5	211,5	211,5	211,5	[kNm]
SUM			7679	7703	7559	7517	7327	7057	6887	6792	6576	6390	[kNm]

SLS - Ligning 6.14b, karakteristisk kombinasjon, trafikk dominerende variabel last:

		Bjelke nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
	Faktor												
Bjelker og dekke	1		3286,0	3286,0	3286,0	3286,0	3286,0	3286,0	3286,0	3286,0	3286,0	3286,0	[kNm]
Kantdragere	1		199,6	191,0	183,2	177,3	174,1	174,1	177,3	183,2	191,0	199,6	[kNm]
Asfalt	1		521,2	523,5	525,5	527,0	527,9	527,9	527,0	525,5	523,5	521,2	[kNm]
Rekkverk	1		86,3	82,6	79,2	76,7	75,3	75,3	76,7	79,2	82,6	86,3	[kNm]
UDL1-1	1		596,8	537,4	477,0	415,7	353,8	291,7	230,4	170,4	112,0	54,9	[kNm]
UDL2-1	1		100,9	114,0	126,9	139,0	150,1	159,8	168,0	174,9	180,7	185,8	[kNm]
UDL3-1	1		-4,9	11,1	27,7	45,0	63,2	82,3	101,8	121,6	141,4	161,1	[kNm]
TS1-1	1		990,6	1011,3	894,5	833,7	640,2	487,5	371,5	274,2	187,1	104,9	[kNm]
TS2-1	1		205,0	246,4	295,2	363,2	451,5	437,5	457,7	512,0	463,7	431,9	[kNm]
Vindlast	0,7		132,2	132,2	132,2	132,2	132,2	132,2	132,2	132,2	132,2	132,2	[kNm]
SUM			6114	6135	6027	5996	5854	5654	5529	5459	5300	5164	[kNm]

Vedlegg B.2 - Moment

SLS - Ligning 6.15b, ofte forekommende kombinasjon, trafikk dominerende variabel last:

		Bjelke nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
	Faktor												
Bjelker og dekke	1		3286,0	3286,0	3286,0	3286,0	3286,0	3286,0	3286,0	3286,0	3286,0	3286,0	[kNm]
Kantdragere	1		199,6	191,0	183,2	177,3	174,1	174,1	177,3	183,2	191,0	199,6	[kNm]
Asfalt	1		521,2	523,5	525,5	527,0	527,9	527,9	527,0	525,5	523,5	521,2	[kNm]
Rekkverk	1		86,3	82,6	79,2	76,7	75,3	75,3	76,7	79,2	82,6	86,3	[kNm]
UDL1-1	0,7		417,8	376,2	333,9	291,0	247,7	204,2	161,3	119,3	78,4	38,4	[kNm]
UDL2-1	0,7		70,6	79,8	88,8	97,3	105,1	111,9	117,6	122,4	126,5	130,1	[kNm]
UDL3-1	0,7		-3,4	7,8	19,4	31,5	44,2	57,6	71,3	85,1	99,0	112,8	[kNm]
TS1-1	0,7		693,4	707,9	626,2	583,6	448,1	341,3	260,1	191,9	131,0	73,4	[kNm]
TS2-1	0,7		143,5	172,5	206,6	254,2	316,1	306,3	320,4	358,4	324,6	302,3	[kNm]
Vindlast	0		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	[kNm]
SUM			5415	5427	5349	5325	5224	5084	4998	4951	4843	4750	[kNm]

SLS - Ligning 6.16b, tilnærmet permanent kombinasjon:

		Bjelke nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
	Faktor												
Bjelker og dekke	1		3286,0	3286,0	3286,0	3286,0	3286,0	3286,0	3286,0	3286,0	3286,0	3286,0	[kNm]
Kantdragere	1		199,6	191,0	183,2	177,3	174,1	174,1	177,3	183,2	191,0	199,6	[kNm]
Asfalt	1		521,2	523,5	525,5	527,0	527,9	527,9	527,0	525,5	523,5	521,2	[kNm]
Rekkverk	1		86,3	82,6	79,2	76,7	75,3	75,3	76,7	79,2	82,6	86,3	[kNm]
UDL1-1	0,2		119,4	107,5	95,4	83,1	70,8	58,3	46,1	34,1	22,4	11,0	[kNm]
UDL2-1	0,2		20,2	22,8	25,4	27,8	30,0	32,0	33,6	35,0	36,1	37,2	[kNm]
UDL3-1	0,2		-1,0	2,2	5,5	9,0	12,6	16,5	20,4	24,3	28,3	32,2	[kNm]
TS1-1	0,2		198,1	202,3	178,9	166,7	128,0	97,5	74,3	54,8	37,4	21,0	[kNm]
TS2-1	0,2		41,0	49,3	59,0	72,6	90,3	87,5	91,5	102,4	92,7	86,4	[kNm]
Vindlast	0		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	[kNm]
SUM			4471	4467	4438	4426	4395	4355	4333	4325	4300	4281	[kNm]

Vedlegg B.2 - Moment

SLS - Ligning 6.16b, tilnærmet permanent kombinasjon, beregning RISS:

		Bjelke nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
		Faktor											
Bjelker og dekke	1		3286,0	3286,0	3286,0	3286,0	3286,0	3286,0	3286,0	3286,0	3286,0	3286,0	[kNm]
Kantdragere	1		199,6	191,0	183,2	177,3	174,1	174,1	177,3	183,2	191,0	199,6	[kNm]
Asfalt	1		521,2	523,5	525,5	527,0	527,9	527,9	527,0	525,5	523,5	521,2	[kNm]
Rekkverk	1		86,3	82,6	79,2	76,7	75,3	75,3	76,7	79,2	82,6	86,3	[kNm]
UDL1-1	0,5		298,4	268,7	238,5	207,9	176,9	145,9	115,2	85,2	56,0	27,5	[kNm]
UDL2-1	0,5		50,5	57,0	63,5	69,5	75,1	79,9	84,0	87,5	90,4	92,9	[kNm]
UDL3-1	0,5		-2,5	5,6	13,9	22,5	31,6	41,2	50,9	60,8	70,7	80,6	[kNm]
TS1-1	0,5		495,3	505,7	447,3	416,9	320,1	243,8	185,8	137,1	93,6	52,5	[kNm]
TS2-1	0,5		102,5	123,2	147,6	181,6	225,8	218,8	228,9	256,0	231,9	216,0	[kNm]
Vindlast	0,5		94,4	94,4	94,4	94,4	94,4	94,4	94,4	94,4	94,4	94,4	[kNm]
SUM			5132	5138	5079	5060	4987	4887	4826	4795	4720	4657	[kNm]

B.3 Skjærkrefter

Skjærkrefter ved karakteristiske laster

Bjelkenr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Last										
Bjelker og dekke	328,7	328,6	328,6	328,6	328,6	328,6	328,6	328,6	328,6	328,7
Kantdragere	47,4	20,6	15,1	13,4	12,7	12,7	13,4	15,1	20,6	47,4
Asfalt	47,6	53,1	53,6	54,1	54,3	54,3	54,1	53,6	53,1	47,7
Rekkverk	20,5	8,9	6,5	5,8	5,5	5,5	5,8	6,5	8,9	20,5
UDL1-1	96,3	56,9	54,9	46,8	33,5	25,2	19	13,8	15,9	-26
UDL2-1	8,6	10	11,1	13,8	18,7	21,1	21,6	19,9	16,5	15,9
UDL3-1	8,7	1,5	2,2	3,5	5	6,8	9	12,1	15,5	29,9
TS1-1	29,7	237,4	55,5	232	29	7,3	3,3	1,7	1,2	-3
TS2-1	1,3	1,9	4,6	18,7	153,2	20,5	20,7	153,9	20,2	5,4
Vindlast	18,8	18,9	18,9	18,9	18,9	18,9	18,9	18,9	18,9	18,8
	607,6	737,8	551,0	735,6	659,4	500,9	494,4	624,1	499,4	485,3

ULS - ligning 6.10a (trafikk dominerende last)

Faktor		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Bjelker og dekke	1,35	443,7	443,6	443,6	443,6	443,61	443,6	443,6	443,6	443,61	443,745
Kantdragere	1,35	64,0	27,8	20,4	18,1	17,145	17,1	18,1	20,4	27,81	63,99
Asfalt	1,35	64,3	71,7	72,4	73,0	73,305	73,3	73,0	72,4	71,685	64,395
Rekkverk	1,35	27,7	12,0	8,8	7,8	7,425	7,4	7,8	8,8	12,015	27,675
UDL1-1	0,945	91,0	53,8	51,9	44,2	31,6575	23,8	18,0	13,0	15,0255	-24,57
UDL2-1	0,945	8,1	9,5	10,5	13,0	17,6715	19,9	20,4	18,8	15,5925	15,0255
UDL3-1	0,945	8,2	1,4	2,1	3,3	4,725	6,4	8,5	11,4	14,6475	28,2555
TS1-1	0,945	28,1	224,3	52,4	219,2	27,405	6,9	3,1	1,6	1,134	-2,835
TS2-1	0,945	1,2	1,8	4,3	17,7	144,774	19,4	19,6	145,4	19,089	5,103
Vindlast	1,12	21,1	21,2	21,2	21,2	21,168	21,2	21,2	21,2	21,168	21,056
		758,4	867,1	687,5	861,2	788,886	639,1	633,3	756,6	641,7765	641,84

ULS - ligning 6.10b (trafikk dominerende last)

Faktor	Bj.nr	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Bjelker og dekke	1,2	394,4	394,3	394,3	394,3	394,3	394,3	394,3	394,3	394,3	394,4
Kantdragere	1,2	56,9	24,7	18,1	16,1	15,2	15,2	16,1	18,1	24,7	56,9
Asfalt	1,2	57,1	63,7	64,3	64,9	65,2	65,2	64,9	64,3	63,7	57,2
Rekkverk	1,2	24,6	10,7	7,8	7,0	6,6	6,6	7,0	7,8	10,7	24,6
UDL1-1	1,35	130,0	76,8	74,1	63,2	45,2	34,0	25,7	18,6	21,5	-35,1
UDL2-1	1,35	11,6	13,5	15,0	18,6	25,2	28,5	29,2	26,9	22,3	21,5
UDL3-1	1,35	11,7	2,0	3,0	4,7	6,8	9,2	12,2	16,3	20,9	40,4
TS1-1	1,35	40,1	320,5	74,9	313,2	39,2	9,9	4,5	2,3	1,6	-4,1
TS2-1	1,35	1,8	2,6	6,2	25,2	206,8	27,7	27,9	207,8	27,3	7,3
Vindlast	1,12	21,1	21,2	21,2	21,2	21,2	21,2	21,2	21,2	21,2	21,1
		749,3	930,0	678,9	928,4	825,7	611,7	602,8	777,6	608,2	584,2

C Tap og parametere

C.1 Kryp og svinn

C.2 Materialforhold

C.3 Tverrsnittsparemetere

C.4 Spennkrafttap

C.1 Kryp og svinn

Der ikke annet er spesifisert, er formler hentet fra EK2

Kryp og svinn

Samvirkebjelke

Geometri:

$$h_{samv.b} := 1640 \text{ mm}$$

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

$$b_s := 220 \text{ mm}$$

$$h_{bf} := 200 \text{ mm}$$

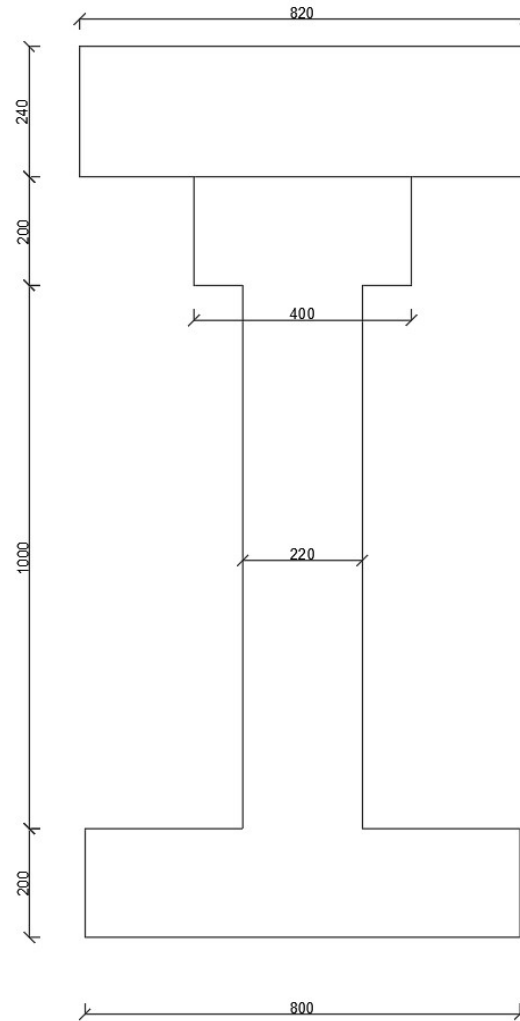
$$b_{bf} := 800 \text{ mm}$$

$$h_{tf} := 200 \text{ mm}$$

$$b_{tf} := 400 \text{ mm}$$

$$h_{pl} := 240 \text{ mm}$$

$$b_{pl} := 820 \text{ mm}$$



Areal samvirkebjelke:

$$A_c := b_{pl} \cdot h_{pl} + b_{tf} \cdot h_{tf} + b_s \cdot h_s + b_{bf} \cdot h_{bf} = 656800 \text{ mm}^2$$

Areal bjelke:

$$A_{cb} := b_{bf} \cdot h_{bf} + h_s \cdot b_s + b_{tf} \cdot h_{tf} = 460000 \text{ mm}^2$$

Areal dekke:

$$A_{cd} := h_{pl} \cdot b_{pl} = 196800 \text{ mm}^2$$

Betongtrykkfasthet etter 28 døgner for B55:

$$f_{cm55} := 63 \text{ MPa}$$

Betongtrykkfasthet etter 28 døgner for B45

$$f_{cm45} := 53 \text{ MPa}$$

Relativ fuktighet i området:

$$RH := 70\%$$

Kryptall for bjelke med dekke

$$u := b_{bf} + h_{bf} \cdot 2 + h_{tf} \cdot 2 + 290 \text{ mm} \cdot 2 + 90 \text{ mm} \cdot 2 + h_s \cdot 2 = 4360 \text{ mm}$$

omkrets i kontakt med atmosfæren

$$h_0 := 2 \cdot \frac{460000}{4360} = 211.01 \quad (\text{B.6}) \text{ Effektiv tverrsnittstykkelse}$$

Faktorer som tar hensyn til betongfasthetens betydning:

$$\alpha_{1b} := \left(\frac{35}{f_{cm55}} \right)^{0.7} = 0.66$$

$$\alpha_{3b} := \left(\frac{35}{f_{cm55}} \right)^{0.5} = 0.75 \quad (\text{B.8c})$$

$$\alpha_{2b} := \left(\frac{35}{f_{cm55}} \right)^{0.2} = 0.89$$

Faktor for relativ fuktighet:

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{\left(1 - \frac{70}{100} \right)}{\left(0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0} \right)} \cdot \alpha_{1b} \right) \cdot \alpha_{2b} = 1.19 \quad (\text{B.3b})$$

Faktor som tar hensyn til betongfastheten på det normerte kryptallet:

$$\beta_{f_{cm55}} := \frac{16.8}{\sqrt[2]{f_{cm55}}} = 2.12 \quad (\text{B.4})$$

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

$$\beta(t_0) := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.2})} \quad (\text{B.5})$$

$$t_{01} := 3 \quad \text{Betongens alder ved pålastning - 3 døgn}$$

$$t_{02} := 28 \quad \text{Betongens alder ved pålastning - 28 døgn}$$

$$\beta(t_{01}) = 0.74 \quad 3 \text{ døgn}$$

$$\beta(t_{02}) = 0.49 \quad 28 \text{ døgn}$$

Normert kryptall, belastning 3 døgn:

$$\varphi_{01} := \varphi_{RH} \cdot \beta f_{cm55} \cdot \beta(t_{01}) = 1.87 \quad (\text{B.2})$$

Normert kryptall, belastning 28 døgn:

$$\varphi_{02} := \varphi_{RH} \cdot \beta f_{cm55} \cdot \beta(t_{02}) = 1.23 \quad (\text{B.2})$$

Betongens alder i døgn på det betraktete tidspunkt:

$$t_1 := 28 \quad t_2 := 365 \quad t_3 := 36500$$

Faktor som avhenger av relativ fuktighet og konstruksjonsdelens effektive tverrsnittstykkelse:

$$\beta_H := \min\left(1.5 \cdot \left(1 + (0.012 RH)^{18}\right) \cdot h_0 + 250 \alpha_{3b}, 1500 \alpha_{3b}\right) \quad (\text{B.8b})$$

$$\beta_H = 516.57$$

Faktor som beskriver kryptutviklingen i forhold til tid etter belastning:

$$\beta_{c1}(t, t_{01}) := \left(\frac{(t - t_{01})}{\beta_H + t - t_{01}}\right)^{0.3} \quad (\text{B.7})$$

$$\beta_{c1}(t_1, t_{01}) = 0.4 \quad \beta_{c1}(t_2, t_{01}) = 0.77 \quad \beta_{c1}(t_3, t_{01}) = 1$$

$$\beta_{c2}(t, t_{02}) := \left(\frac{(t - t_{02})}{\beta_H + t - t_{02}}\right)^{0.3}$$

$$\beta_{c2}(t_2, t_{02}) = 0.76 \quad \beta_{c2}(t_3, t_{02}) = 1$$

Endelig kryptall bjelke:

$$\varphi_{bjelke1}(t, t_{01}) := \varphi_{01} \cdot \beta_{c1}(t, t_{01})$$

$$\varphi_{bjelke2}(t, t_{02}) := \varphi_{02} \cdot \beta_{c2}(t, t_{02})$$

Last påført etter 3 døgn

$$\varphi_{bjelke1}(t_1, t_{01}) = 0.74 \quad \varphi_{bjelke1}(t_2, t_{01}) = 1.43 \quad \varphi_{bjelke1}(t_3, t_{01}) = 1.86$$

Last påført etter 28 døgn

$$\varphi_{bjelke2}(t_2, t_{02}) = 0.93 \quad \varphi_{bjelke2}(t_3, t_{02}) = 1.22$$

Kryptall for kun dekke:

$$u_{dekke} := 420 \text{ mm} \cdot 9 = 3780 \text{ mm}$$

$$h_{0,dekke} := 2 \cdot \frac{A_{cd}}{u_{dekke}} = 104.13 \text{ mm} \quad \text{Bruker effektiv tykkelse (B.6)} \\ 240\text{mm}$$

$$h_{0,dekke} := 240 \quad t_{01} = 3$$

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{f_{cm45}} \right)^{0.7} = 0.75$$

$$\alpha_2 := \left(\frac{35}{f_{cm45}} \right)^{0.2} = 0.92$$

$$\alpha_3 := \left(\frac{35}{f_{cm45}} \right)^{0.5} = 0.81 \quad \text{(B.8c)}$$

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{\left(1 - \frac{70}{100} \right)}{\left(0.1 \cdot \sqrt[3]{h_{0,dekke}} \right)} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.25 \quad \text{(B.3b)}$$

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt[2]{f_{cm45}}} = 2.31 \quad \text{(B.4)}$$

$$\beta(t_{01}) = 0.74 \quad \text{(B.5)}$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta(t_{01}) = 2.15 \quad \text{(B.2)}$$

$$\beta_H := \min \left(1.5 \cdot \left(1 + (0.012 RH)^{18} \right) \cdot h_{0,dekke} + 250 \alpha_3, 1500 \alpha_3 \right) \quad \text{(B.8b)}$$

$$\beta_H = 578.77$$

$$\beta_c(t, t_0) := \left(\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} \quad \text{(B.7)}$$

$$\beta_c(t_1, t_{01}) = 0.38 \quad \beta_c(t_2, t_{01}) = 0.75 \quad \beta_c(t_3, t_{01}) = 1$$

Endelig kryptall dekke:

$$\varphi_{dekke}(t, t_0) := \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_{01}) \quad \text{(B.1)}$$

$$\varphi_{dekke}(t_1, t_{01}) = 0.83 \quad \varphi_{dekke}(t_2, t_{01}) = 1.61 \quad \varphi_{dekke}(t_3, t_{01}) = 2.14$$

Ettersom bjelkene blir laget på fabrikk er delen utsatt for uttørking i kontakt med atmosfæren større i belastningstidspunktet:

$$u_{bj} := b_{bf} + b_{tf} + h_s \cdot 2 + h_{tf} \cdot 2 + h_{bf} \cdot 2 + 2 \cdot 290 \text{ mm} + 90 \text{ mm} \cdot 2 = 4760 \text{ mm}$$

$$A_{cb} = 460000 \text{ mm}^2$$

$$h_{0,bj} := 2 \cdot \frac{A_c}{u_{bj}} = 275.97 \text{ mm} \quad (\text{B.6})$$

$$h_{0,bj} := 193.28$$

$$\varphi_{RHbj2} := \left(1 + \frac{\left(1 - \frac{RH}{100} \right)}{\left(0.1 \cdot \sqrt[3]{h_{0,bj}} \right)} \cdot \alpha_{1b} \right) \cdot \alpha_{2b} = 1.19 \quad (\text{B.3b})$$

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt[2]{f_{cm55}}} = 2.12 \quad (\text{B.4})$$

$$\beta(t_{01}) = 0.74 \quad \beta(t_{02}) = 0.49 \quad (\text{B.5})$$

$$\varphi_{0bj1} := \varphi_{RHbj2} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta(t_{01}) = 1.88 \quad (\text{B.2})$$

$$\varphi_{0bj2} := \varphi_{RHbj2} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta(t_{02}) = 1.24 \quad (\text{B.2})$$

$$\beta_H := \min \left(1.5 \cdot \left(1 + (0.012 RH)^{18} \right) \cdot h_{0,bj} + 250 \alpha_{3b}, 1500 \alpha_{3b} \right) \quad (\text{B.8b})$$

$$\beta_H = 488.83$$

$$\beta_{cbj1}(t, t_{01}) := \left(\frac{(t - t_{01})}{\beta_H + t - t_{01}} \right)^{0.3} \quad \beta_{cbj2}(t, t_{02}) := \left(\frac{(t - t_{02})}{\beta_H + t - t_{02}} \right)^{0.3} \quad (\text{B.7})$$

$$\beta_{cbj1}(t_1, t_{01}) = 0.4 \quad \beta_{cbj1}(t_2, t_{01}) = 0.77 \quad \beta_{cbj1}(t_3, t_{01}) = 1$$

$$\beta_{cbj2}(t_1, t_{02}) = 0 \quad \beta_{cbj2}(t_2, t_{02}) = 0.76 \quad \beta_{cbj2}(t_3, t_{02}) = 1$$

$$\varphi_{bj1}(t, t_{01}) := \varphi_{0bj1} \cdot \beta_{cbj1}(t, t_{01}) \quad \varphi_{bj2}(t, t_{02}) := \varphi_{0bj2} \cdot \beta_{cbj2}(t, t_{02}) \quad (\text{B.1})$$

$$\varphi_{bj1}(t_1, t_{01}) = 0.76 \quad \varphi_{bj1}(t_2, t_{01}) = 1.45 \quad \varphi_{bj1}(t_3, t_{01}) = 1.87$$

$$\varphi_{bj2}(t_1, t_{02}) = 0 \quad \varphi_{bj2}(t_2, t_{02}) = 0.94 \quad \varphi_{bj2}(t_3, t_{02}) = 1.23$$

Alle kryptall:

$$\varphi_{bj1} := \begin{bmatrix} \varphi_{bj1}(t_1, t_{01}) \\ \varphi_{bj1}(t_2, t_{01}) \\ \varphi_{bj1}(t_3, t_{01}) \\ \varphi_{bj2}(t_2, t_{02}) \\ \varphi_{bj2}(t_3, t_{02}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.759 \\ 1.454 \\ 1.872 \\ 0.944 \\ 1.23 \end{bmatrix}$$

Kryptall for kun bjelke

$$\varphi_{bjelke1} := \begin{bmatrix} \varphi_{bjelke1}(t_1, t_{01}) \\ \varphi_{bjelke1}(t_2, t_{01}) \\ \varphi_{bjelke1}(t_3, t_{01}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.741 \\ 1.43 \\ 1.858 \end{bmatrix}$$

$$\varphi_{bjelke2} := \begin{bmatrix} \varphi_{bjelke2}(t_2, t_{02}) \\ \varphi_{bjelke2}(t_3, t_{02}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.928 \\ 1.221 \end{bmatrix}$$

Kryptall for bjelke med dekke

$$\varphi_{dekke} := \begin{bmatrix} \varphi_{dekke}(t_1, t_{01}) \\ \varphi_{dekke}(t_2, t_{01}) \\ \varphi_{dekke}(t_3, t_{01}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.826 \\ 1.613 \\ 2.138 \end{bmatrix}$$

Kryptall dekke

Har funnet materialstivhetsforhold for følgende kryptall:

$$\varphi := \begin{bmatrix} \varphi_{bj1}(t_1, t_{01}) \\ \varphi_{bjelke1}(t_2, t_{01}) \\ \varphi_{bjelke1}(t_3, t_{01}) \\ \varphi_{bjelke2}(t_2, t_{02}) \\ \varphi_{bjelke2}(t_3, t_{02}) \\ \varphi_{dekke}(t_2, t_{01}) \\ \varphi_{dekke}(t_3, t_{01}) \end{bmatrix}$$

Svinnberegninger etter EK2 og Betongkonstruksjoner

B.2(1) Nominell verdi for svinntøyning ved uttørking $\varepsilon_{cd,0}$ beregnes ut fra:

$\alpha_{ds1.bj} := 6$		$f_{cm.bj} := 63 \text{ MPa}$	$RH := 70\%$
	Sementklasse R		
$\alpha_{ds2.bj} := 0.11$			$RH_0 := 100\%$
$\alpha_{ds1.dk} := 4$		$f_{cm.dk} := 53 \text{ MPa}$	
	Sementklasse N		
$\alpha_{ds2.dk} := 0.12$		$f_{cmo} := 10 \text{ MPa}$	

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 1.02 \quad (\text{B.12})$$

$$\varepsilon_{cd,0.bj} := 0.85 \left(\left(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1.bj} \right) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2.bj} \cdot \frac{f_{cm.bj}}{f_{cmo}} \right)} \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 3.81 \cdot 10^{-4} \quad (\text{B.11})$$

$$\varepsilon_{cd,0.dk} := 0.85 \left(\left(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1.dk} \right) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2.dk} \cdot \frac{f_{cm.dk}}{f_{cmo}} \right)} \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 3.02 \cdot 10^{-4} \quad (\text{B.11})$$

3.1.6(5) gir verdier for svinntøyning:

$$t_1 = 28$$

$$t_2 = 365$$

Betongens alder på aktuelt tidspunkt

$$t_3 = 36500$$

$$t_s := 3$$

Betongens alder ved begynnelsen av uttørkingssvinn

$$h_0 = 211.01$$

Effektiv tverrsnittstykkelse for bjelke og dekke

$$h_{0.dekke} = 240$$

$$\beta_{ds.bj}(t, t_s) := \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}} \quad (3.10)$$

$$\beta_{ds.dk}(t, t_s) := \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{h_{0.dekke}^3}} \quad (3.10)$$

Vedlegg C.1 - Kryp og svinn

$$\beta_{ds.bj}(t_1, t_s) = 0.17 \quad \beta_{ds.bj}(t_2, t_s) = 0.75 \quad \beta_{ds.bj}(t_3, t_s) = 1 \quad \text{Faktorer for bjelke}$$

$$\beta_{ds.dk}(t_2, t_s) = 0.71 \quad \beta_{ds.dk}(t_3, t_s) = 1 \quad \text{Faktorer for dekke}$$

Interpolerer for å finne k_h for bjelken. koeffisient som avhenger av den effektive tverrsnittstykkelsen

$$k_{h.bj} := 0.75 + \frac{(0.85 - 0.75)}{(200 - 300)} \cdot (h_0 - 300) = 0.84$$

$$k_{h.dk} := 0.75 + \frac{(0.85 - 0.75)}{(200 - 300)} \cdot (h_{0.dekke} - 300) = 0.81$$

Utvikling av svinntøyning over tid:

Bjelke:

$$\varepsilon_{cd.bj}(t) := \beta_{ds.bj}(t, t_s) \cdot k_{h.bj} \cdot \varepsilon_{cd.0.bj} \quad (3.9)$$

$$\varepsilon_{cd.bj}(t_1) = 5.41 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{cd.bj}(t_2) = 2.39 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cd.bj}(t_3) = 3.19 \cdot 10^{-4}$$

Dekke:

$$\varepsilon_{cd.dk}(t) := \beta_{ds.dk}(t, t_s) \cdot k_{h.dk} \cdot \varepsilon_{cd.0.dk} \quad (3.9)$$

$$\varepsilon_{cd.dk}(t_2) = 1.74 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cd.dk}(t_3) = 2.44 \cdot 10^{-4}$$

Autogen svinntøyning:

$$f_{ck.bj} := 55 \text{ MPa} \quad f_{ck.dk} := 45 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{ca.bj}(\infty) := 2.5 (f_{ck.bj} - 10) \cdot 10^{-6} = 1.13 \cdot 10^{-4} \quad (3.12)$$

$$\varepsilon_{ca.dk}(\infty) := 2.5 (f_{ck.dk} - 10) \cdot 10^{-6} = 8.75 \cdot 10^{-5} \quad (3.12)$$

$$\beta_{as}(t) := 1 - e^{(-0.2 \cdot t^{0.5})} \quad (3.13)$$

$$\beta_{as}(t_1) = 0.65 \quad \beta_{as}(t_2) = 0.98 \quad \beta_{as}(t_3) = 1$$

Den autogene svinntøyningen blir:

Bjelke:

$$\varepsilon_{ca.bj}(t) := \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca.bj}(\infty) \quad (3.13)$$

$$\varepsilon_{ca.bj}(t_1) = 7.35 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{ca.bj}(t_2) = 1.1 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ca.bj}(t_3) = 1.13 \cdot 10^{-4}$$

Dekke:

$$\varepsilon_{ca.dk}(t) := \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca.dk}(\infty) \quad (3.13)$$

$$\varepsilon_{ca.dk}(t_2) = 8.56 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{ca.dk}(t_3) = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

Total svinntøyning blir:

Bjelke:

$$\varepsilon_{cs.bj}(t) := \varepsilon_{cd.bj}(t) + \varepsilon_{ca.bj}(t)$$

$$\varepsilon_{cs.bj}(t_1) = 1.28 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cs.bj}(t_2) = 3.49 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cs.bj}(t_3) = 4.31 \cdot 10^{-4}$$

Dekke:

$$\varepsilon_{cs.dk}(t) := \varepsilon_{cd.dk}(t) + \varepsilon_{ca.dk}(t)$$

$$\varepsilon_{cs.dk}(t_2) = 2.59 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cs.dk}(t_3) = 3.31 \cdot 10^{-4}$$

C.2 Materialforhold

Utregning av E-moduler og materialstivhetsforhold

Grunnlag:

$$f_{ck.bjelke} := 55 \text{ MPa}$$

$$E_{cm.bjelke} := 38000 \text{ MPa}$$

$$f_{cm.bjelke} := 63 \text{ MPa}$$

$$L_{bjelke} := 40 \text{ m}$$

$$F_{ctm.bjelke} := 4.2 \text{ MPa}$$

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

$$E_{cm.dekke} := 36000 \text{ MPa}$$

$$f_{cm.dekke} := 53 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm.dekke} := 3.8 \text{ MPa}$$

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

$$f_{p0.1k} := 1636 \text{ MPa}$$

$$E_s := 210000 \text{ MPa}$$

Kryptall hentet fra krypvedlegg

Kryptall for bjelker:

Betraktet etter 28 døgn - belastning 3 døgn:

$$\varphi_{bjelke.3.28} := 0.759$$

Betraktet etter 1 år - belastning 3 døgn:

$$\varphi_{bjelke.3.1} := 1.430$$

Betraktet etter 100 år - belastning 3 døgn:

$$\varphi_{bjelke.3.100} := 1.858$$

Betraktet etter 1 år - belastning 28 døgn:

$$\varphi_{bjelke.28.1} := 0.928$$

Betraktet etter 100 år - belastning 28 døgn:

$$\varphi_{bjelke.28.100} := 1.221$$

Kryptall for dekke:

Betraktet etter 1 år - belastning 3 døgn

$$\varphi_{dekke.3.1} := 1.613$$

Betraktet etter 100 år - belastning 3 døgn:

$$\varphi_{dekke.3.100} := 2.138$$

Korttids elastisitetsmoduler:

$$E_p = 195000 \text{ MPa} \quad \text{Spennarmering}$$

$$E_s = 210000 \text{ MPa} \quad \text{Slakkarmering}$$

$$E_{cm.bjelke} = 38000 \text{ MPa} \quad \text{B55}$$

$$E_{cm.dekke} = 36000 \text{ MPa} \quad \text{B45}$$

Langttids elastisitetsmoduler:

Bjelkens E-modul etter 28 døgn ved belastning etter 3 døgn:

$$E_{cb,eff.3.28} := \frac{E_{cm.bjelke}}{1 + \varphi_{bjelke.3.28}} = 21603.184 \text{ MPa}$$

Bjelkens E-modul etter 1 år ved belastning etter 3 døgn:

$$E_{cb,eff.3.1} := \frac{E_{cm.bjelke}}{1 + \varphi_{bjelke.3.1}} = 15637.86 \text{ MPa}$$

Bjelkens E-modul etter 100 år ved belastning etter 3 døgn:

$$E_{cb,eff.3.100} := \frac{E_{cm.bjelke}}{1 + \varphi_{bjelke.3.100}} = 13296.011 \text{ MPa}$$

Bjelkens E-modul etter 1 år ved belastning etter 28 døgn:

$$E_{cb,eff.28.1} := \frac{E_{cm.bjelke}}{1 + \varphi_{bjelke.28.1}} = 19709.544 \text{ MPa}$$

Bjelkens E-modul etter 100 år ved belastning etter 28 døgn:

$$E_{cb,eff.28.100} := \frac{E_{cm.bjelke}}{1 + \varphi_{bjelke.28.100}} = 17109.41 \text{ MPa}$$

Dekkets E-modul etter 1 år ved belastning etter 3 døgn:

$$E_{cd,eff.3.1} := \frac{E_{cm.dekke}}{1 + \varphi_{dekke.3.1}} = 13777.268 \text{ MPa}$$

Dekkets E-modul etter 100 år ved belastning etter 3 døgn:

$$E_{cd,eff.3.100} := \frac{E_{cm.dekke}}{1 + \varphi_{dekke.3.100}} = 11472.275 \text{ MPa}$$

Materialstivhetsforhold

Materialstivhetsforholdet er et forhold som tar var på at stålet er stivere enn betongen:

Korttid:

Forhold mellom spennarmering og B55:

$$\eta_{p.B55} := \frac{E_p}{E_{cm.bjelke}} = 5.132$$

Forhold mellom slakkarmering og B55:

$$\eta_{s.B55} := \frac{E_s}{E_{cm.bjelke}} = 5.526$$

Forhold mellom B55 og B45:

$$\eta_{B45.B55} := \frac{E_{cm.dekke}}{E_{cm.bjelke}} = 0.947$$

Langtid:

Forhold mellom spennarmering og B55

$$\eta_{p.B55.3.28} := \frac{E_p}{E_{cb.eff.3.28}} = 9.026$$

$$\eta_{p.B55.3.1} := \frac{E_p}{E_{cb.eff.3.1}} = 12.47$$

$$\eta_{p.B55.3.100} := \frac{E_p}{E_{cb.eff.3.100}} = 14.666$$

$$\eta_{p.B55.28.1} := \frac{E_p}{E_{cb.eff.28.1}} = 9.894$$

$$\eta_{p.B55.28.100} := \frac{E_p}{E_{cb.eff.28.100}} = 11.397$$

Forhold mellom bjelke og dekke:

$$\eta_{B45.B55.1} := \frac{E_{cd.eff.3.1}}{E_{cb.eff.3.1}} = 0.881$$

$$\eta_{B45.B55.100} := \frac{E_{cd.eff.3.100}}{E_{cb.eff.3.100}} = 0.863$$

C.3 Tverrsnittsparetere

Arealmoment

Samvirkebjelke

Geometri:

$$h_{samv.b} := 1640 \text{ mm}$$

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

$$b_s := 220 \text{ mm}$$

$$h_{bf} := 200 \text{ mm}$$

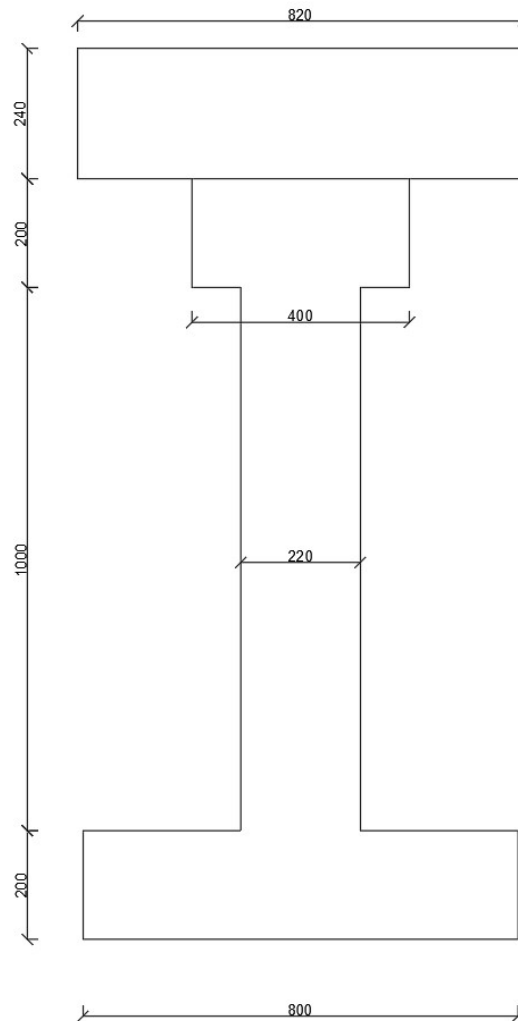
$$b_{bf} := 800 \text{ mm}$$

$$h_{tf} := 200 \text{ mm}$$

$$b_{tf} := 400 \text{ mm}$$

$$h_{pl} := 240 \text{ mm}$$

$$b_{pl} := 820 \text{ mm}$$



Areal samvirkebjelke:

$$A_c := b_{pl} \cdot h_{pl} + b_{tf} \cdot h_{tf} + b_s \cdot h_s + b_{bf} \cdot h_{bf} = 656800 \text{ mm}^2$$

Areal bjelke:

$$A_{cb} := b_{bf} \cdot h_{bf} + h_s \cdot b_s + b_{tf} \cdot h_{tf} = 460000 \text{ mm}^2$$

Areal dekke:

$$A_{cd} := h_{pl} \cdot b_{pl} = 196800 \text{ mm}^2$$

Areal per del

$$A_{tf} := h_{tf} \cdot b_{tf} = 80000 \text{ mm}^2$$

$$A_s := h_s \cdot b_s = 220000 \text{ mm}^2$$

$$A_{bf} := h_{bf} \cdot b_{bf} = 160000 \text{ mm}^2$$

Areal spenntau

$$A_{p.1} := 140 \text{ mm}^2 \quad \text{Per tau}$$

$$A_p := A_{p.1} \cdot 32 = 4480 \text{ mm}^2$$

Høyde til spennarmering (fra bunn):

$$h_{a1} := 75 \text{ mm} \quad h_{a3} := 175 \text{ mm}$$

$$h_{a2} := 125 \text{ mm} \quad h_{a4} := 1310 \text{ mm}$$

Areal av spenntau per nivå

$$A_{p1} := A_{p.1} \cdot 14 = 1960 \text{ mm}^2$$

$$A_{p2} := A_{p1} = 1960 \text{ mm}^2$$

$$A_{p3} := A_{p.1} \cdot 2 = 280 \text{ mm}^2$$

$$A_{p4} := A_{p.1} \cdot 2 = 280 \text{ mm}^2$$

Tyngdepunkt av spennarmering fra bunn av bjelke

$$h_{p.ok} := h_{a4} = 1310 \text{ mm} \quad \text{Tp overkant armering}$$

$$A_{puk} := A_{p1} + A_{p2} + A_{p3} = 4200 \text{ mm}^2 \quad \text{Areal av spenntau uk}$$

$$h_{p.uk} := \frac{(h_{a1} \cdot A_{p1} + h_{a2} \cdot A_{p2} + h_{a3} \cdot A_{p3})}{A_{puk}} = 105 \text{ mm} \quad \text{Tp underkant armering}$$

$$h_p := \frac{(h_{a1} \cdot A_{p1} + h_{a2} \cdot A_{p2} + h_{a3} \cdot A_{p3} + h_{a4} \cdot A_{p4})}{A_p} = 180.31 \text{ mm} \quad \text{Tp all armering}$$

Tyngdepunkt av betongbjelke fra bunn av bjelke:

$$h_{cb} := \frac{\left(A_{bf} \cdot \frac{h_{bf}}{2} \right) + A_s \cdot \left(h_{bf} + \frac{h_s}{2} \right) + A_{tf} \cdot \left(h_{bf} + h_s + \frac{h_{tf}}{2} \right)}{A_{cb}} = 595.65 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt av samvirke fra bunn av bjelke:

$$h_c := \frac{\left(A_{bf} \cdot \frac{h_{bf}}{2} \right) + A_s \cdot \left(h_{bf} + \frac{h_s}{2} \right) + A_{tf} \cdot \left(h_{bf} + h_s + \frac{h_{tf}}{2} \right) + A_{cd} \cdot \left(h_{bf} + h_s + h_{tf} + \frac{h_{pl}}{2} \right)}{A_c} = 872.62 \text{ mm}$$

Tverrsnittets andre arealmoment:

$$I_{c1} := \frac{1}{12} \cdot b_{bf} \cdot h_{bf}^3 + A_{bf} \cdot \left(h_{cb} - \frac{h_{bf}}{2} \right)^2 = (3.984 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$I_{c2} := \frac{1}{12} \cdot b_s \cdot h_s^3 + A_s \cdot \left(h_{cb} - \left(h_{bf} + \frac{h_s}{2} \right) \right)^2 = (2.073 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$I_{c3} := \frac{1}{12} \cdot b_{tf} \cdot h_{tf}^3 + A_{tf} \cdot \left(h_{cb} - \left(h_{bf} + h_s + \frac{h_{tf}}{2} \right) \right)^2 = (3.996 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$I_c := I_{c1} + I_{c2} + I_{c3} = (1.01 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

Transformert Tverrsnittsareal for ulike tidspunkt - Bjelke:

Henter materialstivhetsforhold fra vedlegg C.2:

$$\eta_{p.B55} := 5.132$$

$$\eta_{p.B55.3.100} := 14.666$$

$$\eta_{p.B55.3.28} := 9.026$$

$$\eta_{p.B55.28.1} := 9.894$$

$$\eta_{p.B55.3.1} := 12.47$$

$$\eta_{p.B55.28.100} := 11.397$$

$$\eta_p := \begin{bmatrix} \eta_{p.B55} \\ \eta_{p.B55.3.28} \\ \eta_{p.B55.3.1} \\ \eta_{p.B55.3.100} \\ \eta_{p.B55.28.1} \\ \eta_{p.B55.28.100} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5.13 \\ 9.03 \\ 12.47 \\ 14.67 \\ 9.89 \\ 11.4 \end{bmatrix} \quad \text{Materialstivhetsforhold}$$

Transformert areal:

$$A_t := A_{cb} + ((\eta_p - 1) \cdot A_p)$$

$$\begin{bmatrix} A_{t.bj.kort} \\ A_{t.bj.3.28} \\ A_{t.bj.3.1} \\ A_{t.bj.3.100} \\ A_{t.bj.28.1} \\ A_{t.bj.28.100} \end{bmatrix} := A_t = \begin{bmatrix} 4.785 \cdot 10^5 \\ 4.96 \cdot 10^5 \\ 5.114 \cdot 10^5 \\ 5.212 \cdot 10^5 \\ 4.998 \cdot 10^5 \\ 5.066 \cdot 10^5 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$$

Armert tverrsnittets tyngdepunktsakse fra bjelkens underkant for ulike tidspunkt:

$$y_t := \frac{A_{cb} \cdot h_{cb} + (\eta_p - 1) \cdot h_{p.uk} \cdot A_{puk} + (\eta_p - 1) \cdot h_{p.ok} \cdot A_{p4}}{A_t}$$

$$\begin{bmatrix} y_{t.bj.kort} \\ y_{t.bj.3.28} \\ y_{t.bj.3.1} \\ y_{t.bj.3.100} \\ y_{t.bj.28.1} \\ y_{t.bj.28.100} \end{bmatrix} := y_t = \begin{bmatrix} 579.58 \\ 565.54 \\ 553.92 \\ 546.87 \\ 562.54 \\ 557.46 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

Armert tverrsnittets arealtregheismoment:

$$I_t := I_c + A_{cb} \cdot (h_{cb} - y_t)^2 + \left((\eta_p - 1) \cdot A_{puk} \cdot (y_t - h_{p.uk})^2 \right) + \left((\eta_p - 1) \cdot A_{p4} \cdot (y_t - h_{p.ok})^2 \right)$$

$$\begin{bmatrix} I_{t.bj.kort} \\ I_{t.bj.3.28} \\ I_{t.bj.3.1} \\ I_{t.bj.3.100} \\ I_{t.bj.28.1} \\ I_{t.bj.28.100} \end{bmatrix} := I_t = \begin{bmatrix} 1.052 \cdot 10^{11} \\ 1.093 \cdot 10^{11} \\ 1.129 \cdot 10^{11} \\ 1.151 \cdot 10^{11} \\ 1.102 \cdot 10^{11} \\ 1.118 \cdot 10^{11} \end{bmatrix} \text{ mm}^4$$

Transformert Tverrsnittsareal for ulike tidspunkt - Samvirke:

Neglisjerer effekten av slakkarmeringen ved beregning av stivhet til sikker side.

Samvirkets andre arealmoment:

$$I_{c1} := \frac{1}{12} \cdot b_{bf} \cdot h_{bf}^3 + A_{bf} \cdot \left(h_c - \frac{h_{bf}}{2} \right)^2 = (9.604 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$I_{c2} := \frac{1}{12} \cdot b_s \cdot h_s^3 + A_s \cdot \left(h_c - \left(h_{bf} + \frac{h_s}{2} \right) \right)^2 = (2.489 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$I_{c3} := \frac{1}{12} \cdot b_{tf} \cdot h_{tf}^3 + A_{tf} \cdot \left(h_c - \left(h_{bf} + h_s + \frac{h_{tf}}{2} \right) \right)^2 = (1.488 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$I_{cd} := \frac{1}{12} \cdot b_{pl} \cdot h_{pl}^3 + A_{cd} \cdot \left(h_c - \left(h_{bf} + h_s + h_{tf} + \frac{h_{pl}}{2} \right) \right)^2 = (8.34 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$I_c := I_{c1} + I_{c2} + I_{c3} + I_{cd} = (2.19 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

Materialstivhetsforhold mellom B45 og B55 (hentet fra materialstivhetsforhold-vedlegg)

$$\eta_{B45.B55} := 0.947 \quad \eta_{B45.B55.1} := 0.881 \quad \eta_{B45.B55.100} := 0.863$$

Materialstivhetsforhold mellom B55 og langtidslast

$$\eta_{p.B55} = 5.13 \quad \eta_{p.B55.3.1} := 12.47 \quad \eta_{p.B55.3.100} := 14.666$$

$$\eta_{p2} := \begin{bmatrix} \eta_{p.B55} \\ \eta_{p.B55.3.1} \\ \eta_{p.B55.3.100} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5.13 \\ 12.47 \\ 14.67 \end{bmatrix} \quad \eta_{cm} := \begin{bmatrix} \eta_{B45.B55} \\ \eta_{B45.B55.1} \\ \eta_{B45.B55.100} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.95 \\ 0.88 \\ 0.86 \end{bmatrix}$$

Areal av spennarmert bjelke etter kort tid, 1 og 100 år:

$$A_{t,bj} := \begin{bmatrix} A_{t,bj.kort} \\ A_{t,bj.3.1} \\ A_{t,bj.3.100} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 478511 \\ 511386 \\ 521224 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$$

Areal for samvirketverrsnitt med spennarmering og dekke ved 1 og 100 år

$$A_{t.samvirke} := A_{t,bj} + b_{pl} \cdot \eta_{cm} \cdot h_{pl}$$

$$\begin{bmatrix} A_{t.kort.sam} \\ A_{t.1.sam} \\ A_{t.100.sam} \end{bmatrix} := A_{t.samvirke} = \begin{bmatrix} 664881 \\ 684766 \\ 691062 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$$

Tyngdepunkt for spennarmert bjelke:

$$y_{t.bj} := \begin{bmatrix} y_{t.bj.kort} \\ y_{t.bj.3.1} \\ y_{t.bj.3.100} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 579.58 \\ 553.92 \\ 546.87 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

Tyngdepunkt plate

$$h_{cpl} := 1520 \text{ mm}$$

Beliggenhet av det spennarmerte samvirketverrsnittets tyngdepunktets ved 1 og 100 år.

$$y_t := \frac{\left(\overrightarrow{A_{t.bj} \cdot y_{t.bj}} \right) + \eta_{cm} \cdot b_{pl} \cdot h_{pl} \cdot h_{cpl}}{A_{t.samvirke}}$$

$$\begin{bmatrix} y_{t.kort.sam} \\ y_{t.1.sam} \\ y_{t.100.sam} \end{bmatrix} := y_t = \begin{bmatrix} 843.19 \\ 798.53 \\ 786.03 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

Bjelkens arealmoment

$$I_{t.bj} := \begin{bmatrix} I_{t.bj.kort} \\ I_{t.bj.3.1} \\ I_{t.bj.3.100} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.052 \cdot 10^{11} \\ 1.129 \cdot 10^{11} \\ 1.151 \cdot 10^{11} \end{bmatrix} \text{ mm}^4$$

Spennarmert samvirketverrsnittets arealmoment ved kort tid, 1 og 100 år.

$$I_t := I_{t.bj} + \overrightarrow{A_{t.bj} \cdot (y_{t.bj} - y_t)^2} + \frac{1}{12} (b_{pl} \cdot \eta_{cm}) \cdot h_{pl}^3 + \left(\overrightarrow{\eta_{cm} \cdot b_{pl} \cdot h_{pl} \cdot (h_{cpl} - y_t)^2} \right)$$

$$\begin{bmatrix} I_{t.kort.sam} \\ I_{t.1.sam} \\ I_{t.100.sam} \end{bmatrix} := I_t = \begin{bmatrix} 2.25 \cdot 10^{11} \\ 2.35 \cdot 10^{11} \\ 2.37 \cdot 10^{11} \end{bmatrix} \text{ mm}^4$$

C.4 Spennkrafttap

Tap av spennkraft

Grunnlag:

Bjelkens spennvidde:

$$L := 40 \text{ m}$$

Antall spenntau:

$$n_1 := 14 \quad n_3 := 6$$

Spennarmering:

$$n_2 := 14 \quad n_4 := 2$$

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

Areal per spenntau:

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

$$A_{p.1} := 140 \text{ mm}^2$$

$$f_{p0.1k} := 1636 \text{ MPa}$$

Total armeringsareal:

$$A_{p.uk} := A_{p.1} \cdot 30 = 4200 \text{ mm}^2$$

$$A_{p.ok} := A_{p.1} \cdot 2 = 280 \text{ mm}^2$$

$$A_p := A_{p.uk} + A_{p.ok} = 4480 \text{ mm}^2$$

Oppspenningskraft:

$$\sigma_{pm0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k}) = 1390.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Oppspenningskraft etter alle umiddelbare tap

$$P_{m0.uk} := A_{p.uk} \cdot \sigma_{pm0} = 5840.52 \text{ kN}$$

EK2 [5.10.3(2)]

$$P_{m0.ok} := A_{p.ok} \cdot \sigma_{pm0} = 389.37 \text{ kN}$$

$$P_{m0} := A_p \cdot \sigma_{pm0} = 6229.89 \text{ kN}$$

Henter geometri etter kort tid fra bjelkestivheter-vedlegget:

Armert tverrsnittsareal:

$$A_{t.bj.kort} := (4.785 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Armert tverrsnitts tyngdepunkt fra uk:

$$y_{t.bj.kort} := 579.59 \text{ mm}$$

Armert tverrsnitts tyngdepunkt fra ok:

$$y_{t.bj.kort.ok} := 1400 \text{ mm} - y_{t.bj.kort} = 820.41 \text{ mm}$$

Betongens tyngdepunkt fra uk:

$$y_{bj} := 595.652 \text{ mm}$$

E-modul bjelke:

$$E_{cm.bjelke} := 38000 \text{ MPa}$$

Tyngdepunkt spennarmering uk fra uk:

$$h_{p.uk} := 105 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt spennarmering ok fra ok:

$$h_{p.ok} := 90 \text{ mm}$$

Eksentrisitet spennarmering:

$$e_{uk.kort} := y_{t.bj.kort} - h_{p.uk} = 474.59 \text{ mm}$$

$$e_{ok.kort} := (1400 \text{ mm} - y_{t.bj.kort}) - h_{p.ok} = 730.41 \text{ mm}$$

Armert tverrsnitts arealtrehetsmoment:

$$I_{t.bj.kort} := (1.052 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

$$M_{t.p0.uk.k} := -P_{m0.uk} \cdot e_{uk.kort} = -2771.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{t.p0.ok.k} := P_{m0.ok} \cdot e_{ok.kort} = 284.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Henter geometri etter 1 år fra bjelkestivheter-vedlegget:

Armert tverrsnittsareal:

$$A_{t.bj.3.1} := 5.114 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

E-modul:

$$E_{c.b.eff.3.1} := 15637.86 \text{ MPa}$$

Armert tverrsnitts tyngdepunkt fra uk:

$$y_{t.bj.3.1} := 553.92 \text{ mm}$$

Armert tverrsnitts tyngdepunkt fra ok:

$$y_{t.bj.3.1.ok} := 1400 \text{ mm} - y_{t.bj.3.1} = 846.08 \text{ mm}$$

Betongens tyngdepunkt fra uk:

$$y_{bj} := 595.652 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt spennarmering uk fra uk:

$$h_{p.uk} := 105 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt spennarmering ok fra ok:

$$h_{p.ok} := 90 \text{ mm}$$

Eksentrisitet spennarmering:

$$e_{uk.1} := y_{t.bj.3.1} - h_{p.uk} = 448.92 \text{ mm}$$

$$e_{ok.1} := (1400 \text{ mm} - y_{t.bj.3.1}) - h_{p.ok} = 756.08 \text{ mm}$$

Armert tverrsnitts arealtrehetsmoment:

$$I_{t.bj.3.1} := (1.129 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

Momenter fra forspenning

$$M_{t.p0.uk.1} := -P_{m0.uk} \cdot e_{uk.1} = -2621.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{t.p0.ok.1} := P_{m0.ok} \cdot e_{ok.1} = 294.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Egenlast bjelke:

$$A_c := 200 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm} + 220 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} + 200 \text{ mm} \cdot 800 \text{ mm} = 460000 \text{ mm}^2$$

$$g := A_c \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 11.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_g := \frac{g \cdot L^2}{8} = 2300 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Betongspenninger etter 1 år:

$$\sigma_{c.uk.1} := \frac{-P_{m0}}{A_{t.bj.3.1}} + \frac{M_{t.p0.uk.1} \cdot y_{t.bj.3.1}}{I_{t.bj.3.1}} + \frac{M_{t.p0.ok.1} \cdot y_{t.bj.3.1}}{I_{t.bj.3.1}} + \frac{M_g \cdot y_{t.bj.3.1}}{I_{t.bj.3.1}} = -12.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.ok.1} := \frac{-P_{m0}}{A_{t.bj.3.1}} - \frac{M_{t.p0.uk.1} \cdot y_{t.bj.3.1.ok}}{I_{t.bj.3.1}} - \frac{M_{t.p0.ok.1} \cdot y_{t.bj.3.1.ok}}{I_{t.bj.3.1}} - \frac{M_g \cdot y_{t.bj.3.1.ok}}{I_{t.bj.3.1}} = -11.98 \text{ MPa}$$

Betongspenninger etter kort tid:

$$\sigma_{c.uk.kort} := \frac{-P_{m0}}{A_{t.bj.kort}} + \frac{M_{t.p0.uk.k} \cdot y_{t.bj.kort}}{I_{t.bj.kort}} + \frac{M_{t.p0.ok.k} \cdot y_{t.bj.kort}}{I_{t.bj.kort}} + \frac{M_g \cdot y_{t.bj.kort}}{I_{t.bj.kort}} = -14.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.ok.kort} := \frac{-P_{m0}}{A_{t.bj.kort}} - \frac{M_{t.p0.uk.k} \cdot y_{t.bj.kort.ok}}{I_{t.bj.kort}} - \frac{M_{t.p0.ok.k} \cdot y_{t.bj.kort.ok}}{I_{t.bj.kort}} - \frac{M_g \cdot y_{t.bj.kort.ok}}{I_{t.bj.kort}} = -11.56 \text{ MPa}$$

Tøyning i nivå med spennarmering etter 1 år:

$$\epsilon_{uk.1} := \frac{\sigma_{c.uk.1} - \frac{(\sigma_{c.uk.1} - \sigma_{c.ok.1}) \cdot h_{p.uk}}{1400 \text{ mm}}}{E_{c.b.eff.3.1}} = -7.86 \cdot 10^{-4}$$

$$\epsilon_{ok.1} := \frac{\sigma_{c.ok.1} - \frac{(\sigma_{c.uk.1} - \sigma_{c.ok.1}) \cdot (1400 \text{ mm} - h_{p.ok})}{1400 \text{ mm}}}{E_{c.b.eff.3.1}} = -7.67 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning i nivå med spennarmering etter kort tid:

$$\varepsilon_{uk.k} := \frac{\sigma_{c.uk.kort} - \frac{(\sigma_{c.uk.kort} - \sigma_{c.ok.kort}) \cdot h_{p.uk}}{1400 \text{ mm}}}{E_{cm.bjelke}} = -3.65 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ok.k} := \frac{\sigma_{c.uk.kort} - \frac{(\sigma_{c.uk.kort} - \sigma_{c.ok.kort}) \cdot (1400 \text{ mm} - h_{p.ok})}{1400 \text{ mm}}}{E_{cm.bjelke}} = -3.08 \cdot 10^{-4}$$

Tap av spennkraft pga. kryp etter 1 år:

Tøyningsdifferanse:

$$\Delta\varepsilon_{kryp.uk.1} := \varepsilon_{uk.1} - \varepsilon_{uk.k} = -4.21 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\varepsilon_{kryp.ok.1} := \varepsilon_{ok.1} - \varepsilon_{ok.k} = -4.59 \cdot 10^{-4}$$

Spenningsendring:

$$\Delta\sigma_{p.kryp.uk.1} := \Delta\varepsilon_{kryp.uk.1} \cdot E_p = -82.12 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p.kryp.ok.1} := \Delta\varepsilon_{kryp.ok.1} \cdot E_p = -89.47 \text{ MPa}$$

Tap av spennkraft:

$$\Delta P_{kryp.uk.1} := \Delta\sigma_{p.kryp.uk.1} \cdot A_{p.uk} = -344.91 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{kryp.ok.1} := \Delta\sigma_{p.kryp.ok.1} \cdot A_{p.ok} = -25.05 \text{ kN}$$

Prosentvis reduksjon av kraft i spennarmering pga. kryp:

$$Nede_{kryp.1} := \frac{80.95}{1390.6} \cdot 100 = 5.82$$

$$Oppe_{kryp.1} := \frac{91.7}{1390.6} \cdot 100 = 6.59$$

Tap av spennkraft pga svinn etter 1 år:

$$\varepsilon_{cs.bj.1} := 3.49 \cdot 10^{-4} \quad \text{Hentet fra vedlegg C.1}$$

$$E_{c.b.eff.3.1} = 15637.86 \text{ MPa}$$

Fiktiv kraft som gir armeringen samme tøyning som svinntøyningen:

$$N_{s.uk} := \varepsilon_{cs.bj.1} \cdot E_p \cdot A_{p.uk} = 285.83 \text{ kN} \quad N_{s.ok} := \varepsilon_{cs.bj.1} \cdot E_p \cdot A_{p.ok} = 19.06 \text{ kN}$$

Vedlegg C.4 - Spennkrafttap

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn.uk.1} := -\varepsilon_{cs.bj.1} + \frac{N_{s.ok} + N_{s.uk}}{E_{c.b.eff.3.1} \cdot A_{t.bj.3.1}} + \frac{N_{s.uk} \cdot e_{uk.1}^2}{E_{c.b.eff.3.1} \cdot I_{t.bj.3.1}} - \frac{N_{s.ok} \cdot e_{uk.1} \cdot e_{ok.1}}{E_{c.b.eff.3.1} \cdot I_{t.bj.3.1}}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn.ok.1} := -\varepsilon_{cs.bj.1} + \frac{N_{s.ok} + N_{s.uk}}{E_{c.b.eff.3.1} \cdot A_{t.bj.3.1}} + \frac{N_{s.ok} \cdot e_{ok.1}^2}{E_{c.b.eff.3.1} \cdot I_{t.bj.3.1}} - \frac{N_{s.uk} \cdot e_{uk.1} \cdot e_{ok.1}}{E_{c.b.eff.3.1} \cdot I_{t.bj.3.1}}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn.uk.1} = -2.82 \cdot 10^{-4} \quad \Delta\varepsilon_{p.svinn.ok.1} = -3.6 \cdot 10^{-4}$$

Spenningsendring i spennarmeringen pga svinn:

$$\Delta\sigma_{p.svinn.uk.1} := \Delta\varepsilon_{p.svinn.uk.1} \cdot E_p = -54.97 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p.svinn.ok.1} := \Delta\varepsilon_{p.svinn.ok.1} \cdot E_p = -70.13 \text{ MPa}$$

Spennkraftstap pga. svinn etter 1 år:

$$\Delta P_{svinn.uk.1} := \Delta\sigma_{p.svinn.uk.1} \cdot A_{p.uk} = -230.89 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{svinn.ok.1} := \Delta\sigma_{p.svinn.ok.1} \cdot A_{p.ok} = -19.64 \text{ kN}$$

Prosentvis reduksjon av kraft i spennarmeringen pga svinn:

$$Nede_{svinn.1} := \frac{55.19}{1390.6} \cdot 100 = 3.97$$

$$Opppe_{svinn.1} := \frac{69.94}{1390.6} \cdot 100 = 5.03$$

Tap av spennkraft pga. relaksasjon etter 1 år:

$$f_{p0.1k} := 1636 \text{ MPa} \quad f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pm0} = 1390.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pi} := \sigma_{pm0} = 1390.6 \text{ MPa}$$

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.75$$

$$t_1 := 24 \cdot 365 = 8760$$

Ett år etter oppspenning

$$\rho_{1000} := 2.5$$

Verdien for relaksasjonstap 1000 timer etter oppspenning. For klasse 2 stål.

Vedlegg C.4 - Spennkrafttap

$$\Delta\sigma_{pr}(t) := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} \quad (3.29)$$

$$\Delta\sigma_{pr}(t_1) = 31.17 \text{ MPa} \quad \text{Etter ett år}$$

Denne verdien kan ifølge EK2, 5.10.6(1) reduseres med en faktor på 0.8 for å ta hensyn til interaksjonen mellom stålet og svinn i betongen

$$\Delta\sigma_{pr.1} := \Delta\sigma_{pr}(t_1) \cdot 0.8 = 24.94 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_{rel.uk.1} := -\Delta\sigma_{pr.1} \cdot A_{p.uk} = -104.74 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{rel.ok.1} := -\Delta\sigma_{pr.1} \cdot A_{p.ok} = -6.98 \text{ kN}$$

Prosentvis reduksjon av kraft i spennarmeringen pga relaksasjon:

$$Nede_{relaksasjon.1} := \frac{24.94}{1390.6} \cdot 100 = 1.79$$

$$Opppe_{relaksasjon.1} := \frac{24.94}{1390.6} \cdot 100 = 1.79$$

Samlet spennkrafttap etter 1 år:

$$\text{I prosent:} \quad Nede := Nede_{kryp.1} + Nede_{svinn.1} + Nede_{relaksasjon.1} = 11.58$$

$$Opppe := Opppe_{kryp.1} + Opppe_{svinn.1} + Opppe_{relaksasjon.1} = 13.42$$

$$\text{Spennkraft:} \quad P_{m0.1.uk} := P_{m0.uk} + \Delta P_{kryp.uk.1} + \Delta P_{svinn.uk.1} + \Delta P_{rel.uk.1} = 5159.98 \text{ kN}$$

$$P_{m0.1.ok} := P_{m0.ok} + \Delta P_{kryp.ok.1} + \Delta P_{svinn.ok.1} + \Delta P_{rel.ok.1} = 337.69 \text{ kN}$$

Langtidstap 100 år:

Geometri etter 100 år hentet fra stivheter-vedlegget

Armert tverrsnittsareal:

$$A_{t.bj.3.100} := (5.212 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

E-modul:

$$E_{c.b.eff.3.100} := 13298.31 \text{ MPa}$$

Armert tverrsnitts tyngdepunkt fra uk:

$$y_{t.bj.3.100} := 546.87 \text{ mm}$$

Armert tverrsnitts tyngdepunkt fra ok:

$$y_{t.bj.3.100.ok} := 1400 \text{ mm} - y_{t.bj.3.100} = 853.13 \text{ mm}$$

Betongens tyngdepunkt fra uk:

$$y_{bj} := 595.652 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt spennarmering uk fra uk:

$$h_{p.uk} := 105 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt spennarmering ok fra ok:

$$h_{p.ok} := 90 \text{ mm}$$

Eksentrisitet spennarmering:

$$e_{uk.100} := y_{t.bj.3.100} - h_{p.uk} = 441.87 \text{ mm}$$

$$e_{ok.100} := (1400 \text{ mm} - y_{t.bj.3.100}) - h_{p.ok} = 763.13 \text{ mm}$$

Armert tverrsnitts arealtrehetsmoment:

$$I_{t.bj.3.100} := (1.151 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

$$M_{t.p0.uk.100} := -P_{m0.uk} \cdot e_{uk.100} = -2580.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{t.p0.ok.100} := P_{m0.ok} \cdot e_{ok.100} = 297.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Betongspenninger etter 100 år:

$$\sigma_{c.uk.100} := \frac{-P_{m0}}{A_{t.bj.3.100}} + \frac{M_{t.p0.uk.100} \cdot y_{t.bj.3.100}}{I_{t.bj.3.100}} + \frac{M_{t.p0.ok.100} \cdot y_{t.bj.3.100}}{I_{t.bj.3.100}} + \frac{M_g \cdot y_{t.bj.3.100}}{I_{t.bj.3.100}}$$

$$\sigma_{c.ok.100} := \frac{-P_{m0}}{A_{t.bj.3.100}} - \frac{M_{t.p0.uk.100} \cdot y_{t.bj.3.100.ok}}{I_{t.bj.3.100}} - \frac{M_{t.p0.ok.100} \cdot y_{t.bj.3.100.ok}}{I_{t.bj.3.100}} - \frac{M_g \cdot y_{t.bj.3.100.ok}}{I_{t.bj.3.100}}$$

Vedlegg C.4 - Spennkrafttap

$$\sigma_{c.uk.100} = -11.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.uk.kort} = -14.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.ok.100} = -12.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.ok.kort} = -11.56 \text{ MPa}$$

Tøyning i nivå med spennarmering etter 100 år:

$$\varepsilon_{uk.100} := \frac{\sigma_{c.uk.100} - \frac{(\sigma_{c.uk.100} - \sigma_{c.ok.100}) \cdot h_{p.uk}}{1400 \text{ mm}}}{E_{c.b.eff.3.100}} = -8.94 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ok.100} := \frac{\sigma_{c.uk.100} - \frac{(\sigma_{c.uk.100} - \sigma_{c.ok.100}) \cdot (1400 \text{ mm} - h_{p.ok})}{1400 \text{ mm}}}{E_{c.b.eff.3.100}} = -9.07 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning i nivå med spennarmering etter kort tid:

$$\varepsilon_{uk.k} = -3.65 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ok.k} = -3.08 \cdot 10^{-4}$$

Tap av spennkraft pga. kryp etter 100 år:

Tøyningsdifferanse:

$$\Delta\varepsilon_{kryp.uk.100} := \varepsilon_{uk.100} - \varepsilon_{uk.k} = -5.29 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\varepsilon_{kryp.ok.100} := \varepsilon_{ok.100} - \varepsilon_{ok.k} = -5.99 \cdot 10^{-4}$$

Spenningsendring:

$$\Delta\sigma_{p.kryp.uk.100} := \Delta\varepsilon_{kryp.uk.100} \cdot E_p = -103.2 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p.kryp.ok.100} := \Delta\varepsilon_{kryp.ok.100} \cdot E_p = -116.73 \text{ MPa}$$

Tap av spennkraft:

$$\Delta P_{kryp.uk.100} := \Delta\sigma_{p.kryp.uk.100} \cdot A_{p.uk} = -433.44 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{kryp.ok.100} := \Delta\sigma_{p.kryp.ok.100} \cdot A_{p.ok} = -32.69 \text{ kN}$$

Prosentvis reduksjon av kraft i spennarmering pga. kryp:

$$Nede_{kryp.100} := \frac{101.75}{1390.6} \cdot 100 = 7.32$$

$$Opppe_{kryp.100} := \frac{119.62}{1390.6} \cdot 100 = 8.6$$

Tap av spennkraft pga svinn etter 100 år:

$$\varepsilon_{cs.bj.100} := 4.31 \cdot 10^{-4} \quad \text{Hentet fra vedlegg C.1}$$

$$E_{c.b.eff.3.100} = 13298.31 \text{ MPa}$$

Fiktiv kraft som gir armeringen samme tøyning som svinntøyningen:

$$N_{s.uk} := \varepsilon_{cs.bj.100} \cdot E_p \cdot A_{p.uk} = 352.99 \text{ kN}$$

$$N_{s.ok} := \varepsilon_{cs.bj.100} \cdot E_p \cdot A_{p.ok} = 23.53 \text{ kN}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn.uk.100} := -\varepsilon_{cs.bj.100} + \frac{N_{s.ok} + N_{s.uk}}{E_{c.b.eff.3.100} \cdot A_{t.bj.3.100}} + \frac{N_{s.uk} \cdot e_{uk.100}^2}{E_{c.b.eff.3.100} \cdot I_{t.bj.3.100}} - \frac{N_{s.ok} \cdot e_{uk.100} \cdot e_{ok.100}}{E_{c.b.eff.3.100} \cdot I_{t.bj.3.100}}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn.ok.100} := -\varepsilon_{cs.bj.100} + \frac{N_{s.ok} + N_{s.uk}}{E_{c.b.eff.3.100} \cdot A_{t.bj.3.100}} + \frac{N_{s.ok} \cdot e_{ok.100}^2}{E_{c.b.eff.3.100} \cdot I_{t.bj.3.100}} - \frac{N_{s.uk} \cdot e_{uk.100} \cdot e_{ok.100}}{E_{c.b.eff.3.100} \cdot I_{t.bj.3.100}}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn.uk.100} = -3.37 \cdot 10^{-4} \quad \Delta\varepsilon_{p.svinn.ok.100} = -4.455 \cdot 10^{-4}$$

Spenningsendring i spennarmeringen pga svinn:

$$\Delta\sigma_{p.svinn.uk.100} := \Delta\varepsilon_{p.svinn.uk.100} \cdot E_p = -65.68 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p.svinn.ok.100} := \Delta\varepsilon_{p.svinn.ok.100} \cdot E_p = -86.87 \text{ MPa}$$

Spennkraftstap pga. svinn etter 100 år:

$$\Delta P_{svinn.uk.100} := \Delta\sigma_{p.svinn.uk.100} \cdot A_{p.uk} = -275.87 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{svinn.ok.100} := \Delta\sigma_{p.svinn.ok.100} \cdot A_{p.ok} = -24.32 \text{ kN}$$

Prosentvis reduksjon av kraft i spennarmeringen pga svinn:

$$Nede_{svinn.100} := \frac{65.99}{1390.6} \cdot 100 = 4.75$$

$$Opppe_{svinn.100} := \frac{86.59}{1390.6} \cdot 100 = 6.23$$

Tap av spennkraft pga. relaksasjon etter 100 år:

$$f_{p0.1k} := 1636 \text{ MPa} \quad f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pm0} = 1390.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pi} := \sigma_{pm0} = 1390.6 \text{ MPa}$$

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.75$$

$$t_r := 500000 \quad 3.3.2(8) \text{ langtidsverdi for relaksasjonstap i timer}$$

$\rho_{1000} := 2.5$ Verdien for relaksasjonstap 1000 timer etter oppspenning. For stål klasse 2

$$\Delta\sigma_{pr}(t) := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} \quad (3.29)$$

$$\Delta\sigma_{pr}(t_r) = 67.03 \text{ MPa} \quad \text{langtidsverdi}$$

Denne verdien kan ifølge EK2, 5.10.6(1) reduseres med en faktor på 0.8 for å ta hensyn til interaksjonen mellom stålet og kryp og svinn i betongen

$$\Delta\sigma_{pr.100} := \Delta\sigma_{pr}(t_r) \cdot 0.8 = 53.62 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_{rel.uk.100} := -\Delta\sigma_{pr.100} \cdot A_{p.uk} = -225.21 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{rel.ok.100} := -\Delta\sigma_{pr.100} \cdot A_{p.ok} = -15.01 \text{ kN}$$

Prosentvis reduksjon av kraft i spennarmeringen pga relaksasjon:

$$Nede_{relaksasjon.100} := \frac{53.62}{1390.6} \cdot 100 = 3.86$$

$$Opppe_{relaksasjon.100} := \frac{53.62}{1390.6} \cdot 100 = 3.86$$

Samlet spennkrafttap etter 100 år:

I prosent: $Nede_{100} := Nede_{kryp.100} + Nede_{svinn.100} + Nede_{relaksasjon.100} = 15.92$

$$Opppe_{100} := Opppe_{kryp.100} + Opppe_{svinn.100} + Opppe_{relaksasjon.100} = 18.68$$

Spennkraft: $P_{m0.100.uk} := P_{m0.uk} + \Delta P_{kryp.uk.100} + \Delta P_{svinn.uk.100} + \Delta P_{rel.uk.100} = 4906.01 \text{ kN}$

$$P_{m0.100.ok} := P_{m0.ok} + \Delta P_{kryp.ok.100} + \Delta P_{svinn.ok.100} + \Delta P_{rel.ok.100} = 317.35 \text{ kN}$$

Tap etter 28 dager:

Geometri etter 28 dager hentet fra stivheter-vedlegget

Armert tverrsnittsareal:

$$A_{t.bj.3.28} := 4.96 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

E-modul:

$$E_{c.b.eff.3.28} := 21603.184 \text{ MPa}$$

Armert tverrsnitts tyngdepunkt fra uk:

$$y_{t.bj.3.28} := 565.55 \text{ mm}$$

Armert tverrsnitts tyngdepunkt fra ok:

$$y_{t.bj.3.28.ok} := 1400 \text{ mm} - y_{t.bj.3.28} = 834.45 \text{ mm}$$

Betongens tyngdepunkt fra uk:

$$y_{bj} := 595.652 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt spennarmering uk fra uk:

$$h_{p.uk} := 105 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt spennarmering ok fra ok:

$$h_{p.ok} := 90 \text{ mm}$$

Eksentrisitet spennarmering:

$$e_{uk.28} := y_{t.bj.3.28} - h_{p.uk} = 460.55 \text{ mm}$$

$$e_{ok.28} := (1400 \text{ mm} - y_{t.bj.3.28}) - h_{p.ok} = 744.45 \text{ mm}$$

Armert tverrsnitts arealtrehetsmoment:

$$I_{t.bj.3.28} := 1.093 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$M_{t.p0.uk.28} := -P_{m0.uk} \cdot e_{uk.28} = -2689.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{t.p0.ok.28} := P_{m0.ok} \cdot e_{ok.28} = 289.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Betongspenninger etter 28 døgn:

$$\sigma_{c.uk.28} := \frac{-P_{m0}}{A_{t.bj.3.28}} + \frac{M_{t.p0.uk.28} \cdot y_{t.bj.3.28}}{I_{t.bj.3.28}} + \frac{M_{t.p0.ok.28} \cdot y_{t.bj.3.28}}{I_{t.bj.3.28}} + \frac{M_g \cdot y_{t.bj.3.28}}{I_{t.bj.3.28}}$$

$$\sigma_{c.ok.28} := \frac{-P_{m0}}{A_{t.bj.3.28}} - \frac{M_{t.p0.uk.28} \cdot y_{t.bj.3.28.ok}}{I_{t.bj.3.28}} - \frac{M_{t.p0.ok.28} \cdot y_{t.bj.3.28.ok}}{I_{t.bj.3.28}} - \frac{M_g \cdot y_{t.bj.3.28.ok}}{I_{t.bj.3.28}}$$

Vedlegg C.4 - Spennkrafttap

$$\sigma_{c.uk.28} = -13.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.uk.kort} = -14.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.ok.28} = -11.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.ok.kort} = -11.56 \text{ MPa}$$

Tøyning i nivå med spennarmering etter 28 døgn:

$$\varepsilon_{uk.28} := \frac{\sigma_{c.uk.28} - \frac{(\sigma_{c.uk.28} - \sigma_{c.ok.28}) \cdot h_{p.uk}}{1400 \text{ mm}}}{E_{c.b.eff.3.28}} = -6.01 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ok.28} := \frac{\sigma_{c.uk.28} - \frac{(\sigma_{c.uk.28} - \sigma_{c.ok.28}) \cdot (1400 \text{ mm} - h_{p.ok})}{1400 \text{ mm}}}{E_{c.b.eff.3.28}} = -5.5 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning i nivå med spennarmering etter kort tid:

$$\varepsilon_{uk.k} = -3.65 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ok.k} = -3.08 \cdot 10^{-4}$$

Tap av spennkraft pga. kryp etter 28 døgn:

Tøyningsdifferanse:

$$\Delta\varepsilon_{kryp.uk.28} := \varepsilon_{uk.28} - \varepsilon_{uk.k} = -2.36 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\varepsilon_{kryp.ok.28} := \varepsilon_{ok.28} - \varepsilon_{ok.k} = -2.42 \cdot 10^{-4}$$

Spenningsendring:

$$\Delta\sigma_{p.kryp.uk.28} := \Delta\varepsilon_{kryp.uk.28} \cdot E_p = -46.03 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p.kryp.ok.28} := \Delta\varepsilon_{kryp.ok.28} \cdot E_p = -47.09 \text{ MPa}$$

Tap av spennkraft:

$$\Delta P_{kryp.uk.28} := \Delta\sigma_{p.kryp.uk.28} \cdot A_{p.uk} = -193.31 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{kryp.ok.28} := \Delta\sigma_{p.kryp.ok.28} \cdot A_{p.ok} = -13.19 \text{ kN}$$

Prosentvis reduksjon av kraft i spennarmering pga. kryp:

$$Nede_{kryp.28} := \frac{45.37}{1390.6} \cdot 100 = 3.26$$

$$Oppe_{kryp.28} := \frac{48.26}{1390.6} \cdot 100 = 3.47$$

Tap av spennkraft pga svinn etter 28døgn:

$$\varepsilon_{cs.bj.28} := 1.28 \cdot 10^{-4} \quad \text{Hentet fra vedlegg C.1}$$

$$E_{c.b.eff.3.28} = 21603.18 \text{ MPa}$$

Fiktiv kraft som gir armeringen samme tøyning som svinntøyningen:

$$N_{s.uk} := \varepsilon_{cs.bj.28} \cdot E_p \cdot A_{p.uk} = 104.83 \text{ kN}$$

$$N_{s.ok} := \varepsilon_{cs.bj.28} \cdot E_p \cdot A_{p.ok} = 6.99 \text{ kN}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn.uk.28} := -\varepsilon_{cs.bj.28} + \frac{N_{s.ok} + N_{s.uk}}{E_{c.b.eff.3.28} \cdot A_{t.bj.3.28}} + \frac{N_{s.uk} \cdot e_{uk.28}^2}{E_{c.b.eff.3.28} \cdot I_{t.bj.3.28}} - \frac{N_{s.ok} \cdot e_{uk.28} \cdot e_{ok.28}}{E_{c.b.eff.3.28} \cdot I_{t.bj.3.28}}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn.ok.28} := -\varepsilon_{cs.bj.28} + \frac{N_{s.ok} + N_{s.uk}}{E_{c.b.eff.3.28} \cdot A_{t.bj.3.28}} + \frac{N_{s.ok} \cdot e_{ok.28}^2}{E_{c.b.eff.3.28} \cdot I_{t.bj.3.28}} - \frac{N_{s.uk} \cdot e_{uk.28} \cdot e_{ok.28}}{E_{c.b.eff.3.28} \cdot I_{t.bj.3.28}}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn.uk.28} = -1.09 \cdot 10^{-4} \quad \Delta\varepsilon_{p.svinn.ok.28} = -1.311 \cdot 10^{-4}$$

Spenningsendring i spennarmeringen pga svinn:

$$\Delta\sigma_{p.svinn.uk.28} := \Delta\varepsilon_{p.svinn.uk.28} \cdot E_p = -21.29 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p.svinn.ok.28} := \Delta\varepsilon_{p.svinn.ok.28} \cdot E_p = -25.57 \text{ MPa}$$

Spennkraftstap pga. svinn etter 28 døgn:

$$\Delta P_{svinn.uk.28} := \Delta\sigma_{p.svinn.uk.28} \cdot A_{p.uk} = -89.4 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{svinn.ok.28} := \Delta\sigma_{p.svinn.ok.28} \cdot A_{p.ok} = -7.16 \text{ kN}$$

Prosentvis reduksjon av kraft i spennarmeringen pga svinn:

$$Nede_{svinn.28} := \frac{21.35}{1390.6} \cdot 100 = 1.54$$

$$Opppe_{svinn.28} := \frac{25.52}{1390.6} \cdot 100 = 1.84$$

Tap av spennkraft pga. relaksasjon etter 28 døgn:

$$f_{p0.1k} := 1636 \text{ MPa} \quad f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pm0} = 1390.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pi} := \sigma_{pm0} = 1390.6 \text{ MPa}$$

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.75$$

$$t_1 := 28 \cdot 24 = 672$$

Antall timer etter 28 døgn

$\rho_{1000} := 2.5$ Verdien for relaksasjonstap 1000 timer etter oppspenning. For klasse 2 stål.

$$\Delta\sigma_{pr}(t) := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} \quad (3.29)$$

$$\Delta\sigma_{pr}(t_1) = 19.17 \text{ MPa} \quad 28 \text{ døgn}$$

Denne verdien kan ifølge EK2, 5.10.6(1) reduseres med en faktor på 0.8 for å ta hensyn til interaksjonen mellom stålet og kryp og svinn i betongen

$$\Delta\sigma_{pr.28} := \Delta\sigma_{pr}(t_1) \cdot 0.8 = 15.34 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_{rel.uk.28} := -\Delta\sigma_{pr.28} \cdot A_{p.uk} = -64.43 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{rel.ok.28} := -\Delta\sigma_{pr.28} \cdot A_{p.ok} = -4.3 \text{ kN}$$

Prosentvis reduksjon av kraft i spennarmeringen pga relaksasjon:

$$Nede_{relaksasjon.28} := \frac{15.34}{1390.6} \cdot 100 = 1.1$$

$$Oppe_{relaksasjon.28} := \frac{15.34}{1390.6} \cdot 100 = 1.1$$

Samlet spennkrafttap etter 28 døgn:

I prosent: $Nede_{28} := Nede_{kryp.28} + Nede_{svinn.28} + Nede_{relaksasjon.28} = 5.9$

$$Oppe_{28} := Oppe_{kryp.28} + Oppe_{svinn.28} + Oppe_{relaksasjon.28} = 6.4$$

Spennkraft: $P_{m0.28.uk} := P_{m0.uk} + \Delta P_{kryp.uk.28} + \Delta P_{svinn.uk.28} + \Delta P_{rel.uk.28} = 5493.38 \text{ kN}$

$$P_{m0.28.ok} := P_{m0.ok} + \Delta P_{kryp.ok.28} + \Delta P_{svinn.ok.28} + \Delta P_{rel.ok.28} = 364.73 \text{ kN}$$

D Bruddgrensetilstand

D.1 Oppspenningstilstand

D.2 Momentkapasitet prefabrikkert bjelke

D.3 Momentkapasitet samvirkebjelke

D.4 Skjærkapasitet

D.1 Oppspenningstilstand

Oppspenningstilstanden

Tverrsnittet har 30 spenntau i uk, 2 spenntau ok, samt slakkarmering ok 4 ø16 og 2 ø12 midten av bjelken.

Oppspenning skjer etter 3 døgn.

Trykkfastheten, f_{cm} , ved ulike alder finnes etter EK2, 3.1.2(6)

$$s := 0.2 \quad (\text{sementklasse R})$$

$$t := 3 \quad (\text{Betongens alder i døgn})$$

$$\beta_{cc}(t) := e^{s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{0.5}\right)} \quad \text{EK2 (3.2)}$$

$$\beta_{cc}(t) = 0.66 \quad (\text{Koeffisient som avhenger av betongens alder } t)$$

$$f_{cm} := 63 \text{ MPa} \quad (\text{Middelverdi av betongtrykkfasthet etter 28 døgn})$$

$$f_{cm}(t) := \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad \text{EK2 (3.1)}$$

$$f_{cm}(t) = 41.77 \text{ MPa} \quad (\text{Middelverdi av betongtrykkfasthet ved en alder } t \text{ døgn})$$

Betongens trykkfasthet f_{ck} finnes på ulike tidspunkt fra EK2 3.1.2(5)

$$f_{ck}(t) := f_{cm}(t) - 8 \text{ MPa}$$

$$f_{ck}(t) = 33.77 \text{ MPa} \quad (\text{Betongens trykkfasthet etter 3 døgn})$$

Dette gir dimensjonerende trykkfasthet ved oppspenning:

$$\alpha_{cc} := 0.85 \quad \gamma_c := 1.5 \quad f_{ck} := f_{ck}(t) = 33.77 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$f_{cd} = 19.14 \text{ MPa} \quad \text{Trykkfasthet}$$

Geometri tverrsnitt:

$$h_b := 1400 \text{ mm}$$

$$h_1 := 200 \text{ mm} \quad b_1 := 800 \text{ mm}$$

$$h_2 := 1000 \text{ mm} \quad b_2 := 220 \text{ mm}$$

$$h_3 := 200 \text{ mm} \quad b_3 := 400 \text{ mm}$$

Vedlegg D.1 - Oppspenningstilstand

Initiell spennkraft:

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa} \quad f_{p0.1} := 1636 \text{ MPa} \quad E_p := 195000 \text{ MPa}$$

$$A_{p.1} := 140 \text{ mm}^2 \quad E_s := 200000 \text{ MPa}$$

$$A_p := A_{p.1} \cdot 32 = 4480 \text{ mm}^2 \quad \gamma_s := 1.15$$

$$A_{p.uk} := A_{p.1} \cdot 30 = 4200 \text{ mm}^2$$

$$A_{p.ok} := A_{p.1} \cdot 2 = 280 \text{ mm}^2$$

$$k_7 := 0.75 \quad k_8 := 0.85$$

$$\sigma_{pm0} := \min(k_7 \cdot f_{pk}, k_8 \cdot f_{p0.1}) = 1390.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1}}{\gamma_s} = 1422.61 \text{ MPa}$$

$$P_{m0} := A_p \cdot \sigma_{pm0} = 6229.89 \text{ kN}$$

$$P_{m0.uk} := A_{p.uk} \cdot \sigma_{pm0} = 5840.52 \text{ kN}$$

$$P_{m0.ok} := A_{p.ok} \cdot \sigma_{pm0} = 389.37 \text{ kN}$$

Dimensjonerende ytre aksialkraft:

$$\gamma_p := 1.1 \quad (\text{Lastfaktor spennkraft når spennarmeringen blir liggende i trykksone})$$

$$N_{Ed.uk} := \gamma_p \cdot P_{m0.uk} = 6424.57 \text{ kN}$$

$$N_{Ed.ok} := \gamma_p \cdot P_{m0.ok} = 428.3 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := N_{Ed.uk} + N_{Ed.ok} = 6852.88 \text{ kN}$$

Dimensjonerende moment (om tp. betong):

$$h_{cb} := 595.65 \text{ mm} \quad (\text{Hentet fra bjelkestivhet-vedlegg})$$

$$h_{p.uk} := 105 \text{ mm} \quad (\text{Tyingdepunkt underkantarmoring})$$

$$h_{p.ok} := 1310 \text{ mm} \quad (\text{Tyingdepunkt overkantarmoring})$$

$$e_{uk} := h_{cb} - h_{p.uk} = 490.65 \text{ mm}$$

$$e_{ok} := 1400 \text{ mm} - h_{cb} - 90 \text{ mm} = 714.35 \text{ mm}$$

$$M_{Ed.uk} := N_{Ed.uk} \cdot e_{uk} = 3152.22 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Vedlegg D.1 - Oppspenningstilstand

$$M_{Ed.ok} := N_{Ed.ok} \cdot e_{ok} = 305.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} := M_{Ed.uk} - M_{Ed.ok} = 2846.26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Slakkarmering

$$h_{s1} := 90 \text{ mm}$$

$$\Phi_1 := 16 \text{ mm}$$

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

$$h_{s2} := 140 \text{ mm}$$

$$\Phi_2 := 16 \text{ mm}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$h_{s3} := 685 \text{ mm}$$

$$\Phi_3 := 12 \text{ mm}$$

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1}}{\gamma_s} = 1422.61 \text{ MPa}$$

Areal

$$A_{s1} := \pi \cdot \left(\frac{\Phi_1}{2} \right)^2 \cdot 2 = 402.12 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} := A_{s1} = 402.12 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.ok} := A_{s1} + A_{s2} = 804.25 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.3} := \pi \cdot \left(\frac{\Phi_3}{2} \right)^2 \cdot 2 = 226.19 \text{ mm}^2$$

Tyngdepunkt overkant:

$$h_{s.ok} := \frac{(h_{s1} + h_{s2})}{2} = 115 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt armering i strekksonen (uten armering i midt):

$$h_{ok} := \frac{(h_{s1} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} + h_{s2} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} + A_{p.ok} \cdot 90 \text{ mm} \cdot f_{pd})}{A_{s1} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot f_{yd} + A_{p.ok} \cdot f_{pd}} = 101.69 \text{ mm}$$

$$d := h_b - h_{ok} = 1298.31 \text{ mm}$$

Eksentrisiteter til TP betong

$$e_{ok.s} := 1400 \text{ mm} - h_{cb} - h_{s.ok} = 689.35 \text{ mm}$$

$$e_{3.s} := 1400 \text{ mm} - h_{cb} - h_{s3} = 119.35 \text{ mm}$$

Armering i midt. Ikke tatt med i beregningene unntatt for rent trykk

Tøyningstilstand 1: Rent trykk

$$\varepsilon_{c3} := 1.75 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_p := \varepsilon_{c3} = 1.75 \cdot 10^{-3} \quad \text{Initiell tøyning i armering}$$

$$\varepsilon_s := \varepsilon_p = 1.75 \cdot 10^{-3}$$

$$T_{c1} := f_{cd} \cdot (b_1 \cdot h_1 + b_2 \cdot h_2 + b_3 \cdot h_3) = 8802.13 \text{ kN}$$

$$T_{p.uk1} := \varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_{p.uk} = 1433.25 \text{ kN}$$

$$T_{p.ok1} := \varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_{p.ok} = 95.55 \text{ kN}$$

$$T_{s.31} := \varepsilon_s \cdot E_s \cdot A_{s.3} = 79.17 \text{ kN}$$

$$T_{s.ok1} := \varepsilon_s \cdot E_s \cdot A_{s.ok} = 281.49 \text{ kN}$$

$$N_1 := T_{c1} + T_{p.uk1} + T_{p.ok1} + T_{s.31} + T_{s.ok1} = 10691.58 \text{ kN}$$

$$M_1 := T_{p.uk1} \cdot e_{uk} - T_{p.ok1} \cdot e_{ok} - T_{s.31} \cdot e_{3.s} - T_{s.ok1} \cdot e_{ok.s} = 431.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tøyningstilstand 2: Balansepunkt

$$\varepsilon_c := 3.5 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{cu} := \varepsilon_c = 3.5 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{yd} := 2.17 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_2 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu}} = 0.62$$

Høyde av trykksone:

$$\alpha_2 \cdot d = 801.43 \text{ mm}$$

$$T_{c2} := 0.8 \cdot f_{cd} \cdot \alpha_2 \cdot (b_1 \cdot h_1 + b_2 \cdot (d - h_1)) = 3795.16 \text{ kN}$$

$$\Delta\varepsilon_p := \frac{(\alpha_2 \cdot d - h_{p.uk})}{\alpha_2 \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu} = 3.04 \cdot 10^{-3}$$

$$T_{p2} := \Delta\varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_{p.uk} = 2490.94 \text{ kN}$$

$$T_{s.p2} := f_{yd} \cdot A_{s.ok} + f_{pd} \cdot A_{p.ok} = 748 \text{ kN} \quad (\text{flytning i begge})$$

$$N_2 := T_{c2} + T_{p2} - T_{s.p2} = 5538.1 \text{ kN}$$

$$M_2 := T_{c2} \cdot (h_{cb} - 0.4 \cdot \alpha_2 \cdot d) + T_{p2} \cdot e_{uk} + T_{s.p2} \cdot (d - h_{cb}) = 2791.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tøyningstilstand 3: Dobbel karakteristisk flytetøyning

$$\varepsilon_{yk} := \frac{f_{yk}}{E_s} = 2.5 \cdot 10^{-3} \quad \varepsilon_{cu} = 3.5 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{s3} := 2 \cdot \varepsilon_{yk} = 5 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_3 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s3}} = 0.41$$

$$\alpha_3 \cdot d = 534.6 \text{ mm}$$

$$T_{c3} := 0.8 \cdot f_{cd} \cdot \alpha_3 \cdot (b_1 \cdot h_1 + b_2 \cdot (d - h_1)) = 2531.59 \text{ kN}$$

$$\Delta\varepsilon_{p3} := \frac{(\alpha_3 \cdot d - h_{p.uk})}{\alpha_3 \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu} = 2.81 \cdot 10^{-3}$$

$$T_{p3} := \Delta\varepsilon_{p3} \cdot E_p \cdot A_{p.uk} = 2303.49 \text{ kN}$$

$$T_{s.p.3} := f_{yd} \cdot A_{s.ok} + f_{pd} \cdot A_{p.ok} = 748 \text{ kN} \quad (\text{flytning i begge})$$

$$N_3 := T_{c3} + T_{p3} - T_{s.p.3} = 4087.08 \text{ kN}$$

$$M_3 := T_{c3} \cdot (h_{cb} - 0.4 \cdot \alpha_3 \cdot d) + T_{p3} \cdot e_{uk} + T_{s.p.3} \cdot (d - h_{cb}) = 2622.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Endelige momenter og aksialkrefter

$$N_1 = 10691.58 \text{ kN}$$

$$M_1 = 431.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} = 2846.26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_2 = 5538.1 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 6852.88 \text{ kN}$$

$$M_2 = 2791.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_3 = 4087.08 \text{ kN}$$

$$M_3 = 2622.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

D.2 Momentkapasitet prefabrikkert bjelke

Momentkapasitet

Kun bjelke

Geometri:

$$h_b := 1400 \text{ mm}$$

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

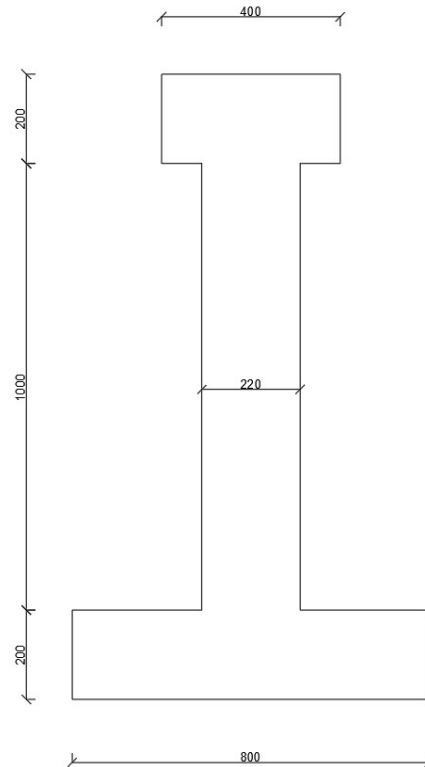
$$b_s := 220 \text{ mm}$$

$$h_{bf} := 200 \text{ mm}$$

$$b_{bf} := 800 \text{ mm}$$

$$h_{tf} := 200 \text{ mm}$$

$$b_{tf} := 400 \text{ mm}$$



Areal bjelke:

$$A_b := b_{tf} \cdot h_{tf} + b_s \cdot h_s + b_{bf} \cdot h_{bf} = 460000 \text{ mm}^2$$

Spennarmering

Areal per spennkabel:

$$A_{p.per} := 140 \text{ mm}^2$$

Plassering spennarmering (høyde fra bunn)

$$h_{gr1} := 75 \text{ mm}$$

$$h_{gr2} := 75 \text{ mm} + 50 \text{ mm} = 125 \text{ mm}$$

$$h_{gr3} := 75 \text{ mm} + 50 \text{ mm} + 50 \text{ mm} = 175 \text{ mm}$$

$$h_{gr4} := 1400 \text{ mm} - 90 \text{ mm} = 1310 \text{ mm}$$

Fra topp: $h_{p.ok} := 90 \text{ mm}$

Mengde/areal per gruppe:

$$A_{gr1} := 14 \cdot A_{p.per} = 1960 \text{ mm}^2$$

$$A_{gr2} := 14 \cdot A_{p.per} = 1960 \text{ mm}^2$$

$$A_{gr3} := 2 \cdot A_{p.per} = 280 \text{ mm}^2$$

$$A_{gr4} := 2 \cdot A_{p.per} = 280 \text{ mm}^2$$

$$A_{p.uk} := A_{gr1} + A_{gr2} + A_{gr3} = 4200 \text{ mm}^2$$

$$A_{p.tot} := A_{gr1} + A_{gr2} + A_{gr3} + A_{gr4} = 4480 \text{ mm}^2$$

Tyngdepunkt spennarmering i uk:

$$h_{p.uk} := \frac{(A_{gr1} \cdot h_{gr1} + A_{gr2} \cdot h_{gr2} + A_{gr3} \cdot h_{gr3})}{A_{gr1} + A_{gr2} + A_{gr3}} = 105 \text{ mm}$$

$$\rightarrow d := h_b - h_{p.uk} = 1295 \text{ mm}$$

Slakkarmering $f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ $\gamma_s := 1.15$ $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Areal per jern:

$$A_{s.per} := \pi \cdot \left(\frac{16}{2} \text{ mm} \right)^2 = 201 \text{ mm}^2$$

Plassering slakkarmering (fra topp):

$$h_{s.gr1} := 90 \text{ mm}$$

$$h_{s.gr2} := 140 \text{ mm}$$

Areal per gruppe:

$$A_{s.gr1} := 2 \cdot A_{s.per} = 402 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.gr2} := 2 \cdot A_{s.per} = 402 \text{ mm}^2$$

Total mengde:

$$A'_s := 4 \cdot A_{s.per} = 804 \text{ mm}^2$$

Tyngdepunkt slakkarmering fra topp:

$$h_{slakk} := \frac{h_{s.gr1} + h_{s.gr2}}{2} = 115 \text{ mm}$$

Materialdata bjelker

Betong

$$B55 \rightarrow f_{ck} := 55 \frac{N}{mm^2} \quad \alpha_{cc} := 0.85 \quad \gamma_C := 1.5$$

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_C} = 31.167 \frac{N}{mm^2}$$

$$\lambda := 0.8 - \frac{\left(f_{ck} - 50 \frac{N}{mm^2} \right)}{400 \frac{N}{mm^2}} = 0.788 \quad \text{formel gjelder for } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$$

$$\eta := 1.0 - \frac{\left(f_{ck} - 50 \frac{N}{mm^2} \right)}{200 \frac{N}{mm^2}} = 0.975 \quad \text{formel gjelder for } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$$

Spennarmering

$$f_{pk} := 1860 \frac{N}{mm^2} \quad f_{p0.1k} := 1636 \frac{N}{mm^2} \quad \gamma_S := 1.15$$

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_S} = 1423 \frac{N}{mm^2} \quad \text{EK2 3.3.6(6)}$$

$$E_p := 195000 \frac{N}{mm^2}$$

Forspenning etter låsetap:

$$\sigma_{pm0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k}) = 1390.6 \frac{N}{mm^2} \quad \text{EK2 5.10.3(2)}$$

Initiell tøyingsdifferanse:

$$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pm0}}{E_p} = 7.13 \cdot 10^{-3}$$

Vedlegg D.2 - Momentkapasitet prefab-bjelke

Beregnet reduksjon i spennkraft pga. kryp, svinn og relaksasjon etter 28 dager fra vedlegg C.4:

5.901% **NEDE**

6.41% **OPPE**

Tøyningstap:

$$\Delta\varepsilon_{tap} := 0.059 \cdot \varepsilon_{p0} = 4.21 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\varepsilon_{tap.ok} := 0.0641 \cdot \varepsilon_{p0} = 4.57 \cdot 10^{-4}$$

Effektiv tøyingsdifferanse (forhåndstøyning i spennstålet):

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap} = 6.71 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon'_{p0.ok} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap.ok} = 6.67 \cdot 10^{-3}$$

Trykkbrudd i betong når: $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ ($\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cu3}$ for valgt $\sigma_c - \varepsilon_c$ -forløp, som er bilineær sammenheng)

$$\rightarrow \varepsilon_{cu} := 3.1 \cdot 10^{-3} \quad (\varepsilon_{cu3} \text{ for B55, tabell 3.1 i EK2})$$

Sjekker om tverrsnittet er under- eller overarmert:

Trykksonehøydefaktor, α_b , for balansert spennarmering:

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} + \varepsilon_{cu}} = 0.841$$

$$\alpha_b \cdot d = 1089 \text{ mm}$$

Balansert spennarmering: *(trykksonen ligger i toppflens og et stykke ned i steget. Tar med bidrag fra spenn- og slakkarmering)*

Dette gir følgende reduksjon tøyning spennarm i topp:
(finnes ved figurer/formlikhet)

$$\Delta\varepsilon'_p := 2.85 \cdot 10^{-3}$$

$$A'_p := A_{gr4} = 280 \text{ mm}^2 \quad (\text{Spennarmering i topp})$$

Slakkarmering i topp vil flyte med tøyningene som oppstår
(ca. 2,85‰ og 2,7‰ tøyning)

Vedlegg D.2 - Momentkapasitet prefab-bjelke

Finner balansert armeringsareal vha. aksiell likevekt:

$$T_{c.tf} + T_{c.s} + T_s = S_p + S'_p \quad A_{p.uk} = 4200 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \eta \cdot f_{cd} \cdot b_{tf} \cdot h_{tf} + \eta \cdot f_{cd} \cdot b_s \cdot (\lambda \cdot \alpha_b \cdot d - h_{tf}) + f_{yd} \cdot A'_s = f_{pd} \cdot A_{pb} + E_p \cdot (\varepsilon'_{p0.ok} - \Delta\varepsilon'_p) \cdot A'_p$$

$$\Rightarrow A_{pb} := \left(\eta \cdot f_{cd} \cdot b_{tf} \cdot h_{tf} + \eta \cdot f_{cd} \cdot b_s \cdot (\lambda \cdot \alpha_b \cdot d - h_{tf}) + f_{yd} \cdot A'_s - E_p \cdot (\varepsilon'_{p0.ok} - \Delta\varepsilon'_p) \cdot A'_p \right) \cdot \frac{1}{f_{pd}}$$

$$A_{pb} = 4900 \text{ mm}^2$$

Tverrsnitt := **if** ($A_{p.uk} < A_{pb}$, "underarmert", "overarmert") = "underarmert"

dvs. at spennarmeringen "flyter".

Virkelig α finnes da av følgende ligning:

(Først samme antakelser
som for balansert tverrsnitt)

Benytter igjen aksiell likevekt:

$$T_{c.tf} + T_{c.s} + T_s = S_p + S'_p$$

$$\Rightarrow \eta \cdot f_{cd} \cdot b_{tf} \cdot h_{tf} + \eta \cdot f_{cd} \cdot b_s \cdot (\lambda \cdot \alpha \cdot d - h_{tf}) + f_{yd} \cdot A'_s = f_{pd} \cdot A_{pb} + E_p \cdot (\varepsilon'_{p0.ok} - \Delta\varepsilon'_p) \cdot A'_p$$

$$\Rightarrow \alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_{p.uk} + E_p \cdot (\varepsilon'_{p0.ok} - \Delta\varepsilon'_p) \cdot A'_p - \eta \cdot f_{cd} \cdot (b_{tf} \cdot h_{tf} - b_s \cdot h_{tf}) - f_{yd} \cdot A'_s}{\eta \cdot f_{cd} \cdot b_s \cdot \lambda \cdot d} = 0.695$$

Trykksonehøyde blir dermed:

$$\alpha \cdot d = 900.4 \text{ mm}$$

Med denne trykksonehøyden vil trykktøyningen i armeringen i topp reduseres noe.

Spennarmering i topp vil få en reduksjon på ca. 2,79‰.

Slakkarmering vil fortsatt flyte (ca. 2,79‰ og 2,62‰ tøyning).

$$\Rightarrow \Delta\varepsilon'_{p.NY} := 2.79 \cdot 10^{-3}$$

Justerer faktor for trykksonehøyden:

$$\alpha_{ny} := \frac{f_{pd} \cdot A_{p.uk} + E_p \cdot (\varepsilon'_{p0.ok} - \Delta\varepsilon'_{p.NY}) \cdot A'_p - \eta \cdot f_{cd} \cdot (b_{tf} \cdot h_{tf} - b_s \cdot h_{tf}) - f_{yd} \cdot A'_s}{\eta \cdot f_{cd} \cdot b_s \cdot \lambda \cdot d} = 0.696$$

Dette gir følgende trykksonehøyde:

$$\alpha_{ny} \cdot d = 901 \text{ mm}$$

Endringen er så liten (< 1 mm) at svaret ses på som nøyaktig nok. Benytter dermed tallene som nå er funnet:

$$\alpha := \alpha_{ny} = 0.696 \quad \Delta\varepsilon'_p := \Delta\varepsilon'_{p.NY} = 2.79 \cdot 10^{-3}$$

Momentet av indre krefter uttrykker tverrsnittets momentkapasitet:

$$M_{Rd} = S_p \cdot a_{S_p} + T_{c.s} \cdot a_{T_{c.s}} + T_{c.tf} \cdot a_{T_{c.tf}} + T_s \cdot a_{T_s} - S'_p \cdot a_{S'_p}$$

$$S_p := f_{pd} \cdot A_{p.uk} = 5975 \text{ kN}$$

$$a_{S_p} := d - \alpha \cdot d = 394.01 \text{ mm}$$

$$T_{c.s} := \eta \cdot f_{cd} \cdot b_s \cdot (\lambda \cdot \alpha \cdot d - h_{tf}) = (3.406 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$a_{T_{c.s}} := \alpha \cdot d - h_{tf} - \frac{1}{2} \cdot (\lambda \cdot \alpha \cdot d - h_{tf}) = 446 \text{ mm}$$

$$T_{c.tf} := \eta \cdot f_{cd} \cdot b_{tf} \cdot h_{tf} = (2.431 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$a_{T_{c.tf}} := \alpha \cdot d - \frac{1}{2} \cdot h_{tf} = 801 \text{ mm}$$

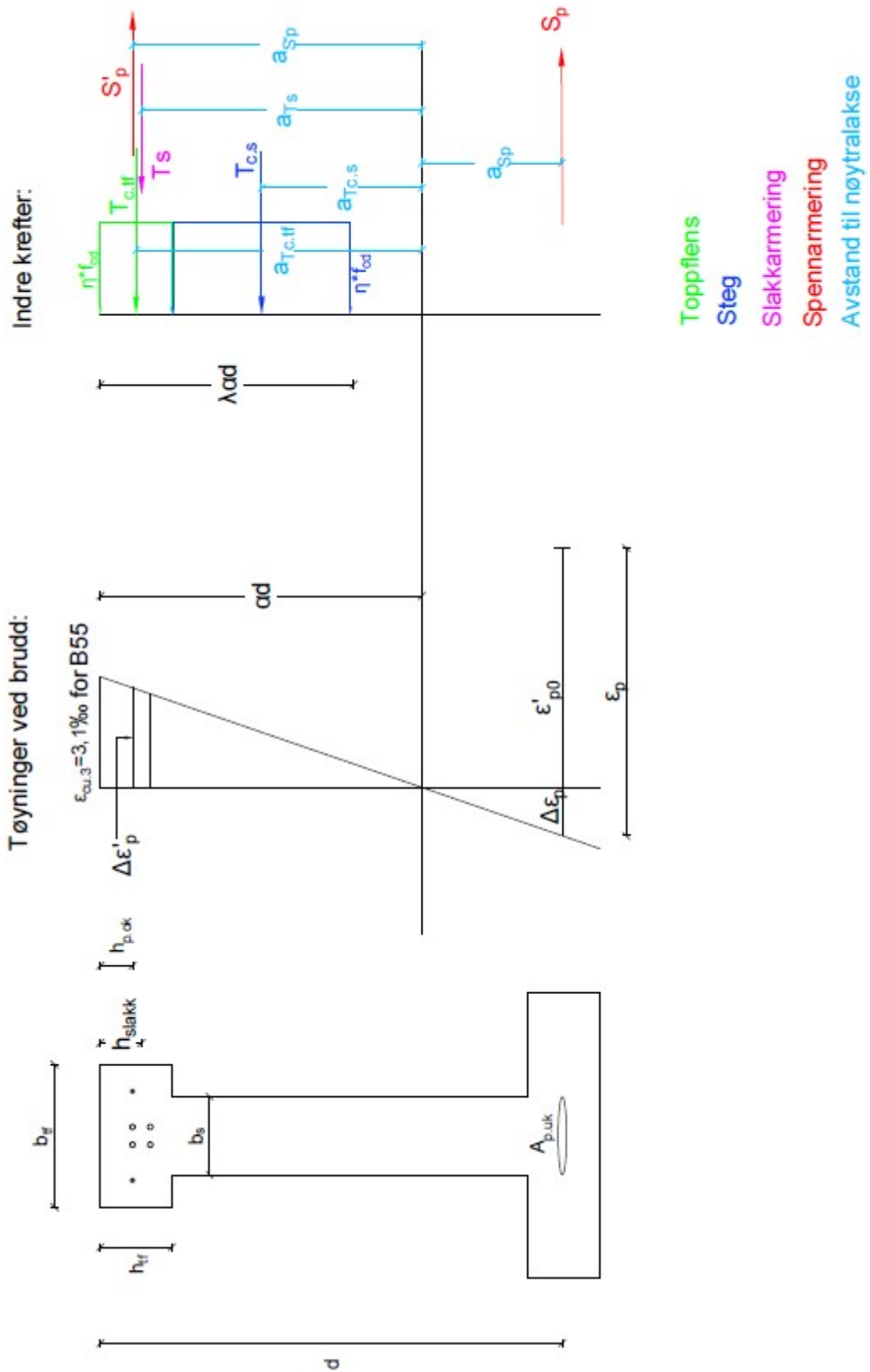
$$T_s := f_{yd} \cdot A'_s = 349.673 \text{ kN}$$

$$a_{T_s} := \alpha \cdot d - h_{slakk} = 786 \text{ mm}$$

$$S'_p := E_p \cdot (\varepsilon'_{p0.ok} - \Delta\varepsilon'_p) \cdot A'_p = 208.8 \text{ kN}$$

$$a_{S'_p} := \alpha \cdot d - h_{p.ok} = 811 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow M_{Rd} := S_p \cdot a_{S_p} + T_{c.s} \cdot a_{T_{c.s}} + T_{c.tf} \cdot a_{T_{c.tf}} + T_s \cdot a_{T_s} - S'_p \cdot a_{S'_p} = 5927 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



D.3 Momentkapasitet samvirkebjelke

Momentkapasitet

Samvirkebjelke

Geometri:

$$h_{samv.b} := 1640 \text{ mm}$$

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

$$b_s := 220 \text{ mm}$$

$$h_{bf} := 200 \text{ mm}$$

$$b_{bf} := 800 \text{ mm}$$

$$h_{tf} := 200 \text{ mm}$$

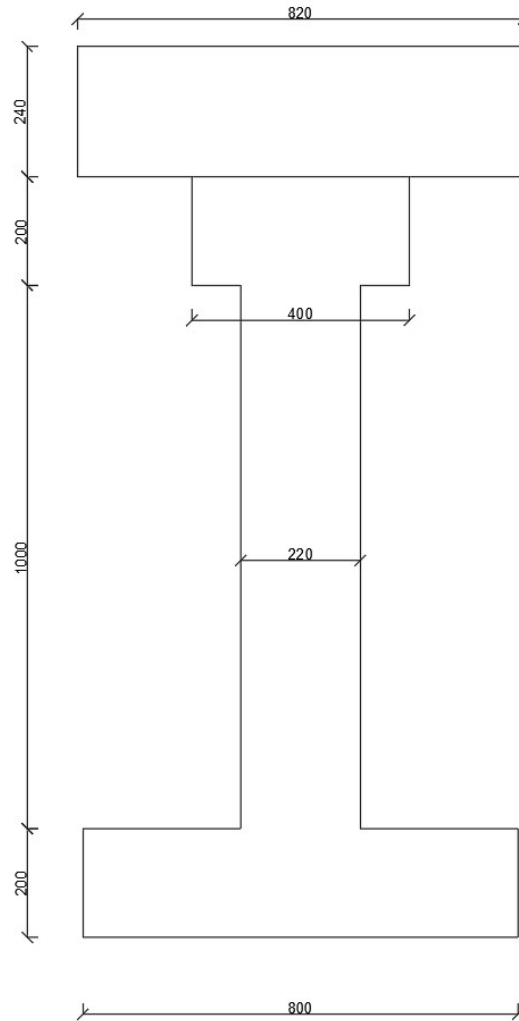
$$b_{tf} := 400 \text{ mm}$$

$$h_{pl} := 240 \text{ mm}$$

$$b_{pl} := 820 \text{ mm}$$

Areal samvirkebjelke:

$$A_b := b_{pl} \cdot h_{pl} + b_{tf} \cdot h_{tf} + b_s \cdot h_s + b_{bf} \cdot h_{bf} = 656800 \text{ mm}^2$$



Spennarmering

Areal per spennkabel:

$$A_{p.per} := 140 \text{ mm}^2$$

*Plassering spennarmering
(høyde fra bunn)*

$$h_{gr1} := 75 \text{ mm}$$

$$h_{gr2} := 75 \text{ mm} + 50 \text{ mm} = 125 \text{ mm}$$

$$h_{gr3} := 75 \text{ mm} + 50 \text{ mm} + 50 \text{ mm} = 175 \text{ mm}$$

$$h_{gr4} := 1400 \text{ mm} - 90 \text{ mm} = 1310 \text{ mm}$$

Mengde/areal per gruppe:

$$A_{gr1} := 14 \cdot A_{p.per} = 1960 \text{ mm}^2$$

$$A_{gr2} := 14 \cdot A_{p.per} = 1960 \text{ mm}^2$$

$$A_{gr3} := 2 \cdot A_{p.per} = 280 \text{ mm}^2$$

$$A_{gr4} := 2 \cdot A_{p.per} = 280 \text{ mm}^2$$

$$A_{p.tot} := A_{gr1} + A_{gr2} + A_{gr3} + A_{gr4} = 4480 \text{ mm}^2 \quad A_{p.uk} := A_{gr1} + A_{gr2} + A_{gr3} = 4200 \text{ mm}^2$$

Tyngdepunkt spennarmering i uk:

$$h_{p.uk} := \frac{(A_{gr1} \cdot h_{gr1} + A_{gr2} \cdot h_{gr2} + A_{gr3} \cdot h_{gr3})}{A_{gr1} + A_{gr2} + A_{gr3}} = 105 \text{ mm}$$

$$\rightarrow d := h_{samv.b} - h_{p.uk} = 1535 \text{ mm}$$

Slakkarmering

$$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2} \quad \gamma_s := 1.15 \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \frac{N}{mm^2} \quad E_s := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

I plate:

Areal per jern (Ø12):

$$A_{\phi 12} := \pi \cdot \left(\frac{12}{2} \text{ mm} \right)^2 = 113.1 \text{ mm}^2$$

Antall jern "per bjelke": $n_{pl} := 4 + 4 = 8$

Mengde "per bjelke": $A_{s.pl} := A_{\phi 12} \cdot n_{pl} = 904.8 \text{ mm}^2$

Mengde per lag: $A_{s1.pl} := 4 \cdot A_{\phi 12} = 452.4 \text{ mm}^2$

$$A_{s2.pl} := A_{s1.pl} = 452.4 \text{ mm}^2$$

I bjelke:

Areal per jern (Ø16):

$$A_{s.per} := \pi \cdot \left(\frac{16}{2} \text{ mm} \right)^2 = 201.1 \text{ mm}^2$$

Plassering slakkarmering (fra topp):

$$h_{s.gr1} := 90 \text{ mm}$$

$$h_{s.gr2} := 140 \text{ mm}$$

Areal per gruppe:

$$A_{s.gr1} := 2 \cdot A_{s.per} = 402.1 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.gr2} := 2 \cdot A_{s.per} = 402.1 \text{ mm}^2$$

Total mengde:

$$A'_s := 4 \cdot A_{s,per} = 804.2 \text{ mm}^2$$

Tyngdepunkt slakkarmering fra topp:

$$h_s := \frac{h_{s,gr1} + h_{s,gr2}}{2} = 115 \text{ mm}$$

Materialdata prefab-bjelker

Betong

$$\text{B55} \rightarrow f_{ck,b} := 55 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \alpha_{cc} := 0.85 \quad \gamma_C := 1.5$$

$$f_{cd,b} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck,b}}{\gamma_C} = 31.17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\lambda := 0.8 - \frac{\left(f_{ck,b} - 50 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)}{400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0.788 \quad \text{for } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$$

$$\eta := 1.0 - \frac{\left(f_{ck,b} - 50 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)}{200 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0.975 \quad \text{for } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$$

Materialdata plate

Betong

$$\text{B45} \rightarrow f_{ck,pl} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{cd,pl} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck,pl}}{\gamma_C} = 25.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Spennarmering

$$f_{pk} := 1860 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{p0.1k} := 1636 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_S := 1.15$$

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_S} = 1422.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad [3.3.6(6)]$$

$$E_p := 195000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Forspenning etter låsetap:

$$\sigma_{pm0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k}) = 1390.6 \frac{N}{mm^2} \quad [5.10.3(2)]$$

Initiell tøyningdifferanse:

$$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pm0}}{E_p} = 7.13 \cdot 10^{-3}$$

Beregnet reduksjon i spennkraft pga. kryp, svinn og relaksasjon fra vedlegg C.4:

11.6% *Nede etter 1 år*

13.4% *Oppe etter 1 år*

15.9% *Nede etter 100 år*

18.7% *Oppe etter 100 år*

Tøyningstap:

$$\Delta\varepsilon_{tap.365} := 0.116 \cdot \varepsilon_{p0} = 8.27 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\varepsilon_{tap.ok.365} := 0.134 \cdot \varepsilon_{p0} = 9.56 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\varepsilon_{tap.36500} := 0.159 \cdot \varepsilon_{p0} = 1.13 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta\varepsilon_{tap.ok.36500} := 0.187 \cdot \varepsilon_{p0} = 1.33 \cdot 10^{-3}$$

Effektive tøyningdifferanser (forhåndstøyning i spennstålet):

$$\varepsilon'_{p0.365} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap.365} = 6.3 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon'_{p0.ok.365} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap.ok.365} = 6.18 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon'_{p0.36500} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap.36500} = 6 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon'_{p0.ok.36500} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap.ok.36500} = 5.8 \cdot 10^{-3}$$

Vedlegg D.3 - Momentkapasitet samvirkebjelke

Underkant:

$$\varepsilon'_{p0} := \begin{bmatrix} \varepsilon'_{p0.365} \\ \varepsilon'_{p0.36500} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6.3 \cdot 10^{-3} \\ 6 \cdot 10^{-3} \end{bmatrix}$$

Overkant:

$$\varepsilon'_{p0.ok} := \begin{bmatrix} \varepsilon'_{p0.ok.365} \\ \varepsilon'_{p0.ok.36500} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6.18 \cdot 10^{-3} \\ 5.8 \cdot 10^{-3} \end{bmatrix}$$

Trykkbrudd i betong når: $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ ($\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cu3}$ for valgt $\sigma_c - \varepsilon_c$ -forløp, som er bilineær sammenheng)

$$\rightarrow \varepsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3} \quad (\varepsilon_{cu3} \text{ for B45, tabell 3.1})$$

Sjekker om tverrsnittet er under- eller overarmert:

Trykksonehøydefaktor, α_b , for balansert spennarmering:

$$\alpha_{b.365} := \frac{\varepsilon_{cu}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0.365} + \varepsilon_{cu}} = 0.779$$

$$\alpha_{b.36500} := \frac{\varepsilon_{cu}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0.36500} + \varepsilon_{cu}} = 0.729$$

$$\alpha_b := \begin{bmatrix} \alpha_{b.365} \\ \alpha_{b.36500} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.779 \\ 0.729 \end{bmatrix}$$

Balansert spennarmering:

(Antar her at trykksonen ligger i plate, toppflens og deler av steg. Tar derfor hensyn til slakkarmering i plate, samt armering i bunn- og toppflens, i tillegg til betongen i trykksonen)

Etter noe prøving, ser man at slakkarmering i både plate og toppflens vil flyte, samt at man kan sette:

$$\Delta\varepsilon'_p := 2.5 \cdot 10^{-3}$$

(reduksjon spennarm. i topp,
tilnærmet for begge tidspunkter)

Forøvrig ikke kritisk mtp. trykkbrudd i B55 (toppflens) som er 3,1‰

$$A'_p := A_{gr4} = 280 \text{ mm}^2$$

Finner balansert armeringsareal vha. aksiell likevekt:

$$T_{c.pl} + T_{s.pl} + T_{c.tf} + T_{c.s} + T_{s.b} = S_p + S'_p$$

$$\Rightarrow f_{cd.pl} \cdot b_{pl} \cdot h_{pl} + f_{yd} \cdot A_{s.pl} + \eta \cdot f_{cd.b} \cdot b_{tf} \cdot h_{tf} + \eta \cdot f_{cd.b} \cdot b_s \cdot (\lambda \cdot \alpha_b \cdot d - h_{pl} - h_{tf}) + f_{yd} \cdot A'_s = \dots$$

$$f_{pd} \cdot A_{pb} + E_p \cdot (\varepsilon'_{p0.ok} - \Delta\varepsilon'_p) \cdot A'_p$$

\Rightarrow

$$A_{pb} := \frac{(f_{cd.pl} \cdot b_{pl} \cdot h_{pl} + f_{yd} \cdot A_{s.pl} + \eta \cdot f_{cd.b} \cdot b_{tf} \cdot h_{tf} + \eta \cdot f_{cd.b} \cdot b_s \cdot (\lambda \cdot \alpha_b \cdot d - h_{pl} - h_{tf}) + f_{yd} \cdot A'_s - E_p \cdot (\varepsilon'_{p0.ok} - \Delta\varepsilon'_p) \cdot A'_p)}{f_{pd}}$$

$$\left[\begin{array}{l} A_{pb.365} \\ A_{pb.36500} \end{array} \right] := A_{pb} = \left[\begin{array}{l} 7977 \\ 7708 \end{array} \right] \text{ mm}^2$$

Tverrsnitt := if ($A_{p.uk} < A_{pb.365}$, "underarmert", "overarmert") = "underarmert"

Tverrsnitt := if ($A_{p.uk} < A_{pb.36500}$, "underarmert", "overarmert") = "underarmert"

dvs. at spennarmeringen "flyter" etter både 1 og 100 år.

Virkelig α finnes da på følgende måte:

Antar nå trykksone i plate og deler av toppflens. Tar med bidrag fra: betong i plate, slakkarmering i plate, betong i toppflens (deler av den), samt spennarm. i uk og ok.

Benytter igjen aksiell likevekt:

$$T_{c.pl} + T_{s.pl} + T_{c.tf} = S_p + S'_p$$

$$\Rightarrow f_{cd.pl} \cdot b_{pl} \cdot h_{pl} + f_{yd} \cdot A_{s.pl} + \eta \cdot f_{cd.b} \cdot b_{tf} \cdot (\lambda \cdot \alpha \cdot d - h_{pl}) = f_{pd} \cdot A_{p.uk} + E_p \cdot \varepsilon'_{p0.ok} \cdot A'_p$$

$$\Rightarrow \alpha := \frac{(f_{pd} \cdot A_{p.uk} + E_p \cdot \varepsilon'_{p0.ok} \cdot A'_p - f_{cd.pl} \cdot b_{pl} \cdot h_{pl} - f_{yd} \cdot A_{s.pl} + \eta \cdot f_{cd.b} \cdot b_{tf} \cdot h_{pl})}{\eta \cdot f_{cd.b} \cdot b_{tf} \cdot \lambda \cdot d} \cdot 1$$

$$\alpha = \begin{bmatrix} 0.2598 \\ 0.2584 \end{bmatrix}$$

Trykksonehøyde blir dermed:

$$x := \alpha \cdot d = \begin{bmatrix} 398.8 \\ 396.7 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

Må justere for reduksjon av spennarmering i topp som følge av at den ligger i trykksonen. Denne reduksjonen blir tilnærmet lik for de to tidspunktene (ca 0,6‰).

$$\varepsilon'_{p0.ok.NY} := \varepsilon'_{p0.ok} - 0.6 \cdot 10^{-3} = \begin{bmatrix} 5.58 \cdot 10^{-3} \\ 5.2 \cdot 10^{-3} \end{bmatrix}$$

Justering av trykksonehøyde:

$$\alpha_{ny} := \frac{(f_{pd} \cdot A_{p.uk} + E_p \cdot \varepsilon'_{p0.ok.NY} \cdot A'_p - f_{cd.pl} \cdot b_{pl} \cdot h_{pl} - f_{yd} \cdot A_{s.pl} + \eta \cdot f_{cd.b} \cdot b_{tf} \cdot h_{pl})}{\eta \cdot f_{cd.b} \cdot b_{tf} \cdot \lambda \cdot d} \cdot 1$$

$$\alpha_{ny} = \begin{bmatrix} 0.2576 \\ 0.2562 \end{bmatrix}$$

$$x_{ny} := \alpha_{ny} \cdot d$$

$$x_{ny} = \begin{bmatrix} 395.4 \\ 393.2 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

Ettersom trykksonehøyden justeres kun 3 mm, og vil flyttes langt mindre ved neste iterasjon, vurderes dette som nøyaktig nok.

Ved denne trykksonehøyden når slakkarmeringen i nedre lag i platen akkurat flytetøyningen.

Kan dermed finne momentkapasitet:

Momentet av indre krefter uttrykker tverrsnittets momentkapasitet:

$$M_{Rd} = S_p \cdot a_{S_p} + T_{c.pl} \cdot a_{T_{c.pl}} + T_{c.tf} \cdot a_{T_{c.tf}} + T_{S1.pl} \cdot a_{T_{S1.pl}} + T_{S2.pl} \cdot a_{T_{S2.pl}} - S'_p \cdot a_{S'_p}$$

$$\alpha := \alpha_{ny} = \begin{bmatrix} 0.2576 \\ 0.2562 \end{bmatrix} \quad x := x_{ny} = \begin{bmatrix} 395.4 \\ 393.2 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

$$S_p := f_{pd} \cdot A_{p.uk} = 5975 \text{ kN}$$

$$a_{S_p} := d - \alpha \cdot d$$

$$T_{c.pl} := f_{cd.pl} \cdot b_{pl} \cdot h_{pl} = 5018.4 \text{ kN}$$

$$a_{T_{c.pl}} := \alpha \cdot d - \frac{1}{2} \cdot h_{pl}$$

$$T_{c.tf} := \eta \cdot f_{cd.b} \cdot b_{tf} \cdot (\lambda \cdot \alpha \cdot d - h_{pl}) = \begin{bmatrix} 867.6 \\ 847 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$a_{T_{c.tf}} := \alpha \cdot d - h_{pl} - \frac{1}{2} \cdot (\lambda \cdot \alpha \cdot d - h_{pl})$$

$$T_{S1.pl} := f_{yd} \cdot A_{s1.pl} = 196.7 \text{ kN}$$

$$a_{T_{S1.pl}} := \alpha \cdot d - 97.5 \text{ mm}$$

$$T_{S2.pl} := f_{yd} \cdot A_{s2.pl} = 196.7 \text{ kN}$$

$$a_{T_{S2.pl}} := \alpha \cdot d - (97.5 + 55) \text{ mm}$$

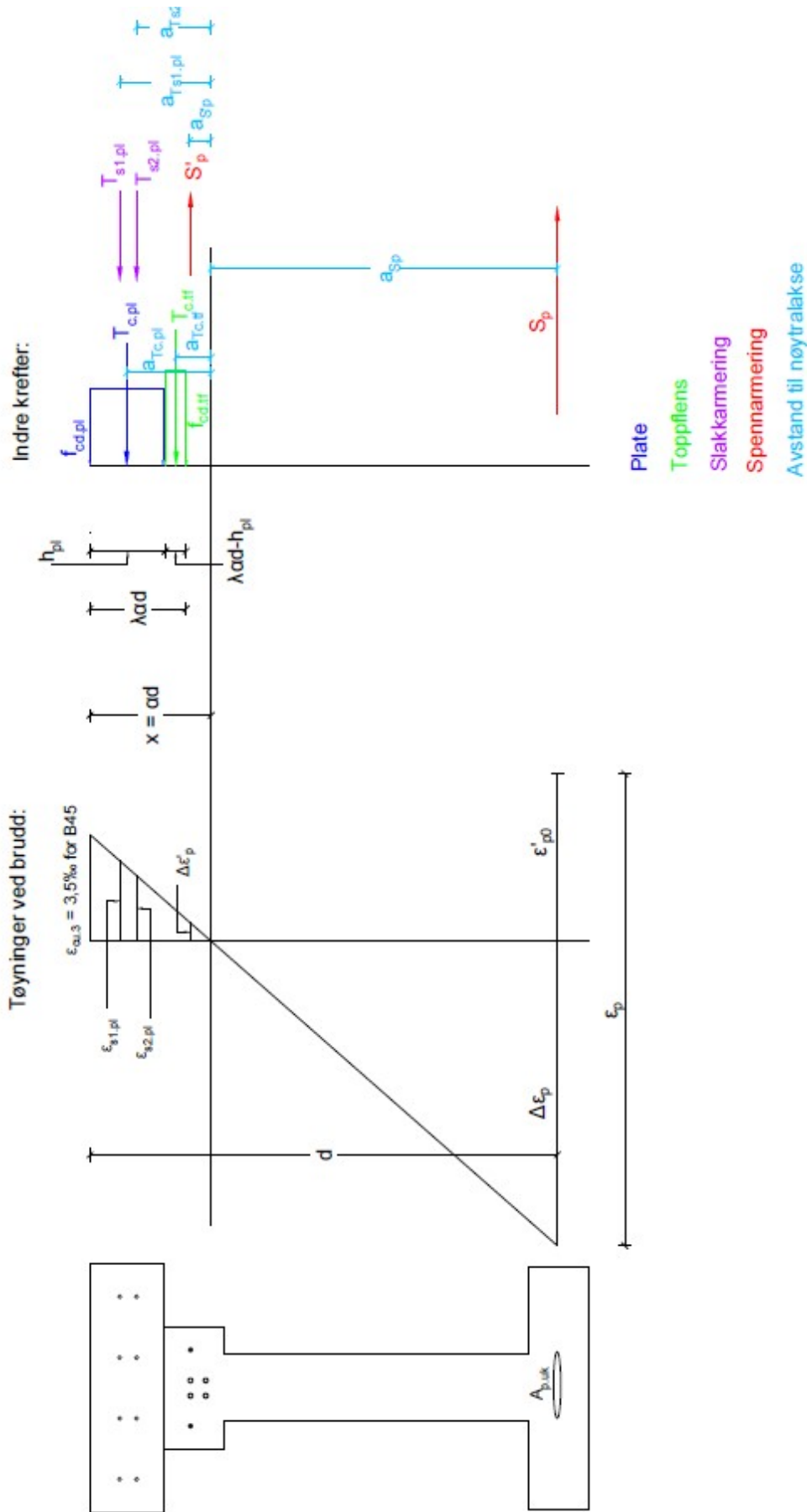
$$S'_p := E_p \cdot \varepsilon'_{p0.ok.NY} \cdot A'_p = \begin{bmatrix} 304.4 \\ 283.8 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$a_{S'_p} := x - 240 \text{ mm} - 90 \text{ mm} = \begin{bmatrix} 65.4 \\ 63.2 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

$$M_{Rd} := S_p \cdot a_{S_p} + T_{c.pl} \cdot a_{T_{c.pl}} + T_{c.tf} \cdot a_{T_{c.tf}} + T_{S1.pl} \cdot a_{T_{S1.pl}} + T_{S2.pl} \cdot a_{T_{S2.pl}} - S'_p \cdot a_{S'_p}$$

$$M_{Rd} = \begin{bmatrix} 8464 \\ 8465 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \begin{matrix} (1 \text{ år}) \\ (100 \text{ år}) \end{matrix}$$





D.4 Skjærkapasitet

Skjærkraftkapasitet etter EK2

Grunnleggende verdier

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85 \quad \gamma_c := 1.5 \quad \gamma_s := 1.15$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 31.17 \text{ MPa} \quad E_s := 200000 \text{ MPa}$$

Geometri:

$$h_b := 1400 \text{ mm} \quad h_d := 240 \text{ mm}$$

$$h_{bf} := 200 \text{ mm} \quad b_{bf} := 800 \text{ mm} \quad b_d := 820 \text{ mm}$$

$$h_s := 1000 \text{ mm} \quad b_s := 220 \text{ mm}$$

$$h_{tf} := 200 \text{ mm} \quad b_{tf} := 400 \text{ mm}$$

$$h := h_b + h_d = 1640 \text{ mm}$$

Spennstål:

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa} \quad f_{p0.1} := 1636 \text{ MPa} \quad E_p := 195000 \text{ MPa}$$

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1}}{\gamma_s} = 1422.61 \text{ MPa}$$

$$A_{p.1} := \left(\frac{13.35}{2} \text{ mm} \right)^2 \cdot \pi = 139.98 \text{ mm}^2 \quad A_{cb} := 460000 \text{ mm}^2$$

$$A_p := A_{p.1} \cdot 32 = 4479.22 \text{ mm}^2 \quad A_{cd} := 196800 \text{ mm}^2$$

$$A_{p.uk} := A_{p.1} \cdot 30 = 4199.27 \text{ mm}^2 \quad A_c := A_{cb} + A_{cd} = 656800 \text{ mm}^2$$

$$A_{p.ok} := A_{p.1} \cdot 2 = 279.95 \text{ mm}^2$$

$$k_7 := 0.75 \quad k_8 := 0.85$$

$$\sigma_{pm0} := \min(k_7 \cdot f_{pk}, k_8 \cdot f_{p0.1}) = 1390.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Oppspenningskraft:

$$P_{m0} := A_p \cdot \sigma_{pm0} = 6228.8 \text{ kN}$$

$$P_{m0.uk} := A_{p.uk} \cdot \sigma_{pm0} = 5839.5 \text{ kN}$$

$$P_{m01} := A_{p.1} \cdot \sigma_{pm0} = 194.65 \text{ kN}$$

$$P_{m0.ok} := A_{p.ok} \cdot \sigma_{pm0} = 389.3 \text{ kN}$$

$$\gamma_p := 0.9 \quad (\text{Lastfaktor spennkraft for spennarmering i strekksone})$$

Kraft etter langtidstap - 1 år:

Tap armering nede: 11.58%

Tap armering oppe: 13.42%

$$N_{Ed.uk} := \gamma_p \cdot 0.8842 \cdot P_{m0.uk} = 4646.96 \text{ kN}$$

$$N_{Ed.ok} := \gamma_p \cdot 0.8658 \cdot P_{m0.ok} = 303.35 \text{ kN}$$

Skjærstrekkapasitet uten beregningsmessig behov for skjærarmering

$$k_2 := 0.18 \quad \text{Faktor for betong}$$

$$\gamma_c := 1.5 \quad \text{Materialfaktor}$$

$$C_{Rd.c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

Effektiv høyde av tverrsnittet:

$$h_{p.uk} := 105 \text{ mm} \quad \text{høyde fra bunn til tyngepunkt spennarmering uk}$$

$$d := h - h_{p.uk} = 1535 \text{ mm} \quad \text{Høyde fra topp dekke til tyngdepunkt spennarmering uk}$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 1.36$$

$$A_{sl} := A_{p.uk} = 4199.27 \text{ mm}^2 \quad \text{Tverrsnittsarealet av spennarmeringen}$$

$$b_w := 220 \text{ mm} \quad \text{Minste bredde av tverrsnittet i strekksonen}$$

$$\rho_I := \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = 0.012 < 0.02 \quad \text{ok}$$

$$N_{Ed} := N_{Ed.ok} + N_{Ed.uk} = 4950.31 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 7.54 \text{ MPa} < 0.2 \cdot f_{cd} = 6.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} := 0.2 \cdot f_{cd} = 6.23 \text{ MPa} \quad \text{Trykkspenning pga av spennkraft}$$

Vedlegg D.4 - Skjærkapasitet

$$k_1 := 0.15$$

For tverrsnitt i trykk

$$V_{Rd.c1} := \left(C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_I \cdot 55 \right)^{\frac{1}{3}} \cdot MPa + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \quad \text{Dimensjonerende verdi for skjærkraft}$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot 55^{0.5} \cdot MPa = 0.41 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd.c.min} := (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Minsteverdi av dimensjonerende skjærkraft

$$V_{Rd.c} := \max(V_{Rd.c1}, V_{Rd.c.min}) = 541.29 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} := 930 \text{ kN}$$

Maks skjærkraft hentet fra ROBOT

$$kapasitet := \text{if}(V_{Rd.c} > V_{Ed}, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"})$$

$$kapasitet = \text{"Ikke OK"}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd.c}} = 1.72 \quad \text{Må finne nødvendig skjærarmering etter 6.2.3.}$$

Skjærstrekkkapasitet med beregningsmessig behov for skjærarmering

$$\text{Setter: } \frac{A_{sw}}{s} = A_{sw.s}$$

$$z := 0.9 \cdot d = 1381.5 \text{ mm}$$

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

$$f_{ywd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

Skjærarmeringens dimensjonerende flytegrense

$$\theta := 39 \text{ deg}$$

Vinkel mellom betongtrykkstaven og bjelkeaksen

$$\cot(\theta) = 1.23$$

$$V_{Ed} := 930 \text{ kN}$$

Maks skjærkraft

$$A_{sw.s} := \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)} = 1253.8 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \text{Nødvendig bøyleareal per meter}$$

$$s := \frac{2 \cdot (8 \text{ mm})^2 \cdot \pi}{A_{sw.s}} = 320.72 \text{ mm}$$

Minste senteravstand ved bjelkeende er 321mm

Skjærtrykkkapasitet ved beregningsmessig behov for skjærarmering

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 7.54 \text{ MPa}$$

$$0.25 \cdot f_{cd} = 7.79 \text{ MPa}$$

Faktoren α_{cw} for: $0 < \sigma_{cp} < 0.25 \cdot f_{cd}$ settes lik:

$$\alpha_{cw} := \left(1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right) = 1.24 \quad (\text{NA.6.11.aN})$$

$$b_w = 220 \text{ mm} \quad z = 1381.5 \text{ mm}$$

$$\nu_1 := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.47 \quad (6.6N)$$

$$V_{Rd,max} := \frac{(\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd})}{(\cot(\theta) + \tan(\theta))} = 2692.44 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = 0.35$$

$V_{Rd,max} \gg V_{Ed} \rightarrow$ OK mht skjærtrykk

Skjærkrefter i støpeskjøt mellom betong støpt på ulike tidspunkt

Betongelementboken **bind B, kapittel 16.3** gir fremgangsmåte for skjæroverføring mellom elementer og påstøp.

Kontaktflatens bredde: trenger to størrelser. Effektiv bredde av kontaktflaten og effektiv bredde av påstøpen. For en bjelke blir det følgende verdier:

$$b_j := 340 \text{ mm} \quad \text{Effektiv bredde av kontaktflaten}$$

$$b_e := 820 \text{ mm} \quad \text{Effektiv bredde av påstøpen}$$

Videre må man finne opptredende skjærspenning i kontaktflaten. Bruker maks dimensjonerende skjærkraft fra ROBOT

$$V_{Ed} := 930 \text{ kN}$$

For vårt tverrsnitt er tykkelsen til dekke mindre enn trykksonen slik at kontaktflaten blir liggende i trykksonen. Velger å dimensjonere konservativt

$$\text{for: } \tau := \frac{V}{z \cdot b_j}.$$

z blir avstanden fra spennarmeringen i bunn til betongtrykkresultanten i topp. Henter trykksonehøyden fra vedlegg D.3

$$\alpha d := 395 \text{ mm} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$h_{p.uk} = 105 \text{ mm} \quad \text{Høyde spennarmering underkant}$$

$$z := h - \frac{\alpha d}{2} - h_{p.uk} = 1337.5 \text{ mm} \quad \text{Momentarm}$$

$$\tau_{Ed} := \frac{V_{Ed}}{z \cdot b_j} = 2.05 \text{ MPa} \quad \text{Opptredende skjærspenning i kontaktflaten}$$

Kapasitetsformler finnes fra **tabell B16.6 i betongelementboka bind B.**

Antar ru overflatet og urisset:

Betong i påstøpet er B45, armering B500NC.

Må finne dimensjonerende strekkfasthet til betongen for å finne betongens heftbidrag.

$$\alpha_{ct} := 0.85$$

$$f_{ctk.0.05.B45} := 2.7 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd.B45} := f_{ctk.0.05.B45} \cdot \frac{\alpha_{ct}}{\gamma_c} = 1.53 \text{ MPa}$$

Vedlegg D.4 - Skjærkapasitet

Betongens heftbidrag. Dvs. at noen skjærkrefter overføres vha. heft. Ruhetstallet c brukes for å bestemme heftbidraget

$$c := 0.4 \quad \text{Ruhetstallet for ru, urisset fuger}$$

$$c \cdot f_{ctd.B45} = 0.61 \text{ MPa} \quad \text{Heftbidrag.}$$

Ved å ta hensyn til heften i betongen blir skjærspenningen som er nødt til å bli tatt opp av armering lik

$$\tau_{Eds} := \tau_{Ed} - c \cdot f_{ctd.B45} = 1.43 \text{ MPa} \quad \text{Skjærspenning som må bli tatt opp av armering}$$

Skjærkraften i fugen finnes ved å gange med skjærspenning med kontaktflaten:

$$V_{Eds} := \tau_{Eds} \cdot b_j = 487.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Skjærkraft per meter i fugen. (Basert på største skjærkraft)}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8 \text{ MPa} \quad \text{Dimensjonerende flytegrense}$$

Nødvendig armering i fugen finnes da ved hjelp av skjærkraften, friksjonsbidraget og flytegrensen:

$$\mu := 0.7 \quad \text{Friksjonsbidrag for ru overflate}$$

$$A_s := \frac{V_{Eds}}{\mu \cdot f_{yd}} = 1601 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \text{Nødvendig armering per meter}$$

$$A_{16} := (8 \text{ mm})^2 \cdot \pi \cdot 2 = 402.1 \text{ mm}^2 \quad \text{Areal } \varnothing 16$$

$$\frac{A_{16}}{A_s} = 251.2 \text{ mm} \quad \text{Nødvendig senteravstand}$$

Betongens øvre grense (trykkbrudd) finnes fra:

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{45}{250}\right) = 0.49 \quad f_{ck.B45} := 45 \text{ MPa}$$

$$f_{cd.B45} := f_{ck.B45} \cdot \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa}$$

$$V_{rdmax} := 0.5 \cdot \nu \cdot f_{cd.B45} = 6.27 \text{ MPa}$$

$$V_{rdmax} > \tau_{Ed} \quad \text{OK}$$

E Bruksgrensetilstand

E.1 Utløftingskontroll

E.2 Spenningsbegrensning

E.3 Rissviddebegrensning

E.4 Nedbøyningsbegrensning

E.1 Utløftingskontroll

Utløftingskontroll

Sjekk for nødvendig armering i overkant.

Bruker betongelementboka bind C2 - side 53

$$A_{so} := 804.25 \text{ mm}^2 + 279.95 \text{ mm}^2 = 1084.2 \text{ mm}^2 \quad \text{Total armering ok. Slakk + spennarmering}$$

$$\sigma_s := 200 \text{ MPa} \quad \text{Maks spenning i armering ved utløfting}$$

$$a := 6 \text{ m} \quad \text{Avstand til løftepunkt fra bjelkeende}$$

$$S := A_{so} \cdot \sigma_s = 216.84 \text{ kN} \quad \text{Maks spennkraft}$$

Beregne spenning i armering med gitt armeringsmengde. Kritisk over utløftingspunkt

Beregner strekkresultant

Effektive spennkrefter etter korttidstap finnes.

Initiell spennkraft per tau etter korttidstap finnes fra forspennings-vedlegg:

$$P_{m0.1} := 194.65 \text{ kN}$$

Total spennkraft etter kort tid blir:

$$P_{m0.ok} := P_{m0.1} \cdot 2 = 389.3 \text{ kN}$$

$$P_{m0.uk} := P_{m0.1} \cdot 27 = 5255.55 \text{ kN} \quad \text{3 tau er forblendet}$$

Beregning av opptredende momenter:

Totalt effektivt areal av bjelken etter kort tid, hentet fra vedlegg C.3:

$$A_{t.bj.kort} := 4.785 \cdot 10^5 \text{ mm}^2 = 478500 \text{ mm}^2$$

$$A_c := 460000 \text{ mm}^2$$

$$\rho := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$g := \rho \cdot A_c = 11.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Egenvekt bjelke}$$

Moment utløftingspunkt pga. egenvekt

$$M_g := \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 = 207 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Eksentrisiteter til spennarmering:

$h_b := 1400 \text{ mm}$	Høyde bjelke
$y_{t.bj.kort} := 579.59 \text{ mm}$	Tyngdepunkt etter 28 døgn fra bunn
$y_{t.bj.kort.ok} := h_b - y_{t.bj.kort} = 820.41 \text{ mm}$	Tyngdepunkt etter 28 døgn fra overkant
$h_{p.uk} := 105 \text{ mm}$	Tyngdepunkt spennarmering uk
$h_{p.ok} := 90 \text{ mm}$	Tyngdepunkt spennarmering ok
$e_{uk} := y_{t.bj.kort} - h_{p.uk} = 474.59 \text{ mm}$	Avstand armering underkant
$e_{ok} := y_{t.bj.kort.ok} - h_{p.ok} = 730.41 \text{ mm}$	Avstand armering overkant

Moment fra forspenning

$$M_p := P_{m0.uk} \cdot e_{uk} - P_{m0.ok} \cdot e_{ok} = 2209.88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Annet arealmoment - hentet fra vedlegg C.3:

$$I_{t.bj.kort} := 1.052 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

Spenninger i betongen overkant og underkant:

$$\sigma_{co} := \frac{-(P_{m0.ok} + P_{m0.uk})}{A_{t.bj.kort}} + \frac{(-M_g + M_p) \cdot y_{t.bj.kort.ok}}{I_{t.bj.kort}} = 3.82 \text{ MPa} \quad \text{Strekk}$$

$$\sigma_{cu} := \frac{-(P_{m0.ok} + P_{m0.uk})}{A_{t.bj.kort}} - \frac{(-M_g + M_p) \cdot y_{t.bj.kort}}{I_{t.bj.kort}} = -22.83 \text{ MPa} \quad \text{Trykk}$$

Høyde av strekksone

$$x_0 := \frac{h_b \cdot \sigma_{co}}{(\sigma_{co} - \sigma_{cu})} = 200.78 \text{ mm}$$

Areal av strekksone:

$$A_{cs} := x_0 \cdot 400 \text{ mm} + 0.78 \text{ mm} \cdot 220 \text{ mm} = 80484.62 \text{ mm}^2$$

Strekresultant

$$S := 0.5 \cdot A_{cs} \cdot \sigma_{co} = 153.83 \text{ kN}$$

Opptredende spenning i ok-armering

$$\sigma_{so} := \frac{S}{A_{so}} = 141.89 \text{ MPa}$$

$kapasitet_{armering} := \mathbf{if}(\sigma_s > \sigma_{so}, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"})$

$kapasitet_{armering} = \text{"OK"}$ Stålspenningen er ok

Krav til randtrykkspenning i betongen: minste av (0.7 x avspenningsfasthet) og (0.6 x fasthet ved transport)

Avspenningsfasthet hentet fra vedlegg D.1:

$$f_{ck.a} := 33.77 \text{ MPa}$$

Betong B55 fasthet ved transport:

$$f_{ck} := 55 \text{ MPa}$$

Tillatt randtrykkspenning:

$$f_{cd} := \min(0.7 \cdot f_{ck.a}, 0.6 \cdot f_{ck}) = 23.64 \text{ MPa} \quad \text{SVV har brukt 23.4}$$

$kapasitet_{trykk} := \mathbf{if}(f_{cd} > \sigma_{cu}, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"})$

$kapasitet_{trykk} = \text{"OK"}$

E.2 Spenningsbegrensning

Spenningsbegrensning

Karakteristisk lastkombinasjon

Kontroller markert med gult er beskrevet i oppgaveteksten.

Bakerst i vedlegg er kontroll for lineær kryptøyning (tilnærmet permanente laster)

Krav i EK2, bruksgrense:

Generelt for bruksgrense:

Tverrsnittene bør forutsettes å være uopprikkede forutsatt at *bøyestrekkingsspenningene* ikke overskrider f_{ctm} :

$$\sigma_c \leq f_{ctm} \quad [7.1(2)]$$

- Plate: $f_{ctm.B45} := 3.8 \frac{N}{mm^2}$

- Prefab-bjelke: $f_{ctm.B55} := 4.2 \frac{N}{mm^2}$

For spenningsbegrensning:

Betongens *trykkspenning* for *karakteristisk kombinasjon* bør begrenses til følgende verdi:

$$\sigma_c \leq 0.6 f_{ck} \quad [7.2(2)]$$

- Plate: $0.6 \cdot 45 \frac{N}{mm^2} = 27 \frac{N}{mm^2}$

- Prefab-bjelke: $0.6 \cdot 55 \frac{N}{mm^2} = 33 \frac{N}{mm^2}$

Det kan antas lineær kryptøyning dersom spenningen i betongen under *tilnærmet permanente laster* er:

$$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} \quad [7.2(3)]$$

- Plate: $0.45 \cdot 45 \frac{N}{mm^2} = 20.25 \frac{N}{mm^2}$

- Prefab-bjelke: $0.45 \cdot 55 \frac{N}{mm^2} = 24.75 \frac{N}{mm^2}$

Begrensning av betongens trykkspenninger som følge av forspenningskraften:

Betongens trykkspenning som virker på tidspunktet for oppspenning bør begrenses til følgende:

$$\sigma_c \leq 0.7 \cdot f_{ck}(t) \quad \text{for før oppspente elementer} \quad [5.10.2.2(5) \text{ i EK2}]$$

Kontroll ved oppspenning (3 døgn etter støp av bjelker)

Fasthet etter 3 døgn:

$$f_{ck} := 55 \frac{N}{mm^2} \quad f_{cm} := 63 \frac{N}{mm^2} \quad s := 0.20 \quad t := 3$$

$$\beta_{cc.3} := e^{s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{\frac{1}{2}}\right)} = 0.663$$

$$f_{cm.3} := \beta_{cc.3} \cdot f_{cm} = 41.768 \frac{N}{mm^2} \quad f_{ctm.3} := \beta_{cc.3} \cdot f_{ctm.B55} = 2.785 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ck.3} := f_{cm.3} - 8 \frac{N}{mm^2} = 33.77 \frac{N}{mm^2} \quad 0.7 \cdot f_{ck.3} = 23.64 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{SVV: } 0.7 \cdot 35 \frac{N}{mm^2} = 24.5 \frac{N}{mm^2}$$

Kraft fra oppspenning:

$$f_{pk} := 1860 \frac{N}{mm^2} \quad f_{p0.1k} := 1636 \frac{N}{mm^2}$$

Forspenning etter låsetap:

$$\sigma_{pm0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k}) = 1390.6 \frac{N}{mm^2} \quad [\text{EK2 5.10.3(2)}]$$

Areal per spennetau: $A_{p.per} := 140 \text{ mm}^2$

Total armeringsareal:

$$A_{p.uk} := A_{p.per} \cdot 30 = 4200 \text{ mm}^2 \quad h_{p.uk} := 105 \text{ mm}$$

$$A_{p.ok} := A_{p.per} \cdot 2 = 280 \text{ mm}^2 \quad h_{p.ok} := 1310 \text{ mm}$$

$$A_p := A_{p.uk} + A_{p.ok} = 4480 \text{ mm}^2$$

Oppspenningskraft etter alle umiddelbare tap

$$P_{m0.uk} := A_{p.uk} \cdot \sigma_{pm0} = 5840.5 \text{ kN} \quad \text{EK2 [5.10.3(2)]}$$

$$P_{m0.ok} := A_{p.ok} \cdot \sigma_{pm0} = 389.4 \text{ kN}$$

$$P_{m0} := A_p \cdot \sigma_{pm0} = 6229.9 \text{ kN}$$

Geometri bjelke, kort tid:

(hentes fra vedlegg C.3)

$$A_{t.bj.kort} := 4.79 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

$$h_{bj} := 1400 \text{ mm}$$

$$y_{t.bj.kort} := 579.6 \text{ mm}$$

$$I_{t.bj.kort} := 1.052 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$z_{arm.p.uk.kort} := y_{t.bj.kort} - h_{p.uk} = 474.6 \text{ mm} \quad (\text{arm fra tp. spennarm. uk til tp. tv.sn.})$$

$$z_{arm.p.ok.kort} := h_{p.ok} - y_{t.bj.kort} = 730.4 \text{ mm} \quad (\text{arm fra tp. spennarm. ok til tp. tv.sn.})$$

Krefter og momenter ved opplegg (hensyn til forblindinger):

$$N_{p.uk.kort} := (A_{p.uk} - 3 \cdot A_{p.per}) \cdot \sigma_{pm0} = 5256 \text{ kN} \quad (3 \text{ tau forblindet mot ende})$$

$$N_{p.ok.kort} := P_{m0.ok} = 389.4 \text{ kN}$$

Total spennkraft:

$$N_{p.kort} := N_{p.uk.kort} + N_{p.ok.kort} = 5645.8 \text{ kN}$$

Konstant moment i tp. fra eksentrisk spennkraft:

$$M_{oppsp.kort} := N_{p.ok.kort} \cdot z_{arm.p.ok.kort} - N_{p.uk.kort} \cdot z_{arm.p.uk.kort} = -2210 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{streck ok})$$

(STREKSPENNING DEFINERT MED POSITIVT FORTEGN (TRYKK NEG.),
POSITIVT BØYEMOMENT GIR STREKK PÅ UNDERSIDE)

Dette gir følgende spenninger ved opplegg ved oppspenning (3 døgn):

$$\sigma_{c.uk.3} := \frac{-N_{p.kort}}{A_{t.bj.kort}} + \frac{M_{oppsp.kort} \cdot y_{t.bj.kort}}{I_{t.bj.kort}} = -23.96 \frac{N}{mm^2} \quad (\text{trykk})$$

kontroll := if $(-\sigma_{c.uk.3} < 0.7 \cdot f_{ck.3}$, “OK”, “Ikke OK”) = “Ikke OK”
(Skrevet om i oppgaven)

$$\sigma_{c.ok.3} := \frac{-N_{p.kort}}{A_{t.bj.kort}} - \frac{M_{oppsp.kort} \cdot (h_{bj} - y_{t.bj.kort})}{I_{t.bj.kort}} = 5.45 \frac{N}{mm^2} \quad (\text{strek})$$

kontroll := if $(\sigma_{c.ok.3} < f_{ctm.B55}$, “OK”, “Ikke OK”) = “Ikke OK”
(Skrevet om i oppgaven)

Etter 28 dager:

Tap av spennkraft:

5.9% nede

6.4% oppe

Geometri bjelke, 28 dager:

(hentes fra vedlegg C.3)

$$A_{t.bj.28} := 4.96 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

$$h_{bj} := 1400 \text{ mm}$$

$$y_{t.bj.28} := 565.9 \text{ mm}$$

$$I_{t.bj.28} := 1.093 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$z_{arm.p.uk.28} := y_{t.bj.28} - h_{p.uk} = 460.9 \text{ mm} \quad (\text{arm fra tp. spennarm. uk til tp. tv.sn.})$$

$$z_{arm.p.ok.28} := h_{p.ok} - y_{t.bj.28} = 744.1 \text{ mm} \quad (\text{arm fra tp. spennarm. ok til tp. tv.sn.})$$

Krefter og momenter ved opplegg (hensyn til tap og forblindinger):

$$N_{pforbl.uk.28} := ((A_{p.uk} - 3 \cdot A_{p.per}) \cdot \sigma_{pm0}) \cdot 0.941 = 4946 \text{ kN}$$

$$N_{p.ok.28} := (P_{m0.ok}) \cdot 0.936 = 364.4 \text{ kN}$$

Total spennkraft:

$$N_{pforbl.28} := N_{pforbl.uk.28} + N_{p.ok.28} = 5310.8 \text{ kN}$$

Konstant moment fra eksentrisk spennkraft:

$$M_{p.forbl.28} := N_{p.ok.28} \cdot z_{arm.p.ok.28} - N_{pforbl.uk.28} \cdot z_{arm.p.uk.28} = -2009 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (strekk ok)}$$

Dette gir følgende spenninger ved opplegg:

$$\sigma_{c.uk.28} := \frac{-N_{pforbl.28}}{A_{t.bj.28}} + \frac{M_{p.forbl.28} \cdot y_{t.bj.28}}{I_{t.bj.28}} = -21.11 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ (trykk)}$$

kontroll := if ($-\sigma_{c.uk.28} < 0.6 \cdot f_{ck}$, “OK”, “Ikke OK”) = “OK”

$$\sigma_{c.ok.28} := \frac{-N_{pforbl.28}}{A_{t.bj.28}} - \frac{M_{p.forbl.28} \cdot (h_{bj} - y_{t.bj.28})}{I_{t.bj.28}} = 4.621 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ (strekk)}$$

kontroll := if ($\sigma_{c.ok.28} < f_{ctm.B55}$, “OK”, “Ikke OK”) = “Ikke OK”
(Forklart i oppgaven for 3 døgn)

Og følgende spenninger i felt når bruplate er nystøpt:

$$N_{p.uk.28} := A_{p.uk} \cdot \sigma_{pm0} \cdot 0.941 = 5496 \text{ kN} \quad \text{(ikke forblindinger i felt)}$$

$$N_{p.ok.28} = 364 \text{ kN}$$

$$N_{p.28} := N_{p.uk.28} + N_{p.ok.28} = (5.86 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Konstant moment fra eksentrisk spennkraft:

$$M_{oppsp.28} := N_{p.ok.28} \cdot z_{arm.p.ok.28} - N_{p.uk.28} \cdot z_{arm.p.uk.28} = -2262 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (strekk ok)}$$

$$M_{egenv.28} := 3284 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{(fra håndberegninger)}$$

$$M_{felt.28} := M_{oppsp.28} + M_{egenv.28} = 1022 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (strekk uk)}$$

Vedlegg E.2 - Spenningsbegrensning

$$\sigma_{c.uk.felt.28} := \frac{-N_{p.28}}{A_{t.bj.28}} + \frac{M_{felt.28} \cdot y_{t.bj.28}}{I_{t.bj.28}} = -6.5 \frac{N}{mm^2} \quad (\text{trykk})$$

$$\sigma_{c.ok.felt.28} := \frac{-N_{p.28}}{A_{t.bj.28}} - \frac{M_{felt.28} \cdot (h_{bj} - y_{t.bj.28})}{I_{t.bj.28}} = -19.6 \frac{N}{mm^2} \quad (\text{trykk})$$

(godt under krav på 33 MPa)

$$kontroll := \text{if}(-\sigma_{c.ok.felt.28} < 0.6 \cdot f_{ck}, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"}) = \text{"OK"}$$

Kontroll etter 1 og 100 år:

Antar uopprisset tverrsnitt

1 år

<i>Grunnlag:</i>	(Hentes fra vedlegg C.3)
$h_{samv} := 1640 \text{ mm}$	(høyde samvirketverrsnitt)
$A_{t.samv.365} := 684766 \text{ mm}^2$	(det armerte samvirketverrsnittets areal)
$y_{t.samv.365} := 798.53 \text{ mm}$	(beliggenhet av tyngdepunkt fra bunn)
$I_{t.samv.365} := 2.35 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$	(arealtregghetsmoment til det armerte samvirketverrsnittet om tp)
$f_{ck.B45} := 45 \text{ MPa}$	
$h_{p.uk} := 105 \text{ mm}$	(tyngdepunkt spennarmering i uk, høyde fra uk)
$h_{p.ok} := 1310 \text{ mm}$	(tyngdepunkt spennarmering i ok, høyde fra uk)
$z_{arm.p.uk} := y_{t.samv.365} - h_{p.uk} = 693.5 \text{ mm}$	(arm fra tp. spennarm. uk til tp. tv.sn.)
$z_{arm.p.ok} := h_{p.ok} - y_{t.samv.365} = 511.5 \text{ mm}$	(arm fra tp. spennarm. ok til tp. tv.sn.)
<i>Krefter og momenter:</i>	(Hentes fra vedleggene C.4 og B.2)
$N_{p.uk.365} := 5160 \text{ kN}$	(kraft spennarmering uk etter 1 år)
$N_{p.ok.365} := 338 \text{ kN}$	(kraft spennarmering ok etter 1 år)
$M_{kar} := 6135 \text{ kN} \cdot \text{m}$	(kar.komb. moment pga. egen- og nyttelast)
$M_{365} := M_{kar} - N_{p.uk.365} \cdot z_{arm.p.uk} + N_{p.ok.365} \cdot z_{arm.p.ok} = 2729.262 \text{ kN} \cdot \text{m}$	

Spenninger i felt, 1 år:

- Spenninger pga. spennarmering, egenvekt og trafikk

Spenning midtfelt uk:

$$\sigma_{uk.365} := \frac{-(N_{p.uk.365} + N_{p.ok.365})}{A_{t.samv.365}} + \frac{M_{365} \cdot y_{t.samv.365}}{I_{t.samv.365}} = 1.24501 \frac{N}{mm^2} \quad \text{(strekk)}$$

$$kontroll := \text{if}(\sigma_{uk.365} < f_{ctm.B45}, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"}) = \text{"OK"} \quad \text{Stadium I OK}$$

Spenning midtfelt ok:

$$\sigma_{ok.365} := \frac{-(N_{p.uk.365} + N_{p.ok.365})}{A_{t.samv.365}} + \frac{(-M_{365} \cdot (h_{samv} - y_{t.samv.365}))}{I_{t.samv.365}} = -17.802 \frac{N}{mm^2}$$

(trykk)

$$kontroll := \text{if}(-\sigma_{ok.365} < 0.6 \cdot f_{ck.B45}, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"}) = \text{"OK"}$$

Spenninger ved opplegg, 1 år:

- Spenninger kun pga. spennarmering

Moment kun pga. spennarmering:

$$M_{p.365} := -N_{p.uk.365} \cdot z_{arm.p.uk} + N_{p.ok.365} \cdot z_{arm.p.ok} = -3405.738 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Hensyn til forblinding:

$$N_{p.uk.365.forbl} := N_{p.uk.365} \cdot \frac{27}{30} = 4644 \text{ kN}$$

$$M_{p.365.forbl} := -N_{p.uk.365.forbl} \cdot z_{arm.p.uk} + N_{p.ok.365} \cdot z_{arm.p.ok} = -3048 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spenninger ok ved støtte, hensyn til forbl.:

$$\sigma_{ok.st\ddot{o}tte.365} := \frac{-(N_{p.uk.365.forbl} + N_{p.ok.365})}{A_{t.samv.365}} + \frac{(-M_{p.365.forbl} \cdot (h_{samv} - y_{t.samv.365}))}{I_{t.samv.365}} = 3.638 \frac{N}{mm^2}$$

(strekk)

$$kontroll := \text{if}(\sigma_{ok.st\ddot{o}tte.365} < f_{ctm.B45}, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"}) = \text{"OK"} \quad \text{Stadium I OK}$$

Vedlegg E.2 - Spenningsbegrensning

Spenning uk ved støtte, hensyn til forbl.:

$$\sigma_{uk.st\o tte.365} := \frac{-(N_{p.uk.365,forbl} + N_{p.ok.365})}{A_{t.samv.365}} + \frac{(M_{p.365,forbl} \cdot y_{t.samv.365})}{I_{t.samv.365}} = -17.632 \frac{N}{mm^2}$$

(trykk)

$$kontroll := \text{if}(-\sigma_{uk.st\o tte.365} < 0.6 \cdot f_{ck.B45}, \text{“OK”}, \text{“Ikke OK”}) = \text{“OK”}$$

100 år

Grunnlag:

(Hentes fra vedlegg C.3)

$$A_{t.samv.36500} := 691062 \text{ mm}^2 \quad (\text{det armerte samvirketverrsnittets areal})$$

$$y_{t.samv.36500} := 786.03 \text{ mm} \quad (\text{beliggenhet av tyngdepunkt fra bunn})$$

$$I_{t.samv.36500} := 2.37 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4 \quad (\text{arealtregningsmoment til det armerte samvirketverrsnittet om tp})$$

$$z_{p.uk.36500} := y_{t.samv.36500} - h_{p.uk} = 681 \text{ mm} \quad (\text{arm fra tp. spennarm. uk til tp. tv.sn.})$$

$$z_{p.ok.36500} := h_{p.ok} - y_{t.samv.36500} = 524 \text{ mm} \quad (\text{arm fra tp. spennarm. ok til tp. tv.sn.})$$

Krefter og momenter:

(Hentes fra vedleggene C.4 og B.2)

$$N_{p.uk.36500} := 4906 \text{ kN} \quad (\text{kraft spennarmering uk etter 100 år})$$

$$N_{p.ok.36500} := 317 \text{ kN} \quad (\text{kraft spennarmering ok etter 100 år})$$

$$M_{kar} := 6135 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{kar.komb. moment pga. all egenvekt, LM1 og vind, bjelke 2})$$

$$M_{36500} := M_{kar} - N_{p.uk.36500} \cdot z_{p.uk.36500} + N_{p.ok.36500} \cdot z_{p.ok.36500} = 2959.965 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spenninger i felt, 100 år:

- Spenninger pga. spennarmering og laster

Spenning uk felt:

$$\sigma_{uk.36500} := \frac{-(N_{p.uk.36500} + N_{p.ok.36500})}{A_{t.samv.36500}} + \frac{(M_{36500} \cdot y_{t.samv.36500})}{I_{t.samv.36500}} = 2.26 \frac{N}{mm^2}$$

(strekk)

$kontroll := \text{if}(\sigma_{uk.36500} < f_{ctm.B45}, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"}) = \text{"OK"}$ Stadium I OK

Spenning ok felt:

$$\sigma_{ok.36500} := \frac{-(N_{p.uk.36500} + N_{p.ok.36500})}{A_{t.samv.36500}} + \frac{(-M_{36500} \cdot (h_{samv} - y_{t.samv.36500}))}{I_{t.samv.36500}} = -18.2 \frac{N}{mm^2}$$

(trykk)

$kontroll := \text{if}(-\sigma_{ok.36500} < 0.6 \cdot f_{ck.B45}, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"}) = \text{"OK"}$

Spenninger ved opplegg, 100 år:

- Spenninger kun pga. spennarmering

Hensyn til forblindinger:

$$N_{p.forbl.uk.36500} := 4906 \text{ kN} \cdot \frac{27}{30} = 4415 \text{ kN} \quad (\text{kraft spennarmering uk ved opplegg etter 100 år})$$

$$N_{p.ok.36500} := 317 \text{ kN} \quad (\text{kraft spennarmering ok etter 100 år})$$

Moment kun pga. spennarmering:

$$M_{p.forbl.36500} := -N_{p.forbl.uk.36500} \cdot z_{p.uk.36500} + N_{p.ok.36500} \cdot z_{p.ok.36500} = -2840.921 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spenning ok ved støtte:

$$\sigma_{ok.støtte.36500} := \frac{-(N_{p.forbl.uk.36500} + N_{p.ok.36500})}{A_{t.samv.36500}} + \frac{(-M_{p.forbl.36500} \cdot (h_{samv} - y_{t.samv.36500}))}{I_{t.samv.36500}} = 3.389 \frac{N}{mm^2}$$

(strekk)

$kontroll := \text{if}(\sigma_{ok.støtte.36500} < f_{ctm.B45}, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"}) = \text{"OK"}$ Stadium I OK

Vedlegg E.2 - Spenningsbegrensning

Spenning uk ved støtte:

$$\sigma_{uk.støtte.36500} := \frac{-(N_{p.forbl.uk.36500} + N_{p.ok.36500})}{A_{t.samv.36500}} + \frac{(M_{p.forbl.36500} \cdot y_{t.samv.36500})}{I_{t.samv.36500}} = -16.27 \frac{N}{mm^2}$$

(trykk)

kontroll := **if** ($-\sigma_{uk.støtte.36500} < 0.6 \cdot f_{ck.B45}$, “OK”, “Ikke OK”) = “OK”

Tilnærmet permanent kombinasjon (**kontroll lineær kryptøyning**):

Kritiske steder stor trykkspenning:

- Ved opplegg i underkant, kort tid
- I felt i overkant, ved påstøp (ok prefab) og etter lang tid (ok samv.)

Krav B55:

$$0.45 \cdot 55 \frac{N}{\text{mm}^2} = 24.75 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Krav B45:

$$0.45 \cdot 45 \frac{N}{\text{mm}^2} = 20.25 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Ved opplegg kort tid:

$$\sigma_{c.uk.3} = -23.965 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

24,0 < 24,75 ⇒ kontroll OK!

Felt prefab-bjelke i overkant ved påstøp:

$$\sigma_{c.ok.felt.28} = -19.615 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

19,6 < 24,75 ⇒ kontroll OK!

Felt samvirkebjelke i overkant etter lang tid:

$$M_{tiln.perm} := 4471 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{bjelke 1, tiln.perm.komb. Hentes fra vedlegg B.2})$$

$$M_{36500.tiln.perm} := M_{tiln.perm} - N_{p.uk.36500} \cdot z_{p.uk.36500} + N_{p.ok.36500} \cdot z_{p.ok.36500} = 1295.965 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spenning ok felt:

$$\sigma_{ok.36500} := \frac{-(N_{p.uk.36500} + N_{p.ok.36500})}{A_{t.samv.36500}} + \frac{(-M_{36500.tiln.perm} \cdot (h_{samv} - y_{t.samv.36500}))}{I_{t.samv.36500}} = -12.228 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

(trykk)

12,2 < 20,25 ⇒ kontroll OK!

⇒ Lineær kryptøyning kan dermed antas.

E.3 Rissviddebegrensning

Rissviddebegrensning

Tilnærmet permanent kombinasjon

Krav i EK2:

Generelt for bruksgrense:

Tverrsnittene bør forutsettes å være uopprikkede forutsatt at *bøyestrekkingene* ikke overskrider f_{ctm} :

$$\sigma_c \leq f_{ctm} \quad [7.1(2)]$$

- Plate: $f_{ctm.B45} := 3.8 \frac{N}{mm^2}$

- Prefab-bjelke: $f_{ctm.B55} := 4.2 \frac{N}{mm^2}$

For rissviddebegrensning dette tilfellet:

Lastkombinasjon: Tilnærmet permanent -> Grenseverdi: Trykkavlastning

Følgende moment ved rissberegning, komb. tilnærmet permanent:

$$M_{laster.36500} := 5138 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{fra vedlegg B.2})$$

Vedlegg E.3 - Rissviddebegrensning

Data etter 100 år

Grunnlag: (Hentes fra vedlegg C.3)

$$A_{t.samv.36500} := 691062 \text{ mm}^2 \quad (\text{det armerte samvirketverrsnittets areal})$$

$$y_{t.samv.36500} := 786.03 \text{ mm} \quad (\text{beliggenhet av tyngdepunkt fra bunn})$$

$$I_{t.samv.36500} := 2.37 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4 \quad (\text{arealtreghetsmoment til det armerte samvirketverrnittet om tp})$$

$$h_{p.uk} := 105 \text{ mm} \quad h_{p.ok} := 1310 \text{ mm}$$

$$z_{p.uk.36500} := y_{t.samv.36500} - h_{p.uk} = 681 \text{ mm} \quad (\text{arm fra tp. spennarm. uk til tp. tv.sn.})$$

$$z_{p.ok.36500} := h_{p.ok} - y_{t.samv.36500} = 524 \text{ mm} \quad (\text{arm fra tp. spennarm. ok til tp. tv.sn.})$$

Krefter og momenter: (Hentes fra Robot-modell og vedlegg C.4)

$$N_{p.uk.36500} := 4906 \text{ kN} \quad (\text{kraft spennarmering uk etter 100 år})$$

$$N_{p.ok.36500} := 317.4 \text{ kN} \quad (\text{kraft spennarmering ok etter 100 år})$$

$$N_{p.36500} := N_{p.uk.36500} + N_{p.ok.36500} = 5223 \text{ kN}$$

$$M_{spennarm.36500} := N_{p.ok.36500} \cdot z_{p.ok.36500} - N_{p.uk.36500} \cdot z_{p.uk.36500} = -3174.825 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{felt.tiln.perm} := M_{spennarm.36500} + M_{laster.36500} = 1963 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spenning i uk:

$$\sigma_{c.uk.36500} := \frac{-N_{p.36500}}{A_{t.samv.36500}} + \frac{M_{felt.tiln.perm} \cdot y_{t.samv.36500}}{I_{t.samv.36500}} = -1.047 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Trykk \Rightarrow OK!

E.4 Nedbøyningsbegrensning

Vedlegg E.4 - Nedbøyningsbegrensning

Nedbøyningsbegrensning etter EK2 og N400

N400 gir krav til nedbøyning i pkt 3.6.1: $\frac{L}{350}$

$$L := 40 \text{ m}$$

Dette gir maksimal nedbøyning:

$$\frac{L}{350} = 114.29 \text{ mm}$$

Kontrollen skal videre utføres for karakteristisk trafikklaster alene

Henter lastene fra kapittel 4: Laster

$$b_d := 820 \text{ mm} \quad L_b := 40 \text{ m}$$

$$q_{trafikk} := 5.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot b_d = 4.43 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{aksel} := 600 \text{ kN}$$

Forenklet til en last, virker på midten av bjelken

Bruker stivheter basert på korttids E-moduler hentet fra vedlegg C.3:

$$I_{t.kort.sam} := 2.24 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

Midlere E-modul for tverrsnittet:

$$A_{cd} := 196800 \text{ mm}^2 \quad E_{cm.d} := 36000 \text{ MPa}$$

$$A_{cb} := 460000 \text{ mm}^2 \quad E_{cm.b} := 38000 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} := \frac{(A_{cd} \cdot E_{cm.d} + A_{cb} \cdot E_{cm.b})}{A_{cd} + A_{cb}} = 37400.731 \text{ MPa}$$

Stivhet:

$$E_{cm} \cdot I_{t.kort.sam} = (8.38 \cdot 10^{15}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Nedbøyning i midtfelt:

$$\delta_1 := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{trafikk} \cdot L^4}{E_{cm} \cdot I_{t.kort.sam}} = 17.62 \text{ mm}$$

$$\delta_2 := \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_{aksel} \cdot L^3}{E_{cm} \cdot I_{t.kort.sam}} = 95.49 \text{ mm}$$

$$\delta_{trafikk} := \delta_1 + \delta_2 = 113.1 \text{ mm}$$

Vedlegg E.4 - Nedbøyningsbegrensning

Videre i pkt. 3.6.1 står det at nedbøyning av brukonstruksjonens brubane på grunn av permanente laster, inkludert langtidseffekter skal kompenseres med overhøyde. Kombinasjon tilnærmet permanent skal bli brukt og alle variable laster skal settes lik 0

Oppbøyning som virker pga. bjelken etter 28 døgn blir:

$$\text{Spennkraft etter 28 døgn: } P_{m0.uk.28} := 5494.91 \text{ kN}$$

$$P_{m0.28.ok} := 364.35 \text{ kN}$$

$$y_{t.bj.3.28} := 565.55 \text{ mm}$$

$$h_{p.uk} := 105 \text{ mm}$$

$$h_{p.ok} := 90 \text{ mm} \quad h_b := 1400 \text{ mm}$$

$$\text{Eksentrisiteter etter 28 døgn: } e_{uk} := y_{t.bj.3.28} - h_{p.uk} = 460.55 \text{ mm}$$

$$e_{ok} := h_b - y_{t.bj.3.28} - h_{p.ok} = 744.45 \text{ mm}$$

$$M_{p.28} := P_{m0.uk.28} \cdot e_{uk} - P_{m0.28.ok} \cdot e_{ok} = 2259.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$L = 40 \text{ m}$$

$$\text{Bjelkestivheter etter 28 døgn: } I_{t.bj.3.28} := 1.093 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$E_{cb.eff.3.28} := 21603.184 \text{ MPa}$$

$$EI_{28} := E_{cb.eff.3.28} \cdot I_{t.bj.3.28} = (2.36 \cdot 10^{15}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

For spennkraften får man en oppbøyning som blir lik:

$$\delta_1 := \frac{M_{p.28} \cdot L^2}{8 \cdot EI_{28}} = 191.38 \text{ mm}$$

Egenvekten gir nedbøyning:

Egenlast bjelke:

$$A_{cb} := 460000 \text{ mm}^2$$

$$g := A_{cb} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 11.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\delta_2 := -\frac{5}{384} \cdot \frac{g \cdot L^4}{EI_{28}} = -162.34 \text{ mm}$$

Vedlegg E.4 - Nedbøyningsbegrensning

Dette gir en total oppbøyning etter 28 døgn:

$$\delta_{28} := \delta_1 + \delta_2 = 29 \text{ mm}$$

Videre må man finne nedbøyning pga. egenvekten etter 100 år som kombinert med oppbøyningen blir nedbøyning.

$$g_d := 4.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 2.87 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 7.79 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad A_{cd} := 196800 \text{ mm}^2 \quad A_{cb} = 460000 \text{ mm}^2$$

Bjelkestivhet etter 100 år (samvirke):

$$E_{cd,eff.3.100} := 11472.275 \text{ MPa}$$

$$E_{cb,eff.28.100} := 17109.41 \text{ MPa}$$

$$I_{t.100.sam} := 2.37 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$E_{c,eff.100} := \frac{(E_{cd,eff.3.100} \cdot A_{cd} + E_{cb,eff.28.100} \cdot A_{cb})}{A_{cd} + A_{cb}} = 15420.33 \text{ MPa}$$

$$EI_{100} := E_{c,eff.100} \cdot I_{t.100.sam} = (3.65 \cdot 10^{15}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Nedbøyning pga. asfalt og dekke

$$\delta_{egenlast} := -\frac{5}{384} \cdot \frac{g_d \cdot (L)^4}{EI_{100}} = -71 \text{ mm}$$

Total nedbøyning etter 100 år:

$$\delta_{oppbøyning.100} := \delta_{egenlast} + \delta_{28} = -42 \text{ mm}$$

Vedlegg E.4 - Nedbøyningsbegrensning

Alternativt i diskusjonen:

Spennkraft etter 100 år: $P_{m0.100.uk} := 4909.94 \text{ kN}$

$$P_{m0.100.ok} := 316.56 \text{ kN}$$

Eksentrisiteter etter 100 år: $y_{t.100.sam} := 785.6 \text{ mm}$

$$h_{p.uk} := 105 \text{ mm}$$

$$h_{p.ok} := 330 \text{ mm} \quad h := 1640 \text{ mm}$$

$$e_{uk} := y_{t.100.sam} - h_{p.uk} = 680.6 \text{ mm}$$

$$e_{ok} := h - y_{t.100.sam} - h_{p.ok} = 524.4 \text{ mm}$$

Moment etter 100 år: $M_{p.100} := P_{m0.100.uk} \cdot e_{uk} - P_{m0.100.ok} \cdot e_{ok} = 3175.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$L = 40 \text{ m}$$

Bjelkestivheter etter 100 år: $I_{t.100.sam} := 2.37 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$

$$\delta_1 := \frac{M_{p.100} \cdot L^2}{8 \cdot EI_{100}} = 173.79 \text{ mm}$$

Forspenning etter 100 år

$$\delta_2 := -\frac{5}{384} \cdot \frac{g \cdot L^4}{EI_{100}} = -104.89 \text{ mm}$$

Egenvekt bjelke etter 100 år

$$\delta_{100} := \delta_{egenlast} + \delta_2 = -175.94 \text{ mm}$$

Egenvekt bjelke + dekke etter 100 år

$$\delta_{vekt} := \delta_1 + \delta_{100} = -2.15 \text{ mm}$$

Total nedbøyning etter 100 år