

Miljøanalyse og beregning av prefabrikkert overgangsbros

EIRIK LINAKER DANIELSEN

OLE JONAS ARNESEN

TORGRIM NONSLID ERIKSEN



VEILEDERE

Bjørn Kittelsen, UiA

Paul Ragnar Svennevig, UiA

Gunnar Veastad, Nye Veier

Universitetet i Agder, 2018

Fakultet for teknologi og realfag

Institutt for ingeniørvitenskap

Summary

This bachelor thesis aims to compare the current standardized beam cross section, MOT, with a cross section under development called "Normalized T-Beams" (NTB). There will also be done a greenhouse gas emission analyses of the structural elements for several bridge spans.

The MOT-cross section has been updated from an older set of regulations to the current ones. Abutments have been designed for different bridge-spans from 23m to 40m. NTB cross sections and abutments have then been analysed for their greenhouse gas emissions for these spans.

The calculations done for the MOT-cross section is based on regulations stated in Eurocodes and in Norwegian federal manuals. The abutments have been designed using tables given by "Statens Vegvesen". The analyses of greenhouse gas emissions are done by using Environmental Product Declaration.

There were found that the NTB-cross section had less greenhouse gas emissions than the MOT-cross section, with the potential of longer spans. The greenhouse gas emissions from the different spans where found to have small variations.

The results show that the span of 28m with NTB-cross section had least emissions. Because the variations in emission is so small, one should also consider other criteria to determine which span should be used. The results also show that the use of low-carbon-concrete instead of standard concrete is more important than the design of the bridge itself. One should also consider aesthetic- and safety factors.

Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring

Den enkelte student er selv ansvarlig for å sette seg inn i hva som er lovlige hjelpemidler, retningslinjer for bruk av disse og regler om kildebruk. Erklæringen skal bevisstgjøre studentene på deres ansvar og hvilke konsekvenser fusk kan medføre. Manglende erklæring fritar ikke studentene fra sitt ansvar.

1. Jeg/vi erklærer herved at min/vår besvarelse er mitt/vårt eget arbeid, og at jeg/vi ikke har brukt andre kilder eller har mottatt annen hjelp enn det som er nevnt i besvarelsen.

2. Jeg/vi erklærer videre at denne besvarelsen:
 - ikke har vært brukt til annen eksamen ved annen avdeling/universitet/høgskole innenlands eller utenlands.
 - ikke refererer til andres arbeid uten at det er oppgitt.
 - ikke refererer til eget tidligere arbeid uten at det er oppgitt.
 - har alle referansene oppgitt i litteraturlisten.
 - ikke er en kopi, duplikat eller avskrift av andres arbeid eller besvarelse.

3. Jeg/vi er kjent med at brudd på ovennevnte er å betrakte som fusk og kan medføre annullering av eksamen og utestengelse fra universiteter og høgskoler i Norge, jf. Universitets- og høgskoleloven §§4-7 og 4-8 og Forskrift om eksamen §§ 31.

4. Jeg/vi er kjent med at alle innleverte oppgaver kan bli plagiatkontrollert.

5. Jeg/vi er kjent med at Universitetet i Agder vil behandle alle saker hvor det forligger mistanke om fusk etter høgskolens retningslinjer for behandling av saker om fusk.

6. Jeg/vi har satt oss inn i regler og retningslinjer i bruk av kilder og referanser på biblioteket sine nettsider.

Publiseringsavtale

Fullmakt til elektronisk publisering av oppgaven

Forfatter(ne) har opphavsrett til oppgaven. Det betyr blant annet enerett til å gjøre verket tilgjengelig for allmennheten (Åndsverkloven. §2).

Alle oppgaver som fyller kriteriene vil bli registrert og publisert i Brage Aura og på UiA sine nettsider med forfatter(ne)s godkjenning.

Oppgaver som er unntatt offentlighet eller tausehetsbelagt/konfidensiell vil ikke bli publisert.

Jeg/vi gir herved Universitetet i Agder en vederlagsfri rett til å

gjøre oppgaven tilgjengelig for elektronisk publisering: JA NEI

Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)? JA NEI

(Båndleggingsavtale må fylles ut)

- Hvis ja:

Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over? JA NEI

Er oppgaven unntatt offentlighet? JA NEI

(inneholder taushetsbelagt informasjon. Jfr. Offl. §13/Fvl. §13)

Innholdsfortegnelse

Summary	1
Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring.....	1
Publiseringsavtale.....	2
Innholdsfortegnelse	3
Figurliste	7
Tabelliste	9
Innledning.....	10
Samfunnsperspektiv	11
Miljø.....	11
Økonomi	11
Estetikk	11
Teori.....	12
Miljø.....	12
Klimagassutslipp fra transport	12
Life Cycle Assessment (LCA)	12
Environmental Product Declaration (EPD).....	12
Utforming av prefabrikkerte broer	13
Byggeprosess.....	13
Utvalgte kriterier for plassering fra Håndbok 100	13
Beskrivelse av MOT-bro	14
Beskrivelse av bro med Normerte T-bjelker (NTB)	14
Landkar	15
Utforming av landkar	15
Dimensjonerende fri høyde under bro	16
Krav til siktlengde	16
Grøfte helning	16
Synlig høyde på landkar	17
Utforming av veier.....	17
Nasjonal hovedvei - H2.....	18
Nasjonal hovedvei – H9.....	19
Betong	20

Sementproduksjon	20
Trykkfasthets- og bestandighetsklasse for betong	21
Miljøutfordringer for betong.....	21
Lavkarbonbetong.....	22
Mekaniske egenskaper for betong.....	23
Armering.....	25
Korrosjonsfarer.....	25
Mekaniske egenskaper for armeringsstål	26
Mekaniske egenskaper for spennarmering.....	27
Slakkarmert betong	28
Spennbetong	28
Bestemmelser for dimensjonering.....	29
Regelverk.....	29
Permanente laster	29
Normalkrefter fra spenntau	29
Variable lastpåvirkninger.....	30
Lastkombinasjoner	30
Krav til overdekning.....	31
Krav til maksimale spenninger	32
Krav til maksimal nedbøyning	32
Grunnleggende teori for statikk og mekanikk.....	33
Hookes lov	33
Youngs modul.....	33
Den elementære bjelketeorien.....	34
Bettys lov.....	35
Castiglianos sats	36
Energimetoder.....	37
Beregninger av statisk bestemt bjelke	38
Beregning av statisk ubestemt bjelke	38
Forskerspørsmål	40
Case	41
Metode.....	42

Bruk av EPD i miljøregnskap	42
Framgangsmåte for klimagassregnskap	43
Utregning transport for materialer	43
Metode for dimensjonering av MOT-tverrsnitt	43
Metode egenlast	43
Vertikale trafikkklaster	44
Transformert areal, tyngdepunkt og treghetsmoment	46
Bestemmelse av kryptall	49
Bestemmelse av svinntøyning.....	50
Maksimal Oppspenning.....	52
Maks tøyning	52
Metode for dimensjonerende overføringslengde	53
Beregningsmetode for spenninger i stadium 1.....	55
Tap av spennkraft på grunn av kryp	56
Tap av spennkraft på grunn av svinn	58
Tap av spennkraft på grunn av relaksasjon:.....	59
Dimensjonerende moment, og normalkraft kapasitet for samvirkebjelken	60
Bestemmelse av skjærkapasitet uten skjærarmering.....	69
Bestemmelse av skjærkapasitet med skjærarmering	70
Landkar metode:	72
Egenvekt for brodekke og bjelker:	72
Trafikklast	72
Volum av landkar.....	74
Volum armering.....	75
Resultater	76
Resultater for beregning av oppdatert MOT-tverrsnitt	76
Tverrsnitt tegninger med beskrivelse	76
Tverrsnitt egenskaper	77
Last påført bjelkene.....	77
Karakteristisk moment og normalkrafti lengderetning	78
Spenninger	78
Tap av spennkraft	79

Nedbøyning	79
Dimensjonerende momenter og normalkraft.....	80
Dimensjonerende kapasitet av moment og normalkraft.....	81
Plassering av skjærarmering	82
Volumer av materialer i broplaten.....	82
Dimensjonering av landkar.....	83
Laster fra broplate til landkar.....	83
Resultater miljø	85
Diskusjon	87
Diskusjon om oppdatert MOT-tverrsnitt	87
Overdekning	87
Valg av materialer og egenskaper for dimensjonering	87
Valg av dimensjonerende bjelke og plassering av krefter	88
Karakteristisk moment og skjærkraft.....	88
Lastkombinasjon.....	88
Spenninger	89
Tap av spennkraft.....	89
Nedbøyning	90
Beregningsmetode for dimensjonerende moment- og normalkraftkapasitet.....	90
Feilkilder	90
Diskusjon landkar	90
Diskusjon miljø	91
Valg av betong for miljøanalyse	91
Valg av stål for miljøanalyse	92
Transport for miljøanalyse	92
Feilkilder	92
Diskusjon resultater	93
Anbefalinger	96
Videre arbeid.....	96
Referanser	97

Figurliste

Figur 1: Utslipp av klimagasser fra veitrafikk fordelt på kjøretøygrupper [9].....	12
Figur 2: Oversikt over alle livssyklusene en LCA tar for seg	12
Figur 3: Detalj av MOT-bjelke	14
Figur 4: Tverrsnitt av MOT-bjelker med overliggende broplate [8].....	14
Figur 5 NTB-tverrsnitt. Se vedlegg.....	14
Figur 6 Illustrasjon av landkar [13]	15
Figur 7 Landkar med utstående vinger [8]	15
Figur 8 Landkar med underliggende vinger [8]	15
Figur 9 Sikt lengde for H9-vei. [16].....	16
Figur 10 Sikkerhetsavstand for nybygget H9-vei [17]	16
Figur 11 Tabell for bestemmelse av sikkerhetsavstand hentet fra N101. [17].....	17
Figur 12: Tverrprofil H2, 8,5m vegbredde [19]	18
Figur 13: Prosjekteringstabell for H2 [18]	18
Figur 14: Tverrprofil H9, 23m vegbredde [18]	19
Figur 15: Prosjekteringstabell H9 [18].....	19
Figur 16: Oversikt over eksponeringsklasser, fasthetsklasser og bestandighetsklasser [44] ..	21
Figur 17: Oversikt over tilgjengelighet av lavkarbonbetong. Sone 1 har best tilgjengelighet, sone 5 dårligst tilgjengelighet [22].....	22
Figur 18: Oversikt over lavkarbonklasser med grenseverdier for klimagassutslipp [22].....	22
Figur 19: bilinear spennings- tøyningssammenheng	23
Figur 20: Utviklingen av kryp over tid [24]	24
Figur 21: Utvikling av svinntøyning over tid [24]	24
Figur 22: spennings- tøyningssammenheng for armeringsstål	26
Figur 23: spennings- tøyningssammenheng for spennarmering	27
Figur 24: plassering av overdekning [45]	31
Figur 25: Illustrering av Hookes lov [33].....	33
Figur 26: Illustrering av Youngs modul [34]	33
Figur 27: Illustrasjon av den elementære bjelketeorien [35].....	34
Figur 28: Gradvis belastning av kraft i punkt 1.....	35
Figur 29: Gradvis belastning av kraft i punkt 2.....	35

Figur 30: Illustrasjon av momentdiagram beregninger.....	38
Figur 31: Momentdiagrammer, for karakteristisk- og enhetslast.....	38
Figur 32: Momentdiagram for forenklet utregning av opplagerlaster i tverretning	39
Figur 33: Logo til EPD-Norge	42
Figur 34: Oversikt over de forskjellige parameterne for et materiale som har ei miljøpåvirkning fra produksjon. Merket i rødt er GWP	42
Figur 35: Utslipp av gram CO ₂ –ekvivalenter per kilometer for diesel lastebil med ulik nyttelast på grunnlag av mengde gods som blir fraktet	43
Figur 36: Beregningstabell for teoretiske kjørefelt [36].....	44
Figur 37: Bestemmelse av fordeltrafikklast og boggilast [36]	44
Figur 38: Bestemmelse av størrelse på boggi- og trafikklast	45
Figur 39: Plassering av fordeltrafikklast og boggilast [36]	45
Figur 40: Bestemmelse av del-areal	46
Figur 41: rent trykkbrudd	60
Figur 42: Balansert brudd i midtfelt	62
Figur 43: Duktill brudd i midtfelt	63
Figur 44: Balansert brudd ved dimensjonerende overføringslengde	65
Figur 45: Duktill brudd ved dimensjonerende overføringslengde	67
Figur 46 Dimensjoneringstabell fra Håndbok 100 [15]	72
Figur 47 Dimensjoneringsillustrasjon [15]	73
Figur 48 Sålebredde for 3 meter. [15].....	73
Figur 49 Sålebredde for 5 meter høyt landkar. [15]	73
Figur 50 Sålebredde for 4 meter høyt landkar. [15]	73
Figur 51 Armering av frontvegg [15]	75
Figur 52 Armering av såle [15]	75
Figur 53 Armering av vinger [15].....	75
Figur 54: M/N-diagram for midtfelt	81
Figur 55: M/N-diagram ved dimensjonerende overføringslengde	81
Figur 56: Skjærkraftdiagram.....	82
Figur 57: Senteravstand for skjærarmering	82

Tabelliste

Tabell 1: Materialeegenskaper for B45 og B55 betong [23]	23
Tabell 2: Materialeegenskaper for armeringsstål [29].....	26
Tabell 3 Materialeegenskaper for spennarmerings klasse Y1860S7 [29]	27
Tabell 4: Lastkombinasjoner bruksgrense [32]	30
Tabell 5: Lastkombinasjoner bruddgrense [32]	30
Tabell 6: Lastfaktorer [32]	31
Tabell 7: Faktorer for beregning av minimum overdekning	31
Tabell 8: Minste overdekning for miljøpåvirkninger	32
Tabell 9: Sikkerhetsfaktorer for overdekning.....	32
Tabell 10: Krav til maksimale nedbøyninger	32
Tabell 11: Egenskaper for oppdatert MOT-tverrsnitt	77
Tabell 12: Last påført bjelkene i tverretning	77
Tabell 13: Karakteristisk momenter og normalkraft for dimensjonerende bjelker.....	78
Tabell 14: Spenninger i dimensjonerende bjelke for midtfelt etter 100år	78
Tabell 15: Spenninger i dimensjonerende bjelke ved dimensjonerende overføringslengde ..	79
Tabell 16: Tap av spennkraft i % på grunn av kryp relaksasjon og svinn, etter 100år	79
Tabell 17: Nedbøyning etter 100år	79
Tabell 18: Dimensjonerende momenter og normalkraft.....	80
Tabell 19: Verdier til tegning av M/N-diagram for midtfelt etter 100år	81
Tabell 20: Verdier til tegning av M/N-diagram for ved dimensjonerende overføringslengde	81
Tabell 21: Volumer av forskjellige bjelker per kvadratmeter broplate.....	82
Tabell 22 Karakteristiske: laster fra broplaten til overføring til landkar.....	83
Tabell 23: Vertikale krefter ned i landkar for hver av høydene	83
Tabell 24: Dimensjoner av de forskjellige komponentene til landkarene	84
Tabell 25: Resultater for totalt CO ₂ -utslipp per brosystem	85
Tabell 26: Stolpediagram for totalt CO ₂ -utslipp per brosystem	85
Tabell 28: Sammenligning av NTB og MOT for 28m spenn.....	86
Tabell 29: Oversikt over antall gram CO ₂ -ekvivalenter per kilometer	86
Tabell 30: Oversikt over antall gram CO ₂ -ekvivalenter per kilometer	86

Innledning

De fleste klimaforskere er enige om at klimaet på jorda er i endring på grunn av menneskelig klimagassutslipp. I Desember 2015 ble dermed Parisavtalen vedtatt [1]. Parisavtalen er en internasjonal avtale som binder et stort antall av verdens land til å bidra med å begrense klimaendringene. Alle deltagende land skal lage en nasjonal plan for hvordan de skal kutte klimagassutslipp. Norges regjering har gått ut med at det skal kuttes minst 40 prosent av utslippene innen 2030 sammenlignet med 1990. Regjeringen har nevnt fem innsatsområder med spesiell interesse for utslippskutt [2]. De er:

- Reduserte utslipp i transportsektoren
- Utvikling av lavutslippsteknologi i industrien og ren produksjonsteknologi
- CO₂-fangst og lagring
- Styrke Norges rolle som leverandør av fornybar energi
- Miljøvennlig skipsfart

Det er spesielt med tanke på utvikling av lavutslippsteknologi i industrien at Nye Veier og Universitetet i Agder i 2016 gikk inn i en samarbeidsavtale. Der hovedmål er å bidra til å oppfylle Nye Veiers samfunnsoppdrag, om å bygge gode veier raskere og smartere [3]. Resultatet fra dette samarbeidet har som mål om flere og bedre veier, lavere miljøkonsekvenser og økt innovasjon i industrien.

Nye Veier ønsker å effektivisere brobyggingen og gjøre utformingene mer likt. Dette er ønskelig å gjøre gjennom prefabrikasjon.

Det ble bygget mye prefabrickerte broer i Norge på 1980- og 1990-tallet. Grunner som dårlig bestandighet og lite estetiske broer ble prefabrikasjon lite etterspurt de neste 20 årene [4]. I nyere tid er derimot prefabrikasjon kommet mer tilbake i det norske markedet. Det finnes et stort potensial for norske firmaer innen prefabrikasjon av broer.

Denne oppgaven er gitt av Nye Veier og tar for seg dimensjoneringen av en fiktiv prefabrikkert overgangsbros. Det er tatt forbehold om at detter er en overgangsbros som skal gå over en firefelts motorvei. Det blir sett på forskjellen på et MOT-tverrsnitt som er blitt brukt før og et nytt NTB-brosystem som er under utvikling i regi av Statens Vegvesen.

Rapporten har hovedfokus på NTB-brosystemet og gjøre en miljøanalyse av materialene som blir brukt i konstruksjonene. Det blir sett på flere spennlengder og hvilken betydning dette har for miljøanalysen.

Samfunnsperspektiv

Miljø

For alle fremtidige motorveier vil det bli stort behov for overgangsbros. [5] Det er viktig at disse er miljøvennlige samtidig som det er tatt hensyn til økonomi og estetikk. Med det voksende fokuset på miljø i dagens samfunn er det viktig at miljøet blir en del av planleggingsprosessen.

I 2015 var klimagassutslippet fra norsk industri 11,9 millioner tonn CO₂ –ekvivalenter, dette utgjorde 22 prosent av det totale klimagassutslippet. Dette er en nedgang på 39 prosent i forhold til 1990. Dette kommer fra tekniske tiltak og nedleggelse av industri med store utslipp [6].

Det har kommet signaler på at i nær fremtid vil miljøpåvirkningene fra broen vektas så mye som 30% av totalen av anbudet. Dette vil legge press på entreprenørene til å levere løsninger som har større miljøfokus enn dagens prosjekter. Da Norge skal senke klimagassutslippet med 40% innen 2030 sammenlignet med 1990-nivå må bygging av infrastrukturen ta sin del av reduksjonen. [5]

Økonomi

Nye Veier har som mål å bygge raskere og mer effektivt enn det som er gjort tidligere. [7] Dette vil redusere kostnadene til Nye Veier samtidig som det vil spare resten av samfunnet for kostnader i form av redusert fremkommelighet ved bygging. Ved å redusere tid og kostnader i ledd fra planlegging og prosjektering til bygging er mulig å oppnå nettopp dette.

Estetikk

Da overgangsbrosen skal plasseres ut i samfunnet settes det krav til estetisk utforming. Disse kravene har til nå vært strenge og viktig å overholde. Det er ikke lett å argumentere ovenfor alle at miljø i det store bildet er mye viktigere enn det estetiske. [8]

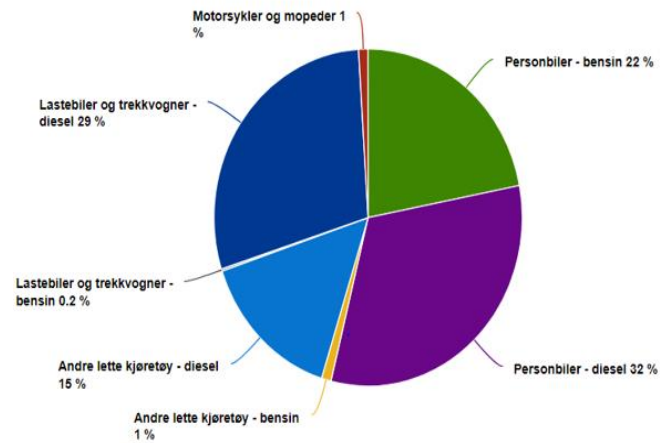
Teori

Miljø

Klimagassutslipp fra transport

Transport er en stor kilde til utslipp av klimagasser, særlig veitrafikken. Statistisk sentralbyrå har statistikk som sier at i 2016 var 37 prosent av utslippet av CO₂ fra mobile kilder som veitrafikk, skip og motorredskaper (se Figur 1). Lastebiler og tungtransport står for 29 prosent av utslippet til de mobile kildene [9].

Vestlandsforskning har en rapport som omhandler beregninger på CO₂-utslipp fra godstransport i ulike livsløpsfaser. Vestlandsforskning er en forskningsinstitusjon som utfører forskning- og utviklingsoppdrag for næringsliv og offentlig sektor. De holder til ved Fosshaugane Campus i Sogndal i Sogn og Fjordane. Deres kvalitetssikring skjer gjennom faglig rettleiing og kontroll ved interne systemer [10].



Figur 1: Utslipp av klimagasser fra veitrafikk fordelt på kjøretøygrupper [9]

Life Cycle Assessment (LCA)

LCA er en metode som brukes til å skape et helhetsbilde på hvor stor den totale miljøpåvirkningen til et produkt er under hele produktets levetid, fra «vugge til grav». Helt fra produksjon til resirkulering [11].

Environmental Product Declaration (EPD)

EPD er rapport basert på en LCA. EPD er et dokument som forklarer miljøprofilen til en komponent, et ferdig produkt eller en tjeneste på et standardisert objekt. En EPD setter fokus på produktets miljøprofil fra start av produksjon til det ferdige resultat, fra «vugge til port». En EPD har krav om innhold fra ISO 14025 Environmental Labels and Declarations Type 3 [12].



Figur 2: Oversikt over alle livssyklusene en LCA tar for seg

Utforming av prefabrikkerte broer

Byggeprosess

Prosessen består i at man støper bjelkene inne på en fabrikk eller ute på stedet før man legger de på plass og da har hele eller store deler av bæresystemet på plass. Deretter støper man på broplaten. Broplaten kan ha samvirke med de underliggende bjelkene for å øke kapasiteten til broen. Det er standardiserte forskalings- og kantelementer som brukes og gjør at man ikke trenger forskaling på stedet der man bygger. Det finnes ikke standardiserte løsninger på landkar og endeavslutninger, så disse må støpes på stedet. [8]

Bruksområde

Etter dagens standarder kan en bygge prefabrikkerte broer med fritt spenn fra 5 meter opp til 32 meter med kapasitet opp til 3 kjørefelt i bredden. [8]

Estetikk og plassering

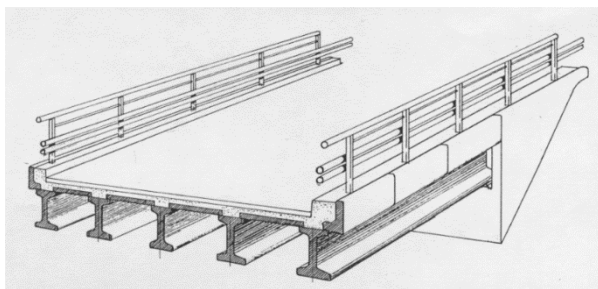
Håndbok 100 gir klare retningslinjer på hvor det er hensiktsmessig å plassere en prefabrikkert bro. Dette er en av områdene det har oppstått størst problemer med å bygge denne typen broer. Det er viktig at både stedet hvor broa settes opp og utformingen av broa som helhet stemmer overens med terreng og lokalmiljø. Prefabrikkerte bruer masseproduseres og derfor liten variasjon i design. Dette har både positive og negative konsekvenser. Det positive, som det er viktig at man utnytter, er at den i mange situasjoner blir brukt gjentagende som gjør inntrykket av ryddighet. Dette er spesielt viktig for kryssende broer over hovedvei. Negative sider er for eksempel at man har liten mulighet til å stedstilpasse broen. [8]

Utvalgte kriterier for plassering fra Håndbok 100

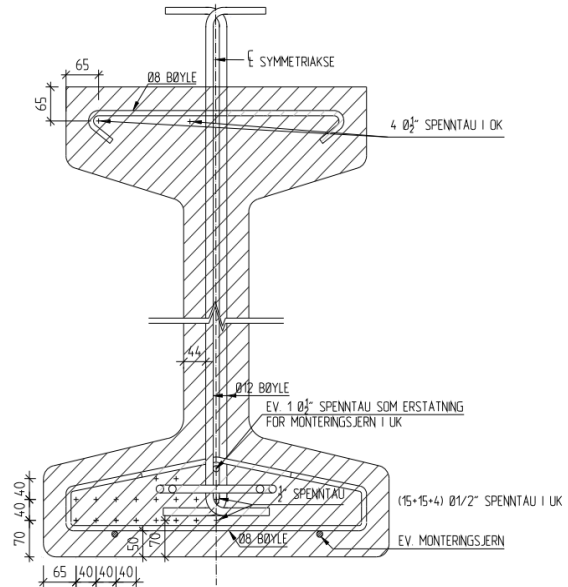
- Naturlig brosted, f.eks. der man finner en innsnevring av en dal eller elv, og hvor sideterrenget ligger godt til rette for en helhetlig formløsning.
- God linjeføring.
- Innbyrdes harmoniske dimensjoner i spenninndeling.
- Landkarutforming egnet for det terreng broa skal møte, og med gode proporsjoner i forhold til brospenn.
- Omsorgsfull terrengbehandling. [8]

Beskrivelse av MOT-bro

Den siste standardiserte broen under bruk er en løsning der det er brukt prefabriserte MOT-bjelker sammen med en plasstøpt broplate. MOT-bjelkene er H-bjelker som kan monteres sammen med broplaten og skape et samvirke for økt kapasitet. Dette er per dags dato den løsningen der man kan hente ut den største spennvidden for en prefabrikkert bro. For denne type løsning ligger spennvidden på 12 til 32 meter og det er mulighet for å dimensjonere opp til tre kjørefelt i bredden. Det er medfølgende standardiserte forskaling- og kantelementer som gir mulighet for en forskalingsfri byggeplass om man ikke regner med landkar og endeavslutninger. [8]



Figur 4: Tverrsnitt av MOT-bjelker med overliggende broplate [8]



Figur 3: Detalj av MOT-bjelke

Beskrivelse av bro med Normerte T-bjelker (NTB)

Per dags dato ligger det inne et prosjekt til godkjenning der det benyttes NTB-bjelker i stedet for MOT-bjelker. Her er vil det også være samvirke mellom bjelker og broplate, men det er mulighet for spenn opp til 40,6 meter. Løsningen er enda ikke godkjent, men det er forventet at det vil bli publisert retningslinjer for denne byggemetoden på Statens Vegvesen sine sider i slutten av 2018. Tverrsnittet er veldig likt MOT-tverrsnittet. Den største forskjellen er at den kraftigste NTB-bjelken vil ha en høyde på 1400mm i motsetning til MOT-bjelken som hadde 1200mm. NTB-bjelken er også en T-bjelke, som navnet tilsier, og vil ha en annen avslutning mot broplaten. Som du kan se ut av figur er det også andre kantbjelker. (Se vedlegg)



Figur 5 NTB-tverrsnitt. Se vedlegg

Landkar

Broplatens opplegg kalles landkar. Den vil i de fleste tilfeller bestå av et fundament, frontmur, vinger, tverrbærere og et lageropplegg. Laster som først og fremst er dimensjonerende er jordtrykk og trafikklast på terreng sammen vertikale og horisontale krefter fra brooverbygningen.



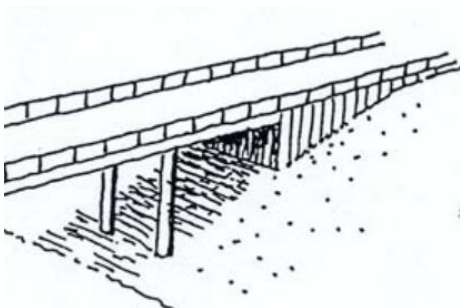
Figur 6 Illustrasjon av landkar [13]

Utforming av landkar

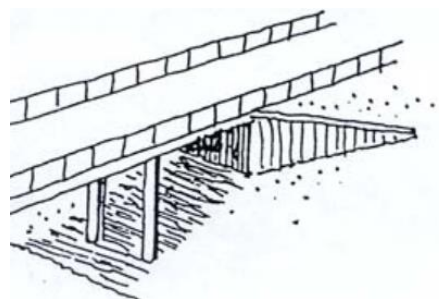
Frontveggen vil være opplegget til selve brua. Den vil også være med å bære de bak liggende løsmassene. Det vil virke både horisontale og vertikale krefter på frontveggen. Det vil være egenvekt fra både broplate og landkaret, samt trafikklast som virker vertikalt. Horisontalt vil det være jordtrykk, trafikklast og laster fra broplate som kan være bremskraft og temperaturutvidelse. [14]

Sålefundamentet er det frontveggen står på for å få bæreevnen som trengs på grunn av vertikale krefter og unngå rotasjon på grunn av horisontale krefter. Sålen vil bli stor dersom landkarene bærer store vertikale krefter eller er høye og derav får mye moment som skaper rotasjon eller en kombinasjon av disse. [14]

Landkarvinger er støttemurer som stikker ut fra frontmuren for å støtte opp fyllingen som vil ligge mot landkaret. Disse kan enten stikke ut fra under broa eller fortsette under brooverbygningen som en konstruktiv del av denne. Når landkarvingene ikke står parallelt med frontmuren vil de være med på å støtte den opp og dermed øke styrken i frontvegg. Se figur 7 og 8. [15]



Figur 8 Landkar med underliggende vinger [8]



Figur 7 Landkar med utstående vinger [8]

Dimensjonerende fri høyde under bro

Kjøretøyets høyde + sikkerhetsmargin + bygge toleranse + evt vedlikehold =
 $4,50\text{m} + 0,20\text{m} + 0,10\text{m} + 0,10\text{m} = \underline{4,90\text{m}}$ [16]

Krav til siktlengde

Kravet til siktlengde ved laveste svingradius på H9 vei, som er 700 meter, er 255 meter uten fratrekk eller tillegg for eventuelle helninger. [16]

Tabell C.11: Prosjekteringstabell for H9

Horisontalkurvaturparametre						
R_h^1	Nabokurve		Klotoide	Siktlengde ²		
	Min	Maks	Min	Stopp ³	$\Delta st1$	$\Delta st2$
700	700		245	255	-30	44
800	700		255	260	-31	44
900	700		260	265	-31	45

Figur 9 Siktlengde for H9-vei. [16]

Grøfte helning

Den bratteste stigningen brukt i Håndbok 100 Broprosjektering 04 – Landkar er **1:2**. [15]

Sikkerhetsavstand fra veien «S»

For en ny H9-vei vil denne avstanden være **10 meter**, eller begrenses til avstanden ut til skjæringshøyde 2 meter. [17]

Tabell 2.2 Krav til sikkerhetsavstand (A) langs en veg, basert på ÅDT og fart

ÅDT	Fartsgrense (km/t)			
	50*	60**	70 og 80	≥90
0-1500	2,5 m	3 m	5 m	6 m
1500-4000	3 m	4 m	6 m	7 m
4000-12000	4 m	5 m	7 m	8 m
>12000	5 m***	6 m***	8 m***	10 m***

* For gater og veger med fartsgrense 50 km/t eller lavere, i byområder og tettsteder, gjelder Tabell 2.2 kun for følgende forhold:

- Der det er krav til rekkverk på fyllinger/fallende terreng og stup iht. Tabell 2.6 og Tabell 2.7
- Tunnelmunning og innvendig tunnelhvelv som stikker ut fra tunnelveggen, og som har en farlig utforming
- Veg eller gang- og sykkelveg som krysser under vegen
- Jernbane eller T-bane som krysser under eller ligger parallelt med vegen
- Lekeplasser, barnehager og skolegårder
- Spesielle anlegg som drivstoffanlegg og vannreservoarer.

** Trær i alleer som står innenfor sikkerhetsavstanden på veger med fartsgrense $\leq 60\text{km/t}$, kan etter nærmere vurdering stå i den ytre halvparten av sikkerhetsavstanden.

*** Gjelder bare for nye veger. For eksisterende veg benyttes verdier for ÅDT 4000-12000.

Figur 10 Sikkerhetsavstand for nybygget H9-vei [17]

Tabell 2.1 Beregning av sikkerhetssonens bredde

Beregning av sikkerhetssonens bredde			
$S = A + T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5$			
A, sikkerhetsavstand	Bestemt ut fra ÅDT og fart på stedet		Se Tabell 2.2
T_1 , tillegg for krappe kurver	Kurver med horisontalradius: $R < R_{\min}$	$T_1 = 2 \text{ m}$	Se kap. 2.2.2
T_2 , tillegg/fratrekk for skråninger	Fall	1:4 eller slakere	$T_2 = 0 \text{ m}$
		Brattere enn 1:4	$T_2 = \text{skråningens bredde}$
	Stigning	Slakere enn 1:2	$T_2 = 0 \text{ m}$
		1:2	$T_2 = 0 \text{ m}$, eller S begrenses av avstanden ut til en skjæringshøyde 2,0 m over vegbanenivå dersom denne ligger innenfor A
	Brattere enn 1:2	$T_2 = 0 \text{ m}$, eller S begrenses av avstanden ut til en skjæringshøyde 1,6 m over vegbanenivå dersom denne ligger innenfor A	Se kap. 2.2.4
T_3 , tillegg for	Veg eller GS-veg under veg**	$T_3 = 0,5 \times A$	Se kap. 2.2.5
	Jernbane	$T_3 = A$	Se kap. 2.11.3
T_4 , tillegg for spesielle anlegg	Lekeplasser, skoler, drivstofftanker, vannreservoar o. l.	$T_4 = 0,5 \times A$	Se kap. 2.11.4 og kap. 2.2.8
T_5 , tillegg for midtdeler		$T_5 = A$	Se kap. 2.7 og kap. 2.2.9

* R_{\min} finnes i hb N100 for de ulike dimensjoneringsklassene.

** Gjelder for den veg som går over den andre vegen

Figur 11 Tabell for bestemmelse av sikkerhetsavstand hentet fra N101. [17]

Synlig høyde på landkar

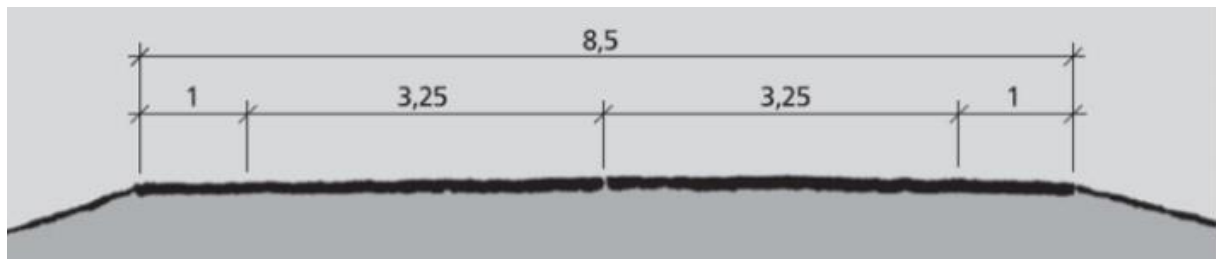
Effektiv høyde - 1 meter. Landkaret må ha en 1 meter overdekning i forkant. [15]

Utforming av veier

Hovedveier i Norge er delt inn i dimensjoneringsklassene H1-H9. Valg av dimensjoneringsklasse velges ut fra en overordnet planprosess fra et helhetsbilde av veinettet som veien inngår i. For valg av klasse inngår også gjennomsnittstall for daglig trafikkmengde. Dette heter årstdøgntrafikk eller ÅDT. Dette er tall som viser hvor stor kapasitet veien skal holde [18].

Nasjonal hovedvei - H2

H2 er nasjonale hovedveier med en ÅDT mindre enn 4000 og fartsgrense på 80 km/t. Denne veien skal ha et tverrprofil på 8,5 meter, men i kostbart og/eller sårbart terreng kan tverrprofilen bli redusert til 7,5 meter, hvis ÅDT er mindre enn 1500 [18].



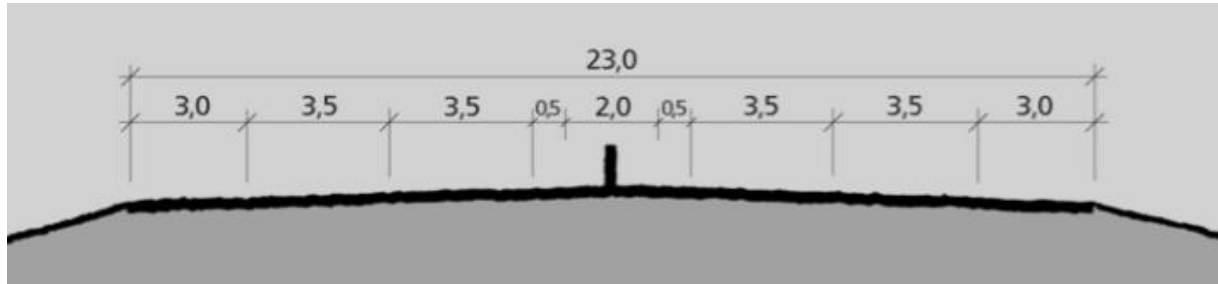
Figur 12: Tverrprofil H2, 8,5m vegbredde [19]

R_h^1	Horisontalkurvaturparametre							Vertikalkurvaturparametre						
	Nabokurve		Kloto- ide	Sikt lengde ²				$R_{v,høy}$	$R_{v,høy}^3$	$R_{v,lav}$	Over- høyde e	Stig- ning Maks	Res. fall	
	Min	Maks		Min	Stopp	$\Delta st1$	$\Delta st2$	Forbi	Min	Kryss			Min	Maks
250	250	400	125	115	-9	12	450	2800	-	1900	8,0	6,0	10,0	2
275	250	550	130	115	-9	12	450	2800	-	1900	8,0	6,0	10,0	2
300	250		140	120	-9	12	450	3000	-	1900	8,0	6,0	10,0	2
350	250		150	120	-9	12	450	3000	-	1900	8,0	6,0	10,0	2
400	250		160	120	-9	12	450	3000	6500	2000	8,0	6,0	10,0	2
450	270		170	120	-9	12	450	3000	6500	2000	8,0	6,0	10,0	2
500	270		180	125	-11	16	450	3300	7100	2000	8,0	6,0	10,0	2
550	275		190	125	-11	16	450	3300	7100	2000	8,0	6,0	10,0	2
600	280		195	125	-11	16	450	3300	7100	2000	8,0	6,0	10,0	2
700	290		215	125	-11	16	450	3300	7100	2000	8,0	6,0	10,0	2
800	290		220	125	-11	16	450	3300	7100	2000	7,5	6,6	10,0	2
900	290		225	125	-11	16	450	3300	7100	2000	7,0	7,1	10,0	2
1000	300		230	125	-11	16	450	3300	7100	2100	6,5	7,6	10,0	2
1200	300		235	125	-11	16	450	3300	7100	2100	5,6	8,0	10,0	2
1400	300		235	125	-11	16	450	3300	7100	2100	4,7	8,0	10,0	2
1600	300		235	125	-11	16	450	3300	7100	2100	3,7	8,0	10,0	2
≥ 1750	300		235	125	-11	16	450	3300	7100	2100	3,0	8,0	10,0	2

Figur 13: Prosjekteringstabell for H2 [18]

Nasjonal hovedvei – H9

H9 er nasjonale hovedveier og øvrige hovedveier med en ÅDT på mer enn 20 000 og fartsgrense på 100 km/t. Dette er standard som motorvei i Norge. Dette er en firefelts vei med total bredde på 23 meter og kjørefelts bredde på 3,5 meter og en ytre skulder på 3 meter. Veien skal ha midtdeler med midtrekkverk [18].



Figur 14: Tverrprofil H9, 23m vegbredde [18]

R_n^1	Horisontalkurvaturparametre						Vertikalkurvaturparametre					
	Nabokurve		Klotoide	Sikt lengde ²			$R_{v, høy}$	$R_{v, lav}$	Overhøyde	Stigning	Res. fall	
	Min	Maks	Min	Stopp ³	$\Delta st1$	$\Delta st2$	Min	Min	e	Maks	Maks	Min
700	700		245	255	-30	44	13600	3400	8,0	5,0	9,5	2
800	700		255	260	-31	44	14100	3500	7,5	5,0	9,5	2
900	700		260	265	-31	45	14600	3500	7,0	5,0	9,5	2
1000	700		265	265	-31	45	14600	3600	6,5	5,0	9,5	2
1200	700		270	270	-32	46	15200	3600	5,6	5,0	9,5	2
1400	700		270	275	-33	47	15800	3700	4,7	5,0	9,5	2
1600	700		270	275	-33	47	15800	3700	3,7	5,0	9,5	2
≥ 1750	700		270	275	-33	47	15800	3700	3,0	5,0	9,5	2

Figur 15: Prosjekteringstabell H9 [18]

Betong

Betong er et av de mest brukte byggematerialene i verden. Det er et byggemateriale som kan brukes til nesten alt av konstruksjoner. Betong er en sammensetning av sement, vann, sand og stein, og tilsetningsstoffer. Betong fremstilles etter ulike resepter der forskjellige tilsetningsstoffer blir tilsatt for å endre virkemåten. Ferdig betong tilpasses også etter krav som miljø, styrke, anvendelsesområde og hvor bearbeidelig den er ønsket. I produksjon av betong er det sementen som står for den største delen av CO₂-utslippet [20].

Sementproduksjon

Ren portlandsement produsert i Norge kan ha et klimagassutslipp på om lag 800 kg CO₂-ekvivalenter per tonn sement. I en global sammenheng er dette et moderat utslipp, da andre deler av verden har et utslipp på 1000 kg CO₂-ekvivalenter per tonn portlandsement.

Sement er laget fra å brenne kalkstein sammen med kvarts og skifer. Blandingen knuses sammen og varmes opp i ovner på rundt 1450 grader Celsius. Det er kalsineringen som kommer fra å brenne kalksteinen som gjør at CO₂ brennes bort kalksteinen og gir det største klimagassutslippet til sement. Sement står for ca. 5% av samlede menneskeskapte klimagassutslipp på verdensbasis [20].

Trykkfasthets- og bestandighetsklasse for betong

Trykkfasthets- og bestandighetsklasse beskriver betongens fysiske styrke og bestandighet. Trykkfasthetsklasse for normalbetong angis med bokstaven B og et tall som angir trykkfasthet. Som eksempel betyr B45 at betongen har karakteristisk trykkfasthet på 45 MPa etter 28 døgn. Bestandighetsklasse velges ut fra hvilken eksponering betongen skal utsettes for (se figur under). Bestandighetsklassene angis med bokstavene M eller MF og et påfølgende tall. Lave tall gir bedre bestandighet. MF brukes til frostbestandig betong. I brokonstruksjoner brukes betong SV-Standard og SV-Kjemisk som skal ha bestandighetsklasse MF40, unntaksvis M40 [21].

Eksponerings-klasse	Tilhørende fasthetsklasser	Bestandighets-klasse	Minimum luftinnhold	Bruksområder (eksempler)
X0	B20	M90		Betong inne i bygninger med lav luftfuktighet
XC1, XC2, XC3, XC4, XF1	B25 B30	M60		Fundamenter el. utendørs betong beskyttet mot regn. Vertikale flater utsatt for regn og frost
XD1, XS1, XA1, XA2, XA4	B35 B45	M45		Landbrukskonstruksjoner samt konstruksjoner nær/på kysten
XF2, XF3, XF4	B35 B45	MF45	4%	Horisontale konstruksjonsdeler utsatt for regn og frost
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XSA	B45 B55	M40		Svømmebasseng
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XSA	B45 B55	MF40	4%	Veidekker, parkeringsanlegg eller maritime konstruksjoner i tidevannssone

Figur 16: Oversikt over eksponeringsklasser, fasthetsklasser og bestandighetsklasser [44]

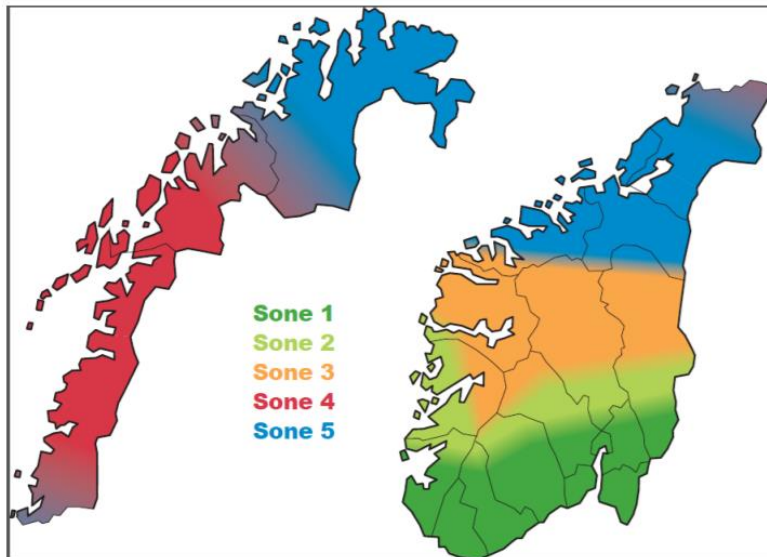
Miljøutfordringer for betong

Miljøutfordringene for betong er hovedsakelig knyttet til sementproduksjonen. For å redusere mengden CO₂ reduseres sementen. Det brukes tilsetningsmaterialer som har samme effekten som sement. Tilsetningsmaterialer som blir brukt er restprodukter fra industrien. Disse er i seg selv kilder til store klimagassutslipp, men klimagassutslipp blir alltid knyttet opp til hovedproduktene. Restprodukter regnes dermed som energi- og karbonnøytrale.

Noen tilsetningsmaterialer som blir brukt er pozzolaner og hydrauliske bindemidler. Typiske pozzolaner er flygeaske og silikastøv. Disse er restprodukt fra kullfyrte kraftverk og kondensert røykgass fra produksjon av ferrosilisium- eller silisiummetall. Hydrauliske bindemidler er slagg, som normalt er masovnslag fra råjernproduksjon [22].

Lavkarbonbetong

Lavkarbonbetong er definert som betong der det er gjort tiltak for å begrense klimagassutslippet. Klimagassutslippet er målsatt som CO₂-ekvivalenter. Lavkarbonbetong er kategorisert i tre klasser, lavkarbon A, B og C (se Figur 18). Der klasse A har minste tillatt utslipp og C det største. Klasse A krever som regel spesielle tiltak for å oppnå begrensingene og er enklest oppnådd i sørlige og østlige deler av Norge på grunnlag av tilgjengeligheten av materialer (se Figur 17). Klasse B kan oppnås med ordinære resepttekniske tiltak. Og klasse C kan oppnås med relativt enkle resepttekniske tiltak [22].



Figur 17: Oversikt over tilgjengelighet av lavkarbonbetong. Sone 1 har best tilgjengelighet, sone 5 dårligst tilgjengelighet [22].

	B20	B25	B30	B35	B35	B45	B55
	M90	M90	M60	M45/MF45	M40/MF40	M40/MF40	M40/MF40
Maksimalt tillatt klimagassutslipp [kg CO ₂ -ekv. pr m ³ betong]							
Lavkarbon A	170	180	200	210	230	240	250
Lavkarbon B	200	220	240	270	300	310	320
Lavkarbon C	240	260	280	320	350	360	370

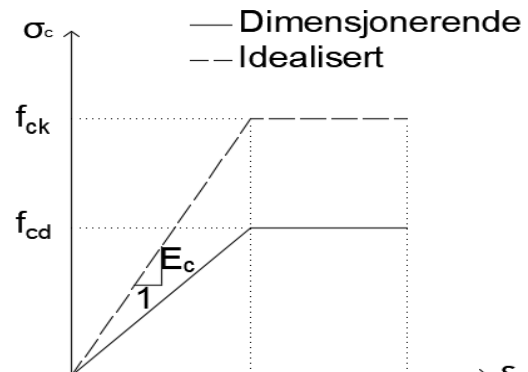
Figur 18: Oversikt over lavkarbonklasser med grenseverdier for klimagassutslipp [22]

Mekaniske egenskaper for betong

I denne oppgaven er det forutsatt en bilineær spennings- tøyningssammenheng. Dette er en konservativ forenkling av faktisk spennings- tøyningssammenheng [23].

Som Figur 19 viser er det et lineært spenningsforløp opp til tøyningen ϵ_{c3} . Etter dette punktet er spenningen uendret helt til teoretisk trykkbrudd ved tøyningen ϵ_{cu3}

Tabell 1 viser utvalgte materialegenskaper som er benyttet til utregninger seinere i oppgaven.



Figur 19: bilineær spennings- tøyningssammenheng

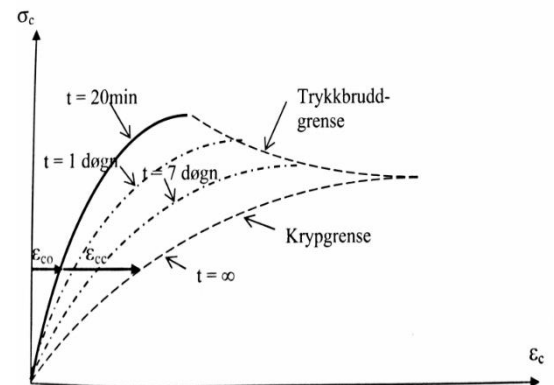
Tabell 1: Materialegenskaper for B45 og B55 betong [23]

Materialegenskaper	Tegn	Verdier for B45	Verdier for B55
Karakteristisk verdi for trykkfasthet	f_{ck}	45MPa	55MPa
Dimensjonerende verdi for trykkfasthet	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	25,500MPa	31.167MPa
Elastisitetsmodul	E_{cm}	36000MPa	38000MPa
Tøyningsgrense for rent trykk	ϵ_{c3}	1,75‰	1,8‰
Tøyningsgrense for deler i trykk	ϵ_{cu3}	3,5‰	3,1‰
Middelverdi for strekkfasthet	f_{ctm}	3,8MPa	4,2MPa
Koeffisient for langtidslast	α_{cc}	0,85	0,85
Sikkerhetsfaktor	γ_c	1,5	1,5

Kryp

Kryp og det tilhørende kryp tallet er en viktig faktor for styrken til ett betongtverrsnitt. Når ett betongtverrsnitt blir utsatt for trykkrefter oppstår det en momentan trykktøyning. Om denne kraften varer over tid, oppstår det en gradvis større trykktøyning. Denne effekten blir ofte kalt for kryp [24].

Kryp i betong kommer som en konsekvens av at det er et heterogent kompositt materiale. Når en kraft virker, endres den indre strukturen av betongen. Omfordeling av vann og små partikler skjer over tid og fører til kryptøyning [25].



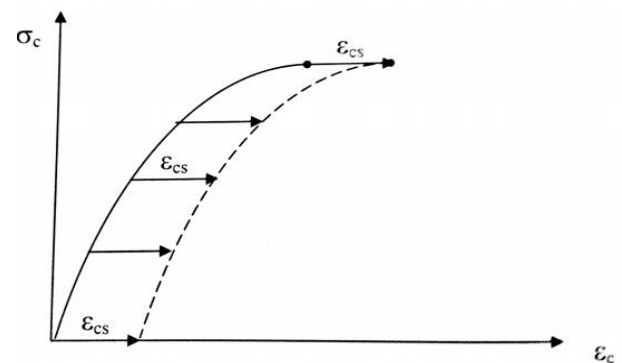
Figur 20: Utviklingen av kryp over tid [24]

Svinn

Svinn er en tidsavhengig tøyning som oppstår i betong på grunn av uttørking. Det skilles mellom autogent svinn og uttørkingssvinn [23].

Autogent svinn følger fasthetsutviklingen og skjer derfor på et tidlig tidspunkt i levetiden. Den oppstår på grunn av den kjemiske prosessen der vannet bindes til sementen og ender opp som en gel med mindre volum enn før den kjemiske prosessen [25].

Uttørkingssvinn skjer på grunn av fukttransport ut av betongtverrsnittet. Denne prosessen skjer over lang tid, og utvikler seg derfor igjennom hele betongens levetid [25].



Figur 21: Utvikling av svinntøyning over tid [24]

Riss

På grunn av betongens lave strekkfasthet kan det oppstå sprekker (riss) på steder i tverrsnittet der strekkraftene overstiger strekkfastheten. For bjelker oppstår dette oftest i underkant i midtfeltet der momentet er størst. For fôrøppspente bjelker kan det både oppstå i midtfeltet og ved dimensjonerende overføringslengde.

Riss kan ha store følger for bestandighet, tverrsnittets kapasitet og estetikk. Riss kan føre til at kjemikalier og vann trenger inn i tverrsnittet, og dermed redusere bestandigheten. Riss kan også føre til at betongen ikke er kontinuerlig. Det fører videre til redusert strekkfasthet og redusert effektivt tverrsnitt for skjær- og spenningskapasitet.

Armering

Armering er stålstenger som legges inne i betongen for å øke kapasiteten. Da betong er dårlig på å ta opp strekkrefter, så trenger den hjelp fra armeringen for å gjøre dette. Man vil også ha behov for å legge inn bøylor for å ta skjærkrefter. Hvis armeringen ikke er rustfri er den avhengig av å ha et tilstrekkelig lag med betong rundt seg for å beskytte seg mot omgivelsene som kan føre til rust. Dette laget er kalt overdekning og er et betonglag som har ulik tykkelse etter hvilke forutsetninger omgivelsene gir. [26] For vanlig slakkarmering benyttes det som regel resirkulert stål noe som gir et mye bedre miljøregnskap.

Korrosjonsfarer

Karbonatisering

Er når kalsiumhydroksid i betong reagerer med karbondioksid i luften og danner kalsiumkarbonat og vann. Dette fører til at pH-verdien synker fra omtrent 13 til 9. Som et resultat av dette opphører betongens korrosjonshindrende virkning og armeringen kan begynne å ruste. Dette vil føre til oppsprekking og senere avskalling av armeringsoverdekningen fordi rust har mye større volum enn stål.

Kloridinntrengning

Klorider (salter) som trenger inn i armeringen vil få den til å ruste. Dette er spesielt et problem væreksponte konstruksjoner som broer og båtkaier for eksempel.

Sementpastaen reagerer

Noen av komponentene i betongen kan reagere med sementpastaen og danne et produkt som har større volum og vil gjøre at betongen sprekker opp.

Ytre fysiske påkjenninger:

Overdekningen kan få slag eller bli skadet av ytre påkjenninger som vær, frostspreng og slag. [27]
[28]

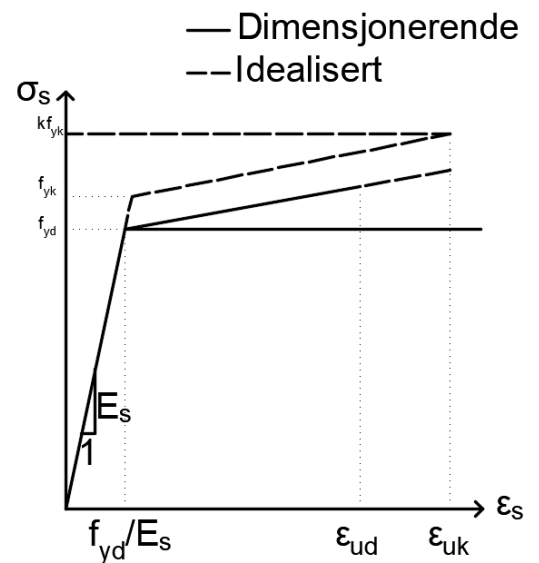
Mekaniske egenskaper for armeringsstål

«Eurokode 2: Del1-1 [23]» stiller krav til hvilke forutsetninger som skal legges til grunn ved dimensjonering av armeringsstål.

En forutsetning kan være at dimensjonerende spenning (f_{yd}) fortsetter å øke i takt med den idealiserte spenningen, helt til den når ett toppunkt ved den dimensjonerende tøyningsgrensen (ϵ_{ud})(Figur 22).

En annen forutsetning er at dimensjonerende spenning (f_{yd}) forblir uendret utover en tøyning på f_{yd}/E_s . Dette er den forutsetningen som gjelder for denne oppgaven.

Det er også gitt verdier for sikkerhetsfaktor (γ_s) og elastisitetsmodul (E_s) som vist i Tabell 2.



Figur 22: spennings- tøyningssammenheng for armeringsstål

Tabell 2: Materialelegenskaper for armeringsstål [29]

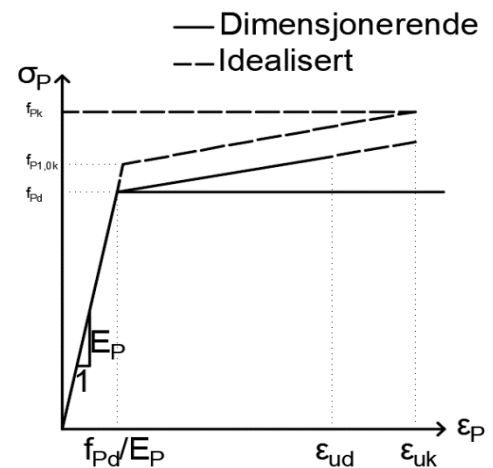
Materialelegenskaper	Tegn	Verdier for B500NC
Karakteristisk fasthet	f_{yk}	500MPa
Dimensjonerende fasthet	$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$	434,782MPa
Elastisitetsmodul	E_s	200.000MPA
Dimensjonerende tøyningsgrense	$\epsilon_{yd}=f_{yd}/E_s$	2,174‰
Sikkerhetsfaktor	γ_s	1,15

Mekaniske egenskaper for spennarmering

Forutsetninger for spennarmering bestemmes ut i fra kravene gitt i «Eurokode 2: Del1-1».

Den dimensjonerende spenningen (f_{pd}) skal settes lik promille-strekkgrensen ($f_{p0,1k}$) delt på sikkerhetsfaktoren (γ_s).

Forutsetningene er like som for vanlig spennarmering og forutsetningen for horisontal spenningsutvikling er også den gjeldene for oppgaven her (Figur 23).



Figur 23: spennings- tøyningssammenheng for spennarmering

Tabell 3 Materialelegenskaper for spennarmerings klasse Y1860S7 [29]

Materialelegenskaper	Tegn	Verdier for Y1860S7
Karakteristisk strekkfasthet	f_{pk}	1.860 MPa
Promille-strekkgrense	$f_{p0,1k}$	1.640 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet	$f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s$	1426,087 MPa
Elastisitetsmodul	E_p	195.000 MPa
Dimensjonerende tøyningsgrense	$\epsilon_{pd} = f_{pd} / E_{pd}$	7,313 ‰
Sikkerhetsfaktor	γ_s	1,15

Relaksasjon

Relaksasjon på grunn av spenninger oppstår i førroppsente tverrsnitt fordi spenntauene står under store spenninger over tid. Sjansen er stor for at spenntauene går over i det plastiske stadium i løpet av levetiden. Dette kan skje på grunn av temperatur og store påførte krefter. Plastisk deformasjoner er ikke reversible og fører derfor til ett tidsavhengig tap av spennkraft.

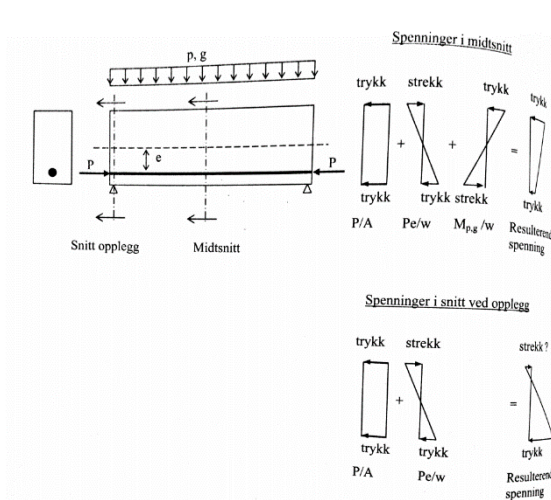
Slakkarmert betong

Den vanligste formen for armering er slakkarmering. Kamstålet, som er desidert mest brukt, benyttes som hovedarmering, fordelingsarmering og skjærarmering i alle betongkonstruksjoner som ikke har spesielt store spennvidder. Man bruker stål fordi den har lav kostnad i forhold til styrke, høy e-modul og har en temperaturutvidelse på lik linje med betong. [30]

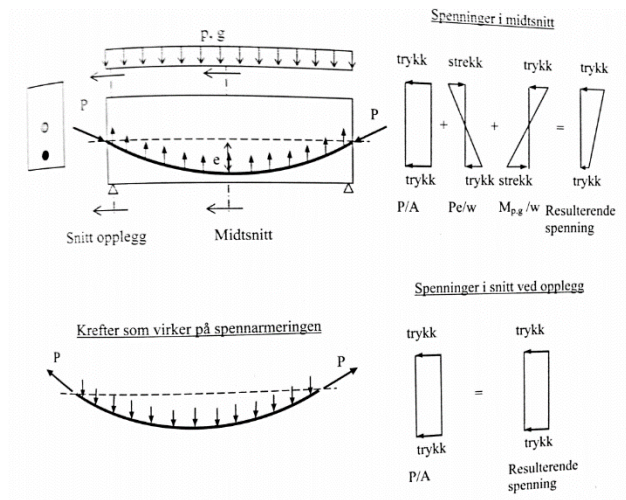
Spennbetong

Boken «Betongkonstruksjoner [24]» definerer spennbetong som: «Spennbetong kan sies å være betong som er påført en trykkspenning med størrelse og fordeling som er slik at virkningen av ytre laster til en viss grad blir motvirket. [24]» Spennbetong skiller seg derfor fra slakkarmert betong med at den aktivt motvirker krefter i tillegg til å ta de opp.

Effekten kommer av at armeringen i våres tilfelle blir satt under strekk og dermed tøyd før betongen støpes rundt. Når betongen er herdet fjernes strekkraftene fra armeringen og det oppstår ett trykk (P) normalt på betongelementet. Om den forspente armeringen plasseres i bunnen av tverrsnittet så oppstår det trykk i bunn og strekk i overkant på grunn av eksentrisitet (Se figur 1). Spennarmeringen bør plasseres med samme form som momentdiagrammet for best utnyttelse (se figur 2).



Figur 1 Eksentrisk spennarmert bjelke [24]



Figur 2 Bjelke med krum spennarmering [24]

Bestemmelser for dimensjonering

Regelverk

Eurokoder:

- NS-EN 1990:2002+NA:2008: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- NS-EN 1991-2:2003+NA:2010: laster på konstruksjoner Del 2: Trafikklast på bruer
- NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Prosjektering av betongkonstruksjoner del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- NS-EN 1992-2:2005+NA:2010: Prosjektering av betongkonstruksjoner del 2 Bruer

Håndbøker:

- Håndbok N400: Bruprosjektering
- Håndbok N100: Veg- og gateutforming
- Håndbok 100 Bruprosjektering 03: Elementbruer
- Håndbok N101 – Rekkverk og vegens sideområder
- Håndbok 100 Bruprosjektering 04 – Landkar
- Håndbok V220 – Geoteknikk i vegbygging

Annet:

- SVV rapport 668: Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer

Permanente laster

«Håndbok N400 kapittel 5.2» beskriver permanente laster som «påvirkninger som ventes å være tilnærmet konstante innenfor det tidsrom som betraktes [31]». Videre bestemmes de lastene dette gjelder til å være:

- Egenlasten av konstruksjonen
- Egenlasten av permanent ballast og utstyr som ikke vil bli fjernet
- Last fra ytre vanntrykk
- Last fra ytre jordtrykk

Normalkrefter fra spenntau

«Håndbok N400» sier at: «Ved bruk av spennarmering skal det tas hensyn til både direkte og indirekte lastvirkninger på grunn av oppspenningen [31].» De direkte lastvirkningene kommer fra normalkreftene som oppstår fra tøyningen i spennarmeringen. De indirekte lastvirkningene omhandler det momentet og den oppbøyningen som oppstår på grunn av normalkraften. Momentet og oppbøyningen endres over tid på grunn av svinn, kryp og relaksasjon. Konstruksjonen må derfor dimensjoneres for det mest ugunstige tidspunktet innenfor levetiden [31].

Variable lastpåvirkninger

«Håndbok N400 kapittel 5.3» beskriver variable påvirkninger som «laster som varierer i tid [31]». De lastene dette gjelder for er følgende:

- trafikklast
- snø- og vindlast
- last fra variabel ballast og utstyr som kan fjernes
- midlertidige laster under fabrikasjon, installering, spesielle kortvarige operasjoner, fjerning osv

Lastkombinasjoner

Lastkombinasjoner brukes til å omregne laster til å passe inn i forskjellige lasttilfeller for både bruksgrense og bruddgrense. Lastkombinasjonene er hentet fra «Eurokode 0, Nasjonalt tillegg [32]».

Bruksgrense

Lastkombinasjoner for bruksgrense er anvendt for påvisning av faktorer som påvirker deformasjoner og bestandighet. De relevante kombinasjonene er gitt i Tabell 4.

Tabell 4: Lastkombinasjoner bruksgrense [32]

Lastkombinasjoner bruksgrense		
Karakteristisk		$G_{kj.sup} + P + Q_{k,1}$
Tilnærmet permanent		$G_{kj.sup} + P + \psi_{2,1} Q_{k,1}$

Bruddgrense

Lastkombinasjoner for bruddgrense er relevant for lasttilfeller som kan føre til brudd.

Tabell 5: Lastkombinasjoner bruddgrense [32]

Lastkombinasjoner bruddgrense		
Ugunstig stor egenlast	6.10a) Ugunstig	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj.sup} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$
Gunstig stor egenlast	6.10a) Gunstig	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$
Ugunstig stor trafikklast	6.10b) Ugunstig	$\epsilon \gamma_{Gj,sup} G_{kj.sup} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$
Gunstig stor trafikklast	6.10b) Gunstig	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$

Lastfaktorer

Faktorene som er brukt i denne oppgaven er presentert i tabell.

Tabell 6: Lastfaktorer [32]

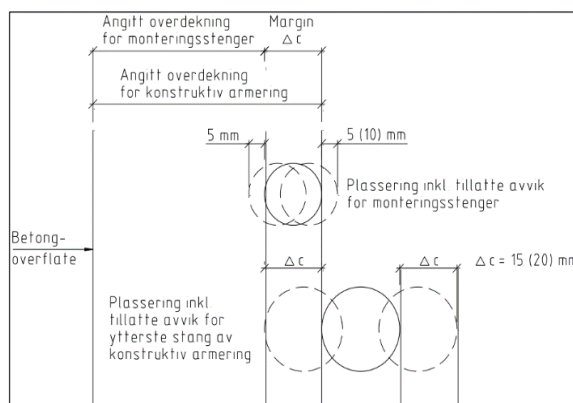
Lastfaktorer		
Ugunstig egenlast	$\gamma_{Gj,sup}$	1,35
Gunstig egenlast	$\gamma_{Gj,inf}$	1,00
Reduksjonsfaktor egenlast	ε	0,89
Gunstig oppspenningskraft	$\gamma_{p,ugunstig}$	1,10
Ugunstig oppspenningskraft	$\gamma_{p,gunstig}$	0,90
Ugunstig trafikklast	$\gamma_{Q,1,ugunstig}$	1,35
Gunstig trafikklast	$\gamma_{Q,1,gunstig}$	0,00
Reduksjonsfaktor for trafikklast	$\psi_{0,1}$	0,70
Reduksjonsfaktor for trafikklast	$\psi_{2,1}$	0,50

Krav til overdekning

Overdekning skal oppfylle kravene for heft, bestandighet, minimumsverdi og sikkerhetsfaktor.

Som vist i Figur 24 skal konstruktiv armering plasseres med nominell overdekning (C_{nom}). Sikkerhetsfaktorer (ΔC_{dev}) skal dermed sikres i alle retninger. Ved dimensjonering skal deg regnes med mest ugunstige plasseringen.

$$C_{nom} = C_{min} \pm \Delta C_{dev}$$



Figur 24: plassering av overdekning [45]

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

Faktorer for minimumsoverdekning og sikkerhet er gitt i

Tabell 7: Faktorer for beregning av minimum overdekning

Overdekningskrav	Tegn	Verdi
Minste krav for heft: Føroppspente kabler	$C_{min.b}$	$1,5 \cdot \varnothing$
Minste overdekning for miljøpåvirkninger	$C_{min.dur}$	Tabell 7.2 N400
Tillegg for sikkerhet	$\Delta C_{dur,\gamma}$	0
Reduksjon for rustfritt stål eller tilsvarende	$\Delta C_{dur,st}$	0
Reduksjon med bruk av beskyttelse belegg	$\Delta C_{dur,add}$	0

Tabell 8: Minste overdekning for miljøpåvirkninger

Minste overdekning for miljøpåvirkninger		
Overside av brudekke med fuktisolering	$C_{min.dur}$	60mm
Alle øvrige flater	$C_{min.dur}$	50mm

Tabell 9: Sikkerhetsfaktorer for overdekning

Sikkerhetsfaktorer		
For plasstøpte broelementer	$\pm\Delta C_{dev}$	$C_{min} < 70 \text{ mm}: 15 \text{ mm}$
Anbefalt verdi	$\pm\Delta C_{dev}$	10mm
Prefabrikkerte elementer	$\pm\Delta C_{dev}$	$10\text{mm} \geq \Delta C_{dev} \geq 0 \text{ mm}$

Krav til maksimale spenninger

«Eurokode 2: Del 1-1 kapittel 7» stiller krav til spenningsbegrensninger for å unngå «riss i lengderetningen, mikroriss eller store krepdeformasjoner». Om alle kravene opprettholdes kan tverrsnittet regnes som uopprisset.

Spenninger	Spenningsbegrensninger
Karakteristisk lastkombinasjon	
Maksimal trykk i betong	$0,6f_{ck}$
Maksimal trykk i slakkarmering	$0,9f_{yk}$
Maksimal trykk i spennarmering	$0,75f_{pk}$
Maksimal strekkspenning i betongen	f_{ctm}
Tilnærmet permanent lastkombinasjon	
Maksimal trykk i betong	$0,45f_{ck}$

Krav til maksimal nedbøyning

«Håndbok N400 [31]» setter begrensning av maksimal nedbøyning til $\varphi \leq \frac{L}{350}$. Ved beregning skal bare trafikklasten virke på det mest ugunstige område i karakteristisk tilstand. Nedbøyning av andre faktorer skal kompenseres for med overhøyde.

Tabell 10: Krav til maksimale nedbøyninger

Laster	Nedbøyningsbegrensninger
Trafikklast i karakteristisk tilstand	$\varphi \leq \frac{L}{350}$
Permanente laster og deformasjoner	Ingen

Grunnleggende teori for statikk og mekanikk

Hookes lov

Hookes lov ble oppdaget av Robert Hooke i 1660 [33]. Han utledet denne loven ut i fra et eksperiment med fjærer og lodd som vist i Figur 25.

Han fant ut av at for en elastisk fjær med fjærkonstant (k), vil forskyvningen (x) være lineær med kraften F . Det betyr at en kraft på for eksempel $2F$ tilsvarer en forskyving på $2x$.

$$\text{Hookes lov: } F = k \cdot x$$

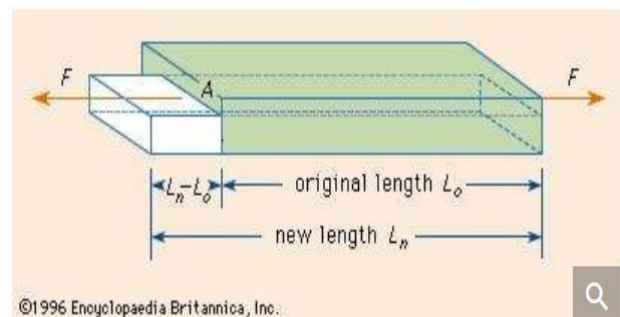
Denne loven gjelder for alle materialer der sammenhengen mellom kraft og forskyvning er tilnærmet lineær og at materialet går tilbake til original lengde ved fjerning av kraften.

Youngs modul.

Youngs modul er oppkalt etter Thomas Young, som var en fysiker som levde på 1700-tallet [34]. Youngs modul tar utgangspunkt i Hookes lov for å lage en lov om elastisiteten til ett solid materiale, som blir påført endimensjonale krefter i lengderetningen.

Youngs modul (E) er definert som brøken av kraften (F) delt på arealet (A) av tverrsnittet multiplisert med forholdet mellom den originale lengden (L_0) og forskyvingen ($L_1 - L_0$) (Figur 26).

$$E = \frac{F}{A} \cdot \frac{L_0}{L_1 - L_0}$$



Figur 26: Illustrering av Youngs modul [34]

Vi innfører definisjonen for spenning (σ) og tøyning (ε)

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad \varepsilon = \frac{L_1 - L_0}{L_0}$$

Dermed kan sammenhengen mellom spenning (σ), tøyning (ε) og Youngs modul (E) uttrykkes som under. Dette blir ofte kaldt Hookes lov anvendt for mekanikk

$$\sigma = E \cdot \varepsilon$$

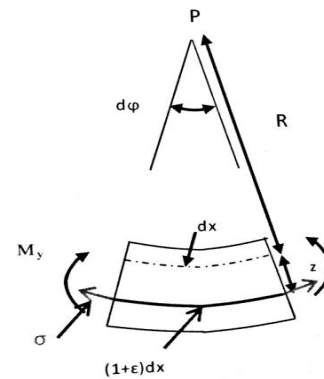
Den elementære bjelketeorien.

Fra Figur 27 får vi følgende sammenheng

$$d\varphi = \frac{dx}{R} = \frac{(1+\varepsilon)dx}{R+z} \quad \rightarrow \quad \varepsilon = \frac{z}{R}$$

Vi innfører hookes lov for mekanikk, og erstatter tøyningen (ε) med uttrykket over.

$$\sigma_x = E \cdot \varepsilon \quad \rightarrow \quad \sigma_x = E \cdot \frac{z}{R}$$



Figur 27: Illustrasjon av den elementære bjelketeorien [35]

Det indre momentet om y-aksen (M_y) kan skrives som summen av alle del-areal (dA) multiplisert med spenningen (σ_x) og armen fra massesenteret (z). Vi substituerer så spenningen (σ_x) med uttrykket over.

$$M_y = \int_A (\sigma_x \cdot z) dA \quad \rightarrow \quad M_y = \frac{E}{R} \int_A z^2 dA$$

Vi innfører treghetsmomentet (I_y) som er en konstant som er definert som høyden kvadrert (z^2) summert over alle del-arealene (dA).

$$\int_A z^2 dA = I_y$$

Med å sette inn treghetsmomentet (I_y) for $\int_A z^2 dA$ og $\frac{E}{R}$ med $\frac{\sigma_x}{z}$. Etter litt omskriving får vi formelen for bøyespenningen.

$$M_y = \frac{E}{R} \int_A z^2 dA \quad \rightarrow \quad M_y = \frac{E \cdot I_y}{R} \quad \rightarrow \quad \sigma_x = \frac{M_y}{I_y} \cdot z$$

Bettys lov



Figur 28: Gradvis belastning av kraft i punkt 1



Figur 29: Gradvis belastning av kraft i punkt 2

For eksempelet vist i Figur 28 og Figur 29 er forskyvningen ($\Delta_{1/2}$) i henholdsvis punkt 1 og 2 satt opp som i formlene under. Forskyvningen Δ_{ij} er forskyvningen i punktet i på grunn av kraften i punktet j. Kraftene ($F_{1/2}$) er en vertikal punktlast satt i punkt 1 og 2 og α_{ij} er en proporsjonalitetskonstant [35].

$$\Delta_1 = \Delta_{11} + \Delta_{12} = \alpha_{11}F_1 + \alpha_{12}F_2$$

$$\Delta_2 = \Delta_{21} + \Delta_{22} = \alpha_{21}F_1 + \alpha_{22}F_2$$

Arbeidet ($W_{1/2}$) når kraften ($F_{1/2}$) er gradvis påført ($\frac{1}{2}$) tilsvarer kraften ($F_{1/2}$) delt på 2 multiplisert med forskyvningen Δ_{ij} . Arbeidet ($W_{2/1}$) fra den gradvis påførte ($\frac{1}{2}$) kraften ($F_{2/1}$) blir ($F_{2/1}$) delt på 2 multiplisert med forskyvningen Δ_{ij} pluss den ekstra forskyvningen (Δ_{ij}) multiplisert med kraften ($F_{1/2}$). Kraften ($F_{1/2}$) er ikke delt på 2 på grunn av at den allerede er påført med full kraft.

$$W_1 = \frac{F_1}{2} \Delta_{11} = \frac{F_1}{2} \alpha_{11} F_1 \quad W_2 = \frac{F_2}{2} \Delta_{22} + F_1 \Delta_{12} = \frac{F_2}{2} \alpha_{22} F_2 + F_1 \alpha_{12} F_2$$

$$W_2 = \frac{F_2}{2} \Delta_{22} = \frac{F_2}{2} \alpha_{22} F_2 \quad W_1 = \frac{F_1}{2} \Delta_{11} + F_2 \Delta_{21} = \frac{F_1}{2} \alpha_{11} F_1 + F_2 \alpha_{21} F_1$$

Her brukes forutsetningen om at den totale indre tøyingsenergien (U) tilsvarer summen av arbeidet ($W = W_{1/2} + W_{2/1}$) gjort av de ytre kreftene.

$$U = W = W_1 + W_2 = \frac{F_1}{2} \alpha_{11} F_1 + \frac{F_2}{2} \alpha_{22} F_2 + F_1 \alpha_{12} F_2$$

$$U = W = W_2 + W_1 = \frac{F_2}{2} \alpha_{22} F_2 + \frac{F_1}{2} \alpha_{11} F_1 + F_2 \alpha_{21} F_1$$

Bettys lov sier derfor at det ikke spiller noen rolle om hvilken rekkefølge bjelken blir belastet.

$$\alpha_{21} = \alpha_{12} \quad \Delta_{12} = \Delta_{21}$$

Castiglianos sats

Castiglianos sats bygger videre på eksempelet fra Bettys lov. Der kom vi fram til at den totale indre tøyingsenergien (U) kan uttrykkes med kreftene ($F_{1/2}$) og proporsjonalitetskonstanten (α_{ij}) [35].

$$U = \frac{F_1}{2} \alpha_{11} F_1 + \frac{F_2}{2} \alpha_{22} F_2 + F_1 \alpha_{12} F_2$$

Ved å derivere den totale indre tøyingsenergien (dU) med hensyn på kraften i punkt 1 (dF_1) at vi ender opp med totalforskyvningen i punkt 1 (Δ_1).

$$\frac{dU}{dF_1} = \alpha_{11} F_1 + \alpha_{12} F_2 = \Delta_{11} + \Delta_{12} = \Delta_1$$

Tilvarende hadde vi fått total forskyvningen i punkt 2 (Δ_2) ved å derivere med hensyn på kraften i punkt 2 (dF_2). Her er det brukt Bettys lov: $\Delta_{12} = \Delta_{21}$.

$$\frac{dU}{dF_2} = \alpha_{22} F_2 + F_1 \alpha_{12} = \Delta_{22} + \Delta_{12} = \Delta_{22} + \Delta_{21} = \Delta_2$$

Ut i fra dette får vi Castiglianos sats om at om vi deriverer den totale indre tøyingsenergien (dU) med hensyn på kraften i punktet i (dF_i), så får vi den totale forskyvningen for punktet i (Δ_i).

$$\frac{dU}{dF_i} = \Delta_i$$

Energimetoder

Alle punkter i en bjelke har en individuell tøyingsenergi (U_v) som kan skrives som spenningen (σ_x) summert over tøyningen (ϵ_x) [35].

$$U_v = \int_0^{\epsilon_x} \sigma_x d\epsilon_x$$

Vi innfører Hookes lov for mekanikk og formelen for bøyespenning.

$$\sigma_x = E \cdot \epsilon_x \quad \sigma_x = \frac{M_y}{I_y} \cdot z$$

$$U_v = \int_0^{\epsilon_x} \sigma_x d\epsilon_x = \int_0^{\epsilon_x} E \cdot \epsilon_x d\epsilon_x = \frac{1}{2} E \cdot \epsilon_x^2 = \frac{1}{2} \frac{M_y^2}{EI_y^2} z^2$$

Den totale tøyingsenergien (U) kan da finnes ved å summere tøyingsenergien for punktene (U_v) over hele volumet (V).

$$U = \int \int \int U_v dV$$

Den totale tøyingsenergien (U) kan dermed omskrives med hjelp av treghetsmomentet (I_y). Formelen inneholder lengden av bjelken (L), momentet om y (M_y), treghetsmomentet om y (I_y) og elastisitetsmodulen (E).

$$\int_A z^2 dA = I_y$$

$$U = \int_L \int_A \int \frac{1}{2} \frac{M_y^2}{EI_y^2} z^2 dA dx = \int_L \frac{1}{2} \frac{M_y^2}{EI_y} dx$$

Ved å innføre Castiglianos sats får vi et uttrykk for den totale forskyvningen i punktet i (Δ_i). Enhetsmomentet ($\frac{dM_y}{dF_i}$) er momentet som oppstår ved å plassere en enhetslast i punktet i .

$$\Delta_i = \frac{dU}{dF_i} = \int_L \frac{M_y}{EI_y} \frac{dM_y}{dF_i} dx$$

Beregninger av statisk bestemt bjelke

Statisk bestemte bjelker kan beregnes ved hjelp av formler for likevekt [35].

$$\sum M_y = 0$$

$$\sum F_z = 0$$



Figur 30: Illustrasjon av momentdiagram beregninger

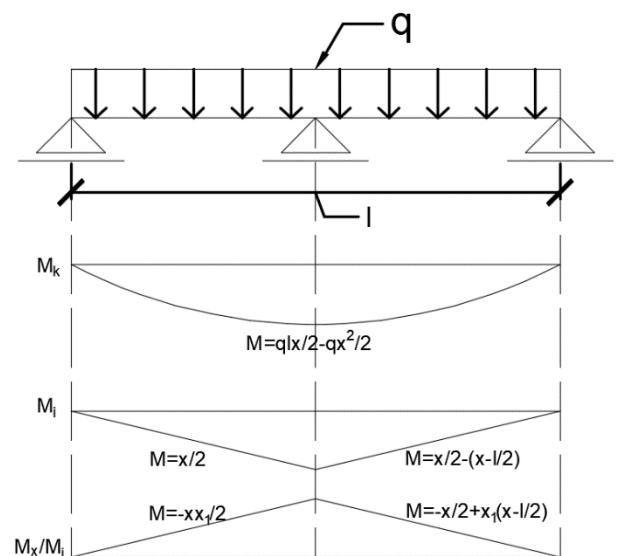
Beregning av statisk ubestemt bjelke

Statisk ubestemte bjelker kan bestemmes ved bruk av energimetodene.

Ved bruk av formlene gitt i Figur 31 kan vi integrere over halve lengden av bjelken, og finne nedbøyningen ved fjerning av opplageret i midten.

Nedbøyning:

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{ned}} &= \frac{1}{EI_y} \cdot 2 \cdot \int_0^{l/2} \frac{x}{2} \cdot \left(\frac{qlx}{2} - \frac{qx^2}{2} \right) dx \\ &= \frac{1}{EI_y} \cdot \frac{5 \cdot ql^4}{384} \end{aligned}$$



Figur 31: Momentdiagrammer, for karakteristisk- og enhetslast

Tilsvarende kan vi finne oppbøyningen på grunn av det ukjente opplaget (x_1).

Oppbøyning:

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{opp}} &= \frac{1}{EI_y} \cdot 2 \cdot \int_0^{l/2} \frac{xx_1}{2} \cdot \frac{x}{2} dx \\ &= \frac{1}{EI_y} \cdot \frac{x_1 l^3}{48} \end{aligned}$$

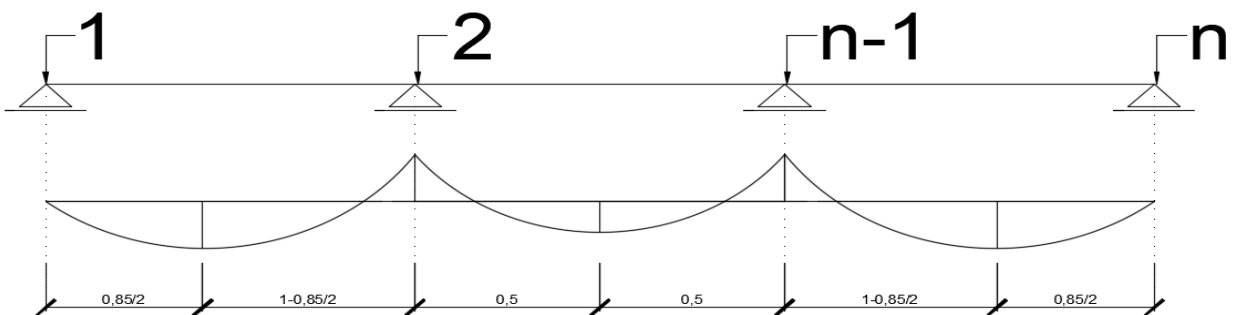
Til slutt innfører vi at summen av forskyvningen i z retning skal være lik null på grunn på opplageret..

Likevekt:

$$\sum \Delta_z = 0: \frac{1}{EI_y} \cdot \frac{5 \cdot ql^4}{384} + \frac{1}{EI_y} \cdot \frac{x_1 l^3}{48} = 0$$

$$x_1 = \frac{5 \cdot ql}{8}$$

Ved å utvide antall opplagere og kombinere momentdiagrammene for karakteristisk og enhetslast, får vi et moment diagram som kan brukes til å finne opplagerkreftene i tverretningen. Bjelke 2 får for eksempel $1 - 0,85/2$ av lasten på venstre side og $0,5$ fra høyre side.



Figur 32: Momentdiagram for forenklet utregning av opplagerlaster i tverretning

Forskerspørsmål

Denne rapporten har som mål om å sammenligne CO₂-ekvivalent avtrykket av MOT- og NTB-tverrsnittene. Det skal også gjøres en analyse av hvilke spennvidder som er mest effektive for CO₂-ekvivalent avtrykk.

Hvordan bør MOT-tverrsnittet utformes etter dagens regelverk, og hvilken maksimal spennvidde har de?

Hvordan er MOT- og NTB-broene sammenlignet på utslipp av CO₂-ekvivalenter, med bruk av vugge til port prinsippet?

Hvordan varier utslippet av CO₂-ekvivalenter med forskjellige spennvidder og hva er mest gunstig?

Avgrensninger:

- Det er bare sett på en løsning som skal gå over 4-felts motorvei, bredde 23 meter med skulder.
- Skråningshelning av grøft er valgt til 1:2 for alle variasjoner av bruer
- Landkaret er prosjektert for sprengstein i alle tilfeller
- Det er ikke gjort kontrollregninger av landkar
- Det er ikke sett på detaljer i overgang mellom landkar og brobjelker
- Det er brukt EPD-er som grunnlag for miljøbelastninger
- Kostnadsnivået er det bare gjort anslag på.
- Alle beregninger er gjort for hånd
- Beregninger er gjort for 100 år etter bygging
- Vi har sett vekk fra seismiske-, termiske-, snø- og vindlaster.

Case

Det har vært et ønske i bransjen både å få til en god standardisert broløsning over 4-felts motorvei sammen med lenger brospenn for prefabrikkert broer. Men er det sånn at man bare burde bygge så langt man klarer? Er det virkelig nødvendig å dra bruspennet til det maksimale for å få små landkar?

Vil det da være aktuelt med det gamle MOT-tverrsnittet eller er det nye NTB-tverrsnittet som ligger inne til godkjenning som den er beste løsningen? Når man ser hvilket tverrsnitt som er best går man videre og ser hvilket spenn man skal bygge i. Sammenligningen gjøres i form av miljøanalyse.

Metode

Bruk av EPD i miljøregnskap

Fremstilling av miljøpåvirkningen av materialene brukt i konstruksjonen til disse brokonstruksjonene, er det blitt brukt miljødeklarasjoner, også kalt EPD-er. Disse EPD-ene er ferdig fremstilt av bedrifter som er leverandør av disse materialene. EPD-ene som er blitt brukt er publisert på EPD-Norge sin hjemmeside eller fra produsentens hjemmeside.



Figur 33: Logo til EPD-Norge

For normalbetong er det blitt tatt gjennomsnittet av tre EPD-er fra EPD-Norge med identisk fasthet- og bestandighetsklasse for å oppgi et representativt tall for CO₂-utslippet. For lavkarbonbetong er det brukt en publikasjon fra Norsk Betongforening om lavkarbonbetong. Denne publikasjonen viser maksimalt tillatte klimagassutslipp for lavkarbonbetong.

For slakkarmering er det brukt en EPD fra EPD-Norge. Spennarmering har en EPD fra en produsent i Madrid, Spania, men lokasjonen er ikke tatt hensyn til i klimaregnskapet.

EPD-er viser til flere parameter som har ei miljøpåvirkning, men denne rapporten bruker kun «global warming potential» (GWP). GWP tar for seg klimagassutslippet for kg CO₂-ekvivalenter. Det blir brukt kolonnene A1, A2 og A3 sammen for utrekning klimapåvirkningen fra produksjonen av materialet (se Figur 34).

Miljøpåvirkning (Environmental impact)					
Parameter	Unit	A1	A2	A3	A4
GWP	kg CO ₂ -eq	2,92E+02	1,80E+01	3,00E+00	3,39E-03
ODP	kg CFC11 -eq	2,99E-06	3,30E-06	5,39E-07	6,40E-10
POCP	kg C ₂ H ₄ -eq	4,07E-02	3,25E-03	3,98E-04	6,00E-07
AP	kg SO ₂ -eq	7,30E-01	9,37E-02	7,79E-03	1,19E-05
EP	kg PO ₄ ³⁻ -eq	8,03E-02	2,04E-02	1,14E-03	2,48E-06
ADPM	kg Sb -eq	1,48E-04	2,52E-05	2,96E-06	7,48E-09
ADPE	MJ	1,50E+03	2,65E+02	4,15E+01	5,17E-02

GWP Global warming potential; ODP Depletion potential of the stratospheric ozone layer; POCP Formation potential of tropospheric photochemical oxidants; AP Acidification potential of land and water; EP Eutrophication potential; ADPM Abiotic depletion potential for non fossil resources; ADPE Abiotic depletion potential for fossil resources

Leseeksempel $9,0 \text{ E-}03 = 9,0 \cdot 10^{-3} = 0,009$

Figur 34: Oversikt over de forskjellige parameterne for et materiale som har ei miljøpåvirkning fra produksjon. Merket i rødt er GWP

Framgangsmåte for klimagassregnskap

For utregning av klimagassutslippet fra konstruksjonen, multipliseres volumet av de forskjellige betongklassen som er brukt sammen med parameteren GWP fra EPD-ene som tilhører materialet.

For armeringen brukes det kilogram og ikke volum for miljøberegninger. Dette gjør at volumet av armeringen omregnes til kg. Når både klimagassutslippet til betongen og armeringen er regnet ut, adderes disse sammen til ett samlet resultat.

For betongen er det sett på forskjellen mellom normalbetong og lavkarbon betong. Det regnes hvilken differanse CO₂-utslippet har mellom disse to typene betong. For armeringen er det blitt brukt de samme produkt til alt.

Utregning av disse metodene vises i vedlegg.

Utregning transport for materialer

Ved framstilling av miljøpåvirkningen fra transporten av produktene, brukes en rapport fra Vestlandsforskning. Miljøpåvirkningen fra transporten er satt opp som CO₂-ekvivalenter per kilometer. Dette gjøres pga. valg av leverandør ikke er satt. Dette tallet skal derfor multipliseres med antall kilometer for å få et gitt tall for utslipp.

Nyttelast	Direkte energibruk	Infrastruktur	Transportmiddel	Brutto direkte energikjedetillegg	Sum
1-5 tonn	499,0	7,4	2,7	76,8	585,8
5-11 tonn	143,0	7,4	2,7	22,1	175,2
Over 11 tonn	76,0	7,4	2,7	11,8	97,9

Figur 35: Utslipp av gram CO₂-ekvivalenter per kilometer for diesel lastebil med ulik nyttelast på grunnlag av mengde gods som blir fraktet

Metode for dimensjonering av MOT-tverrsnitt

Metode egenlast

Densitet for armert betong (d_c) settes til 25 KN/m³ etter «håndbok N400».

Egenlast bjelke

$$g_{bjelke} = d_c \cdot A_{bjelke}$$

$$q_{dekke} = d_c \cdot h_{dekke}$$

Vertikale trafikkklaster

Vertikale trafikkklaster er beregnet etter metode gitt i «Eurokode 1. Del 2: Trafikkklaster på bruer, kapittel 4.3 [36]». Det er gitt fire metoder (modeller) for beregning av vertikal trafikklast, som tar hensyn til forskjellige lasttilfeller. Som forklart under er det bare last modell 1 som blir dimensjonerende for denne oppgaven.

Alle metodene tar utgangspunkt i de teoretiske kjørefeltene beskrevet i «Eurokode 1. Del 2: Trafikkklaster på bruer, kapittel 4.2.3 [36]». De teoretiske kjørefeltene skal plasseres på det mest ugunstige område på broen, der det mest ugunstige feltet blir nr1, det nest mest ugunstige blir nr.2 osv. Metoden for beregning av antall teoretiske kjørefelt er vist i Figur 36.

Table 4.1 - Number and width of notional lanes

Carriageway width w	Number of notional lanes	Width of a notional lane w_l	Width of the remaining area
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_1$
NOTE For example, for a carriageway width equal to 11m, $n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, and the width of the remaining area is $11 - 3 \times 3 = 2\text{m}$.			

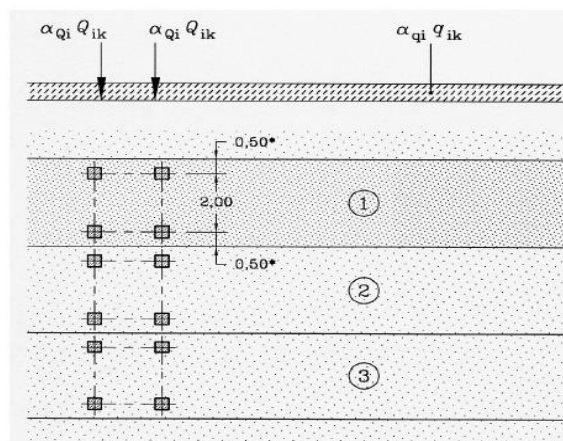
Figur 36: Beregningstabell for teoretiske kjørefelt [36]

Last modell 1 tar hensyn til lasttilfelle for kø eller flytende trafikk jevnt fordelt på hele broelementet. Den karakteristiske jevnt fordelte kraften bestemmes etter uttrykket $\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$. Samtidig blir det plassert to boggilaster (akslingslaster) i form av punktlaster som skal tilsvare den ekstra effekten av et ekstra tungt kjøretøy i tillegg til den jevnt fordelte trafikken. De karakteristiske punktlastene blir plassert med ett mellomrom på 1.2m og blir fordelt på to hjul med ett mellomrom på 2m. Den karakteristiske kraften for vært jul blir $\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$. Se Figur 39 for illustrasjon for plassering av kreftene og Figur 37 for bestemmelse av verdiene for q_{ik} og Q_{ik} . Faktoren α_{Qi} settes lik 1 etter «EK 1 del 2 NA.4.3.2) og α_{qi} settes lik 0,6 for felt nr.1 og lik 1 for resterende felter.

Table 4.2 - Load model 1 : characteristic values

Location	Tandem system <i>TS</i>	<i>UDL</i> system
	Axle loads Q_{ik} (kN)	q_{ik} (or q_{ik}) (kN/m ²)
Lane Number 1	300	9
Lane Number 2	200	2,5
Lane Number 3	100	2,5
Other lanes	0	2,5
Remaining area (q_{ik})	0	2,5

Figur 38: Bestemmelse av størrelse på boggi- og trafikklaster

**Key**

- (1) Lane Nr. 1 : $Q_{1k} = 300$ kN ; $q_{1k} = 9$ kN/m²
 (2) Lane Nr. 2 : $Q_{2k} = 200$ kN ; $q_{2k} = 2,5$ kN/m²
 (3) Lane Nr. 3 : $Q_{3k} = 100$ kN ; $q_{3k} = 2,5$ kN/m²
 * For $w_l = 3,00$ m

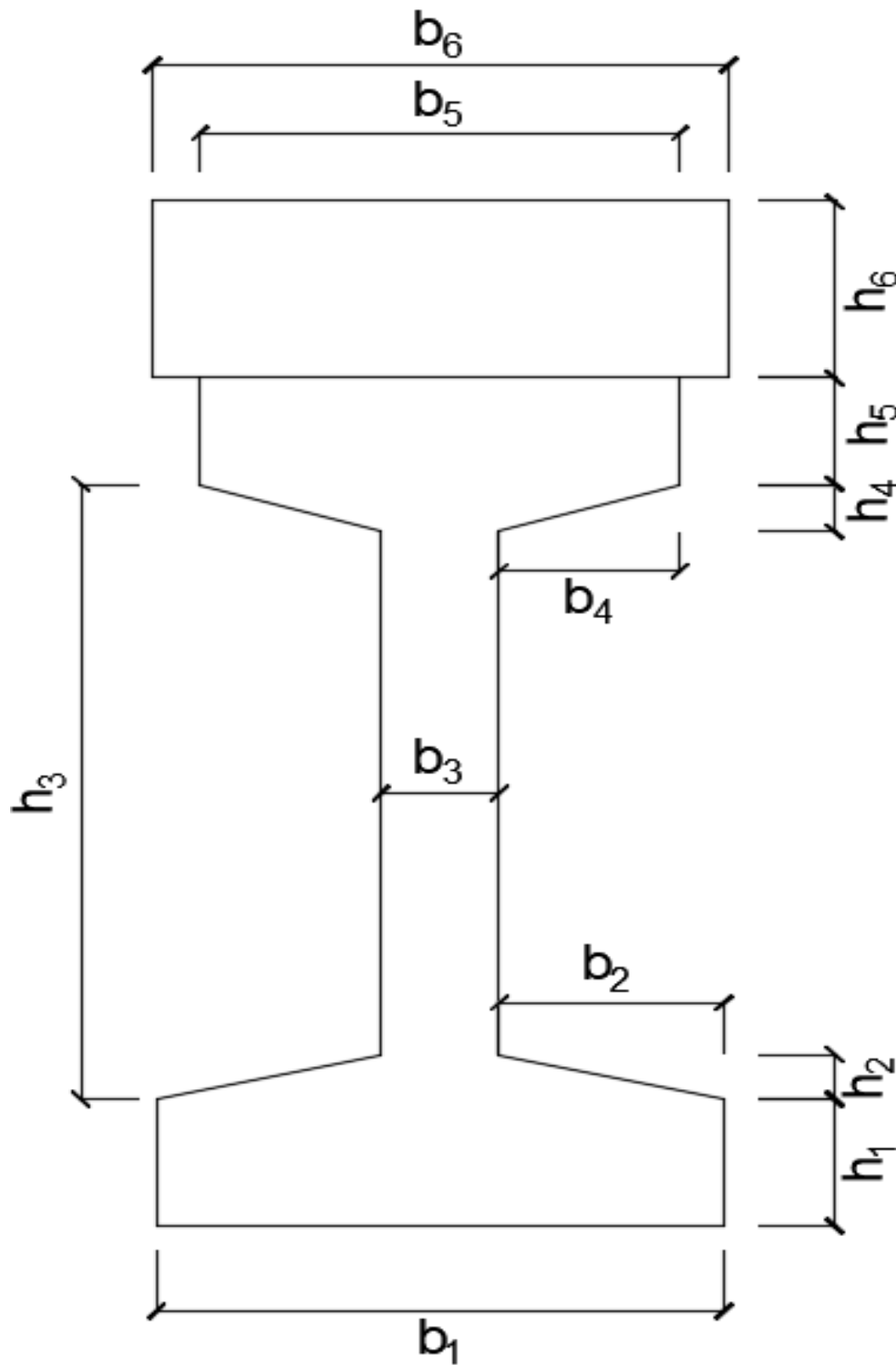
Figur 39: Plassering av fordeltrafikklaster og boggilaster [36]

Last modell 2 tar hensyn til lasttilfellet med en enkel boggilaster (akslingslast), som plasseres på mest ugunstig måte. Etter «EK 1 del 2 kapittel 4.3.1 b) Note 1» så er dette lasttilfellet ment for korte elementer opp til 7m og er derfor ikke sett mer på i denne oppgaven.

Last modell 3 tar hensyn til lasttilfellet med boggilaster (akslingslaster) fra tunge kjøretøy på strekinger som er spesielt tilrettelagt for dette. Det er derfor ikke sett videre på dette i denne oppgaven.

Last modell 4 tar hensyn til lasttilfellet med en fordelt last fra en folkemengde. Dette er derfor ikke relevant for denne oppgaven.

Transformert areal, tyngdepunkt og treghetsmoment



Figur 40: Bestemmelse av del-areal

Transformert areal

Det transformerte arealet tar høyde for forskjellen i elastisitetsmodul for de forskjellige materialene i tverrsnittet. Alle elastisitetsmodulene tar utgangspunkt i den effektive elastisitetsmodulen for bjelken ($E_{c,eff,bjelke}(t)$). Her tas det ikke hensyn til slakkarmeringen, da denne varierer gjennom hele tverrsnittet [24].

Del-arealene av tverrsnittet ($A_{c,i}$) regnes ut separate, og arealet av dekket justeres etter elastisitetsmodul.

$$\begin{aligned}
 A_{c,1} &= b_1 \cdot h_1 & A_{c,2} &= 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot h_2 \cdot b_2 & A_{c,3} &= h_3 \cdot b_3 \\
 A_{c,4} &= 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot h_4 \cdot b_4 & A_{c,5} &= h_5 \cdot b_5 & A_{c,6} &= \frac{E_{c,eff,dekk}(t)}{E_{c,eff,bjelke}(t)} \cdot h_6 \cdot b_6
 \end{aligned}$$

Det transformerte arealet (A_t) blir summen av del arealene ($\sum A_{c,i}$) minus arealet fra spennarmeringen (A_p) pluss arealet av spennarmeringen justert for elastisitetsmodul.

$$A_t = \sum A_{c,i} - A_p + \frac{E_p}{E_{c,eff,bjelke}(t)} \cdot A_p$$

Transformert tyngdepunkt

Det transformerte arealet (A_t) har et tilhørende transformert tyngdepunkt (z_t) [24].

Del arealene har sine egne lokale tyngdepunkter. Firkanter har tyngdepunktet i $\frac{h}{2}$ og trekanter har tilsvarende i $\frac{h}{3}$. Avstand fra bunnen av tverrsnittet til de lokale tyngdepunktene ($Z_{c,i}$) blir som vist under.

$$\begin{aligned}
 Z_{c,1} &= \frac{h_1}{2} & Z_{c,2} &= h_1 + \frac{h_2}{3} & Z_{c,3} &= h_1 + \frac{h_3}{2} \\
 Z_{c,4} &= h_1 + h_3 - \frac{h_4}{3} & Z_{c,5} &= h_1 + h_3 + \frac{h_5}{2} & Z_{c,6} &= h_1 + h_3 + h_5 + \frac{h_6}{2}
 \end{aligned}$$

Det transformerte tyngdepunktet ($z_t(t)$) blir summen av del arealene ($A_{c/p,i}$) multipliser med tilhørende avstand til de lokale tyngdepunktene ($Z_{c,i}/h_{p,i}$) delt på det transformerte arealet (A_t).

$$z_t(t) = \frac{\sum A_{c,i} \cdot Z_{c,i} + \left(\frac{E_p}{E_{c,eff,bjelke}(t)} - 1 \right) \cdot (\sum A_{p,i} \cdot h_{p,i})}{A_t}$$

Transformert treghetsmoment

Transformert treghetsmoment er beregnet ut i fra metode gitt i «Betongkonstruksjoner», av Sørensen [24].

Treghetsmomentet for kvadrater er $\frac{b \cdot h^3}{12}$ og $\frac{b \cdot h^3}{36}$ for trekanter. For å flytte tyngdepunktene til ett felles punkt er det brukt Steiners setning ($I_y = I_{yi} + A \cdot z^2$).

$$\begin{aligned}
 I_{y.c.1} &= \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + A_{c.1} \cdot (Z_t - Z_{c.1})^2 & I_{y.c.2} &= \frac{b_2 \cdot h_2^3}{36} + A_{c.2} \cdot (Z_t - Z_{c.2})^2 \\
 I_{y.c.3} &= \frac{b_3 \cdot h_3^3}{12} + A_{c.3} \cdot (Z_t - Z_{c.3})^2 & I_{y.c.4} &= \frac{b_4 \cdot h_4^3}{36} + A_{c.4} \cdot (Z_t - Z_{c.4})^2 \\
 I_{y.c.5} &= \frac{b_5 \cdot h_5^3}{12} + A_{c.5} \cdot (Z_t - Z_{c.5})^2 \\
 I_{y.c.6} &= \frac{E_{c.\text{eff.dekke}}(t)}{E_{c.\text{eff.bjelke}}(t)} \cdot \frac{b_6 \cdot h_6^3}{12} + A_{c.6} \cdot (Z_t - Z_{c.6})^2
 \end{aligned}$$

Treghetsmomentet for betongen ($I_{y.c}$) er lik summen av alle del-treghetsmomentene ($\sum I_{y.c.i}$).

$$I_{y.c} = \sum I_{y.c.i}$$

Del-treghetsmomentene ($I_{y.p.uk/ok}$) fra spenntauene blir lagt til samtidig som arealbidraget fra spenntauen blir trukket fra.

$$\begin{aligned}
 I_{y.p.uk} &= \left(\frac{E_p}{E_{c.\text{eff.bjelke}}(t)} - 1 \right) \cdot A_{p.uk} \cdot (Z_t - h_{p.uk})^2 \\
 I_{y.p.ok} &= \left(\frac{E_p}{E_{c.\text{eff.bjelke}}(t)} - 1 \right) \cdot A_{p.ok} \cdot (Z_t - h_{p.ok})^2
 \end{aligned}$$

Treghetsmomentet fra spenntauene ($I_{y.p}$) blir summen av del-treghetsmomentene.

$$I_{y.p} = I_{y.p.uk} + I_{y.p.ok}$$

Treghetsmomentet for det transformerte tverrsnittet ($I_{y.t}$) blir bidraget fra betongen ($I_{y.c}$) pluss bidraget fra spenntauene ($I_{y.p}$).

$$I_{y.t} = I_{y.c} + I_{y.p}$$

Bestemmelse av kryptall

Metode for beregning av kryptallet er hentet fra «Eurokode 2: Del 1-1: Tillegg B [23]». Kryptallet må beregnes separat for bjelken og dekket i de respektive tidspunktene for betraktning.

Den effektive tverrsnittstykkelsen h_0 bestemmes etter arealet av tverrsnittet A_c multiplisert med 2 delt på den delen av omkretsen som er eksponert for uttørking u .

$$h_0 = \frac{2A_c}{u \cdot \text{mm}} \quad \text{EK 2 pkt. (B, 6)}$$

$\alpha_{1,2,3}$ tar hensyn til betongfasthetens betydning.

$$\alpha_1 = \left(\frac{35\text{MPa}}{f_{cm}}\right)^{0.7} \quad \alpha_2 = \left(\frac{35\text{MPa}}{f_{cm}}\right)^{0.2} \quad \alpha_3 = \left(\frac{35\text{MPa}}{f_{cm}}\right)^{0.5} \quad \text{EK 2 pkt. (B, 8c)}$$

Faktoren β_H tar hensyn til den relative luftfuktigheten RH , den effektive tverrsnittstykkelsen h_0 og faktoren α_3 .

$$\beta_H = \min[1,5(1 + 0,012RH)^{18} * h_0 + 250\alpha_3, 1500\alpha_3] \quad \text{for } f_{cm} \geq 35\text{MPa} \quad \text{EK 2 pkt. (B, 8b)}$$

Faktoren $\beta_c(t, t_0)$ beskriver kryptutviklingen ved tidspunktet for betraktning t , tidspunktet ved belastning t_0 og faktoren β_H .

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0,3} \quad \text{EK 2 pkt. (B, 9)}$$

Faktoren φ_{RH} skal ta hensyn til faktorene $\alpha_{1,2}$, den relative luftfuktigheten RH og den effektive tverrsnittstykkelsen h_0 .

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right) \cdot \alpha_2 \quad \text{for } f_{cm} \geq 35\text{MPa} \quad \text{EK 2 pkt. (B, 3b)}$$

Faktoren φ_{RH} tar hensyn til betongfastheten f_{cm} .

$$\beta_{f,cm} = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}} \quad \text{EK 2 pkt. (B, 4)}$$

Faktoren $\beta(t_0)$ tar hensyn til tverrsnittets belastningstidspunkt t_0 .

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} \quad \text{EK 2 pkt. (B, 5)}$$

Det normerte kryptallet tar hensyn til faktorene φ_{RH} , $\beta_{f,cm}$ og $\beta(t_0)$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta_{f,cm} \cdot \beta(t_0) \quad \text{EK 2 pkt. (B, 2)}$$

Kryptallet $\varphi(t, t_0)$ bestemmes ved å multiplisere det normerte kryptallet med faktoren $\beta_c(t, t_0)$.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad \text{EK 2 pkt. (B, 1)}$$

Bestemmelse av svinntøyning

Metode for beregning av total svinntøyning er hentet fra «Eurokode 2: Del 1-1: 3.1.4(6) [23]». Total svinntøyning må beregnes separat for bjelken og dekket i de respektive tidspunktene for betraktning.

Faktoren β_{RH} tar hensyn forholdet mellom den relative luftfuktigheten RH og en luftfuktighet på 100%(RH₀).

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right) \quad \text{EK 2 pkt. (B, 2,12)}$$

α_{ds1}	=2 for sementklasse S	α_{ds2}	=0,13 for sementklasse S
	=4 for sementklasse N		=0,12 for sementklasse N
	=6 for sementklasse R		=0,11 for sementklasse R

Nominell verdi for svinntøyning ved uttørking $\varepsilon_{cd,0}$ tar hensyn til koeffisientene α_{ds1} og α_{ds2} , faktoren β_{RH} og forholdet mellom middelverdien for betongens trykkfasthet f_{cm} og 10 MPa (f_{cm0}).

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left((220 + 110\alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)} \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad \text{EK 2 pkt. (B, 2,11)}$$

Den effektive tverrsnittstykkelsen h_0 bestemmes etter arealet av tverrsnittet A_c multiplisert med 2 delt på den delen av omkretsen som er eksponert for uttørking u .

$$h_0 = \frac{2A_c}{u \cdot \text{mm}} \quad \text{EK 2 pkt. (B, 6)}$$

Faktoren $\beta_{ds}(t_1, t_0)$ tar hensyn til tidspunktet for betraktning t , tidspunktet for belastning t_0 og den effektive tverrsnittstykkelsen h_0 .

$$\beta_{ds}(t_1, t_0) = \frac{t - t_0}{(t - t_0) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad \text{EK 2 pkt. (3,10)}$$

Faktoren k_h beregnes etter formelen under med utgangspunkt i tabell EK 2 pkt. (3,9) tabell 3,3

$$k_h = 1 + \frac{0,85 - 1}{200 - 100} \cdot (h_0 - 100)$$

Utviklingen av svinntøyningen ved uttørking $\varepsilon_{cd}(t)$ bestemmes av å multiplisere faktorene $\beta_{ds}(t, t_0)$, k_h og $\varepsilon_{cd,0}$.

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_0) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad \text{EK 2 pkt. (3,9)}$$

Faktoren $\beta_{as}(t)$ varier etter tidspunktet for betraktning t .

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0,2t^{0,5})} \quad \text{EK 2 pkt. (3,13)}$$

Faktoren $\varepsilon_{ca(\infty)}$ tar hensyn til den karakteristiske trykkfastheten til betongen (f_{ck}).

$$\varepsilon_{ca(\infty)} = 2,5 \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} \quad \text{EK 2 pkt. (3,12)}$$

Den autogene svinntøyningen ($\varepsilon_{ca}(t)$) bestemmes ved å multiplisere faktorene $\beta_{as}(t)$ og $\varepsilon_{ca(\infty)}$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca(\infty)} \quad \text{EK 2 pkt. (3,11)}$$

Den totale svinntøyningen ($\varepsilon_{cs}(t, t_0)$) bestemmes å summere utviklingen av svinntøyningen ved uttørking ($\varepsilon_{cd}(t)$) med den autogene svinntøyningen ($\varepsilon_{ca}(t)$).

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) \quad \text{EK 2 pkt. (3,8)}$$

Maksimal Oppspenning

Metoden for beregning av største spennkraft er hentet fra «Eurokode 2: Del 1-1 [23]».

Største spennkraft er bestemt ved å multiplisere arealet av spennstålet (A_p) med den maksimale spenningen ($\sigma_{p,max}$).

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max} \quad \text{EK 2 pkt. (5.41)}$$

Den maksimale spenningen $\sigma_{p,max}$ bestemmes etter uttrykket under, med faktorene k_1 og k_2 , 0,1 %-strekkgrensen ($f_{p0,1k}$) og strekkfastheten (f_{pk}).

$$\sigma_{p,max} = \min(k_1 \cdot f_{pk}, k_2 \cdot f_{p0,1k})$$

$$k_1 = 0,8 \quad k_2 = 0,9$$

Maks tøyning

Maks tøyning er valgt som den dimensjonerende tøyningen for spennstålet ($\frac{f_{pd}}{E_p}$). Den største endringen i tøyningen ($\Delta\varepsilon_{p,maks}$) blir derfor maks tøyning ($\frac{f_{pd}}{E_p}$) minus oppspenningstøyningen ($\frac{\sigma_{p0}}{E_p}$) justert for tap av spennkraft ($1 - TAP_p$).

$$\Delta\varepsilon_{p,maks} = \frac{f_{pd}}{E_p} - \frac{\sigma_{p0}}{E_p} \cdot (1 - TAP_p)$$

Metode for dimensjonerende overføringslengde

Metoden for beregning av den dimensjonerende overføringslengden er hentet fra «Eurokode 2: Del 1-1 [23]».

Den dimensjonerende verdien for overføringslengden $l_{pt1/2}$ bestemmes ved å multiplisere den mest ugunstige verdien av 0,8 eller 1,2 med grunnverdien for overføringslengden l_{pt} .

$$l_{pt1} = 0,8 \cdot l_{pt} \qquad l_{pt2} = 1,2 \cdot l_{pt}$$

Grunnverdien for overføringslengden l_{pt} bestemmes etter uttrykket under der α_1 er faktor for overføring av spennkraften, α_2 er en faktor for typen tverrsnitt på spenntauene, \emptyset er diameteren på spenntauet, σ_{pm0} er spenningen i kabelen rett etter avspenning og f_{bpt} er konstant heftspenning.

$$l_{pt} = \alpha_1 \alpha_2 \emptyset \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bpt}} \qquad \text{EK 2 pkt. (8.16)}$$

$$\alpha_1 = 1,0 \text{ for gradvis avspenning}$$

$$= 1,25 \text{ for plutselig avspenning}$$

$$\alpha_2 = 0,25 \text{ for spennkabler med sirkulære tverrsnitt}$$

$$= 0,19 \text{ for tau med 3 og 7 tråder}$$

Den konstante heftspenningen f_{bpt} overført fra spennkablene til betongen bestemmes etter uttrykket under. Faktoren η_{p1} tar hensyn til typen spenntau og η_1 tar hensyn til heftforholdene.

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \eta_1 f_{ctd}(t) \qquad \text{EK 2 pkt. (8.15)}$$

$$\eta_{p1} = 2,7 \text{ for pregede tråder}$$

$$= 3,2 \text{ for tau med 3 og 7 tråder}$$

$$\eta_1 = 1,0 \text{ for gode heftforhold}$$

$$= 0,7 \text{ for øvrige tilfeller}$$

Den dimensjonerende strekkfastheten over tid bestemmes fra uttrykket under der α_{ct} og γ_c er sikkerhetsfaktorer og $f_{ctm}(t)$ er den midlere strekkfastheten over tid $f_{ctm}(t)$.

$$f_{ctd}(t) = \frac{\alpha_{ct} \cdot 0,7 \cdot f_{ctm}(t)}{\gamma_c} \quad \text{EK 2 pkt. (3.16)}$$

$$\alpha_{ct} = 0,85 \quad \text{EK 2 NA 3.1.6(2)P}$$

En tilnærmet verdi for den midlere strekkfastheten over tid $f_{ctm}(t)$ bestemmes etter faktorene $\beta_{cc}(t)$ og α , og midlere strekkfasthet etter 28 dager f_{ctm} . f_{ctm} varierer etter betongkvalitet og bestemmes etter EK 2 tabell 3.1 [23].

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha \cdot f_{ctm} \quad \text{EK 2 pkt. (3.4)}$$

$$\alpha = 1 \text{ for } t < 28$$

$$\alpha = \frac{2}{3} \text{ for } t \geq 28$$

Faktoren $\beta_{cc}(t)$ forutsetter «en middeltemperatur på 20 °C og herding i overensstemmelse med NS-EN 12390» og tar hensyn til sementtypen s og betongens alder etter t dager ved påføring av spennkraften.

$$\beta_{cc}(t) = e^{s(1 - (\frac{28}{t})^{\frac{1}{2}})} \quad \text{EK 2 pkt. (3.2)}$$

$$s = 0,20 \text{ for klasse R}$$

$$s = 0,25 \text{ for klasse N}$$

$$s = 0,38 \text{ for klasse S}$$

Beregningsmetode for spenninger i stadium 1

Metode for beregning av spenninger i stadium 1 baserer seg på metoden gitt i boken «Betongkonstruksjoner [24]». Metoden er forenklet til å bare inneholde et langtids- og korttids treghetsmoment.

Normalkraften forårsaket av svinn (N_{svinn}) er beregnet ved å multiplisere svinntøyningen ($\epsilon_{cs,bjelke}(t, t_0)$) med spennstålets elastisitetsmodul (E_p) og totale areal (A_p).

$$N_{svinn} = \epsilon_{cs,bjelke}(t, t_0) \cdot E_p \cdot A_p$$

Normalkraft forårsaket av relaksasjon ($N_{relaksasjon}$) er beregnet ved å multiplisere relaksasjonsspenningen $\Delta\sigma_{pr}(t)$ med det totale arealet av spennstålet (A_p).

$$N_{relaksasjon} = \Delta\sigma_{pr}(t) \cdot A_p$$

Total normalkraft (N) finnes ved å summere normalkraften fra henholdsvis svinn (N_{svinn}) og relaksasjon ($N_{relaksasjon}$) og trekke fra normalkraften forårsaket av føroppspenningen (P_{m0}).

$$N = N_{svinn} + N_{relaksasjon} - P_{m0}$$

For å beregne momentet fra svinn, relaksasjon og spennkraft må normalkraften regnes ut separat for spennarmeringen øverst og nederst ($h_{p,ok/uk}$). Så må det multipliseres med avstanden til det transformerte tyngdepunktet (z_t).

$$M_{svinn} = \epsilon_{cs,bjelke}(t, t_0) \cdot E_p \cdot A_{p,uk} \cdot (z_t(t) - h_{p,uk}) + \epsilon_{cs,bjelke}(t, t_0) \cdot E_p \cdot A_{p,ok} \cdot (z_t(t) - h_{p,ok})$$

$$M_{rel} = \Delta\sigma_{pr,uk}(t) \cdot A_{p,uk} \cdot (z_t(t) - h_{p,uk}) + \Delta\sigma_{pr,ok}(t) \cdot A_{p,ok} \cdot (z_t(t) - h_{p,ok})$$

$$M_{spenn} = \sigma_{p0,uk} \cdot A_{p,uk} \cdot (z_t(t) - h_{p,uk}) + \sigma_{p0,ok} \cdot A_{p,ok} \cdot (z_t(t) - h_{p,ok})$$

Momentet fra langtidseffekter (M_t) finnes ved å summere momentet fra egenlasten (M_g) og normalkraften (N). Normalkraften multipliseres med avstanden fra tyngdepunktet til henholdsvis spennstålet (h_p) og tverrsnittet (z_t).

$$M_L = M_{svinn} + M_{rel} + M_{spenn} + M_g$$

Momentet fra korttidseffekter (M_K) tilsvarer momentet fra trafikklast (M_{trafikk}) for denne oppgaven.

$$M_K = M_{\text{trafikk}}$$

For å bestemme spenningen i betongen ved punkt i ($\sigma_{c,i}(t)$) kombineres den elementære bjelketeorien og spenningene fra normalkrefter ($\frac{N}{A_t(t)}$).

$$\sigma_{c,i}(t) = \frac{N}{A_t(t)} + \frac{M_L(z_t(t) - h_i)}{I_z(t)} + \frac{M_k(z_t(k) - h_i)}{I_z(k)}$$

Tap av spennkraft på grunn av kryp

Fra teorien vet vi at en bjelke under permanent last blir utsatt for kryp. Dette kryptet fører til ett tap av spennkraft og kan bestemmes ved hjelp av metoden fra «Betongkonstruksjoner», av Sørensen [24].

Her blir det bare regnet med permanente laster. Normalkraften kommer derfor bare fra oppspenningskraften.

$$N = -P_{m0}$$

Det indre momentet fra oppspenningskraften finnes ved å multiplisere oppspenningsspenningene i over- og underkant ($\sigma_{p0.ok/uk}$) med tilhørende areal ($A_{p.ok/uk}$) og avstand til tverrsnittets tyngdepunkt (z_t).

$$M_{\text{spenn}} = \sigma_{p0.uk} \cdot A_{p.uk} \cdot (z_t(t) - h_{p.uk}) + \sigma_{p0.ok} \cdot A_{p.ok} \cdot (z_t(t) - h_{p.ok})$$

Samlet langtidsmoment (M_L) blir summen av oppspenningsmomentet (M_{spenn}) og momentet fra egenlast (M_g).

$$M_L = M_{\text{spenn}} + M_g$$

Korttids spenninger i betongen ved spennarmeringen ($\sigma_{c.p.ok/uk}(k)$) finnes med den elementære bjelketeorien og spenningen fra normalkraft ($\frac{N}{A_t(k)}$).

$$\sigma_{c.p.ok/uk}(k) = \frac{N}{A_t(k)} + \frac{M_L(z_t(k) - h_{p.ok/uk})}{I_y(k)}$$

Korttidstøyningen i betongen finnes ved å dele spenningen i betongen ved spennarmeringen ($\sigma_{c.p.ok/uk}(k)$) på elastisitetsmodulen for bjelken ($E_{cm.bjelke}$). Denne tøyningen blir den samme som i spennarmering. Den tilhørende spenningen i spennarmeringen finnes derfor med å multiplisere med elastisitetsmodulen (E_p). Dette er basert på Hookes lov anvendt for mekanikk.

$$\sigma_{p.ok/uk}(k) = \frac{\sigma_{c.p.ok/uk}(k)}{E_{cm.bjelke}} \cdot E_p$$

Tilsvarende metode blir brukt for å finne spenningene etter kryp. Her brukes langtids verdier.

$$\sigma_{c.p.ok/uk}(t) = \frac{N}{A_t(t)} + \frac{M_L(z_t(t) - h_{p.ok/uk})}{I_y(t)}$$

$$\sigma_{p.ok/uk}(t) = \frac{\sigma_{c.p.ok/uk}(t)}{E_{c.eff.bjelke}(t)} \cdot E_p$$

Endringen i spennkraft fra kort tid ($\sigma_{p.ok/uk}(k)$) til lang tid ($\sigma_{p.ok/uk}(t)$) tilsvarer tapet i spennkraft på grunn av kryp.

$$\text{Tap av spennkraft ok/uk} = \sigma_{p.ok/uk}(t) - \sigma_{p.ok/uk}(k)$$

Tap av spennkraft på grunn av svinn

Teorien om svinn lærer oss at svinntøyningen utvikler seg igjennom tverrsnittets levetid. Tøyningen fører til et tap av spennkraft, og her er det presentert metoden for beregning fra «Betongkonstruksjoner», av Sørensen [24].

Normalkraften fra svinnet fører til en positiv (strekk) normalkraft på tverrsnittet. Den finnes ved å multiplisere svinntøyningen i bjelken ($\varepsilon_{cs,bjelke}(t, t_0)$), elastisitetsmodulen for spennstålet (E_p) og arealet av spennstålet (A_p).

$$N_{svinn} = \varepsilon_{cs,bjelke}(t, t_0) \cdot E_p \cdot A_p$$

Normalkraftene deles opp i spennarmering i under- og overkant, og multipliseres med avstanden fra spennarmeringen ($h_{p.ok/uk}$) til tverrsnittets tyngdepunkt (z_t).

$$M_{svinn} = \varepsilon_{cs,bjelke}(t, t_0) \cdot E_p \cdot A_{p,uk} \cdot (z_t(t) - h_{p,uk}) + \varepsilon_{cs,bjelke}(t, t_0) \cdot E_p \cdot A_{p.ok} \cdot (z_t(t) - h_{p.ok})$$

Svinnspenninger i betongen ved spennarmeringen ($\sigma_{c.p.ok/uk}(t)$) finnes med den elementære bjelketeorien og spenningen fra normalkraft ($\frac{N_{svinn}}{A_t(t)}$).

$$\sigma_{c.p.ok/uk}(t) = \frac{N_{svinn}}{A_t(t)} + \frac{M_{svinn}(z_t(t) - h_{p.ok/uk})}{I_z(t)}$$

Spenningen i spennarmering bestemmes av tøyningen i betongen ($\frac{\sigma_{c.p.ok}(t)}{E_{c,eff,bjelke}(t)}$) multiplisert med elastisitetsmodulen for spennstålet (E_p). Dette tilsvarer tapet på grunn av svinntøyningen.

$$\Delta\sigma_{p.ok/uk}(t) = \frac{\sigma_{c.p.ok}(t)}{E_{c,eff,bjelke}(t)} \cdot E_p$$

Tap av spennkraft på grunn av relaksasjon:

Fra teorien vet vi at vi kan forvente ett tap av spennkraft på grunn av relaksasjon. «Eurokode 2 del 1-1» bestemmer metode for beregning [23].

Spenningen (σ_{p1}) kan variere og må derfor regnes separat for spenntau med forskjellig oppspenningskraft.

$$\sigma_{p1} = \sigma_{pm0.ok/uk}$$

Faktoren μ tar hensyn til forholdet mellom oppspenningskraften (σ_{pi}) og karakteristisk strekkfasthet (f_{pk}). Faktoren regner om antall dager til antall timer.

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} \quad t_{rel}(t) = 24t$$

De fleste spennstål klasser i Norge kan regnes under klasse 2. Faktoren (p_{1000}) blir dermed 2,5.

Klasse 2 spennstål $\rightarrow p_{1000} = 2,5$

Utrykket under bestemmer spenningsstapet på grunn av relaksasjon.

$$\Delta\sigma_{pr.ok/uk}(t) = 0,66 \cdot p_{1000} \cdot e^{9,1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t_{rel}(t)}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{p1}$$

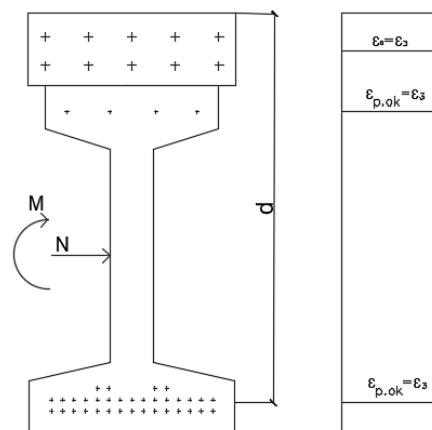
Dimensjonerende moment, og normalkraft kapasitet for samvirkebjelken

På grunn av samvirke mellom dimensjonerende moment- og normalkrefter for kapasiteten til spennbetong, så kombineres disse i ett M/N -diagram. Boken «betongkonstruksjoner ([24])» viser en metode for plotting i ett M/N -diagram der det blir blitt tatt utgangspunkt i tre tøyningstilstander. Disse er henholdsvis rent trykk, balanse mellom trykk og strekk, og duktilt brudd. Disse plottes i M/N -diagrammet og danner dimensjonerende grenser for moment- og normalkrefter.

Midtfelt:

Tøyningstilfelle 1: Rent trykk brudd

For tøyningstilfelle for rent trykk brudd regnes hele tverrsnittet til å være i trykktilstanden ved brudd. Tøyningen i betongen, spenn- og slakkarmeringen settes til ϵ_{c3} . ϵ_{c3} bestemmes etter tabell 3.1 i EK 2. Betongkvalitet fra bjelken til dekket kan variere og på grunn av samvirke bestemmes ϵ_{c2} etter den kvaliteten som gir minst verdi.



Figur 41: rent trykkbrudd

Metoden bruker dimensjonerende fasthet for betongen som bestemmes etter EK 2 pkt. 3.1.6 (1).

$$f_{cd,dekke} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck,dekke}}{\gamma_c} \qquad f_{cd,bjelke} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck,bjelke}}{\gamma_c}$$

Trykkapasiteten i betongen i dekket og bjelken bestemmes ved å multiplisere dimensjonerende fasthet med arealet. Faktoren η_{bjelke} tar hensyn til eventuell forskjell i betongkvalitet mellom dekket og bjelken.

$$T_{c,dekke} = f_{cd,dekke} \cdot A_{c,dekke} \qquad T_{c,bjelke} = \frac{E_{c,eff,dekke}(t)}{E_{c,eff,bjelke}(t)} \cdot f_{cd,bjelke} \cdot A_{c,bjelke}$$

Trykkreftene i armeringen finnes ved å multiplisere tøyningen med E-modulen og tilhørende areal.

$$T_{p.ok} = \varepsilon_{c3} \cdot E_p \cdot A_{p.ok}$$

$$T_{p.uk} = \varepsilon_{c3} \cdot E_p \cdot A_{p.uk}$$

$$T_S = \varepsilon_{c3} \cdot E_S \cdot A_S$$

Trykkapasiteten for betongen og armeringen summeres for å finne tverrsnittets normalkraftkapasitet for rent trykk.

$$N_{midtfelt} = T_{c,dekke} + T_{c,bjelke} + T_{p.ok} + T_{p.uk} + T_S$$

De indre momentarmene for normalkreftene finnes ved å bestemme avstanden fra kraften til tverrsnittets transformerte tyngdepunkt z_t .

$$z_{c,dekke} = h - \frac{h_{dekke}}{2} - z_t$$

$$z_{c,bjelke} = z_t - z_{t,bjelke}$$

$$z_{p.ok} = h_{p.ok} - z_t$$

$$z_{p.uk} = z_t - h_{s.uk}$$

$$z_S = h_s - z_t$$

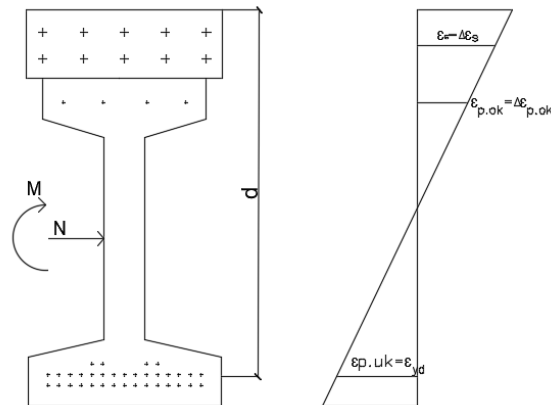
Summen trykkapasiteten til betongen og armeringen multiplisert med momentarmene danner tverrsnittets totale momentkapasitet.

$$M_{midtfelt} = T_{c,dekke} \cdot z_{c,dekke} + T_S \cdot z_S + T_{p.ok} \cdot z_{p.ok} - T_{p.uk} \cdot z_{p.uk} - T_{c,bjelke} \cdot z_{c,dekke}$$

Tøyningstilfelle 2: Balansert brudd

Tøyningstilfelle for balansert brudd gir ett balansert tverrsnitt der trykkbruddet i overkant skjer tilnærmet likt med strekkbruddet i underkant. Trykktøyningen settes til ε_{cu3} og bestemmes etter tabell 3.1 i EK 2 [23]. Betongkvalitet fra bjelken til dekket kan variere og på grunn av samvirke bestemmes ε_{cu2} etter den kvaliteten som gir minst verdi. Strekktøyningen settes til ε_{yd} og bestemmes av den dimensjonerende fastheten til slakkarmeringen (f_{yd}) delt på tilhørende elastisitetsmodul (E_S).

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_S}$$



Figur 42: Balansert brudd i midtfelt

Forholdet α mellom trykksonen og strekksonen brukes videre for å definere størrelsen av trykksonen

$$\alpha = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu3}}$$

Tøyningen av slakkarmeringen og spennarmeringen i overkant finnes av følgende uttrykk. Tøyningene må ikke overstige den maksimale tøyningen gitt tidligere.

$$\Delta\varepsilon_s = \frac{\alpha d - (h - h_s)}{\alpha d} \cdot \varepsilon_{cu3} \quad \Delta\varepsilon_{p.ok} = \frac{\alpha d - h - h_{p.ok}}{\alpha d} \cdot \varepsilon_{cu3}$$

«EK 2 pkt. 3.1.7 (3) [23]» bestemmer reduksjons faktorer ved regning av tverrsnitt delvis i trykksonen. Faktoren λ som definerer den effektive høyden for trykksonen, og faktoren η som definerer den effektive fastheten.

$$\lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} \quad \text{for } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad \lambda = 0,8 \quad \text{for } f_{ck} < 50 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \quad \text{for } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad \eta = 1 \quad \text{for } f_{ck} < 50 \text{ MPa}$$

Trykkapasiteten av betongen finnes ved å multiplisere dimensjonerende trykkfasthet med tilhørende areal i trykksonen. Her må det også multipliseres med de eventuelle reduksjonsfaktorene ovenfra.

$$T_{c.dekke} = f_{cd.dekke} \cdot b_{dekke} \cdot h_{dekke} \quad T_{c.bjelke,eff} = f_{cd.bjelke} \cdot A_{bjelke,eff}$$

Trykkreftene i armeringen finnes ved å multiplisere tøyningen med E-modulen og tilhørende areal.

$$S_{p.uk} = \varepsilon_{yd} \cdot E_p \cdot A_{p.uk}$$

$$T_{p.ok} = \Delta\varepsilon_{p.ok} \cdot E_p \cdot A_{p.ok}$$

$$T_S = \Delta\varepsilon_S \cdot E_S \cdot A_S$$

Trykkapasiteten for betongen og armeringen summeres for å finne tverrsnittets normalkraftkapasitet for rent trykk.

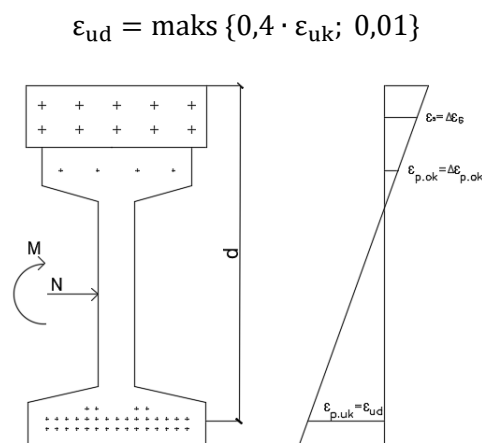
$$N_{\text{midtfelt}} = T_{c.dekke} + T_{c.bjelke,eff} + T_{p.ok} + T_S - S_{p.uk}$$

Summen trykkapasiteten til betongen og armeringen multiplisert med momentarmene danner tverrsnittets totale momentkapasitet. Momentarmene til armeringene er lik som for tøyningstilfelle 1. Momentarmen for betongen varierer etter størrelsen på trykksonen.

$$M_{\text{midtfelt}} = T_{c.dekke} \cdot z_{c.dekke} + T_{c.bjelke,eff} \cdot z_{c.bjelke,eff} + T_{p.ok} \cdot z_{p.ok} + T_S \cdot z_S + S_{p.uk} \cdot z_{p.uk}$$

Tøyningstilfelle 3: Duktilt brudd

Tøyningstilfelle for duktilt brudd gir et seigt brudd i bunnen av tverrsnittet. Det er ønskelig fordi det gir et tydelig forvarsel lenge før tverrsnittet bryter helt sammen. Trykktøyningen ε_{cu3} er lik som for tøyningstilfelle 2. Strekktøyningen settes til ε_{ud} og bestemmes av 0,4 multiplisert med karakteristisk tøyningsgrense (ε_{uk}), men skal være større en 0,01.



Figur 43: Duktilt brudd i midtfelt

Forholdet α mellom trykksonen og strekksonen brukes videre for å definere størrelsen av trykksonen

$$\alpha = \frac{\epsilon_{cu3}}{\epsilon_{ud} + \epsilon_{cu3}}$$

Tøyningen av slakkarmeringen og spennarmeringen i overkant finnes av følgende uttrykk. Tøyningene må ikke overstige den maksimale tøyningen gitt tidligere

$$\Delta\epsilon_{s.ok} = \frac{\alpha d - (h - h_{s.ok})}{\alpha d} \cdot \epsilon_{cu3} \qquad \Delta\epsilon_{s.uk} = \frac{h - \alpha d - h_{s.uk}}{\alpha d} \cdot \epsilon_{cu3}$$

$$\Delta\epsilon_{p.ok} = \frac{h - \alpha d - h_{p.ok}}{\alpha d} \cdot \epsilon_{cu3}$$

Trykkapasiteten av betongen finnes ved å multiplisere dimensjonerende trykkfasthet med tilhørende areal i trykksonen. Her må det også multipliseres med de eventuelle reduksjonsfaktorene fra tøyningstilfelle 2.

$$T_{c.eff} = \lambda_1 \cdot \eta_1 \cdot f_{cd.dekke} \cdot b_{dekke} \cdot \alpha d$$

Trykkreftene i armeringen finnes ved å multiplisere tøyningen med E-modulen og tilhørende areal.

$$S_{p.uk} = \epsilon_{ud} \cdot E_p \cdot A_{p.uk} \qquad S_{p.ok} = \Delta\epsilon_{p.ok} \cdot E_p \cdot A_{p.ok}$$

$$S_{s.uk} = \Delta\epsilon_{s.uk} \cdot E_s \cdot A_{s.uk} \qquad T_{s.ok} = \Delta\epsilon_{s.ok} \cdot E_s \cdot A_{s.ok}$$

Trykkapasiteten for betongen og armeringen summeres for å finne tverrsnittets normalkraftkapasitet for rent trykk.

$$N_{midtfelt} = T_{s.ok} + T_{c.eff} - S_{p.uk} - S_{p.ok} - S_{s.uk}$$

Den indre momentarmen for den effektive betongen er gitt ved uttrykket under. Her er trykksonen redusert med faktoren λ fra tøyningstilfelle 2.

$$z_{c.eff} = h - \lambda \cdot \frac{\alpha d}{2} - z_t$$

Summen trykkapasiteten til betongen og armeringen multiplisert med momentarmene danner tverrsnittets totale momentkapasitet. Momentarmene til armeringene er lik som for tøyningstilfelle

$$M_{\text{midtfelt}} = S_{p,uk} \cdot z_{p,uk} + T_{s,ok} \cdot z_{s,ok} + T_{c,eff} \cdot z_{c,eff} - S_{p,ok} \cdot z_{p,ok} - S_{s,uk} \cdot z_{s,uk}$$

Ved dimensjonerende overføringslengde

Tøyningstilfelle 1: Rent trykk brudd

Tøyningstilfelle for rent trykk brudd tilsvarer utregningene gjort for midtfeltet.

$$N_{l_{pt1}} = N_{\text{midtfelt}}$$

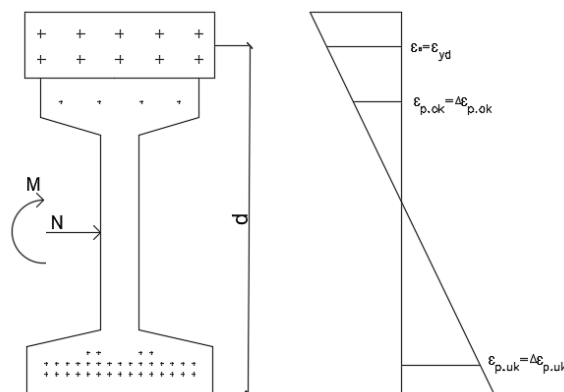
$$M_{l_{pt1}} = M_{\text{midtfelt}}$$

Tøyningstilfelle 2: Balansert brudd

Tøyningstilfelle for balansert brudd

Metoden for balansert brudd ved dimensjonerende overføringslengde tilsvarer metoden for midtfeltet. Forskjellen i beregningene kommer av at det når regnes med strekk i overkant og trykk i underkant. Strekketøyning i overkant settes til dimensjonerende tøyning for slakkarmering (ϵ_{yd}). Trykketøyningen settes til ϵ_{cu3} .

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$



Figur 44: Balansert brudd ved dimensjonerende overføringslengde

Forholdet α mellom trykksonen og strekksonen brukes videre for å definere størrelsen av trykksonen

$$\alpha = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu3}}$$

Tøyningen av slakkarmeringen og spennarmeringen i overkant finnes av følgende uttrykk. Tøyningene må ikke overstige den maksimale tøyningen gitt tidligere.

$$\Delta\varepsilon_{p.ok} = \frac{h_{p.ok} - \alpha d}{\alpha d} \cdot \varepsilon_{cu3} \qquad \Delta\varepsilon_{p.uk} = \frac{\alpha d - h_{p.uk}}{\alpha d} \cdot \varepsilon_{cu3}$$

EK 2 pkt. 3.1.7 (3) bestemmer reduksjons faktorer ved regning av tverrsnitt delvis i trykksonen. «Faktoren λ som definerer den effektive høyden for trykksonen, og faktoren η som definerer den effektive fastheten.

$$\lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} \text{ for } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \qquad \lambda = 0.8 \text{ for } f_{ck} < 50 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \text{ for } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \qquad \eta = 1 \text{ for } f_{ck} < 50 \text{ MPa}$$

Trykkapasiteten av betongen finnes ved å multiplisere dimensjonerende trykkfasthet med tilhørende areal i trykksonen. Her må det også multipliseres med de eventuelle reduksjonsfaktorene ovenfra.

$$T_{c.bjelke,eff} = f_{cd,bjelke} \cdot A_{bjelke,eff}$$

Trykkreftene i armeringen finnes ved å multiplisere tøyningen med E-modulen og tilhørende areal.

$$S_s = \varepsilon_{yd} \cdot E_s \cdot A_s \qquad T_{p.ok} = \Delta\varepsilon_{p.ok} \cdot E_p \cdot A_{p.ok}$$

$$T_{p.uk} = \Delta\varepsilon_{p.uk} \cdot E_p \cdot A_p$$

Trykkapasiteten for betongen og armeringen summeres for å finne tverrsnittets normalkraftkapasitet for rent trykk.

$$N_{\text{ved dimensjonerende overføringslengde}} = T_{c,\text{bjelke,eff}} + T_{p,\text{uk}} + T_{p,\text{ok}} - S_s$$

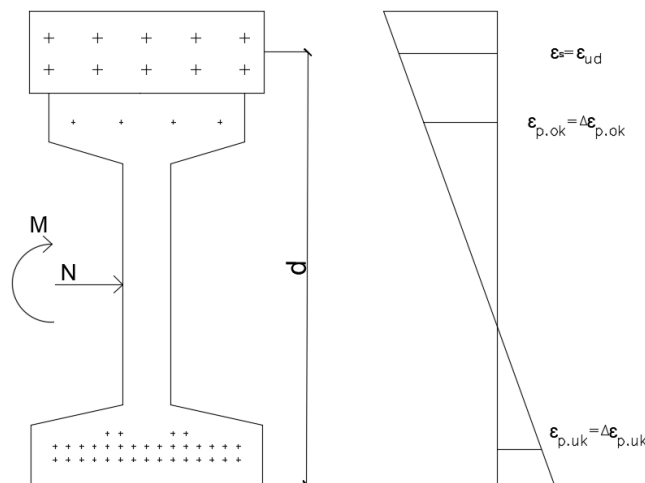
Summen trykkapasiteten til betongen og armeringen multiplisert med momentarmene danner tverrsnittets totale momentkapasitet. Momentarmene til armeringene er lik som for tøyningstilfelle 1. Momentarmen for betongen varier etter størrelsen på trykksonen.

$$M_{1,\text{pt1}} = -T_{c,\text{bjelke,eff}} \cdot z_{c,\text{bjelke,eff}} - T_{p,\text{ok}} \cdot z_{p,\text{ok}} - S_s \cdot z_s - T_{p,\text{uk}} \cdot z_{p,\text{uk}}$$

Tøyningstilfelle 3: Duktilt brudd

Tøyningstilfelle for duktilt brudd gir et seigt brudd i bunnen av tverrsnittet. Det er ønskelig fordi det gir et tydelig forvarsel lenge før tverrsnittet bryter helt sammen. Trykktøyningen ϵ_{cu3} er lik som for tøyningstilfelle 2. Strekktøyningen settes til ϵ_{ud} og bestemmes av 0,4 multiplisert med karakteristisk tøyningsgrense (ϵ_{uk}), men skal være større en 0,01.

$$\epsilon_{ud} = \text{maks} \{0,4 \cdot \epsilon_{uk}; 0,01\}$$



Figur 45: Duktilt brudd ved dimensjonerende overføringslengde

Forholdet α mellom trykksonen og strekksone brukes videre for å definere størrelsen av trykksonen

$$\alpha = \frac{\epsilon_{cu3}}{\epsilon_{ud} + \epsilon_{cu3}}$$

Tøyningen av slakkarmeringen og spennarmeringen i overkant finnes av følgende uttrykk. Tøyningene må ikke overstige den maksimale tøyningen gitt tidligere.

$$\Delta\varepsilon_{p.uk} = \frac{\alpha d - h_{p.uk}}{\alpha d} \cdot \varepsilon_{cu3}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.ok} = \frac{h_{p.ok} - \alpha d}{\alpha d} \cdot \varepsilon_{cu3}$$

Trykkapasiteten av betongen finnes ved å multiplisere dimensjonerende trykkfasthet med tilhørende areal i trykksonen. Her må det også multipliseres med de eventuelle reduksjonsfaktorene fra tøyningstilfelle 2.

$$T_{c,eff} = f_{cd,bjelke} \cdot A_{c,eff}$$

Trykkreftene i armeringen finnes ved å multiplisere tøyningen med E-modulen og tilhørende areal.

$$S_{p.uk} = \Delta\varepsilon_{p.uk} \cdot E_p \cdot A_{p.uk}$$

$$S_{p.ok} = \Delta\varepsilon_{p.ok} \cdot E_p \cdot A_{p.ok}$$

$$S_s = \varepsilon_{ud} \cdot E_s \cdot A_{s.uk}$$

Trykkapasiteten for betongen og armeringen summeres for å finne tverrsnittets normalkraftkapasitet for rent trykk.

$$N_{I_{pt1}} = T_{p.uk} + T_{c,eff} - S_{p.ok} - S_s$$

Summen trykkapasiteten til betongen og armeringen multiplisert med momentarmene danner tverrsnittets totale momentkapasitet. Momentarmene til armeringene er lik som for tøyningstilfelle 1.

$$M_{I_{pt1}} = -T_{p.uk} \cdot z_{p.uk} - T_{c,eff} \cdot z_{c,eff} - S_{p.ok} \cdot z_{p.ok} - S_s \cdot z_s$$

Bestemmelse av skjærkapasitet uten skjærarmering

Skjærkraftberegninger for konstruksjoner uten beregningsmessig behov for skjærarmering følger metode gitt i «Eurokode 2 kapittel 6 [23]».

Anbefalt verdi for $C_{Rd,c}$ er 0.18 delt på sikkerhetsfaktoren γ_c

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \quad \text{EK 2 6,2,2(1)Merknad}$$

Faktoren k er gitt ved uttrykket under der d er effektivhøyden av tverrsnittet og 2.0 er maks verdi

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad \text{EK 2 6,2,2(1)}$$

Faktoren p_1 er gitt ved å dele arealet av den delen av armeringen som er forankret A_{s1} på den minste bredden av tverrsnittet i strekksonen b_w multiplisert med effektivhøyden av tverrsnittet d .

$$p_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0.02 \quad \text{EK 2 6,2,2(1)}$$

Faktoren σ_{cp} er gitt ved dimensjonerende normalkraft N_{Ed} delt på arealet av tverrsnittet A_c . Denne verdien skal være lavere enn 0.2 multiplisert med betongens dimensjonerende trykkfasthet f_{cd} .

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2f_{cd} \quad \text{EK 2 6,2,2(1)}$$

Faktoren v_{min} ved uttrykket under med faktoren k og den karakteristiske trykkfastheten til betongen f_{ck} .

$$v_{min} = 0.035k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad \text{EK 2 pkt. (6,3N)}$$

Faktoren k_1 settes lik 0.15 med bruk av spennbetong(trykk).

$$k_1 = 0.15 \quad \text{EK 2 (NA 6.2.2)}$$

Tverrsnittets dimensjonerende skjærkapasitet $V_{Rd,c}$ uten skjærarmering er gitt ved uttrykket under.

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} k (100 p_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right) b_w d \geq (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad \text{EK 2 pkt. (6,2, a/b)}$$

Bestemmelse av skjærkapasitet med skjærarmering

Skjærkapasitet med beregningsmessig behov for skjærarmering er beregnet etter metode gitt i «Eurokode 2 kapittel 6 [23]» og krav fra «håndbok N400» [31].

Håndbok N400 bestemmer $\cot \theta$ til å ikke være større enn 2,0. $\cot \theta$ velges derfor som 2,0.

$$\cot \theta = 2.0 \quad \text{HB N400 7,6,2}$$

Faktoren v_1 settes til 0.6 for betong med karakteristisk trykkfasthet f_{ck} under 60MPa.

$$v_1 = 0.6 \quad \text{for } f_{ck} \leq 60\text{MPa} \quad \text{EK 2 (NA 6,10, aN)}$$

Faktoren v_1 bestemmes etter uttrykket under for betong med karakteristisk trykkfasthet (f_{ck}) over 60MPa. Minste verdien for v_1 er satt til 0.5.

$$v_1 = 0.9 - \frac{f_{ck}}{200} > 0.5 \quad \text{for } f_{ck} > 60\text{MPa} \quad \text{EK 2 (NA 6,10, bN)}$$

Faktoren σ_{cp} er gitt ved dimensjonerende normalkraft N_{Ed} delt på arealet av tverrsnittet A_c . Denne verdien skal være lavere enn 0.2 multiplisert med betongens dimensjonerende trykkfasthet f_{cd} .

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 f_{cd} \quad \text{EK 2 6,2,2(1)}$$

Faktoren α_{cw} bestemmes etter betingelsene under for forspente konstruksjoner. Faktoren σ_{cp} er regnet ut over og f_{cd} er den dimensjonerende trykkfastheten for betongen.

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \quad \text{for } 0 < \sigma_{cp} \leq 0.25f_{cd} \quad \text{EK 2 (NA 6,11, aN)}$$

$$\alpha_{cw} = 1.25 \quad \text{for } 0.25 < \sigma_{cp} \leq 0.5f_{cd} \quad \text{EK 2 (NA 6,11, bN)}$$

$$\alpha_{cw} = 2.5 \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) \quad \text{for } 0.5 < \sigma_{cp} < 1.0f_{cd} \quad \text{EK 2 (NA 6,11, cN)}$$

«Hvis uttrykk (6.10) brukes, bør verdien av f_{ywd} reduseres til $0.8f_{ywk}$ i uttrykk (6.8)»

$$f_{ywd} = 0.8f_{ywk} \quad \text{EK 2 6,2,3(3)merknad}$$

Skjærkapasiteten V_{Rd} er gitt ved den minste verdien fra uttrykkene under. Faktorene f_{ywd} , $\cot \theta$, α_{cw} , v_1 og f_{cd} er forklart over. A_{sw} er arealet av skjærarmeringen, z er den indre momentarmen, s er senteravstand for skjærbøylene, b_w er den minste bredden av tverrsnittet i strekksone og $\tan \theta$ er $\frac{1}{\cot \theta}$.

$$V_{Rd} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta < \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad \text{EK 2 pkt. (6,8/6,9)}$$

Landkar metode:

Metoden som er brukt har som formål å gi et godt perspektiv på geometrien av landkaret, derunder volum av betong og armering som vil gå med i forskjellige scenarier. Det er benyttet den gamle «Håndbok 100 Bruprosjektering 04 – Landkar» for å kunne raskt regne gjennom flere landkar på kortere tid.

Egenvekt for brodekke og bjelker:

Densitet for armert betong (d_c) settes til 25 KN/m^3 etter N400.

Egenlast bjelke+dekke

$$g_{\text{bjelke}} = d_c \cdot A_{\text{bjelke}} \cdot l$$

$$q_{\text{dekke}} = d_c \cdot h \cdot l \cdot b$$

Trafikklast

Trafikklast er satt som at boggilast er satt rett over det ene landkaret, sånn at all kraften vil gå ned i det ene landkaret. Dette vil være en kraft på $600+400=1000\text{kN}$

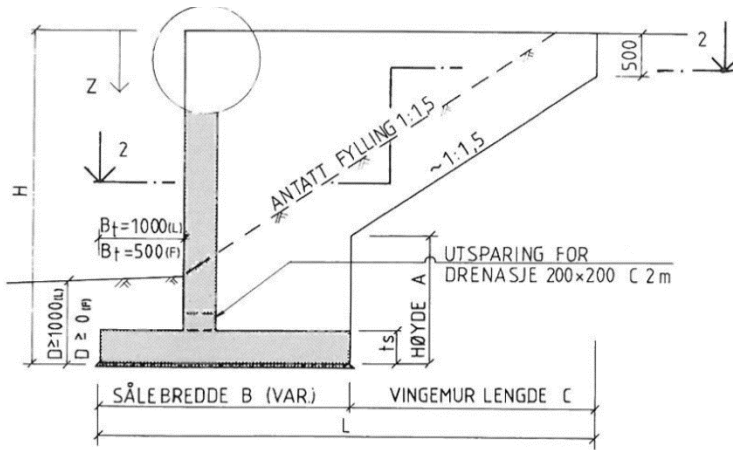
Vertikal last (F_v): Summen av egenlast bjelke+dekke og trafikklast

Horisontal last (F_H): Satt som $0,3 F_v$

Landkar på løsmasser

H (m)	A (m)	B	C (m)	L (mm)	t_s (mm)	t_v (mm)
3	$A = H \div 0,5 \div C/1,5$	Se fig. 043.6 - 043.11	$C = L \div B$	4 500	400	400
4				6 000	600	400
5				7 500	600	550

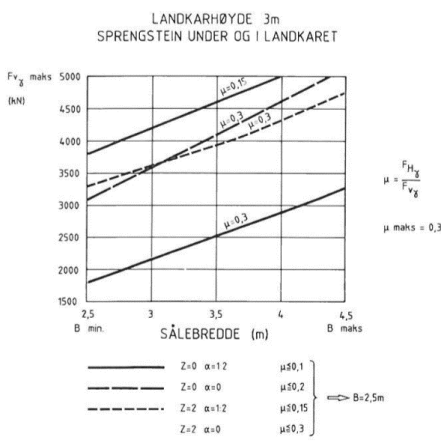
Figur 46 Dimensjoneringstabell fra Håndbok 100 [15]



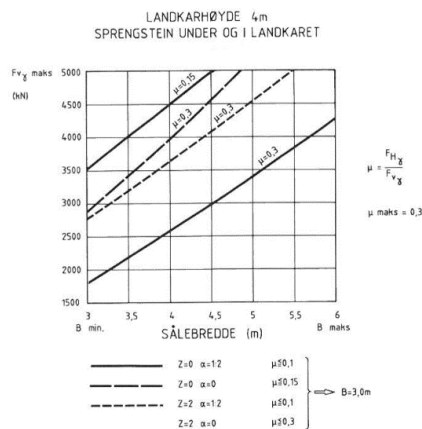
Figur 47 Dimensjoneringsillustrasjon [15]

1. Finner sålebredden ut ifra egenvekt og høyde fra tabell. Se figur 46, 47 og 48. Det er tatt snitt av to verdier for mellomliggende høyder.
2. Finner øvrige verdier fra landkaret ut fra bredden etter tabell. Det er tatt snitt ved mellomliggende høyder eller fulgt prinsipper fra Håndbok 100. Se figur 44.

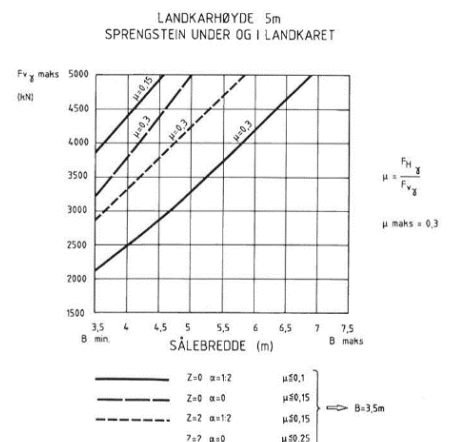
Merk: Håndbok 100 Bruprosjektering 04 – Landkar er bare beregnet for vertikal kraft opp til 5000kN. For verdier over dette er det gjort regresjon for å utvide tabellene til å dekke behovet opp til lengste brodekke.



Figur 48 Sålebrede for 3 meter. [15]



Figur 50 Sålebrede for 4 meter høyt landkar. [15]



Figur 49 Sålebrede for 5 meter høyt landkar. [15]

Volum av landkar

Volum såle: $V_{\text{såle}}$

Sålebredde x tykkelse såle x bredde bruplate = $(B_s \times t_s \times B_b)$

Volum vegg: V_{vegg}

(Total høyde – tykkelse såle) x tykkelse vegg x bredde bruplate = $((H - t_s) \times t_v \times B_b)$

Volum vinger: V_{vinger}

(Sålebredde - 1000mm - tykkelse vegg) x (Høyde – tykkelse såle) x tykkelse vegg x 2

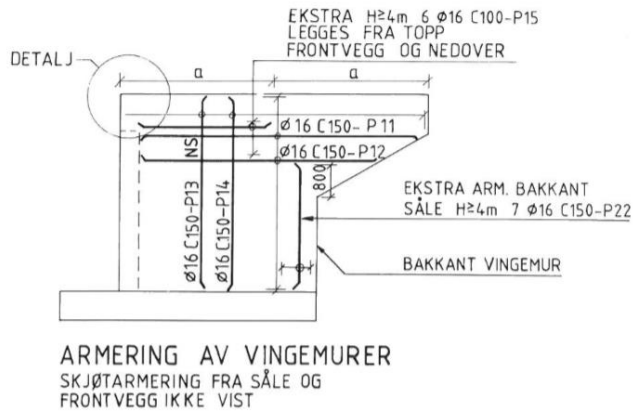
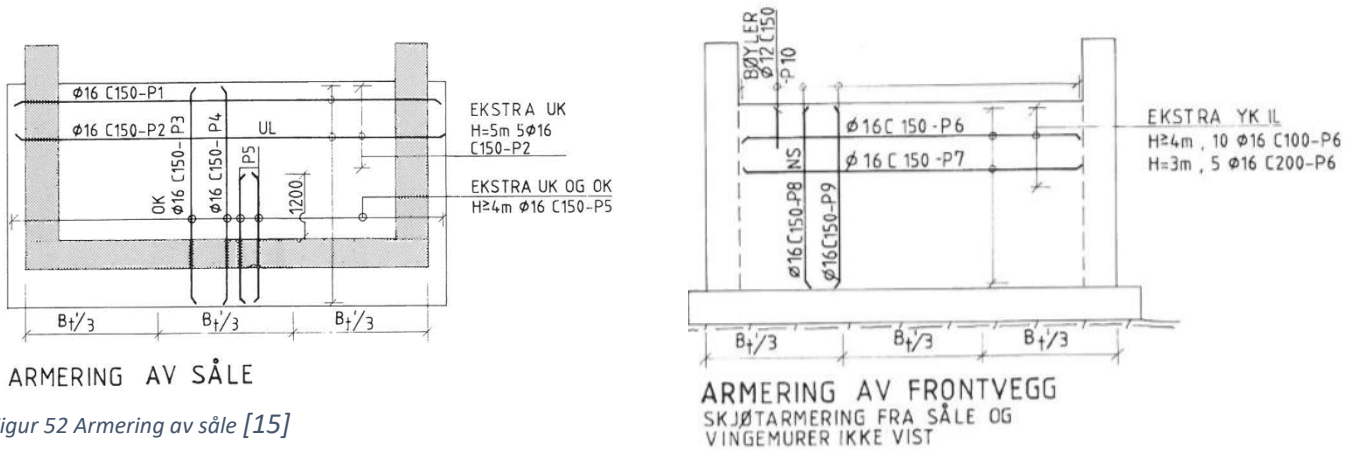
$((B - 1000 - t_v) \times (H - t_s) \times t_v) \times 2$

Totalt volum betong: $V_{\text{såle}} + V_{\text{vegg}} + V_{\text{vinger}}$

Volum armering

Volum ekvivalent med $\varnothing 16$ C150 som både hoved- og fordelingsarmering i 400mm vegg x 1,2 for skjøtarmering.

Armeringstegninger fra Håndbok 100 Bruprosjektering 04 - Landkar :



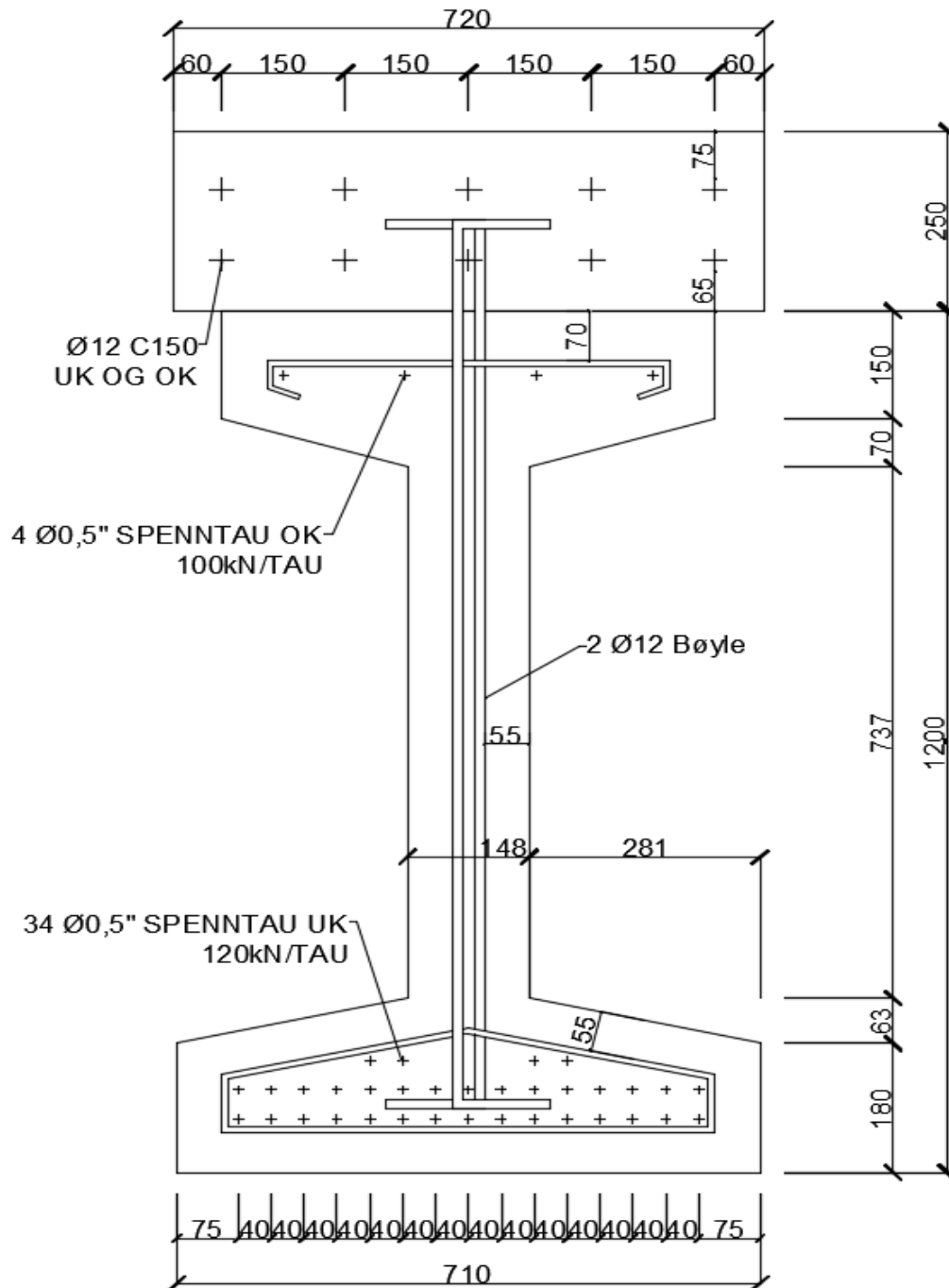
$$\text{Volum m}^3_{\text{armering}}/\text{m}^3_{\text{betong}}: A_{\varnothing 16} \times 1000/150 \times 1000 \times 1000/400 \times 2$$

$$((16/2)^2 \times \pi \times 1000/150 \times 1000 \times 1000/400 \times 2)$$

Resultater

Resultater for beregning av oppdatert MOT-tverrsnitt

Tverrsnitt tegninger med beskrivelse



Tverrsnitt egenskaper

For å beregne maksimal spennvidde for MOT-tverrsnittet har vi kommet fram til mange delresultater. De viktigste egenskapene til tverrsnittet er vist i Tabell 11. Her er (t_3) ved 100 år, (k) ved korttid og (t_0) ved 3 dager. Detaljerte beregninger er vist vedlegg.

Tabell 11: Egenskaper for oppdatert MOT-tverrsnitt

Forklaring	Tegn	Verdi
Kryptall bjelken	$\varphi(t_3, t_0)$	1,881
Kryptall dekke	$\varphi(t_3, t_0)$	2,190
Effektiv elastisitetsmodul bjelke	$E_{c,eff}(t_3)$	13189 MPa
Effektiv elastisitetsmodul dekke	$E_{c,eff}(t_3)$	11285 MPa
Transformert areal	$A_t(k)$	560713,000 mm ²
Transformert areal	$A_t(t_3)$	586579,553 mm ²
Tyngdepunkt for transformert areal	$z_t(k)$	728,758mm
Tyngdepunkt for transformert areal	$z_t(t_3)$	728,758 mm
Tregghetsmoment for transformert areal	$I_{yt}(k)$	1,487 · 10 ¹¹
Tregghetsmoment for transformert areal	$I_{yt}(t_3)$	1,573 · 10 ¹¹
Svinntøyning bjelke	$\varepsilon_{cs}(t_3, t_0)$	4,533 · 10 ⁻⁴
Svinntøyning dekke	$\varepsilon_{cs}(t_3, t_0)$	3,014 · 10 ⁻⁴
Relaksasjon UK	$\Delta\sigma_{pr}(t_3)$	44,179 MPa
Relaksasjon OK	$\Delta\sigma_{pr}(t_3)$	23,795 MPa
Dimensjonerende overføringslengde	l_{pt1}	0,928m

Last påført bjelkene

Tabell 12 viser last påført bjelkene i tverretning. Dette viser at bjelke nr.2 blir påført mest last. Det sees vekk ifra kantbjelkene og dermed blir bjelkene i midtfeltet påført minst last. Tabellen inneholder ikke boggilast.

Tabell 12: Last påført bjelkene i tverretning

Last påført bjelke	Bjelke 1	Bjelke 2	Bjelke midtfelt	Bjelke n-1	Bjelke n
Bidrag fra fordelt last	0,85/2	(1-0,85/2)+1/2	1	(1-0,85/2)+1/2	0,85/2
Bjelke	9,518	9,518	9,518	9,518	9,518
Dekke	1,913	4,838	4,5	4,838	1,913
Slitelag	0,918	2,322	2,160	2,322	0,918
Sum egenlast	12,349	16,678	16,178	16,678	12,349
Trafikk	1,652	4,180	3,888	4,180	1,652
Sum nyttelast	1,652	4,180	3,888	4,180	1,652

Karakteristisk moment og normalkraft i lengderetning

Største positive moment i lengderetning oppstår i midtfeltet. Bjelke nr.2 er påført mest last og blir derfor dimensjonerende for midtfelt.

Størst negative moment i lengderetning oppstår der forspenningen blir motvirket minst av positive momenter. Dette skjer ved dimensjonerende overføringslengde. Bjelkene i midtfeltet blir utsatt for minst last og blir derfor dimensjonerende her.

Tabell 13: Karakteristisk momenter og normalkraft for dimensjonerende bjelker etter 100år

Type moment	Midtfelt (bjelke nr.2) (kNm)	Ved dimensjonerende overføringslengde (bjelke midtfelt) (kNm)
Egenlast bjelke	932,747	119,497
Egenlast dekke	474,075	56,497
Egenlast slitelag	227,556	27,119
Sum egenlast	1.634,378	203,113
Nyttelast trafikk	409,601	0
Nyttelast boggi	2.010,000	0
Sum nyttelast	2.419,601	0
Forspenning	-2.384,034	-2.384,034
Total	1.669,945	-2.180,921
Normalkraft fra forspenning	4480 kN	4480 kN

Spenninger

Resultatene for både midtfelt og ved dimensjonerende overføringslengde (Tabell 15 og Tabell 14) viser, oppfyller tverrsnittet kravene for spenninger. Strekkspenningene i midtfeltet nærmer seg maksimumskravet.

Tabell 14: Spenninger i dimensjonerende bjelke for midtfelt etter 100år

Spenninger midtfelt	Verdi (MPa)	Krav (MPa)
Karakteristisk		
Overkant	-16,500	$\leq 0,6 \cdot f_{ck,d} = -27$
Slakkarmering	-253,596	$\leq 0,8 \cdot f_{yk} = 400$
Spennarmering ok	-176,347	$\leq 0,75 \cdot f_{pk} = 1395$
Spennarmering uk	23,051	$\leq 0,75 \cdot f_{pk} = 1395$
Underkant	3.220	$\leq f_{ctm,b} = 4,2$
Tilnærmet permanent		
Overkant	-10,631	$\leq 0,45 \cdot f_{ck,d} = -20,25$

Tabell 15: Spenninger i dimensjonerende bjelke ved dimensjonerende overføringslengde etter 100år

Spenninger ved dimensjonerende overføringslengde Karakteristisk	Verdi (MPa)	Krav (MPa)
Overkant	1,801	$\leq f_{ctm,d} = 3,8$
Slakkarmering	4,436	$\leq 0,8 \cdot f_{yk} = 400$
Spennarmering ok	-33,328	$\leq 0,75 \cdot f_{pk} = 1395$
Spennarmering uk	-210,174	$\leq 0,75 \cdot f_{pk} = 1395$
Underkant	-15,689	$\leq 0,6 \cdot f_{ck,b} = -33$
Tilnærmet permanent		
Underkant	-15,689	$\leq 0,45 \cdot f_{ck,b} = -24,75$

Tap av spennkraft

Resultatene i Tabell 16 viser at det er en betydelig reduksjon i spennkraft etter 100år. Ved dimensjonerende overføringslengde har fått den største reduksjonen og kryp var den største faktoren.

Tabell 16: Tap av spennkraft i % på grunn av kryp relaksasjon og svinn, etter 100år

Redusert spennkraft	Midtfelt (%)		Ved dimensjonerende overføringslengde (%)	
	OK	Uk	OK	UK
Kryp	5,296	8,103	1,814	12,245
Relaksasjon	2,356	3,645	2,356	3,645
Svinn	0,096	1,688	0,096	1,688
Total	7,748	13,436	4,267	17,578
Total	12,928		16,390	

Nedbøyning

Tabell 17 viser at kravene til nedbøyning opprettholdes.

Tabell 17: Nedbøyning etter 100år

Nedbøyning	Verdi (mm)	krav
Fordelt trafikklaster	-6,250	
Boggi	-6,134	
Total	-12,384	$>-L/350 \rightarrow -80 \text{ mm}$

Dimensjonerende momenter og normalkraft

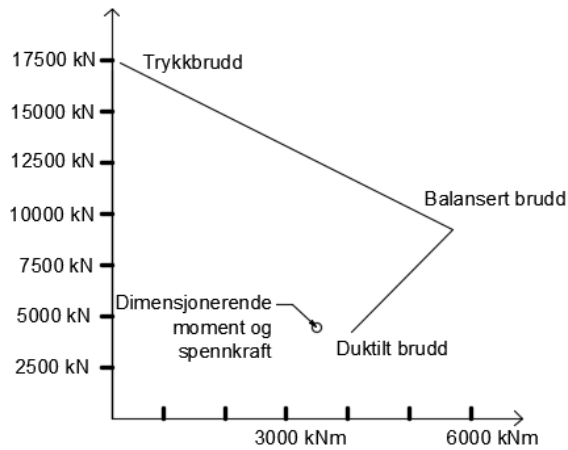
Dimensjonerende momenter for midtfelt og ved dimensjonerende overføringslengde er presentert i Tabell 18. For midtfelt er det brukt lastkombinasjon 6.10b ugunstig. Ved dimensjonerende overføringslengde bruker lastkombinasjon 6.10b gunstig.

Tabell 18: Dimensjonerende momenter og normalkraft

Type dimensjonerende moment	Midtfelt b2 (kNm)	Ved dimensjonerende overføringslengde b3 (kNm)
Lastkombinasjon	6.10b ugunstig	6.10b gunstig
Egenlast bjelke	1119,296	119,497
Egenlast dekke	568,890	56,497
Egenlast slitelag	273,067	27,119
Sum egenlast	1.961,254	203,113
Nyttelast trafikk	552,961	0
Nyttelast boggi	2713,5	0
Sum nyttelast	3.266,461	0
Forspenning	-2.145,631	-2.622,437
Total	3.082,084	-2.419,324
Normalkraft fra forspenning	3508,145 kN	3368,568 kN

Dimensjonerende kapasitet av moment og normalkraft

M/N-diagrammet for midtfeltet viser at kapasiteten for midtfeltet opprettholdes akkurat ved 28m, etter 100år.

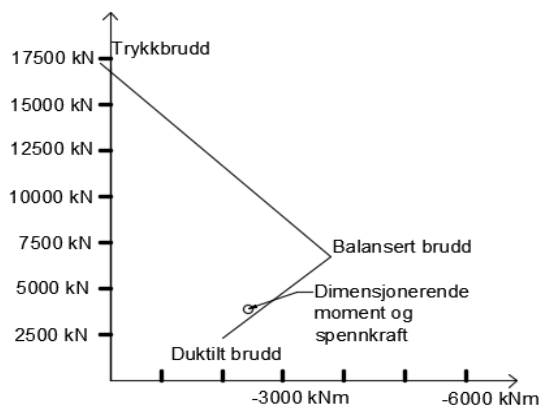


Figur 54: M/N-diagram for midtfelt

Tabell 19: Verdier til tegning av M/N-diagram for midtfelt etter 100år

Midtfelt	N (kN)	M (kNm)
Trykkbrudd	17456	124
Balansert brudd	9015	5409
Duktilt brudd	3913	3934

Kapasiteten for ved dimensjonerende overføringslengde opprettholdes.

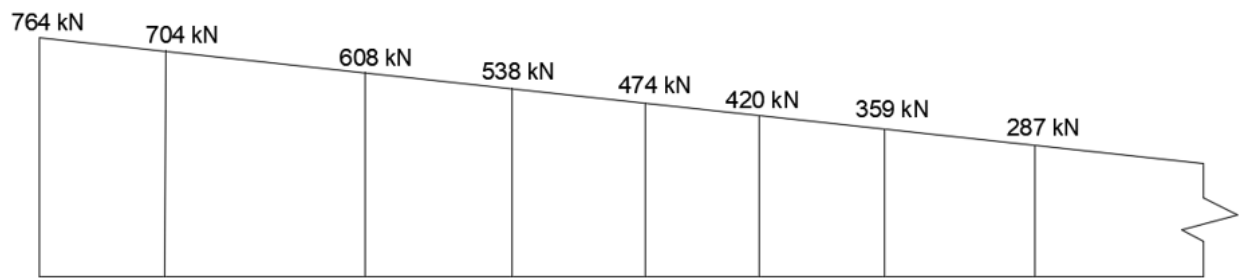


Figur 55: M/N-diagram ved dimensjonerende overføringslengde

Tabell 20: Verdier til tegning av M/N-diagram for ved dimensjonerende overføringslengde etter 100år

Nære opplegg	N (kN)	M (kNm)
Trykkbrudd	17456	124
Balansert brudd	5828	-4486
Duktilt brudd	2438	-2096

Plassering av skjærarmering



Figur 56: Skjærkraftdiagram

1500mm	2400mm	1750mm	1600mm	1350mm	1500mm	1800mm	Til midtfelt
C 250mm	C 300mm	C 350mm	C 400mm	C 450mm	C 500mm	C 600mm	C 700mm

Figur 57: Senteravstand for skjærarmering

Volumer av materialer i broplaten

Tabell 21: Volumer av forskjellige bjelker per kvadratmeter broplate

Bjelke type	Betong i bjelken (m ³ /m ²)	Betong i dekke (m ³ /m ²)	Armering i dekke (m ³ /m ²)	Skjærarmering (m ³ /m ²)	Spennetau (m ³ /m ²)
MOT 1200 28m	0,523	0,248	1,507·10 ⁻³	9,717·10 ⁻⁴	5,225·10 ⁻³
NTB 1400 40m	0,550	0,238	1,507·10 ⁻³	9,740·10 ⁻⁴	5,333·10 ⁻³
NTB 1400 38m	0,550	0,238	1,507·10 ⁻³	9,740·10 ⁻⁴	5·10 ⁻³
NTB 1200 36m	0,497	0,238	1,507·10 ⁻³	8,363·10 ⁻⁴	6,333·10 ⁻³
NTB 1200 34m	0,497	0,238	1,507·10 ⁻³	8,363·10 ⁻⁴	5,667·10 ⁻³
NTB 1200 32m	0,498	0,238	1,507·10 ⁻³	8,363·10 ⁻⁴	5·10 ⁻³
NTB 1200 30m	0,499	0,238	1,507·10 ⁻³	8,363·10 ⁻⁴	4,333·10 ⁻³
NTB 1000 28m	0,445	0,238	1,507·10 ⁻³	6,989·10 ⁻⁴	5,667·10 ⁻³
NTB 1000 26m	0,446	0,238	1,507·10 ⁻³	6,989·10 ⁻⁴	5·10 ⁻³
NTB 800 24m	0,392	0,238	1,507·10 ⁻³	5,617·10 ⁻⁴	6·10 ⁻³
NTB 800 23m	0,393	0,238	1,507·10 ⁻³	5,617·10 ⁻⁴	5,667·10 ⁻³

Dimensjonering av landkar

Laster fra broplate til landkar

Karakteristiske vertikale laster fra brodekket kan deles opp i 4 forskjellige komponenter. Egenlast for bjelke og dekke samt nyttelast sammen med boggilast.

Tabell 22 Karakteristiske: laster fra broplaten til overføring til landkar

Bjelke type	EgB(kN/m ²)	EgD(kN/m ²)	Nyttelast(kN/m ²)	Boggil(kN)
MOT 1200 28m	11,331	6,25	5,4/3	600/400
NTB 1400 40m	13,905	6	5,4/3	600/400
NTB 1400 38m	13,905	6	5,4/3	600/400
NTB 1200 36m	12,595	6	5,4/3	600/400
NTB 1200 34m	12,595	6	5,4/3	600/400
NTB 1200 32m	12,595	6	5,4/3	600/400
NTB 1200 30m	12,595	6	5,4/3	600/400
NTB 1000 28m	11,286	6	5,4/3	600/400
NTB 1000 26m	11,286	6	5,4/3	600/400
NTB 800 24m	9,976	6	5,4/3	600/400
NTB 800 23m	9,976	6	5,4/3	600/400

Produktet av arealet av broen og vertikale laster ganget opp med sikkerhetsfaktorene vil bli dimensjonerende vertikallast i landkaret.

Tabell 23: Vertikale krefter ned i landkar for hver av høydene

Høyde (m)	Dimensjonerende vertikallast (kN)	Tilhørende bro lengde (m)
2,00	6091,02	40,00
2,50	5853,97	38,00
3,00	5376,40	36,00
3,50	5152,71	34,00
4,00	4929,02	32,00
4,50	4705,34	30,00
5,00	4294,72	28,00
5,50	4084,38	26,00
6,00	3615,21	23,00

Når man har regnet ut sålebredden på landkaret og gitt øvrige mål av landkaret får man følgende mål på landkaret:

Tabell 24: Dimensjoner av de forskjellige komponentene til landkarene

Landkarhøyde (m)	Sålebredde (m)	Vingehøyde (m)	Vingelengde (m)	Total Lengde (m)	Tykkelse såle (m)	Tykkelse vegg (m)	Lengde såle (m)	Tilhørende bro lengde (m)
2,00	5,00	1,50	0,00	3,00	0,40	0,40	8,50	40,00
2,50	5,00	2,00	0,00	3,75	0,40	0,40	8,50	38,00
3,00	5,20	2,50	0,00	4,50	0,40	0,40	8,50	36,00
3,50	5,30	3,00	0,00	5,25	0,50	0,40	8,50	34,00
4,00	5,40	3,10	0,60	6,00	0,60	0,40	8,50	32,00
4,50	5,20	2,97	1,55	6,75	0,60	0,50	8,50	30,00
5,00	5,00	2,83	2,50	7,50	0,60	0,55	8,50	28,00
5,50	4,80	2,70	3,45	8,25	0,65	0,60	8,50	26,00
6,00	4,50	0,00	9,00	9,00	0,70	0,60	8,50	23,00

Resultater miljø

Vi ser i resultatet av klimagassutslippet at brokonstruksjonen med NTB-broen sammensatt av lavkarbonbetong og armering er den som har lavest CO₂-utslipp totalt (se Tabell 25).

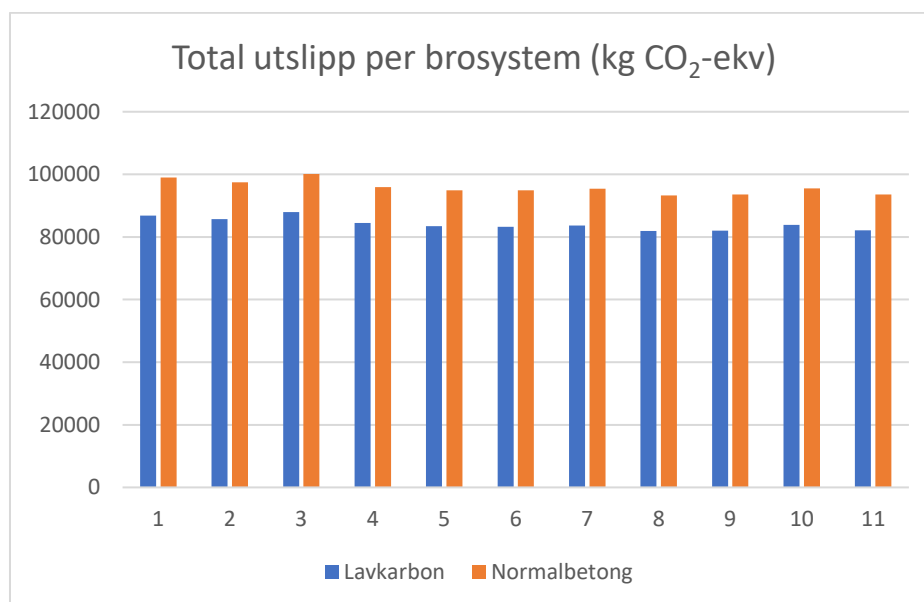
Vi ser at MOT-broen på 28 meter, sammenlignet med NTB-broen på 28 meter kommer dårligere ut med et høyere CO₂-utslipp både med lavkarbonbetong og normalbetong (se Tabell 25).

Tabell 25: Resultater for totalt CO₂-utslipp per brosystem

Brottype og spennvidde	Totalt utslipp lavkarbon (kg CO ₂ -ekv)	Totalt utslipp normalbetong (kg CO ₂ -ekv)
MOT 1200 28m (1)	86833	99006
NTB 1400 40m (2)	85670	97407
NTB 1400 38m (3)	87904	100132
NTB 1200 36m (4)	84443	95919
NTB 1200 34m (5)	83452	94942
NTB 1200 32m (6)	83285	94903
NTB 1200 30m (7)	83636	95441
NTB 1000 28m (8)	81887	93240
NTB 1000 26m (9)	82040	93546
NTB 800 24m (10)	83897	95558
NTB 800 23m (11)	82081	93541

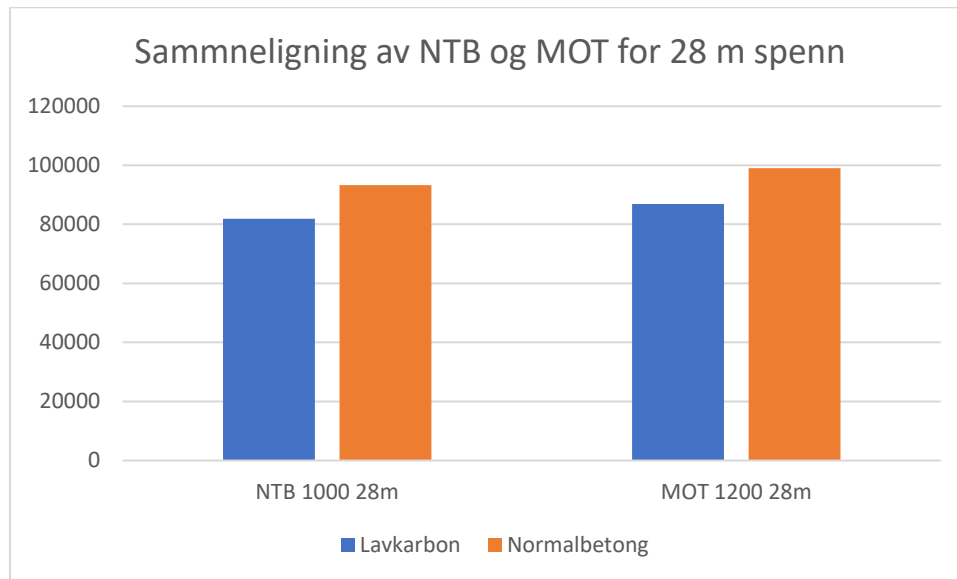
Diagrammet under viser resultater fra lavkarbonbetong og normalbetong i samme spennlengde (se Tabell 26)

Tabell 26: Stolpediagram for totalt CO₂-utslipp per brosystem



I tabellen under er det sett på sammenligningen for CO₂-utslippet for de to brosystemene MOT og NTB med en spennlagde på 28 meter (se Tabell 28).

Tabell 28: Sammenligning av NTB og MOT for 28m spenn



Tabellen under viser antall gram CO₂-ekvivalenter per kilometer.

Tabell 29: Oversikt over antall gram CO₂-ekvivalenter per kilometer

Nyttelast	Direkte energibruk	Infrastruktur	Transportmiddel	Brutto direkte energikjedetillegg	Sum
1-5 tonn	499,0	7,4	2,7	76,8	585,8
5-11 tonn	143,0	7,4	2,7	22,1	175,2
Over 11 tonn	76,0	7,4	2,7	11,8	97,9

Diskusjon

Diskusjon om oppdatert MOT-tverrsnitt

Overdekning

Bjelken:

Som resultatet i kapittel(kapittel) viser er det valgt en ny minimums overdekning (C_{\min}) på 50mm for MOT-bjelken. Dette følger kravet gitt i N400 og kan derfor regnes som tilstrekkelig.

Det er også valgt et tillat avvik (ΔC_{dev}) på ± 5 mm. Eurokoden viser til at avviket kan settes lik 0 for prefabrikerte elementer, men vi har valgt å følge valgene som er gjort for NTB-bjelkene. I praksis betyr det at armeringen støpes 55mm fra overflaten av betongen og beregnes som den mest ugunstige av 55 ± 5 mm. Dette er ett konservativt valg og kan derfor regnes som tilstrekkelig.

I samsvar med NTB-bjelken er det også valgt en minimums overdekning (C_{\min}) i overkant av bjelken på 60mm med en sikkerhetsfaktor (ΔC_{dev}) på 10mm. Det fører til ekstra sikkerhet uten å øke betongvolumet nevneverdig.

Dekke:

For det plasstøpte dekke er det valgt en minimums overdekning (C_{\min}) i overkant på 60mm og 50mm i underkant. Dette følger kravene gitt i N400 og er derfor tilstrekkelig.

Det tillatte avviket (ΔC_{dev}) er satt til ± 15 mm, som også følger kravet gitt i N400.

Valg av materialer og egenskaper for dimensjonering

Betong

For bjelken er det valgt betongtype B55 og forutsatt at det er brukt rapid-sement. For dekke er det valgt betongtype B45 og standard-sement. Dette stemmer overens med den tidligere MOT-broen og den nye NTB-broen, og det kan regnes som et sannsynlig valg.

Som forutsetning for dimensjoneringen er det valgt en bilineær spennings- tøyningssammenheng. Dette er en konservativ og forenklet modell som derfor gir konservative resultater.

Stål

Alt slakkstål er valgt til type B500NC. Dette ble brukt for MOT-broene og nå NTB-broene, og derfor regnes som et sannsynlig valg.

Ståltipe Y1860S7 er valgt for alle spenntau etter Statens Vegvesens egen praksis. Dette er derfor et naturlig og sannsynlig valg.

Det er valgt å bruke en horisontal spenningsutvikling for alle ståltyper. Dette er et konservativt valg.

Valg av dimensjonerende bjelke og plassering av krefter

Som *Tabell 1* viser er det bjelken plassert nærmest kantbjelken som blir utsatt for størst fordelt last. Dette vil være ugunstig for momentet i midtfeltet og derfor blir denne bjelken dimensjonerende for krefter i midtfeltet. I motsetning, vil stor fordelt last motvirke momentet fra spennkraft ved dimensjonerende overføringslengde. Dermed blir bjelkene i midten dimensjonerende for kontroller ved dimensjonerende overføringslengde.

Plasseringen av boggilastene har mye å si for bjelkebroer. For å få det mest ugunstige tilfelle, er begge boggilastene plassert på den dimensjonerende bjelken for midtfeltet. Fra erfaring vet vi at størst ugunstige moment oppstår ved å sentrere lastene midten av spennet. Dette er derfor valg for dimensjonering av midtspenn.

Trafikklastene vil virke gunstig for verifisering av krefter ved dimensjonerende overføringslengde. Trafikklastene er derfor sett vekk ifra ved beregninger ved dimensjonerende overføringslengde.

Karakteristisk moment og skjærkraft

Det er valgt å beregne bjelkene som ett fritt opplagt system. Dette er realistisk for bjelkene da de ligger oppå landkarene uten noen form for innspenning. Dekket er støpt oppå bjelkene og derfor heller ikke regnet med noen form av innspenning. Rekkverk og kantdragere kan føre til en viss form av innspenning men det konservative valget er å beregne hele tverrsnittet som fritt opplagt.

Fra resultatene i *Tabell 13* ser vi at størst ugunstig moment i midtfeltet kommer fra trafikklastene. Uten trafikklastene oppstår det et negativt moment på grunn av oppspenning. Dette negative momentet påvirkes bare av egenlasten og vil derfor være størst ved dimensjonerende overføringslengde. Midtfeltet får derfor størst positive moment og største negative moment oppstår ved dimensjonerende overføringslengde.

Lastkombinasjon

Bruddgrense:

For alle lastkombinasjonene i denne oppgaven er det valgt lastkombinasjon 6.10b.

For midtfeltet er det valgt den ugunstige lastkombinasjonen for både trafikklast og egenlast. Oppspenningsmomentet er i dette tilfelle regnet som gunstig. Lastkombinasjon 6.10b blir her mest ugunstig fordi trafikklastene er mye større enn egenlastene.

Ved dimensjonerende overføringslengde er trafikklasten fjernet og egenlasten blir gunstig. Oppspenningskreftene blir i tillegg ugunstige i dette tilfelle. Her blir det samme resultat med beregning med lastkombinasjon 6.10a og 6.10b. Velger derfor 6.10b for å bruke samme som for midtfeltet.

Bruksgrense:

I bruksgrensetilstanden er det tatt hensyn til to potensielle lastkombinasjoner.

Karakteristisk lastkombinasjon blir brukt i nesten alle tilfellene i bruksgrense. Den inneholder ingen faktorer, så det blir regnet med faktiske karakteristiske verdier.

Tilnærmet permanent lastkombinasjon inneholder kun en faktor som sier at den tilnærmet permanente andelen av trafikklasten er halvparten av karakteristisk verdi. Alle andre verdier forblir uendret. Denne blir brukt til påvisning av lineært kryp.

Spenninger

Spenningsene er beregnet under forutsetning om at største spenninger oppstår ved størst moment. Samtidig er det regnet med ugunstige moment både fra svinn og relaksasjon. Det regnes med at kreftene påføres allerede tre dager etter utstøping av bjelken. Dette er gjort for å forenkle oppgaven og er i tillegg ett konservativt valg.

Beregningsmetoden krever lineært kryp. Det er vist i resultatet at lineært kryp kan antas ved med lastkombinasjonen tilnærmet permanent og en maksimum trykkspenning under $0,45 \cdot f_{ck}$. Det kravet oppfylles i denne oppgaven.

Tabell 14 viser størst trykkraft i overkant og strekkraft i underkant. Dette er som forventet i midten av spennet og er derfor et sannsynlig resultat. Tabell 15 viser størst trykkraft i underkant og strekkraft i overkant. Dette er også et sannsynlig resultat.

Begrensningene for spenninger er hentet fra Eurokoden og vil derfor være realistiske begrensninger. Om spenningsene er innenfor kravene er det derfor realistisk å forvente at begrensningene for riss opprettholdes uten videre beregninger.

Tap av spennkraft

I samsvar med teorien har vi fått en reduksjon av spennkraften på grunn av kryp, relaksasjon og svinn. Fra teorien vet vi også at nyttelast kan motvirke tapet av spennkraft og det er derfor valgt å gjøre beregningene uten trafikklaster. Dette er et konservativt valg.

I Tabell 16 kommer det frem at det største tapet kom på grunn av kryp. Fra teorien har vi også at kryptet varierer med belastningen og derfor varierer tapet på grunn av kryp som forutsatt fra midtfelt til ved dimensjonerende overføringslengde. Tap fra relaksasjon og svinn skal etter teorien bli det samme i hele tverrsnittet. Dette stemmer med resultatene vi har fått.

Ved dimensjonerende overføringslengde får det største totale tapet av spennkraft, men på grunn av negativt moment blir dette gunstig. Det blir derfor sett vekk i fra tap fra spennkraft i de fleste beregninger ved dimensjonerende overføringslengde. Tapet av spennkraften har derfor fått mest å si for midtfeltet.

Nedbøyning

Nedbøyningene er beregnet med bruk av energimetoder. Dette er en sikker metode og resultatene er langt innenfor kravet. Det er derfor sannsynlig at tverrsnittet opprettholder kravet for nedbøyning ved 28m.

Beregningsmetode for dimensjonerende moment- og normalkraftkapasitet

Til beregning av moment- og normalkraftkapasitet er det brukt metode beskrevet i «Betongkonstruksjoner [24]», av Svein Ivar Sørensen, og bestemmelser gitt i Eurokodene.

Metoden baserer seg på tøyningstilstander og konstruksjon av tilhørende M/N-diagram. Det ble fulgt bestemmelser for tøyninger fra Eurokode 2 Dette førte til at den dimensjonerende moment- og normalkraften kom utenfor diagrammet for kontroll ved dimensjonerende overføringslengde. Tøyningen ble derfor økt til $10 \cdot \epsilon_{yk}$ her.

Resultatene virker gode og viser at tverrsnittet nærmer seg maksimal dimensjonerende kapasitet ved 28m.

Feilkilder

I denne rapporten er det gjort en rekke forenklinger ved oppdatering av MOT-tverrsnittet.

Det er brukt en forenklet metode for beregning av kreftene i tverretning. Med en dobbelsjekking av kreftene i en datamaskin ville resultatene vært sikrere.

Det er også sett vekk ifra vindlast, snølast, seismisklast, ulykkeslaster og termisklast. Dette er krefter som må sjekkes i praksis, men har lite å si for våre resultater.

Forutsetningene gjort for dimensjoneringen kan også ha påvirket resultatet noe. Det er for eksempel brukt konservative forutsetninger for spennings- tøyingsdiagrammene for betongen, armeringen og spennarmeringen. Broen kan dermed ha større spennvidde enn det som er kommet frem til her.

MOT-tverrsnittet er også bare kontrollert etter 100år. Den burde vært kontrollert for bare bjelken etter 28dager og hele tverrsnittet rett etter åpning av broen.

Diskusjon landkar

Forenklingen med å bruke den gamle «Håndbok 100 Bruprosjektering 04 – Landkar» fra 90-tallet er nok en mer et godt nok valg for å gi et godt inntrykk av dimensjonene som trengs på de forskjellige landkarene. Landkar har så enkel geometrisk utforming at vi ser at denne metoden holder for å gi oss de svarene vi leter etter. Forholdene som ligger til grunn der det skal prosjekteres landkar vil også i noen grad også variere. Dette betyr at landkarene kan få litt forskjellige dimensjoner. Vi har nå prosjektert på sprengstein. Det vil dukke opp situasjoner der landkaret settes på fjell, og da er dimensjoneringen plutselig en helt annen.

Rent estetisk er det ikke vanskelig å vurdere om landkarene er dimensjonert i riktig størrelse for å gi god harmoni med bruens lengde og omkringliggende landskap. Det som er vanskelig er i hvor stor grad man skal ta hensyn til det estetiske. Hvor mange CO₂-ekvivalenter er det greit at vi ofrer til

fordel for det estetiske uttrykket. Vi mener at estetikk spiller en stor rolle når man skal prosjektere bro. Den skal tross alt dimensjoneres for å stå der i 100 år. På en annen side mener vi miljø er viktigere og kommer helt klart først. Om vi hadde sett at det kunne være stor miljømessig gevinst i å ha store landkar og kort bruspenne måtte vi tenkt oss nøye om før vi forkastet denne måten å bygge på fordi det estetiske uttrykket er for dårlig.

Rent økonomisk sett er det vanskelig å gi et nøyaktig svar på hvor mye mer kostnader det vil kreve å sette opp et stort landkar i forhold til et lite i forhold til de begrensningene vi har satt i oppgaven. Det er ikke bare selve materialene som vil koste mer, men det vil bli vesentlig mer fylling og bearbeiding som skal til. Når det skal bygges så må det uansett gjøres et arbeid på fyllingen eller på fjellet der landkarene skal stå, så kostnaden med at det kommer maskiner til plassen kan i stor grad strykes.

Diskusjon miljø

Valg av betong for miljøanalyse

I valg av betong er det blitt sett på betongkvaliteter med fasthetsklasse på B45 og B55, samt bestandighetsklasse SV-Standard. SV-Standard tilsvarer med bestandighetsklasse MF40.

For normalbetong er det blitt brukt miljødeklarasjoner publisert på EPD-Norge som samsvarer med betongkvalitet B45, men for B55 eksisterer det ikke miljødeklarasjoner på dette tidspunkt. Det blei dermed besluttet å ta differansen mellom klimagassutslippet til B45 og B55 på lavkarbonbetongen i prosenter og multiplisere denne med fasthetsklasse B45 til normalbetong for å få et sammenlignbart resultat. Dette gjør at resultatet ikke får det helt nøyaktige utslippet som det ville blitt med bruk av EPD-er. Men det skal bli et godt nok resultat for en oppgave i denne størrelsen.

Det er ikke publisert miljødeklarasjoner fra alle tilgjengelige leverandører. For å regne ut en mer riktig transport har vi dermed valg tre forskjellige miljødeklarasjoner til tilsvarende produkter fra EPD-Norge, og tatt gjennomsnittet av de for å få et representativt tall for selve produksjonen og transporten av produktet. Denne måten har blitt brukt tidligere i bachelorstudiet og gir et representativt overslag av et utslipp for materialet.

For lavkarbonbetong er det blitt brukt en publikasjon fra Norsk Betongforening som tar for seg lavkarbonbetong i det norske markedet. Det er blitt satt en maksimal grense i publikasjonen for tillatte klimagassutslipp for de forskjellige klassene lavkarbonbetong kan leveres i. Vi bruker lavkarbon klasse A i vårt regnskap. Dette gjøres for å se på den største mulige forskjellen mellom normalbetong og lavkarbonbetong som er oppnåelig. Rapporten fra Norsk Betongforening er den som brukes for alle produsenter i Norge til å klassifisere lavkarbonbetong. Det blir dermed riktig å bruke grenseverdiene i denne rapporten pga. manglende EPD-er.

Valg av stål for miljøanalyse

I valg av hvilke stål kvaliteter som blir brukt som armering med tanke på miljøet er det ikke et stort utvalg på EPD-Norge sin hjemmeside. Det finnes en EPD for spennarmering og en for slakkarmering. EPD-en for spennarmering er kun for ikke-resirkulert materiale. Vi valgte derfor å hente inn EPD-er på andre måter. EPD for spennarmering er funnet gjennom en EPD for hulldekker på EPD-Norge, der det ble brukt resirkulert stål. Dette utgjør store endringer i miljøgassutslippet. For slakkarmering ble det brukt en EPD publisert på Norsk Stål sin hjemmeside. Valget av EPD for spennarmeringen forsvares med at resirkulert armering er det som blir brukt mest i den norske industrien. Ett mangler av EPD for et norsk produkt må dermed byttes ut med ett utenlandsk. Det er fortsatt det samme produktet, og armeringen er brukt i en norsk EPD for hulldekker som er publisert på EPD-Norge.

Transport for miljøanalyse

For transportens miljøpåvirkning er det blitt brukt en rapport fra Vestlandsforskning. Denne rapporten tar for seg energibruk og utslipp for ulike transportmidler som brukes til passasjertransport eller godstransport i ulike livsløpsfaser. Valget av å ikke regne ut et CO₂-utslipp pga. at valg av produsenter ikke er valg, begrunnes med at dette er en fiktiv bro og kan bygges over flere lokasjoner. Hvis klimaregnskapet skal ta med utregnet transport måtte det vert valgt leverandører og lokasjon på byggeplass.

Feilkilder

Feilkilder for utrekningen av klimapåvirkningen fra denne konstruksjonen ligger i at det er et lite utvalg av miljødeklarasjoner tilgjengelig på EPD-Norge sine sider. Dette gjør at det kan finnes andre materialer som har et litt annet klimagassutslipp. Dette gjelder spesielt for stål som har et veldig minimalt utvalg av miljødeklarasjoner for produktene som vi har.

Feilkildene til betongen omgår at betongen som vi har valgt ikke blir produsert hos vår valgte produsent. Dette ble gjort på grunnlag av at produsentene i lokalområdet ikke har publiserte miljødeklarasjoner, men de har fortsatt produktet i produksjon.

Feilkilder for utrekning av transportens klimapåvirkning ligger i om rapporten til Vestlandsforskning er den beste kilden på dette emnet. Det vil også bli en utfordring å få transporten til spennarmering til å bli korrekt. Dette er fordi EPD-en som blir brukt ikke finnes for armering i Norge. Denne kommer fra Madrid, Spania.

Diskusjon resultater

Ut ifra resultatene på CO₂-utslippet ser vi at forskjellen på om konstruksjonen er bygget med lavkarbonbetong eller normalbetong så er CO₂-utslippet mellom 11000 og 12300 for alle spennlengdene. Dette er forventet på grunnlag av at det er bare endret valg av materiale og ikke mengden materiale.

Variasjonen på CO₂-utslippet i forhold til spennlengde er ikke så veldig stort. Det er en forskjell på ca.6000 på det lengste spennet på 40 meter og det korteste spennet på 23 meter.

Med et lenger spenn mellom landkarene blir landkarene mindre. Dette vises også gjennom CO₂-utslippet at det er veldig lite varierende. Med lengde senn blir det brukt mer materialer i bjelkene og i overdekket, men det blir brukt mindre materialer i landkarene.

Hvorfor bygge langt?

Når vi ser på resultatene er det vanskelig å komme frem til den beste løsningen hvis vi ser på miljøregnskapet isolert. Vi må derfor trekke inn estetikk, sikkerhet og byggevennlighet.

På grunn estetikk vil det være best å gå for en løsning der landkarene ikke blir så store at de blir et blikkfang og ikke er i harmoni med broplaten. I denne situasjonen er det slik at et større landkar vil gi en kortere broplate. Det er med andre ord viktig å treffe med størrelsesforholdet her. Her kan man se for seg at landkar med synlig høyde på 2,5 meter og lavere, altså 3,5 meter effektivt og lavere, vil gi et godt estetisk uttrykk.

Sikkerhetsmessig kan det uansett gjøres tiltak som gjør at den aktuelle løsningen er bra nok. Ved å flytte landkarene lenger fra veien vil det på en annen side være mindre behov for sikkerhetstiltak nede langs veien. Når det kommer til siktlengde vil en mer åpen løsning med små landkar være en bedre løsning. Dette gir mulighet til å sette opp en bro der det er litt mindre svingradius. Hvis man skal gå for alternativet på 36 meter og landkarhøyde på 3 meter så kan man bygge over svingradius på 700m, som vil være laveste tillatte svingradius på en H9-vei. Dette er nok ikke nødvendig, men man har i hvert fall muligheten.

Byggemessig er små landkar veldig praktisk. Det blir lite fylling og selve landkaret er ikke store konstruksjonen i seg selv. Monteringsprosessen av broplaten er ganske lik for alle spennvidder, men med når det er store spenn så vil det være større elementer. Industrien er innstilt på å klare å håndtere større elementer enn de gjør per dags dato, noe som gjør det mulig å gå for lengre spennvidder

Konklusjon

Denne oppgaven hadde som mål om å sammenligne CO₂ ekvivalent avtrykket av Mot- og NTB-tverrsnittene. Det skulle også gjøres en analyse av hvilke spennvidder som er mest effektive for CO₂ ekvivalent avtrykket. Teorien som er brukt til å svare på dette er hentet fra pålitelige kilder og metodene er basert på retningslinjer fra standardarder, håndbøker og fagbøker. Resultatene stemmer også overens med teorien og metodene. Vi kan derfor svare på forskerspørsmålene med utgangspunkt i pålitelige resultater.

Hvordan bør MOT-tverrsnittet utformes etter dagens regelverk, og hvilken maksimal spennvidde har de?

For å opprettholde kravene i dagens regelverk bør minimumsoverdekning for MOT-bjelkene økes. Det var brukt 39 mm i steget, 45 mm i underkant og 40 mm på resten. Etter dagens regelverk bør det økes til 50mm for hele bjelken. Sikkerhetsfaktoren på 5 mm forblir uendret. Fra resultatet ser vi også at maksimal spennvidde ikke bør overstige 28 m. Ved lengre spennvidder vil bjelkene overstige kravene for momentkapasitet og riss.

Hvordan er MOT- og NTB-broene sammenlignet på utslipp av CO₂-ekvivalenter, med bruk av vugge til port prinsippet?

Hvis man sammenligner NTB-tverrsnittet med MOT-tverrsnittet ser man fort at NTB vil være veien å gå. Tverrsnittet har rett og slett mindre areal hvis man sammenligner dimensjonene som er beregnet for samme spennvidde. Dette kommer tydelig frem i resultatene der vi har både en variant med NTB-bro på 28 meter og en MOT-bro på samme lengde. Her ser vi en forskjell på CO₂-avtrykk på 6% ved bruk av lavkarbon betong.

Hvordan varier utslippet av CO₂ ekvivalenter med forskjellige spennvidder og hva er mest gunstig?

De forskjellige spennviddene som er brukt har en variasjon på 7 prosent. Den spennvidden med størst CO₂-utslipp er på 38 meter, mens den med lavest CO₂-utslipp er på 28 meter. Det er ikke en lineær forskjell mellom lengdene, men med spenn over 28 meter blir CO₂-utslippet noe større ved lengre spenn.

Forskjellen mellom lavkarbonbetong og normalbetong er fra 11353 CO₂-ekvivalenter og opp til 12228 CO₂-ekvivalenter. Dette utgjør en forskjell på 13 til 14 prosent. Dette viser at det er muligheter for å bygge klimavennlig hvis det er formålet med konstruksjonen.

Resultatene fra CO₂-utslippet viser at en spennvidde på 28 meter er den spennvidden som har lavest CO₂-utslipp. Denne har et utslipp på 81.888 CO₂-ekvivalenter. Det blir dermed unødvendig å bygge overgangsbros med en kortere spennvidde en 28 meter uansett nødvendig lengde. Dette er da kun med tanke på CO₂-regnskapet.

Det å se på konstruksjonen kun fra et miljøperspektiv er noe som mest sannsynlig aldri vil skje. Siden miljøregnskapet er såpass likt for alle spennviddene vil det være aktuelt å se på andre faktorer som sikkerhet, estetikk og byggervenlighet. Her vil en lenger bro være bedre på alle punktene. En bro som tilfredsstill alle krav på en god måte vil være broen med et brospenn på 36 meter og synlig landkarhøyde på 3 meter.

Anbefalinger

Det hadde vært bedre å gjennomføre en LCA-analyse på det samme materialet som er gjort i denne bacheloren. Dette er en del mer krevende jobb, men vil også gi et bedre svar på miljøperspektivet. Vi vet det jobbes med gode og enkle løsninger for å få en LCA-analyse ut fra masseberegninger. Dette mener vi burde ha høy prioritet i bransjen. Dette er fordi vi da kan kartlegge enklere kan gi et godt svar på hvor mye CO₂ bransjen egentlig produserer.

Det burde også settes i gang prosjekter som ser på hvor mye det er å hente i norsk bygge industri på å i mye større grad bruke lavkarbon betong. Det burde sees på hvor mye «vanlig» betong som benyttes og hvor mye av denne som kunne vært byttet ut med en mer miljøvennlig variant. Det ville også vært interessant og sett på hvordan man skulle gi hele landet større tilgang på lavkarbon betong. Dette vil kunne føre til vesentlige besparelser for miljøet.

Videre arbeid

Videre arbeid burde bestått i å gjøre alle beregninger på nytt med programvare. Dette vil gi andre resultater da det som regel er tatt konservative valg i beregningsmetodene. Dette vil føre til mer massive konstruksjoner. Landkarene burde vært kontrollregnet og sett til at ikke er for langt utenfor dagens regelverk til at de ikke gir et godt bilde av hvor mye betong og armering som vil gå med.

Det ville vært spennende å se på nøyaktig økonomi av de forskjellige bro lengdene med tilhørende landkar. Dette kunne absolutt vært med på å gi et annet perspektiv på resultatet. Her måtte ting som arbeidskraft og mengde med graving og fylling vært med i regnestykket.

Referanser

- [1 Miljødirektoratet, «miljøstatus,» 27 April 2017. [Internett]. Available:
] <http://www.miljostatus.no/parisavtalen/>. [Funnet 30 Januar 2018].
- [2 regjeringen.no, «regjeringen,» 6 Februar 2015. [Internett]. Available:
] <https://www.regjeringen.no/no/aktuelt/ny-klimaforpliktelse-for-norge/id2394737/>.
[Funnet 30 Januar 2018].
- [3 NyeVeier, «NyeVeier,» 2018. [Internett]. Available: <https://www.nyeveier.no/om-nye-veier/om-nye-veier>. [Funnet 15 Januar 2018].
- [4 Kompetansetorget, «kompetansetorget,» 31 Oktober 2017. [Internett]. Available:
] <https://kompetansetorget.uia.no/oppgaver/bestandighet-av-prefabrikkerte-brokonstruksjoner>. [Funnet 27 Januar 2018].
- [5 Samferdseldep., «Regjeringen.no,» April 2017. [Internett]. Available:
] <https://www.regjeringen.no/no/dokumenter/meld.-st.-33-20162017/id2546287/sec1>.
[Funnet Mars 2018].
- [6 Miljødirektoratet, «miljøstatus,» 11 Januar 2017. [Internett]. Available:
] <http://www.miljostatus.no/tema/klima/norske-klimagassutslipp/klimagassutslipp-industri/#heading3>. [Funnet 27 Mars 2018].
- [7 Nye Veier, «Nye Veier,» [Internett]. Available: <https://www.nyeveier.no/om-nye-veier/ofte-stilte-spoersmaal>. [Funnet April 2018].
- [8 Statens Vegvesen, «statend vegvesen,» Statens vegvesen, 10 April 2022. [Internett].
] Available: https://www.vegvesen.no/_attachment/113255/binary/203649. [Funnet 10 Mars 2018].
- [9 Statistisk sentralbyrå, «SSB,» 24 August 2017. [Internett]. Available:
] <https://www.ssb.no/natur-og-miljo/artikler-og-publikasjoner/klimagassutslipp-fra-samferdsel>.
- [1 M. Simonsen, «Vestlandsforskning,» 2010. [Internett]. Available:
0] <http://sip1.vestforsk.no/pdf/Felles/Sluttrapport.pdf>. [Funnet 11 April 2018].
- [1 LCA.no, «LCA.no,» 2018. [Internett]. Available: <https://lca.no/>. [Funnet 16 Februar 2018].
1]
- [1 The Norwegian EPD Foundation, «epd-norge,» 2014. [Internett]. Available: <http://epd-norge.no/getfile.php/Dokumenter/Dokumenter%20godkjente%20verifikatorer/Det%20norske%20EPD-program%20med%20vedlegg%20260314.pdf>. [Funnet 12 Februar 2018].

- [1] UIA, [Internett]. Available: <https://meerc.uia.no/>.
3]
- [1] Statens Vegvesn, «Statens Vegvesn,» Statens Vegvesn, 1 Juni 2014. [Internett]. Available:
4] [https://www.vegvesen.no/_attachment/70057/binary/964918?fast_title=H%C3%A5ndbok+V220+Geoteknikk+i+vegbygging+\(18+MB\).pdf](https://www.vegvesen.no/_attachment/70057/binary/964918?fast_title=H%C3%A5ndbok+V220+Geoteknikk+i+vegbygging+(18+MB).pdf). [Funnet 2 Mars 2018].
- [1] Statens Vegvesn, «Statens Vegvesen,» Statens , 1 Januar 1990. [Internett]. Available:
5] <https://brage.bibsys.no/xmlui/handle/11250/189835>. [Funnet 13 Mars 2018].
- [1] Vegdirektoratet, «Statens Vegvesen,» Statens, 2 juni 2014. [Internett]. Available:
6] https://www.vegvesen.no/_attachment/61414/binary/964095. [Funnet 1 april 2018].
- [1] Statens vegvesen, «Vegvesen,» Statens vegvesen, 1 Juni 2014. [Internett]. Available:
7] https://www.vegvesen.no/_attachment/69909/binary/1140041?fast_title=H%C3%A5ndbok+N101+Rekkverk+og+vegens+sideomr%C3%A5der.pdf. [Funnet Mars 2018].
- [1] Veidirektoratet, «vegvesen,» Juni 2014. [Internett]. Available:
8] https://www.vegvesen.no/_attachment/61414/binary/964095. [Funnet 20 April 2018].
- [1] Vegdirektoratet, «Vegvesen,» 2014. [Internett]. Available:
9] https://www.vegvesen.no/_attachment/61414/binary/964095. [Funnet 12 April 2018].
- [2] Norcem Heidelberg cement group, «norcem,» [Internett]. Available:
0] <https://www.norcem.no/no/SEMENTPRODUKSJON%20OG%20CO2>. [Funnet 27 Mars 2018].
- [2] Statens vegvesen, vegdirektoratet, «vegvesen,» November 2015. [Internett]. Available:
1] https://www.vegvesen.no/_attachment/61419/binary/1077237. [Funnet 10 Februar 2018].
- [2] Norsk betongforening, «fabeko,» Mai 2015. [Internett]. Available:
2] https://fabeko.no/assets/Komplett_NB-37-Lavkarbonbetong.pdf. [Funnet 28 Januar 2018].
- [2] Standard Norge, «Eurkode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner».
3]
- [2] S. I. Sørensen, Betongkonstruksjoner 2. utgave, Fagbokforlaget.
4]
- [2] W. Folker H, «Creep and shrinkage in Concrete structures,» 1982. [Internett].
5]
- [2] J. V. Thue, «SNL,» Februar 2009. [Internett]. Available:
6] <https://snl.no/armeringsst%C3%A5l>. [Funnet April 2018].

- [2 J. V. Thue, «SNL,» Februar 2009. [Internett]. Available:
7] <https://snl.no/armeringskorrosjon>. [Funnet Mars 2018].
- [2 Smørholm, [Internett]. Available:
8] <http://www.smoerholm.no/article/?cat=1082&id=1158>.
- [2 H. Johansen, «Beregningsveiledning for etteroppsoente betongbruer,» 10 Januar 2017.
9] [Internett].
- [3 J. V. Thue, «SNL,» 14 Februar 2009. [Internett]. Available: https://snl.no/armert_betong.
0] [Funnet Mars 2018].
- [3 Vegdirektoratet, «N400 Bruprosjektering,» 2015. [Internett]. Available:
1] https://www.vegvesen.no/_attachment/865860/binary/1030718.
- [3 Standard Norge, «Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner».
2]
- [3 The Editors of Encyclopaedia Britannica, «Britannica Hokes law,» [Internett]. Available:
3] <https://www.britannica.com/science/Hookes-law>. [Funnet 2018].
- [3 The Editors of Encyclopaedia Britannica, «Britannica Young's modulus,» [Internett].
4] Available: <https://www.britannica.com/science/Youngs-modulus>. [Funnet 2018].
- [3 T. V. N. Tom Lassen, Konstruksjonsmekanikk kompendium.
5]
- [3 Standard Norge, «Eurkode 1: Laster på konstruksjoner Del 2: Trafikklast på bruer».
6]
- [3 Miljødirektoratet, «miljøstatus,» Miljødirektoratet, 15 Mail 2017. [Internett]. Available:
7] <http://www.miljostatus.no/tema/klima/>. [Funnet 23 Februar 2018].
- [3 Miljødirektoratet, «miljøstatus,» miljødirektoratet, 15 Mai 2017. [Internett]. Available:
8] <http://www.miljostatus.no/klimakvoter>. [Funnet 24 Februar 2018].
- [3 M. Simonsen, «vestforsk,» 2010. [Internett]. Available:
9] <http://sip1.vestforsk.no/pdf/Felles/Sluttrapport.pdf>. [Funnet 20 Mars 2018].
- [4 Miljødirektoratet, «miljøstatus,» 15 Mai 2017. [Internett]. Available:
0] <http://www.miljostatus.no/tema/klima/tiltak-klimagassutslipp/klimakvoter/>. [Funnet 27 Mars 2018].
- [4 Ølen betong, «Ølen betong,» 2018. [Internett]. Available:
1] <https://www.olenbetong.no/produkter/transport>. [Funnet 28 Mars 2018].

- [4 Vegdirektoratet, «vegvesen.no,» November 2015. [Internett]. Available:
2] https://www.vegvesen.no/_attachment/61419/binary/1077237. [Funnet 17 Mars 2018].
- [4 Naturvernforbundet, «Naturvernforbundet,» 13 Mars 2018. [Internett]. Available:
3] <https://naturvernforbundet.no/klimakvoter/>. [Funnet 12 Mai 2018].
- [4 Unicon, «Unicon,» [Internett]. Available:
4] <http://www.unicon.no/ferdigbetong/betongtyper-og-losninger/>. [Funnet 13 April 2018].
- [4 L. Bathen, «Sikring av overdekning for armering,» 21 12 2017. [Internett]. Available:
5] https://www.vegvesen.no/_attachment/2116955/binary/1227115?fast_title=SVV+rappo+rt+388+Sikring+av+overdekning+for+armering.pdf. [Funnet 03 4 2018].
- [4 Vegdirektoratet , «Statems,» [Internett].
6]

Vedlegg

Se eget dokument