

Brage Sikveland
Therese Steffensen

Modellering i DIANA FEA og kapasitetskontroll av Herøysund bru

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk
Veileder: Daniel Cantero
Juni 2023

Brage Sikveland
Therese Steffensen

Modellering i DIANA FEA og kapasitetskontroll av Herøysund bru

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk
Veileder: Daniel Cantero
Juni 2023

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk



Kunnskap for en bedre verden



MASTEROPPGAVE 2023

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 11.06.2023	ANTALL SIDER: 151
------------------------------------	---------------------	----------------------

TITTEL:

Modellering i DIANA FEA og kapasitetskontroll av Herøysund bru

Modelling in DIANA FEA and capacity control of Herøysund bridge

UTFØRT AV:

Brage Sikveland

Therese Steffensen



Oppgaven omhandler Herøysund bru, som er en etteroppspent betongbru i Nordland fylke. Brua er en del av et pågående forskningsprosjekt, og i den forbindelse er overbygningens kapasitet i intakt tilstand vurdert, i henhold til Eurokode 2. Her er tre valgte snitt kontrollert i Mathcad. Det fremkom at den er tilstrekkelig dimensjonert med hensyn på bøyemoment.

Modellering utføres i dataprogrammet DIANA FEA. Innledningsvis er det utført tester på enkle modeller for å finne mest optimale metoder å benytte videre. Her ble det blant annet undersøkt hvordan symmetri kan benyttes for å forenkle modellen, og dermed oppnå redusert beregningstid. Basert på dette er det dannet en halvert modell av brua, hvor laster innføres. Lastene er funnet i henhold til aktuelle Eurokoder, samt håndbøker fra Statens vegvesen. Videre er de beregnet med lineær analyse i ulike lastkombinasjoner. Ettersom brua og armeringens geometri er noe kompleks, er det dannet et Python-script for å modellere dette mer effektivt.

Resultater er sammenlignet med beregninger utført tidligere for brua. Slik er det undersøkt hvilke forskjeller som oppstår ved bruk av ulike beregningsregler og metoder. Det fremkom at brua trolig har bedre kapasitet enn funnet tidligere.

Avslutningsvis utføres det en probabilitetsstudie angående bruas sviktsannsynlighet med hensyn på ulike materialdata for spennarmering og betong. Det undersøkes hvilken innvirkning en endring av friksjonskoeffisient og betongens trykkfasthet vil ha på bruas kapasitet og bøyemoment. Probabilitetsstudien viste at bøyemoment ble påvirket mest av friksjonskoeffisienten, og at betongkvaliteten hadde mindre innflytelse. For kapasiteten hadde kun betongkvaliteten en innvirkning.

FAGLÆRER: Daniel Cantero

VEILEDER(E): Daniel Cantero

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU Trondheim

Sammendrag

Oppgaven omhandler Herøysund bru, som er en etteroppspent betongbru i Nordland fylke. Brua er en del av et pågående forskningsprosjekt, og i den forbindelse er overbygningens kapasitet i intakt tilstand vurdert, i henhold til Eurokode 2. Her er tre utvalgte snitt kontrollert. Det fremkom at den er tilstrekkelig dimensjonert med hensyn på bøyemoment.

Modellering utføres i dataprogrammet DIANA FEA, som benytter elementmetoden under beregning. Innledningsvis er det utført tester på enkle modeller for å finne mest optimale metoder å benytte videre. Her ble det blant annet undersøkt hvordan symmetri kan benyttes for å forenkle modellen, og dermed oppnå redusert beregningstid. Basert på dette er det dannet en halvert modell av brua, hvor laster innføres.

Grunnlag for modellering og beregninger er arbeidstegninger fra opprinnelig prosjektering. Brua påkjennes av egenlast, spennkraft, trafikklast og vindlast. Lastene er funnet i henhold til aktuelle Eurokoder, samt håndbøker fra Statens vegvesen. Videre er de beregnet med lineær analyse i ulike lastkombinasjoner. Ettersom brua og armeringens geometri er noe kompleks, er det dannet et Python-script for å modellere dette mer effektivt. Kapasitetskontroll av utvalgte snitt er utført gjennom håndberegninger i programmet Mathcad.

Resultater er sammenlignet med beregninger tidligere utført for brua. Slik er det undersøkt hvilke forskjeller som oppstår ved bruk av ulike beregningsregler og metoder. Det fremkom at brua trolig har bedre kapasitet enn funnet tidligere.

Avslutningsvis utføres det en probabilitetsstudie angående bruas sviktsannsynlighet med hensyn på ulike materialdata for spennarmering og betong. Det undersøkes hvilken innvirkning en endring av friksjonskoeffisient og betongens trykkfasthet vil ha på bruas kapasitet og bøyemoment. Probabilitetsstudien viste at bøyemoment ble påvirket mest av friksjonskoeffisienten, og at betongkvaliteten hadde mindre innflytelse. For kapasiteten hadde kun betongkvaliteten en innvirkning.

Abstract

The objective of this assignment concerns the Herøysund bridge, which is a post-tensioned concrete bridge in Nordland County. The bridge is part of an ongoing research project, and in that regard the capacity of the superstructure in intact condition is assessed, according to Eurocode 2. Three selected sections were controlled, demonstrating that the structure is adequately designed in terms of bending moment.

Modelling is carried out in the computer program DIANA FEA, which uses the finite element method in calculations. Initially, tests were carried out on simple models to find the most optimal methods to use in further modelling. Among other things, it was investigated how symmetry can be applied to simplify the model, and thereby achieve reduced calculation time. Based on this, a halved model of the bridge is created, where loads are introduced.

The basis for modelling and calculations are drawings from the original design. The bridge is loaded by self-weight, prestressing force, traffic load and wind load. The loads have been found in accordance with relevant Eurocodes, as well as manuals from Statens vegvesen. Furthermore, they are calculated through linear analysis in various load combinations. As the geometry of the bridge and the reinforcement is somewhat complex, a Python-script has been created to model this more efficiently. Capacity control of selected sections is carried out through hand calculations in the program Mathcad.

Results are compared with calculations previously carried out for the bridge. Differences that occur when using different calculation methods and rules are this way examined. It emerged that the bridge likely has a better capacity than previously found.

Finally, a study is carried out regarding the probability of failure for the bridge with consideration of different material data for post-tensioning reinforcement and concrete. It is investigated which influence a variation of the friction coefficient and the concrete's compressive strength will have on the bending moment, as well as the moment capacity. The study showed that bending moment was mostly affected by the friction coefficient, and that the concrete quality had less of an influence. For the capacity, only the concrete quality had an impact.

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet i samarbeid med Instituttet for Konstruksjonsteknikk, våren 2023. Oppgaven tilsvarer 30 studiepoeng, og er det avsluttende arbeidet på vårt to-årige masterstudium på Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet. Arbeidet har foregått over en tidsperiode på 20 uker.

Oppgaven har omhandlet modellering ved bruk av DIANA FEA og kapasitetskontroll av Herøysund bru. Vi har begge hatt en sterk interesse for bruer gjennom studieløpet, og denne oppgaven har gitt oss muligheten til å lære mer om dette. Modelleringen i DIANA FEA innbar mye prøving og feiling, da programvaren var fremmed for oss ved start. Under arbeidet med denne oppgaven har vi tilegnet oss uvurderlig kunnskap som vil medtas ut i arbeidslivet.

Vi ønsker å rette en stor takk til vår veileder Daniel Cantero, fra Instituttet for Konstruksjonsteknikk, som har hjulpet oss med store og små problemstillinger i våre ukentlige møter. Videre ønsker vi også rette en takk til Nordland fylkeskommune, Herøy FOU og Per Ove Ravatsås, for å arrangere en lærerik ekskursjon til Herøysund bru.

Til slutt vil vi også takke Asmund Sveen i Aas-Jakobsen for oppklaring av spørsmål vedrørende deres beregninger.

Brage Sikveland

Therese Steffensen

Brage Sikveland

Therese Steffensen

Trondheim, 11.06.2023

Innhold

Sammendrag	i
Abstract	ii
Forord	iii
Innholdsfortegnelse	vi
1 Innledning	1
2 Dimensjoneringsgrunnlag	3
2.1 Herøysundbrua	3
2.2 Forutsetninger	4
2.3 Kritiske snitt	5
2.4 Standarder og regelverk	5
2.4.1 Standarder	5
2.4.2 Håndbøker	5
2.5 Byggematerialer	6
2.5.1 Betong	6
2.5.2 Spennarmering	6
2.5.3 Slakkarmering	7
2.6 Programvarer	8
2.6.1 DIANA FEA	8
2.6.2 Mathcad 15	8
2.6.3 Python	8
3 Laster	9
3.1 Klassifisering av laster	9
3.2 Permanent last	9
3.2.1 Egenlast	9
3.2.2 Spennkraft	9
3.3 Variable laster	16
3.3.1 Vindlast	16
3.3.2 Trafikklast	19
3.4 Lastkombinering	21

4 Innledende modellering	23
4.1 Vurdering av oppspenningskraft i DIANA	23
4.1.1 Geometri	23
4.1.2 Materialdata	24
4.1.3 Lastdata	25
4.1.4 Elementinndeling	25
4.1.5 Resultat	25
4.2 Momentberegning	28
4.2.1 Geometri	29
4.2.2 Materialdata	30
4.2.3 Lastdata	31
4.2.4 Elementinndeling	31
4.2.5 Resultat	31
5 Modellering av Herøysund bru	35
5.1 Geometri	35
5.2 Materialdata	37
5.3 Opplagerbetingelser	38
5.4 Lastpåføring	39
5.5 Elementinndeling	41
5.6 Analyse	43
5.7 Resultater	43
5.8 Diskusjon av momentdiagram	46
6 Kapasitet i bruddgrensetilstand	49
7 Verifikasjon av modell	53
8 Sammenligning med tidligere beregninger	55
8.1 Sammenligning med prosjektering	55
8.2 Sammenligning med Aas-Jakobsen	57
9 Probabilitetsstudie	60
9.1 Variasjon av materialdata	60
9.2 Testresultater	62
9.3 Sannsynlighetsanalyse	65
10 Diskusjon	70
10.1 Feilkilder	70
10.1.1 Grunnlag	70
10.1.2 Modellering	71
10.2 Videre arbeid	72
11 Konklusjon	73
Referanser	73
Vedlegg:	77
A - Arbeidsstegninger	78
A.1 Illustrasjon av ferdig brutegning	79
A.2 Spennkabeltegninger	80

INNHold

B - Laster	82
B.1 Beregning egenlast	83
B.2 Beregning av nøytralakse og transponert tverrsnitt	84
B.3 Materialinformasjon spennstål	88
B.4 Tap fra kryp, svinn og relaksasjon	89
B.5 Avstand til fjell	95
B.6 Beregning av vindlast på brua	96
B.7 Beregning av trafikklast på brua	100
C - Modellering i DIANA	102
C.1 Pythonscripts i DIANA	103
C.2 Undersøkelse av spennkraft	111
D - Kapasitetsberegninger	114
D.1 Effektiv flensbredde	115
D.2 Momentkapasitet snitt 1	116
D.3 Momentkapasitet snitt 2	120
D.4 Momentkapasitet snitt 3	123
D.5 Utnyttelse av momentkapasitet	125
E - Probabilitetsstudie	128
E.1 Resultat fra kjerneprøver av betong	129
E.2 Momentkapasitet snitt 1 - Betongkvalitet B35	130
E.3 Momentkapasitet snitt 1 - Betongkvalitet B40	132
E.4 Momentkapasitet snitt 1 - Betongkvalitet B50	134
E.5 Momentkapasitet snitt 1 - Betongkvalitet B55	136
E.6 Pythonkode for probabilitetsstudie	138

Kapittel 1

Innledning

Herøysundbrua er en del av et nytt forskningsprosjekt, hvor fokuset er å forlenge levetiden til betongbruer. Dersom det lykkes i å etablere gode metoder for dette, kan bruene i Norge stå lenger enn de gjør i dag. Dette kan føre til at staten sparer flere milliarder kroner, som i stedet kan brukes på andre prosjekter [1]. I tillegg har dette en bærekraftig effekt, da det vil bygges færre nye betongbruer som dermed reduserer klimagassutslippene fra betongproduksjon [2]. Et av denne oppgavens formål er å lære om bruken av programmet DIANA FEA i forbindelse med brumodellering, og utforske metoder som kan benyttes ved fremtidig arbeid med forskningsprosjektet. Fremgangsmåter og oppdagelser som gjøres i programmet vil derfor dokumenteres.

Oppgaven tar for seg kapasitetskontroll av Herøysundbrua i intakt tilstand. Det er en etteroppsett betongbru i Herøy kommune, og kan ses på figur 1.0.1. Brua er 154,5 meter lang med seks felt, hvor det største spennet er på 60 meter. Oppgaven avgrenses til å fokusere på bruas overbygning, og pilarer kontrolleres dermed ikke. Formålet med masteroppgaven er å få tilegnet kunnskap om bruprojektering, samt praktisk erfaring med modellering og beregning i et dataprogram som benytter elementmetoden. Det er ønskelig å verifisere at konstruksjonen er dimensjonert med tilstrekkelig motstandsevne for bruksformålet. Videre gjøres en sammenligning av resultatene mot beregninger som er gjort tidligere, hvor andre metoder og regler er benyttet.

Før modellen av brua dannes i DIANA FEA, vil det utføres innledende tester for å undersøke hvilke metoder som er mest praktisk å benytte videre. Etter at brumodellen er laget, skal den påføres laster som er i henhold til relevante Eurokoder, samt håndbøker fra Statens vegvesen. Analysene fra DIANA FEA utføres i bruddgrense, og vil gi dimensjonerende laster som fungerer på konstruksjonen. Disse kontrolleres videre mot bruas momentkapasitet, som beregnes for hånd. Modellen verifiseres ved å utføre en test av nedbøyning, som sammenlignes med et forsøk utført i virkeligheten.

Da brua er del av et pågående forskningsprosjekt, er det interessant å foreta en undersøkelse av hvor stor risiko en usikkerhet vedrørende materialdata kan ha i forhold til kollaps. Det utføres derfor en studie av spennkablens og betongens egenskaper. Dette for å oppnå bredere kunnskap om effekten en variasjon av disse parameterne har i forhold til bøyemoment og momentkapasitet. Dette kan forhåpentligvis bidra til risikoanalyser av konstruksjoner i fremtidige prosjekteringer, for å oppnå økt sikkerhet.



Figur 1.0.1: Bilde av Herøysund bru [3]

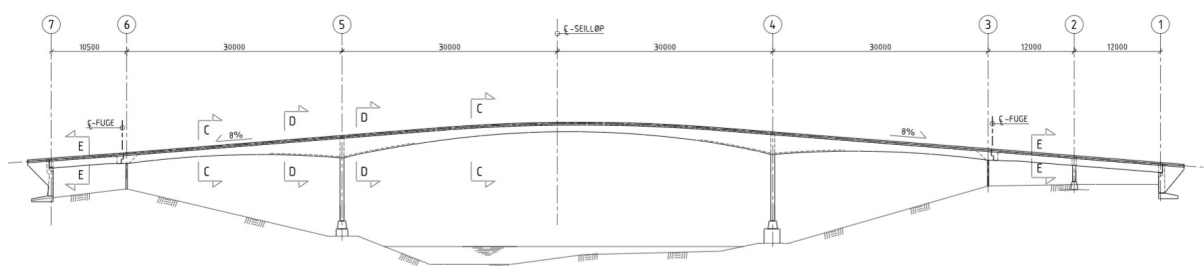
Kapittel 2

Dimensjoneringsgrunnlag

2.1 Herøysundbrua

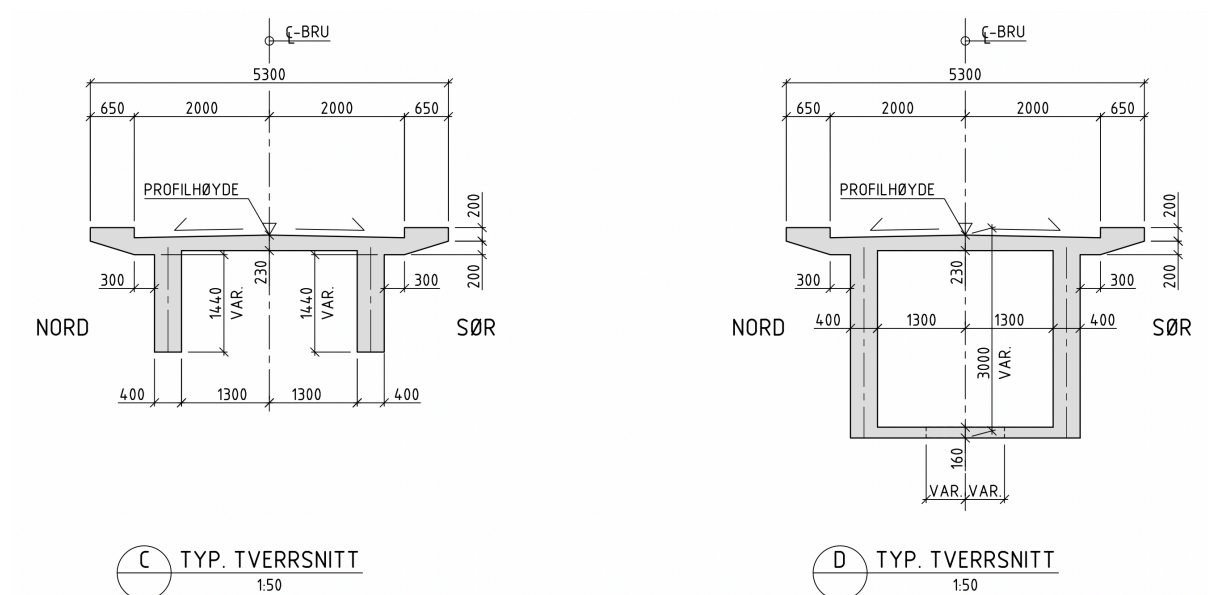
Herøysundbrua er en etteroppspent betongbru som ble bygget i 1966. Den er lokalisert i Herøy kommune i Nordland, som en del av FV 828, hvor den står i værharde kyststrøk og binder sammen Sør-Herøy og Nord-Herøy. Diverse informasjon om brua er hentet fra brudatabasen Brutus.

Brua har en total lengde på 154,5 meter, og er delt inn i seks spenn. Det største spennet, altså hovedspennet, er 60 meter langt. Den har totalt sju pilarer, som alle er antatt fundamentert på berg. Det er en plassprodusert bjelkebru, og utforming samt spennlengder kan ses på figur 2.1.1 og i vedlegg A.1 . Mellom akse 3 og 6 er det innlagt spennarmering, mens den fra akse 1 til 3, samt akse 6 til 7, er slakkarmert [4].



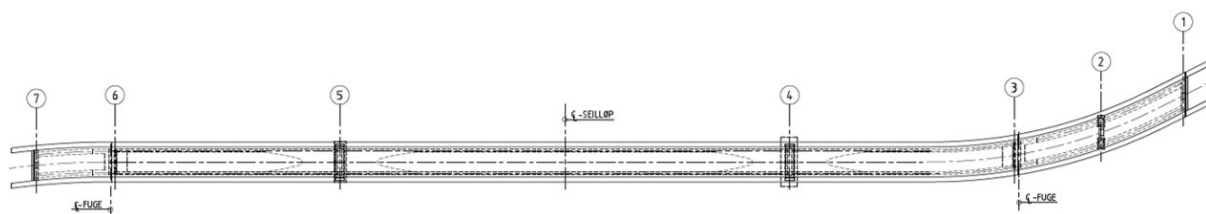
Figur 2.1.1: Illustrasjon av ferdig brutegning [4]

Bredden på overbygningens tverrsnitt er 5,3 meter, bestående av én kjørebane på 4 meter, som på hver side har en gangbane på 0,65 meter. Tverrsnittet består av en plate som har to underliggende lastbærende bjelker. Både dekket og bjelkene har innlagt spennarmering. Som vist på illustrasjonen i figur 2.1.1 er tverrsnittshøyden varierende mellom akse 3 og 6, og går fra 1,2 meter til 3 meter. Her veksles det mellom to ulike tverrsnittstyper, som kan ses på figur 2.1.2. Tverrsnittstype C er mest brukt, men mot hovedpilarene ved akse 4 og 5 er det støpt på en trykkplate i bunn som gir det lukkede kassetverrsnittet D. Dette er indikert på figur 2.1.1 [4].



Figur 2.1.2: Tverrsnittstyper [4]

2.2 Forutsetninger



Figur 2.2.1: Plantering av Herøysund bru [4]

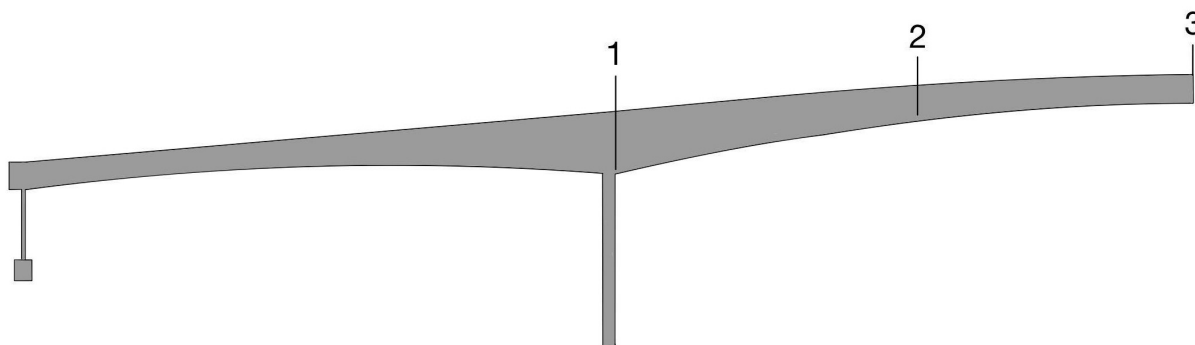
Som vist på figur 2.2.1 krummer brua i horisontal retning mellom akse 1 og 4, samt akse 6 og 7. Dette tas ikke hensyn til, fordi det antas å ha liten betydning for bruas virkemåte. I tillegg ses det bort i fra de minste bruspennene i oppgaven, da brua er delt ved akse 3 og 6, og segmentene utenfor er koblet til via fuger. Dermed tas det kun hensyn til delen mellom akse 3 og 6, da denne anses som mest kritisk. Under disse forutsetningene vil brua være symmetrisk om midtpunktet i hovedspennet. På grunn av dette benyttes symmetri, slik at kun halvparten av brua vil modelleres. Da modellen blir mindre kan analyser gjennomføres med betydelig kortere beregningstid.

Inspeksjoner har vist at brua har skader, som korrosjon og riss. Det er også funnet at flere spennkabler mangler injisering. Dette vil ikke tas hensyn til i oppgaven, og brua vurderes i intakt tilstand.

Videre velges det å kun fokusere på bruas overbygning, og pilarene kontrolleres dermed ikke. Kapasitetskontroll vil kun utføres med hensyn på bøyemoment, da dette antas å være overbygningens mest kritiske lastvirkning. Kontrollen utføres for bruddgrensetilstand, og andre grensetilstander vil ikke betraktes.

2.3 Kritiske snitt

Momentkapasiteten vil beregnes for tre utvalgte snitt, som er markert på figur 2.3.1. Snittene er valgt basert på bruas varierende geometri, spennarmeringens plassering, som forklares i kapittel 2.5.2, samt momentets forventede variasjon langs overbygningen. Snitt 1 er plassert i punktet hvor bruas største bøyemoment antas å oppstå, som er over hovedpilaren. Snitt 2 er plassert i punktet hvor spennkablene i dekket stopper, som fører til en lavere momentkapasitet. Snitt 3 er plassert midt i bruas lengste spenn, hvor tverrsnittet er minst. I likhet med snitt 2 er det ikke spennarmering i snitt 3.



Figur 2.3.1: Oversikt over snittene som kontrolleres

2.4 Standarder og regelverk

Beregninger i oppgaven gjennomføres i henhold til relevante standarder, i tillegg til håndbøker fra Statens vegvesen.

2.4.1 Standarder

I Norge er det *NS-EN 1992-1-1 - Prosjektering av betongkonstruksjoner* [5], også kalt Eurokode 2, som i dag angir gjeldende regelverk for betongdimensjonering. Den er del av en europeisk standard-serie som gjelder byggverk, og benevnes heretter som EC-2. Da brua ble dimensjonert var ikke denne gjeldende, og på den tiden ble antageligvis *Brunormaler 1958* av Statens vegvesen benyttet [6]. Dermed gjøres beregninger for kapasitet etter andre regler enn de som brua ble prosjektert etter. Vindlast som forekommer på brua beregnes etter *NS-EN 1991-1-4: Laster på konstruksjoner - Vindlaster* [7].

2.4.2 Håndbøker

Statens vegvesen har en rekke håndbøker som kan benyttes under prosjektering av ulike konstruksjoner og infrastruktur: vegnormaler, retningslinjer og veiledninger. Vegnormalene og retningslinjene er basert på lovverk, og oppdateres jevnlig for å stå i samsvar med eurokodene. Disse må følges for alle Statens vegvesens prosjekter. Veiledningene er dokumenter som understøtter de to førstnevnte ved å gi mer detaljerte beskrivelser av innholdet. De har også rapporter som kan benyttes som bistand ved prosjektering og opplæring [8].

Håndbøkene brukes som støtte ved siden av standardene under beregning, da beskrivelser her gjerne er mer omfattende. Her er *Håndbok V412 - Bæreevneklassifisering av bruer, laster* [9] benyttet til å finne trafikklastene som brua skal kontrolleres for. Vindlast finnes

ved bruk av *Håndbok N400 - Bruprosjektering* [10], som angir krav for prosjektering av både nye og eksisterende bruer. *Rapport Nr. 668 - Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer* [11] benyttes også, spesielt ved beregning av vindlast.

2.5 Byggematerialer

2.5.1 Betong

Betong er det mest brukte byggematerialet for konstruksjoner i dag, og er kjent for god formbarhet og høy trykkfasthet. Ved påkjenning av strekk har betongen derimot dårlig motstandsevne, og under beregninger settes betongens kapasitet for dette lik null [12].

Ifølge tegningsgrunnlag fra bruas prosjektering er det benyttet tre typer betong. Hoveddelen og pilarer er av typen B400, landspennet er av B300 og landkarene er B250. B400 tilsvarer fasthetsklasse C35, som vist i figur 2.5.1 [13]. I senere tid er det derimot gjort trykkfasthetsprøver i denne delen av brua, som tilsier at sylindrefastheten egentlig ligger mellom 44 MPa og 58 MPa, som kan ses i vedlegg E.1. Det velges derfor å sette fasthetsklasse til B45 der tegninger angir type B400, og i beregninger benyttes en karakteristisk trykkfasthet f_{ck} lik 45 MPa. Betongens materialfaktor γ_c settes lik 1,5 etter EC-2 punkt [2.4.2.4], og elastisitetsmodulen E_c settes lik 36 000 MPa etter tabell 3.1 [5].

Byggeår	NS 427 (av 1939)	NS 427A (av 1962)	NS 3473 (1973-2003)	NS 3473 (2003-2010)		NS-EN 1992-1-1 (NA 3.1.2)	
	Betong- kvalitet	Betong- kvalitet	Fasthets- klasse	Fasthets- klasse	f_{cn} (N/mm ²)	Fasthets- klasse	f_{ck} (N/mm ²)
Før 1920	C-betong	B 200	C 15	B 10	11,2	B 12	12
1920-1945	B-betong	B 250	C 20	B 16	14,0	B 16	16
Etter 1945	A-betong	B 300	C 25	B 20	16,8	B 20	20
		B 350	C 30	B 25	20,3	B 25	25
		B 400	C 35	B 28	22,4	B 28	28
		B 450	C 40	B 32	25,2	B 32	32
		B 600	C 45	B 35	27,3	B 35	35
		B 600	C 55	B 45	34,3	B 45	45

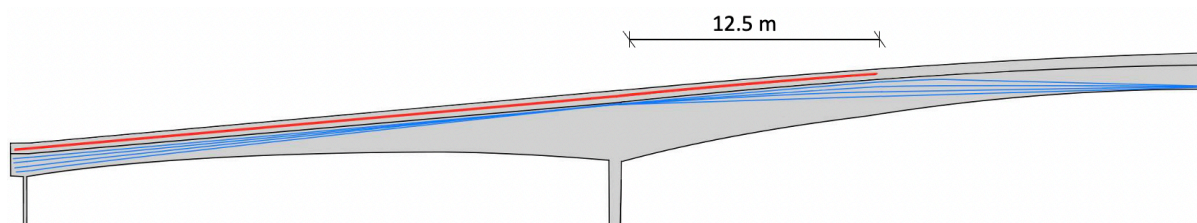
Figur 2.5.1: Sammenheng mellom gamle og nye betongkvaliteter [13]

2.5.2 Spennarmering

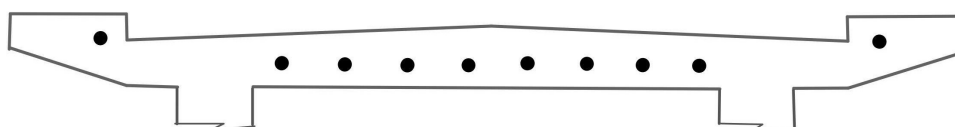
For å kompensere for betongens dårlige kapasitet mot strekk er det lagt inn både slakkarmering og spennarmering. Spennarmeringen er oppspent med en strekkraft som gir den en initialtøyning, og videre overfører trykkspenninger til betongen. Dette benyttes ofte for å motvirke de ytre lastene som betongen utsettes for [14].

Spennarmeringen er innlagt både i dekket og bjelkene. Ifølge tegninger er kablene av type 644, altså kabler som består av 44 stykker tråder med en diameter på 6 mm. Hver kabel har derfor et totalt areal på 1 244 mm², og er oppspent med en kraft på 1 370 kN. Som materialfaktor benyttes γ_p lik 1,15 etter EC-2 punkt [2.4.2.4]. Etter brosjyrer fra leverandør, se vedlegg B.3.1, settes elastisitetsmodul E_p lik 206 000 MPa og karakteristisk 0,1%-strekkgrense $f_{p0,1k}$ lik 1 520 MPa.

I hver av de to bjelkene er det plassert fire spennkabler som ligger langs hele brulengden. Som vist i figur 2.5.2, varierer kablernes plassering inni bjelken i lengderetning, som er markert med blå farge. I dekket ligger det ti spennkabler, markert med rød farge. Disse har en konstant overdekning på 100 mm fra underside av dekket. I motsetning til spennkablene i bjelkene, går ikke dekkets spennkabler over hele brua. Disse stopper 12,5 meter inn i midtspennet fra hovedpilaren, på hver side av brua. Altså er 35 meter av dekket i midtspennet uten spennarmering. Spennkablernes plassering i dekket kan ses i figur 2.5.3. Armeringstegninger som viser spennkablernes plassering kan ses i vedlegg A.2.



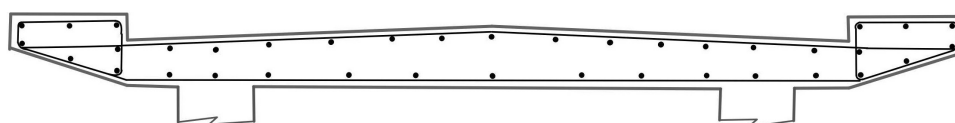
Figur 2.5.2: Utforming spennarmering



Figur 2.5.3: Spennarmering i dekket

2.5.3 Slakkarmering

Slakkarmeringen i brua består av typen KS40 og KS50. KS40 har en karakteristisk flytespenning f_{yk} lik 400 MPa for armeringsjern Ø8-Ø20, og f_{yk} lik 380 MPa for Ø25-Ø32 [13]. Grunnet manglende informasjon antas det en elastisitetsmodul lik 200 000 MPa. Ved dimensjonerende beregning settes materialfaktor γ_s lik 1.15 etter EC-2 punkt [2.4.2.4] [5].



Figur 2.5.4: Slakkarmering i dekket

Dekkets kjørebane inneholder 24 stykker lengdearmeringsjern samt bøylor av Ø12, og gangbaner har 7 stykker lengdearmeringsjern samt bøylor Ø10. Disse er av type KS40. Overdekning i overkant er på 40 mm, mens det i underkant og i sider er 20 mm. I bjelkene er det ikke slakkarmering langs brulengden. I tabell 2.5.1 vises oversikt over armeringsmengder i andre deler av brua.

Tabell 2.5.1: Armering i diverse av bruas elementer

Element	Slakkarmering	Bøylearmering
Hovedpilar snitt B-B	46 Ø26	Ø12 c/c 390
Hovedpilar snitt C-C	80 Ø26	Ø12 c/c 390
Hovedpilar snitt D-D	46 Ø26	Ø12 c/c 390
Fundament hovedpilar	Ø16 c/c 150	Ø12 c/c 400
Trykkplate hovedpilar	11 Ø10	Ø10 c/c 500
Landsøyle	35 + 35 Ø26	Ø12 c/c 100

2.6 Programvarer

2.6.1 DIANA FEA

For modellering av brua benyttes programvaren DIANA FEA, heretter kalt DIANA. Dette er et nederlandsk program som anvender elementmetoden under analyser, og egner seg for modellering av både store og små konstruksjoner, enten i 2D eller 3D. DIANA har hovedfokus på modellering av betong og dens samhandling med jord [15].

2.6.2 Mathcad 15

For å utføre håndberegninger benyttes Mathcad 15. Dette er et svært brukervennlig program hvor det er enkelt å systematisere beregninger. Variabler kan defineres og regneprosessen vises tydelig, med lett lesbare resultater.

2.6.3 Python

DIANA er kompatibelt med programmeringsspråket Python, som kan anvendes for å gjøre modellering og beregning mer effektivt. Alle operasjonene i DIANA kan kjøres med innebygde funksjoner, som også kan brukes i Python. Dette gjør det til et svært nyttig verktøy for DIANA, og det er mulig å kjøre script som modellerer og beregner store konstruksjoner på kort tid. Videre i oppgaven benyttes dette hyppig, da det er ønskelig å beregne flere modeller med ulike materialparametere.

Kapittel 3

Laster

3.1 Klassifisering av laster

Lastene som virker på brua klassifiseres etter deres variasjon over tid. Permanente laster er de som anses å være tilnærmet konstante, hvilket her er egenvekt og kraft i spennarmeringen. I variable laster inngår nyttelast, samt naturlaster som snø- og vindlast. Siste klassifisering er ulykkeslaster, men disse neglisjeres i oppgaven [16].

Etter *Håndbok N400* skal ikke snølast beregnes i kombinasjon med trafikklaster dersom brua ryddes for snø [10]. Da dette er en veibru, antas det at snø fjernes. Ettersom snølast er mindre enn trafikklaster vil det ikke føre til et dimensjonerende lasttilfelle, og beregnes ikke.

3.2 Permanent last

3.2.1 Egenlast

Bruas egenlaster består av konstruksjonens egenvekt, asfalten på dekket samt rekkverket som går langs gangbanene. Betongens egenlast beregnes ut fra modellen i DIANA basert på massetettheten. For asfalt settes tyngdetettheten lik 25 kN/m^3 , etter *Håndbok V412* [9]. Asfalten er målt til å ha en gjennomsnittlig tykkelse på 60 mm, og for kjørebane tilsvarer dette en flatelast lik $1,5 \text{ kN/m}^2$. For gangbanene, med bredde på 0,65 meter, kommer det i tillegg last av rekkverk på $0,5 \text{ kN/m}$, og total flatelast her blir $2,27 \text{ kN/m}^2$. Beregning av egenlastene kan ses i vedlegg B.1.

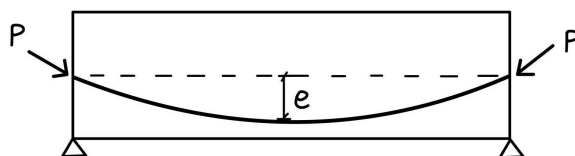
3.2.2 Spennkraft

Som nevnt er spennarmeringen etteroppspent med en strekkraft. Når kablene deretter forankres overfører de en trykkraft til betongen, enten gjennom endeforankringer eller via heft mellom kablene og betongen. Denne kraften antas å fungere på konstruksjonen på samme måte som en ytre last. For å bedre kunne motarbeide ytre moment legges gjerne spennarmeringen i strekksonen på tverrsnittet, slik at trykkraften kan motvirke strekkspenningene [14].

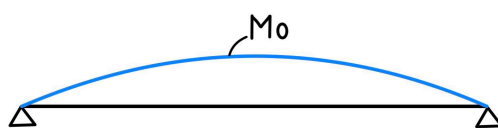
Dersom spennarmeringen plasseres med en eksentrisitet e fra tverrsnittets senter, vil dette skape et moment som beregnes av formel 3.1, som blir kalt primærmoment M_0 . Ligger kablet med en rettlinjet utforming vil dette gi et konstant moment, men ved å variere eksentrisiteten kan momentet tilpasses for å motvirke ytre laster. Som tidligere vist på figur

2.5.2 er spennarmeringen i brua lagt med en varierende eksentrisitet i lengderetningen. Dermed vil momentet som oppstår også variere langs brua. Prinsipp for spennkraft og eksentrisitet kan ses på figur 3.2.1, og primærmomentet som oppstår av en slik utforming er vist i figur 3.2.2.

$$M_0 = P \cdot e \tag{3.1}$$

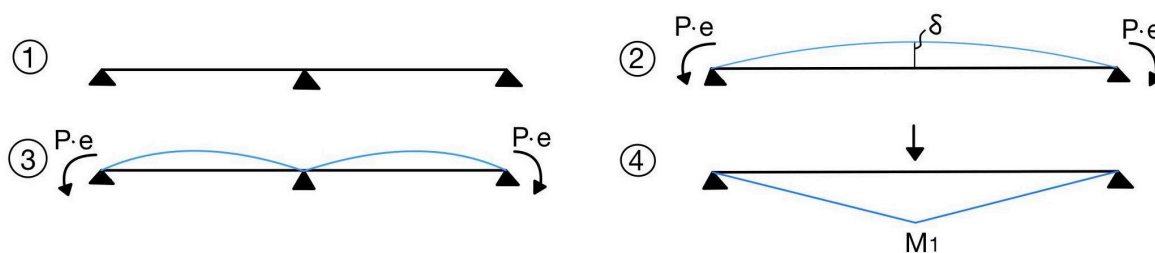


Figur 3.2.1: Prinsipp spennarmering



Figur 3.2.2: Primærmoment

I et statisk ubestemt system kan det i tillegg oppstå et sekundærmoment M_1 , også kalt tvangsmoment. Prinsippet for dette forklares via figur 3.2.3. På del 1) vises en statisk ubestemt bjelke, hvor spennarmeringen har konstant eksentrisitet. Videre kan det tenkes at midtre opplager fjernes og at den utsettes for primærmomentet M_0 som vist på del 2). Bjelken blir da statisk bestemt og får en utbøyning δ som følge av M_0 . I virkeligheten vil denne utbøyningen være lik null der den midtre opplageren egentlig befinner seg, slik som på del 3). Kraften denne opplageren bruker til å holde igjen bjelken skaper da tvangsmomentet M_1 . Kraften tilsvarer en punktlast med den størrelse nødvendig for å oppnå δ lik null. Av punktlasten oppstår sekundærmoment, som vist på del 4), som i mange tilfeller vil være større enn primærmomentet. Av formel 3.2 kan det totale momentet som oppstår grunnet spennkraften beregnes [14].



Figur 3.2.3: Prinsipp tvangsmoment

$$M_p = M_0 + M_1 \tag{3.2}$$

Ved beregning av dimensjonerende moment i denne oppgaven inkluderes kun sekundærmomentet fra spennkraften. Primærmomentet vil derimot behandles som en indre motstand. Dette fordi spennarmeringen i brua er plassert i tverrsnittets strekksone, og bidraget inkluderes da vanligvis ved beregning av tverrsnittets momentkapasitet [14].

3.2.2.1 Tap av spennkraft

Kraften som spennarmeringen jekkes opp med kan bli redusert av flere ulike årsaker. Her tenkes det at tapene av spennkraften kan inndeles i tre hovedgrupper.

Den første typen er tap av tøyingsdifferanse mellom armeringen og betongen før heftforbindelse er etablert mellom dem. Dette kan forekomme i form av låsetap, friksjonstap og temperaturtap. Ved låsetap blir spennstålet noe før armeringen er låst i forankringen. Friksjonstap kommer av friksjon mellom betongen og spennarmeringen, og temperaturtap oppstår når det kommer varme fra betongen mens den herder og da varmer opp armeringen. Neste gruppe tap oppstår ved spenningsendring grunnet korttidslast, som forekommer etter spennarmeringen kappes og da medfører sammentrykning av konstruksjonen. Den siste hovedtypen spenntap er tidsavhengige tap. Dette forekommer når det oppstår kryp og svinn i betongen over tid, samt relaksasjon i spennarmeringen [14].

Kryp

Kryptøyninger i betong oppstår når den over lengre tid utsettes for trykk. Betongen vil da fortsette å trykkes videre sammen. Disse tøyningene antas å være proporsjonale med betongspenningen, og fører til en tilleggsdeformasjon [14]. I videre beregninger tas det hensyn til kryp ved å benytte en midlere verdi for elastisitetsmodul, E_{middel} , som hensyntar alle lastvirkningene samtidig. E_{middel} beregnes av formel 3.3 basert på forholdet mellom momenter som oppstår i konstruksjonen grunnet ulike laster og deres tilhørende elastisitetsmodul.

$$\frac{\sum |M|}{E_{middel}} = \frac{|M_{L1}|}{E_{cL1}} + \frac{|M_{L2}|}{E_{cL2}} + \dots + \frac{|M_k|}{E_{cm}} \quad (3.3)$$

hvor

$\sum M $	er summen av moment fra alle laster
M_{Li}	er moment fra langtidslaster
E_{cLi}	er langtids elastisitetsmodul for langtidslast
E_{cm}	er betongens elastisitetsmodul
M_k	er moment fra korttidslast

For korttidslaster, som i dette tilfellet er trafikklaster og vindlast, benyttes elastisitetsmodul E_{cm} . Elastisitetsmodulen som tilhører langtidslaster med ulikt tidspunkt for lastpåføring beregnes av formel 3.4, basert på E_{cm} og kryptallet $\phi(t, t_0)$. Kryptallet avhenger blant annet av tidspunkt for lastpåføring, miljøforholdene, betongens sammensetning og dimensjoner på tverrsnittet [5]. Dette beregnes for en tid t på omtrent 50 år og en alder på betongen ved tidspunkt for belastning t_0 lik 14 dager, som er tiden frem til forskalingen ble fjernet. Langtidslastene vil her være egenlast og spennkraften. Beregning av E_{middel} kan ses i vedlegg B.4.

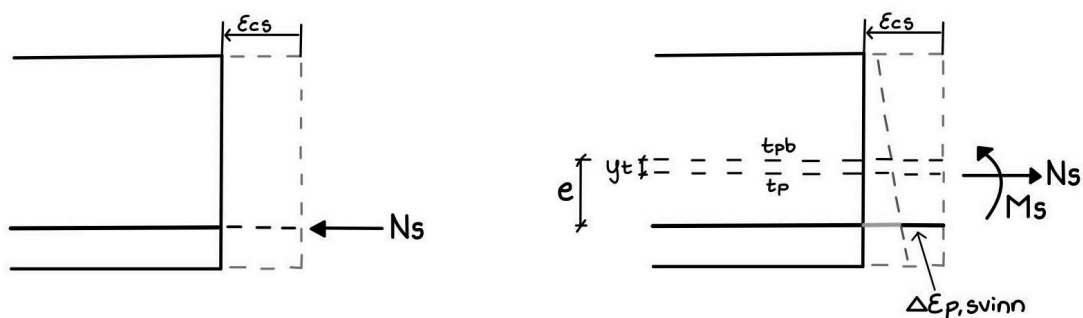
$$E_{cL} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(t, t_0)} \quad (3.4)$$

Av dette benyttes en verdi for E_{middel} lik 9 519 MPa.

Svinn

Når betong inneholder mer vann enn det som er nødvendig for den kjemiske reaksjonen, vil fordampingen av dette vannet dehydrere materialet. Denne uttørkingen gjør at betongen krymper og det oppstår dermed svinntøyninger. Det er to typer svinntøyninger: uttørkningssvinn ϵ_{cd} , som funksjon av fukt som transporteres i herdet betong, og autogent svinn ϵ_{ca} som forekommer under betongens fasthetsutvikling. Disse to bidragene gir sammen den totale svinntøyningen ϵ_{cs} [14].

For å bestemme effekten av dette benyttes beregningsmodellen i boken *Betongkonstruksjoner* [14]. Her tenkes det at svinntøyninger har oppstått i betongen, og at det påføres en fiktiv kraft N_s i armeringen slik at denne får tilsvarende tøyning. Det oppstår heft mellom betongen og armeringen, og den fiktive kraften endrer retning, som illustrert i figur 3.2.4. t_{pb} er tyngdepunktsaksen for tverrsnittet dersom det bare er bestående av betong. For å ta hensyn til armeringen beregnes det med et transformert tverrsnitt med et nytt tyngdepunkt t_p . N_s tenkes videre plassert ved t_p , og det inkluderes dermed et moment som kommer grunnet den egentlige avstanden mellom armeringen og t_p . Disse kreftene fører da til tøyninger som reduserer spennarmeringens kraft, som beregnes av formel 3.5, 3.6 og 3.7.



Figur 3.2.4: Svinntøyninger

$$\Delta\epsilon_{p,svinn} = \epsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{middel} \cdot A_t} + \frac{M_s}{E_{middel} \cdot I_t} \quad (3.5)$$

$$N_s = |\epsilon_{cs}| \cdot E_p \cdot A_p \quad (3.6)$$

$$M_s = N_s \cdot (e - y_t) \quad (3.7)$$

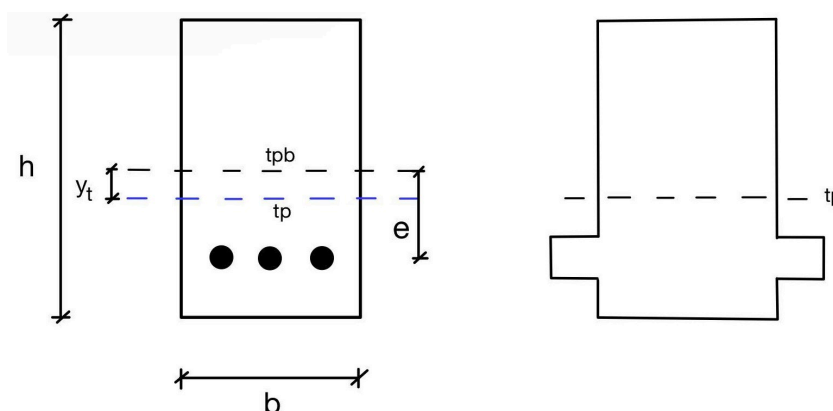
Dette medfører en spenningsendring i armeringen som beregnes av formel 3.8.

$$\Delta\sigma_{p,svinn} = \Delta\epsilon_{p,svinn} \cdot E_p \quad (3.8)$$

KAPITTEL 3. LASTER

e	er spennarmeringens eksentrisitet fra tverrsnittssenter
y_t	er tyngdepunktets forflytning grunnet armering
N_s	er trykkraft i spennarmering grunnet svinn
M_s	er moment av spennarmering grunnet svinn
I_t	annet arealmoment for transformert tverrsnitt
A_t	areal av transformert tverrsnitt
A_p	areal av spennarmeringen
A_c	areal av betongens tverrsnitt
E_p	spennarmeringens elastisitetsmodul
η	forhold mellom elastisitetsmoduler

Armeringen har en annen stivhet enn betongen. Derfor transformeres tverrsnittet om til et homogent betongtverrsnitt ved å gjøre armeringens areal om til et ekvivalent betongareal. Dette fører som nevnt til at tyngdepunktsaksen forflytter seg en avstand y_t . For denne transformeringen benyttes formler 3.9 til 3.13 [14].



Figur 3.2.5: Prinsipp transformering av tverrsnitt

$$A_t = A_c + (\eta - 1) \cdot A_p \quad (3.9)$$

$$A_c = b \cdot h \quad (3.10)$$

$$\eta = \frac{E_p}{E_{cm}} \quad (3.11)$$

$$y_t = \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e}{A_t} \quad (3.12)$$

$$I_t = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2 \quad (3.13)$$

KAPITTEL 3. LASTER

Til slutt beregnes tapet av kraft i spennarmeringen ΔP_{svinn} lik 57,5 kN via formel 3.14. Utregninger kan ses i vedlegg B.4.

$$\Delta P_{svinn} = \Delta \sigma_{p,svinn} \cdot A_p \quad (3.14)$$

Relaksasjon

Relaksasjon er et tidsavhengig spenningsfall i spennarmeringen grunnet konstant tøyning over tid. Dette kommer an på stålets relaksasjonsklasse, og her antas klasse 2 hvilket tilsier lav relaksasjon. Spenningsfallet beregnes av formel 3.15, etter EC-2 punkt [3.3.2] [5].

$$\frac{\Delta \sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (3.15)$$

hvor

- σ_{pi} er initiell spennkraft
- $\Delta \sigma_{pr}$ er relaksasjonstapet i forspenningen
- ρ_{1000} er prosentvis relaksasjonstap etter 1000 timer, satt lik 2.5% for klasse 2
- μ er forhold mellom initiell forspenning og karakteristisk verdi for stålets strekkfasthet
- t er tid i timer etter oppspenning

Reduksjonen i spennkraften kan videre regnes av formel 3.16, og resulterer i et tap ΔP_{rel} lik 53,3 kN. Utregninger kan ses i vedlegg B.4.

$$\Delta P_{rel} = \Delta \sigma_{pr} \cdot A_p \quad (3.16)$$

Friksjonstap

Grunnet spennkablernes kurvatur oppstår det friksjonskrefter mellom spennarmeringen og utsparingsrøret de ligger inni. Armeringen får da et normaltrykk ut mot røret som motvirker glidning, og effekten av dette beregnes etter metoden fra *Betongkonstruksjoner* [14].

Det er to faktorer som påvirker spennkraften i forhold til friksjon: friksjonskoeffisienten μ og tilleggskrumningen K . Friksjonskoeffisienten angir hvor mye av spennkraften som går tapt ved friksjon mellom spennkabelen og utsparingsrøret. Den avhenger av rustforekomst, kabelens profil og forlengelse, samt kabelen og kanalens overflateegenskaper. Da monteringen skjer på byggeplass oppstår det også tilleggskrumninger på grunn av unøyaktigheter, som hensyntas ved bruk av faktoren K . Resterende kraft etter friksjonstap beregnes med formel 3.17 [14].

$$P_x = P_{max} \cdot (1 - \mu(\theta + Kx)) \quad (3.17)$$

KAPITTEL 3. LASTER

Her er x punktets avstand fra ende med jekk og θ er total vinkelendring i armeringen mellom jekk og x . Dette tapet varierer dermed med spennarmeringens lengde. Som nevnt er det tre utvalgte snitt som vurderes i oppgaven, som kan ses på figur 2.3.1 i kapittel 2.3. Krafttapet grunnet friksjon i de tre snittene kan ses i tabell 3.2.1.

Tabell 3.2.1: Friksjonstap

Snitt	Tap grunnet friksjon
Snitt 1	63,8 kN
Snitt 2	8,00 kN
Snitt 3	58,5 kN

Snitt 2 har betydelig lavere friksjonstap. Dette er fordi avstand fra oppspenningspunkt er mye kortere for her enn for de andre snittene.

Låsetap og temperaturtap

Låsetap oppstår dersom spennarmeringen glir før den låses fast i forankringen. For brua vil trolig ikke dette forekomme i en kritisk seksjon, og antas dermed å ha liten effekt på resultat av beregninger. Dermed blir dette sett bort fra videre.

Det kan også oppstå tap grunnet endring i temperatur før heft er etablert. Dette kan skje når betongen som støpes rundt spennarmeringen har høyere temperatur enn armeringen selv har under herdeprosessen. Et spenningsfall oppstår da i armeringen, som ikke vil gjenopprettes etter avkjøling. Dette er da mest relevant for før oppspennent armering, og vil ikke hensyntas i denne oppgaven [14].

Totalt tap av spennkraft

I tabell 3.2.2 vises det totale tapet av spennkraft for hvert av de tre snittene.

Tabell 3.2.2: Tap av spennkraft

Snitt	Tap av spennkraft
Snitt 1	174,7 kN
Snitt 2	118,9 kN
Snitt 3	169,4 kN

3.3 Variable laster

3.3.1 Vindlast

For å beregne vindlast benyttes *Håndbok N400* [10] fra Statens vegvesen og standarden *NS-EN 1991-1-4: Allmenne laster - Vindlaster* [7], heretter benevnt som EC-1-1-4. Da bruas største spenn er kortere enn 300 meter vil den etter *N400* havne i vindlastklasse 2. Likevel beregnes den her etter klasse 1, da det ses bort fra dynamiske effekter av vind i oppgaven. Vindkraft beregnes for X-, Y-, og Z-retning, for tilfeller både med og uten trafikk på brua. Dette fordi trafikk medfører et større areal som lasten virker på. Resultat av beregningen vises i tabell 3.3.1.

Tabell 3.3.1: Dimensjonerende vindkraft i hver retning

Tilfelle	X-retning	Y-retning	Z-retning
Uten trafikk	6,36 kN/m	1,59 kN/m	8,04 kN/m
Med trafikk	4,28 kN/m	1,07 kN/m	3,65 kN/m

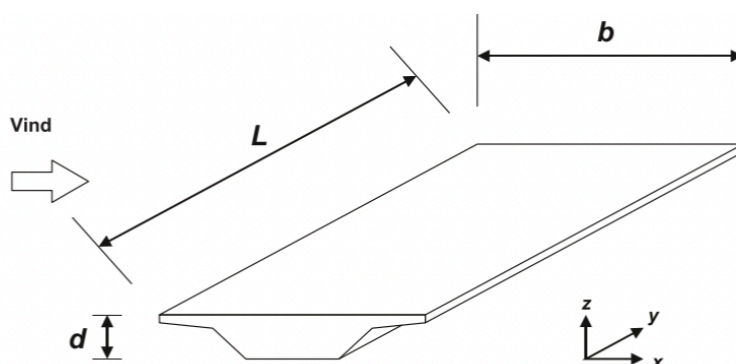
Vindkraft i X-, Y- og Z-retning beregnes henholdsvis etter formel 3.18, 3.19 og 3.20. Her angir ρ lufttettheten, satt lik $1,25 \text{ kg/m}^3$, C_e eksponeringsfaktoren, $C_{f,i}$ kraftfaktoren, $A_{ref,i}$ er referansearealet og v_b er basisvindhastighet. Her indikerer i kraftens retning.

$$F_{w,x} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_e \cdot C_{f,x} \cdot A_{ref,x} \quad (3.18)$$

$$F_{w,y} = 0.25 \cdot F_{w,x} \quad (3.19)$$

$$F_{w,z} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_e \cdot C_{f,z} \cdot A_{ref,z} \quad (3.20)$$

I figur 3.3.1 vises definisjon av lastenes retning i forhold til brua.



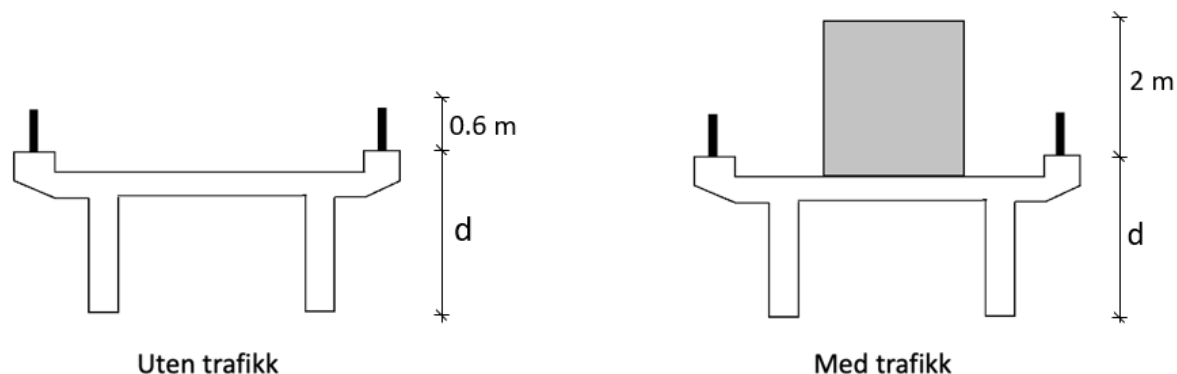
Figur 3.3.1: Retning for vindpåvirkninger på bruer [7].

Først beregnes referansearealet som vindlasten virker på via formel 3.21.

$$A_{ref,i} = d_{tot} \cdot L \quad (3.21)$$

KAPITTEL 3. LASTER

Her er d_{tot} den aktuelle høyden, og L er referanselengden som settes til 1 meter. Uten trafikk på brua vil d_{tot} være tverrsnittets høyde d i tillegg til rekkverkshøyden, som etter tabell 8.1 i EC-1-1-4 settes lik 0,6 meter. Når brua utsettes for trafikk erstattes rekkverkshøyden med en høyde på 2 meter, som vises på figur 3.3.2, [7].



Figur 3.3.2: Aktuelle høyder ved utregning av referanseareal

Kraftfaktor $c_{f,i}$ settes lik 1,3 for X-retning og 0,9 for Z-retning, etter EC-1-1-4 punkt 8.3.1 og 8.3.3. Eksponeringsfaktor beregnes etter formel 3.22 som forholdet mellom vindkasthastighetstrykket q_p og basisvindhastighetstrykket q_b , etter EC1-1-4 punkt 4.5 [7].

$$c_e = \frac{q_p}{q_b} \quad (3.22)$$

Vindkasthastighetstrykket beregnes basert på turbulensintensiteten I_v , lufttettheten og stedsvindhastigheten V_m , etter formel 3.23.

$$q_p = \frac{1}{2} \cdot (1 + 7 \cdot I_v) \cdot \rho \cdot V_m^2 \quad (3.23)$$

Turbulensintensiteten avhenger av konstruksjonens høyde over havet z , som her settes til 11 meter, og finnes ved formel 3.24. Brua har omliggende fjell som kan medføre en turbulensøkning, og dermed et kraftigere hastighetstrykk når vinden går i retning ned langs fjellet. Etter punkt NA.4.3.3(901.4) sjekkes først vinkelen fjellet har i punktet med bratteste helling. Flere nærliggende fjell har en vinkel større enn 40 grader, og må dermed tas hensyn til dersom avstanden mellom fjell og byggested er mindre enn 15H. Her er H høyden mellom fjellets laveste punkt og høyeste nivå, og disse fjellene rundt byggestedet ligger innenfor denne avstanden. Dette hensyntas gjennom en justering av faktorene k_1 og c_0 [7].

$$I_v = \frac{k_1}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (3.24)$$

hvor

k_1	er turbulensfaktor satt lik 1,75	Figur NA.4(901.6) [7]
c_0	er terrengformfaktor satt lik 0,9	Figur NA.4(901.6) [7]
z_0	ruhetslengde satt lik 2 meter	Tabell 4.1 [7]

Stedsvindhastigheten beregnes av formel 3.25. Den baseres på terrengformfaktoren c_0 , basisvindhastigheten v_b og ruhetsfaktoren c_r . Ruhetsfaktoren beregnes av formel 3.27,

KAPITTEL 3. LASTER

gjeldende for $z_{min} < z_{max}$, ut fra terrengruhetsfaktor k_r som finnes av formel 3.26. Her antas terrengkategori II for området.

$$v_m = c_r \cdot c_0 \cdot v_b \quad (3.25)$$

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z}{z_{0,11}}\right)^{0,07} \quad (3.26)$$

$$c_r = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (3.27)$$

Basisvindhastighet beregnes fra formel 3.28, hentet fra punkt NA.4.2(2)P [7].

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot C_{alt} \cdot C_{prob} \cdot v_{b,0} \quad (3.28)$$

Faktor	Betydning	Referanse, EC-1-1-4
c_r	ruhetsfaktor	[4.3.2]
$z_{0,11}$	satt lik 0,05	[4.3.2]
k_r	terrengruhetsfaktoren	[4.3.2]
z_{min}	minimumshøyden satt lik 2 m	[4.3.2]
z_{max}	satt lik 200 m	[4.3.2]
c_{dir}	retningsfaktor satt lik 1	[4.2]
c_{season}	årstidsfaktor satt lik 1	[4.2]
c_{alt}	retningsfaktor satt lik 1	[4.2]
c_{prob}	returperiodefaktor satt lik 1	[4.2]
$v_{b,0}$	referansevindhastighet satt lik 30 m/s	[NA.4(901)]
k_p	toppfaktor satt lik 3,5	[NA.4.5]

Basisvindhastighetstrykket beregnes ved formel 3.29.

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (3.29)$$

For tilfellet med trafikk på brua skal maksimal vindkasthastighet settes lik v_{kast} med verdien 35 m/s, etter punkt NA.8.1(4). Av dette beregnes en ny verdi for stedsvindhastigheten ved formel 3.30 etter punkt NA.4.5, hvor v_p er lik v_{kast} . Videre finnes ny verdi for basisvindhastighet ved å gjøre om formel 3.25, ut fra den nye toppverdien. Dette fører til reduserte verdier for vindlastene når det er trafikk [7].

$$v_p = \sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v} \cdot v_m \quad (3.30)$$

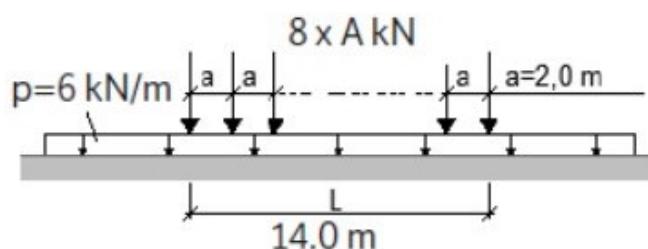
Fullstendige utregninger av vindlast kan ses i vedlegg B.6.

3.3.2 Trafikklast

Brua utsettes for en variabel trafikklast som virker i vertikal retning, samt langs og på tvers av lengderetningen. Lastene bestemmes ut fra *NS-EN 1991-2: Trafikklast på bruer* [17] samt *Håndbok V412: Bæreevneklassifisering av bruer, laster* [9]. Opprinnelig er brua prosjektert etter lastforskrift 2/1958, som angir en lavere lastverdi for dimensjonering enn dagens krav. I oppgaven benyttes gjeldende regelverk, og av dette klassifiseres brua for bruksklasse Bk 10/50. Denne består av boggilast, trippelboggilast, kjøretøylast og vogntoglast. Den angitte klassen tilsier at brua tåler en aksellast på 115 kN og en total belastning på 500 kN [9].

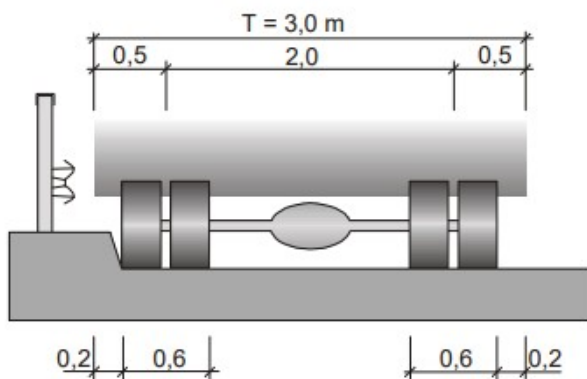
Etter Håndbok V412 skal tilfelle og plassering av last bestemmes etter det som gir mest ugunstig lastvirkning. For de aktuelle snittene blir det tilfellet med vogntoglast plassert midt i bruas største spenn. Last fra vogntog er delt inn i aksellaster A som plasseres med en jevn avstand, samt en jevnt fordelt last p . Den fordelte lasten er basert på gjennomsnittet av belastning fra lette og tunge kjøretøy, som er både tomme og fullt belastet. Det beregnes ikke for tilfeller med flere tunge kjøretøy på brua samtidig. Dette fordi det kun er ett kjørefelt, og det er skiltet om at slike kjøretøy skal holde en avstand på minst 100 meter [9].

Etter figur 3.2 i Håndbok V412 skal vogntoglasten fordeles på åtte aksellaster A lik 60 kN, med en akselavstand a lik 2 meter, samt en jevnt fordelt last p lik 6 kN/m [9]. Lastfordelingen kan ses på figur 3.3.3.



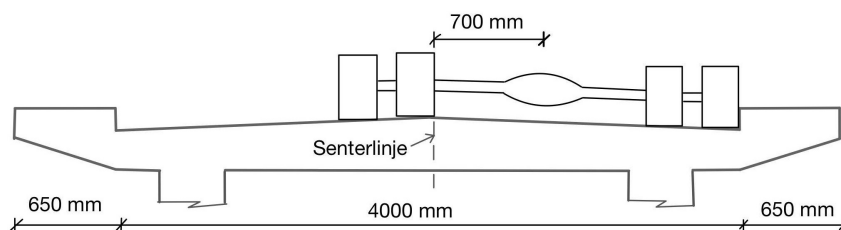
Figur 3.3.3: Lastfordeling [9]

Hjulenes last virker over et rektangulært areal med 0,6 meter lengde i tverretning og 0,2 meter i kjøreretning. I stedet for å plassere aksellasten som punktlaster, velges det å fordele denne som en flatelast over anleggsarealet med en verdi lik 250 kN/m^2 , da dette anses mer realistisk. Det samme gjøres for lasten for lett trafikk. Linjelasten p gjøres da om til en flatelast som legges fordelt over 2 meter i tverretning langs hele brulengden, med verdi lik 3 kN/m^2 . På kjørebanelen skal lasten plasseres i en ugunstig stilling innenfor føringsavstanden i tverretning, altså med mest mulig eksentrisitet. Føringsavstanden er den minste horisontale bredde av: avstanden mellom føringskantene, avstand mellom føringskanter og rekkverk, eller avstand mellom to høye kanter eller rekkverk [9].



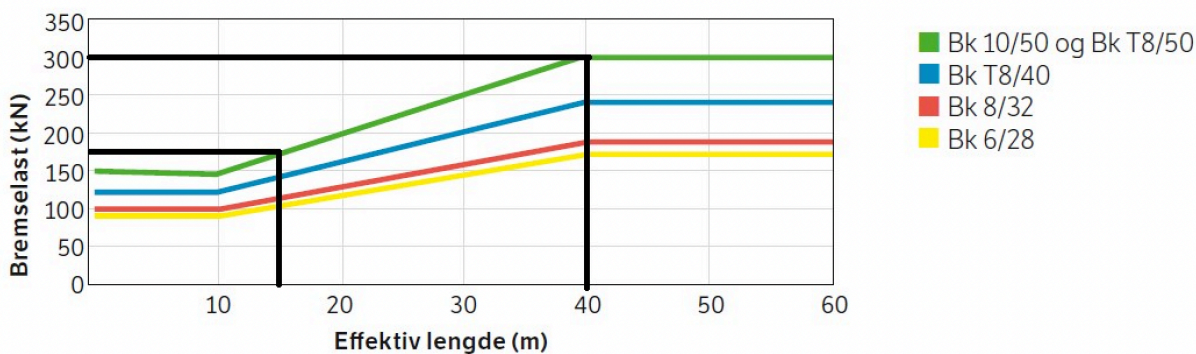
Figur 3.3.4: Tverrplassering av vognvogtlast [9]

Breddebehovet T for tung trafikklast er 3 meter, mens kjøretøyets faktiske bredde på kjørebanelen er 2,6 meter som vist på figur 3.3.4. Føringsavstanden vil her være 4 meter, og med kjøretøyet plassert mot kanten fører dette til en eksentrisitet på 0,7 meter. Dette kan ses på figur 3.3.5.



Figur 3.3.5: Eksentrisk plassering i tverretning

Brua utsettes for horisontale laster fra kjøretøy i form av bremselast og sidelast. Bremselasten er avhengig av lengdene på spennene til brubanen, og er derfor ulik for forskjellige konstruksjonsdeler. Denne finnes av figur 3-7 i Håndbok V412. De to effektive lengdene er her 15 meter og 40 meter, og basert på dette hentes lasten direkte fra grafen, som er vist i figur 3.3.6. Bremselasten kan fordeles over kjørebanelens bredde og omgjøres derfor til en linjelast. Sidelast settes til 25% av bremselasten, og påføres som en punktlast. Sentrifugallast neglisjeres ettersom bruas horisontalkurvatur ikke hensyntas [9].



Figur 3.3.6: Graf av bremselast fra, Statens vegvesen [9].

Utregning av trafikklast kan ses i vedlegg B.7.

3.4 Lastkombinering

Lastene kombineres etter Statens vegvesens *Håndbok V412* [9]. Her er det oppgitt to ulike lastkombinasjoner, og den som er mest ugunstig for brua skal benyttes. Det er oppgitt to verdier for permanente laster i kombinasjon *a*, som vist i tabell 3.4.1. Her velges den verdien som medfører størst belastning. Dersom det eksempelvis skal kontrolleres for en tilstand med oppløft på konstruksjonen, vil en lastfaktor på 1,0 for egenvekten gi minst gunstige tilfelle.

Tabell 3.4.1: Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand

Lastkombinasjon	Permanente laster	Deformasjonslaster	Variable laster
a	1,15 / 1,0	γ_d	$\gamma_1 \cdot Q_1$
b	1,0	1,0	$\gamma_2 \cdot Q_1 + 0,8 \cdot \sum Q_n$

$\gamma_d =$ 1,1/0,9 avhengig av om det er gunstig eller ugunstig.

$\gamma_1 =$ 1,4 for bruksklasser, ett felt.

$\gamma_1 =$ 1,6 for øvrige variable laster

$\gamma_2 =$ 1,2 for bruksklasser

$\gamma_2 =$ 1,3 for øvrige variable laster

Q_1 er last som gir mest gunstig virkning for konstruksjonen

Q_n er øvrige ugunstige variable laster

Alle lastkombinasjonene som analyseres kan ses i tabell 3.4.2. Det undersøkes deriblant vindlast i forskjellige retninger, både alene samt i kombinasjon med trafikk. Forspenningskraften beregnes med en lastfaktor lik 1,1 i de fleste A-kombinasjonene. Selv om denne beregnes som en indre motstand istedetfor en ytre last, gir sekundærmomentet en ugunstig belastning, som faktoren dermed økes for. I kombinasjon A.3 settes den derimot lik 0,9, da A.3 er inkludert for å kontrollere om konstruksjonen kan få trykk i overkant av tverrsnitt ved hovedpilaren. På grunn av at sekundærmomentet fra spennkraften gir strekk i overkant, vil dette være gunstig, og dermed motvirke den oppadrettede vindlasten i denne kombinasjonen.

Tabell 3.4.2: Kontrollerte lastkombinasjoner

Last-kombinasjon	Egenlast	Forspenning	Trafikklast	Vind uten trafikk	Vind med trafikk
A.1	1,15	1,1	1,4	X	X
A.2	1,15	1,1	X	1,6	X
A.3	1,0	0,9	X	1,6 *	X
B.1	1,0	1,0	1,2	X	0,8
B.2	1,0	1,0	0,8	X	1,3

X Indikerer at lasten ikke er inkludert i kombinasjonen

* Indikerer oppadrettet vindlast

Kapittel 4

Innledende modellering

Som nevnt benyttes programvaren DIANA for modellering av brua. Dette er ikke tidligere benyttet gjennom studier, og mye tid har derfor medgått til opplæring i programmet under arbeidet med masteroppgaven. Relevante eksempler er gjennomgått for å få en grunnleggende kunnskap.

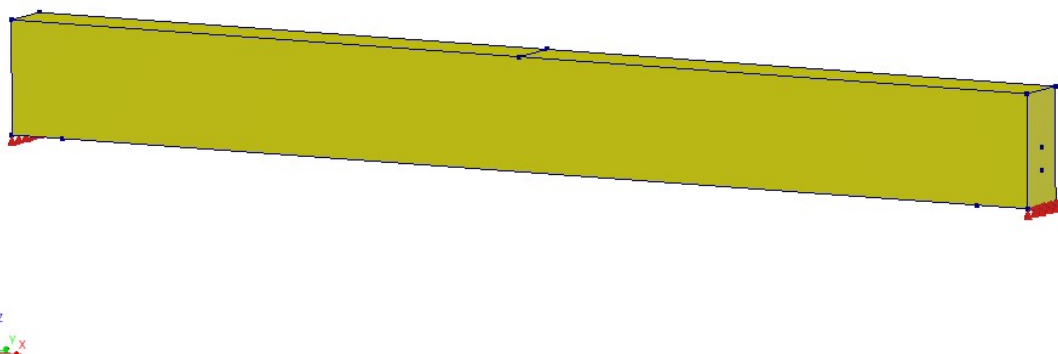
DIANA benytter som sagt elementmetoden under beregning. Dette er en tilnærmet numerisk analysemetode som går ut på å dele konstruksjonen inn i flere mindre elementer som henger sammen via noder. I denne diskretiseringen bestemmes det hvilke typer element som benyttes og passende størrelse av elementinndelingen, som begge påvirker hvilket antall noder som benyttes. Resulterende node-krefter finnes videre basert på likevektslikninger [18].

4.1 Vurdering av oppspenningskraft i DIANA

Herøysund bru inneholder en stor mengde spennarmering med noe kompleks utforming. Det er derfor nyttig å undersøke og bli kjent med hvordan DIANA beregner spennkraft. Av den grunn modelleres en enkel fritt opplagt bjelke for å undersøke hvordan spennkraften best bør modelleres med hensyn til friksjon og symmetri. Bjelken kan ses i figur 4.1.1.

4.1.1 Geometri

Bjelken som modelleres er 10 meter lang med et tverrsnitt på 0,5 meter x 1,0 meter. Opplagerbetingelsene settes slik at bjelken er fastholdt i Z-retning på begge sider og fastholdt i X-retning på den ene siden, for å danne en fritt opplagt bjelke.



Figur 4.1.1: Enkel bjelkemodell i *DIANA*

4.1.2 Materialdata

I tabell 4.1.1 og 4.1.2 angis materialparameterne som innføres for betongen og spennarmeringen i modellen. Betongens massetetthet innføres ikke, da egenlasten ikke skal vurderes i denne analysen.

Tabell 4.1.1: Materialparametere til betong

Klasse	Concrete and masonry
Materialmodell	Linear elastic isotropic
Elastisitetsmodul	36 000 N/mm ²
Tverrkontraksjonstall	0,2
Massetetthet	0 kg/m ³

Tabell 4.1.2: Materialparametere til spennarmering

Klasse	Reinforcement
Materialmodell	Linear elastic isotropic
Type	Embedded reinforcement
Elastisitetsmodul	200 000 N/mm ²
Bonding	Nei

4.1.3 Lastdata

Som nevnt i kapittel 3.2.2.1 har spennkablernes utforming stor betydning for friksjonen som oppstår. Derfor modelleres det to spennkabler med ulike konfigurasjoner: en som ligger med parabolisk utforming og en som ligger rettlinjet. Disse kan ses i figur 4.1.2. For begge kablene påføres en spennkraft på 1 000 kN fra hver side, slik at begge endene blir *aktive*. Dersom en ende ikke påføres spennkraft, defineres dette som en *passiv* ende. Videre testes de med forskjellige verdier for friksjonskoeffisient μ og utilsiktet vinkelendring K . Tallene som hentes ut fra DIANA sammenlignes også med håndberegninger ved bruk av den forenklede formel 3.17 fra kapittel 3.2.2.1, for å verifisere resultatene av analysen.



Figur 4.1.2: Spennarmeringen som blir studert i DIANA

4.1.4 Elementinndeling

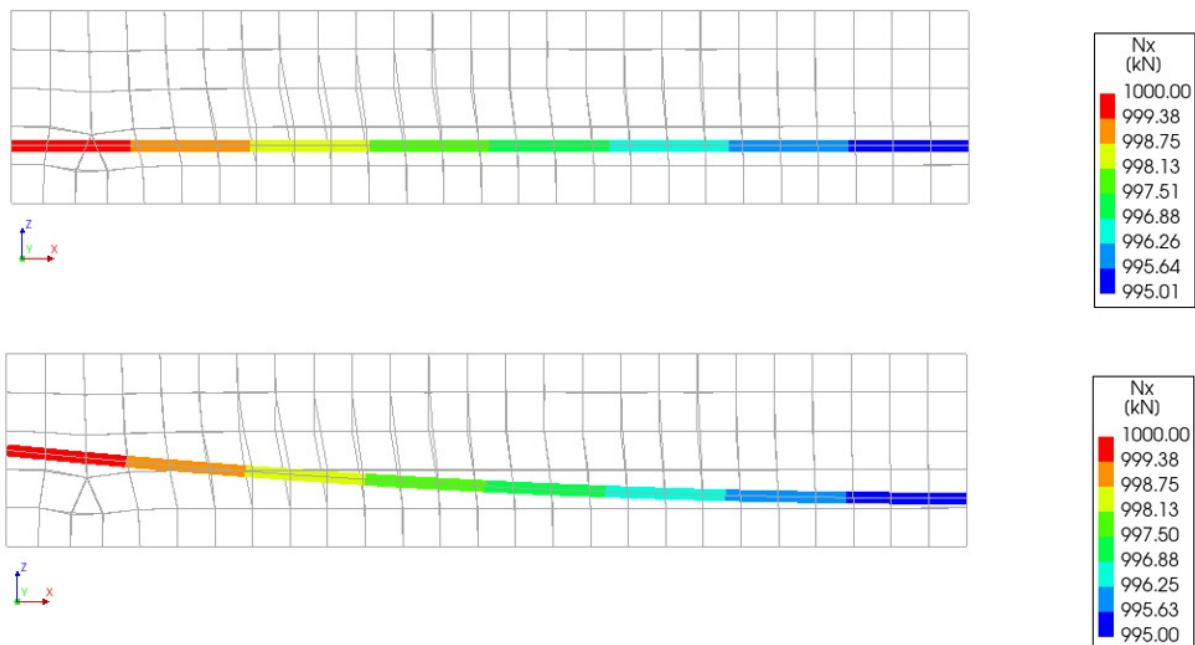
For å oppnå tilstrekkelig nøyaktighet i analysen er det viktig å definere en passende elementinndeling, også kalt mesh. Her er det fordelaktig å velge et mesh som gir god nøyaktighet i beregningene, uten at det genereres for sakte og medfører betydelig lang beregningstid. Det kjøres derfor to analyser med ulike typer mesh: én med bruk av kvadratisk mesh og én med bruk av lineært mesh. Dette for å sammenligne dem og å se hvilken som er mest optimal til videre bruk. I tillegg kan det kontrolleres at alt fungerer som tiltenkt. Det blir brukt en elementstørrelse på 200 mm, slik at fem elementer fordeles over bjelkens høyde.

4.1.5 Resultat

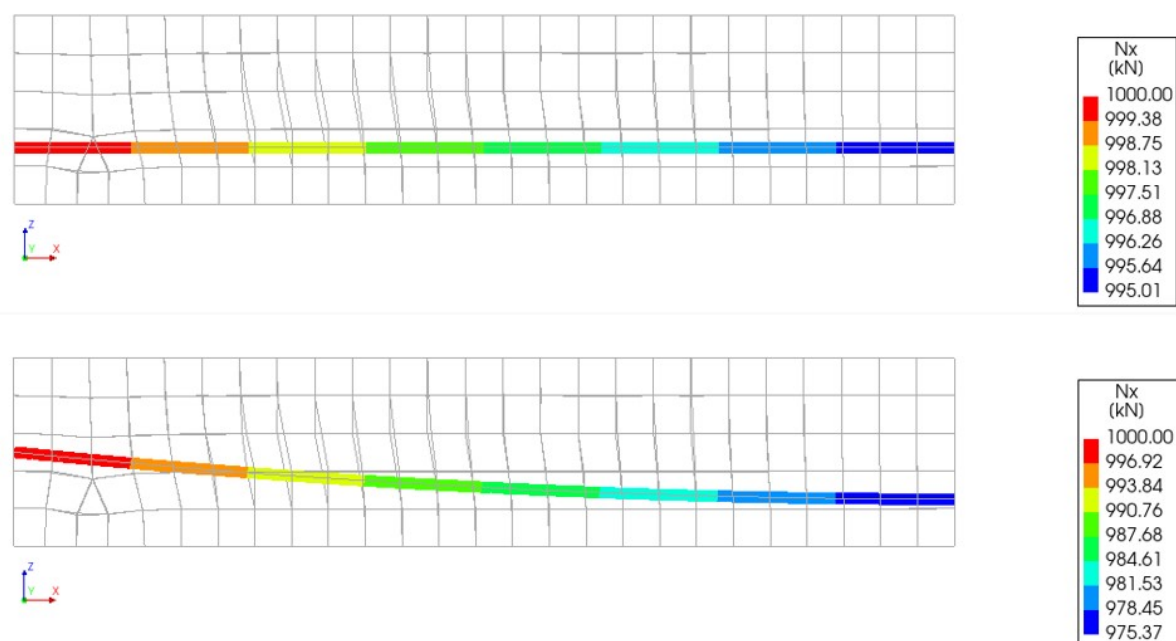
Resultater fra analysen med kvadratisk mesh samsvarer med det som var forventet av håndberegninger, og er vist i tabell 4.1.3. For analysen med lineært mesh er svarene derimot helt like ved både rettlinjet og kurvet utforming på spennarmeringen. Dette er ikke korrekt, da reduksjonen i spennkraften skal være større for en kurvet kabel enn for en med rettlinjet utforming. Av formel 3.17 vil en vinkel på spennkabelen øke friksjonskraften, som medfører et fall i spennkraft. Denne effekten hensyntas ikke ved en lineær analyse. Det må dermed gjøres en vurdering mellom å prioritere en raskere analyse ved bruk av

KAPITTEL 4. INNLEDENDE MODELLERING

lineært mesh, eller en analyse med større nøyaktighet ved bruk av kvadratisk mesh. I figur 4.1.3 og 4.1.4 er resultat ved både lineært og kvadratisk mesh vist. Lineært mesh gir tilsvarende spennkraft for begge kabelutformingene, mens kvadratisk mesh medfører en lavere spennkraft ved kurvet utforming.

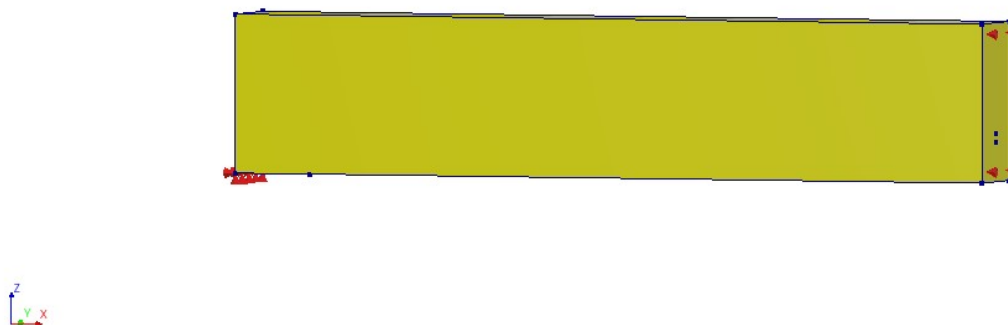


Figur 4.1.3: Spennkraft vist for halve bjelken med lineært mesh



Figur 4.1.4: Spennkraft vist for halve bjelken med kvadratisk mesh

Avslutningsvis undersøkes det hvilke randbetingelser som bør benyttes for å danne symmetri, da det som nevnt er ønskelig å kun modellere halve brua. Alle spennkablene i bjelkene til Herøysund bru har to aktive ender. Når modellen av brua halveres, vil spennkablene i bjelkene deles på midten, hvilket medfører at en aktiv ende forsvinner. En løsning for dette undersøkes, hvor den enkle bjelkemodellen dermed halveres. I denne nye modellen innføres en passiv ende i spennarmeringen i punktet hvor den splittes, i tillegg til at flaten her fastholdes i X-retning, som vist i figur 4.1.5.



Figur 4.1.5: Halvert bjelke ved bruk av symmetri

Av forsøket bekreftes det at DIANA fungerer som tiltenkt i forhold til modellering av spennkraft ved bruk av kvadratisk mesh. Dersom et lineært mesh benyttes, vil ikke modellen ta hensyn til friksjonstapet som kommer gjennom vinkelendringen i spennkabelen. Da spennkablene i Herøysund bru har krumninger langs hele lengden, er det viktig å få medregnet denne effekten i analysen. Dersom det velges å benytte lineært mesh i hovedmodellen, vil det forekomme en kunstig høy spennkraft, men beregningstiden vil reduseres. Videre i testen av en halvert modell, observeres det at resultatene samsvarer med høy nøyaktighet mot teori, samt den fulle modellen, hvilket kan ses i tabell 4.1.3. Denne sammenligningen er vist i vedlegg C.2. Dette tilsier at forenklingen med å angi passiv forankring på midten kan benyttes i den virkelige brumodellen. Det må gjøres oppmerksom på at dersom splittelsen av kablene ikke hadde forekommet ved modellens midtpunkt, er det usikkert om denne metoden hadde fungert. Andre tiltak hadde måtte utforskes i slikt tilfelle.

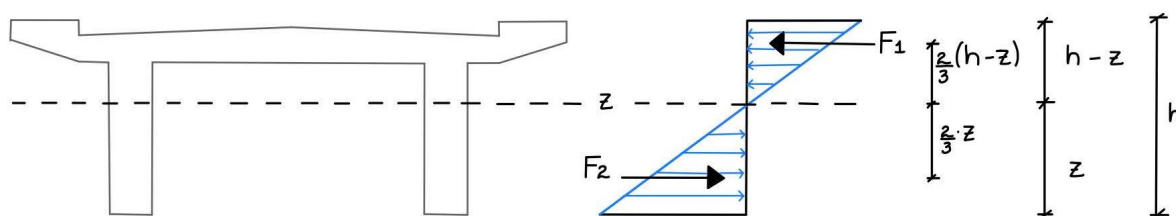
Tabell 4.1.3: Sammenligning av spennkraft med kvadratisk mesh

Beregningsmåte	Rett spennarmering	Kurvet spennarmering
Håndberegning (Teori)	995,00 kN	975,00 kN
Full modell	995,09 kN	975,65 kN
Halv modell	995,01 kN	975,37 kN

4.2 Momentberegning

Ettersom rapportens hovedfokus omhandler momentberegning av Herøysund bru, er det viktig å bli kjent med hvordan DIANA beregner disse kreftene i modellen. En vanlig lineær analyse i DIANA med 3D-elementer resulterer kun i spenninger og tøyninger som oppstår i elementene og armeringen. Selve momentet i konstruksjonen kan ikke hentes direkte ut. Det er forsøkt med to metoder for å hente ut bøyemomentene som oppstår.

Første metode er å beregne moment for hånd. Dette gjøres ved å hente ut tverrsnittets spenninger fra analysen i DIANA, og deretter benytte prinsipp om likevekt av krefter. Spenningene varierer lineært over tverrsnittet med maksimale verdier i topp og bunn, og nullpunkt ved nøytralaksen z . Dette er illustrert i figur 4.2.1. Momentet beregnes med utgangspunkt i tverrsnittets tyngdepunktsakse y . Spenninger på hver side av tyngdepunktsaksen summeres til to resultanter F_1 og F_2 . DIANA gir ut spenningene i betongen og armeringen i forskjellige resultater, og dette fører til at det blir svært komplisert å beregne momentene for hånd.



Figur 4.2.1: Likevekt i tverrsnitt

Da tverrsnittet varierer langs bruas lengderetning må tyngdepunktsaksens plassering beregnes for hvert enkelt snitt. Dette gjøres ved å dele tverrsnittet i ulike seksjoner i med areal A_i og en avstand y_i fra underkant av tverrsnitt til tyngdepunktsaksen y , og beregnes av formel 4.1.

$$y = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \quad (4.1)$$

For å finne resultanter F_1 multipliseres spenningsverdien med tverrsnittets gjennomsnittlige bredde over nøytralaksen. Det samme gjøres for F_2 med spenning og bredde på nøytralaksens underside. Plasseringen av resultanter er i tyngdepunktene til spenningsfordelingen, som for en trekant blir ved $\frac{2}{3}$ av avstanden mellom nøytralakse og spenningsmaksimum. Grunnet denne kraftarmen oppstår det et indre moment som kan beregnes for hver resultanter, av formlene 4.2 og 4.3.

$$M_1 = F_1 \cdot \left(y - \frac{2}{3} \cdot (h - z) \right) \quad (4.2)$$

$$M_2 = F_2 \cdot \left(y - \frac{2}{3} \cdot z \right) \quad (4.3)$$

Disse to momentene gir sammenlagt det totale indre momentet som oppstår for å motvirke ytre laster. Denne metoden er en møysommelig og tidskrevende prosess. Spesielt er det lite praktisk da det skal utføres en probabilitetsstudie i kapittel 9, hvor momentberegninger skal utføres flere ganger. I tillegg blir prosessen mer komplisert dersom et konstruksjons-element i modellen inneholder armering, da denne vil stjeletøyning fra elementet, og det

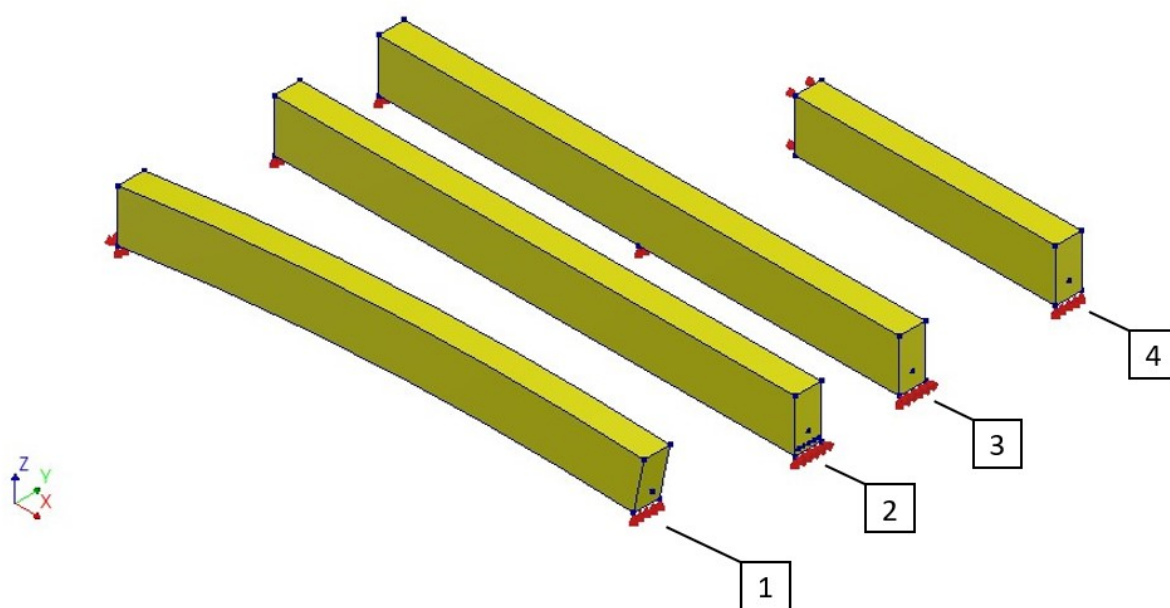
blir mer komplisert å finne eksakt tøyingsfordeling. Av den grunn er det ønskelig å finne en metode hvor momenter kan hentes direkte ut fra modellen. I et av eksemplene hentet fra DIANAs nettside [19], demonstreres bruken av et element kalt *Composed element*. Videre undersøkes det hvorvidt dette er en god løsning å benytte, og det kontrolleres at randbetingelsene som danner symmetri fungerer på korrekt måte ved bruk av denne metoden.

Composed line element er et linjeelement som beregner moment og krefter langs sin lengde, ved å integrere spenningene over et plan [20]. Elementene har ikke en egen stivhet eller masse, og vil derfor ikke påvirke modellen. Derimot blir analysetiden forlenget.

4.2.1 Geometri

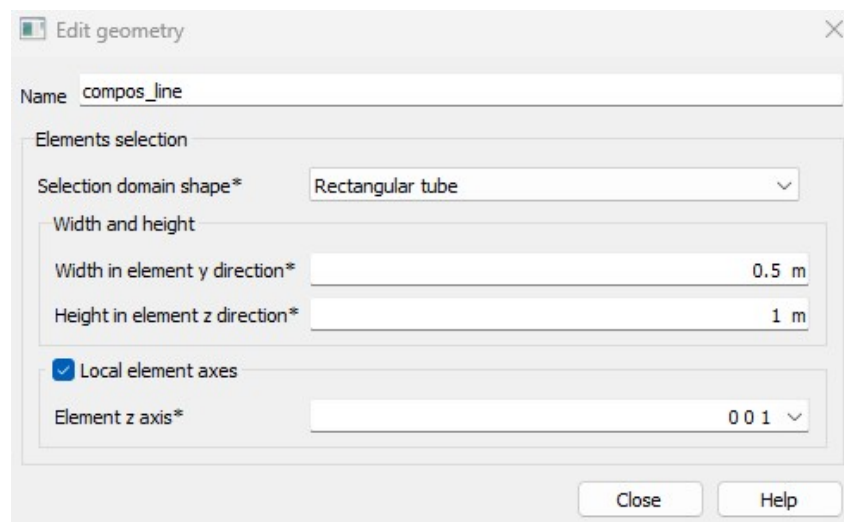
Også her modelleres en fritt opplagt bjelke for å undersøke elementet. Geometrien er lik som tidligere, en 10 meter lang bjelke med tverrsnittsdimensjonene 0,5 meter x 1,0 meter. Det er lagt inn en spennkabel med konstant eksentrisitet på 0,2 meter.

Det er også interessant å undersøke om *Composed line elementet* blir påvirket av spenn- og slakkarmering. Derfor modelleres fire ulike versjoner av bjelken, som kan ses på figur 4.2.2. Bjelke 1 er krummet i lengderetning, bjelke 2 inneholder slakkarmering, 3 har en ekstra opplager på midten og nummer 4 er halvert. Både spenn- og slakkarmering har rettlinjert utforming i samtlige bjelker, forutenom i bjelke 1.



Figur 4.2.2: Bjelker vurdert med *Composed line element*

Det må anslås et areal som *Composed line element* skal beregne spenninger over. DIANA tar utgangspunkt i at linjen er plassert i senter av tverrsnittet. [19]. En kan selv definere bredde og høyde for elementet, som vist på figur 4.2.3. Om det er mer praktisk å modellere linjen i toppen av konstruksjonen som skal beregnes, må tykkelsen dermed bli fordoblet.



Figur 4.2.3: Geometri til *composed line element*

4.2.2 Materialdata

Materialparameterne som benyttes er gitt i tabell 4.2.1 og 4.2.2. Spennarmeringen har tilsvarende parametere som i kapittel 4.1.2.

Tabell 4.2.1: Materialparametere til betong

Klasse	Concrete and masonry
Materialmodell	Linear elastic isotropic
Elastisitetsmodul	30 000 N/mm ²
Tverrkontraksjonstall	0,2
Massetetthet	0 kg/m ³

Tabell 4.2.2: Materialparametere til slakkarmering

Klasse	Reinforcement
Materialmodell	Linear elastic isotropic
Type	Embedded reinforcement
Elastisitetsmodul	200 000 N/mm ²
Bonding	Ja

4.2.3 Lastdata

Det påføres en jevnt fordelt last med størrelse på 10 kN/m^2 virkende i negativ Z-retning, på den øvre flaten. Spennkraften som innføres settes lik $1\,000 \text{ kN}$, og begge ender blir aktive. For en av bjelkene plasseres det i tillegg to punktlaster, en i hvert endepunkt av spennarmeringen, som virker i X-retning. Sistnevnte gjøres for å sammenligne og kontrollere at spennkraften fungerer som tiltenkt i momentberegningen.

4.2.4 Elementinndeling

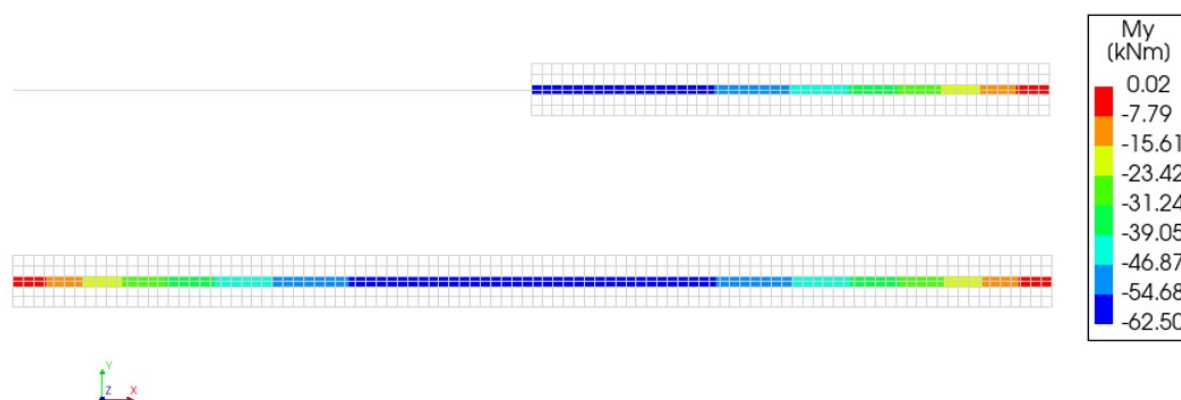
Det er valgt å bruke et mesh med elementstørrelse på 100 mm , med en lineær orden på elementene.

4.2.5 Resultat

For å kontrollere at resulterende bøyemoment er korrekt, sammenlignes det mot håndberegning for en fritt opplagt bjelke med last q lik 10 kN/m^2 og lengde L lik 10 meter . Her benyttes formel 4.4, hentet fra *Stålkonstruksjoner - profil og formler* [21]. Det å kunne verifisere svar enkelt er én av grunnene til at en simpel bjelke benyttes i modellen.

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot L^2}{8} \quad (4.4)$$

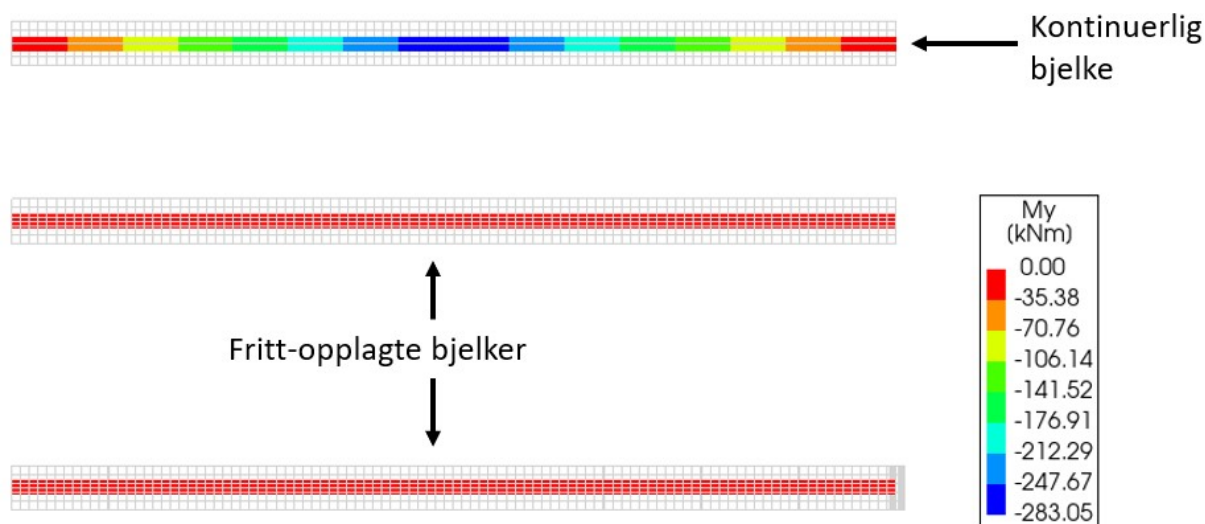
Av formelen beregnes et moment lik $62,5 \text{ kNm}$, hvilket samsvarer med resultatet av analysen i DIANA, vist i figur 4.2.4. Dette tyder på at *Composed line element* fungerer som forventet i et slikt tilfelle. Som vist i figur 4.2.4 er bjelke nummer 4 halvert. I enden hvor den egentlig fortsetter, er den fastholdt mot translasjon i X-retning for å danne symmetri. For å tillate nedbøyning i det som egentlig er bjelkens midtfelt, fastholdes den ikke i vertikal retning. Den halverte bjelken demonstrerer tilsvarende lastforløp som den fullstendige bjelken, som tyder på korrekt valg av opplagerbetingelser for å representere symmetri. Metoden vil derfor anvendes under modellering av Herøysund bru.



Figur 4.2.4: Moment fra jevnt fordelt last

Videre ses det på resultatene av spennkraften. Kraften i spennarmeringen P er lik $1\,000 \text{ kN}$, og kabelen er plassert med en konstant eksentrisitet e lik $0,2 \text{ meter}$. For en fritt opplagt bjelke beregnes momentet som oppstår av denne kraften med formel 4.5, hvilket resulterer i 200 kNm . Av figur 4.2.5 kan det ses at dette ikke samsvarer med analysen.

$$M_p = P \cdot e \quad (4.5)$$

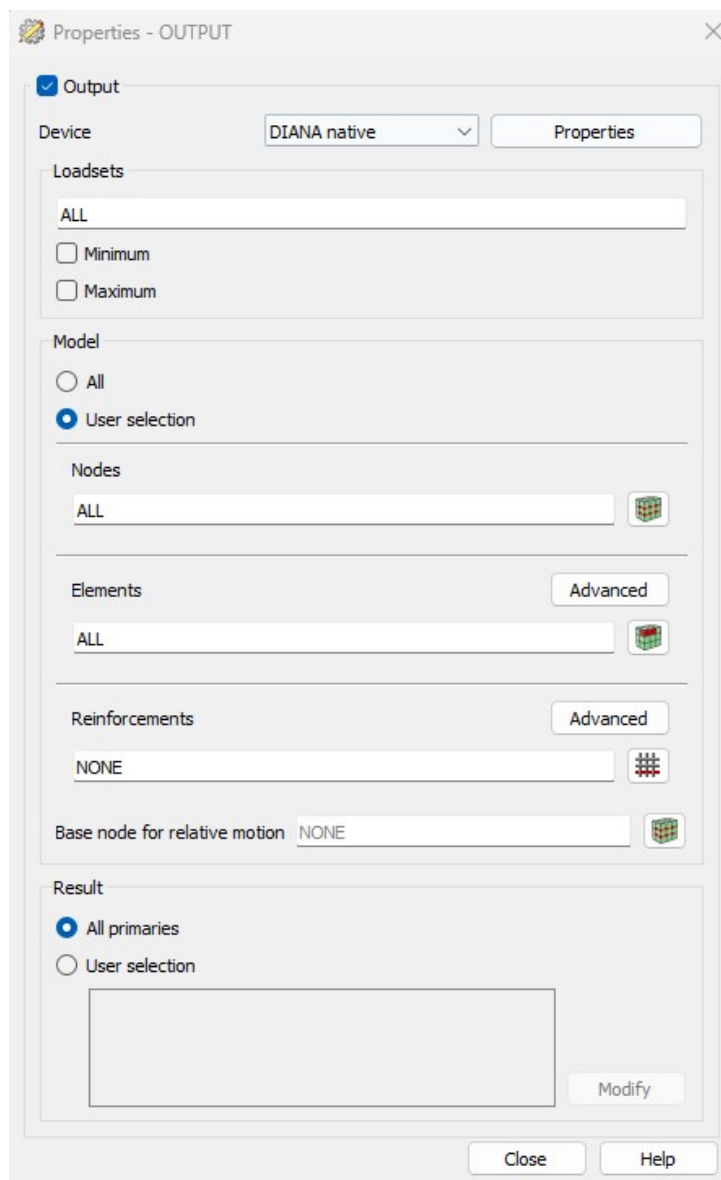


Figur 4.2.5: Bøyemoment om sterk akse fra analyse med spennkraft

For bjelke 1 og 2 i figur 4.2.2, som er fritt opplagte, oppstår det null moment i bjelken. Den kontinuerlige bjelken med tre vertikale opplegg, nummer 3, gir heller ikke forventet resultat. For bjelken hvor det i tillegg ble påført en punktlast i hver ende ble momentet som forventet, hvilket tyder på at måten spennkraften modelleres og tolkes i modellen er feilkilden. Etter undersøkelse av resultatene, ble det oppdaget at momentforløpet til den kontinuerlige bjelken er relativt likt sekundærmomentet fra spennkraften. Formelen for dette sekundærmomentet er gitt i formel 4.6, hentet fra [14]. Resultatene kan antyde at DIANA ikke medregner spennarmeringens primærmoment, og at kun sekundærmomentet beregnes som en ytre last.

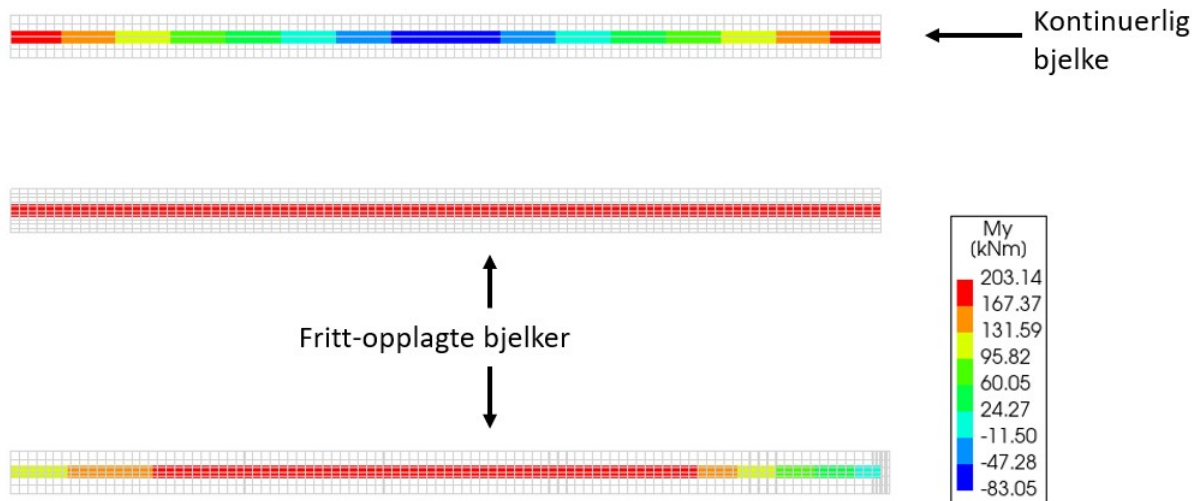
$$M_1 = \frac{F \cdot L}{4} = \frac{3}{2} \cdot P \cdot e \quad (4.6)$$

Etter diskusjon med DIANAs kundeservice, kom det frem at *Composed line element* beregner kreftene ut fra spenningene i både betongen og armeringen, hvilket medfører at de to effektene utligner hverandre. For brua er det ønskelig å kjøre analyser hvor hele spennkraften vurderes i form av en ytre last, for beregning av blant annet krypeffekter. For å kunne vurdere primærmomentet som en ytre last, må det kjøres en analyse hvor armeringen ekskluderes fra resultatene. Dette gjøres ved å skrive inn *NONE* under *Reinforcements* i egenskapene tilhørende analysen, som vist på figur 4.2.6.



Figur 4.2.6: Valg av analyseegenskaper for å få fullt forspenningsmoment

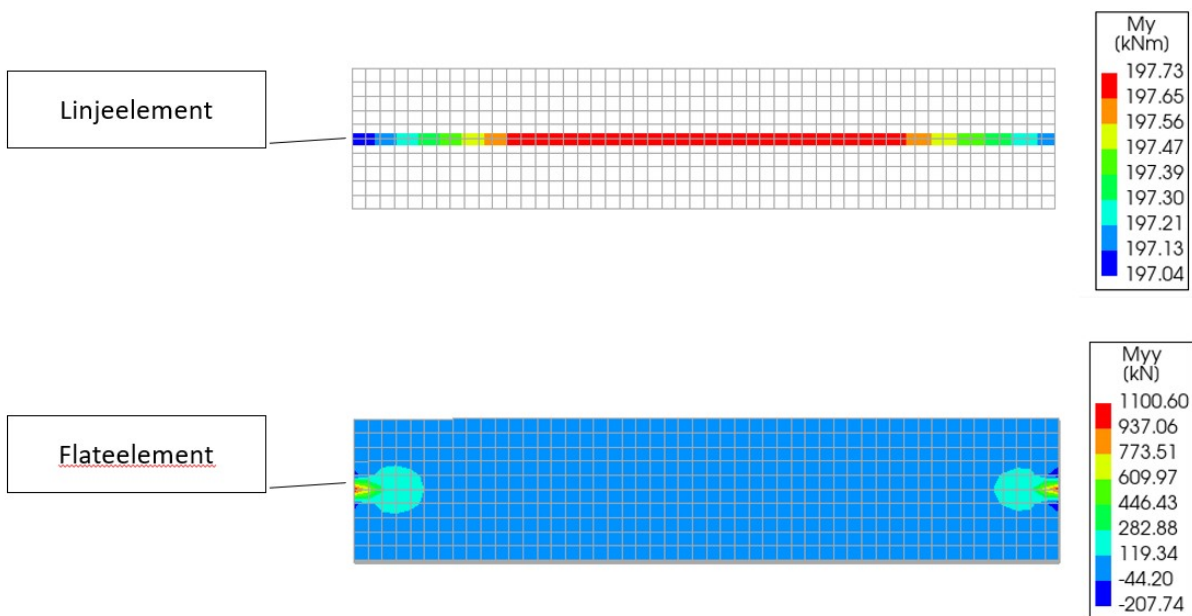
Forsøket uten armeringens bidrag gir resultater som forventet, og kan ses i figur 4.2.7.



Figur 4.2.7: Moment om sterk akse uten bidrag fra armering

Det utføres også analyser med *Composed surface element*. Dette fungerer på samme måte som *Composed line element*, men beregner bare spenningene som virker normalt på flaten, i motsetning til i begge retninger. Linjeelementet utgir momentfordelingen i kNm langs lengden den er plassert over, og flateelementet gir moment per breddemeter, altså kNm/m.

Ved modellering av spennkraft blir ikke resultatene ved bruk av flatelement som forventet. Figur 4.2.8 viser en sammenligning av resultatene ved to identiske bjelker, hvor den ene bjelken tar i bruk linjeelement og den andre benytter flateelement. Begge er modellert med en spennkraft hvor det forventes et resulterende moment på 200 kNm. Linjeelementets resultat er lettere å tolke og nærmest forventet verdi, og kan enkelt hentes ut til i beregning av utnyttelse senere. Av den grunn anses det best å benytte *Composed line element* videre.



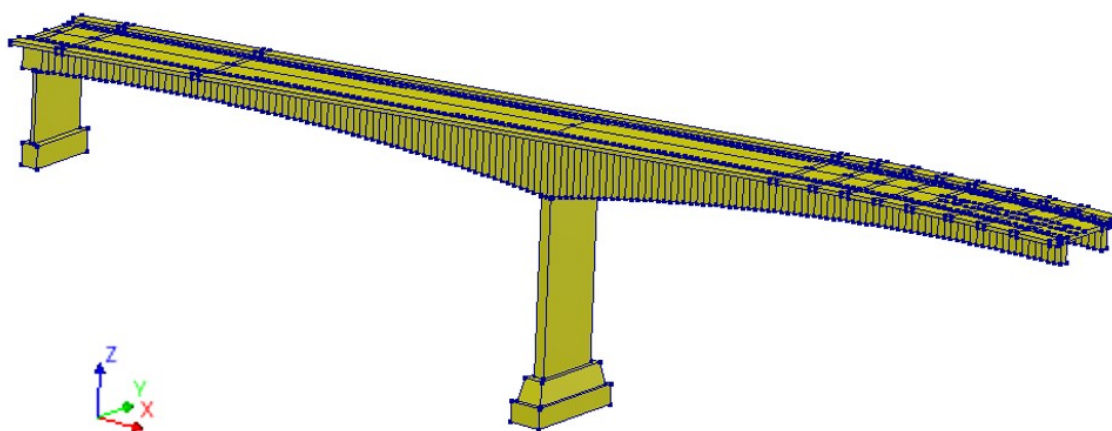
Figur 4.2.8: Sammenligning av linjeelement og flatelement, vist ovenfra

Kapittel 5

Modellering av Herøysund bru

5.1 Geometri

Som nevnt dannes det en modell av kun halve brua, grunnet den forutsatte symmetrien nevnt i kapittel 2.2. Hele modellen kan ses i figur 5.1.1. De to spennene som er inkludert har begge en lengde på 30 meter. Brutverrsnittet er 5,3 meter bredt, og bjelkehøyden varierer i lengderetning med en maksimal høyde på 3,15 meter over hovedpilaren. Bruas overbygning har som nevnt vertikal kurvatur, med total høyde på 15,6 meter i det høyeste punktet.



Figur 5.1.1: Oversiktsbilde av full modell

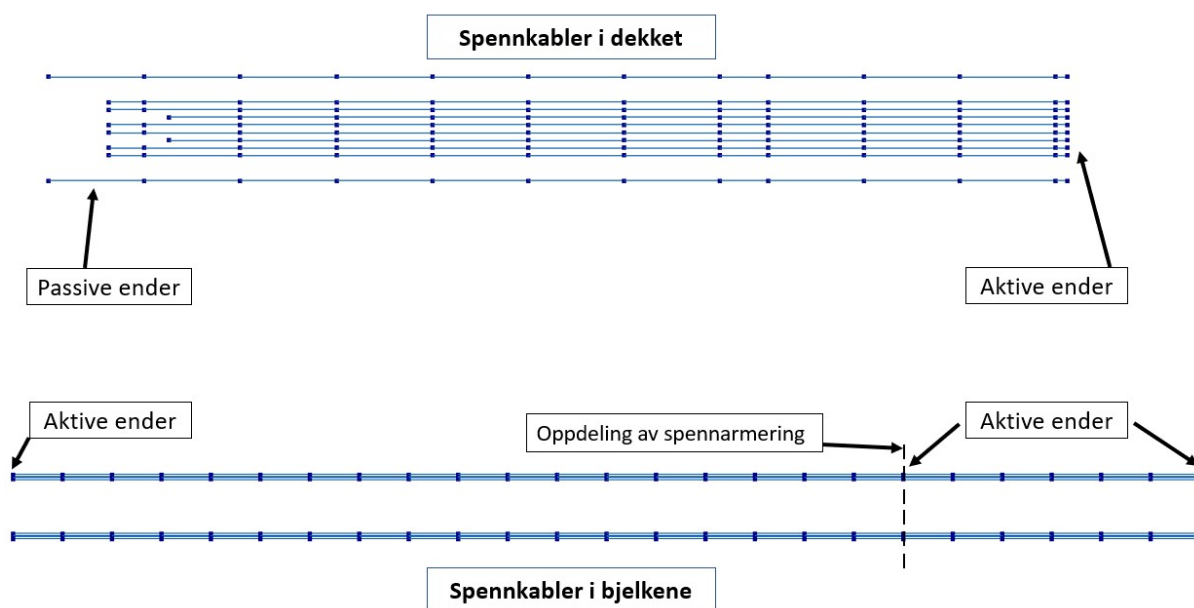
Modellen dannes på grunnlag av arbeidstegninger hentet fra databasen Brutus. Her ligger det informasjon om bruas utforming, deriblant tverrsnitt og høyde, for hver andre meter langs brulengden. Basert på dette plottes punkter inn på stedene hvor høyden er kjent. Gjennom disse trekkes det linjer slik at utformingen mellom punktene, som det ikke finnes informasjon om, blir approksimert. Dette gir en god tilnærming til bruas geometri, og utføres ved bruk av programmering med et script dannet i Python. Scriptet kan ses i vedlegg C.1.

Scriptet benytter de innebygde funksjonene i DIANA til å tegne flere linjer, og deretter kombinere disse til én enkelt linje. Det samme scriptet brukes til å lage linjene som

ligger i bjelkenes over- og underkant. Videre anvendes disse to linjene til å danne de bjelkene. Tverrsnittet modelleres deretter ved å danne en flate med funksjonen *polygon sheet*, som forlenges langs bjelkene. Slakkarmeringen dannes også ved bruk av det samme scriptet, da deres utforming i lengderetning er lik som for resten av konstruksjonen.

Spennarmeringens geometri har stor betydning for bruas kapasitet. Over veggpilaren vil det oppstå strekk i overkant av tverrsnittet, og midt i felt blir det strekk i underkant. Da spennkablene er plassert i strekksonen, vil trykket av spennkablene motvirker strekk i de aktuelle områdene. Totalt er det 20 spennkabler mellom bruas midtpunkt og akse 6. Aksene er tidligere definert på figur 2.1.1. Ti av kablene ligger i dekket, fire ligger i hver av de to bjelkene og to i pilaren i akse 6. Spennkablene i veggpilaren medtas ikke i modellen, da det antas å ha liten innvirkning på momentkapasiteten.

Måten kablene spennes opp er svært essensielt for konstruksjonens virkemåte, spesielt der hvor kablene er lange og medfører større friksjonskoeffisienter. Dette er fordi spennkraften synker med økende avstand fra oppspenningspunktet. Dersom de kun spennes opp fra én side vil kraften være mye lavere ved motsatt ende, enn om det spennes opp med lik kraft fra begge ender. Spennkabeltegnningene i arbeidsgrunnlaget er gamle og utydelige, som gjør det komplisert å vurdere om kablene har aktive eller passive ender. Tegningene kan ses i vedlegg A.2. Det antas at én ende er aktiv og én er passiv for alle kablene i dekket, mens i bjelkene er begge ender aktive, se figur 5.1.2.



Figur 5.1.2: Oversikt av spennkablenes endeforankringer

5.2 Materialdata

For at de ulike byggematerialene i brua skal opptre korrekt, må de tildeles materialegenskaper i DIANA. For de respektive materialene velges det først en klasse samt materialmodell, og for betong fastslås deretter massetettheten [22], elastisitetsmodulen, tverrkontraksjonens verdier hentet fra EC-2, som vist i tabell 5.2.1 [5]. Videre angis armeringstype, tilhørende elastisitetsmodul og om armeringen har heft med betongen eller ikke, vist i tabell 5.2.2 og 5.2.3.

Tabell 5.2.1: Materialparametere til betong

Klasse	Concrete and masonry
Materialmodell	Linear elastic isotropic
Elastisitetsmodul	36 000 N/mm ²
Tverrkontraksjonstall	0,2
Massetetthet	2 400 kg/m ³

Tabell 5.2.2: Materialparametere til slakkarmering

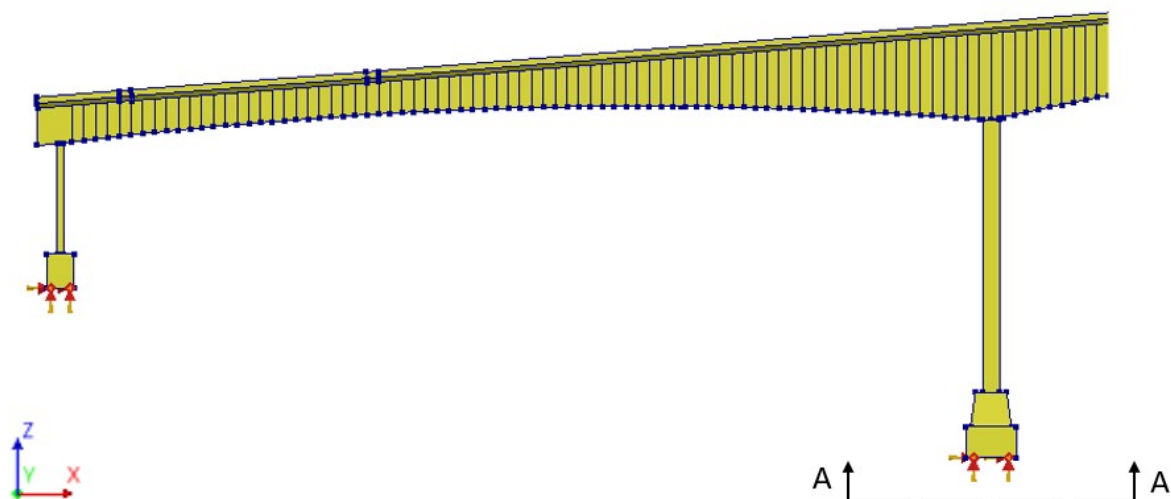
Klasse	Reinforcement
Materialmodell	Linear elastic isotropic
Type	Embedded reinforcement
Elastisitetsmodul	200 000 N/mm ²
Bonding	Ja

Tabell 5.2.3: Materialparametere til spennarmering

Klasse	Reinforcement
Materialmodell	Linear elastic isotropic
Type	Embedded reinforcement
Elastisitetsmodul	206 000 N/mm ²
Bonding	Nei

5.3 Opplagerbetingelser

Opplagerbetingelsene angir hvordan konstruksjonen er fastholdt i omgivelsene for å motstå rotasjoner og forskyvninger [23]. Pilarene er antatt fundamentert på berg. Under fundamentene er nodene definert til å være fastholdt mot både rotasjon og translasjon i alle tre retninger, altså tilsvarende fast innspennte opplagere. Dette kan ses i figur 5.3.1 og 5.3.2.

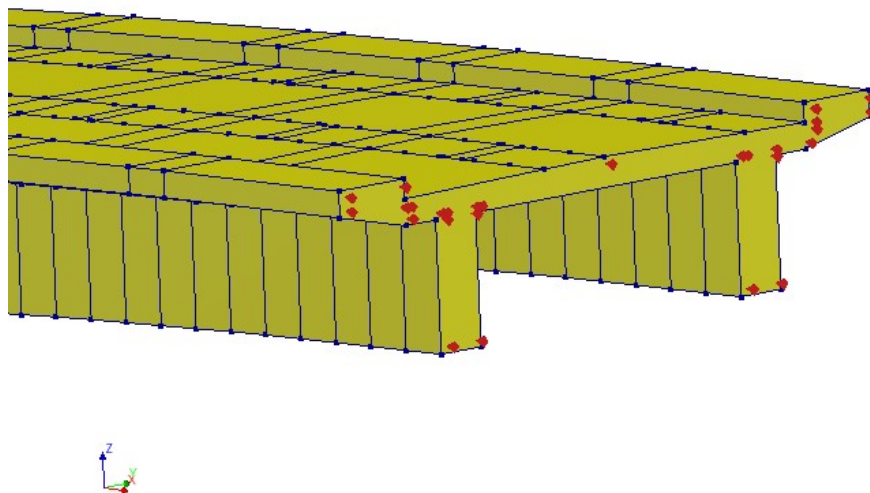


Figur 5.3.1: Opplagerbetingelser for fundamentene



Figur 5.3.2: Opplagerbetingelser for fundamentene - Snitt A-A

I midtspenn, der brua i virkeligheten fortsetter, må det settes opplagerbetingelser som gir virkning av symmetri. Her velges det å fastholde alle nodene i global X-retning, som kan ses på figur 5.3.3. Som funnet i kapittel 4, vil dette generere tilsvarende resultat som en fullstendig modell av brua.



Figur 5.3.3: Randbetingelser for symmetri i midtspenn

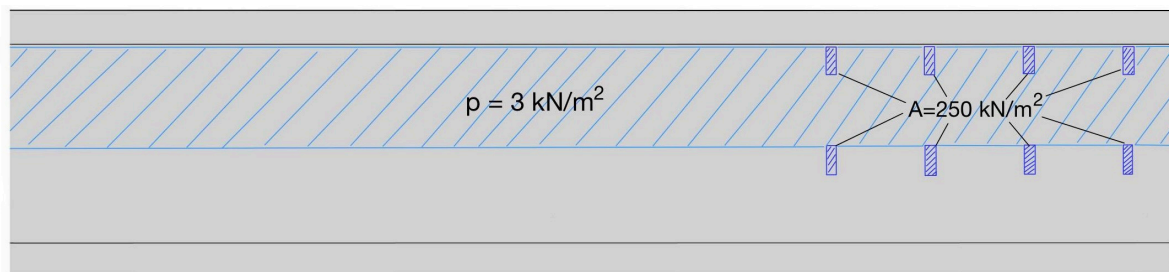
5.4 Lastpåføring

Videre føres lastene funnet i kapittel 3 inn i modellen. Byggematerialenes egenvekt beregnes automatisk ved bruk av funksjonene *Global loads* og *Deadweight* i DIANA. Egenlasten genereres da ut fra konstruksjonselementenes volum, samt massetettheten som er lagt inn for materialet. Lasten fra asfalten og rekkverkene modelleres begge inn som flatelaster. Rekkverkslasten er opprinnelig en linjelast, men denne fordeles over bredden til gangbanen, og kan derfor kombineres enkelt med lasten fra asfalt.

Alle 20 spennkabler i modellen er spent opp med en kraft på 1 285 kN, medregnet tap. Denne kraften påføres direkte i spennarmeringen. Spennkablene i dekket har én ende som er aktiv og én som er passiv. Spennarmeringen i bjelkene er splittet ved omtrent 12,5 meter inn i hovedspennet, som tidligere vist av figur 2.5.2 i kapittel 2.5.2. Disse kablene er spent opp fra begge sider, altså er begge ender aktive. Ved enden som angir symmetri vil spennkablene i bjelken bli kuttet midt i hovedspennet. Disse kablene er derfor modellert med én aktiv og én passiv ende, hvilket gir tilsvarende kraft som en kabel med to aktive ender i en full modell, som bevist i kapittel 4.1. Friksjonskoeffisienten samt en variabel for utilsiktet vinkelendring må defineres, og settes til henholdsvis 0.17 og $0.01 \frac{1}{m}$ etter punkt 5.10.5.2 i EC-2 [5].

Videre modelleres vindlasten som en flatelast på brudekket. I henhold til EC-1-1-4 beregnes denne i utgangspunktet som en linjelast, basert på tverrsnittets referanseareal [7]. Ettersom bruas tverrsnitt varierer med lengden, er det valgt å ikke benytte denne metoden, da referansearealet varierer. Lasten er i stedet beregnet som flatelast, og vil dermed selv fordele seg utover varierende areal som det plasseres på i modellen. Vindlasten kan virke i både positiv og negativ Z-retning, i tillegg til at den modifiseres dersom den opptrår samtidig med trafikklasten. I X- og Y-retning neglisjeres vindlasten, da disse ikke antas å medføre dimensjonerende bøyemoment. Av dette er det lagt inn fire forskjellige lasttilfeller for vind.

Trafikklasten plasseres også i form av en flatelast på brudekket, hvorpå den deles inn i ulike seksjoner. Langs hele dekket legges en stor flatelast p som representerer blandingen av lettere og tyngre trafikk. Aksellasten A er delt på to, for å representere to hjullaster, og fordeles deretter utover en flate tilsvarende arealet av hjulet som treffer kjørebanelen. Sistnevnte modelleres ved hjelp av å tegne rektangler på bruas overflate, som tilsvarer kontaktpunktet mellom hjulene og brua. Dette har hatt en innvirkning på hvordan elementinndelingen ble lagt i disse områdene, som kan observeres i kapittel 5.5. Figur 5.4.1 viser hvordan lastene er plassert, men ikke detaljene i modellen. I tillegg til vertikal last, er det påført både bremselast og sidelast i modellen som virker i horisontalt plan. Bremselasten plasseres på dekket i form av en linjelast over de aktuelle pilarene, med kraften virkende i X-retning. Sidelasten legges inn som en punktlast som virker i Y-retning, plassert ved samme X-koordinat som bremselasten. Tabell 5.4.1 angir de ulike lastverdiene som er ført inn i modellen.



Figur 5.4.1: Plassering av trafikklast

Tabell 5.4.1: Oversikt over lastene i modellen

Lasttype	Input
Massetthet betong	2 400 kg/m ³
Egenlast asfalt	- 1,50 kN/m ²
Egenlast på gangbane	- 2,27 kN/m ²
Vindlast uten trafikk	- 1,52 kN/m ²
Vindlast med trafikk	- 0,67 kN/m ²
Fordelt trafikklast p	- 3 kN/m ²
Hjullast	- 250 kN/m ²
Bremselast hovedpilar	75 kN/m
Bremselast sekundærpilar	43,75 kN/m
Sidelast hovedpilar	75 kN
Sidelast sekundærpilar	43,75 kN
Forspenningskraft	1 285 kN

5.5 Elementinndeling

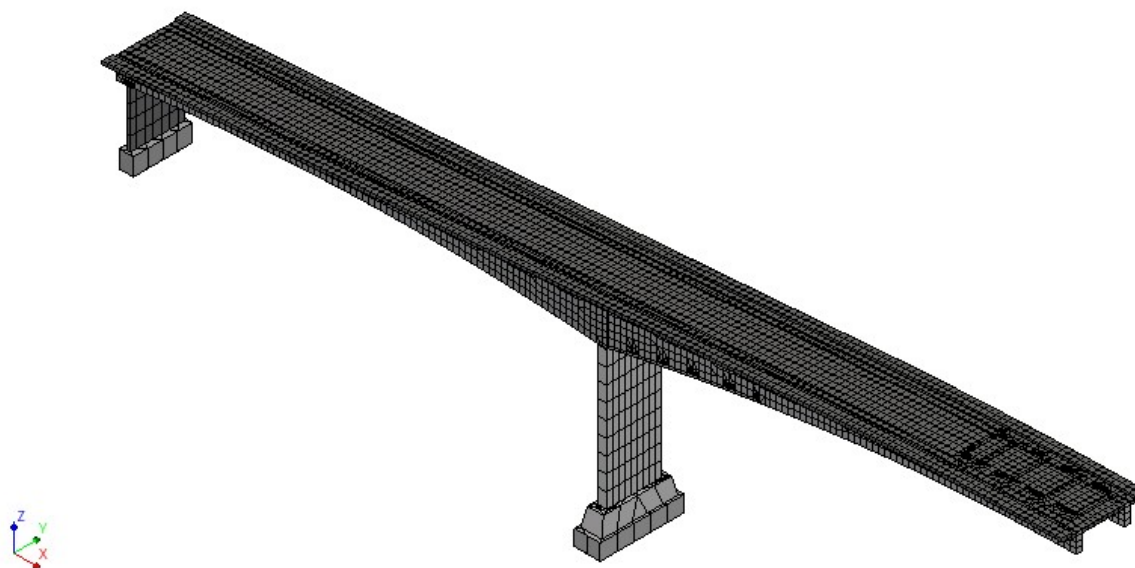
I den hensikt å undersøke hvilken type elementinndeling som er mest optimal for analysen, utføres det først mindre tester. Her vurderes både elementets størrelse og type. Elementenes størrelse varieres mellom 200 mm og 2 000 mm. Av undersøkelsen finnes det at enten en lineær orden med størrelse 200 mm, eller en kvadratisk orden med størrelse 500 mm oppnår et ønskelig resultat. Det er også utført tester med mindre størrelser, men disse gjorde at både genereringen og analysen mer tidskrevende.

Det er ingen krav til størrelser på elementinndelinger ved bruk av elementmetoden. Det finnes derimot retningslinjer angående øvre verdi for elementstørrelse ved beregning av ikke-lineære betongkonstruksjoner [24], som er gitt av formel 5.1. I formelen angir l hele overbygningens lengde, b er bredden og h er høyden. Av formelen vil maksimal elementstørrelse for denne modellen være 225 mm. Her anses overbygningen som et sammenhengende bjelketverrsnitt.

$$\min \left(\frac{l}{50}, \frac{h}{6}, \frac{b}{6} \right) \quad (5.1)$$

I tabell 5.5.1 under vises de ulike opp- og nedbøyningene som fremkommer i testene, ved bruk av varierende elementstørrelser, samt orden av mesh. Kvadratisk orden med størrelse på 500 mm gir mest nedbøyning, men tar svært lang tid å beregne. I tillegg må det hensyntas at det kvadratiske meshet nøyaktig kan representere spennkraften i forhold til kablens vinkelendring, som funnet i kapittel 4.1.5. Derfor velges det å benytte kvadratiske elementer med størrelse 500 mm på brubanen, og 1 000 mm på pilarene, samt fundamentene. Å variere størrelsen slik er fordelaktig ettersom brubanen er hovedfokuset i oppgaven, og på denne måten reduseres beregningstiden. Disse er større enn kravet av formel 5.1, men datamaskinen har ikke kapasitet til å kjøre analyser med størrelse 225 mm. I etterkant ble elementstørrelsen på brubanen redusert til 400 mm, da beregningstiden ikke økte merkbart før en mindre størrelse enn denne ble benyttet.

Meshet genereres primært ved bruk av det kvadratiske elementet CHX60, som har 20 noder. I tillegg benyttes det noen få elementer av typene CPY39, CTE30 og CTP45. Disse elementene brukes primært rundt de ekstra linjene hvilket som nevnt ble projisert på flaten i forbindelse med trafikklasten, vist på figur 5.5.2. Meshet er illustrert på figur 5.5.1.



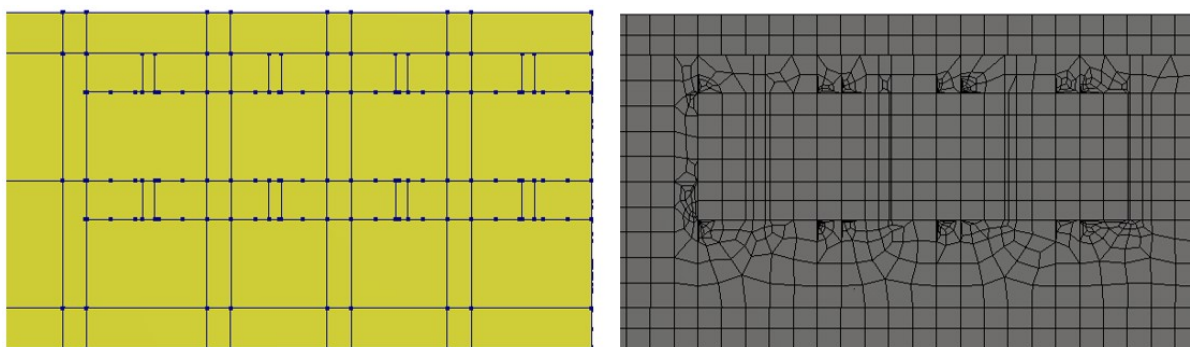
Figur 5.5.1: Elementinndeling for modellen

Tabell 5.5.1: Forskjellige ned- og oppbøyninger fra ulike elementinndelinger

Mesh-orden	Størrelse	Maks oppbøyning	Maks nedbøyning
Kvadratisk	2000 mm	1,16 mm	10,69 mm
Lineær	1000 mm	1,32 mm	11,15 mm
Lineær	750 mm	1,33 mm	11,26 mm
Lineær	500 mm	1,39 mm	11,77 mm
Lineær	500 mm + 200 mm	1,43 mm	12,06 mm
Kvadratisk	1000 mm	1,52 mm	12,37 mm
Lineær	200 mm	1,52 mm	12,42 mm
Kvadratisk	500 mm	1,54 mm	12,52 mm

Slakk- og spennarmering modelleres begge som *embedded reinforcement*. Dette betyr at de ikke har tilhørende frihetsgrader, men armeringens stivhet inkluderes i stedet i elementene [20]. Alternativet til dette er å bruke *bond-slip-reinforcement*, som gjør at hvert av armeringsjernene blir et eget element. Dette ville medført at armeringen hadde kunnet bevege seg i forhold til andre elementer, som for eksempel betongen. En slik prosess ville gjort analysen desto mer tidkrevende, og det er derfor valgt å bruke *embedded reinforcement* i denne oppgaven.

I kapittel 5.4 tegnes det inn rektangler på brudekket for å enkelt plassere ut hjulenes last. I figur 5.5.2 kan det ses to bilder: det til venstre viser oversikt over de respektive rektanglene, og bilder til høyre viser det samme plansnittet etter mesh er påført. Her kan det observeres hvilken innvirkning disse linjene har hatt på elementinndelingen. Hvor stor innflytelse dette har hatt på analysen er usikkert, men det antas minimal innvirkning.



Figur 5.5.2: Linjenes innvirknings på mesh

5.6 Analyse

Modellens analyse gjennomføres ved lineær beregningsmetode. Denne typen tar kortere tid enn ikke-lineær analyse, hvilket er svært fordelaktig, da modellen allerede er stor og dermed tidkrevende å kjøre. Som nevnt i kapittel 4.2 kan ikke momenter og krefter hentes direkte fra analysen ved bruk av *3D-Structural Solid* elementer, og *Composed-line-element* benyttes til dette. Det er et svært nyttig verktøy da det som nevnt skal gjøres flere beregninger for konstruksjonen med ulike parametere i kapittel 9. For noen analyser er linjen lagt langs hele brulengden, mens for andre er den kun plassert ved de aktuelle snittene hvor kapasitet skal kontrolleres. Sistnevnte analyser har av den grunn kortere beregningstid, da momentet beregnes over en kortere lengde.

Som også nevnt i kapittel 4.2 fremkommer kun sekundærmomentet til forspenningen. Likevel trengs det totale forspenningsmomentet til å beregne den midlere elastisitetmodulen, som er nevnt i kapittel 3.2.2.1. Det er derfor kjørt to analyser: én for bruddgrense, og én som ser bort fra armeringen i modellen og benyttes for å beregne E_{middel} .

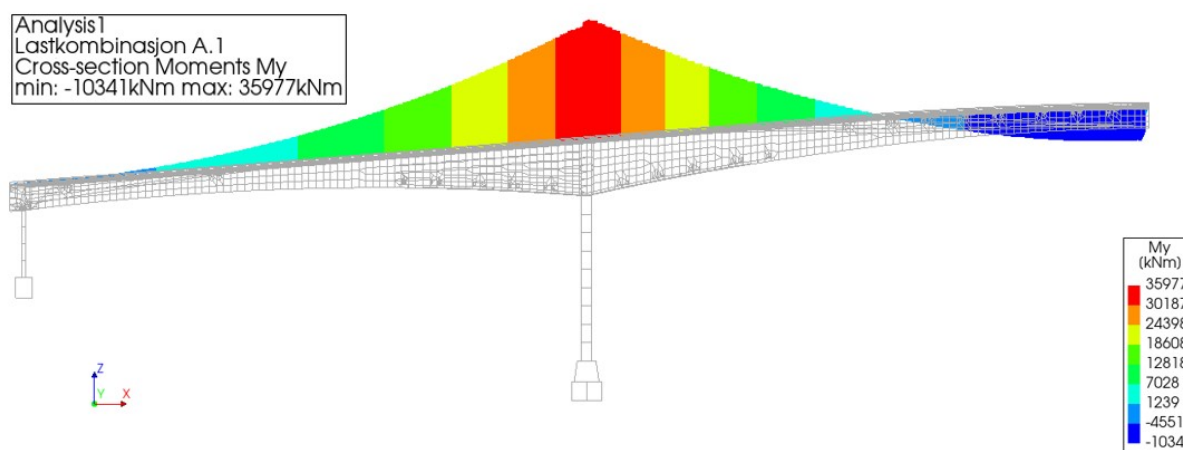
Lineære analyser ved bruk av elementmetoden baserer seg på superposisjonsprinsippet [18]. Dette medfører at hver av lastene kombineres enkelt ved å summere resultatet fra hver av lasttilfellene.

5.7 Resultater

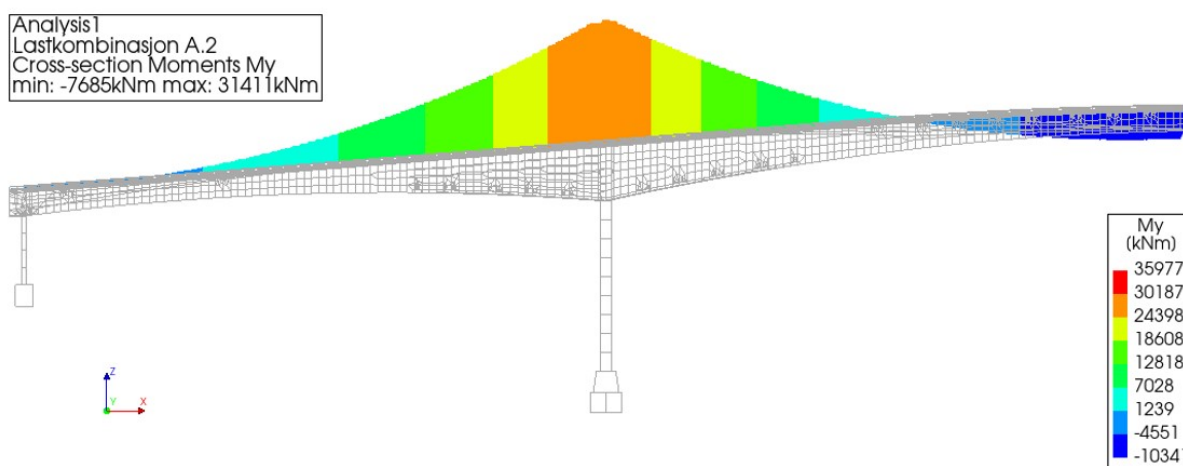
Resultatene fra analysen gir momentfordelingen over brua for de ulike lastkombinasjonene. Det er som nevnt tre snitt som skal undersøkes, som kan ses på figur 2.3.1 i kapittel 2.3. Det er usikkert om maksimalt moment som oppstår for de tre snittene forekommer av den samme lastkombinasjonen. Derfor kjøres fem forskjellige kombinasjoner, som er funnet i kapittel 3.4, for å ha et bredt utvalgt å velge dimensjonerende moment fra. Resultater for hver kombinasjon presenteres i tabell 5.7.1 under. Positivt fortegn angir strekk i overkant, mens negativt angir strekk i underkant. Av tabellen er det tydelig at lastkombinasjon A.1 er dimensjonerende kombinasjon for alle tre snittene. Resulterende momentdiagram fra hver lastkombinasjon er vist i figur 5.7.1, 5.7.2, 5.7.3, 5.7.4 og 5.7.5.

Tabell 5.7.1: Dimensjonerende moment for kritiske snitt ved ulike lastkombinasjoner

Lastkombinasjon	Snitt 1	Snitt 2	Snitt 3
A.1	35 977 kNm	8 305 kNm	-10 341 kNm
A.2	31 411 kNm	6 406 kNm	-7 685 kNm
A.3	21 658 kNm	3 804 kNm	-4 784 kNm
B.1	32 237 kNm	7 424 kNm	-9 226 kNm
B.2	30 144 kNm	6 741 kNm	-8 312 kNm

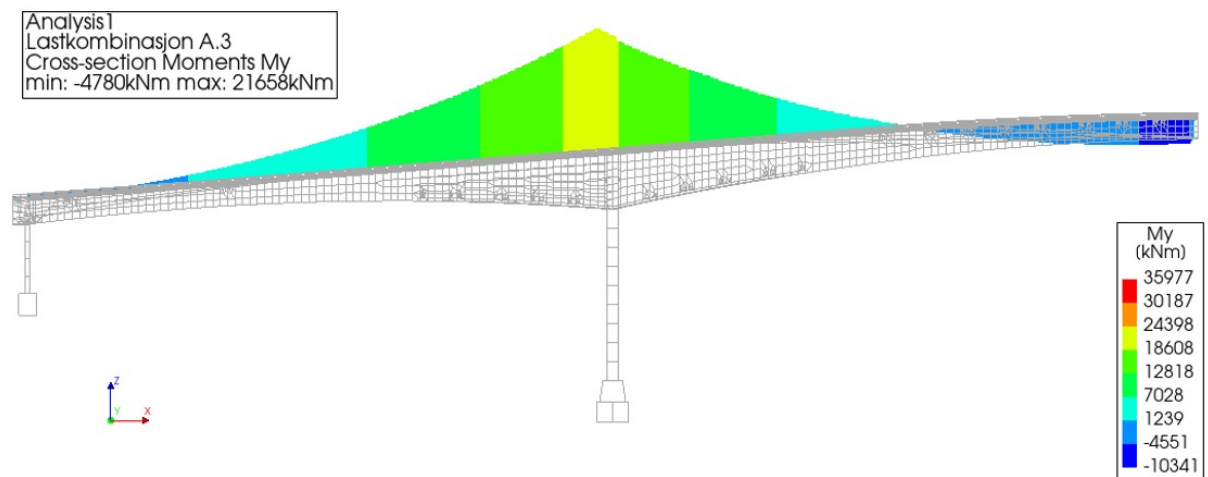


Figur 5.7.1: Momentdiagram for lastkombinasjon A.1

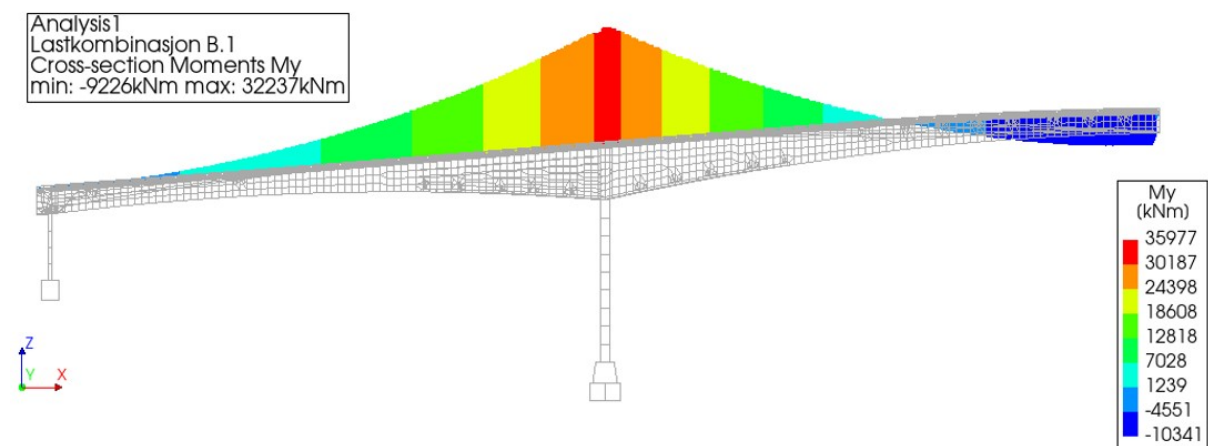


Figur 5.7.2: Momentdiagram for lastkombinasjon A.2

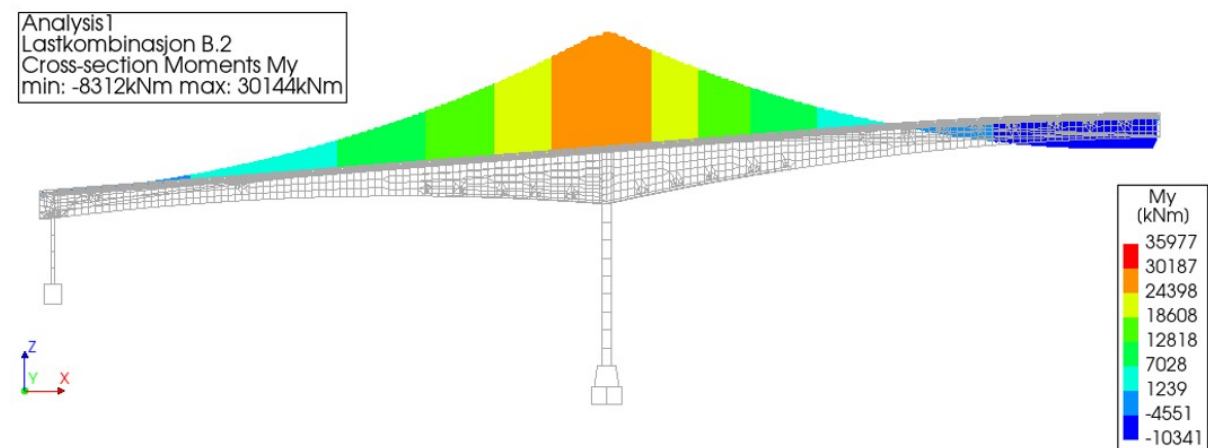
KAPITTEL 5. MODELLERING AV HERØYSUND BRU



Figur 5.7.3: Momentdiagram for lastkombinasjon A.3



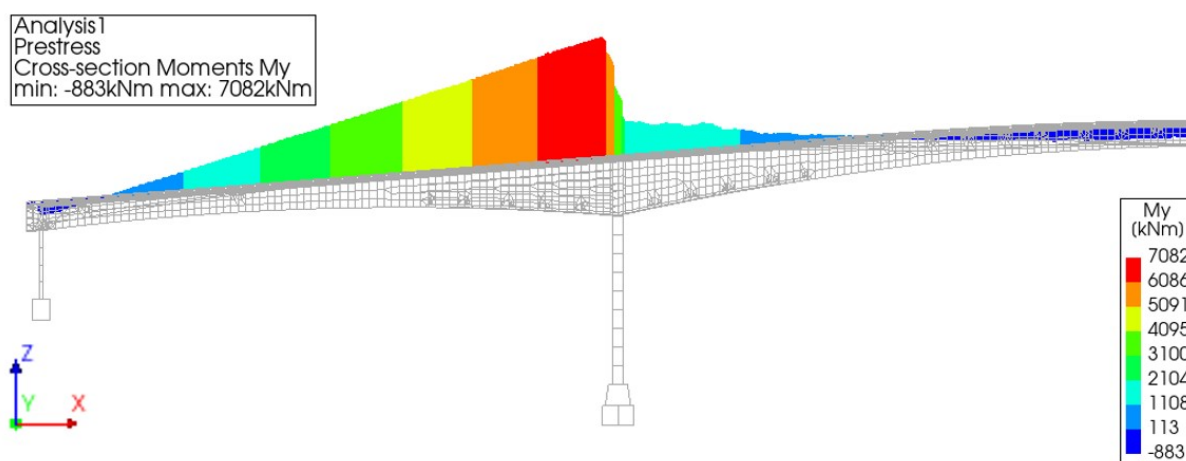
Figur 5.7.4: Momentdiagram for lastkombinasjon B.1



Figur 5.7.5: Momentdiagram for lastkombinasjon B.2

5.8 Diskusjon av momentdiagram

Av momentdiagrammene i figurene 5.7.1 til 5.7.5, observeres det en brå overgang i momentets størrelse over den midtre pilaren. Dette undersøkes nærmere, da det forventes en mer jevn overgang basert på lastene som er påført. Lastenes momentforløp i de ulike kombinasjonene studeres, og det observeres et større hopp i momentdiagrammet til forspenningskraften enn for andre laster. Momentdiagrammet til forspenningen kan ses på figur 5.8.1. Over pilaren faller momentet fra omtrent 7 000 kNm til omtrent 2 000 kNm, som tilsvarer et fall på omtrent 71%. Dette resultatet er uventet, da det av teorien i kapittel 3.2.2 var forventet et lineært sekundærmoment.

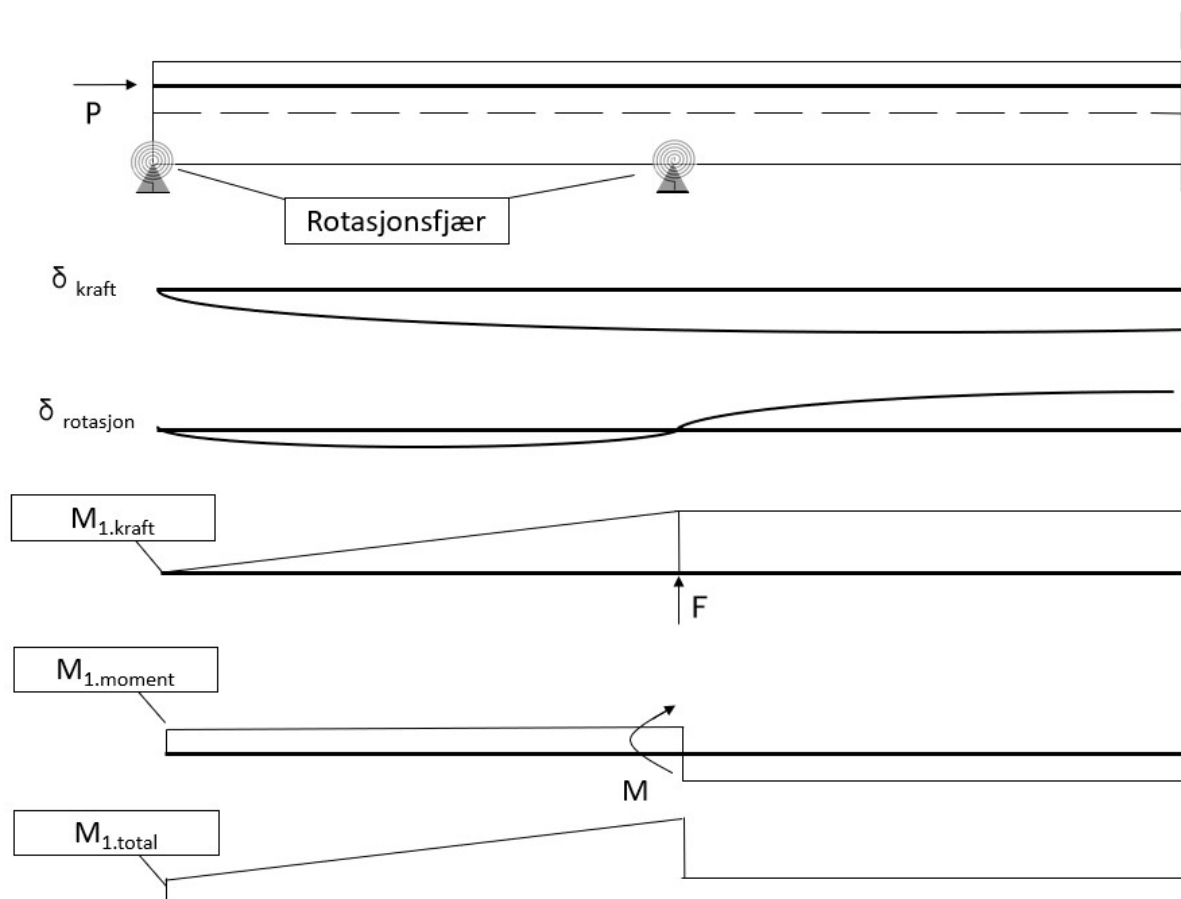


Figur 5.8.1: Diagram av sekundærmoment for forspenningskraft

I kapittel 3.2.2 er det forklart hvordan sekundærmoment for en fritt opplagt bjelke kan beregnes. I et slikt tilfelle oppstår det en lineær momentfordeling. Av figur 5.8.1 observeres en slik lineær utforming av momentdiagrammet på venstre side av pilaren. Denne konstruksjonen kan derimot ikke anses som en fritt opplagt bjelke, da overbygningen til brua er koblet mot pilarene. Fundamentene er som tidligere nevnt fastholdt mot all rotasjon og translasjon, og pilaren betraktes derfor her på lik linje med en søyle som er fast innspent i bunn. Rotasjonsstivheten kan beregnes av formel 5.2, hentet fra *Profiler og Formler* [21]. Denne stivheten vil motvirke rotasjon av overbygningen.

$$k_{\phi} = \frac{4 \cdot E \cdot I}{L} \quad (5.2)$$

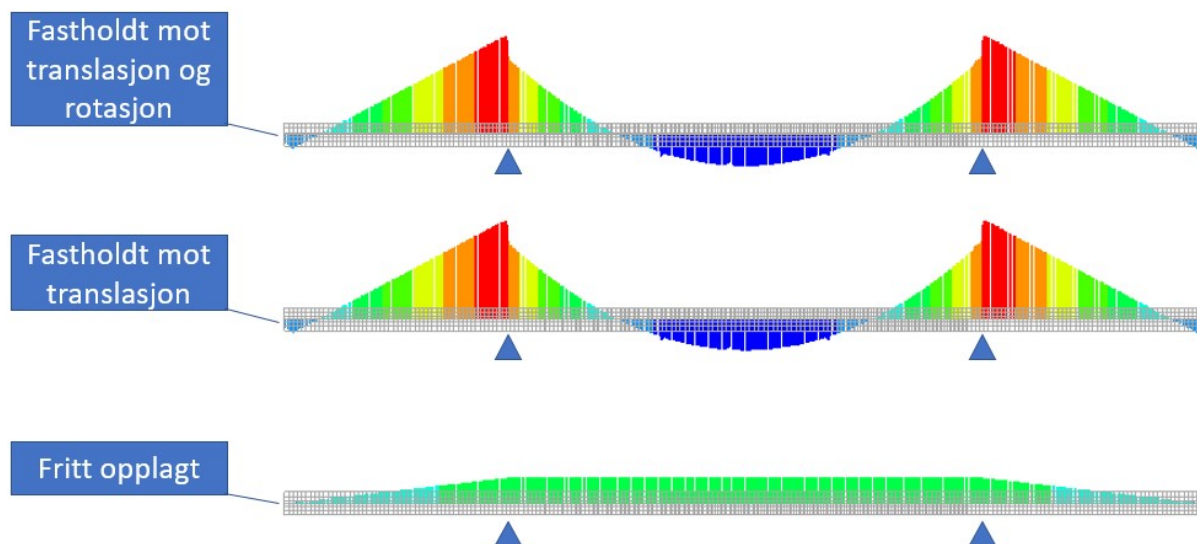
Figur 5.8.2 viser en forenklet versjon av det statiske systemet for brua, samt rotasjonen og moment som opptrer. Før å ta hensyn til pilarens rotasjonsstivhet, må det inkluderes en opplager som er delvis rotasjonsstiv. Dette er markert med rotasjonsfjær på bilde nummer én. Neste bilde, δ_{kraft} , viser deformasjonen som ønskes å oppstå grunnet spennkraftens eksentrisitet. Videre viser $\delta_{rotasjon}$ bjelkens rotasjon på grunn av spennkraften. Deretter vises momentene som oppstår for å motvirke δ_{kraft} og $\delta_{rotasjon}$. $M_{1.kraft}$ illustrerer sekundærmomentet grunnet at opplageren forhindrer deformasjonen δ_{kraft} . $M_{1.moment}$ kommer av at fjæren forsøker å motstå rotasjonen $\delta_{rotasjon}$ som spennkraftens trykk prøver å etablere, og dermed danner moment som virker i motsatt retning. Ved å summere disse to momentene, oppnås det totale sekundærmomentet $M_{1.total}$, som vises i det siste diagrammet.



Figur 5.8.2: Sekundærmoment for enkel bjelke med rotasjonsfjær

Hoppet i momentdiagrammet for bruas øvrige laster er som nevnt lavere enn det er for sekundærmomentet til spennkraften. Dette undersøkes nærmere i DIANA, ved å modellere tre enkle identiske bjelker, med en lignende utforming som brua. Bjelkene dannes med ulike randbetingelser, for å undersøke opplagernes innvirkning på sekundærmomentet.

Alle tre bjelkene modelleres med lik spennkraft. Én fastholdes mot translasjon og rotasjon i alle retninger, neste fastholdes mot translasjon i alle retninger, og siste mot translasjon i kun Z-retning. Momentdiagrammet for alle bjelkene kan ses på figur 5.8.3. Av analysen observeres det en stor differanse mellom momentdiagram til bjelken som er fastholdt i kun Z-retning, i forhold til de to øverste bjelkene som er fastholdt i alle retninger. De to øverste bjelkene opplever en plutselig nedgang i moment over opplagerne. Da det ikke er forskjell mellom disse to diagrammene, tyder det på at å fastholde translasjon i horisontal retning bidrar til å danne dette hoppet.



Figur 5.8.3: Sekundærmoment for enkel bjelke med rotasjonsfastholding

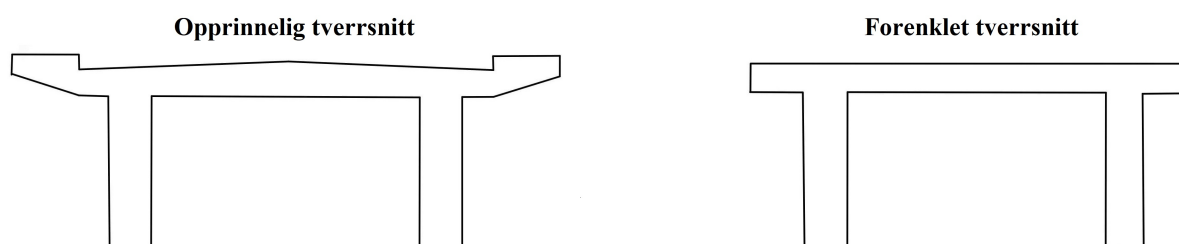
For alle laster vil dermed søylens rotasjonsstivhet, som forklart i figur 5.8.2, medføre en plutselig nedgang i momentets verdi. For tilfellet med spennkraft, vil det i tillegg oppstå en endring i sekundærmoment grunnet at pilaren fastholder brua for translasjon i horisontal retning, som vist i figur 5.8.3. Dette tilfellet får altså begge bidragene, og dermed et større hopp i momentdiagrammet.

Kapittel 6

Kapasitet i bruddgrensetilstand

Tverrsnittets evne til å motstå bøyemoment finnes gjennom håndberegninger i Mathcad. Flensen har en varierende tykkelse som er større på midten og reduseres gradvis mot gangbanene. Tykkelsen varierer mellom 230 mm og 200 mm. Det benyttes derfor et forenklet tverrsnitt i beregning av kapasitet, med konstant flenstykkelser lik 215 mm, som er gjennomsnittet av den virkelige. Det forenklete tverrsnittet kan ses på figur 6.0.1.

For tverrsnittet undersøkes det hvor stor del av flensbredden som kan antas å ha en jevn spenningsfordeling ved belastning, altså effektiv flensbredde etter EC-2 punkt [5.3.2.1] [5]. Det finnes da for alle snittene at hele flensen er effektiv, hvilket kan ses i vedlegg D.1.



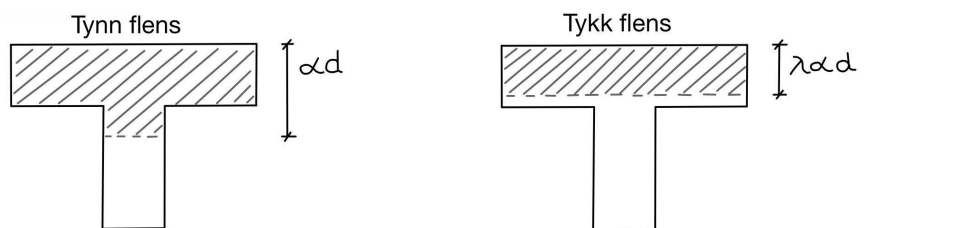
Figur 6.0.1: Forenklet tverrsnitt

Det undersøkes også om flensen kan regnes som tykk eller tynn. Dersom flensen er tykk, vil trykksonen kun ligge innenfor flensen. Er den derimot tynn, vil trykksonen også fordele seg videre ut i stegene. Dersom formel 6.1 oppfylles, regnes flensen som tykk. En unnlater da faktoren λ ved utregning av trykksonehøyde. Dette er illustrert på figur 6.0.2, hvor prinsipp for tykk og tynn flens er vist.

$$h_f > \lambda \cdot \alpha \cdot d \quad (6.1)$$

hvor

h_f	er tykkelse på flensen
λ	er lik 0,8 for fasthetsklasse \leq B50
αd	er høyde på trykksonen



Figur 6.0.2: Tykk og tynn flens

Forenklet ses det bort fra bruas slakkarmering i kapasitetsberegningene, og det er kun spennarmeringen som medtas. Beregningene gjøres etter metoder i *Betongkonstruksjoner* [14]. Som tidligere nevnt er det to metoder for å beregne spennarmeringens bidrag: som en ytre last eller en indre motstand. Typisk betraktes spennkraften som en ytre last dersom den er plassert i tverrsnittets trykksone, og indre motstand dersom den er i strekksone [14]. Sistnevnte er tilfellet for alle snittene som undersøkes her. Av den grunn, samt at DIANA ikke inkluderer lasten i dimensjonerende moment, benyttes den her som en indre motstand.

For å finne α undersøkes det om tverrsnittene er over- eller underarmert ved å finne balanserende armeringsmengde. Et underarmert tverrsnitt får duktil oppførsel ved brudd, hvilket er ønskelig. Det defineres da at spennstålet flyter”, samtidig som betongen får trykkbrudd ved beregning av trykksonehøydefaktor α_b i formel 6.2. Ut fra dette kan balanserende tverrsnitt for spennarmeringen A_{pb} finnes ved formel 6.3 [14]. Av formel 6.4 beregnes resterende tøyning i spennarmeringen etter tapene som er nevnt i kapittel 3.2.2.1.

$$\alpha_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \frac{f_{pd}}{E_p} - \epsilon'_{p0}} \quad (6.2)$$

$$A_{pb} = 0,8 \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \quad (6.3)$$

$$\epsilon'_{p0} = \epsilon_p - \Delta\epsilon_p \quad (6.4)$$

hvor

ϵ_{cu}	er betongens tøyningsgrense
f_{pd}	er spennarmeringens dimensjonerende flytespenning
ϵ'_{p0}	er spennarmeringens tøyning etter tap
d	trykksoneens avstand til spennarmeringen
b	er trykksoneens bredde

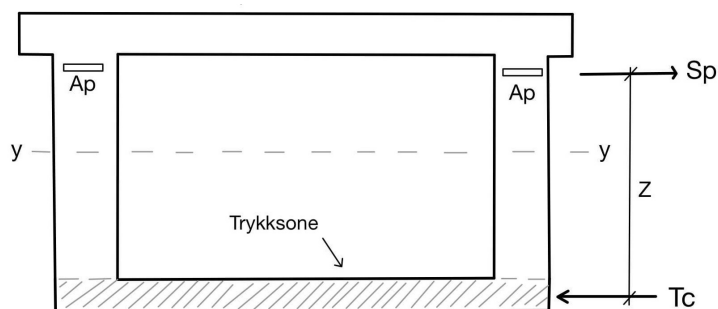
Dersom innlagt armering er mindre enn den balanserende armeringsmengden, må tverrsnittet anses som underarmert og at spennarmeringen flyter”. Av formel 6.5 beregnes α , som videre benyttes ved beregning av trykksoneens høyde [14].

$$\alpha = \frac{f_{pd} \cdot A_p}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} \quad (6.5)$$

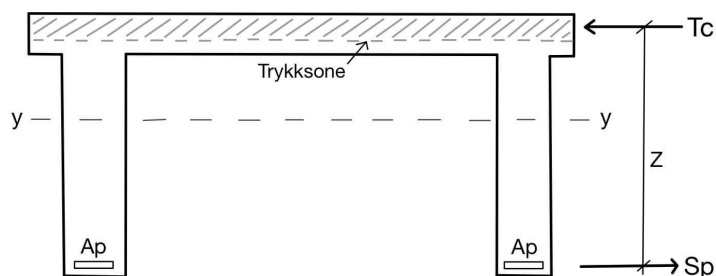
I snitt 1, som er over støtte, ligger trykksonen i profilets underkant og flensen beregnes som tynn. Trykksonen beregnes da som fordelt i hele flensen med trykkresultant i midten av flenshøyden, mens kapasitet av stegene neglisjeres. I snitt 2 og 3 ligger trykksonen

KAPITTEL 6. KAPASITET I BRUDDGRENSETILSTAND

derimot i overkant, og flensen her beregnes som tykk. Da er det kun flensdelen innenfor trykksonens høyde som gir bidrag. Trykksone og krefter for de ulike snittene kan ses i figur 6.0.3 og 6.0.4.



Figur 6.0.3: Krefter ved snitt 1



Figur 6.0.4: Krefter ved snitt 2 og 3

Betongens trykkresultant T_c i snitt 1 beregnes med formel 6.6. Videre finnes momentarmen z , mellom T_c og spennarmeringens plassering, via formel 6.7.

$$T_c = f_{cd} \cdot h_f \cdot b \cdot d \quad (6.6)$$

$$z = d - \frac{h_f}{2} \quad (6.7)$$

For snitt 2 og 3 beregnes trykkresultant og momentarm henholdsvis av formlene 6.8 og 6.9, da trykksonen ikke er i hele flensen.

$$T_c = f_{cd} \cdot 0,8 \cdot \alpha \cdot b \cdot d \quad (6.8)$$

$$z = d - 0,4 \cdot \alpha \cdot d \quad (6.9)$$

Trykksoneens momentkapasitet M_{Rd} kan da beregnes ved formel 6.10 for alle snittene. Resultatet av disse beregningene kan ses i tabell 6.0.1.

$$M_{Rd} = T_c \cdot z \quad (6.10)$$

Tabell 6.0.1: Momentkapasitet i snitt 1, 2 og 3

Snitt:	Snitt 1	Snitt 2	Snitt 3
Momentkapasitet:	39 627 kNm	13 956 kNm	14 421 kNm

KAPITTEL 6. KAPASITET I BRUDDGRENSETILSTAND

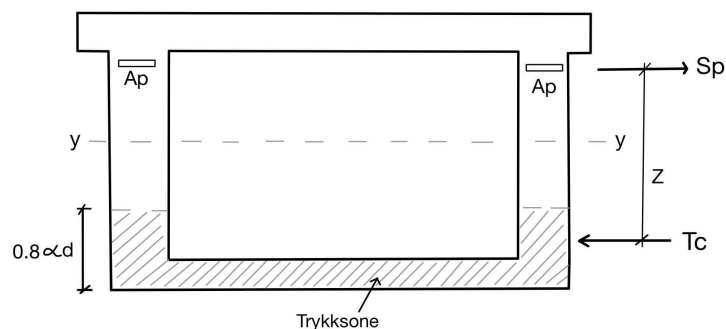
Videre kontrolleres utnyttelsen av momentkapasiteten ved alle lastkombinasjoner, som kan ses i tabell 6.0.2 og vedlegg D.5.

Tabell 6.0.2: Utnyttelse av momentkapasitet for snitt 1, 2 og 3

Lastkombinasjon	Snitt 1	Snitt 2	Snitt 3
A.1	91%	60%	72%
A.2	79%	46%	53%
A.3	55%	27%	33%
B.1	81%	53%	64%
B.2	76%	48%	57%

Av kontrollen fremkommer det at brua har tilstrekkelig kapasitet til å motstå opptredende bøyemoment i alle tre snittene, for alle lastkombinasjoner.

Ved første kapasitetsberegning av snitt 1 ble kun flensens bidrag medtatt. I dette snittet går egentlig trykksone videre ut i stegene, og det er derfor interessant å undersøke hva den virkelige kapasiteten. Dette gjelder ikke for snitt 2 og 3, som da ikke studeres nærmere. Av den grunn gjøres en mer nøyaktig kapasitetskontroll hvor stegenes bidrag inkluderes. Trykkresultanten plasseres da i trykksoneens nye tyngdepunkt, og momentarmen z justeres etter forflytningen av T_c , vist i figur 6.0.5. Ut fra beregningen finnes en ny momentkapasitet for snitt 1, lik 77 229 kNm, altså nesten dobbelt så stor som verdien funnet tidligere. Videre kontrolleres utnyttelsen for de ulike lastkombinasjonene på nytt, som kan ses i tabell 6.0.3. Beregninger av momentkapasitet vises i vedlegg D.2, D.3 og D.4.



Figur 6.0.5: Krefter ved snitt 1

Tabell 6.0.3: Utnyttelse av momentkapasitet for snitt 1

Lastkombinasjon:	A.1	A.2	A.3	B.1	B.2
Utnyttelse:	47%	41%	28%	41%	39%

Av tabell 6.0.2 ble det altså først antatt at snitt 1 var mest kritiske. Tabell 6.0.3 viser derimot det motsatte. Snitt 1 har lavest utnyttelse, og egentlig er snitt 3 mest utnyttet. Det konkluderes at alle snittene har tilstrekkelig kapasitet.

Kapittel 7

Verifikasjon av modell

For å verifisere at modellen gir rimelige resultater, gjøres det en test av konstruksjonens vertikale nedbøyning. Det er tidligere utført en måling på Herøysund bru, hvor en semi-trailer som veide omtrent 50 tonn ble plassert midt i hovedspennet. Som følge av dette ble det forårsaket en nedbøyning målt til å være 33 mm [4]. Det beregnes derfor hvilken nedbøyning en tilsvarende belastning medfører i modellen.

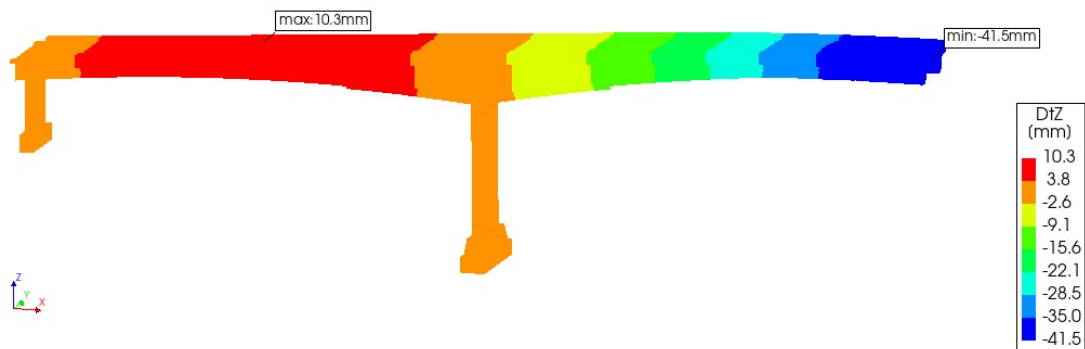
Aas-Jakobsen, også benevnt som AAJ, har utført den samme beregningen for deres modell. De har da modellert en last på 500 kN fordelt over 16 meter, symmetrisk plassert over senter i det store spennet. De har satt betongens elastisitetsmodul lik 27 174 MPa. Resultatet av deres beregning er en total nedbøyning på 45 mm midt i hovedspennet [4].

Konstruksjonens stivhet er avgjørende i forhold til dens evne til å motstå nedbøyning. Av bjelketeori beregnes eksempelvis nedbøyningen δ for en fritt opplagt bjelke med punktlast F i midten av et spenn med lengde L , etter formel 7.1. I formelen er stivheten innført via bjelkeelementets elastisitetsmodul E , samt annet arealmoment I [21].

$$\delta = \frac{FL^3}{48EI} \quad (7.1)$$

Av formelen vises det tydelig at nedbøyningen vil være direkte proporsjonal med endringer av betongens elastisitetsmodul. For å gjøre en grundig verifikasjon, utføres testen for denne oppgavens modell med to ulike elastisitetsmoduler. En av testene utføres med den samme verdien som Aas-Jakobsen har benyttet, slik at disse kan sammenlignes. For den andre testen benyttes opprinnelig verdi for betongkvalitet B45, lik 36 000 MPa. Testene utføres i bruksgrense, altså uten lastfaktorer, med en kombinasjon som bare inneholder trailerlasten. Sistnevnte fordeles over 16 meter på bruas midtspenn, som for den halverte modellen blir over 8 meter fra symmetripunkt.

På figur 7.0.1 vises resultatene av testen med elastisitetsmodul lik 27 174 MPa. Her kan det ses at nedbøyning i midtspennet blir på 41,5 mm, som er 3,5 mm lavere enn Aas-Jakobsen har beregnet. Trolig har de mer armering i modellen, som kan ha ført til økt stivhet [4]. Som nevnt i kapittel 5.5 har elementenes størrelse i analysen en innvirkning i beregnet nedbøyning. Trolig hadde nedbøyningen i figur 7.0.1 blitt økt med noen millimeter dersom en mindre elementstørrelse ble benyttet. Nedbøyningen sammenlignes i tabell 7.0.1.

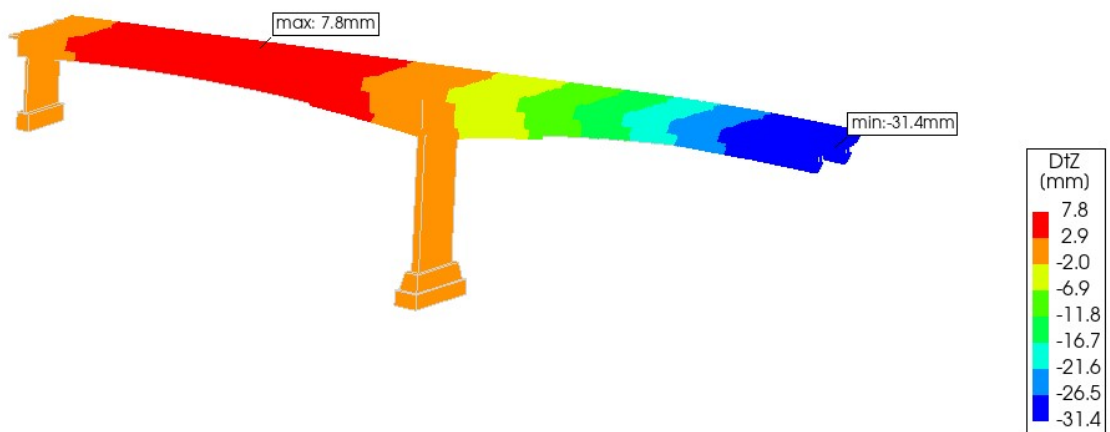


Figur 7.0.1: Nedbøyning, E-modul = 27 174 MPa

Tabell 7.0.1: Sammenligning av nedbøyning med Aas-Jakobsen

DIANA	AAJ	Prosentvis forskjell
41,5 mm	45,0 mm	7,8%

Resultat fra testen med elastisitetmodul lik 36 000 MPa kan ses på figur 7.0.2, hvor nedbøyning i midtspenn er på 31,4 mm. Dette er som forventet lavere enn fysisk målt verdi. Hvis en større mengde armering hadde blitt inkludert i modellen, samt en mindre elementstørrelse, hadde den trolig vært lavere. Nedbøyningen sammenlignes i tabell 7.0.2.



Figur 7.0.2: Nedbøyning, E-modul = 36 000 MPa

Tabell 7.0.2: Sammenligning av nedbøyning mot fysisk måling

DIANA	Testresultat	Prosentvis forskjell
31,4 mm	33,0 mm	4,9%

Av dette ansees det at modellen samsvarer godt med den virkelige oppførselen til konstruksjonen.

Kapittel 8

Sammenligning med tidligere beregninger

8.1 Sammenligning med prosjektering

Opprinnelig ble brua som nevnt prosjektert i 1965 etter lastklasse 2/1958, og noen av disse beregningene er tilgjengelige. På denne tiden ble ikke partialfaktor-metoden benyttet, som dagens standarder bruker. Dette vil si at materialfaktorer og lastfaktorer ikke inngår i beregningene, men at dimensjoneringen i stedet baseres på de faktiske spenningene som opptrer [25]. Under prosjektering er det ikke utført beregninger som viser kapasitet og utnyttelse, men i stedet direkte dimensjonering av nødvendig tverrsnitt og armering basert på lastene. Basert på dokumentasjonen, er tverrsnittet dimensjonert for nesten fullstendig utnyttelse. Det er flere grunner til at utnyttelsen funnet i kapittel 6 ikke er like stor. I den opprinnelige prosjekteringen ble det, som nevnt, antatt at betongens kvalitet var C35. Dette er lavere trykkfasthet enn den virkelige, og medfører mindre kapasitet. Ulik belastning har også stor betydning for utnyttelsen funnet. Det undersøkes derfor videre hvilke forskjeller som foreligger med hensyn på dimensjonerende last.

I 1987 ble det utført nye statiske håndberegninger for å kontrollere om brua tålte ekstra belastning av 20 mm asfalt. Her ble det også undersøkt om den kan regnes etter lastklasse Bk10/50. Ifølge Håndbok V412 må sistnevnte kontrolleres for alle bruer med spenn lenger enn 4 meter, da Bk10/50 kan medføre større dimensjonerende verdier [9]. Beregningene fra 1987 inneholder av den grunn en sammenligning av moment som forekommer av begge lastklassifiseringene. Det fremkom da at den nye lastklassen ga litt større trafikklaster. Derimot gjorde reduserte krav til snølast, når kombinert med trafikklaster, at brua ble vurdert til å videre kunne beregnes under lastklassen Bk10/50. Dette utgjør grunnlaget for at både beregninger utført av Aas-Jakobsen, samt i denne oppgaven, er gjort etter denne nye klassifiseringen.

Beregninger av laster gjort i 1965 er vanskelig å lese, da mye av skriften er utydelig. Av den grunn velges det å sammenligne med de nevnte beregningene utarbeidet i 1987, da det antas at lastene er funnet på tilsvarende måte. I disse beregningene er ikke spennarmeringens last inkludert, og bidrar dermed ikke til dimensjonerende bøyemoment. Egenvekten av betongen er i tillegg ikke medtatt, og det er kun beregnet med 20 mm asfalt, i motsetning til 60 mm som brua har nå. Følgelig er egenlasten minimal i forhold til det som er beregnet i denne oppgaven. Grunnet disse ulikhetene i last utføres det ytterligere en beregning i DIANA, hvor spennarmeringen fjernes og egenlast av betongen

KAPITTEL 8. SAMMENLIGNING MED TIDLIGERE BEREGNINGER

ikke medtas, slik at lastene bedre kan sammenlignes. Gjenværende ulikheter vil etter dette være at 1987-beregningene har mindre asfalt, en annen trafikklast og har medregnet snølast. Sistnevnte er, som sagt tidligere, ikke hensyntatt i oppgaven. Dimensjonerende moment er funnet for snitt 1 og 3, men ikke snitt 2, som derfor ikke sammenlignes. Snittenes plassering er tidligere illustrert på figur 2.3.1.

Statens vegvesen har utgitt *Håndbok 239 - Bruklassifisering* [6], som tar for seg gamle lastforskrifter gjeldende mellom 1920 til 1973. Ifølge denne, vil lastklasse 2/1958 gi en maksimalt tillatt aksellast på 13 tonn med et tillegg på 5 tonn som tar hensyn til rystelser, derav en total aksellast på 18 tonn. Dette fordeles på to hjul, med en senteravstand på 1,8 meter. I tillegg legges en ekvivalentlast, som består av en punktlast A plassert i en ugunstig stilling, samt en jevnt fordelt last p som tar hensyn til annen trafikk [6]. Ut ifra tegningene ser det ikke ut til at lasten p ligger fordelt over hele brua, hvilket den gjør i denne oppgaven. Den er kun plassert langs delene hvor vogntogslasten ikke er lagt, altså opptrer de ikke over samme areal, som gir mindre belastning. Det har blitt benyttet ekvivalentlast med A lik 118 kN og p lik 5,9 kN/m. Aksellasten benyttet i denne oppgaven er på 480 kN og den jevnt fordelte lasten er satt til 6 kN/m, som vist i kapittel 3.3.2.

Forskjell mellom momentverdier funnet i kapittel 5.7 og de beregnet i 1987, kan ses i tabell 8.1.1. Videre i tabell 8.1.2 er sistnevnte derimot sammenlignet med den nye analysen, hvor spennarmering, samt egenvekt av betong er fjernet.

Tabell 8.1.1: Sammenligning av opprinnelig moment mot prosjekteringsberegninger

Snitt	I denne oppgaven	Beregninger 1987	Prosentvis forskjell
1	35 977 kNm	4 208 kNm	755%
3	10 341 kNm	4 307 kNm	140%

Tabell 8.1.2: Sammenligning av tilpasset analyse mot prosjekteringsberegninger

Snitt	I denne oppgaven	Beregninger 1987	Prosentvis forskjell
1	12 440 kNm	4 208 kNm	196%
3	4 487 kNm	4 307 kNm	4%

Av den første tabellen observeres en betydelig forskjell i dimensjonerende moment, hvilket er forventet. Dette fordi både sekundærmoment, som gir omtrent 7 000 kNm, samt egenlast som gir omtrent 20 000 kNm er inkludert i tallene tilhørende denne oppgaven. I tillegg utgjør andre nevnte last- og beregningsforskjeller en differanse, samt at lastene i denne oppgaven er multiplisert med lastfaktorene vist i kapittel 3.4, som øker bidraget.

I tabell 8.1.2 vises det at momentene beregnet av tilpasset lastutvalg i DIANA, også er større enn de beregnet under prosjektering, som da også er forventet av sistnevnte grunner. For snitt 1 er momentet i denne oppgaven nesten tre ganger større, som kommer av både høyere belastning og lastfaktorene. Dessuten motvirker pilaren rotasjon i dette snittet, som trolig medfører at den tiltrekker seg moment, i motsetning til i 1987 hvor den ble beregnet som fritt opplagt. En annen grunn til forskjellene kommer trolig av at det

ikke virker som variasjonen i tverrsnittets størrelse er hensyntatt i de eldre beregningene. Da tverrsnittet er betydelig større over støtten i forhold til i midtspenn, er også stivheten større. Denne delen vil da naturlig tiltrekke seg mer moment enn områdene med lavere stivhet. For snitt 3 var det antatt å se en større forskjell, men trolig har all last ved beregning av dette snittet blitt plassert i midtspennet, for å oppnå størst mulig moment i de eldre beregningene. Avslutningsvis bør det nevnes at beregningsmetode også kan ha hatt en innvirkning på resultatene. Her er det usikkert hvor store ulikheter som kan forekomme mellom å beregne for hånd, og i forhold til å benytte et dataprogram som anvender elementmetoden.

8.2 Sammenligning med Aas-Jakobsen

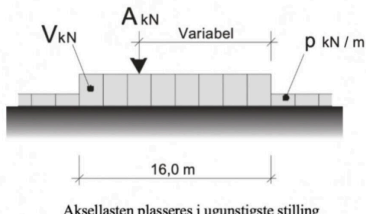
I forbindelse med at det ble oppdaget korrosjonsskader på brua under inspeksjon, har Aas-Jakobsen tidligere foretatt en kapasitetskontroll av potensielle svake soner, for å finne ut om forsterkning var nødvendig. De har da kontrollert brua både med og uten hensyn på skader, som er dokumentert i en beregningsrapport [4] hvor informasjon til dette kapitlet er hentet fra. Aas-Jakobsen har utført beregninger i henhold til den nå utgåtte *Håndbok R412* fra Statens vegvesen.

Basert på de nevnte trykkfasthetsprøvene, har Aas-Jakobsen satt betongens fasthetsklasse lik C45 i sine beregninger, der tegninger viser kvalitet B400. I figur 8.2.1 vises en tabell hentet fra *Håndbok R412*, som angir betongens konstruksjonsfasthet mot trykk. Som vist på figur 2.5.1 i kapittel 2.5.1, er C45 en lavere betongkvalitet enn B45. At de har valgt å benytte C45, kan muligens være grunnet fraværet av høyere kvaliteter i tabellen under. Av denne håndboken har de også benyttet en annen materialfaktor for betong lik 1,4. Dette vil også medføre ulikheter i beregningsresultater.

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

Figur 8.2.1: Betongens konstruksjonsfasthet hentet fra *Håndbok R412* [26]

For å beregne laster har de benyttet et selvutviklet romrammeprogram kalt NovaFrame, som baserer seg på bjelkeelement-teori [27]. Trafikklast har de hentet fra *Håndbok R412* [26], som angir andre verdier enn *Håndbok V412*. Her ble vogntogslasten delt inn i tre ulike laster: aksellast A i form av én punktlast plassert i mest ugunstige stilling, en totalvekt V på 500 kN fordelt over 18 meter, samt en jevnt fordelt last p lik 6 kN/m for lettere trafikk, som kan ses på figur 8.2.2. Derav har Aas-Jakobsen totalt benyttet en større trafikklast.

Lasttype	Lastkonfigurasjon (*) H_{kN}	Bruksklasser				
		Bk10	BkT8	Bk8	Bk6	
Vogntoglast	 <p>Aksellasten plasseres i ugunstigste stilling</p>	A	40	32	32	24
		V	500	400	320	280
		p	6	6	6	6

Figur 8.2.2: Vogntoglast etter R412 [26]

Vindlast har de ikke tatt hensyn til. Dette anes som en korrekt antagelse, da vindlast uansett ikke har ført til et dimensjonerende lasttilfelle i oppgaven. For kryp har de beregnet effektene i forhold til egenvekt og spennarmering, mens det her i oppgaven i tillegg har blitt beregnet effekt for andre laster. For svinn har de benyttet en svinntøyning på 0,3, og denne er modellert i form av en egen last. Motsetningsvis har det i oppgaven kun blitt hensyntatt ved å redusere spennkraften.

En av lastkombinasjonene Aas-Jakobsen har beregnet er moment i bruddgrense uten direktevirkning av spennarmering, hvor da bare sekundærmomentet er inkludert. Dette er på tilsvarende måte som her i oppgaven, og kan derfor sammenlignes med verdiene funnet i kapittel 5.7. Videre har de ført lastene inn i modellen de har laget i programmet NovaDesign, hvor kapasitetskontrollen er utført. Modellen deres er laget så nær som mulig den virkelige geometrien. I motsetning til dette benyttes det et forenklet tverrsnitt under kapasitetskontrollen i denne oppgaven, som antageligvis påvirker kapasiteten litt. Det er ikke dokumentert hvilken kapasitet og utnyttelse de har funnet for brua i intakt tilstand, begrunnet av den tidligere har blitt kontrollert til å tåle trafikklaster Bk10/50. Verdier for dette kan derfor ikke sammenlignes, kun det faktum at begge har funnet kapasiteten til å være tilstrekkelig.

I tabell 8.2.1 er verdier for dimensjonerende moment beregnet i denne oppgaven sammenlignet med de beregnet av Aas-Jakobsen. Verdier for snitt 2 var ikke dokumenterte i beregningsrapporten, og sammenlignes ikke.

Tabell 8.2.1: Sammenligning av bøyemoment mot Aas-Jakobsen

Snitt	I denne oppgaven	Aas-Jakobsen	Prosentvis forskjell
1	35 977 kNm	38 706 kNm	7,6%
3	10 341 kNm	10 668 kNm	3,2%

KAPITTEL 8. SAMMENLIGNING MED TIDLIGERE BEREGNINGER

I tabell 8.2.2 vises utnyttelse beregnet ut fra kapasiteten funnet i kapittel 6 og lasten beregnet av Aas-Jakobsen.

Tabell 8.2.2: Utnyttelse ved Aas-Jakobsens bøyemoment

	Snitt 1	Snitt 3
Utnyttelse	98%	74%

Resultatene av tabell 8.2.1 viser en største forskjell på 7,6%. Dette anses som rimelig nærme, og en viss differanse er forventet basert på grunnene som er nevnt over. Videre i tabell 8.2.2, vises det en økt utnyttelse av begge snittene når belastet med moment beregnet av Aas-Jakobsen. Snitt 1 ble i kapittel 6 beregnet til 91% utnyttet, og her 98%.

Konklusjonen av dette kapittelet er at å anvende Håndbok V412 fra Statens vegvesen, som er gjeldende i dag medfører lavere trafikklast enn den eldre versjonen Håndbok R412, men derimot høyere last enn den tidligere klassifiseringen 2/1958. Målt mot de andre beregningene er kapasiteten likevel tilstrekkelig. Det er også vist at bruas kapasitet i intakt tilstand trolig er høyere enn beregnet av både Aas-Jakobsen, samt under prosjektering, da betongens fasthetsklasse i virkeligheten er bedre.

Kapittel 9

Probabilitetsstudie

I virkeligheten er det vanskelig å vite om materialdataenes verdier stemmer nøyaktig med det som er antatt i teoretiske beregninger. Det er derfor ønskelig å undersøke hvor stor innvirkning materialdata har på resultatene, samt sannsynligheten for at konstruksjonen svikter dersom de endres. For å finne ut av dette utføres det en probabilitetsstudie for utvalgte faktorer. Før denne studien gjennomføres undersøkes det hvilke materialdata som er mest hensiktsmessig å se på, og hvilken effekt disse vil ha på konstruksjonen.

9.1 Variasjon av materialdata

Det er besluttet at brua skal rives grunnet stor usikkerhet relatert til spennarmeringens tilstand. Det er lite lengdearmering i brudekket og ingenting i bjelkene, hvilket betyr at brua er svært avhengig av at spennarmeringen har oppførsel og styrke som forventet. Det utføres derfor en sensitivitetsanalyse av brua med hensyn på friksjonskoeffisienten til spennarmeringen og langtidstapene til armeringen. Friksjonskoeffisienten μ studeres fordi verdien direkte påvirker spennkraftens størrelse, som nevnt i kapittel 3.2.2.1, samt at er vanskelig å vite den reelle verdien. Spennkraftens størrelse i realiteten ikke kan måles uten å gjøre destruktive prøver. Verdien for betongens trykkfasthet vites allerede å avvike fra den som opprinnelig ble antatt. Som nevnt tidligere ble kvaliteten under prosjektering antatt å være C35, men kjerneprøver viste i senere tid at trykkfasthetens verdi egentlig varierer mellom 44 MPa og 58 MPa, som kan ses i vedlegg E.1. Det er derfor interessant å se hvor stor effekt en endring i trykkfasthet har på konstruksjonens kapasitet. De to variablene som endres blir av disse grunner μ og f_{ck} . Endringen i betongkvalitet medfører også en endring i betongens elastisitetsmodul E_{cm} , som påvirker langtidstapene til spennarmeringen. Det vil bli sett på virkningen for både dimensjonerende bruddgrensemoment M_{Ed} , samt momentkapasiteten M_{Rd} til brua.

For gjennomførelse av studien er det svært fordelaktig å ha en parametrisk modell, hvor ulike variabler enkelt kan endres. I DIANA gjøres dette ved å definere ny materialdata som tildeles elementene. I Mathcad kan definerte variabler enkelt endres, og resultatene forandres automatisk deretter. Da DIANA er kompatibel med Python, er ulike deler av modellen dannet ved bruk av diverse Python-script, som tidligere nevnt. Hele modellen er også lagret i form av et helhetlig script. DIANA kan da kjøre det fullstendige scriptet, og genererer enkelt modellen helt lik den originale modellen på nytt. I scriptet kan alt av verdier og inndata endres, slik at det er mulig å ha flere tilsvarende modeller med ulike egenskaper.

KAPITTEL 9. PROBABILITETSSTUDIE

For trykkfastheten velges det å variere verdien mellom 35 MPa og 55 MPa, med forskjeller på 5 MPa. Under valg av nye friksjonskoeffisienter tas det utgangspunkt i verdien som er benyttet tidligere, lik 0,17. Denne velges så å halveres, og deretter settes lik null. Dette er for å tydelig kunne se hvilken innvirkning friksjon har kontra null friksjon. Koeffisienten varieres med lik størrelse i overkant av opprinnelig verdi, altså variasjoner med $\pm 0,085$. I tabell 9.1.1 vises de ulike verdiene som benyttes i studien.

Tabell 9.1.1: Testverdier for trykkfasthet og friksjonskoeffisient

Nye materialdata					
Trykkfasthet	35 MPa	40 MPa	45 MPa	50 MPa	55 MPa
Elastisitetsmodul	34 GPa	35 GPa	36 GPa	37 GPa	38 GPa
Friksjonskoeffisient	0,000	0,085	0,170	0,255	0,340

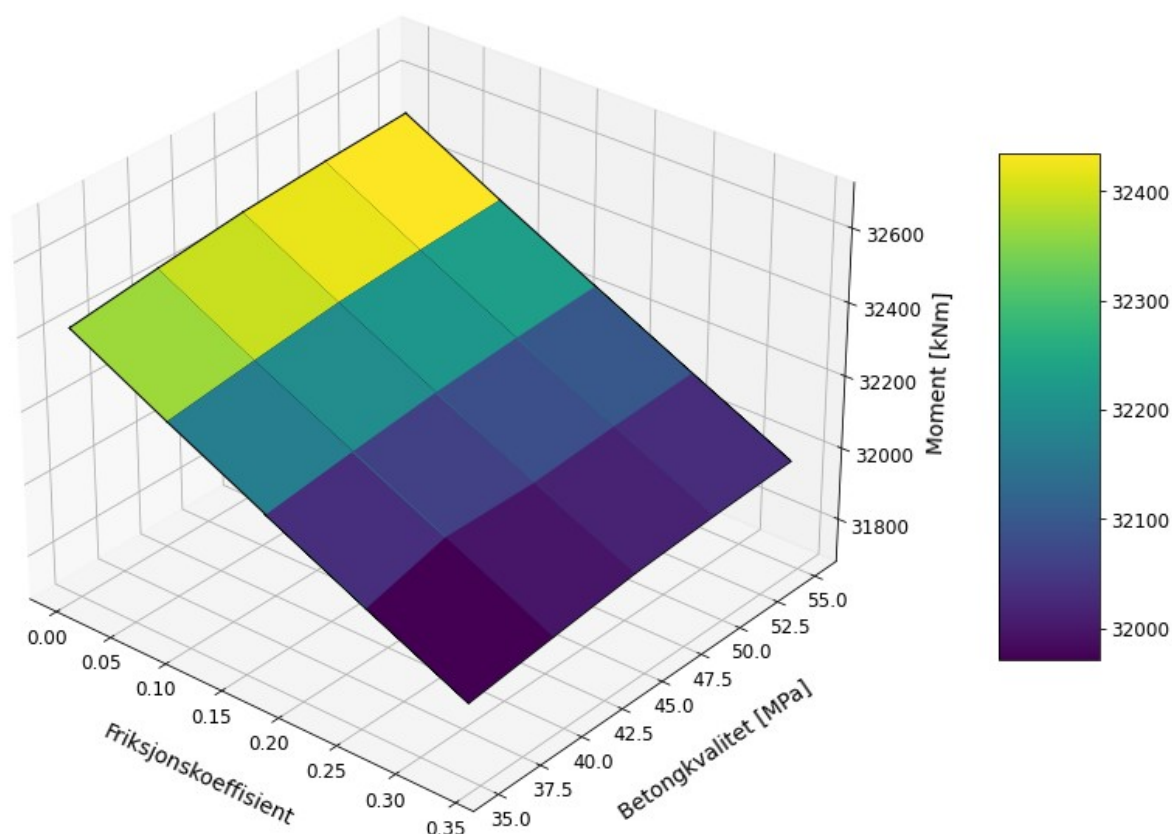
I modellen innføres ny μ , f_{ck} og E_{cm} . Det kjøres deretter en analyse som resulterer i nye laster. Nye materialdata, samt verdier for moment, implementeres deretter i utregning av midlere elastisitetsmodul, samt reduksjonen av spennkraft grunnet kryp og svinn. Modellen oppdateres deretter med E_{middel} og den reduserte spennkraften, som er avhengig av den nye elastisitetsmodulen og betongkvaliteten. Gjennom analysene ses da innvirkningen dette har på spennkraften. For alle verdiene av f_{ck} undersøkes innvirkningen av hver enkelt friksjonskoeffisient. Dette resulterer i totalt 25 ulike sammensetninger av materialdata for beregning av dimensjonerende moment i snitt 1.

På samme måte undersøkes dette for momentkapasiteten i snittet. Denne beregnes for de ulike trykkfasthetene, samt at spennkraften reduseres på grunn av endret friksjonskoeffisient. Som vises av formel 6.2 og 6.3 i kapittel 6, inngår tap av friksjon kun i beregning av balansert tverrsnitt, og ikke i formlene videre, dersom tverrsnittet beregnes som underarmert. Selv for minste friksjonskoeffisient, som medfører lavest mengde balanserende armeringstverrsnitt, fremkommer det at tverrsnittet er underarmert. Dermed vil ikke en variasjon av friksjonskoeffisienten utgjøre en forskjell ved beregning av momentkapasitet. Basert på dette, fremstilles det kun hvordan en variasjon av trykkfasthet vil påvirke momentkapasiteten. Beregninger for dette kan ses i vedlegg E.2, E.3, E.4 og E.5.

9.2 Testresultater

I figur 9.2.1 vises resultatet av studien på ytre moment, illustrert på en tredimensjonal graf. Verdiene er hentet fra beregninger i DIANA og plottet ved bruk av Python. Her vises det hvordan dimensjonerende moment påvirkes av både friksjonskoeffisienten og betongkvaliteten. Momentet øker sammen med stigende f_{ck} . Motsetningsvis synker momentet lineært ved økende verdi for μ . Dette kan rent intuitivt virke motsigende, men kommer av at kun sekundærmomentet av spennarmeringen medtas som en ytre last, som nevnt i kapittel 3.2.2. Da vil en lavere friksjonskoeffisient øke bidraget til denne lasten, og dermed det totale momentet, som virker ugunstig for konstruksjonen. Alle momentene med medfølgende f_{ck} og μ er listet opp i tabell 9.2.1.

Som nevnt i kapittel 4 beregnes momentet ved bruk av *Composed line element*. Grunnet at det skulle genereres 25 modeller og kjøres 50 analyser, ble det besluttet å ikke dele opp dette linje-elementet i like små elementinndelinger som tidligere. Dette førte til at modellens analysetid ble redusert fra 1 time til 5 minutter. Nøyaktigheten på resultatene ble derfor lavere, og resultatene samsvarer ikke fullstendig med det tidligere beregnet ved liten elementinndeling i kapittel 5. Dette anses likevel som tilstrekkelig, da det er selve forskjellen mellom resultatene som er interessant i denne forskningsdelen.



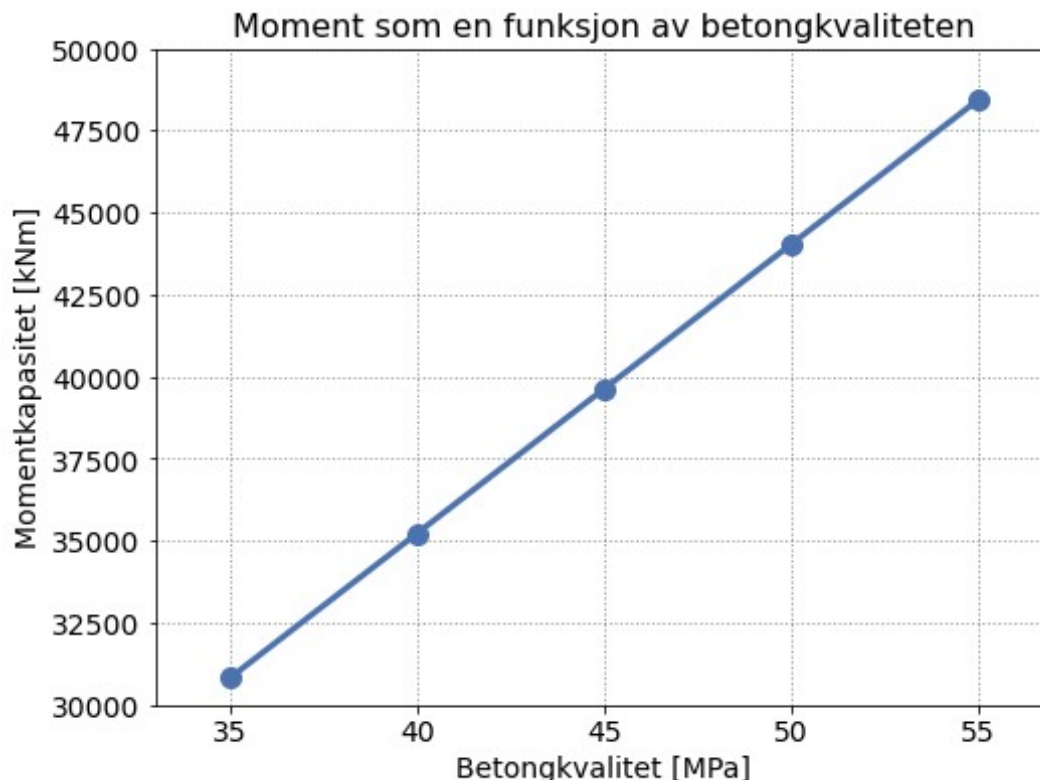
Figur 9.2.1: Endring i moment med variert friksjonskoeffisient og betongkvalitet

Tabell 9.2.1: Verdier for f_{ck} og μ i forsøkene samt resulterende moment

Forsøk	f_{ck}	μ	Moment
1	35 MPa	0,340	31 891 kNm
2	35 MPa	0,255	32 018 kNm
3	35 MPa	0,170	32 149 kNm
4	35 MPa	0,085	32 283 kNm
5	35 MPa	0,000	32 421 kNm
6	40 MPa	0,340	31 918 kNm
7	40 MPa	0,255	32 046 kNm
8	40 MPa	0,170	32 178 kNm
9	40 MPa	0,085	32 313 kNm
10	40 MPa	0,000	32 452 kNm
11	45 MPa	0,340	31 944 kNm
12	45 MPa	0,255	32 072 kNm
13	45 MPa	0,170	32 204 kNm
14	45 MPa	0,085	32 341 kNm
15	45 MPa	0,000	32 480 kNm
16	50 MPa	0,340	31 959 kNm
17	50 MPa	0,255	32 089 kNm
18	50 MPa	0,170	32 222 kNm
19	50 MPa	0,085	32 358 kNm
20	50 MPa	0,000	32 498 kNm
21	55 MPa	0,340	31 970 kNm
22	55 MPa	0,255	32 101 kNm
23	55 MPa	0,170	32 235 kNm
24	55 MPa	0,085	32 372 kNm
25	55 MPa	0,000	32 512 kNm

I figur 9.2.2 vises det hvordan momentkapasiteten varierer i relasjon med betongkvaliteten. Grafen stiger lineært med økende trykkfasthet. Dette skyldes at brutvernsnittets kapasitet beregnes med den forenklete metoden, forklart i kapittel 6. Da hele flensen ligger innenfor trykksonen for alle betongkvalitetene, er det kun flensens bidrag til kapasitet som medtas. Dermed er f_{ck} den eneste faktoren som utgjør en forskjell i beregningene, hvilket medfører en lineær økning. Dersom stegenes bidrag også ble inkludert, ville

kapasiteten i tillegg vært avhengig av α^2 , av formel 6.8 til 6.10, som hadde ført til en graf med avtagende stigning. Momentkapasiteten og tilhørende f_{ck} er listet opp i tabell 9.2.2.



Figur 9.2.2: Momentkapasitetens variasjon med trykkfasthet

Tabell 9.2.2: Resultater fra beregning av momentkapasitet med ulike trykkfastheter

Forsøk	f_{ck}	Momentkapasitet
1	35 MPa	30 821 kNm
2	40 MPa	35 224 kNm
3	45 MPa	39 627 kNm
4	50 MPa	44 031 kNm
5	55 MPa	48 433 kNm

Det er tydelig fra resultatene at en endring i trykkfasthet vil ha en mye større innvirkning på kapasiteten i forhold til dimensjonerende moment. Kapasitetens største differanse grunnet f_{ck} er på 17 612 kNm, og for dimensjonerende moment er forskjellen på rundt 600 kNm. Friksjonskoeffisienten har i dette tilfellet kun innvirkning på dimensjonerende moment, ikke kapasitet.

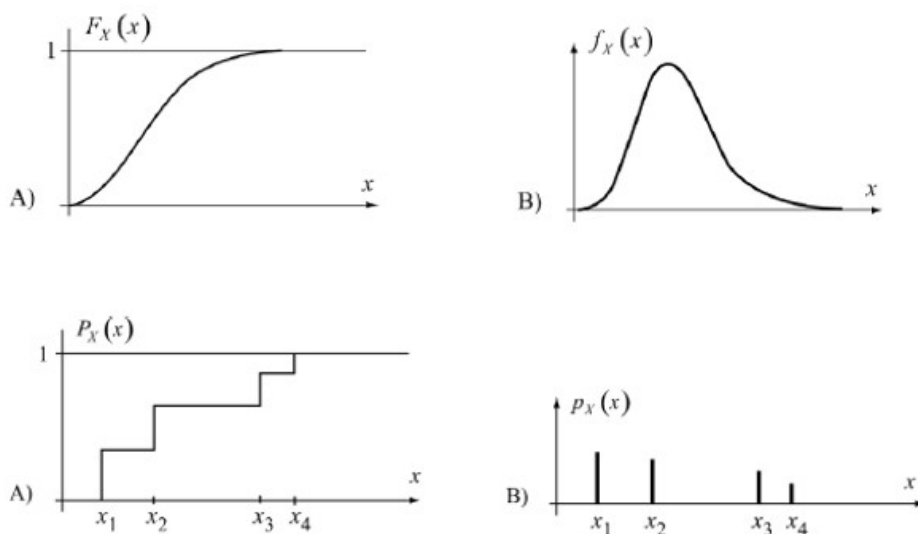
9.3 Sannsynlighetsanalyse

Det er ønskelig å finne ut hvilken effekt en forandring av materialdata kan ha på konstruksjonens sannsynlighet for svikt. For dette finnes en distribusjon av momentet korrelert med sannsynligheten, for å vurdere risiko for kollaps av brua.

Først finnes en funksjon som beskriver sannsynligheten for at ulike verdier av trykkfasthet og friksjonskoeffisient opptrer, altså probabilitetsdensiteten f . En integrasjon av f resulterer i distribusjonsfaktoren F . Distribusjonsfaktoren viser da verdienes vekting i en normalfordelt skala.

$$\int_{-\infty}^x f(x) = F(x) \quad (9.1)$$

Probabilitetsdensiteten f angir sannsynlighetstettheten til et utvalg data, og distribusjonsfaktoren F avgrenses til et intervall mellom 0 og 1. Denne F -funksjonen benyttes videre til å beregne sannsynligheten for at resultatet kommer innenfor intervallene tilhørende verdier av μ og f_{ck} . Dette blir da vektallet, som kan brukes til å generere histogram og grafer til å vise sannsynligheten for å oppnå ulike resultater. Dette er illustrert i figur 9.3.1. Graf A) illustrerer F , mens B) viser f . Av grafene vises det at sannsynligheten er størst for å få x_1 eller x_2 , da det er størst stigning av funksjonen for deres intervaller i $P(x)$ -grafene. I $p(x)$ -grafene vises det at x_1 og x_2 har en høyere sannsynlighetsverdi. Dette korrelerer godt med f -funksjonens utforming [28].

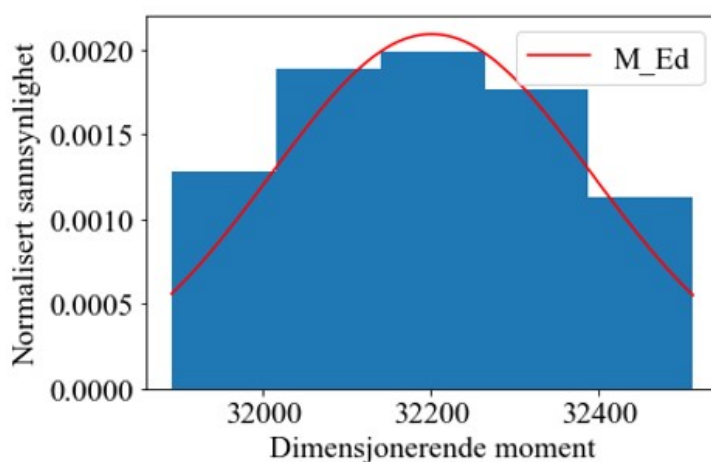


Figur 9.3.1: Illustrasjon av sammenheng mellom funksjonene f og F [28]

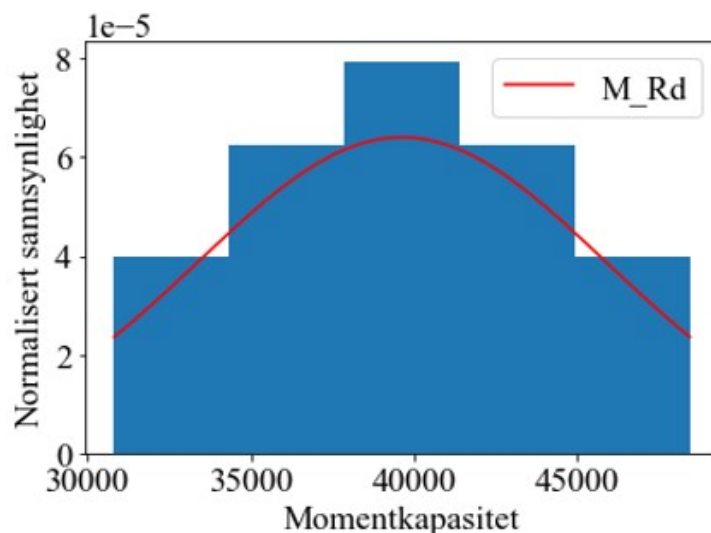
Først dannes disse funksjonene for 5 testverdier av kapasiteten, og 25 testverdier for dimensjonerende moment, som danner grunnlaget til fordelingen. Her tas det utgangspunkt i en gjennomsnittsverdi for μ lik 0,17 og f_{ck} lik 45 MPa som fordelingen legges rundt. Vektallet for hver verdi blir funnet ved bruk av funksjonene nevnt over. Ved bruk av *Monte Carlo*-simuleringer blir det generert 1 000 forskjellige punkter. Disse punktene vektas automatisk ved at de er normalfordelte rundt gjennomsnittet av en verdi. Ved å benytte Monte Carlo-simuleringer for både bøyemoment og momentkapasitet, kan

sviktsannsynlighet approksimeres. Dette gjøres ved å beregne differansen mellom M_{Rd} og M_{Ed} , og verdiene som blir mindre enn null antas å gå til brudd. Ved å dele n_f på n , får en sviktsannsynligheten i prosent, hvor n_f er antallet verdier som går til brudd og n er antall verdier beregnet [28].

Probabilitetsanalysen kan kjøres på to ulike måter. Den kan enten gjøres manuelt ved bruk av verdiene funnet via materialdata-variasjonen, eller via Monte Carlo-simuleringer. Beregningene av probabilitetsanalysen er vist i vedlegg E.6. I førstnevnte metode benyttes funksjonene f og F til å finne sannsynlighet for at M_{Ed} ligger innenfor intervallene av verdier for μ og f_{ck} , slik som forklart over. Deretter kombineres sannsynligheten tilhørende både μ og f_{ck} , for å oppnå korrekt vektning i forhold til de 25 momentene som er funnet. Denne sannsynlighetsfordelingen fremstilles i et normalfordelt histogram, både for M_{Rd} og M_{Ed} , og resultatet kan ses i figur 9.3.2 og 9.3.3.

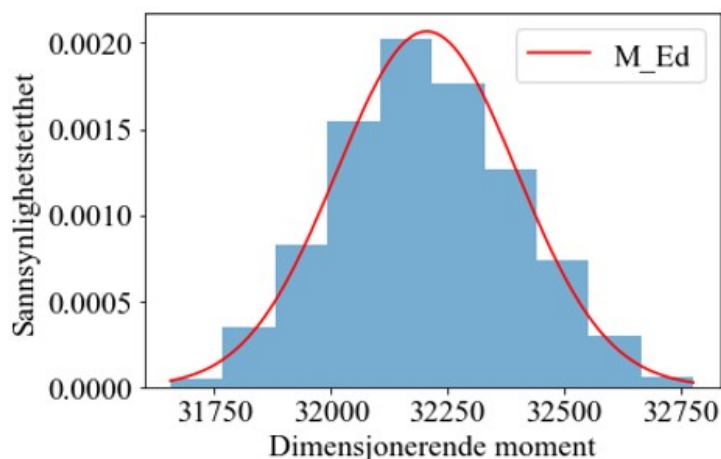


Figur 9.3.2: Histogram for moment ved bruk av materialdata-variasjon

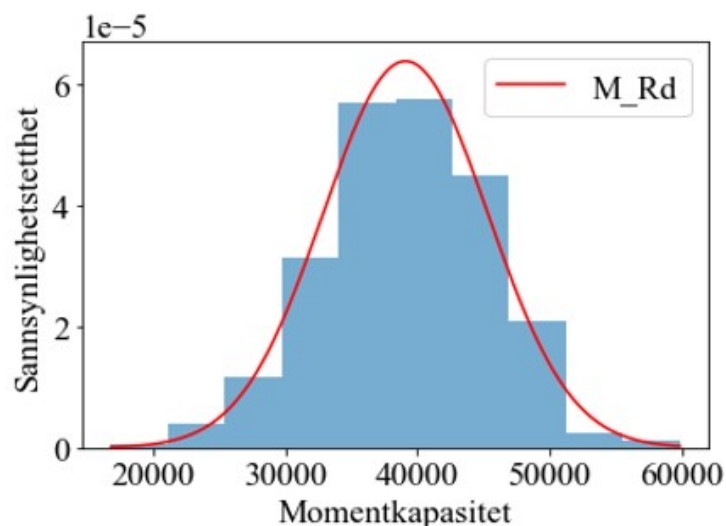


Figur 9.3.3: Histogram for momentkapasitet ved materialdata-variasjon

I metoden som gjøres via Monte Carlo-simuleringer er det kun de 25 momentene fra tabell 9.2.1 som inngår i probabilitetsstudien for bøyemoment. For momentkapasitet er det kun de 5 momentene fra 9.2.2 som brukes. Her benyttes Python til å finne gjennomsnitt og standardavvik for verdiene, som videre brukes til å danne 1 000 forskjellige punkter som er normalfordelt. Resultat av dette vises i histogrammene på figur 9.3.4 og 9.3.5.

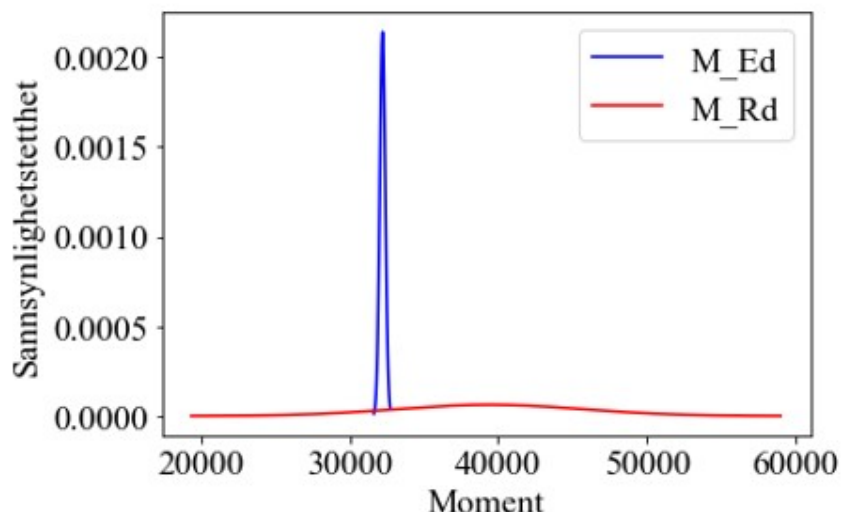


Figur 9.3.4: Histogram for moment ved bruk av *Monte Carlo*-simulering



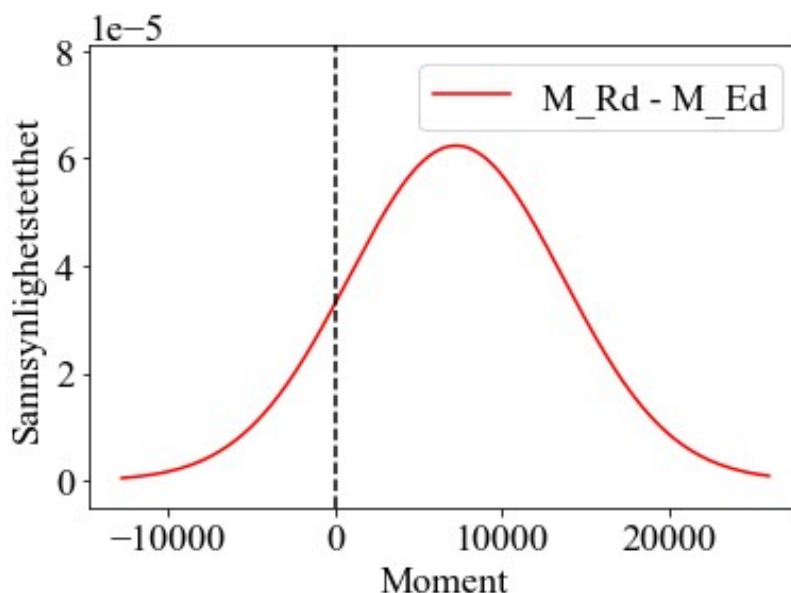
Figur 9.3.5: Histogram for momentkapasitet ved bruk av *Monte Carlo*-simulering

En sammenligning av de to grafene i figur 9.3.4 og 9.3.5 er fremstilt i figur 9.3.6. Her observeres det en stor differanse mellom de to grafene. Dette skyldes at kapasiteten varierer i mye større grad enn momentet, men integralet av begge funksjonene skal være lik 1. Grafen for M_{Ed} er konsentrert over et mindre område av den horisontale akse, hvorpå M_{Rd} er fordelt langs hele. Dermed blir toppverdi for probabilitet til M_{Ed} betydelig større.



Figur 9.3.6: Sammenligning av sannsynlighetsgrafene

Ved å trekke M_{Ed} fra M_{Rd} , fremkommer alle tilfellene hvor brua går til brudd grunnet moment. Basert på dette dannes en ny sannsynlighetsfordeling på samme måte som tidligere, vist i figur 9.3.7. Alle verdiene som ligger til venstre for nullpunktet, vist i stiplet linje, fører til brudd. For å finne sannsynligheten for at konstruksjonen går til brudd tas integralet av grafen til venstre for nullpunktet. Det fremkommer her at sannsynligheten for at $M_{Ed} > M_{Rd}$ inntreffer er 10,5%. Resultatet av beregnet sannsynlighet varierer med omtrent 3% ved ulike gjennomføringer. Dette kan være grunnet et for lavt antall genererte momentverdier.



Figur 9.3.7: Sannsynlighet for kollaps

KAPITTEL 9. PROBABILITETSSTUDIE

Det foreligger trolig større usikkerhet rundt friksjonskoeffisientens verdi i virkeligheten, enn det gjør for betongkvaliteten. I tillegg er nok ikke variasjonen for μ helt realistisk, da det ikke kan foreligge null friksjon. Dersom verdiene av disse faktorene ikke er kjente i virkeligheten, er det beregnet en sannsynlighet på 10,5% for at konstruksjonen går til brudd i snitt 1. Kapasitetskontrollen er basert på en forenklet metode, og det er kun kapasiteten til flensen som er inkludert. Dersom kapasiteten til stegene også ble inkludert, ville M_{Rd} blitt vesentlig større, som vist i kapittel 6, og altså sviktsannsynligheten betydelig mindre.

Denne metoden kan i fremtidige arbeider forbedres med å inkludere et større utvalg av faktorer. Ved å benytte script for å utføre analysen, kan beregningene gjøres på en automatisert måte. Dermed kan en sannsynlighetsanalyse utføres ved fremtidige prosjekteringer, for å tidlige kunne anslå konstruksjonens sviktsannsynlighet.

Kapittel 10

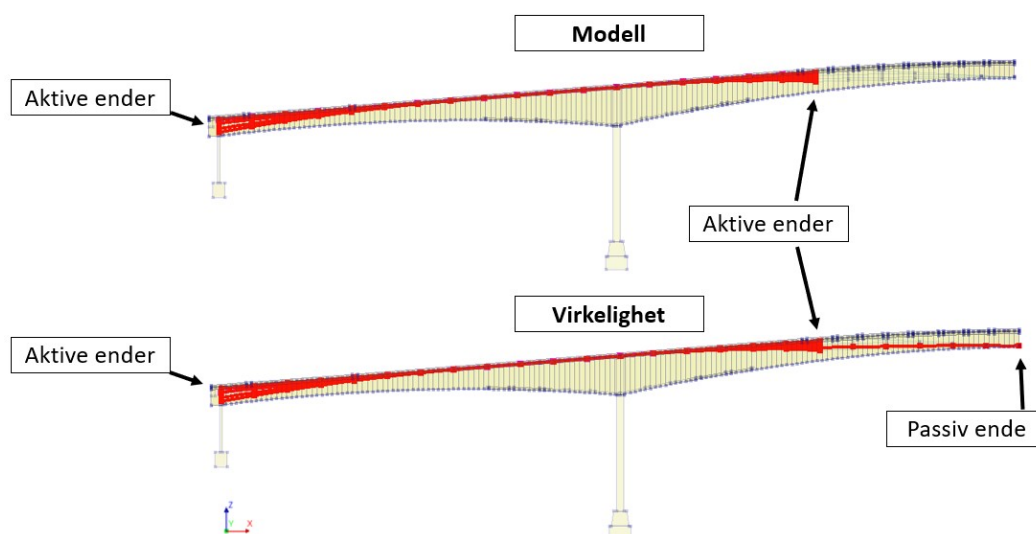
Diskusjon

10.1 Feilkilder

Analyser i denne oppgaven kan være påvirket av flere mulige feilkilder, som kan ha oppstått i ulike faser. Dette er det viktig å være bevisst på, da det kan medføre feilaktige resultater. Det legges til grunn at rapportens fokus er utforskning og læring.

10.1.1 Grunnlag

Tegningene fra prosjekteringen er gamle, hvorav noen er utydelige og med manglende informasjon. For spennkabeltegningene, vist i vedlegg A.2, var det eksempelvis vanskelig å bedømme hvilke punkter som er oppspenningspunkter. Dermed ble det i ettertid oppdaget at dette var feiltolket. I kapittel 5.1 er det nevnt at samtlige kabler i bjelkene stopper 12,5 meter inn i hovedspennet. Det ble i senere tid gjort oppmerksom på at én av disse kablene fortsetter, og går kontinuerlig over til innspenningspunkt ved sekundærpilar på andre siden. Figur 10.1.1 illustrerer hvordan det er blitt modellert, og hvordan det burde ha vært modellert. Dersom kablene ble modellert slik de egentlig er, ville sekundærmomentet, og derav dimensjonerende moment, ha blitt lavere. I samråd med veileider ble det valgt å ikke endres dette, slik at forskjellen mellom de ulike beregningene kan studeres senere.



Figur 10.1.1: Illustrasjon av hvordan modellen er modellert og hvordan den er i virkeligheten

Noen tegninger med oversikt over slakkarmering har på samme måte vært utydelige, men det er forsøkt å inkludere denne armeringen i modellen så nøyaktig som mulig. Her kan det være mangler, men det antas å ha liten betydning for resultatene. Som nevnt er det antatt en elastisitetsmodul lik 200 000 MPa for denne armeringen, som ikke vites om er korrekt.

Lastberegningene fra opprinnelig prosjektering i 1965 har vært spesielt vanskelig å lese av, da mye av skriften er utydelig og vises dårlig. Det var egentlig ønskelig å gjøre sammenligninger med disse i kapittel 8.1, men dette gikk derfor ikke. Det ble av den grunn sammenlignet med senere beregninger gjort i 1987, på grunnlag av antagelse om at lastene er funnet og beregnet på tilsvarende måte her som i 1965. Det er usikkert om denne antagelsen er korrekt.

10.1.2 Modellering

Bruas geometri er kun kjent i visse punkter, og mellom punktene er utformingen dannet ved en tilnærming. Dermed er det usikkerhet angående geometrien, selv om det er forsøkt å modellere den så presist som mulig. Grunnet lang beregningstid, er store deler av slakkarmeringen fjernet fra modellen i senere tid. Dette gjelder alle bøyer i overbygningen, samt alt av armering i pilarene. Dette har trolig ført til at brumodellens stivhet er lavere i forhold til den virkelige. En forandret stivhet kan ha påvirket momentforløpet i modellen, og det er derfor mulig at den virkelige momentfordelingen er noe annerledes.

I ettertid er det blitt oppdaget at metoden for å modellere spennarmeringen burde ha blitt gjort annerledes. Som nevnt i kapittel 5.2 er spennarmeringen modellert som *unbonded*. Dette vil si at kablene ikke er direkte bundet til betongtverrsnittet, hvilket ville gitt tverrsnittet økt stivhet. Det ble antatt at fordi analysen kjøres uten forskjellige tidssteg, bør spennarmeringen defineres som uinjisert. Hvis ikke, ble det tenkt at DIANA kjører analysen som om spennarmeringen ble injisert før kraften ble påført [29]. Dette viser seg å trolig gjelde for kun ikke-lineære analyser [20]. Spennarmeringen burde derfor egentlig blitt definert som *bonded*. Likevel ble dette undersøkt i to enkle bjelkemodeller hvor begge hadde tilsvarende last, men ulik bonding-definisjon for spennarmeringen. Differansen i resulterende bøyemoment var på kun 0,2%. Det antas derfor å ha hatt ubetydelig innvirkning for resultatene i brumodellen, foruten å redusere stivheten til konstruksjonen. Dersom det ble definert som *bonded*, ville trolig nedbøyningen vært mindre.

En mulig feil kan ha forekommet ved beregning av konstruksjonens egenlast. Masse-tettheten for uarmert betong benyttet, da det ble tenkt at når DIANA selv generer egenlast, vil den medta vekt av armeringen. Da det aldri ble innført en massetetthet for armeringen, har denne vekten antagelig ikke blitt medtatt. Det er trolig mer korrekt å innføre massetettheten for armert betong.

Som nevnt i kapittel 5.5, er maksimal anbefalt elementstørrelse beregnet til 225 mm. Elementene benyttet i modellen er derimot 400 mm, som kan ha påvirket resultatene i analysene og gitt noe mindre nedbøyning. I kapittel 7 er nedbøyningen fra modellene og virkeligheten sammenlignet, og det ble beregnet 1,6 mm mindre nedbøyning enn i virkeligheten. Her har trolig effektene av at feil *bonding*-definisjon, som gir mindre nedbøyning, og feil elementstørrelse, som bør gi større nedbøyning, utlignet hverandre en del. Det ble beregnet 3,5 mm mindre nedbøyning i forhold til AAJ. Dette kan ha bakgrunn i at elementstørrelsen brukt i DIANA er for stor.

Menneskelige feil kan også ha blitt gjort under hele arbeidsprosessen, i tillegg til kjente typer feil som kan skje ved bruk av elementmetode. Dette kan være modelleringsfeil, diskretiseringsfeil og numeriske feil, altså oppsamling av avrundingsfeil som kan oppstå under analysen [18].

10.2 Videre arbeid

I videre arbeid bør feilkilder nevnt i kapittel 10.1 tas hensyn til.

I denne oppgaven er kapasiteten kun kontrollert med hensyn på moment i bruas overbygning. Videre bør det kontrolleres for andre opptredende krefter i overbygningen, eksempelvis skjærkraft. Dette bør også utføres for pilarer og fundamenter. I tillegg bør andre lastkombinasjoner vurderes, med flere variasjoner for lastplassering. Det er valgt lastkombinasjoner i denne oppgaven som gir størst moment i snitt 1, ved å plassere vogntoglasten midt i hovedfelt, og last for lett trafikk over hele brua. For snitt 2 og 3 vil ikke dette være tilfellet som gir størst moment.

Ikke alle laster er hensyntatt i denne oppgaven. Effekt svinn er beregnet ved å redusere spennkraften, men ikke som en ytre last på brua. Dermed er det kun hensyntatt for armeringen, men ikke i betongen. I tillegg er ikke temperaturlast vurdert. Disse lastene burde vurderes i et videre arbeid om brua.

Brua er her vurdert i intakt tilstand, uten hensyn på skader som er der i realiteten. Skadene omhandler for det meste korrosjon av spennarmering samt mangel på injisering. Det bør derfor kjøres analyser uten deler av spennarmeringen, samt ta hensyn til korrosjonen. En annen metode for implementering av spennarmering i modellen benyttes, som er forklart i feilkildene 10.1.2. Trolig vil dette føre til mer korrekte resultater. Det kan også velges å utføre dette med en ikke-lineær analyse. Det anbefales å benytte en datamaskin med bedre kapasitet, slik at det er mulig å kjøre analyser med mindre elementstørrelser.

Metoden for å estimere sviktsannsynlighet kan videre forbedres ved å generere et større antall punkter som øker nøyaktigheten. I tillegg kan det inkluderes flere parametere i studien for en bredere oversikt av risiko.

Kapittel 11

Konklusjon

Formålet med denne oppgaven har vært å vurdere momentkapasiteten til bruas overbygning i intakt tilstand ved bruk av programmet DIANA. Dette både for å kontrollere at den er tilstrekkelig dimensjonert, samt å etablere en velfungerende metode for modellering av brua som å oppnår god nøyaktighet. Videre kan oppgaven benyttes som grunnlag for fremtidig arbeid i forskningsprosjektet.

Brua er modellert i DIANA, hvor laster er innført og analysert for å uthente dimensjonerende bøyemoment. Det er gjort ulike funn under prosessen. Å benytte symmetri kan betydelig redusere tidsbruk både for modelleringen samt analysen, og krever mindre datakraft og lagringsplass. Tester som er utført viste at dette ga tilsvarende resultat som en fullstendig modell. *Composed line element* er et svært nyttig verktøy til å beregne moment og krefter for en 3D-konstruksjon, men det bruker store mengder datakraft og vil derfor være tidskrevende. Modellens nøyaktighet er verifisert ved å sammenligne resultat for nedbøyning med virkelig nedbøyning. Å benytte et Python-script har effektivisert modellering av konstruksjonen, samt slakk- og spennarmeringen. Å samle hele modellen i et fullstendig Python-script har gjort det enkelt å utføre en parameterstudie, da en tilsvarende modell med nye parametere genereres og analyseres på kun noen minutter.

Kontroll av momentkapasitet er utført via håndberegninger i Mathcad, med forenklet metode for tre utvalgte snitt, i henhold til EC-2. Ut fra dette er det funnet at overbygningen har tilstrekkelig kapasitet for bøyemoment.

Sammenligning med tidligere beregninger viser at brua egentlig har bedre kapasitet mot bøyemoment enn funnet før. I oppgaven er dimensjonerende moment betydelig høyere enn hva som ble funnet under prosjektering, trolig grunnet både ulike beregningsmetoder og nye standarder. Motsetningsvis er det lavere sammenlignet med AAJ. Dette antyder at å benytte nyere håndbøker fra Statens vegvesen medfører lavere dimensjonerende last.

Probabilitetsstudien viser at momentkapasiteten i stor grad påvirkes av å variere betongkvaliteten. Bøyemomentet blir i svært liten grad påvirket av betongkvalitet, da det har minimal innvirkning på langtidstap for både spennarmering og betong. Her har friksjonskoeffisienten større betydning, da den direkte påvirker spennkraftens størrelse. Basert på disse to faktorene finnes det at snitt 1 har 10,5% sannsynlighet for kollaps ved forenklet beregningsmetode. Ved bruk av Python-script ble studien utført effektivt, og kan forbedres videre til å anslå sviktsannsynlighet for fremtidige konstruksjoner.

Referanser

- [1] Marie Staberg og Sofie Retterstøl Olaisen. «Skal la brua kollapse for å hindre nye brukollapser». I: (okt. 2022). URL: https://www.nrk.no/nordland/forskning-kan-forhindre-brukollapser_-vil-spare-100-milliarder-1.16146940.
- [2] Sintef. «Betong er en del av klimaløsningen». I: (apr. 2020). URL: <https://www.sintef.no/siste-nytt/2020/-betong-er-en-del-av-klimalosningen/>.
- [3] Daniel Cantero. Upublisert, apr. 2023.
- [4] Asmund Sveen. *Beregningsrapport - Herøysund bru, Bæreevneberegninger*. Aas-Jakobsen, 2020. Upublisert.
- [5] Standard Norge. *Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Standard Norge, 2010.
- [6] Statens vegvesen. *Håndbok 239: Bruklassifisering : lastforskrifter 1920-1973 og brunormaler 1912-1958 : veiledning*. 2003.
- [7] Standard Norge. *Laster på konstruksjoner. Del 1-4:Allmenne laster - vindlaster*. Standard Norge, 2009.
- [8] Statens Vegvesen. *Om håndbøkene*. URL: <https://www.vegvesen.no/fag/publikasjoner/handboker/om-handbokene/> (sjekket 23.05.2023).
- [9] Statens vegvesen. *Håndbok V412 - Bæreevneklassifisering av bruer, laster*. Statens vegvesen, jul. 2021.
- [10] Statens vegvesen. *Håndbok N400 - Bruprosjektering*. Vegdirektoratet, jan. 2023.
- [11] Statens vegvesen. *Beregningsveiledning for etteroppspente bruer*. Vegdirektoratet, jan. 2017.
- [12] Jan Vincent Thue. «Betong». I: (2019). URL: <https://snl.no/betong>.
- [13] Statens vegvesen. *Håndbok V413 - Bæreevneklassifisering av bruer, materialer*. Statens vegvesen, jul. 2021.
- [14] Larsen m.fl. *Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. Fagbokforlaget, 2013.
- [15] DIANA FEA bv. *DIANA FEA*. 2023. URL: <https://dianafea.com/about/> (sjekket 05.04.2023).
- [16] Standard Norge. *Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Standard Norge, 2002.
- [17] Standard Norge. *Laster på konstruksjoner. Del 2-Trafikklast på bruer*. Standard Norge, 2010.

REFERANSER

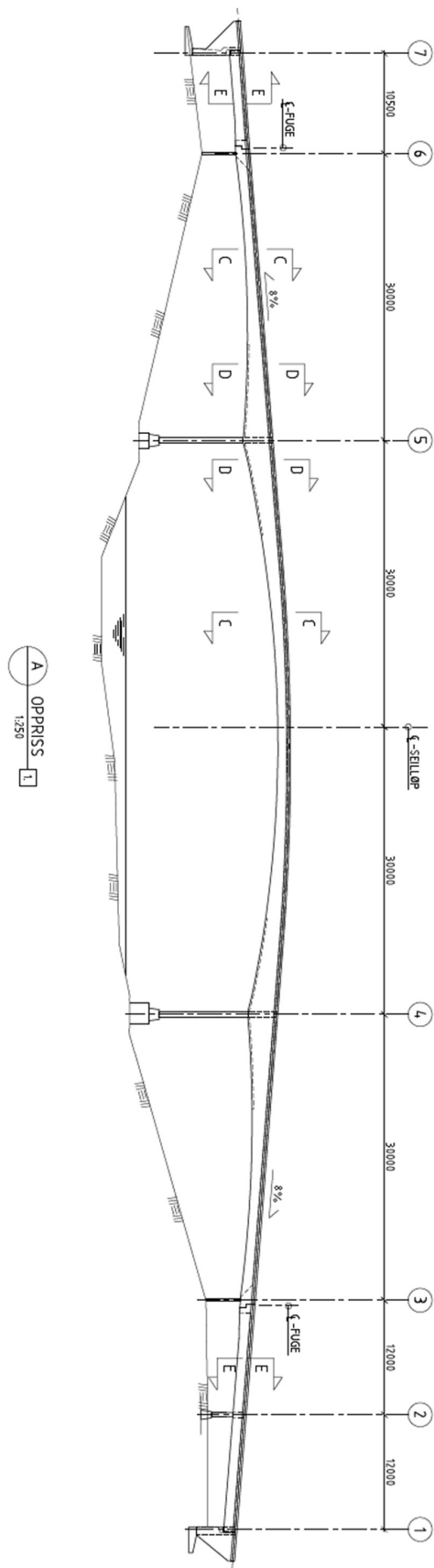
- [18] Kolbein Bell. *An engineering approach to finite element analysis of linear structural mechanics problems*. Fagbokforlaget, 2013.
- [19] DIANA FEA bv. *Design Analysis of a Three-Dimensional Bridge Model*. 2023. URL: <https://dianafea.com/design-analysis-of-a-3d-bridge-model/> (sjekket 08.04.2023).
- [20] DIANA FEA bv. *DIANA Documentation*. 2023. URL: <https://manuals.dianafea.com/d106/Diana> (sjekket 26.03.2023).
- [21] Svein Ivar Sørensen. *Stålkonstruksjoner - Profiler og formler*. Fagbokforlaget, 2017.
- [22] Unicon. *HVA VEIER BETONG?* URL: <https://www.unicon.no/vanlige-spor-smal/betongteknologiske-forhold/hva-veier-betong/> (sjekket 07.06.2023).
- [23] Øisten Vollen. *Statikk og fasthetslære*. NKI Forlaget AS, aug. 1999.
- [24] Max A.N. Hendriks og Marco A. Roosen (editors). *Guidelines for Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures*. Rijkswaterstaat Technical Document (RTD), apr. 2020.
- [25] Statens vegvesen. *Håndbok 238 - Bruklassifisering*. 2009.
- [26] Statens vegvesen. *Håndbok R412 - Bruklassifisering*. Statens vegvesen, 2014.
- [27] Aas-Jakobsen. *Programvareutvikling*. URL: <https://www.aaj.no/programvareutvikling/> (sjekket 22.05.2023).
- [28] Jochen Köler og Jorge Mendoza. *Aspects of Structural Safety*. NTNU, 2020.
- [29] Martí Torrijos Musach. «*Post-tension concrete beam modelling and analysis in DIANA via Python*». I: (jun. 2020). URL: <https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/handle/11250/2669645>.
- [30] Kartverket. URL: <https://norgeskart.no/#!?project=norgeskart&layers=1002&zoom=4&lat=7242546.00&lon=454944.00> (sjekket 17.04.2023).

REFERANSER

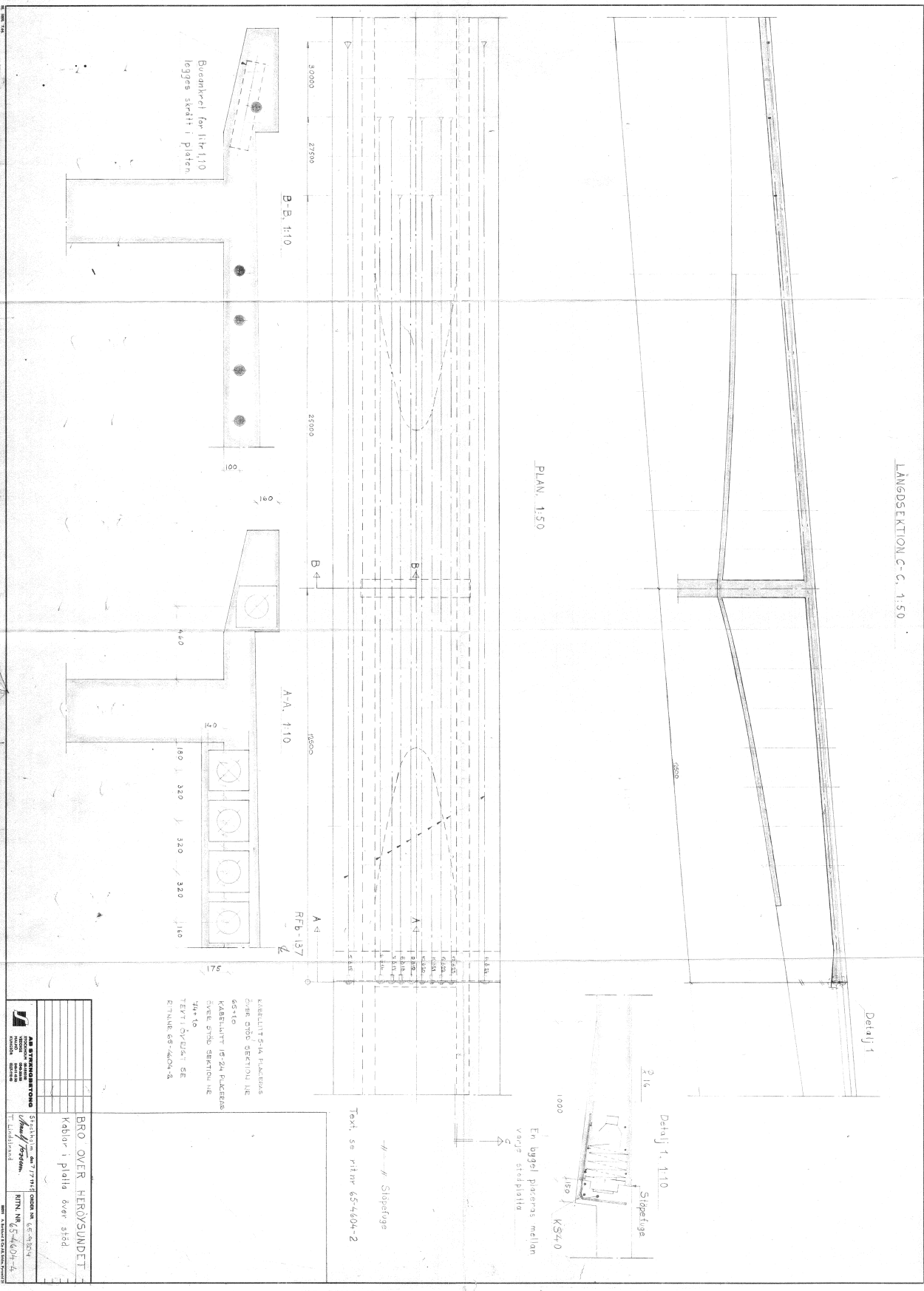
Vedlegg

A - Arbeitssteigerung

A.1 Illustrasjon av ferdig brutegning



Omni 10234 är avsedd för användning som arbetsplan för en konstruktör och inte som byggplan. För ytterligare information om användning av denna produkt, se användningsanvisningen. © 2014 AB STYRNINGSBORD



LÅNGSEKTION C-C, 1:50

PLAN, 1:50

Detail 1

Detail 1, 1:10

KABELLIT-SÅ RÄCKERAS ÖVER ÖDRE SEKTIONEN I EN 65710 KABELLIT 15-24 RÄCKERAS FÖRE ÖDRE SEKTIONEN I EN 74410
 TEVIT ÖVRE SEKTIONEN I EN 65710

Text: se ritning 65-4604-2

AB STYRNINGSBORD	Styrbordet, 447x171x111 mm, 65-4604-2	RITN. NR. 65-4604-4
AB STYRNINGSBORD	Styrbordet, 447x171x111 mm, 65-4604-2	RITN. NR. 65-4604-4
AB STYRNINGSBORD	Styrbordet, 447x171x111 mm, 65-4604-2	RITN. NR. 65-4604-4
AB STYRNINGSBORD	Styrbordet, 447x171x111 mm, 65-4604-2	RITN. NR. 65-4604-4
AB STYRNINGSBORD	Styrbordet, 447x171x111 mm, 65-4604-2	RITN. NR. 65-4604-4

BRO ÖVER HERVÖSUNDET
 Kablar i platta över sid

B - Laster

B.1 Beregning egenlast

Egenlast

Massetetthet for asfalt: $\rho_{\text{asfalt}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ Håndbok V412 SVV, punkt [4.1.1]

Bredde av kjørebane: $B_{\text{kjørebane}} := 4\text{m}$

Bredde av gangbane: $B_{\text{gangbane}} := 650\text{mm}$

Høyde av asfalt: $h_{\text{asfalt}} := 60\text{mm}$ Målt

Last av asfalt per meter bru: $q_{\text{asfalt}} := \rho_{\text{asfalt}} \cdot h_{\text{asfalt}} = 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Last av rekkverk: $q_{\text{rekkverk}} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Håndbok V412 SVV, punkt [4.1.1]

Total last på gangbane: $q_g := \frac{q_{\text{rekkverk}}}{B_{\text{gangbane}}} + \rho_{\text{asfalt}} \cdot h_{\text{asfalt}} = 2.269 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

B.2 Beregning av nøytralakse og transponert tverrsnitt

Tverrsnitt for snitt 1

"uk" er forkortelse for underkant

Høyde av bjelke:	$h_{\text{bjelke}} := 3000\text{mm} - 200\text{mm} = 2.8\text{ m}$
Bredde på bjelke:	$b_{\text{bjelke}} := 400\text{mm}$
Bredde av flens i uk:	$b_{\text{uk}} := 2 \cdot 1300\text{mm} = 2.6\text{ m}$
Høyde av flens i uk:	$h_{\text{uk}} := 160\text{mm}$
Bredde av dekke:	$b_{\text{dekke}} := 4000\text{mm}$
Høyde av dekke:	$h_{\text{dekke}} := 200\text{mm}$
Avstand fra tyngdepunkt i dekket til uk tverrsnitt:	$z_{\text{dekke}_1} := 3000\text{mm} - 200\text{mm} + \frac{h_{\text{dekke}}}{2} = 2.9\text{ m}$
Avstand fra tyngdepunkt i skrå del av dekket til uk tverrsnitt:	$z_{\text{dekke}_2} := 3000\text{mm} - 200\text{mm} + h_{\text{dekke}} + 10\text{mm} = 3.01\text{ m}$
Høyde på gangbane-del:	$h_{\text{gang}} := 200\text{mm}$
Bredde på gangbane-del:	$b_{\text{gang}} := 650\text{mm}$
Avstand fra tyngdepunkt i gangbane til uk tverrsnitt:	$z_{\text{gang}_1} := 3000\text{mm} + 100\text{mm} = 3.1\text{ m}$
Avstand fra tyngdepunkt i skrå del av gangbane til uk tverrsnitt:	$z_{\text{gang}_2} := 3000\text{mm} - \frac{200}{3}\text{mm} = 2.933\text{ m}$

Beregner tyngdepunkt ved å vekte de ulike arealene med deres avstand fra uk. Her må formelen splittes i flere deler da det ikke er plass til hele på matchcad-arket.

$$z := \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \quad \text{Hvor } A_i \text{ er delens areal og } y_i \text{ er avstand mellom tyngdepunkt og uk}$$

$$A_{\text{ww}} := h_{\text{bjelke}} \cdot b_{\text{bjelke}} \cdot \left(\frac{h_{\text{bjelke}}}{2} \right) \cdot 2 + h_{\text{uk}} \cdot b_{\text{uk}} \cdot \left(\frac{h_{\text{uk}}}{2} \right) + b_{\text{dekke}} \cdot h_{\text{dekke}} \cdot (z_{\text{dekke}_1})$$

$$B := 30\text{mm} \cdot \frac{b_{\text{dekke}}}{2} \cdot (z_{\text{dekke}_2}) + 2 \cdot b_{\text{gang}} \cdot h_{\text{gang}} \cdot (z_{\text{gang}_1}) + 2 \cdot b_{\text{gang}} \cdot \frac{h_{\text{gang}}}{2} \cdot (z_{\text{gang}_2})$$

$$C_{\text{ww}} := h_{\text{bjelke}} \cdot b_{\text{bjelke}} \cdot 2 + b_{\text{uk}} \cdot h_{\text{uk}} + b_{\text{dekke}} \cdot h_{\text{dekke}}$$

$$D := 30\text{mm} \cdot \frac{b_{\text{dekke}}}{2} + b_{\text{gang}} \cdot h_{\text{gang}} \cdot 2 + 2b_{\text{gang}} \cdot \frac{h_{\text{gang}}}{2}$$

Her er A og B arealer multiplisert med y_i , mens C og D kun er arealer.

$$z_{_1} := \frac{A + B}{C + D} = 1.756\text{ m}$$

E-modul spennarmering: $E_p := 206000\text{MPa}$ Info fra produsent

E-modul betong: $E_c := 36000\text{MPa}$ EC-2 tab 3.1

Metoden benyttet for å transponere tverrsnitt er hentet fra boken *Betongkonstruksjoner* av Svein Ivar Sørensen.

E-modul forhold $\eta := \frac{E_p}{E_c} = 5.722$

Areal av toppflens:

$$A_{\text{toppf lens}} := h_{\text{dekke}} \cdot b_{\text{dekke}} + \frac{30\text{mm}}{2} \cdot b_{\text{dekke}} + 2 \cdot b_{\text{gang}} \cdot h_{\text{gang}} + b_{\text{gang}} \cdot h_{\text{gang}} = 1.25 \text{ m}^2$$

Areal av bjelker + bunnflens:

$$A_{\text{bjelke og bunnflens}} := h_{\text{bjelke}} \cdot b_{\text{bjelke}} \cdot 2 + h_{\text{uk}} \cdot b_{\text{uk}} = 2.656 \text{ m}^2$$

Totalt areal av tverrsnittet:

$$A_c := A_{\text{bjelke og bunnflens}} + A_{\text{toppf lens}} = 3.906 \text{ m}^2$$

Transformert tverrsnitt

Deler opp beregningen i flere deler; en for spennkabler i bjelker og en for kalbene i dekket, og deretter for slakkarmeringen som er i dekket.

Forflytning av tyngdepunktsakse grunnet spennarmering i bjelker

Totalt areal av spennarmering i bjelker: $A_{p_bjelke} := 1244\text{mm}^2 \cdot 8 = 9.952 \times 10^{-3} \text{ m}^2$

Areal av transformert tverrsnitt: $A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_{p_bjelke} = 3.953 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$

Det er 2930 mm fra bunn tverrsnitt opp til spennkabler i bjelker: $x := 2930\text{mm}$

Avstand fra nøytralakse til spennarmering, eksentrisitet: $eks := x - z_1 = 1.174 \text{ m}$

Forflytning av tyngdepunktsakse $y_{t_1} := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p_bjelke} \cdot eks}{A_t} = 13.962 \cdot \text{mm}$

Forflytning av tyngdepunktsakse grunnet spennarmering i dekker

Eksentrisitet spennarmering: $e_{p_dekke} := h_{\text{bjelke}} + 100\text{mm} = 2.9 \text{ m}$

Areal spennarmering: $A_{p_dekke} := 1244\text{mm}^2 \cdot 10 = 1.244 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$

Areal av transponert tverrsnitt: $A_{\text{tt}} := A_c + (\eta - 1) \cdot A_{p_dekke} = 3.965 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$

Forflytning av tyngdepunktsakse $y_{t_2} := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p_dekke} \cdot e_{p_dekke}}{A_t} = 42.968 \cdot \text{mm}$

Forflytning av tyngdepunktsakse grunnet armering i dekke

Armering i overkant: $A_{s_ok} := 13 \cdot \pi \cdot (6\text{mm})^2 = 1.47 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$
Armering i underkant: $A_{s_uk} := 11 \cdot \pi \cdot (6\text{mm})^2 = 1.244 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$

Avstand fra UK bjelke til armering i OK dekke $e_{ok} := h_{bjelke} + 149\text{mm} - z_1 = 1.193 \text{ m}$
Avstand fra UK bjelke til armering i UK dekke $e_{uk} := h_{bjelke} + 36\text{mm} - z_1 = 1.08 \text{ m}$

E-modul armeringsstål: $E_s := 200000\text{MPa}$
E-modul forhold: $\eta_s := \frac{E_s}{E_c} = 5.556$

Areal transponert tverrsnitt: $A_{t_ok} := A_c + (\eta_s - 1) \cdot A_{s_ok} = 3.913 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$

Forflytning av akse grunnet armering OK dekke: $y_{t_3} := \frac{(\eta_s - 1) \cdot A_{s_ok} \cdot e_{ok}}{A_t} = 2.043 \cdot \text{mm}$

Areal transponert tverrsnitt: $A_{t_uk} := A_c + (\eta_s - 1) \cdot A_{s_uk} = 3.912 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$

Forflytning av akse grunnet armering UK dekke: $y_{t_4} := \frac{(\eta_s - 1) \cdot A_{s_uk} \cdot e_{uk}}{A_t} = 1.565 \cdot \text{mm}$

Totalt transponert areal grunnet all armering:

$$A_{t_all} := A_c + (\eta - 1) \cdot (A_{p_dekke} + A_{p_bjelke}) + (\eta_s - 1) \cdot (A_{s_ok} + A_{s_uk}) = 4.024 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

Total forflytning av tyngdepunktsakse grunnet all armering:

$$y_t := y_{t_1} + y_{t_2} + y_{t_3} + y_{t_4} = 60.539 \cdot \text{mm}$$

Ny nøytralakse etter transformert tverrsnitt: $z := z_1 + y_t + 5\text{mm} = 1.821 \times 10^3 \cdot \text{mm}$

Beregning av annet arealmoment for transponert tverrsnitt:

Tyngdepunkt for bjelker: $z0_{bjelke} := \frac{h_{bjelke}}{2} = 1.4 \text{ m}$

Anet arealmoment for bjelker:

$$I_{bjelker} := b_{bjelke} \cdot \frac{h_{bjelke}^3}{12} + b_{bjelke} \cdot h_{bjelke} \cdot (z - z0_{bjelke})^2 = 0.93 \text{ m}^4$$

Tyngdepunkt for uk flens: $z0_{uk} := \frac{h_{uk}}{2} = 0.08 \text{ m}$

Annet arealmoment for uk flens:
$$I_{uk} := b_{uk} \cdot \frac{h_{uk}^3}{12} + b_{uk} \cdot h_{uk} \cdot (z - z0_{uk})^2 = 1.262 \text{ m}^4$$

Annet arealmoment for dekke-del med konstant tykkelse:

$$I_{dekke_1} := b_{dekke} \cdot \frac{h_{dekke}^3}{12} + b_{dekke} \cdot h_{dekke} \cdot (z_{dekke_1} - z)^2 = 0.934 \text{ m}^4$$

Annet arealmoment for dekke-del som skrås opp:

$$I_{dekke_2} := b_{dekke} \cdot \frac{(30\text{mm})^3}{36} + \frac{b_{dekke}}{2} \cdot 30\text{mm} \cdot (z_{dekke_2} - z)^2 = 0.085 \text{ m}^4$$

Annet arealmoment for trekant-formet del av gangbane:

$$I_{gang_1} := b_{gang} \cdot \frac{h_{gang}^3}{12} + b_{gang} \cdot h_{gang} \cdot (z_{gang_1} - z)^2 = 0.213 \text{ m}^4$$

Annet arealmoment for firkantet del av gangbane:

$$I_{gang_2} := \frac{b_{gang} \cdot h_{gang}^3}{36} + b_{gang} \cdot \frac{h_{gang}}{2} \cdot (z_{gang_2} - z)^2 = 0.081 \text{ m}^4$$

Totalt annet arealmoment for tverrsnittet uten hensyn til armering:

$$I_c := 2 \cdot I_{bjelker} + I_{uk} + I_{dekke_1} + I_{dekke_2} + I_{gang_1} \cdot 2 + I_{gang_2} \cdot 2 = 4.729 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

Totalt annet arealmoment for transponert tverrsnitt:

Formelen er for lang for mathcad-arket og må derfor deles opp

$$It_1 := I_c + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot b_{jelke} \cdot (e_{ks} - y_t)^2 + A_c \cdot y_t^2$$

$$It_2 := (\eta - 1) \cdot A_p \cdot b_{dekke} \cdot (e_{p_dekke} - y_t)^2 + A_c \cdot y_t^2 + (\eta_s - 1) \cdot A_s \cdot b_{ok} \cdot (e_{ok} - y_t)^2$$

$$It_3 := A_c \cdot y_t^2 + (\eta_s - 1) \cdot A_s \cdot b_{uk} \cdot (e_{uk} - y_t)^2$$

Annet arealmoment transponert tverrsnitt:
$$It := It_1 + It_2 + It_3 = 5.295 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

B.3 Materialinformasjon spennstål

Dette er et utdrag fra en brosjyre fra BBRV Spennarmering som inneholder materialinformasjon om spennarmeringen benyttet i brua.

BBRV	STÅLDATA	S.2.3A
------	----------	--------

TRÅD TIL KABLER TYPE BBRV SPESIFIKASJONER

Nominell diameter: 6,0 mm (glatt overflate)

Diameter og toleranser:

6,00 Ø ± 0,05 mm

Mekaniske egenskaper:

Bruddlast	min.	5100 kp	50 kN
Ø B (karakteristisk verdi)	min.	180 kp/mm ²	1770 N/mm ²
Standard avvik	max.	4 «	39 «
Flytespenning ved 0,2 % (karakteristisk verdi)	min.	160 «	1570 «
Standard avvik	max.	5 «	49 «
Flytespenning ved 0,1 %	min.	155 «	1520 «
Elastisitetsmodul (Youngs' Moduls) E =		21000 « ± 5 %	206 kN/mm ² ± 5 %
Total forlengelse under max last	min.	3,5 %	
Reduksjon av tverrsnittet etter brudd	min.	30 %	
Antatt bøyninger (D = 36 mm) (Tråden bøyes 90° og tilbake)	min.	6x	
Stuking av hoder: Ifølge BBRV spesifikasjon			

Figur B.3.1: Materialinformasjon spennkabler

B.4 Tap fra kryp, svinn og relaksasjon

Spennarmering

Spent opp med en kraft på 137 tonn. Kabler er type 644, ø6 mm, totalt 1244mm² per kabel

$P_{max} := 1370\text{kN}$ Spennkraft, hentet fra grunnlag

$A_p := 1244\text{mm}^2$ Areal spennarmering per kabel

NS-EN 1992-1-1 [5.10.3]

$$f_{p01k} := 1520 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{pk} := 1570 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{pmax} := \frac{P_{max}}{A_p} = 1.101 \times 10^3 \cdot \text{MPa} \quad \text{Maks spenning i kabel}$$

Betong

Hoveddel er B45

Kryp

Aas forutsetter at forskaling rives etter 14 dager, og at dette er starttid for kryp, beregnet for ca. 55 år

$$\text{sekuder} := 60\text{s} \cdot 60 \cdot 24 \cdot 14 = 1.21 \times 10^6 \text{ s}$$

Beregningsmetode og ligninger er hentet fra "Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2"

$$E_{cm} := 36000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{B45 betong}$$

$$E_p := 206000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{E-modul spennarmering}$$

Beregning av kryptall

Starttid for kryp er 14 dager, beregnes for ca. 55 år

Fasthet [3.1.2]

$$f_{cm} := 53\text{MPa} \quad \text{Tabell 3.1 -> B45}$$

$$t := 55 \cdot 365 = 2.007 \times 10^4 \quad \text{Betongens alder i døgn ved betraktet tidspunkt (55 år)}$$

$$t_0 := 14 \quad \text{Betongens alder i døgn ved belastning}$$

$$RH := 80 \quad \text{Relativ fuktighet}$$

$$\alpha_{_1} := \left(\frac{35\text{MPa}}{f_{\text{cm}}} \right)^{0.7} = 0.748 \quad (\text{B.8a})$$

$$\alpha_{_2} := \left(\frac{35\text{MPa}}{f_{\text{cm}}} \right)^{0.2} = 0.92 \quad (\text{B.8b})$$

$$\alpha_{_3} := \left(\frac{35\text{MPa}}{f_{\text{cm}}} \right)^{0.5} = 0.813 \quad (\text{B.8c})$$

Beregner tverrsnittsareal og omkrets

Bjelkehøyde $h_{\text{bjelke}} := 3000\text{mm} - 200\text{mm} = 2.8\text{ m}$

Bjelkebredde $b_{\text{bjelke}} := 400\text{mm}$

Høyde av dekke som holder seg konstant $h_{\text{dekke}_1} := 200\text{mm}$

Høyde som dekket skrås opp mot midt $h_{\text{dekke}_2} := 30\text{mm}$

Bredde av gangbane $b_{\text{gb}} := 650\text{mm}$

Høyde av halve gangbane-del $h_{\text{gb}} := 200\text{mm}$

Bredde av dekke $b_{\text{dekke}} := 4000\text{mm}$

Høyde av bunnflens $h_{\text{bf}} := 160\text{mm}$

Bredde av bunnflens $b_{\text{bf}} := 2600\text{mm}$

tverrsnittsareal

$$A_{\text{toppfens}} := h_{\text{dekke}_1} \cdot b_{\text{dekke}} + \frac{h_{\text{dekke}_2}}{2} \cdot b_{\text{dekke}} + 2 \cdot b_{\text{gb}} \cdot h_{\text{gb}} + b_{\text{gb}} \cdot h_{\text{gb}} = 1.25\text{ m}^2$$

$$A_{\text{bjelke og bunnflens}} := h_{\text{bjelke}} \cdot b_{\text{bjelke}} \cdot 2 + h_{\text{bf}} \cdot b_{\text{bf}} = 2.656\text{ m}^2$$

$$A_{\text{c}} := A_{\text{bjelke og bunnflens}} + A_{\text{toppfens}} = 3.906\text{ m}^2$$

$$u := 2 \cdot h_{\text{bjelke}} + 6 \cdot h_{\text{gb}} + 2 \cdot b_{\text{gb}} + b_{\text{dekke}} + b_{\text{bf}} = 14.7\text{ m}$$

eksponert omkrets

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_{\text{c}}}{u \cdot m} = 0.531 \quad \text{relativ tverrsnittstykkelse}$$

$$\beta_{\text{H}} := \min \left[1.5 \cdot \left[1 + \left(0.012 \cdot \text{RH}^{18} \right) \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_{_3}, 1500 \right] = 1.5 \times 10^3 \quad f_{\text{cm}} > 35$$

$$\beta_{\text{c}_t t_0} := \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_{\text{H}} + t - t_0)} \right]^{-0.3} = 0.979$$

$$\beta_{\text{fcm}} := \frac{16.8 \sqrt{\text{MPa}}}{\sqrt{f_{\text{cm}}}} = 2.308$$

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.2})} = 0.557$$

$$\varphi_{RH} := \left[1 + \left(\frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_{t0}}} \right) \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 = 2.62 \quad f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t0} = 3.368 \quad \text{Normert kryptall}$$

$$\varphi_{t,t0} := \varphi_0 \cdot \beta_{c,t,t0} = 3.296 \quad \text{Kryptall}$$

$$E_{cL_langtid_1} := \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi_{t,t0})} = 8.38 \times 10^3 \cdot \text{MPa} \quad \text{Langtids E-modul} \quad (6.13)$$

$$M_g := 14447 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment fra egenlast}$$

$$M_p := 20024 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment forspenning}$$

$$M_a := 2393 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment asfalt}$$

$$M_q := 4453 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment trafikklast}$$

$$M_v := 2149 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment vindlast}$$

Beregning av kryptall for last av asfalt.

Det antas at brua asfalteres 1 uke etter forskaling fjernes, altså ved 21 dager.

Fasthet [3.1.2]

$$f_{cm} := 53 \text{ MPa} \quad \text{Tabell 3.1} \rightarrow \text{B45}$$

$$t := 55 \cdot 365 = 2.007 \times 10^4 \quad \text{Betongens alder i døgn ved betraktet tidspunkt, (55 år)}$$

$$t_0 := 21 \quad \text{Betongens alder i døgn ved belastning}$$

$$RH := 80 \quad \text{Relativ fuktighet}$$

$$\alpha_1 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.748 \quad (\text{B.8a})$$

$$\alpha_2 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.92 \quad (\text{B.8b})$$

$$\alpha_3 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.813 \quad (\text{B.8c})$$

$$\beta_{H_1} := \min \left[1.5 \cdot \left[1 + \left(0.012 \cdot RH^{18} \right) \right] \cdot h_{t0} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \right] = 1.5 \times 10^3 \quad f_{cm} > 35$$

$$\beta_{c,t,t_0} := \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0.3} = 0.979$$

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8 \sqrt{\text{MPa}}}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.308$$

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{(0.1 + t_0)^{0.2}} = 0.516$$

$$\varphi_{RH} := \left[1 + \left(\frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \right) \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 = 2.62 \quad f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 3.119 \quad \text{Normert kryptall}$$

$$\varphi_{t,t_0} := \varphi_0 \cdot \beta_{c,t,t_0} = 3.052 \quad \text{Kryptall}$$

$$E_{cL, \text{langtid}_2} := \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi_{t,t_0})} = 8.884 \times 10^3 \cdot \text{MPa} \quad \text{Langtids E-modul} \quad (6.13)$$

$$E_{\text{middel}} := \frac{M_g + M_p + M_q + M_a + M_v}{\frac{M_g}{E_{cL, \text{langtid}_1}} + \frac{M_p}{E_{cL, \text{langtid}_1}} + \frac{M_a}{E_{cL, \text{langtid}_2}} + \frac{M_q}{E_{cm}} + \frac{M_v}{E_{cm}}} = 9.519 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$$

Svinn

Beregninger for å finne tap i forspenningkraft grunnet svinn

NS-EN 1992-1-1 [3.1.4]

$h_0 = 0.531$ interpolerer mellom h_0 lik 300 og 500 for kh -verdi, tabell 3.3

$h_{0,1} := 300$ $h_{0,2} := 500$

$k_{h,1} := 0.75$ $k_{h,2} := 0.7$

$$k_h := k_{h,1} + \frac{(h_0 - h_{0,1})}{(h_{0,2} - h_{0,1})} \cdot (k_{h,2} - k_{h,1}) = 0.825$$

$t_s := 14$

$$\beta_{ds} := \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}} = 1$$

$$\alpha_{ds1} := 3 \quad \alpha_{ds2} := 0.13 \quad \text{Antar sementtype S}$$

$$RH_0 := 100 \quad f_{cmo} := 10\text{MPa} \quad f_{ck} := 45\text{MPa}$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 0.756 \quad (\text{B.12})$$

$$\epsilon_{cd0} := 0.85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}}} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 1.775 \times 10^{-4} \quad (\text{B.11})$$

$$\epsilon_{cd} := \beta_{ds} \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd0} = 1.464 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{ca_inf} := 2.5 \cdot (f_{ck} - 10\text{MPa}) \cdot \frac{10^{-6}}{\text{MPa}} = 8.75 \times 10^{-5}$$

$$\beta_{as} := 1 - e^{(-0.2 \cdot t^{0.5})} = 1$$

$$\epsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot \epsilon_{ca_inf} = 8.75 \times 10^{-5}$$

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = 2.339 \times 10^{-4}$$

$$N_s := -\epsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_p = -5.995 \times 10^4 \text{ N} \quad E_c := 36000\text{MPa}$$

$$\text{E-modul forhold} \quad \eta := \frac{E_p}{E_c} = 5.722$$

$$\text{Nøytralaksens plassering på tverrsnitt, fra bunn} \quad z := 1.756\text{m}$$

$$2930 \text{ mm fra bunn tverrsnitt opp til spennkabler} \quad x := 2930\text{mm}$$

$$\text{Avstand fra nøytralakse til spennarmering, eksentrisitet} \quad \text{eks} := x - z = 1.174\text{m}$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 3.912 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Forflytning av nøytralakse grunnet spennarmering} \quad y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot \text{eks}}{A_t} = 1.763 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Annet arealmoment av tverrsnitt} \quad I_c := 7.412 \cdot 10^{12} \cdot \text{mm}^4 \quad \text{Beregnet tidligere}$$

$$I_t := I_c + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (\text{eks} - y_t)^2 = 7.42 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

$$\text{Moment fra spennarmering} \quad M_s := N_s \cdot (\text{eks} - y_t) = -70.279 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\epsilon_{c_s} := \epsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{\text{middel}} \cdot A_t} + \frac{M_s}{E_{\text{middel}} \cdot I_t} \cdot (z - y_t) = 2.306 \times 10^{-4}$$

Spenningsendring i spennarmering:

$$\Delta\sigma_{p_svinn} := \epsilon_{c_s} \cdot E_p = 47.502 \cdot \text{MPa}$$

Kraft i spennarmering etter spenningsending:

$$P_{\text{etter_svinn}} := (\sigma_{\text{pmax}} - \Delta\sigma_{\text{p_svinn}}) \cdot A_p = 1.311 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Relaksasjon

Antar relaksasjonsklasse 2

$$\rho_{1000} := 2.5 \quad [3.3.2(6)]$$

$$\mu := \frac{\sigma_{\text{pmax}}}{f_{\text{pk}}} = 0.701$$

Absoluttverdi av spenningstap

$$\Delta\sigma_{\text{pr}} := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{\text{pmax}} = 21.051 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{p_tap}} := \Delta\sigma_{\text{p_svinn}} + \Delta\sigma_{\text{pr}} = 68.553 \cdot \text{MPa}$$

Endelig spennkraft etter tap

$$P_{\text{etter_tap}} := (\sigma_{\text{pmax}} - \Delta\sigma_{\text{p_tap}}) \cdot A_p = 1.285 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Tap i prosent} \quad \text{tap} := \frac{\Delta\sigma_{\text{p_tap}} \cdot 100}{\sigma_{\text{pmax}}} = 6.225$$

B.5 Avstand til fjell

Her kan det ses at Stortinden er innenfor en avstand på 13,5 km.



Figur B.5.1: Avstand til Stortinden [30]

B.6 Beregning av vindlast på brua

Vindlast

Alle referanser henviser til standarden *NS-EN 1991-1-4*

Referansevindhastighet: $V_{b0} := 30 \frac{\text{m}}{\text{s}}$ NA4(901.1)

Området er i terrengruhetskategori I

Basisvindhastighet beregnes etter punkt [4.2].

Nivåfaktor: $C_{alt} := 1$

Returperiodefaktor: $C_{prob} := 1$

Årstidsfaktor: $C_{season} := 1$

Retningsfaktor: $C_{dir} := 1$

Overgangssone Terrengskategori II

Basisvindhastighet $V_b := C_{dir} \cdot C_{season} \cdot C_{alt} \cdot C_{prob} \cdot V_{b0} = 30 \frac{\text{m}}{\text{s}}$ (4.1)

Utregning av kraftfaktorer for bruer, [8.3.2] - forenklet metode

Lufttetthet: $\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ [4.5]

Høyde over havet: $z := 11\text{m}$

Ruhetslengden: $z_0 := 0.05\text{m}$ [tabell 4.1]

$$z_{0_11} := 0.05\text{m} \quad [4.3.2]$$

Minimumshøyde: $z_{min} := 2\text{m}$ [tabell 4.1]

$$z_{max} := 200\text{m} \quad [4.3.2]$$

$$k_r := 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0_11}} \right)^{0.07} = 0.19 \quad (4.5)$$

Ruhetsfaktor: $c_r := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 1.025$ [4.3.2]

Terrengkategori II

Kontrollerer om fjell må tas hensyn til etter punkt NA.4.3.3(901.4)

Høyde på fjell: $H := 900\text{m}$

$$15 \cdot H = 13500 \text{ m}$$

Flere fjell ligger innenfor avstanden som kommer av fjellhøyden multiplisert med 15. Terrengformfaktor og turbulensfaktor bestemmes etter dette.

Terrengformfaktor: $c_0 := 0.9$ [4.4(1)], Figur NA.4 (901.6)

Stedsvindhastighet: $V_m := c_r \cdot c_0 \cdot V_b = 27.669 \frac{m}{s}$ [4.3.1]

Turbulensfaktoren: $k_1 := 1.75$ [4.4], Figur NA.4 (901.6)

Turbulensintensitet: $I_v := \frac{k_1}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0.361$ [4.7]

Basisvindhastighetstrykk: $q_b := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 = 562.5 \text{ Pa}$ [4.5]

Vindkasthastighetstrykk: $q_p := (1 + 7 \cdot I_v) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m^2 = 1.686 \frac{1}{m} \cdot \frac{kN}{m}$ [4.5]

Referanseareal for vindlasten uten trafikk

Referanselengde, velger å se på 1 meter av brua i lengderetning: $L_{\text{ref}} := 1 \text{ m}$

Rekkverkshøyde: $h_{\text{rekkverk}} := 0.6 \text{ m}$ Tabell 8.1

Bjelkehøyde varierer langs brulengden. Det benyttes her en gjennomsnittlig høyde. $h_{\text{profil}} := \frac{(3 + 1.2) \text{ m}}{2} + 0.2 \text{ m} = 2.3 \text{ m}$

Aktuell høyde profil [8.3.1] $d_{\text{tot u t}} := h_{\text{profil}} + h_{\text{rekkverk}} = 2.9 \text{ m}$

Referanseareal med trafikk

Legger til 2 meter høyde istedet for rekkverkshøyde.

$h_{\text{trafikk}} := 2 \text{ m}$

Etter N400 punkt [5.4.3.3]

$d_{\text{tot m t}} := h_{\text{profil}} + h_{\text{trafikk}} = 4.3 \text{ m}$

Vindlast uten trafikk

Kraft i x-retning, forenklet metode [8.3.2]

Kraffaktor: $c_{f_x} := 1.3$ [8.3.1(1)]

Eksponeeringsfaktor: $c_e := \frac{q_p}{q_b} = 2.997$ [4.5]

Vindlastfaktor: $C_x := c_e \cdot c_{f_x} = 3.897$ [8.3.2(1)]

Vindkraft: $f_{w_{x_{u_t}}} := C_x \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot d_{tot_{u_t}} \cdot V_b^2 = 6.356 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ (8.2)

Kraft i z-retning

Kraffaktor z-retning: $c_{f_z} := 0.9$ [8.3.3]

Vindlastfaktor: $C_z := c_{f_z} \cdot c_e = 2.698$ [8.3.2(1)]

Bredde tverrsnitt: $b := 5.3\text{m}$

Vindkraft: $f_{w_{z_{u_t}}} := C_z \cdot b \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 = 8.042 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ (8.2)

Kraft i y-retning

- tas som 25% av vindkreftene i x-retning

$F_{w_{y_{u_t}}} := 0.25 \cdot f_{w_{x_{u_t}}} = 1.589 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ [8.3.4]

Vindlast med trafikk

Her settes vindkasthastighet til mindre eller lik $v_{\text{kast}} = 35 \text{ m/s}$ etter *N400* punkt [5.4.3.3]

$v_{\text{kast}} := 35 \frac{\text{m}}{\text{s}}$ [NA.8.1(4)]

Vindkasthastighet:

$v_p := v_{\text{kast}} = 35 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Toppfaktor: $k_p := 3.5$ NA.4.5

$v_m := \frac{v_p}{\sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v}} = 18.646 \frac{\text{m}}{\text{s}}$ [NA.4.4]

Basisvindhastighet: $v_b := \frac{V_m}{c_r \cdot c_0} = 30 \frac{\text{m}}{\text{s}}$ (4.10)

Vindkasthastighetstrykk: $q_p := (1 + 7 \cdot I_v) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2 = 0.766 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ (4.8)

Basisvindhastighetstrykk: $q_b := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0.562 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ (4.10)

Kraft i x-retning

Eksponeeringsfaktor: $c_e := \frac{q_p}{q_b} = 1.361$ [4.5]

Vindlastfaktor: $C_x := c_e \cdot c_{f_x} = 1.769$ [8.3.2(1)]

Vindkraft: $f_{w_x m t} := C_x \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot d_{tot m t} \cdot v_b^2 = 4.28 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ (8.2)

Kraft i z-retning

Vindlastfaktor: $C_z := c_{f_z} \cdot c_e = 1.225$ [8.3.2(1)]

Vindkraft: $f_{w_z} := C_z \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot b \cdot v_b^2 = 3.652 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ (8.2)

Kraft i y-retning [8.3.4] - tas som 25% av vindkreftene i x-retning

$f_{w_y u t} := 0.25 \cdot f_{w_x m t} = 1.07 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ [8.3.4]

B.7 Beregning av trafikklast på brua

Trafikklast

Trafikklast i tverretning

Trafikklasten beregnes fordelt på hvert hjul

Beregnes etter Stagens vegvesens *Håndbok V412*, kapittel 3

Bruksklasse BK 10/50

Lengden aksellasten fordeles over: $L := 14\text{m}$ Figur 3-2

Aksellast: $A := 60\text{kN}$ Figur 3-2

Tilleggslast: $p := 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Figur 3-2

Bredde av hjul i tverretning: $b_{\text{hjul}} := 600\text{mm}$ [3.2.3]

Bredde som treffer flate i kjøreretning: $d_{\text{hjul}} := 200\text{mm}$ [3.2.3]

Aksellast per aksling: $A_{\text{per_aksling}} := \frac{A}{b_{\text{hjul}} d_{\text{hjul}}} = 500 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Aksellast per hjul: $A_{\text{per_hjul}} := \frac{A_{\text{per_aksling}}}{2} = 250 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Bremselast

Trafikklast i horisontal retning

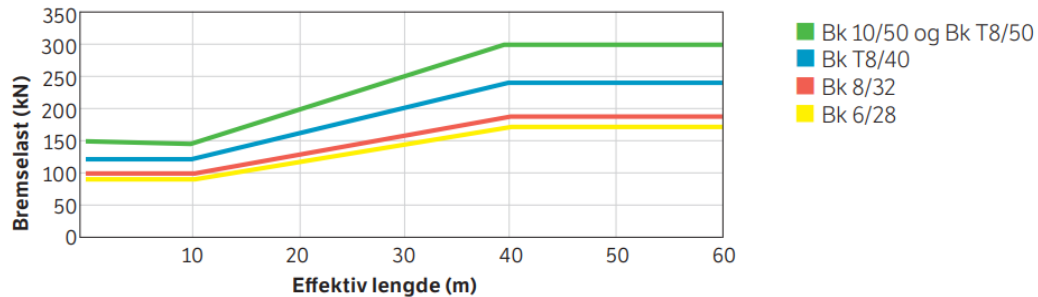
Hovedspenn: $H_{\text{spenn}} := 60\text{m}$

Sekundærspenn: $S_{\text{spenn}} := 30\text{m}$

Effektiv lengde som kan overføre last til hovedpilar: $H_{\text{eff}} := \frac{H_{\text{spenn}}}{2} + \frac{S_{\text{spenn}}}{2} = 45\text{m}$

Effektiv lengde som kan overføre til ytre søyle: $S_{\text{eff}} := \frac{S_{\text{spenn}}}{2} = 15\text{m}$

Figur 3-7 Bremselaster - grafisk.



Bremselast på hovedspenn: $B_h := 300 \text{ kN}$

Bremselast på sekundæerspenn: $B_s := 175 \text{ kN}$

Bredde på kjørefelt: $b := 4 \text{ m}$

Bremselast over hovedpilar: $b_h := \frac{B_h}{b} = 75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Bremselast over ytre søyle: $b_s := \frac{B_s}{b} = 43.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

SIDELAST

Last vinkelrett på bruas lengderetning

Tas som 0.25% av bremselast

Sidelast over hovedsøyle: $S_h := B_h \cdot 0.25 = 75 \cdot \text{kN}$

Sidelast over ytre søyle: $S_s := B_s \cdot 0.25 = 43.75 \cdot \text{kN}$

SENTRIFUGALLAST

Faller bort da det ses bort fra horisontalkurvatur

C - Modelling i DIANA

C.1 Pythonscripts i DIANA

```
1  ### Create project
2
3  newProject( "D:\DIANA\Masteroppgave\Herøysund_bro/Gjeldende_versjon", 1000, {} )
4  setModelAnalysisAspects( [ "STRUCT" ] )
5  setModelDimension( "3D" )
6  setDefaultMesherType( "HEXQUAD" )
7  setDefaultMeshOrder( "QUADRATIC" )
8  setDefaultMidSideNodeLocation( "ONSHAP" )
9
10
11  import numpy as np
12  from scipy.interpolate import interp1d
13
14  ## Definere funksjon
15
16  ## Funksjonen er basert på script dannet i fordypningsprosjektet "Linear Static Analysis
of a Prestressed Beam in DIANA FEA"(2022) av Amna Gonilovic og Simen Steinkjer Løken
(Upublisert)
17
18  def linear_approximation(x0, x1, n_points, y_start, y_list):
19      x = np.linspace(x0, x1, n_points)
20      y = np.array(y_list)
21
22      n_points_new = n_points * 5
23      x_new = np.linspace(x0, x1, n_points_new)
24      linear_interp = interp1d(x, y, kind='linear')
25      y_new = linear_interp(x_new)
26
27      y_new = y_new + y_start - y_new[0]
28
29      line_name = []
30      for i in range(len(y_new)-1):
31          name = "Seg"+str('segment') + "Line "+str(i+1)
32          line_name.append(name)
33          createLine(name, [x_new[i],0,y_new[i]], [x_new[i+1],0,y_new[i+1]])
34      joinWires("seg ", line_name)
35
36
37  ### BJELKE
38
39  ## Første spenn
40
41  n_points = 16
42  start = -60
43  end = -30
44
45  # Underkant av bjelke
46
47  y_start = 8.5525
48  y_list = [8.5525, 8.794, 9.006, 9.192, 9.346, 9.488, 9.594, 9.674, 9.727, 9.754, 9.754,
9.714, 9.657, 9.568, 9.452, 9.310]
49  linear_approximation(start, end, n_points, y_start, y_list)
50
51  # Overkant av bjelke
52
53  y_start = 9.95
54  y_list = [9.95, 10.11, 10.26, 10.41, 10.56, 10.71, 10.87, 11.03, 11.19, 11.35, 11.51,
11.67, 11.83, 11.99, 12.15, 12.31]
55  linear_approximation(start, end, n_points, y_start, y_list)
56
57
58  # Lage bjelke
59  extrudeProfile( [ "seg " ], [ [ 0, 0, 4 ] ] )
60  cut( "seg ", [ "seg_1" ], False, True )
61  removeShape( [ "seg_4" ] )
62  extrudeProfile( [ "seg_3" ], [ [ 0, 0.4, 0 ] ] )
63  renameShape( "seg_3", "Bjelke_1 - Første spenn" )
```

```

64
65
66 ## Andre spenn
67
68 start = -30
69 end = 0
70
71 # Underkant av bjelke
72
73 y_start = 9.31
74 y_list = [9.31, 9.744, 10.151, 10.528, 10.877, 11.199, 11.493, 11.768, 12.019, 12.242,
12.432, 12.589, 12.718, 12.819, 12.891, 12.93]
75 linear_approximation(start, end, n_points, y_start, y_list)
76
77 # Overkant av bjelke
78
79
80 y_start = 12.31
81 y_list = [12.31, 12.47, 12.63, 12.79, 12.95, 13.11, 13.27, 13.43, 13.57, 13.70, 13.81,
13.91, 13.99, 14.05, 14.10, 14.13]
82 linear_approximation(start, end, n_points, y_start, y_list)
83
84 # Lage bjelke
85
86 extrudeProfile( [ "seg " ], [ [ 0, 0, 4 ] ] )
87 cut( "seg ", [ "seg_5" ], False, True )
88 removeShape( [ "seg_8" ] )
89 extrudeProfile( [ "seg_7" ], [ [ 0, 0.4, 0 ] ] )
90 renameShape( "seg_7", "Bjelke_1 - Andre spenn" )
91
92
93 ### TENDONS I BJELKER
94
95 setUnit( "LENGTH", "MM" )
96
97 import numpy as np
98 from scipy.interpolate import interp1d
99
100 def linear_approximation(x0, x1, n_points, y_start, y_list):
101     x = np.linspace(x0, x1, n_points)
102     y = np.array(y_list)
103
104     n_points_new = n_points
105     x_new = np.linspace(x0, x1, n_points_new)
106     linear_interp = interp1d(x, y, kind='linear')
107     y_new = linear_interp(x_new)
108
109     y_new = y_new + y_start - y_new[0]
110     line_name = []
111     for i in range(0, len(y_new)-1, 2):
112         name = "Ten"+str('tendon') + "Line "+str(i+1)
113         line_name.append(name)
114         createCurve( name, [ [x_new[i],0,y_new[i]], [x_new[i+1],0,y_new[i+1]], [x_new[i+2]
115             ],0,y_new[i+2]] ] )
116     joinWires("Tendon ", line_name)
117
118 n_points = 25
119
120 ## Første spenn
121
122 start = -60000
123 end = -30000
124
125 # Tendon 1
126
127 y_start = 8832
128 y_list = [8832, 9049, 9263, 9471, 9668, 9860, 10041, 10221, 10380, 10544, 10692, 10839,

```

```

10971, 11101, 11216, 11331, 11429, 11537, 11629, 11735, 11831, 11936, 12030, 12138, 12236
]
128 linear_approximation(start, end, n_points, y_start, y_list)
129 renameShape( "Tendon ", "Tendon 1" )
130
131 # Tendon 2
132
133 y_start = 9097
134 y_list = [9097, 9309, 9483, 9666, 9828, 10000, 10156, 10311, 10455, 10604, 10732, 10869,
10986, 11111, 11221, 11336, 11429, 11537, 11629, 11735, 11831, 11936, 12030, 12138, 12236
]
135 linear_approximation(start, end, n_points, y_start, y_list)
136 renameShape( "Tendon ", "Tendon 2" )
137
138 # Tendon 3
139
140 y_start = 9502
141 y_list = [9502, 9659, 9788, 9926, 10053, 10190, 10306, 10436, 10555, 10679, 10787, 10909,
11011, 11126, 11226, 11336, 11429, 11537, 11629, 11735, 11831, 11936, 12030, 12138,
12236]
142 linear_approximation(start, end, n_points, y_start, y_list)
143 renameShape( "Tendon ", "Tendon 3" )
144
145 # Tendon 4
146
147 y_start = 9782
148 y_list = [9782, 9904, 10003, 10116, 10213, 10320, 10416, 10526, 10625, 10734, 10827,
10934, 11031, 11136, 11231, 11336, 11429, 11537, 11629, 11735, 11831, 11936, 12030, 12138
, 12236]
149 linear_approximation(start, end, n_points, y_start, y_list)
150 renameShape( "Tendon ", "Tendon 4" )
151
152 ## Andre spenn
153
154 start = -30000
155 end = 0
156 n_points = 25
157
158 # Tendon 5
159
160 y_start = 12236
161 y_list = [12236, 12369, 12443, 12525, 12582, 12648, 12688, 12733, 12751, 12774, 12771,
12723, 12668, 12688, 12742, 12761, 12788, 12820, 12861, 12901, 12951, 12969, 12992, 13004
, 13013]
162 linear_approximation(start, end, n_points, y_start, y_list)
163 renameShape( "Tendon ", "Tendon 5" )
164
165 # Tendon 6
166
167 y_start = 12236
168 y_list = [12236, 12369, 12453, 12540, 12607, 12683, 12738, 12803, 12846, 12889, 12916,
12898, 12878, 12893, 12942, 12941, 12958, 12980, 12996, 13011, 13031, 13029, 13022, 13009
, 13013]
169 linear_approximation(start, end, n_points, y_start, y_list)
170 renameShape( "Tendon ", "Tendon 6" )
171
172 # Tendon 7
173
174 y_start = 12236
175 y_list = [12236, 12369, 12458, 12550, 12632, 12718, 12793, 12873, 12941, 13009, 13066,
13078, 13088, 13153, 13217, 13221, 13238, 13235, 13226, 13196, 13176, 13129, 13087, 13039
, 13013]
176 linear_approximation(start, end, n_points, y_start, y_list)
177 renameShape( "Tendon ", "Tendon 7" )
178
179 # Tendon 8
180

```

```

181 y_start = 12236
182 y_list = [12236, 12369, 12463, 12565, 12652, 12758, 12843, 12948, 13036, 13129, 13211,
13283, 13354, 13408, 13467, 13481, 13448, 13405, 13361, 13301, 13246, 13169, 13127, 13064
, 13013]
183 linear_approximation(start, end, n_points, y_start, y_list)
184 renameShape( "Tendon ", "Tendon 8" )
185
186 # Horizontal placement of the tendons
187 translate( [ "Tendon 1" ], [ 0, 70, 0 ] )
188 translate( [ "Tendon 2" ], [ 0, 330, 0 ] )
189 translate( [ "Tendon 3" ], [ 0, 160, 0 ] )
190 translate( [ "Tendon 4" ], [ 0, 240, 0 ] )
191 translate( [ "Tendon 5" ], [ 0, 70, 0 ] )
192 translate( [ "Tendon 6" ], [ 0, 330, 0 ] )
193 translate( [ "Tendon 7" ], [ 0, 160, 0 ] )
194 translate( [ "Tendon 8" ], [ 0, 240, 0 ] )
195
196 ### BROTVERRSNITT
197
198 createSheet( "Brobane", [ [ 0, 1300, 0 ], [ 0, 1300, 200 ], [ 0, 1700, 200 ], [ 0, 1700,
0 ], [ 0, 2000, 0 ], [ 0, 2650, 150 ], [ 0, 2650, 350 ], [ 0, 2000, 350 ], [ 0, 2000, 200
], [ 0, 0, 230 ], [ 0, -2000, 200 ], [ 0, -2000, 350 ], [ 0, -2650, 350 ], [ 0, -2650,
150 ], [ 0, -2000, 0 ], [ 0, -1700, 0 ], [ 0, -1700, 200 ], [ 0, -1300, 200 ], [ 0, -1300
, 0 ] ] )
199 translate( [ "Brobane" ], [ 1.110223e-13, 2.2737368e-13, 13930 ] )
200
201 # Sweeper tverrsnittene langs brolinjen
202 setUnit( "LENGTH", "M" )
203
204 def linear_approximation(x0, x1, n_points, y_start, y_list):
205     x = np.linspace(x0, x1, n_points)
206     y = np.array(y_list)
207
208
209     n_points_new = n_points * 5
210     x_new = np.linspace(x0, x1, n_points_new)
211     linear_interp = interp1d(x, y, kind='linear')
212     y_new = linear_interp(x_new)
213
214     y_new = y_new + y_start - y_new[0]
215
216     line_name = []
217     for i in range(len(y_new)-1):
218         name = "Seg"+str('segment') + "Line "+str(i+1)
219         line_name.append(name)
220         createLine(name, [x_new[i],0,y_new[i]], [x_new[i+1],0,y_new[i+1]])
221     joinWires("seg ", line_name)
222
223 ## Første spenn
224
225 n_points = 16
226 start = -60
227 end = -30
228
229 y_start = 9.95
230 y_list = [9.95, 10.11, 10.26, 10.41, 10.56, 10.71, 10.87, 11.03, 11.19, 11.35, 11.51,
11.67, 11.83, 11.99, 12.15, 12.31]
231 linear_approximation(start, end, n_points, y_start, y_list)
232
233 ## Andre spenn
234
235 start = -30
236 end = 0
237
238 y_start = 12.31
239 y_list = [12.31, 12.47, 12.63, 12.79, 12.95, 13.11, 13.27, 13.43, 13.57, 13.70, 13.81,
13.91, 13.99, 14.05, 14.10, 14.13]

```

```

240 linear_approximation(start, end, n_points, y_start, y_list)
241
242 joinWires( "Line 1", [ "seg ", "seg 9" ], False )
243 renameShape( "Line 1", "Sweep_line" )
244 sweep( "Brobane", "Sweep_line", { "align_parallel": False, "spin_corners": False,
"topology_form": "MINIMA", "keep_tool": True } )
245
246 ## Bunnflens (Trykkplate)
247
248 setUnit( "LENGTH", "MM" )
249 createSheet( "Bunn_flens", [ [ 0, -1300, 0 ], [ 0, 1300, 0 ], [ 0, 1300, 160 ], [ 0, -
1300, 160 ] ] )
250 translate( [ "Bunn_flens" ], [ -30000, 2.2737368e-13, 9310 ] )
251
252 setUnit( "LENGTH", "M" )
253
254 ## Andre spenn
255
256 start = -30
257 end = 0
258
259 y_start = 9.31
260 y_list = [9.31, 9.744, 10.151, 10.528, 10.877, 11.199, 11.493, 11.768, 12.019, 12.242,
12.432, 12.589, 12.718, 12.819, 12.891, 12.93]
261 linear_approximation(start, end, n_points, y_start, y_list)
262
263 ## Første spenn
264
265 n_points = 16
266 start = -60
267 end = -30
268
269 y_start = 8.5525
270 y_list = [8.5525, 8.794, 9.006, 9.192, 9.346, 9.488, 9.594, 9.674, 9.727, 9.754, 9.754,
9.714, 9.657, 9.568, 9.452, 9.310]
271 linear_approximation(start, end, n_points, y_start, y_list)
272
273 ## Lager cut-line til å avgrense bunnflensen innenfor 20 meter
274
275 createLine( "Cut_line_1", [ -20, 0, 0 ], [ -20, 0, 11.5 ] )
276 cut( "seg ", [ "Cut_line_1" ], False, True )
277
278 createLine( "Cut_line_2", [ -40, 0, 0 ], [ -40, 0, 11 ] )
279 cut( "seg 9", [ "Cut_line_2" ], False, True )
280 removeShape( [ "seg_10" ] )
281 removeShape( [ "seg 9" ] )
282
283 # Lager bunnflensen
284
285 duplicateShape( "Bunn_flens", "Bunn_flens 1" )
286 renameShape( "Bunn_flens 1", "Bunn_flens_land" )
287 renameShape( "Bunn_flens", "Bunn_flens_midt" )
288 sweep( "Bunn_flens_midt", "seg ", { "align_parallel": False, "spin_corners": False,
"topology_form": "MINIMA", "keep_tool": False } )
289 sweep( "Bunn_flens_land", "seg 9_1", { "align_parallel": False, "spin_corners": False,
"topology_form": "MINIMA", "keep_tool": False } )
290 unite( "Bunn_flens_midt", [ "Bunn_flens_land" ], False, True )
291 renameShape( "Bunn_flens_midt", "Bunn_flens" )
292
293 ## Kutt i bunnflensen
294
295 createPolyline( "Cut_polyline", [ [ 0, 1.3, 0 ], [ 1, 1.16, 0 ], [ 2, 1.01, 0 ], [ 3,
0.82, 0 ], [ 4, 0.58, 0 ], [ 5, 0, 0 ], [ 4, -0.58, 0 ], [ 3, -0.82, 0 ], [ 2, -1.01, 0
], [ 1, -1.16, 0 ], [ 0, -1.3, 0 ] ], False )
296 createCurve( "Cut_curve", [ [ 0, 1.3, 0 ], [ 1, 1.16, 0 ], [ 2, 1.01, 0 ], [ 3, 0.82, 0
], [ 4, 0.58, 0 ], [ 5, 0, 0 ], [ 4, -0.58, 0 ], [ 3, -0.82, 0 ], [ 2, -1.01, 0 ], [ 1, -
1.16, 0 ], [ 0, -1.3, 0 ] ] )

```

```

297
298 mirror( [ "Cut_polyline", "Cut_curve" ], [ 0, 0, 0 ], [ True, False, False ], True )
299 renameShape( "Cut_curve 1", "Cut_curve_midt" )
300 renameShape( "Cut_polyline 1", "Cut_polyline_midt" )
301 renameShape( "Cut_polyline", "Cut_polyline_land" )
302 renameShape( "Cut_curve", "Cut_curve_land" )
303
304 ### Kutt mot midtspenn
305
306 translate( [ "Cut_polyline_midt", "Cut_curve_midt" ], [ -20, 0, 0 ] )
307 extrudeProfile( [ "Cut_curve_midt" ], [ [ 0, 0, 11.5 ] ] )
308 cut( "Bunn_flens", [ "Cut_curve_midt" ], False, True )
309 removeShape( [ "Bunn_flens" ] )
310
311 ### Kutt mot land
312
313 translate( [ "Cut_curve_land", "Cut_polyline_land" ], [ -40, 0, 0 ] )
314 extrudeProfile( [ "Cut_curve_land" ], [ [ 0, 0, 10.5 ] ] )
315 cut( "Bunn_flens_1", [ "Cut_curve_land" ], False, True )
316 removeShape( [ "Bunn_flens_1" ] )
317
318 removeShape( [ "Cut_polyline_midt" ] )
319 removeShape( [ "Cut_polyline_land" ] )
320
321
322 ### ARMERING
323
324 # Funksjon
325
326 import numpy as np
327 from scipy.interpolate import interp1d
328
329 def linear_approximation(x0, x1, n_points, y_start, y_list):
330     x = np.linspace(x0, x1, n_points)
331     y = np.array(y_list)
332
333     n_points_new = n_points * 5
334     x_new = np.linspace(x0, x1, n_points_new)
335     linear_interp = interp1d(x, y, kind='linear')
336     y_new = linear_interp(x_new)
337
338     y_new = y_new + y_start - y_new[0]
339
340     line_name = []
341     for i in range(len(y_new)-1):
342         name = "Seg"+str('segment') + "Line "+str(i+1)
343         line_name.append(name)
344         createLine(name, [x_new[i],0,y_new[i]], [x_new[i+1],0,y_new[i+1]])
345     joinWires("seg ", line_name)
346
347 ## Armering Brobane UK
348
349 # 0 til -30 meter
350
351 start = -30000
352 end = 0
353 y_start = 12146
354 y_list = [12146.0, 12306.0, 12466.0, 12626.0, 12786.0, 12946.0, 13106.0, 13266.0, 13406.0
355 , 13536.0, 13646.0, 13746.0, 13826.0, 13886.0, 13936.0, 13966.0]
356 n_points = len(y_list)
357 linear_approximation(start, end, n_points, y_start, y_list)
358
359 # Fordeler armeringen utover
360 renameShape( "seg ", "Armering dekke UK" )
361 renameShape( "Armering dekke UK", "Armering dekke UK, del 1" )
362 arrayCopy( [ "Armering dekke UK, del 1" ], [ 0, 420, 0 ], [ 0, 0, 0 ], [ 0, 0, 0 ], 3 )
363 arrayCopy( [ "Armering dekke UK, del 1" ], [ 0, -420, 0 ], [ 0, 0, 0 ], [ 0, 0, 0 ], 3 )

```



```

363 arrayCopy( [ "Armering dekke UK, del 1" ], [ 0, -1500, 0 ], [ 0, 0, 0 ], [ 0, 0, 0 ], 1 )
364 arrayCopy( [ "Armering dekke UK, del 1" ], [ 0, 1500, 0 ], [ 0, 0, 0 ], [ 0, 0, 0 ], 1 )
365 arrayCopy( [ "Armering dekke UK, del 1" ], [ 0, 1740, 0 ], [ 0, 0, 0 ], [ 0, 0, 0 ], 1 )
366 arrayCopy( [ "Armering dekke UK, del 1" ], [ 0, -1740, 0 ], [ 0, 0, 0 ], [ 0, 0, 0 ], 1 )
367
368 # -30 til -60 meter
369
370 start = -60000
371 end = -30000
372 y_list = [9786.0, 9946.0, 10096.0, 10246.0, 10396.0, 10546.0, 10706.0, 10866.0, 11026.0,
11186.0, 11346.0, 11506.0, 11666.0, 11826.0, 11986.0, 12146.0]
373 y_start = y_list[0]
374 n_points = len(y_list)
375 linear_approximation(start, end, n_points, y_start, y_list)
376
377
378 ## Armering Gangbane OK
379
380 # 0 til -30 meter
381
382 start = -30000
383 end = 0
384 y_list = [12405.0, 12565.0, 12725.0, 12885.0, 13045.0, 13205.0, 13365.0, 13525.0, 13665.0
, 13795.0, 13905.0, 14005.0, 14085.0, 14145.0, 14195.0, 14225.0]
385 y_start = y_list[0]
386 n_points = len(y_list)
387 linear_approximation(start, end, n_points, y_start, y_list)
388
389 # Fordele
390 translate( [ "seg " ], [ 0, 2035, 0 ] )
391 arrayCopy( [ "seg " ], [ 0, 290, 0 ], [ 0, 0, 0 ], [ 0, 0, 0 ], 2 )
392 arrayCopy( [ "seg " ], [ 0, -4070, 0 ], [ 0, 0, 0 ], [ 0, 0, 0 ], 1 )
393 arrayCopy( [ "seg 3" ], [ 0, -290, 0 ], [ 0, 0, 0 ], [ 0, 0, 0 ], 2 )
394
395 renameShape( "seg ", "Armering OK gangbane 1" )
396 renameShape( "seg 1", "Armering OK gangbane 2" )
397 renameShape( "seg 2", "Armering OK gangbane 3" )
398 renameShape( "seg 3", "Armering OK gangbane 4" )
399 renameShape( "seg 4", "Armering OK gangbane 5" )
400 renameShape( "seg 5", "Armering OK gangbane 6" )
401
402 ## Armering senter Brobane OK
403
404 # -30 til 0 meter
405
406 start = -30000
407 end = 0
408 y_list = [12285.0, 12445.0, 12605.0, 12765.0, 12925.0, 13085.0, 13245.0, 13405.0, 13545.0
, 13675.0, 13785.0, 13885.0, 13965.0, 14025.0, 14075.0, 14105.0]
409 y_start = y_list[0]
410 n_points = len(y_list)
411 linear_approximation(start, end, n_points, y_start, y_list)
412
413
414 # -60 til -30 meter
415
416 start = -60000
417 end = -30000
418 y_list = [9925.0, 10085.0, 10235.0, 10385.0, 10535.0, 10685.0, 10845.0, 11005.0, 11165.0,
11325.0, 11485.0, 11645.0, 11805.0, 11965.0, 12125.0, 12285.0]
419 y_start = y_list[0]
420 n_points = len(y_list)
421 linear_approximation(start, end, n_points, y_start, y_list)
422
423
424 ## Armering OK gangbane
425 # -60 til -30 meter

```

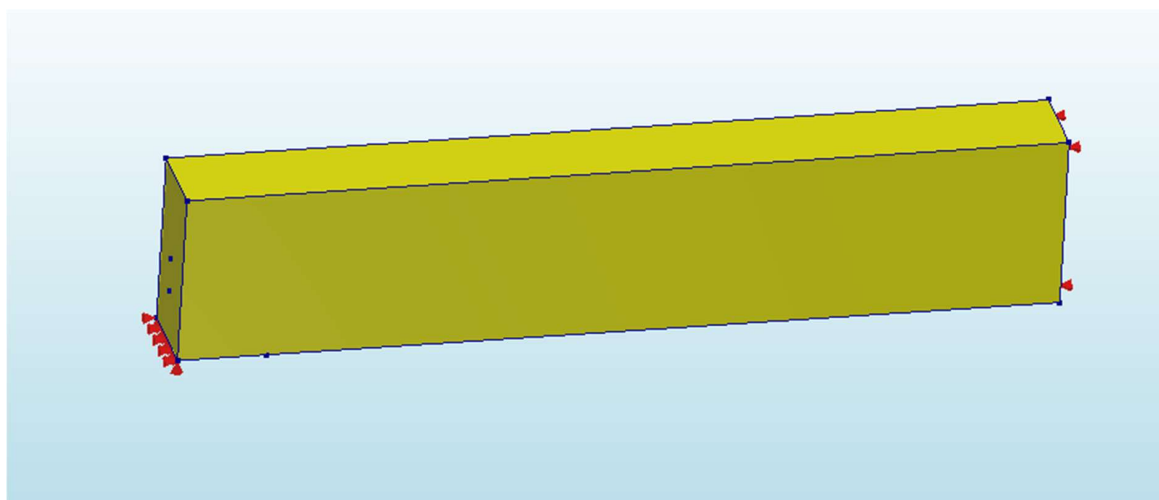
```

426
427 start = -60000
428 end = -30000
429 y_list = [10045.0, 10205.0, 10355.0, 10505.0, 10655.0, 10805.0, 10965.0, 11125.0, 11285.0
, 11445.0, 11605.0, 11765.0, 11925.0, 12085.0, 12245.0, 12405.0]
430 y_start = y_list[0]
431 n_points = len(y_list)
432 linear_approximation(start, end, n_points, y_start, y_list)
433
434
435 ### TENDONS I DEKKE
436
437 import numpy as np
438 from scipy.interpolate import interp1d
439
440 ## -30 til 0 meter
441
442 def linear_approximation(x0, x1, n_points, y_start, y_list):
443     x = np.linspace(x0, x1, n_points)
444     y = np.array(y_list)
445
446     n_points_new = n_points
447     x_new = np.linspace(x0, x1, n_points_new)
448     linear_interp = interp1d(x, y, kind='linear')
449     y_new = linear_interp(x_new)
450
451     y_new = y_new + y_start - y_new[0]
452
453     line_name = []
454     for i in range(0, len(y_new)-2, 2):
455         name = "Seg"+str('segment') + "Line "+str(i+1)
456         line_name.append(name)
457         createCurve( name, [ [x_new[i],0,y_new[i]], [x_new[i+1],0,y_new[i+1]], [x_new[i+2]
,0,y_new[i+2]] ] )
458     joinWires("seg ", line_name)
459
460 start = -30000
461 end = 0
462 y_list = [12210.0, 12370.0, 12530.0, 12690.0, 12850.0, 13010.0, 13170.0, 13330.0, 13470.0
, 13600.0, 13710.0, 13810.0, 13890.0, 13950.0, 14000.0, 14030.0]
463 y_start = y_list[0]
464 n_points = len(y_list)
465 linear_approximation(start, end, n_points, y_start, y_list)
466
467 ## -60 til -30 meter
468
469 start = -60000
470 end = -30000
471 y_list = [9850.0, 10010.0, 10160.0, 10310.0, 10460.0, 10610.0, 10770.0, 10930.0, 11090.0,
11250.0, 11410.0, 11570.0, 11730.0, 11890.0, 12050.0, 12210.0]
472 y_start = y_list[0]
473 n_points = len(y_list)
474 linear_approximation(start, end, n_points, y_start, y_list)
475
476 joinWires( "Line 1", [ "seg ", "seg 34" ], False )
477 createLine( "Cut_line", [ -17500, 0, 0 ], [ -17500, 0, 13500 ] )
478 cut( "Line 1", [ "Cut_line" ], False, True )
479 removeShape( [ "Line 1_1" ] )
480
481 renameShape( "Line 1", "Tendon_dekke_1" )

```

C.2 Undersøkelse av spennkraft

Halve bjelken



Rett spennarmering:

	case	case id	case value	reinforcement	element	node	layer	X [m]	Y [m]	Z [m]	Nx [kN]
58	Post ...	1	0	1	433	2185	1	5	0	-0.2	995.012

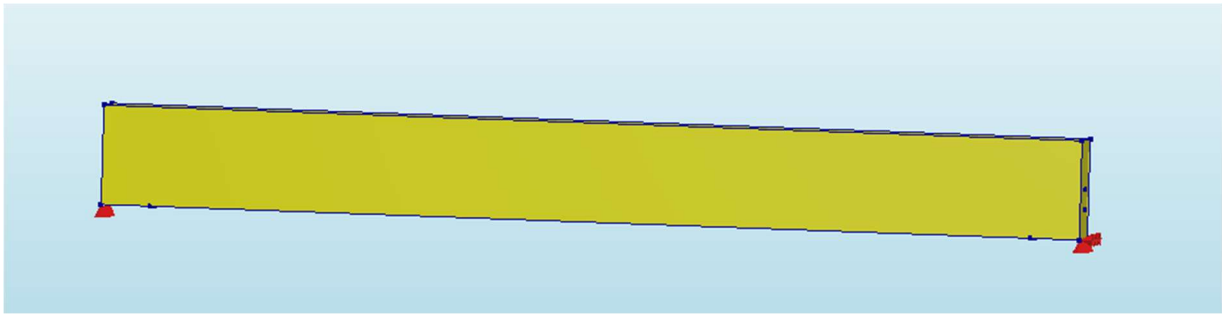
$N_x (X=5m) = 995.012 \text{ kN}$

Kurvet spennarmering:

	case	case id	case value	reinforcement	element	node	layer	X [m]	Y [m]	Z [m]	Nx [kN]
135	Post ...	2	0	2	459	2237	1	4.31854	0	-0.245...	978.695
136	Post ...	2	0	2	459	2238	1	4.42164	0	-0.246...	978.192
137	Post ...	2	0	2	460	2238	1	4.42164	0	-0.246...	978.191
138	Post ...	2	0	2	460	2239	1	4.44534	0	-0.246...	978.075
139	Post ...	2	0	2	460	2240	1	4.46905	0	-0.247...	977.959
140	Post ...	2	0	2	461	2240	1	4.46905	0	-0.247...	977.96
141	Post ...	2	0	2	461	2241	1	4.53322	0	-0.247...	977.645
142	Post ...	2	0	2	461	2242	1	4.59739	0	-0.248...	977.332
143	Post ...	2	0	2	462	2242	1	4.59739	0	-0.248...	977.333
144	Post ...	2	0	2	462	2243	1	4.69213	0	-0.249...	976.868
145	Post ...	2	0	2	462	2244	1	4.78687	0	-0.249...	976.408
146	Post ...	2	0	2	463	2244	1	4.78687	0	-0.249...	976.408
147	Post ...	2	0	2	463	2245	1	4.89343	0	-0.249...	975.886
148	Post ...	2	0	2	463	2246	1	5	0	-0.25	975.368

$N_x (X=5m) = 975.368 \text{ kN}$

Hele bjelken



Rett spennarmering:

	case	case id	case value	reinforcement	element	node	layer	X [m]	Y [m]	Z [m]	Nx [kN]
50	Post ...	1	0	1	637	3698	1	4.9	0	-0.2	995.112
51	Post ...	1	0	1	638	3698	1	4.9	0	-0.2	995.07
52	Post ...	1	0	1	638	3699	1	5.1	0	-0.2	995.07
53	Post ...	1	0	1	639	3699	1	5.1	0	-0.2	995.112

$N_x (X=5) = 955.091 \text{ kN}$

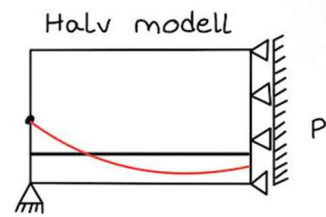
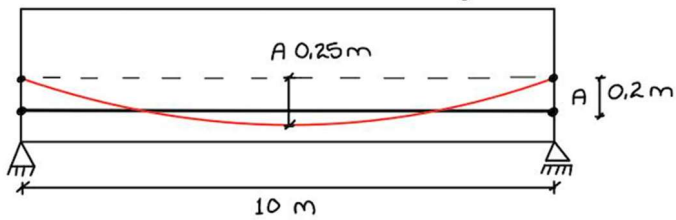
Kurvet spennarmering:

	case	case id	case value	reinforcement	element	node	layer	X [m]	Y [m]	Z [m]	Nx [kN]
182	Post ...	2	0	2	690	3778	1	5	0	-0.25	975.647

$N_x (X=5) = 975.647 \text{ kN}$

Håndberegninger – Teori

To aktive ender - Fullstendig modell



$$\Delta P_x = P_{\max} (1 - \mu (\theta + k \cdot x))$$

$$\mu = 0.2, \quad k = 0.005, \quad P_{\max} = 1000 \text{ kN}, \quad \theta = 0^\circ$$

$$\Delta P_x = 1000 (1 - 0.2 (0 + 0.005 \cdot 5)) = 995 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{x_Diana_Full_modell} = 995,09 \text{ kN}$$

$$\text{feilmargin: } t = 99,99 \% \rightarrow \text{OK}$$

$$\Delta P_{x_Diana_Halv_modell} = 995,01 \text{ kN} \rightarrow t = 100 \%$$

$$\Delta P_x = P_0 \left(1 - \mu \cdot x \left(\frac{8 \cdot l}{l^2} + k \right) \right)$$

$$\Delta P_x = 1000 \cdot \left(1 - 0.2 \cdot 5 \cdot \left(\frac{8 \cdot 0,25}{10^2} + 0,005 \right) \right) = 975 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{x_Diana_Full_modell} = 975,65 \text{ kN} \rightarrow t = 99,93 \% \text{ OK}$$

$$\Delta P_{x_Diana_Halv_modell} = 975,37 \text{ kN} \rightarrow t = 99,96 \% \text{ OK}$$

Konklusjon: det er samsvar mellom alle modellene!

D - Kapasitetsberegninger

D.1 Effektiv flensbredde

Effektiv flensbredde

Etter NS-EN 1992-1-1, punkt [5.3.2.1]

Snitt 1, over støtte

Ser på "halve" tverrsnittet, altså flensbredde for hvert steg.

Total bredde av tverrsnitt: $b_{tot} := 1700\text{mm}$

Bredde av steg: $b_w := 400\text{mm}$

Lengde på første spenn i brua: $l_1 := 30\text{m}$

Lengde på bruas andre spenn: $l_2 := 60\text{m}$

Bruker faktor 0.15 for beregning av L_0 da snittet er over en støtte etter figur 5.2.

$l_0 := 0.15 \cdot (l_1 + l_2) = 13.5\text{ m}$ Formel på figur 5.2

Faktisk bredde av flensen: $b := 1300\text{mm}$

Effektiv flensbredde: $b_{eff_1} := \min(0.2 \cdot b + 0.1 \cdot l_0, 0.2 \cdot l_0) = 1610 \cdot \text{mm} > b_1$ (5.7a)

$b_{eff} := b_{eff_1} + b_w = 2.01\text{m}$ (5.7)

$b_{eff} > b_{tot}$

Beregnet effektiv flensdel er større enn faktisk flensbredde. Altså er hele flensen effektiv.

Snitt 3, midt i felt

Ser på "halve" tverrsnittet, altså flensbredde for hvert steg.

Total bredde av tverrsnitt: $b_{tot} := 2650\text{mm}$

Bruker faktor 0.7 for beregning av L_0 da snittet er midt i felt etter figur 5.2.

$l_0 := 0.7 \cdot l_2 = 42\text{m}$ Formel på figur 5.2

Bredde av flens høyre side: $b_1 := 1300\text{mm}$

Bredde av flens venstre side: $b_2 := 950\text{mm}$

$b_{eff_1} := \min(0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot l_0, 0.2 \cdot l_0) = 4460\text{mm}$ (5.7a)

$b_{eff_2} := \min(0.2 \cdot b_2 + 0.1 \cdot l_0, 0.2 \cdot l_0) = 4390\text{mm}$ (5.7a)

$b_{eff} := b_{eff_1} + b_{eff_2} + b_w = 9.25\text{m}$ (5.7)

$b_{tot} < b_{eff}$

Beregnet effektiv flensdel er større enn faktisk flensbredde. Altså er hele flensen effektiv.

D.2 Momentkapasitet snitt 1

Momentkapasitet snitt 1

Henvisninger til tabeller og kapitler refererer til *NS-EN 1992-1-1 - Prosjektering av betongkonstruksjoner*

Materialinformasjon - betong

Betongkvalitet B45

Materialfaktor for betong	$\gamma_c := 1.5$	[2.4.2.4] Tabell 3.1
Karakteristisk trykkfasthet	$f_{ck} := 45\text{MPa}$	[3.1.6]
Koeffisient langtidslast	$\alpha_{cc} := 0.85$	[3.1.6]
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \cdot \text{MPa}$	[3.1.6]
E-modul betong	$E_c := 36000\text{MPa}$	Tabell 3.1
Aksialstrekkfasthet	$f_{ctm} := 3.8\text{MPa}$	Tabell 3.1
Tøyningsgrense i bruddgrense	$\epsilon_{cu} := 0.0035$	Tabell 3.1

Materialinformasjon - spennstål

Informasjon om spennarmeringen er hentet fra produsent

Materialfaktor spennstål	$\gamma_p := 1.15$	[2.4.2.4]
Karakteristisk 0.2% strekkgrense	$f_{02} := 1570\text{MPa}$	
E-modul spennarmering	$E_p := 206000\text{MPa}$	
Karakteristisk 0.1% strekkfasthet	$f_{p01k} := 1520 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	
Tøyning spennarmering	$\epsilon_{p0} := \frac{f_{p01k}}{E_p} = 0.007$	
Dimensjonerende spenning	$f_{pd} := \frac{f_{p01k}}{\gamma_p} = 1321.739 \cdot \text{MPa}$	
Areal per spennkabel	$A_p := 1244\text{mm}^2$	
Areal spennarmering i dekket	$A_{p \text{ dekke}} := 10 \cdot A_p = 12440 \cdot \text{mm}^2$	
Areal spennarmering i bjelker	$A_{p \text{ bjelker}} := 8 \cdot A_p = 9952 \cdot \text{mm}^2$	

Tverrsnittsinformasjon

Bredde på flens i underkant:	$b := 3400\text{mm}$
Total bredde på stegene:	$b_{steg} := 2 \cdot 400\text{mm} = 0.8 \text{ m}$
Tykkelse på flens overkant:	$h_{f_{ok}} := 215\text{mm}$
Tykkelse på flens underkant:	$h_{f_{uk}} := 160\text{mm}$
Total høyde profil:	$h := 2800\text{mm} + h_{f_{ok}} = 3.015 \text{ m}$

Avstand fra UK til tyngdepunkt spennarmering i dekke: $d_1 := 2930\text{mm}$

Avstand fra UK til tyngdepunkt spennarmering i bjelke: $d_2 := h - 70\text{mm} = 2945 \cdot \text{mm}$

Tyngdepunkt spennarmering: $d := \frac{10d_1 + 8d_2}{18} = 2936.667 \cdot \text{mm}$

Fremgangsmåte for beregninger videre er hentet fra boken *Betongkonstruksjoner* av Svein Ivar Sørensen, kapittel 7.1.2.

Sjekker om tverrsnitt er over- eller underarmert:

Tar hensyn til tap fra kryp, svinn og relaksasjon.

Tap i tøyning fra svinn $\epsilon_{c_s} := 2.305 \cdot 10^{-4}$

Tap i tøyning fra relaksasjon $\epsilon_r := 1.022 \cdot 10^{-4}$

$\Delta\epsilon_{p0} := \epsilon_{c_s} + \epsilon_r = 0.0003$

Hentet fra beregninger svinn, kryp og relaksasjon

$\text{reduksjon_friksjonstap} := 1 - 0.05 = 0.95$ Reduserer med 5% grunnet friksjonstap

$\epsilon_{p0} := (\epsilon_{p0} - \Delta\epsilon_{p0}) \cdot \text{reduksjon_friksjonstap} = 0.007$ Tøyning etter tap

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \left[\frac{f_{pd}}{E_p} - (\epsilon_{p0}) \right]} = 1.086$$

Balanserende mengde spennarmering: $A_{pb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} = 1.674 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$

Total spennarmering i tverrsnitt: $A_{p_eff} := A_{p_dekke} + A_{p_bjelker} = 22392 \cdot \text{mm}^2$

$A_p < A_{pb}$ Regner tverrsnitt som underarmert

Beregner tverrsnitt som underarmert

$$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_{p_eff}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.145$$

Grense for flenstykkelse $t_{max} := 0.8 \cdot \alpha \cdot d = 341.365 \cdot \text{mm} > h_{f_uk} = 160 \cdot \text{mm}$

Bruker beregningsmetode for tynn flens, hvor tyngdepunktet for trykk ligger midt i flensen.
Kapasitet av steg neglisjeres.

Momentkapasitet

Trykkresultant i flens: $T_c := f_{cd} \cdot b \cdot h_{f_uk} = 13872 \cdot \text{kN}$

Avstand mellom spennarmering og trykkresultant: $z := d - \frac{h_{f_uk}}{2} = 2.857 \text{ m}$

Momentkapasitet: $M_{Rd} := T_c \cdot z = 39627.68 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Av nyskjerrighet undersøkes det videre hvor stor kapasitet snittet har dersom stegenes bidrag inkluderes.

Momentkapasitet med trykksone i steg inkludert

Alpha med bare flensbredde $b = 3.4 \text{ m}$ $\alpha_1 := \frac{f_{pd} \cdot A_{p_eff}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.145$

Alpha med bare stegbredde $b_{steg} = 0.8 \text{ m}$ $\alpha_2 := \frac{f_{pd} \cdot A_{p_eff}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{steg} \cdot d} = 0.618$

Trykksonehøyde

Beregner først trykksonehøyde dersom hele tverrsnittet var rektangulært med bredde lik flensbredden.

$\text{trykksonehøyde} := 0.8 \cdot \alpha_1 \cdot d = 341.365 \cdot \text{mm}$ $h_{f_uk} = 160 \cdot \text{mm}$

Trykksonen går over hele flensen og videre ut i steget.

Høyde på første del av trykksonen som er i flens: $\text{Trykksone}_1 := h_{f_uk} = 160 \cdot \text{mm}$

Høyde på trykksone som ligger i steget: $x_{steg} := \text{trykksonehøyde} - h_{f_uk} = 181.365 \cdot \text{mm}$

Etter som trykksoneens bredde blir mindre i stegene, vil dens høyde dermed øke. Videre justeres derfor høyden i forhold til breddens reduksjon.

Forhold mellom trykksonehøyder: $f := \frac{\alpha_2}{\alpha_1} = 4.25$

Ny høyde på trykksone i steg: $x_{steg_ny} := x_{steg} \cdot f = 770.803 \cdot \text{mm}$

Total høyde på trykksone: $x := \text{trykksonehøyde} + x_{steg_ny} = 1112.168 \cdot \text{mm}$

Trykkresultant for flens: $T_{c_f} := f_{cd} \cdot b \cdot h_{f_uk} = 13872 \cdot \text{kN}$

Trykkresultant for steg: $T_{c_s} := f_{cd} \cdot b_{steg} \cdot x_{steg_ny} = 15724.383 \cdot \text{kN}$

De to trykkresultantene summeres og det finnes en gjennomsnittlig plassering ved å vekte trykksoneareal i steg og i flens.

Plassering av Tc:

Areal av bunnflens: $A1 := h_{f_uk} \cdot b = 0.544 \text{ m}^2$

Areal trykksone i steg: $A2 := (x_{steg_ny}) \cdot b_{steg} = 0.617 \text{ m}^2$

Høyden som tyngdepunktet for de to arealene ligger:
$$h_2 := \frac{A1 \cdot \frac{h_{f_uk}}{2} + A2 \cdot \left(h_{f_uk} + \frac{x_{steg_ny}}{2} \right)}{A1 + A2} = 0.327 \text{ m}$$

Momentlikevekt om tyngdepuktsakse:

Sum av de to trykkresultantene: $Tc_{total} := Tc_f + Tc_s = 29596.383 \cdot \text{kN}$

Avstand mellom spennarmering og TC: $z := d - h_2 = 2609.402 \cdot \text{mm}$

Momentkapasitet: $M_{Rd_2} := Tc_{total} \cdot z = 77228.848 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

D.3 Momentkapasitet snitt 2

Momentkapasitet snitt 2

Henvisninger til tabeller og kapitler refererer til *NS-EN 1992-1-1 - Prosjektering av betongkonstruksjoner*

Materialinformasjon - betong

Betongkvalitet B45

Materialfaktor for betong	$\gamma_c := 1.5$	[2.4.2.4]
Karakteristisk trykkfasthet	$f_{ck} := 45\text{MPa}$	Tabell 3.1
Koeffisient langtidslast	$\alpha_{cc} := 0.85$	[3.1.6]
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \cdot \text{MPa}$	[3.1.6]
E-modul betong	$E_c := 36000\text{MPa}$	Tabell 3.1
Aksialtrekkfasthet	$f_{ctm} := 3.8\text{MPa}$	Tabell 3.1
Tøyningsgrense i bruddgrense	$\epsilon_{cu} := 0.0035$	Tabell 3.1

Materialinformasjon spennstål

Informasjon om spennarmeringen er hentet fra produsent

Materialfaktor spennstål	$\gamma_p := 1.15$	[2.4.2.4]
Karakteristisk 0.2% flytegrense	$f_{02} := 1570\text{MPa}$	
Karakteristisk 0.1% flytegrense	$f_{p01k} := 1520\text{MPa}$	
E-modul spennarmering	$E_p := 206000\text{MPa}$	
Tøyning spennarmering	$\epsilon_{p0} := \frac{f_{p01k}}{E_p} = 0.0074$	
Dimensjonerende spenning	$f_{pd} := \frac{f_{p01k}}{\gamma_p} = 1321.7391 \cdot \text{MPa}$	
Areal per spennkabel	$A_p := 1244\text{mm}^2$	
Areal spennarmering i bjelker	$A_{p_bjelker} := 8 \cdot A_p = 9952 \cdot \text{mm}^2$	

Tverrsnittsinformasjon

Flensbredde:	$b := 5300\text{mm}$
Tykkelse på flens:	$h_f := 215\text{mm}$
Total høyde profil:	$h := 1604\text{mm} + h_f = 1.819 \text{ m}$

I dette snittet ligger de 4 spennkablene i bjelkene ved ulike høyder. Det er ikke spennarmering i dekket.

Avstander d_p fra underkant tverrsnitt opp til spennkabler:

$$d_{p_1} := 750\text{mm} \quad d_{p_2} := 960\text{mm} \quad d_{p_3} := 1170\text{mm} \quad d_{p_4} := 1430\text{mm}$$

Avstand fra underkant til tyngdepunkt for spennarmering i bjelke:

$$d := \frac{(d_{p_1} + d_{p_2} + d_{p_3} + d_{p_4})}{4} = 1077.5 \cdot \text{mm}$$

Fremgangsmåte for beregninger videre er hentet fra boken *Betongkonstruksjoner* av Svein Ivar Sørensen, kapittel 7.1.2.

Sjekker om tverrsnitt er over- eller underarmert:

Tar hensyn til tap fra kryp, svinn og relaksasjon

$$\text{Tap i tøyning fra svinn} \quad \epsilon_{c_s} := 2.305 \cdot 10^{-4}$$

$$\text{Tap i tøyning fra relaksasjon} \quad \epsilon_r := 1.022 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\epsilon_{p0} := \epsilon_{c_s} + \epsilon_r = 0.0003 \quad \text{Hentet fra beregninger svinn, kryp og relaksasjon}$$

$$\text{reduksjon_frikisjonstap} := 1 - 0.0062 = 0.9938 \quad \text{Reduksjon grunnet friksjonstap}$$

$$\epsilon_{p0} := (\epsilon_{p0} - \Delta\epsilon_{p0}) \cdot \text{reduksjon_frikisjonstap} = 0.007 \quad \text{Tøyning etter tap}$$

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \left[\frac{f_{pd}}{E_p} - (\epsilon_{p0}) \right]} = 1.2011$$

$$\text{Balanserende mengde spennarmering:} \quad A_{pb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} = 1.0587 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Spennarmering i effektiv flensbredde + bjelker:} \quad A_{p_eff} := A_{p_bjelker} = 9952 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_p < A_{pb} \quad \text{Må regne underarmert tverrsnitt}$$

Regner tverrsnitt som underarmert:

$$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_{p_eff}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.1129$$

Grense for flenstykkelse $t_{\max} := 0.8 \cdot \alpha \cdot d = 97.3285 \cdot \text{mm} < h_f = 215 \cdot \text{mm}$
Regner flens som tykk flens med trykksonehøyde lik t_{\max} .

Momentkapasitet

Trykkresultant i flens: $T_c := f_{cd} b \cdot t_{\max} = 13153.9478 \cdot \text{kN}$

Avstand på UK til tyngdepunktsakse $z := d - \frac{t_{\max}}{2} = 1.0288 \text{ m}$

$M_{Rd} := T_c \cdot z = 13533.2517 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

D.4 Momentkapasitet snitt 3

Momentkapasitet snitt 3

Henvisninger til tabeller og kapitler refererer til *NS-EN 1992-1-1 - Prosjektering av betongkonstruksjoner*

Materialinformasjon - betong

Betongkvalitet B45

Materialfaktor for betong	$\gamma_c := 1.5$	[2.4.2.4]
Karakteristisk trykkfasthet	$f_{ck} := 45\text{MPa}$	Tabell 3.1
Koeffisient langtidslast	$\alpha_{cc} := 0.85$	[3.1.6]
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \cdot \text{MPa}$	[3.1.6]
E-modul betong	$E_c := 36000\text{MPa}$	Tabell 3.1
Aksialtrekkfasthet	$f_{ctm} := 3.8\text{MPa}$	Tabell 3.1
Tøyningsgrense i bruddgrense	$\epsilon_{cu} := 0.0035$	Tabell 3.1

Materialinformasjon spennstål

Informasjon om spennarmeringen er hentet fra produsent

Materialfaktor spennstål	$\gamma_p := 1.15$	[2.4.2.4]
Karakteristisk 0.1% flytegrense	$f_{p01k} := 1520\text{MPa}$	
E-modul spennarmering	$E_p := 206000\text{MPa}$	
Tøyning spennarmering	$\epsilon_p := \frac{f_{p01k}}{E_p} = 0.0074$	
Dimensjonerende spenning	$f_{pd} := \frac{f_{p01k}}{\gamma_p} = 1321.7391 \cdot \text{MPa}$	
Areal per spennkabel	$A_p := 1244\text{mm}^2$	
Areal spennarmering i bjelker	$A_{p\text{bjelker}} := 8 \cdot A_p = 9952 \cdot \text{mm}^2$	

Tverrsnittsinformasjon

Flensbredde	$b := 5300\text{mm}$
Tykkelse på flens	$h_f := 215\text{mm}$
Total høyde profil	$h := 1000\text{mm} + h_f = 1.215 \text{ m}$

I midtspenn er det ikke spennarmering i dekket, kun i bjelkene.

Avstand fra OK til tyngdepunkt spennarmering i bjelke $d := h - 70\text{mm} = 1145 \cdot \text{mm}$

Fremgangsmåte for beregninger videre er hentet fra boken *Betongkonstruksjoner* av Svein Ivar Sørensen, kapittel 7.1.2.

Sjekker om tverrsnitt er over- eller underarmert:

Tar hensyn til tap fra kryp, svinn og relaksasjon

Tap i tøyning fra svinn $\epsilon_{c_s} := 2.245 \cdot 10^{-4}$

Tap i tøyning fra relaksasjon $\epsilon_r := 1.022 \cdot 10^{-4}$

$\Delta\epsilon_p := \epsilon_{c_s} + \epsilon_r = 0.0003$

Hentet fra beregninger svinn, kryp og relaksasjon

$\text{reduksjon_frikjonstap} := 1 - 0.0455 = 0.9545$ Reduserer grunnet friksjonstap

$\epsilon_{p0} := (\epsilon_p - \Delta\epsilon_p) \cdot \text{reduksjon_frikjonstap} = 0.0067$ Tøyning etter tap

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \left[\frac{f_{pd}}{E_p} - (\epsilon_{p0}) \right]} = 1.0989$$

Balanserende mengde spennarmering:

$$A_{pb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} = 1.0292 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$A_{p_bjelker} = 9952 \cdot \text{mm}^2 < A_{pb}$

Regner tverrsnitt som underarmert

$$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_{p_bjelker}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.1063$$

Grense for flenstykkelse

$$t_{\max} := 0.8 \cdot \alpha \cdot d = 97.3285 \cdot \text{mm} < h_f = 215 \cdot \text{mm}$$

Regner flens som tykk.

Momentkapasitet

Trykkresultant i flens:

$$T_c := f_{cd} \cdot b \cdot t_{\max} = 13153.9478 \cdot \text{kN}$$

Avstand mellom spennarmering og trykkresultant:

$$z := d - \frac{t_{\max}}{2} = 1.0963 \text{ m}$$

Momentkapasitet:

$$M_{Rd} := T_c \cdot z = 14421.1432 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

D.5 Utnyttelse av momentkapasitet

Utnyttelse av momentkapasitet

Momentkapasitet

Kapasitet i snitt 1: $M_{Rd_1_1} := 39627 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Kapasitet i snitt 1, inkludert stegenes kapasitet: $M_{Rd_1_2} := 77229 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Kapasitet i snitt 2: $M_{Rd_2} := 13956 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Kapasitet i snitt 3: $M_{Rd_3} := 14421 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Lastkombinasjon A.1:

Snitt 1-1:

Dimensjonerende moment: $M_{Ed} := 35977 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$\text{Utnyttelse} := \frac{M_{Ed} \cdot 100}{M_{Rd_1_1}} = 90.789$$

$$\text{Utnyttelse} := \frac{M_{Ed} \cdot 100}{M_{Rd_1_2}} = 46.585$$

Snitt 2-2:

Dimensjonerende moment: $M_{Ed} := 8305 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$\text{Utnyttelse} := \frac{M_{Ed} \cdot 100}{M_{Rd_2}} = 59.508$$

Snitt 3-3:

Dimensjonerende moment: $M_{Ed} := -10341 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$\text{Utnyttelse} := \frac{M_{Ed} \cdot 100}{M_{Rd_3}} = -71.708$$

Lastkombinasjon A.2:

Snitt 1-1:

Dimensjonerende moment: $M_{Ed} := 31411 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$\text{Utnyttelse} := \frac{M_{Ed} \cdot 100}{M_{Rd_1_1}} = 79.267$$

$$\text{Utnyttelse} := \frac{M_{Ed} \cdot 100}{M_{Rd_1_2}} = 40.673$$

Snitt 2-2:

Dimensjonerende moment: $M_{Ed} := 6406 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$U_{\text{nyttelse}} := \frac{M_{Ed} \cdot 100}{M_{Rd_2}} = 45.901$$

Snitt 3-3:

Dimensjonerende moment: $M_{Ed} := -7685 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$U_{\text{nyttelse}} := \frac{M_{Ed} \cdot 100}{M_{Rd_3}} = -53.29$$

Lastkombinasjon A.3:

Snitt 1-1:

Dimensjonerende moment: $M_{Ed} := 21658 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$U_{\text{nyttelse}} := \frac{M_{Ed} \cdot 100}{M_{Rd_{1_1}}} = 54.655$$

$$U_{\text{nyttelse}} := \frac{M_{Ed} \cdot 100}{M_{Rd_{1_2}}} = 28.044$$

Snitt 2-2:

Dimensjonerende moment: $M_{Ed} := 3804 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$U_{\text{nyttelse}} := \frac{M_{Ed} \cdot 100}{M_{Rd_2}} = 27.257$$

Snitt 3-3:

Dimensjonerende moment: $M_{Ed} := -4784 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$U_{\text{nyttelse}} := \frac{M_{Ed} \cdot 100}{M_{Rd_3}} = -33.174$$

Lastkombinasjon B.1:

Snitt 1-1:

Dimensjonerende moment: $M_{Ed} := 32237 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$\text{Utnyttelse} := \frac{M_{Ed} \cdot 100}{M_{Rd_1_1}} = 81.351$$

$$\text{Utnyttelse} := \frac{M_{Ed} \cdot 100}{M_{Rd_1_2}} = 41.742$$

Snitt 2-2:

Dimensjonerende moment: $M_{Ed} := 7424 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$\text{Utnyttelse} := \frac{M_{Ed} \cdot 100}{M_{Rd_2}} = 53.196$$

Snitt 3-3:

Dimensjonerende moment: $M_{Ed} := -9226 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$\text{Utnyttelse} := \frac{M_{Ed} \cdot 100}{M_{Rd_3}} = -63.976$$

Lastkombinasjon B.2:

Snitt 1-1:

Dimensjonerende moment: $M_{Ed} := 30144 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$\text{Utnyttelse} := \frac{M_{Ed} \cdot 100}{M_{Rd_1_1}} = 76.069$$

$$\text{Utnyttelse} := \frac{M_{Ed} \cdot 100}{M_{Rd_1_2}} = 39.032$$

Snitt 2-2:

Dimensjonerende moment: $M_{Ed} := 6741 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$\text{Utnyttelse} := \frac{M_{Ed} \cdot 100}{M_{Rd_2}} = 48.302$$

Snitt 3-3:

Dimensjonerende moment: $M_{Ed} := -8312 \text{ kN}\cdot\text{m}$

E - Probabilitetsstudie

E.1 Resultat fra kjerneprøver av betong

Universitetet i Tromsø
IVT-Fakultet
Bygg- og anleggslaboratoriet



Rapport nr: 5246

Sidenr: 3/3

Prøving av herdet/utboret betong

Trykkfasthetsprøving (NS-EN 12390-3)

Oppdrag for: SVV
Referanse:
Byggeplass/støpested: Herøysund bru
Embalasje: Plast
Prøvetype: Sylinder
Ankomstdato: 24.10.2019
Støpedato: Ukjent
Trykkprøvedato: 25.10.2019

		Herøysund bru			
		0.8.1 Øst	0.8.2 Øst	0.8.1 Vest	0.8.2 Vest
Høyde sylinder, H	[mm]	164	180,5	158	180,5
Diameter sylinder, D	[mm]	93,5	93,5	93,5	93,5
Masse, M	[g]	2 764	3 042	2 643	3 039
Volum, V	[cm ³]	1 127	1 241	1 083	1 238
Romdensitet	[kg/m ³]	2 453	2 452	2 440	2 456
H-/D-forhold	H/D	1,75	1,93	1,69	1,93
Korrigerings til terning		1,120	1,142	1,114	1,142
Korrigerings til sylinder		0,970	0,992	0,964	0,992
Bruddlast	[N]	407 900	398 300	315 200	344 000
Trykkflate (areal)	[mm ²]	6 866	6 866	6 866	6 866
Trykkfasthet	[N/mm ²]	59	58	46	50
Terningfasthet	[N/mm ²]	67	66	51	57
Sylinderfasthet	[N/mm ²]	58	58	44	50

For utborede sylinderprøver er fasthetskravet 80% av kravet for sylinderfasthet

Lodve Langes gt. 2
Postboks 385
8505 NARVIK

Godkjent av K-Rådet for betongprodukter.
Sertifikat nr: 273

Telefon: 76 96 62 03
Epost: boy-arne.buyle@uit.no
Mobil: 99 10 61 86

E.2 Momentkapasitet snitt 1 - Betongkvalitet B35

Momentkapasitet med B35-betong

Henvisninger til tabeller og kapitler refererer til *NS-EN 1992-1-1 - Prosjektering av betongkonstruksjoner*

Materialinformasjon - betong

Materialfaktor for betong:	$\gamma_c := 1.5$	[2.4.2.4]
Karakteristisk trykkfasthet:	$f_{ck} := 35\text{MPa}$	Tabell 3.1
Koeffisient langtidslast:	$\alpha_{cc} := 0.85$	[3.1.6]
Dimensjonerende trykkfasthet:	$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 19.8333 \cdot \text{MPa}$	[3.1.6]
E-modul betong:	$E_c := 34000\text{MPa}$	Tabell 3.1
Aksialtrekkfasthet:	$f_{ctm} := 3.2\text{MPa}$	Tabell 3.1
Tøyningsgrense i bruddgrense	$\epsilon_{cu} := 0.0035$	Tabell 3.1

Materialinformasjon spennstål

Informasjon om spennarmeringen er hentet fra produsent

Materialfaktor spennstål:	$\gamma_p := 1.15$	[2.4.2.4]
Karakteristisk 0.2% flytegrense:	$f_{02} := 1570\text{MPa}$	
E-modul spennarmering:	$E_p := 206000\text{MPa}$	
Karakteristisk 0.1% strekkfasthet:	$f_{p01k} := 1520 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	
Tøyning spennarmering:	$\epsilon_{p0} := \frac{f_{p01k}}{E_p} = 0.0074$	
Dimensjonerende spenning:	$f_{pd} := \frac{f_{p01k}}{\gamma_p} = 1321.7391 \cdot \text{MPa}$	
Areal per spennkabel:	$A_p := 1244\text{mm}^2$	
Areal spennarmering i dekket:	$A_{p \text{ dekke}} := 10 \cdot A_p = 12440 \cdot \text{mm}^2$	
Areal spennarmering i bjelker:	$A_{p \text{ bjelker}} := 8 \cdot A_p = 9952 \cdot \text{mm}^2$	

OK: overkant

UK: underkant

Tverrsnittsinformasjon

Bredde steg:	$b_{\text{steg}} := 2 \cdot 400\text{mm} = 800 \cdot \text{mm}$
Tykkelse på flens OK:	$h_{f_{ok}} := 215\text{mm}$
Tykkelse på flens UK:	$h_{f_{uk}} := 160\text{mm}$
Total høyde profil:	$h := 2800\text{mm} + h_{f_{ok}} = 3.015 \text{ m}$

Bredde på flens UK: $b := 3400\text{mm}$

Avstand fra UK til tyngdepunkt spennarmering i dekke $d_1 := 2930\text{mm}$

Avstand fra UK til tyngdepunkt spennarmering i bjelke $d_2 := h - 70\text{mm} = 2945\text{mm}$

Tyngdepunkt spennarmering $d := \frac{10d_1 + 8d_2}{18} = 2936.6667\text{mm}$

Fremgangsmåte for beregninger videre er hentet fra boken *Betongkonstruksjoner* av Svein Ivar Sørensen, kapittel 7.1.2.

Sjekker om tverrsnitt er over- eller underarmert:

Tar hensyn til tap fra kryp, svinn og relaksasjon

Tap i tøyning fra svinn $\epsilon_{cs} := 2.175 \cdot 10^{-4}$

Tap i tøyning fra relaksasjon $\epsilon_r := 2.082 \cdot 10^{-4}$

$\Delta\epsilon_{p0} := \epsilon_{cs} + \epsilon_r = 0.0004$

Hentet fra beregninger svinn, kryp og relaksasjon

reduksjon_friksjonstap := $1 - 0.05 = 0.95$

Reduserer med 5% grunnet friksjonstap

$\epsilon_{p0} := (\epsilon_{p0} - \Delta\epsilon_{p0}) \cdot \text{reduksjon_friksjonstap} = 0.0066$ Tøyning etter tap

$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \left[\frac{f_{pd}}{E_p} - (\epsilon_{p0}) \right]} = 1.0571$

Balanserende mengde spennarmering: $A_{pb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{nd}} = 1.267 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$

Total spennarmering i tverrsnitt: $A_{p_eff} := A_{p_dekke} + A_{p_bjelker} = 22392 \cdot \text{mm}^2$

$A_p < A_{pb}$ Regner tverrsnitt som underarmert

$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_{p_eff}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.1868$

Grense for flenstykkelser: $t_{max} := 0.8 \cdot \alpha \cdot d = 438.8984 \cdot \text{mm} > h_{f_uk} = 160 \cdot \text{mm}$

Bruker beregningsmetode for tynn flens, hvor tyngdepunktet for trykk ligger midt i flensen.
Kapasitet av steg neglisjeres.

Momentkapasitet

Trykkresultant i flens: $T_c := f_{cd} \cdot b \cdot h_{f_uk} = 10789.3333 \cdot \text{kN}$

Avstand mellom spennarmering og trykkresultant: $z := d - \frac{h_{f_uk}}{2} = 2.8567 \text{m}$

Momentkapasitet: $M_{Rd} := T_c \cdot z = 30821.5289 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

E.3 Momentkapasitet snitt 1 - Betongkvalitet B40

Momentkapasitet med B40-betong

Materialinformasjon - betong

Materialfaktor for betong	$\gamma_c := 1.5$	[2.4.2.4]
Karakteristisk trykkfasthet	$f_{ck} := 40\text{MPa}$	Tabell 3.1
Koeffisient langtidslast	$\alpha_{cc} := 0.85$	[3.1.6]
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 22.6667 \cdot \text{MPa}$	[3.1.6]
E-modul betong	$E_c := 35000\text{MPa}$	Tabell 3.1
Middelverdi betongens aksialtrekkfasthet	$f_{ctm} := 3.5\text{MPa}$	Tabell 3.1
Tøyningsgrense i bruddgrense	$\varepsilon_{cu} := 0.0035$	Tabell 3.1

Materialinformasjon spennstål

Informasjon om spennarmeringen er hentet fra produsent

Materialfaktor spennstål	$\gamma_p := 1.15$	[2.4.2.4]
Karakteristisk 0.2% flytegrense	$f_{02} := 1570\text{MPa}$	
E-modul spennarmering	$E_p := 206000\text{MPa}$	
Karakteristisk 0.1% strekkfasthet	$f_{p01k} := 1520 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	
Tøyning spennarmering	$\varepsilon_{p0} := \frac{f_{p01k}}{E_p} = 0.0074$	
Dimensjonerende spenning	$f_{pd} := \frac{f_{p01k}}{\gamma_p} = 1321.7391 \cdot \text{MPa}$	
Areal per spennkabel	$A_p := 1244\text{mm}^2$	
Areal spennarmering i dekket	$A_{p \text{ dekke}} := 10 \cdot A_p = 12440 \cdot \text{mm}^2$	
Areal spennarmering i bjelker	$A_{p \text{ bjelker}} := 8 \cdot A_p = 9952 \cdot \text{mm}^2$	

Tverrsnittsinformasjon

Bredde steg:	$b_{\text{steg}} := 2 \cdot 400\text{mm} = 800 \cdot \text{mm}$
Tykkelse på flens OK	$h_{f_{ok}} := 215\text{mm}$
Tykkelse på flens UK	$h_{f_{uk}} := 160\text{mm}$
Total høyde profil	$h := 2800\text{mm} + h_{f_{ok}} = 3.015 \text{ m}$
Bredde på uk flens:	$b := 3400\text{mm}$

Avstand fra UK til tyngdepunkt spennarmering i dekke $d_1 := 2930\text{mm}$

Avstand fra UK til tyngdepunkt spennarmering i bjelke $d_2 := h - 70\text{mm} = 2945\text{mm}$

Tyngdepunkt spennarmering $d := \frac{10d_1 + 8d_2}{18} = 2936.6667\text{mm}$

Fremgangsmåte for beregninger videre er hentet fra boken *Betongkonstruksjoner* av Svein Ivar Sørensen, kapittel 7.1.2.

Sjekker om tverrsnitt er over- eller underarmert:

Tar hensyn til tap fra kryp, svinn og relaksasjon

Tap i tøyning fra svinn $\epsilon_{cs} := 2.208 \cdot 10^{-4}$

Tap i tøyning fra relaksasjon $\epsilon_r := 2.082 \cdot 10^{-4}$

$\Delta\epsilon_{p0} := \epsilon_{cs} + \epsilon_r = 0.0004$

Hentet fra beregninger svinn, kryp og relaksasjon

reduksjon_friksjonstap := $1 - 0.05 = 0.95$ Reduserer med 5% grunnet friksjonstap

$\epsilon_{p0} := (\epsilon_{p0} - \Delta\epsilon_{p0}) \cdot \text{reduksjon_friksjonstap} = 0.0066$ Tøyning etter tap

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \left[\frac{f_{pd}}{E_p} - (\epsilon_{p0}) \right]} = 1.0561$$

Balanserende mengde spennarmering: $A_{pb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} = 1.4467 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$

Total spennarmering i tverrsnitt: $A_{p_eff} := A_{p_dekke} + A_{p_bjelker} = 22392 \cdot \text{mm}^2$

$A_p < A_{pb}$ Regner tverrsnitt som underarmert

$$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_{p_eff}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.1635$$

Grense for flenstykkelse $t_{max} := 0.8 \cdot \alpha \cdot d = 384.0361 \cdot \text{mm} > h_{f_uk} = 160 \cdot \text{mm}$

Bruker beregningsmetode for tynn flens, hvor tyngdepunktet for trykk ligger midt i flensen. Kapasitet av steg neglisjeres.

Momentkapasitet

Trykkresultant i flens: $T_c := f_{cd} \cdot b \cdot h_{f_uk} = 12330.6667 \cdot \text{kN}$

Avstand mellom spennarmering og trykkresultant: $z := d - \frac{h_{f_uk}}{2} = 2.8567 \text{m}$

Momentkapasitet: $M_{Rd} := T_c \cdot z = 35224.6044 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

E.4 Momentkapasitet snitt 1 - Betongkvalitet B50

Momentkapasitet med B50-betong

Henvisninger til tabeller og kapitler refererer til *NS-EN 1992-1-1 - Prosjektering av betongkonstruksjoner*

Materialinformasjon - betong

Materialfaktor for betong	$\gamma_c := 1.5$	[2.4.2.4]
Karakteristisk trykkfasthet	$f_{ck} := 50\text{MPa}$	Tabell 3.1
Koeffisient langtidslast	$\alpha_{cc} := 0.85$	[3.1.6]
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 28.333 \cdot \text{MPa}$	[3.1.6]
E-modul betong	$E_c := 37000\text{MPa}$	Tabell 3.1
Middelverdi betongens aksialtrekkfasthet	$f_{ctm} := 4.1\text{MPa}$	Tabell 3.1
Tøyningsgrense i bruddgrense	$\epsilon_{cu} := 0.0035$	Tabell 3.1

Materialinformasjon spennstål

Informasjon om spennarmeringen er hentet fra produsent

Materialfaktor spennstål	$\gamma_p := 1.15$	[2.4.2.4]
Karakteristisk 0.2% flytegrense	$f_{02} := 1570\text{MPa}$	
E-modul spennarmering	$E_p := 206000\text{MPa}$	
Karakteristisk 0.1% strekkfasthet	$f_{p01k} := 1520 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	
Tøyning spennarmering	$\epsilon_{p0} := \frac{f_{p01k}}{E_p} = 0.007$	
Dimensjonerende spenning	$f_{pd} := \frac{f_{p01k}}{\gamma_p} = 1321.739 \cdot \text{MPa}$	
Areal per spennkabel	$A_p := 1244\text{mm}^2$	
Areal spennarmering i dekket	$A_{p \text{ dekke}} := 10 \cdot A_p = 12440 \cdot \text{mm}^2$	
Areal spennarmering i bjelker	$A_{p \text{ bjelker}} := 8 \cdot A_p = 9952 \cdot \text{mm}^2$	

Tverrsnittsinformasjon

Bredde steg:	$b_{\text{steg}} := 2 \cdot 400\text{mm} = 800\text{mm}$
Tykkelse på flens OK	$h_{f_{ok}} := 215\text{mm}$
Tykkelse på flens UK	$h_{f_{uk}} := 160\text{mm}$
Total høyde profil	$h := 2800\text{mm} + h_{f_{ok}} = 3.015\text{m}$
Bredde på flens i UK	$b := 3400\text{mm}$

Avstand fra UK til tyngdepunkt spennarmering i dekke $d_1 := 2930\text{mm}$
 Avstand fra UK til tyngdepunkt spennarmering i bjelke $d_2 := h - 70\text{mm} = 2945\text{mm}$

Tyngdepunkt spennarmering $d := \frac{10d_1 + 8d_2}{18} = 2936.667\text{mm}$

Fremgangsmåte for beregninger videre er hentet fra boken *Betongkonstruksjoner* av Svein Ivar Sørensen, kapittel 7.1.2.

Sjekker om tverrsnitt er over- eller underarmert:

Tar hensyn til tap fra kryp, svinn og relaksasjon

Tap i tøyning fra svinn $\epsilon_{cs} := 2.305 \cdot 10^{-4}$

Tap i tøyning fra relaksasjon $\epsilon_r := 1.022 \cdot 10^{-4}$

$\Delta\epsilon_{p0} := \epsilon_{cs} + \epsilon_r = 3.327 \cdot 10^{-4}$ Hentet fra beregninger svinn, kryp og relaksasjon

reduksjon_friksjonstap := 1 - 0.05 = 0.95 Reduserer med 5% grunnet friksjonstap

$\epsilon_{p0} := (\epsilon_{p0} - \Delta\epsilon_{p0}) \cdot \text{reduksjon_friksjonstap} = 0.007$ Tøyning etter tap

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \left[\frac{f_{pd}}{E_p} - (\epsilon_{p0}) \right]} = 1.086$$

Balanserende mengde spennarmering: $A_{pb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} = 1.86 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$

Total spennarmering i tverrsnitt: $A_{p_eff} := A_{p_dekke} + A_{p_bjelker} = 22392 \cdot \text{mm}^2$

$A_p < A_{pb}$ Regner tverrsnitt som underarmert

$$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_{p_eff}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.131$$

Grense for flenstykkelse $t_{max} := 0.8 \cdot \alpha \cdot d = 307.229 \cdot \text{mm} > h_{f_uk} = 160 \cdot \text{mm}$

Bruker beregningsmetode for tynn flens, hvor tyngdepunktet for trykk ligger midt i flensen.
 Kapasitet av steg neglisjeres.

Momentkapasitet

Trykkresultant i flens: $T_c := f_{cd} \cdot b \cdot h_{f_uk} = 15413.333 \cdot \text{kN}$

Avstand mellom spennarmering og trykkresultant: $z := d - \frac{h_{f_uk}}{2} = 2.857 \text{ m}$

Momentkapasitet: $M_{Rd} := T_c \cdot z = 44030.756 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

E.5 Momentkapasitet snitt 1 - Betongkvalitet B55

Momentkapasitet med B55-betong

Henvisninger til tabeller og kapitler refererer til *NS-EN 1992-1-1 - Prosjektering av betongkonstruksjoner*

Materialinformasjon - betong

Materialfaktor for betong	$\gamma_c := 1.5$	[2.4.2.4]
Karakteristisk trykkfasthet	$f_{ck} := 55\text{MPa}$	Tabell 3.1
Koeffisient langtidslast	$\alpha_{cc} := 0.85$	[3.1.6]
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 31.167 \cdot \text{MPa}$	[3.1.6]
E-modul betong	$E_c := 38000\text{MPa}$	Tabell 3.1
Middelverdi betongens aksialtrekkfasthet	$f_{ctm} := 4.2\text{MPa}$	Tabell 3.1
Tøyningsgrense i bruddgrense	$\varepsilon_{cu} := 0.0032$	Tabell 3.1

Materialinformasjon spennstål

Informasjon om spennarmeringen er hentet fra produsent

Materialfaktor spennstål	$\gamma_p := 1.15$	[2.4.2.4]
Karakteristisk 0.2% flytegrense	$f_{02} := 1570\text{MPa}$	
E-modul spennarmering	$E_p := 206000\text{MPa}$	
Karakteristisk 0.1% strekkfasthet	$f_{p01k} := 1520 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	
Tøyning spennarmering	$\varepsilon_{p0} := \frac{f_{p01k}}{E_p} = 0.007$	
Dimensjonerende spenning	$f_{pd} := \frac{f_{p01k}}{\gamma_p} = 1321.739 \cdot \text{MPa}$	
Areal per spennkabel	$A_p := 1244\text{mm}^2$	
Areal spennarmering i dekket	$A_{p \text{ dekke}} := 10 \cdot A_p = 12440 \cdot \text{mm}^2$	
Areal spennarmering i bjelker	$A_{p \text{ bjelker}} := 8 \cdot A_p = 9952 \cdot \text{mm}^2$	

Tverrsnittsinformasjon

Bredde steg:	$b_{\text{steg}} := 2 \cdot 400\text{mm} = 800 \cdot \text{mm}$
Tykkelse på flens OK	$h_{f_{ok}} := 215\text{mm}$
Tykkelse på flens UK	$h_{f_{uk}} := 160\text{mm}$
Total høyde profil	$h := 2800\text{mm} + h_{f_{ok}} = 3.015 \text{ m}$
Bredde på UK flens	$b := 3400\text{mm}$
Avstand fra UK til tyngdepunkt spennarmering i dekke	$d_1 := 2930\text{mm}$

Avstand fra UK til tyngdepunkt spennarmering i bjelke $d_2 := h - 70\text{mm} = 2945\cdot\text{mm}$

Tyngdepunkt spennarmering $d := \frac{10d_1 + 8d_2}{18} = 2936.667\cdot\text{mm}$

Fremgangsmåte for beregninger videre er hentet fra boken *Betongkonstruksjoner* av Svein Ivar Sørensen, kapittel 7.1.2.

Sjekker om tverrsnitt er over- eller underarmert:

Tar hensyn til tap fra kryp, svinn og relaksasjon

Tap i tøyning fra svinn $\epsilon_{cs} := 2.305 \cdot 10^{-4}$

Tap i tøyning fra relaksasjon $\epsilon_r := 1.022 \cdot 10^{-4}$

$\Delta\epsilon_{p0} := \epsilon_{cs} + \epsilon_r = 3.327 \cdot 10^{-4}$ Hentet fra beregninger svinn, kryp og relaksasjon

reduksjon_friksjonstap := 1 - 0.05 = 0.95 Reduserer med 5% grunnet friksjonstap

$\epsilon_{p0} := (\epsilon_{p0} - \Delta\epsilon_{p0}) \cdot \text{reduksjon_friksjonstap} = 0.007$ Tøyning etter tap

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \left[\frac{f_{pd}}{E_p} - (\epsilon_{p0}) \right]} = 1.095$$

For fasthetsklasse > B50 benytter nye verdier for trykksonen

$\lambda := 0.8 - \frac{(55 - 50)}{200} = 0.788$ istedet for 0.8

$\eta := 1 - \frac{(55 - 50)}{200} = 0.975$

Balanserende mengde spennarmering: $A_{pb} := \lambda \cdot \eta \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} = 1.979 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$

Total spennarmering i tverrsnitt: $A_{p_eff} := A_{p_dekke} + A_{p_bjelker} = 22392 \cdot \text{mm}^2$

$A_p < A_{pb}$ Regner tverrsnitt som underarmert

$$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_{p_eff}}{\lambda \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.124$$

Grense for flenstykkelse $t_{max} := \lambda \cdot \eta \cdot \alpha \cdot d = 279.299 \cdot \text{mm} > h_{f_uk} = 160 \cdot \text{mm}$

Bruker beregningsmetode for tynn flens, hvor tyngdepunktet for trykk ligger midt i flensen.
Kapasitet av steg neglisjeres.

Momentkapasitet

Trykkresultant i flens: $T_c := f_{cd} \cdot b \cdot h_{f_uk} = 16954.667 \cdot \text{kN}$

Avstand mellom spennarmering og trykkresultant: $z := d - \frac{h_{f_uk}}{2} = 2.857 \text{ m}$

Momentkapasitet: $M_{Rd} := T_c \cdot z = 48433.831 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$

E.6 Pythonkode for probabilitetsstudie

25.05.2023, 10:09

Vedlegg_Parametric-Study - Jupyter Notebook

```
In [6]: 1 import numpy as np
        2 import scipy as sp
        3 import matplotlib.pyplot as plt
        4 import scipy.stats
        5
        6 fontsizes=18
        7 plt.rcParams.update({'font.size': fontsizes})
        8 plt.rcParams.update({"font.family": "serif"})
        9 plt.rcParams.update({"mathtext.fontset": "cm"})
       10 plt.rcParams.update({'font.serif': 'Times New Roman'})
       11 plt.close('all')
       12
```

Dimensjonerende moment

Steg 1. Finne sannsynlighetsintervall til hver verdi

Friksjon

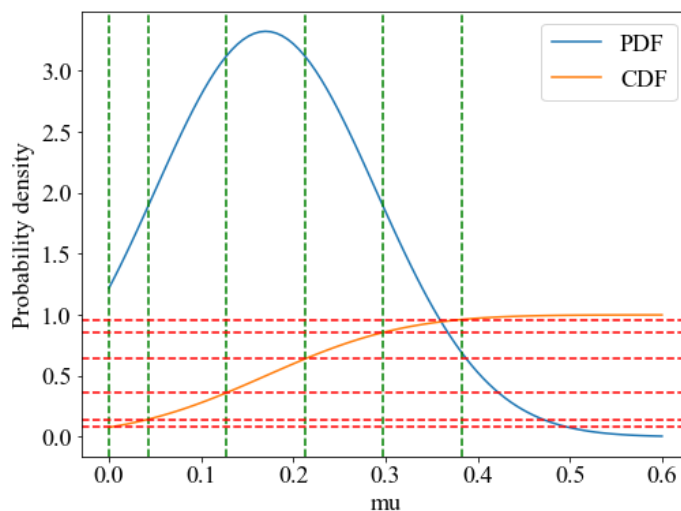
In [52]:

```

1 from scipy.stats import norm
2 import numpy as np
3 import matplotlib.pyplot as plt
4 from scipy import stats
5
6 # Friksjonsverider
7 friction = [0, 0.085, 0.17, 0.255, 0.34]
8
9 # Genererer 100 punkt mellom 0 and 0.6
10 x = np.linspace(0, 0.6, 100)
11
12 # Estimerer (Gjennomsnitt and standardavvik) av normalfordelingen
13 std_loc = stats.norm.fit(friction)
14 print('Gjennomsnitt og standardavvik =', std_loc)
15
16 # Beregner probability density function (PDF) og cumulative distribution function (CDF)
17 pdf = stats.norm.pdf(x, loc=0.17, scale=0.12)
18 cdf = stats.norm.cdf(x, loc=0.17, scale=0.12)
19
20 # Plotter funksjonene
21 fig, ax = plt.subplots(figsize=(8, 6))
22 ax.plot(x, pdf, label='PDF') # Plotter PDF
23 ax.plot(x, cdf, label='CDF') # Plotter CDF
24 #ax.axhline(y=1, color='r', linestyle='--') # Horizontal linje ved y = 1, som referanse
25
26 # Labels og Legends
27 ax.legend()
28 ax.set_xlabel('mu')
29 ax.set_ylabel('Probability density')
30 #plt.ylim(0, 1.5)
31
32 # Vertikale linjer
33 ax.axvline(x=0, color='g', linestyle='--') # Vertikal linje ved x=0
34 ax.axvline(x=0.0425, color='g', linestyle='--') # Vertikal linje ved x=0.0425
35 ax.axvline(x=0.1275, color='g', linestyle='--') # Vertikal linje ved x=0.1275
36 ax.axvline(x=0.2125, color='g', linestyle='--') # Vertikal linje ved x=0.2125
37 ax.axvline(x=0.2975, color='g', linestyle='--') # Vertikal linje ved x=0.2975
38 ax.axvline(x=0.3825, color='g', linestyle='--') # Vertikal linje ved x=0.3825
39
40 # Horisontale linjer
41 ax.axhline(y=0.14, color='r', linestyle='--') # Horizontal linje ved y=0.14
42 ax.axhline(y=0.36, color='r', linestyle='--') # Horizontal linje ved y=0.36
43 ax.axhline(y=0.64, color='r', linestyle='--') # Horizontal linje ved y=0.64
44 ax.axhline(y=0.86, color='r', linestyle='--') # Horizontal linje ved y=0.86
45 ax.axhline(y=0.96, color='r', linestyle='--') # Horizontal linje ved y=0.96
46 ax.axhline(y=0.08, color='r', linestyle='--') # Horizontal linje ved y=0.08
47
48 # Viser plottet
49 plt.show()
50

```

Gjennomsnitt og standardavvik = (0.17, 0.12020815280171308)



In [8]:

```
1 # Intervallstørrelse friksjon
2
3 # Definerer intervallstørrelse
4 a_f = 0.14 - 0.08 # Intervall [0.08, 0.14]
5 b_f = 0.36 - 0.14 # Intervall [0.14, 0.36]
6 c_f = 0.64 - 0.36 # Intervall [0.36, 0.64]
7 d_f = 0.86 - 0.64 # Intervall [0.64, 0.86]
8 e_f = 1 - 0.86 # Intervall [0.86, 1]
9
10 # Samler i en Liste
11 i_f = [a_f, b_f, c_f, d_f, e_f]
12
13 print(a_f, b_f, c_f, d_f, e_f)
```

```
0.06000000000000001 0.21999999999999997 0.28 0.21999999999999997 0.14
```

Betongkvalitet

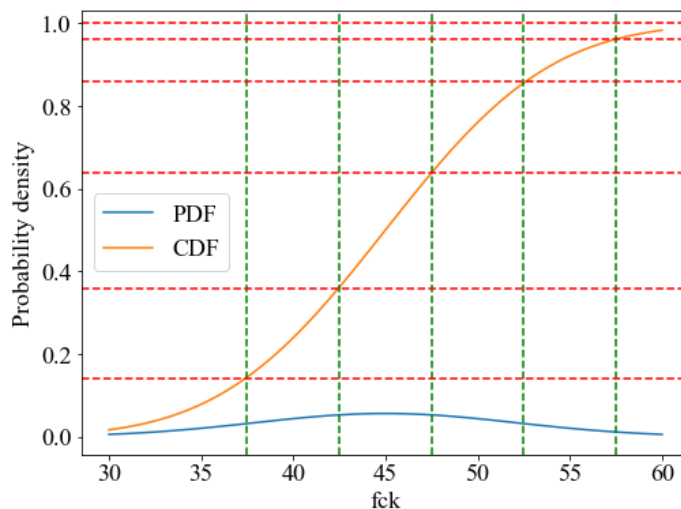
In [9]:

```

1 import numpy as np
2
3 # Verdier for betongkvalitet
4 b_kval = [35, 40, 45, 50, 55]
5
6 # Genererer 100 punkt mellom 30 og 60
7 x = np.linspace(30, 60, 100)
8
9 # Estimerer (Gjennomsnitt and standardavvik) av normalfordelingen
10 std_loc = stats.norm.fit(b_kval)
11 print('Gjennomsnitt og standardavvik =', std_loc)
12
13 # Beregner probability density function (PDF) og cumulative distribution function (CDF)
14 pdf = stats.norm.pdf(x, loc=45, scale=7.07)
15 cdf = stats.norm.cdf(x, loc=45, scale=7.07)
16
17 # Ploter funksjonene
18 fig, ax = plt.subplots(figsize=(8, 6))
19 ax.plot(x, pdf, label='PDF')
20 ax.plot(x, cdf, label='CDF')
21 ax.axhline(y=1, color='r', linestyle='--') # Generer en horisontallinje ved y = 1
22
23 # Labels og Legends
24 ax.legend()
25 ax.set_xlabel('fck')
26 ax.set_ylabel('Probability density')
27
28 # Vertikale linjer
29 ax.axvline(x=37.5, color='g', linestyle='--')
30 ax.axvline(x=42.5, color='g', linestyle='--')
31 ax.axvline(x=47.5, color='g', linestyle='--')
32 ax.axvline(x=52.5, color='g', linestyle='--')
33 ax.axvline(x=57.5, color='g', linestyle='--')
34
35 # Horisontale linjer
36 ax.axhline(y=0.14, color='r', linestyle='--')
37 ax.axhline(y=0.36, color='r', linestyle='--')
38 ax.axhline(y=0.64, color='r', linestyle='--')
39 ax.axhline(y=0.86, color='r', linestyle='--')
40
41 # Viser plottet
42 plt.show()
43
44

```

Gjennomsnitt og standardavvik = (45.0, 7.0710678118654755)

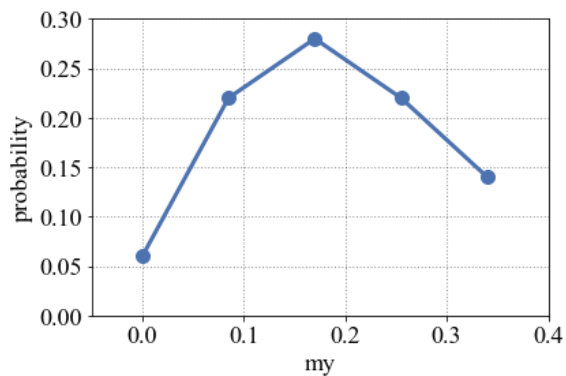


```
In [10]: 1 # Intervallstørrelse betongkvalitet
2
3 # Definerer intervallstørrelse
4
5 a_b = 0.14 - 0 # Intervall [0.08, 0.14]
6 b_b = 0.36 - 0.14 # Intervall [0.14, 0.36]
7 c_b = 0.64 - 0.36 # Intervall [0.36, 0.64]
8 d_b = 0.86 - 0.64 # Intervall [0.64, 0.86]
9 e_b = 1 - 0.86 # Intervall [0.86, 1]
10
11 # Samler i en Liste
12 i_b = [a_b, b_b, c_b, d_b, e_b]
13
14 print(i_b)
```

```
[0.14, 0.21999999999999997, 0.28, 0.21999999999999997, 0.14]
```

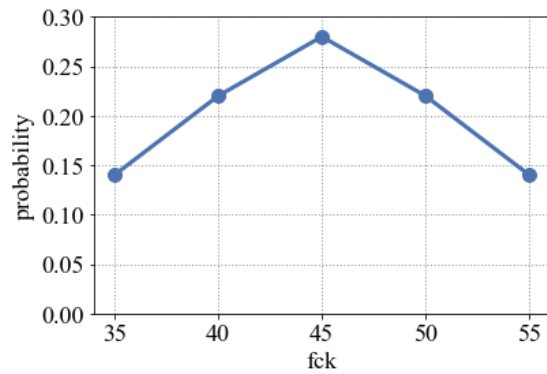
STEG 2. Sannsynlighet for hver materialverdi

```
In [11]: 1 ## FRIKSJON
2 import numpy as np
3 import matplotlib.pyplot as plt
4
5 # Definerer listen
6 friction = [0, 0.085, 0.17, 0.255, 0.34]
7
8 # Genererer plot
9 plt.plot(friction, i_f, marker='o', markersize=10, color='#4C72B0', linewidth=3)
10
11 # Definerer Labels
12 plt.xlabel('my')
13 plt.ylabel('probability')
14
15 # Setter Limits
16 plt.xlim(-0.05, 0.4)
17 plt.ylim(0, 0.3)
18
19 # Lager rutenett til plottet
20 plt.grid(color='black', linestyle=':', linewidth=1, alpha=0.4)
21
22 # Viser plottet
23 plt.show()
24
```



In [12]:

```
1  ## BETONGKVALITET
2
3  # Lager rutenett til plottet
4  plt.grid(color='black', linestyle=':', linewidth=1, alpha=0.4)
5
6  # Genererer plot
7  plt.plot(b_kval, i_b, marker='o', markersize=10, color='#4C72B0', linewidth=3)
8
9  # Setter labels
10 plt.xlabel('fck')
11 plt.ylabel('probability')
12
13 # Setter grenser til plottet
14 plt.ylim(0, 0.3)
15
16 # Viser plottet
17 plt.show()
18
```



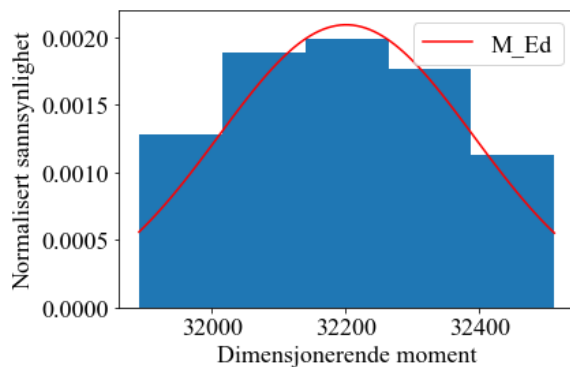
Steg 3. Vekter momentene og plotter i histogram

In [13]:

```

1 import numpy as np
2 import matplotlib.pyplot as plt
3 moment_full = [32421, 32283, 32149, 32018, 31891, 32452, 32313, 32058, 31918, 32178, 32480,
4               32332, 32204, 32080, 31944, 32498, 32358, 32222, 32089, 31959, 32512, 32352,
5               32235, 32101, 31970]
6
7 i_b = [a_b, b_b, c_b, d_b, e_b] # Intervall for betongkvalitet
8 i_f = [a_f, b_f, c_f, d_f, e_f] # Intervall for friksjon
9
10 # Listing up the data
11 friction_prob = i_f # Sannsynlighet for friksjonintervall
12 concrete_prob = i_b # Sannsynlighet for betongkvalitetintervall
13 moments = moment_full # Moment data
14
15 # Beregner vektorer for hver av momentene
16 friction_weights = np.repeat(friction_prob, 5)
17 concrete_weights = np.tile(concrete_prob, 5)
18 weights = friction_weights * concrete_weights
19
20 # Plotter histogrammet
21 plt.hist(moments, bins=5, weights=weights, density=True)
22 plt.xlabel('Dimensjonerende moment')
23 plt.ylabel('Normalisert sannsynlighet')
24
25 # Plotter en kurve for verdiene
26 x = np.linspace(min(moments), max(moments), 100)
27 curve = stats.norm.pdf(x, loc=np.mean(moments), scale=np.std(moments))
28 plt.plot(x, curve, 'r-', label='M_Ed')
29
30 plt.xlabel('Dimensjonerende moment')
31 plt.ylabel('Normalisert sannsynlighet')
32 plt.legend()
33 plt.show()
34

```



Steg 4. Monte carlo fordeling

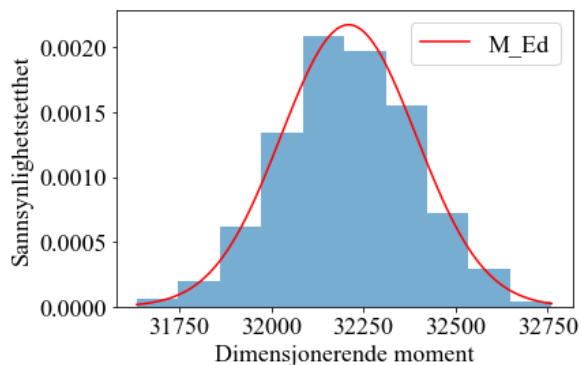
In [14]:

```

1 # Importerer bibliotek
2 import numpy as np
3 import matplotlib.pyplot as plt
4
5 # De ulike momentene listet opp
6 moment_full = [32421, 32283, 32149, 32018, 31891, 32452, 32313, 32058, 31918, 32178, 32480,
7               32332, 32204, 32080, 31944, 32498, 32358, 32222, 32089, 31959, 32512, 32352,
8               32235, 32101, 31970]
9
10 # Estimerer (Gjennomsnitt and standardavvik) av normalfordelingen
11 std_loc = stats.norm.fit(moment_full) ## STD og Loc
12 print('Gjennomsnitt og standardavvik =',std_loc)
13
14 # Parameter for normalfordelingen
15 mean = std_loc[0] # Gjennomsnitt
16 std = std_loc[1] # Standardavvik
17 num_moments = 1000 # Antall nye moment
18
19 # Genererer normalfordelte moment
20 moments = np.random.normal(mean, std, num_moments)
21
22 # Plotter histogram
23 plt.hist(moments, bins=10, density=True, alpha=0.6)
24
25 # Generer kurve til fordelingen
26 x = np.linspace(min(moments), max(moments), 1000)
27 curve = stats.norm.pdf(x, loc=np.mean(moments), scale=np.std(moments))
28 plt.plot(x, curve, 'r-', label='M_Ed')
29
30 # Legger til label og legend
31 plt.xlabel('Dimensjonerende moment')
32 plt.ylabel('Sannsynlighetstetthet')
33 plt.legend()
34
35 # Viser plottet
36 plt.show()

```

Gjennomsnitt og standardavvik = (32200.68, 190.59626858886824)



Momentkapasitet

Steg 1. Finne sannsynlighetsintervall til betongkvaliteten

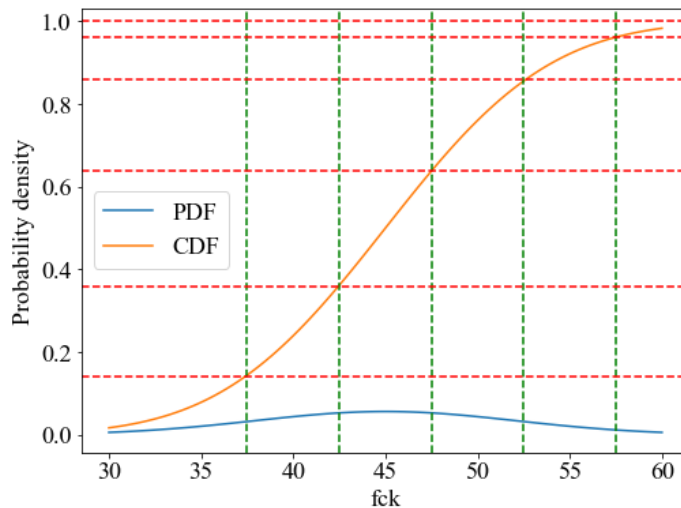
In [15]:

```

1 import numpy as np
2
3 b_kval = [35, 40, 45, 50, 55]
4 M_Rd = [30821, 35224, 39627, 44031, 48433]
5
6 # Genererer 100 punkt mellom 30 og 60
7 x = np.linspace(30, 60, 100)
8 std_loc = stats.norm.fit(b_kval) # STD og Loc
9 print('Gjennomsnitt og standardavvik =', std_loc)
10
11 # Funksjoner
12 pdf = stats.norm.pdf(x, loc=45, scale=7.07) # probability density function (PDF)
13 cdf = stats.norm.cdf(x, loc=45, scale=7.07) # cumulative distribution function (CDF)
14
15 # Plotter PDF og CDF
16 fig, ax = plt.subplots(figsize=(8, 6))
17 ax.plot(x, pdf, label='PDF')
18 ax.plot(x, cdf, label='CDF')
19 ax.axhline(y=1, color='r', linestyle='--') # horisontal linje ved y=1 (som referanselinje)
20 ax.legend()
21 ax.set_xlabel('fck')
22 ax.set_ylabel('Probability density')
23
24 ## Vertikale Linjer
25 ax.axvline(x=37.5, color='g', linestyle='--') # vertikal linje ved x=37.5
26 ax.axvline(x=42.5, color='g', linestyle='--') # vertikal linje ved x=42.5
27 ax.axvline(x=47.5, color='g', linestyle='--') # vertikal linje ved x=47.5
28 ax.axvline(x=52.5, color='g', linestyle='--') # vertikal linje ved x=52.5
29 ax.axvline(x=57.5, color='g', linestyle='--') # vertikal linje ved x=57.5
30
31 ## Horisontale Linjer
32 ax.axhline(y=0.14, color='r', linestyle='--') # horisontal linje ved y=0.14
33 ax.axhline(y=0.36, color='r', linestyle='--') # horisontal linje ved y=0.36
34 ax.axhline(y=0.64, color='r', linestyle='--') # horisontal linje ved y=0.64
35 ax.axhline(y=0.86, color='r', linestyle='--') # horisontal linje ved y=0.86
36 ax.axhline(y=0.96, color='r', linestyle='--') # horisontal linje ved y=0.96
37
38 # Viser plottet
39 plt.show()
40

```

Gjennomsnitt og standardavvik = (45.0, 7.0710678118654755)



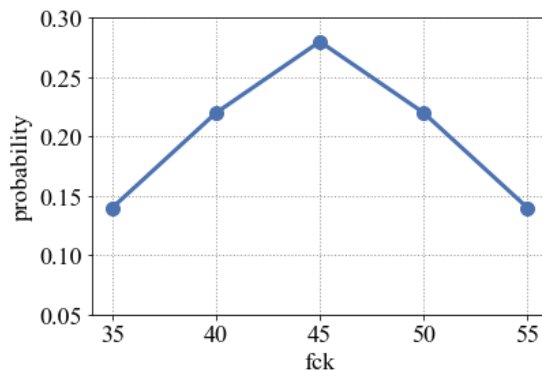
```
In [16]: 1 # Intervallstørrelser
2 a_b = 0.14
3 b_b = 0.36 - 0.14
4 c_b = 0.64 - 0.36
5 d_b = 0.86 - 0.64
6 e_b = 1 - 0.86
7
8 # Samler i en Liste
9 i_b = [a_b, b_b, c_b, d_b, e_b]
10
11 print(i_b)
12
```

```
[0.14, 0.21999999999999997, 0.28, 0.21999999999999997, 0.14]
```

STEG 2. Sannsynlighet for hver materialverdi

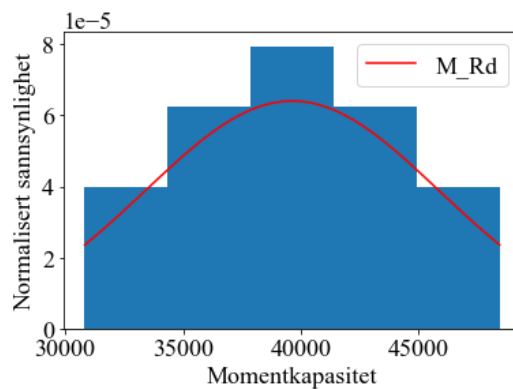
```
In [17]: 1 # Legger til grid til plottet
2 plt.grid(color='black', linestyle=':', linewidth=1, alpha=0.4)
3
4 # Plotter dataen
5 plt.plot(b_kval, i_b, marker='o', markersize=10, color='#4C72B0', linewidth=3)
6
7 # Setter labels
8 plt.xlabel('fck')
9 plt.ylabel('probability')
10
11 # Bestemmer dimensjon på y-aksen
12 plt.ylim(0.05, 0.3)
13
```

```
Out[17]: (0.05, 0.3)
```



Steg 3. Vekter momentene og plotter i histogram

```
In [18]: 1 import numpy as np
2 import matplotlib.pyplot as plt
3
4 i_b = [a_b, b_b, c_b, d_b, e_b]
5
6 # Henter inn data
7 concrete_prob = i_b
8 moments = M_Rd
9
10 weights = concrete_prob
11
12 # Plotter histogrammet
13 plt.hist(moments, bins=5, weights=weights, density=True)
14 plt.xlabel('Momentkapasitet')
15 plt.ylabel('Normalisert sannsynlighet')
16
17 # Plotter en kurve som passer
18 x = np.linspace(min(moments), max(moments), 100)
19 curve = stats.norm.pdf(x, loc=np.mean(moments), scale=np.std(moments))
20 plt.plot(x, curve, 'r-', label='M_Rd')
21
22 plt.xlabel('Momentkapasitet')
23 plt.ylabel('Normalisert sannsynlighet')
24
25 plt.legend()
26
27 # Viser plottet
28 plt.show()
29
```

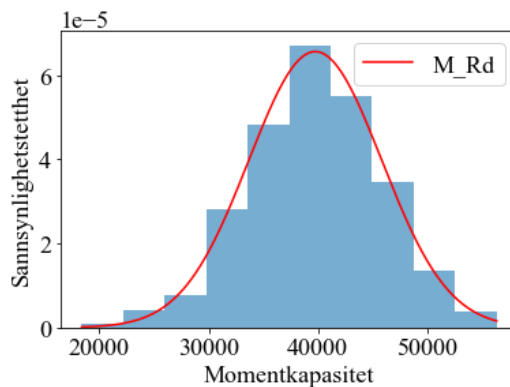


Steg 4. Monte carlo fordeling

In [19]:

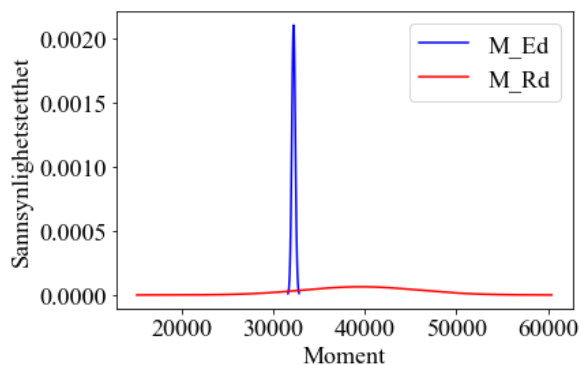
```
1 import numpy as np
2
3 moment_full = M_Rd
4
5 # Estimerer (Gjennomsnitt and standardavvik) av normalfordelingen
6 std_loc = stats.norm.fit(moment_full)
7 print('Gjennomsnitt og standardavvik =',std_loc)
8
9 # Parameter for normalfordeling
10 mean = std_loc[0] # Gjennomsnitt
11 std = std_loc[1] # Standardavvik
12 num_moments = 1000 # Antall nye moment
13
14 # Generate normalfordelte moment
15 moments = np.random.normal(mean, std, num_moments)
16
17 # Plotter et histogram av momentene
18 plt.hist(moments, bins=10, density=True, alpha=0.6)
19
20 # Plotter kurven
21 x = np.linspace(min(moments), max(moments), 1000)
22 curve = stats.norm.pdf(x, loc=np.mean(moments), scale=np.std(moments))
23 plt.plot(x, curve, 'r-', label='M_Rd')
24
25 # Seter Labels
26 plt.xlabel('Momentkapasitet')
27 plt.ylabel('Sannsynlighetstetthet')
28
29 plt.legend()
30
31 # viser plottet
32 plt.show()
33
```

Gjennomsnitt og standardavvik = (39627.2, 6226.9237477264805)



Sammenligner M_Rd og M_Ed

```
In [48]: 1 import numpy as np
2
3 ## DIMENSJONERENDE MOMENT MED
4 moment_full = [32421, 32283, 32149, 32018, 31891, 32452, 32313, 32058, 31918, 32178, 32480,
5               32332, 32204, 32080, 31944, 32498, 32358, 32222, 32089, 31959, 32512, 32352,
6               32235, 32101, 31970]
7
8 # Parameter for normalfordeling
9 mean = 32201 # Gjennomsnitt
10 std = 190.6 # Standarddeviasjon
11 num_moments = 1000 # Antall nye moment
12
13 # Genererer normalfordelte moment
14 moments_Med = np.random.normal(mean, std, num_moments)
15
16 # Plotter kurven
17 x = np.linspace(min(moments_Med), max(moments_Med), 100)
18 curve = stats.norm.pdf(x, loc=np.mean(moments_Med), scale=np.std(moments_Med))
19 plt.plot(x, curve, 'b-', label='M_Ed')
20
21 ## KAPASITET MRD
22 moment_full = M_Rd
23
24 # Parameter for normalfordeling
25 mean = 39627 # Gjennomsnitt
26 std = 6227 # Standarddeviasjon
27 num_moments = 1000 # Antall nye moment
28
29 # Genererer normalfordelte moment
30 moments_Mrd = np.random.normal(mean, std, num_moments)
31
32 # Plotter kurven
33 x = np.linspace(min(moments_Mrd), max(moments_Mrd), 1000)
34 curve = stats.norm.pdf(x, loc=np.mean(moments_Mrd), scale=np.std(moments_Mrd))
35 plt.plot(x, curve, 'r-', label='M_Rd')
36
37 plt.xlabel('Moment')
38 plt.ylabel('Sannsynlighetstetthet')
39
40 plt.legend()
41
42 # Show the plot
43 plt.show()
44
```



Beregner sannsynlighet for kollaps

```
In [49]: 1 import numpy as np
2 import matplotlib.pyplot as plt
3 from scipy import stats
4
5 Ny_M = moments_Mrd - moments_Med
6
7 # Beregner sannsynlighet for kollaps
8 probability_collapse = np.mean(Ny_M <= 0) * 100
9 print("Sannsynlighet for kollaps: {:.2f}%".format(probability_collapse))
10
11 # Plotter funksjon som viser forskjell i M_Rd og M_Ed
12 x = np.linspace(min(Ny_M), max(Ny_M), 1000)
13 curve = stats.norm.pdf(x, loc=np.mean(Ny_M), scale=np.std(Ny_M))
14 plt.plot(x, curve, 'r-', label='M_Rd - M_Ed')
15
16 plt.axvline(x=0, color='k', linestyle='--')
17
18 plt.xlabel('Moment')
19 plt.ylabel('Sannsynlighetstetthet')
20 plt.ylim(-0.000005, 0.000081)
21
22 plt.legend(loc='upper right')
23 plt.show()
```

Sannsynlighet for kollaps: 10.50%

