

Oppførsel til platefelt med tverrstivere - Oseberg Sør dekker

Plateknekking på aluminiumsdekke med
tverrgående stivere

August Skjævesland Vium

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2013

Hovedveileder: Arne Aalberg, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2013

FAGOMRÅDE: Aluminiumkonstruksjoner	DATO: 10 juni 2013	ANTALL SIDER: 60 + 27 (Tillegg)
---------------------------------------	-----------------------	------------------------------------

TITTEL:

Oppførsel til platefelt med tverrstivere - Oseberg Sør dekker

Behaviour of plate panel with transverse stiffeners

UTFØRT AV:

August Skjævesland Vium



SAMMENDRAG:

Det er tidligere ved Institutt for konstruksjonsteknikk gjort en eksperimentell og numerisk undersøkelse av en gulvkonstruksjon i aluminium. Denne type gulvkonstruksjoner utgjorde etasjeskiller i en boligmodul ved en plattform i Oseberg Sør-feltet. Dekkene var laget av ekstruderte aluminiumsprofiler med trapesformede stivere, lagt på tvers og integrert i stegene til store I-bjelker i aluminium. Laster på gulvkonstruksjonen fører til bøyemoment som fordeler seg som trykk i dekket og de øvre bjelkestegene og strekk i resten av bjelkene. Med de tidligere undersøkelsene på Oseberg Sør-dekkene som utgangspunkt, ble det i denne oppgaven utført inngående beregninger for slike gulvkonstruksjoner.

Det viste seg å være lite regelverk tilgjengelig for dimensjonering av avstivede plater utsatt for aksialkraft på tvers av stiverne. DNV-RP-C201 gir en anbefaling for dimensjonerende momentkapasitet for gulvsystem bestående av avstivede plater lagt på bjelker. Disse regnereglene var imidlertid konservative, og resultatene underdimensjonerte dekket i stor grad.

Ved hjelp av Abaqus ble det utført numeriske analyser på et utsnitt av dekket fra Oseberg Sør-feltet. Elementmodellen bestod av fem dekkeprofiler og ble utsatt for en uniform forskyvning på tvers av stiverne. Et parameterstudie av modellen viste at dekkets initielle formfeil og elementstørrelse på tvers av plateprofilene hadde størst innvirkning på responsen til dekket. Ved små initielle formfeil var de numeriske analysene følsomme for hvor stort det maksimale tidsinkrementet var. For å beregne maksimallast på gulvet ble det antatt at den totale kapasiteten til gulvkonstruksjonen ville være utnyttet når dekket kollapset. Resultatene underdimensjonerte maksimallasten på gulvet noe.

I modellen av dekkeutsnittet ble ikke grensebetingelser og kontinuiteten til gulvkonstruksjonen fra det eksperimentelle undersøkelsene gjenskapt på en god måte. Det ble derfor utført numeriske analyser av en utvidet elementmodell hvor hele gulvkonstruksjonen ble modellert. Dette var fordelaktig ettersom deformasjoner og respons til modellen var direkte sammenlignbart med dataene hentet fra den eksperimentelle undersøkelsen. De beste resultatene, med tanke på maksimallast og hvilken forskyvning den ble oppnådd ved, var også oppnådd i den utvidede modellen. Analysetiden var imidlertid høy. Spenningsfordeling i dekket og deformasjonen til den utvidede modellen viste at maksimallasten på gulvkonstruksjonen ble oppnådd etter at dekket kollapset.

FAGLÆRER: Førsteamanuensis Arne Aalberg

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU

Forord

Denne rapporten er en masteroppgave utarbeidet ved Institutt for konstruksjonsteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelig universitet (NTNU). Masteroppgaven tilsvarer 30 studiepoeng, som utgjør 20 ukers arbeid, og er utført våren 2013.

Ved Institutt for konstruksjonsteknikk er det tidligere gjort en eksperimentell og numerisk undersøkelser av et et gulvkonstruksjon i aluminium som utgjorde etasjeskiller i en boligmodul ved en plattform i Oseberg Sør-feltet. Denne gulvkonstruksjonen er utgangspunkt for oppgaven. I rapporten som foreligger, blir det presentert et inngående arbeid for å kunne avgjøre hvilke forhold som styrer oppførselen og stivheten til denne type dekke. Rapporten er skrevet for at personer med bakgrunn innen konstruksjon skal kunne forstå og få nytte av innholdet.

Gjennom arbeidet med oppgaven har jeg fått en god kunnskap knyttet til knekkingsproblematikk til avstivede plater og kompleksiteten ved kapasitetsberegninger av slike systemer. Jeg vil gjerne rette en stor takk til førsteamanuensis Arne Aalberg for god veiledning gjennom hele semesteret. Jeg vil også takke Ragnhild Eik for tålmodig gjennomlesing av oppgaven.

Trondheim, juni 2013

.....

August Skjævesland Vium

Sammendrag

Det er tidligere ved Institutt for konstruksjonsteknikk gjort en eksperimentell og numerisk undersøkelse av en gulvkonstruksjon i aluminium. Denne type gulvkonstruksjoner utgjorde etasjeskiller i en boligmodul ved en plattform i Oseberg Sør-feltet. Dekkene var laget av ekstruderte aluminiumsprofiler med trapesformede stivere, lagt på tvers og integrert i stegene til store I-bjelker i aluminium. Laster på gulvkonstruksjonen fører til bøyemoment som fordeler seg som trykk i dekket og de øvre bjelkestegene og strekk i resten av bjelkene. Med de tidligere undersøkelsene på Oseberg Sør-dekkene som utgangspunkt, ble det i denne oppgaven utført inngående beregninger for slike gulvkonstruksjoner.

Det viste seg å være lite regleverk tilgjengelig for dimensjonering av avstivede plater utsatt for aksialkraft på tvers av stiverne. DNV-RP-C201 gir en anbefaling for dimensjonerende momentkapasitet for gulvsystem bestående av avstivede plater lagt på bjelker. Disse regnereglene var imidlertid konservative, og resultatene underdimensjonerte dekket i stor grad.

Ved hjelp av Abaqus ble det utført numeriske analyser på et utsnitt av dekket fra Oseberg Sør-feltet. Elementmodellen bestod av fem dekkeprofiler og ble utsatt for en uniform forskyvning på tvers av stiverne. Et parameterstudie av modellen viste at dekkets initielle formfeil og elementstørrelse på tvers av plateprofilene hadde størst innvirkning på responsen til dekket. Ved små initielle formfeil var de numeriske analysene følsomme for hvor stort det maksimale tidsinkrementet var. For å beregne maksimallast på gulvet ble det antatt at den totale kapasiteten til gulvkonstruksjonen ville være utnyttet når dekket kollapset. Resultatene underdimensjonerte maksimallasten på gulvet noe.

I modellen av dekkeutsnittet ble ikke grensebetingelser og kontinuiteten til gulvkonstruksjonen fra det eksperimentelle undersøkelsene gjenskapt på en god måte. Det ble derfor utført numeriske analyser av en utvidet elementmodell hvor hele gulvkonstruksjonen ble modellert. Dette var fordelaktig ettersom deformasjoner og respons til modellen var direkte sammenlignbart med dataene hentet fra den

eksperimentelle undersøkelsen. De beste resultatene, med tanke på maksimallast og hvilken forskyvning den ble oppnådd ved, var også oppnådd i den utvidede modellen. Analysetiden var imidlertid høy. Spenningsfordeling i dekket og deformasjonen til den utvidede modellen viste at maksimallasten på gulvkonstruksjonen ble oppnådd etter at dekket kollapset.

Abstract

The Department of Structural Engineering previously made an experimental and numerical investigation of deck system of aluminum. This type of deck systems serves as a floor in a residential module in a platform in the Osberg Sør-field. The deck is made of extruded aluminum profiles with trapezoidal stiffeners, lying across and integrated into the web of I-beams of aluminum. Loads on the deck results in a to bending moment which leads to pressure in the deck and the upper beam webs and stretches the rest of the beams. Considering the previous investigations of the Oseberg Sør-field this report performed detailed calculations for this deck system.

It transpired that there are few rules for dimensioning the stiffened plates subjected to axial force across the stiffeners. DNV-RP-C201 provides a recommendation for the design moment capacity of the deck systems consisting of stiffened plates laid on beams. However, these rules were conservative, and the results underestimated the deck capacity extensively.

Using Abaqus a numerical analysis of a section of the deck from Oseberg Sør-field was performed. The element model consisted of five deck profiles and was subjected to a uniform displacement across the stiffeners. A parameter study of the model showed that the deck's initial imperfection and element size across the deck profiles had the greatest impact on the response of the deck. For small initial imperfection the numerical analyzes was sensitive to the size of the maximum time increment. To calculate the maximum load on the floor, it was assumed that the total capacity of the deck system would be utilized when the deck collapsed. The results enderestimated the maximum load on the floor to some extent.

The element model of the deck section did not recreate the boundary conditions and continuity of the deck system from the experimental investigations in a good way. For this reason there was carried out a numerical analysis of an extended element model where the whole deck system was modeled. This was beneficial as deformations and response of the model were directly comparable with the data

obtained from the experimental study. The best result, considering the maximum load and the vertical displacement it was obtained at, was also obtained in the extended model. However, the computational time was high. Stress distribution along the deck and the deformation of the extended model showed that the maximum load at the deck system was achieved after the deck collapse.

Innhold

Forord	i
Sammendrag	iii
Abstract	v
1 Innledning	1
2 Tidligere arbeid	3
3 Teoretisk bakgrunn	9
3.1 Plater uten stivere	9
3.2 Plater med stivere	11
3.2.1 Langsgående stivere	11
3.2.2 Tverrgående stivere	12
3.2.3 Dimensjonering av platedekke opplagt av bjelker	15
3.3 Sveis og varmepåvirket sone	18
3.4 Løsningsmetode i Abaqus CAE	19
3.5 Spenning-tøyning relasjoner	20

4	Numerisk beregning	21
5	Parameterstudie	29
5.1	Formfeil på dekket	29
5.1.1	Systematisk intiell formfeil	30
5.1.2	Initielle formfeil fra knekkingsmoder	34
5.1.3	Kombinasjon av de ulike formfeilene	37
5.2	Elementinndeling	39
5.2.1	Elementinndeling på langs av dekkeprofilen	39
5.2.2	Elementinndeling på tvers av dekkeprofilen	41
5.3	Integrasjonspunkter i elementene	42
5.4	Modellering av sveist sone	44
5.5	Virkning av bjelkens grensebetingelser	46
5.6	Analyse med flere dekkeprofiler	47
5.7	Forbedring av basismodellen	49
6	Utvidet modell	51
7	Konklusjon	59
	Literaturliste	61
A	Data fra eksperiment [3]	A.1
B	Håndregning	B.1

C	Resultater fra parameterstudie	C.1
C.1	Systematisk initiell formfeil	C.1
C.2	Initiell formfeil fra knekkingsmoder	C.6
C.3	Elementinndeling	C.10
C.4	Modellering av sveist sone	C.13
C.5	Virkning av bjelkens grensebetingelser	C.15
C.6	Analyse med flere dekkeprofiler	C.16
C.7	Forbedret modell	C.17
D	Tilleggsdata til utvidet modell	D.1

Figurer

1.1	Gulvkonstruksjon utsatt for moment	2
2.1	Eksperimenttrigg og momentdiagram [3]	4
2.2	Responskurve fra laboratoriumsforøket [3]	5
2.3	Fotografier av gulvkonstruksjonen utsatt for vertikalforskyvning [3]	5
2.4	Responskurve fra numerisk undersøkelse [4]	6
3.1	Spenningsfordeling til fritt opplagt plate [10]	10
3.2	Søylemodell for plate med laster fra flere retninger [5, s. 18]	14
3.3	Definisjoner av plategeometrier [5, s. 24]	15
3.4	Skematisk beskrivelse av FSW [14, s. 182]	18
3.5	Bifurkasjonspunkt [12, s. 7]	19
4.1	Materialkurve for aluminiumet	22
4.2	Elementmodell av dekkesegmentet	23
4.3	Responskurve for basismodell og tidligere analyse	24
4.4	Deformasjon til basismodellen ved ulike forskyvningsstadier	26
4.5	Spenningsfordeling over dekkesnitt	27

5.1	Deformasjonsform til Bølging	30
5.2	Responsskurve med ulik amplitude på Bølging	31
5.3	Makskraft ved ulike initielle amplituder til Bølging	31
5.4	Responsskurve til dekket med varierende forskyning/inkrement og amplitude til Bølging på 0.05 mm	32
5.5	Deformasjon til dekket med amplitude til Bølging på 0.05 mm og 4 mm påsatt forskyvning	33
5.6	Deformasjonsform til Mode 1-4	35
5.7	Responsskurve til Mode 1-4 med amplitude på 1.0 mm	35
5.8	Makskraft til Mode 1-4 med varierende amplitude	36
5.9	Responsskurve med ulik elementlengde i dekkeprofilens lengderetning	40
5.10	Responsskurve med ulik elementlengde på tvers av dekkeprofilene	41
5.11	Responsskurve med redusert integrasjon	43
5.12	Responsskurve med full integrasjon	43
5.13	Responsskurve med ulik bredde på HAZ	45
5.14	Maksimalkraft ved ulike HAZ-bredder	45
5.15	Responsskurve med ulike grensebetingelser for bjelken, r indikerer rotasjon om aksen	47
5.16	Responsskurve med ulikt antall dekkeprofiler	48
5.17	Responsskurve til basismodell og forbedret modell	49
6.1	Elementmodell av utvidet modell	52
6.2	Responsskurve til utvidet modell og data fra eksperiment	53
6.3	Deformasjon til full modell med HAZ	54
6.4	Responsskurve med ulik amplitude til systematisk initielle formfeil	55

6.5	Gjennomsnittlig spenningsfordeling i x-retning for noder i dekke- profilets retning ved forskjellige laster	57
6.6	Spenningsfordeling x-retning over bjelkelengdene ved Pmax	58
A.1	Geometriske mål til dekkeprofilene	A.1
A.2	Materialkurver fra strekkprøver	A.2
A.3	Gulvkonstruksjonen	A.2
C.1	Responskurve ved forskyvning opp til 10 mm med ulike amplituder til Bølging	C.1
D.1	Gjennomsnittlig spenning i bjelkens lengderetning ved Pmax, flere utsnitt	D.4

Tabeller

4.1	Oppsummering av parameterne til elementmodellen	23
5.1	Kombinasjon av Bølging og Mode 1-4	37
5.2	Resultat fra ulike formfeil med samlet utslag på 0,2 mm	38
5.3	Resultat fra ulike formfeil med samlet amplitude på 1 mm	39
5.4	Forskjellige elementlengde i dekkeprofilenes lengderetning	40
5.5	Forskjellige elementlengde på tvers av dekkeprofilene	41
5.6	Sammenligning mellom redusert og full integrasjon	44
5.7	Resultater ved endring av antall elementer på tvers av HAZ	46
5.8	Resultatene for varierende antall dekkeprofiler	48
5.9	Endring av parametere fra basismodell til forbedret modell	49
5.10	Resultater fra basismodell og forbedret modell	50
6.1	Resultater fra full modell og ekperiment	54
C.1	Dekkeutsnitt uten initielle formfeil	C.2
C.2	Bølging med amplitude 0.025 mm	C.3
C.3	Bølging med amplitude 0,05 mm	C.3
C.4	Bølging med amplitude 0,1 mm	C.4

C.5	Bølgning med amplitude 0,25 mm	C.4
C.6	Bølgning med amplitude 0,5 mm	C.5
C.7	Bølgning med amplitude 2,5 mm	C.5
C.8	Formfeil kra knekkingsanalyse, Mode 1	C.6
C.9	Formfeil kra knekkingsanalyse, Mode 2	C.7
C.10	Formfeil kra knekkingsanalyse, Mode 3	C.8
C.11	Formfeil kra knekkingsanalyse, Mode 4	C.9
C.12	Variierende elementstørrelse i dekkeprofillets lengderetning	C.10
C.13	Variierende elementstørrelse i dekkeprofillets bredde, del 1	C.11
C.14	Variierende elementstørrelse i dekkeprofillets bredde, del 2	C.12
C.15	Bredde til varmpåvirket sone etter sveising	C.13
C.16	Elementer på tvers av varmpåvirket sone etter sveising	C.14
C.17	Variierende grensbetingelser til bjelke	C.15
C.18	Flere dekkeprofiler	C.16
C.19	Resultater til forbedret modell	C.17
D.1	Deformasjonsform til initielle formfeil	D.1
D.2	Resultater ved varierende systematisk initiell formfeil	D.2
D.3	Deformasjon til dekket som kollapser	D.3

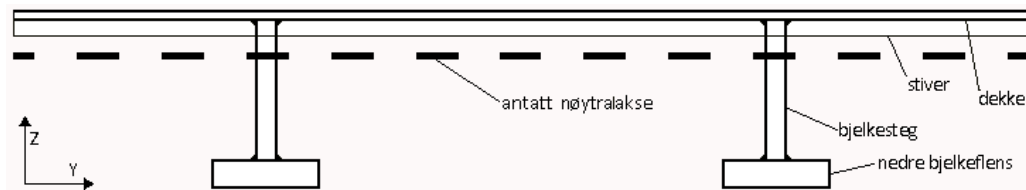
Kapittel 1

Innledning

Avstivede plater bestående av sammensveiste ekstruderte aluminiumsprofiler har mange bruksområder. Eksempler er containere, kjøretøy, skip og broer. Spesielt innen transport, der vektreduksjon er viktig for å spare drivstoff, er bruk av aluminium fordelaktig. I offshorekonstruksjoner er materialets lave egenvekt også viktig, og her spiller i tillegg aluminiumets gode korrosjonsegenskapene inn. Moderne ekstruderings-teknologi og sammensveising gjør produksjonen av denne typen konstruksjonsdeler meget effektivt.

Ved plattformene i Oseberg Sør-feltet i Nordsjøen er gulvkonstruksjoner av aluminium bruk i en boligmodul. Gulvkonstruksjonene består av parallelle bjelker, med strekkflens og steg, som holder oppe platen med stivere på undersiden. Stiverne er trapesformede og strekker seg kontinuerlig på tvers over flere bjelker. På et slikt dekke er plateprofilenes oppgave å bære laster på gulvet over til bjelkene. Her er steget til bjelken tilpasset platen og stiverne, og konstruksjonsdelene er sveist sammen. Dette fører til at platen også har en funksjon som bjelkens overflens. Målet med denne oppgaven er å få en bedre forståelse for hvilke forhold som styrer oppførselen og stivheten til denne type dekkssystemer.

En vertikallast på dekket vil føre til bøyemoment. Dette vil fordele seg som strekkspenninger i den nedre delen av bjelkene, mens dekket og resten av bjelkene utsettes for trykkspenninger, vist i figur 1.1. Siden dekket er en slank konstruksjonsdel, vil det være knekkingsutsatt når det utsettes for trykk i aksialretningene. Imidlertid vil platers egenskap til å fordele trykkspenninger gjøre at kapasiteten til platen vil være høyere enn knekklasten, når sidekantene er fastholdt. Stivere vil også redusere slankhetene til platen ved at de virker avstivende på deformasjonen eller endrer knekkingsmønsteret.



Figur 1.1: Gulvkonstruksjon utsatt for moment

I 1999 ble det ved Institutt for konstruksjonsteknikk gjort en eksperimentell og numerisk undersøkelse av en gulvkonstruksjon av samme type som er brukt i Oseberg Sør-feltet. Kapittel 2 inneholder en redegjørelse for disse undersøkelsene og andre lignede forsøk som ser utført. I kapittel 3 følger en gjennomgang av regneregler for kapasitetsberegninger av aksialbelastede plater fra Eurokode 9 [8] og anbefalt praksis til DNV [5]. Disse reglene er brukt for å utføre kapasitetsberegninger på gulvkonstruksjonen fra den eksperimentelle undersøkelsen. Relevant teori for numeriske beregninger og varmpåvirket sone grunnet sveis er også gitt i dette kapitlet.

I kapittel 4 er det en beskrivelse av en elementanalyse som ble modellert ved hjelp av Abaqus. Elementmodellen bestod av fem dekkeprofiler som ble utsatt for en uniform forskyvning på tvers av stiverne. Resultatene fra den eksperimentelle undersøkelsen var utgangspunktet når respons og deformasjon til elementmodellen ble studert. I et parameterstudie, kapittel 5, blir det utført systematisk endring av parameterne i elementmodellen i kapittel 4. Betydningen av formfeil på dekket, elementstørrelse, integrasjonsmetoder, sveispåvirket sone og grensebetingelser vil dermed bli kartlagt. Fra resultatene i parameterstudiet er det mulig utføre forbedringer på elementmodell. Resultatene til den forbedrede modellen blir presentert i slutten av kapitlet.

Kapittel 6 inneholder beskrivelser og resultater fra en elementanalyse hvor hele gulvkonstruksjonen ble modellert. Denne modellen gir mulighet til å studere forhold som styrer gulvkonstruksjonens oppførsel som det ikke ble tatt hensyn til når et utsnitt av dekket ble modellert.

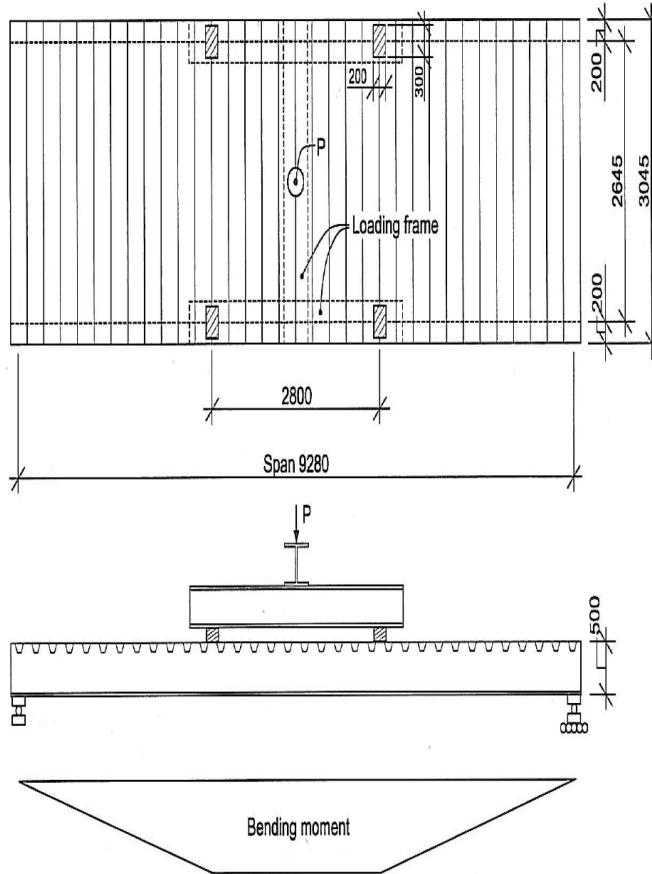
Rapporten er skrevet på norsk, men for at figurer skal kunne benyttes i eventuelle videre arbeid, er det valgt å skrive disse på engelsk.

Kapittel 2

Tidligere arbeid

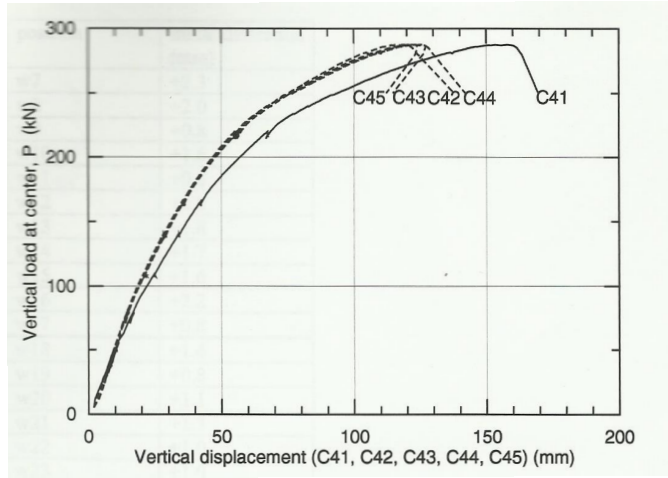
I 1999 ble det ved Institutt for konstruksjonsteknikk utført laboratorieforsøk [3] på et utsnitt av et eksisterende aluminumsdekke fra Oseberg Sør. Testdekket bestod av to bjelker med integrert dekke som var totalt 9520 mm langt, 3045 mm bredt og 500 mm høyt, vist i figur 2.1. Bjelkene var parallelle med senteravstand 2645 mm og gaffellagret med spennvidde 9280 mm. Dekket bestod av 34 ekstruderte sammensveiste plateprofiler, figur A.1, som strakte seg på tvers av bjelkene. Alle konstruksjonsdelene var av aluminiumlegering AA 6082 T6 sammenkoblet med friksjonssveiser, FSW. Målet med forsøksoppsettet var å gjenskape oppførselen til et større kontinuerlig dekkekonstruksjon på en forenklet måte. To bjelker, som hver spente mellom to oppleggere, ble antatt å være tilstrekkelig utsnitt etter som den kritiske delen kom til å være det avstivede dekket. For å gjenskape noe av kontinuiteten til dekket i dekkeprofilets lengderetning strakk det seg 200 mm ut over hver bjelke.

Eksperimentet ble gjennomført ved at dekket ble utsatt for en sentrisk last P satt på ved vertikal forskyvningskontroll. Jekken var lokalisert over platens sentrum. En stiv ramme av I-bjelker fordelte lasten til to konsentrerte laster, $P/4$, over hvert av bjelkestegene. Disse var lokalisert 1400 mm på hver side av bjelkenes midtpunkt og førte til momentdiagrammet vist i figur 2.1. Lasten ble transportert over til dekket ved hjelp av ståalarmerte gummiblokker med dimensjonene 200 mm · 300 mm · 50 mm. Lastrammen ble utstyrt med instrumenter som målte lasten P og vertikalforskyvning til rammen over platens sentrum og punktlastene. Instrumenter ble monterte på rekke mellom bjelkene og målte vertikalforskyvningen til platen inne i stiverne til de fem midterste plateprofilene. Dette for å følge lokale knekkingsdeformasjoner til dekket i det mest momentutsatte området. Tøyningen flere steder på tvers av det midterste plateprofilet ble også målt.



Figur 2.1: Eksperimenttrigg og momentdiagram [3]

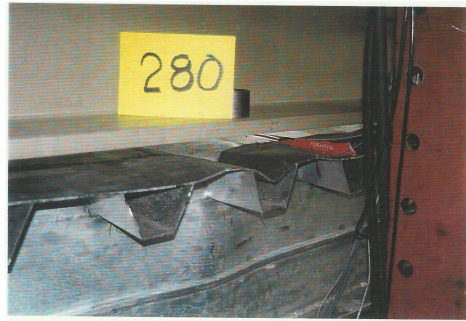
Lasten P ble påført med forskyvningskontroll og ble stoppet når platens kapasitet begynte å synke. Responskurven er vist i figur 2.2 hvor den vertikale akse er krafter P i kN og horisontalaksen er vertikalforskyvningen i mm. Her er C41 forskyvningen under lasten P , mens C42, C43, C44 og C45 er forskyvningen ved de fire punktlastene. Fra responsen kommer det frem at når vertikalforskyvningen øker, synker bøyestivheten gradvis. Figur 2.3(a) viser et foto av dekket ved $P = 275$ kN, og her er det tydelig at dekket har fått utknekkinger mellom stiverne. Det ble også observert at stiverne fulgte dekket i knekkingsdeformasjoner i form av vertikale oppadgående og nedadgående deformasjoner. Maksimalkraften ble oppnådd ved $P = 287$ kN ved en vertikalforskyvninger til punktlastene på 120-130 mm. Kapasitetsreduksjonen til gulvkonstruksjonen skyldes en kollaps av dekket mellom en av stiverne som vist i figur 2.3(b). Her kan det også bli observert at øvre del av bjelkesteget fikk en lokal sideveis utbøyning.



Figur 2.2: Responskurve fra laboratoriumsforøket [3]



(a) $P = 275$ kN

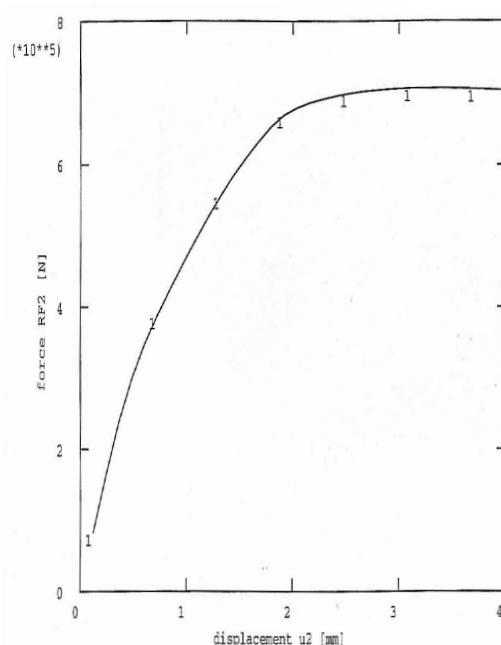


(b) Dekket ved brudd, $P=287$ kN

Figur 2.3: Fotografier av gulvkonstruksjonen utsatt for vertikalforskyvning [3]

I rapporten ble aksialspenningen i dekket beregnet ut fra bøyespenningsformelen $\sigma = \frac{M}{I_{y-y}} \bar{z}$ for den oppnådde maksimalkraften $P = 287$ kN. Stiverne ble neglisjert, og hele platearealet var effektivt. 2. arealmoment ble da $I = 1.1936 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$ for gulvkonstruksjonen og avstanden fra gulvsystemets nøytralakse til dekkets senter $\bar{z} = 189,78 \text{ mm}$. Dette gav en nominell aksialtrykk (x-aksens retning) $\sigma_x = 74 \text{ N/mm}^2$ i dekket og strekk på $\sigma_x = 117 \text{ N/mm}^2$ i nedre flens. Det vil si at nominell flytespenning til aluminium ikke ble oppnådd i gulvkonstruksjonen. En beregning med elastisk bjelketeori gav en vertikalforskyvning på 46,7 mm under punktlastene for $P = 300$ kN. Det vil si at de målte verdiene er over dobbelt så høye som denne teorien. Dette forteller at styrkereduksjon grunnet plateknekking vil ha stor betydning for kapasiteten til gulvkonstruksjonen.

Etter laboratorieforsøket ble det utført en numerisk analyse ved hjelp av elementmetoden [4]. Siden plateknekkingen var dimensjonerende, ble et dekkeutsnitt på 5 dekkeprofiler modellert i Abaqus CAE. Her ble bjelkene erstattet av grensebetingelser hvor nodene ble fastholdt mot vertikale forskyvninger. Dekket fikk også initielle imperfeksjoner i form av nodeforskyvninger. HAZ i de langsgående sveisene mellom de ekstruderte plateprofilene ble modellert med redusert materialstyrke. Det ble så kjørt en ikkelinear numerisk elementanalyse hvor dekket ble uniformt forskjøvet tvers på av stiverne langs randen. Analysen gav en nominell aksial maksimalspenning på 58 N/mm^2 , mens det etter forsøket ble kalkulert til å være 74 N/mm^2 . Selv om responskurven til den numeriske modellen, figur 2.4, og forsøket, figur 2.2, ikke kan sammenlignes direkte, ser man at formen på kurvene er lik.



Figur 2.4: Responskurve fra numerisk undersøkelse [4]

Fra elementanalysen ble det observert stor deformasjonslikhet med laboratorieforsøket ved at platen og stiverne hadde oppadgående og nedadgående deformasjoner. I elementanalysen var endelig kollaps en knekking av platen ved sveisesonene mellom de ekstruderte profilene. Dette stemte ikke overens med forsøket hvor platen til slutt knakk ned mellom stiverveggene, figur 2.3(b). Det ble antatt at denne forskjellen kom av at bjelkene i elementmodellen var erstattet med grensebetingelser. Dette gjenskapte ikke egenskapene mellom forbindelsene bjelkene og plateprofilene korrekt ettersom den i virkeligheten vil ha en rotasjonsstivhet om x-aksen.

For å forbedre simuleringen ble det derfor foreslått at man kunne inkludere deler av I-bjelken. Å modellere et større dekke ble også foreslått som en forbedring ettersom det vil gjenspeile dekkets kontinuitet bedre. Modellen ble, tross noe ulikt deformasjonsform, sett på som en rimelig tilnærming for dekkets kollapsstyrke.

Studiene av tverrstivede plater ble viderført Lars Rønning, Arne Aalberg og Per Kristian Larsen [11] ved Institutt for konstruksjonteknikk. Her ble avstivede plater med ulike størrelser, stivergeometrier og -avstand montert i en testrigg. Deretter ble de utsatt for en uniform aksiallast på tvers av stiverne. Det ble fastslått at deformasjonsformer hvor det var ulike platedimensjoner og stivergeometrier, var svært like. En forklaring på dette kunne være at testriggen gav veldig nøyaktige grensebetingelser. Det ble også konkludert med at materialegenskapene i HAZ varierte etter hvilke sveisemetode som ble brukt.

Kapittel 3

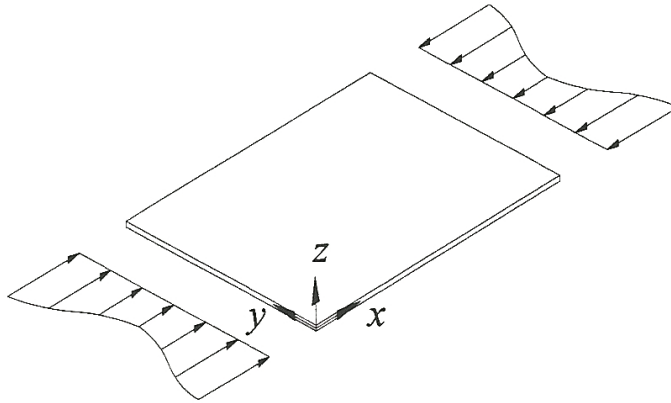
Teoretisk bakgrunn

3.1 Plater uten stivere

Plater defineres som en konstruksjonskomponent hvor tykkelsen er mye mindre enn de to øvrige retningene. Geometriske egenskaper til plater gjør at man kan oppnå dimensjonskrav for ulike lasttilfeller med redusert materialbruk. Den høye slankheten fører imidlertid til at den er knekkingsutsatt ved aksiallast. Knekklast beskrives oftest som lasten hvor det skjer et bytte av stabil likevektkonfigurasjon mellom den rette og den bøyde formen [10, s. 10]. Det markerer dermed punktet hvor økt last kan føre til økende deformasjon vinkelrett på lastretning. Dette kalles også bifurkasjonslast, og for søyler med rotasjonsfrie grensebetingelser er den lik Eulerlasten:

$$N_E = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (3.1)$$

Her er E elastisitetsmodulen, I annet arealmoment om akselen knekkingen oppstår og L lengden til søylen. Ved Eulerlasten er alle kapasitetsressurser utnyttet, og det vil derfor være den kritiske kraften, N_{cr} . En plate vil også knekke når bifurkasjonslasten er oppnådd, men den kan ha økt kapasitet ved større deformasjon. Den har det vi kaller etterkritisk kapasitet. Dette kommer av at platen har størst knekkingsdeformasjon i midten, mens platens randbetingelser tvinger de understøttede rander til å forbli rette. Dette medfører at selv om platen har en konstant forkortning, Δ , på belastede kanter, vil tøyningen over bredden variere. Det vil si at når platen deformeres i det elastiske området, vil både spenningen, σ , og kraften, N , variere ikkelineært, figur 3.1.



Figur 3.1: Spenningsfordeling til fritt opplagt plate [10]

Denne fordelingen av kraften over platerandene er ikke hensiktsmessig i dimensjonerende arbeid. En måte å løse dette på er å innføre en effektiv platebredde, $b_{eff} < b$, på tvers av lastretninger hvor kraften er uniformt fordelt. Von Karmans hypotese [15, s. 302] sier at plates kritiske spenning, $f_{xe,cr}$, er nådd når den er lik f_y :

$$f_{xe,cr} = k_\sigma \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{b_{eff}} \right)^2 = f_y \quad (3.2)$$

$$k_\sigma = \left(m \frac{b}{a} + \frac{n^2 a}{m b} \right)^2 \quad (3.3)$$

Her er t tykkelsen til platen og ν tverrkontraksjonstallet. Knekkfaktoren k_σ ivaretar platens ranbetingelser og fordelingen av ytre laster. I formel 3.3 er a lengden til platen i lastretning mens b er den nominelle bredden. For å finne kritisk spenning er det nødvendig å minimalisere k_σ med hensyn på m og n . Her vil m og n angi hvor mange sinushalvbølger deformasjonen vil ha over henholdsvis platens lengde og bredde, og man ser at n naturligvis vil være 1. For plater hvor $a > b$ og alle rander er leddlagret, er en konservativ antagelse at $k_\sigma = 4$.

Eurokode 9 [8] gir at dimesjonerende aksiallast til å være minste verdi av $N_{o,Rd}$ (generell flyt og inelastisk knekking) og $N_{u,Rd}$ (lokalt brudd):

$$N_{o,Rd} = A_{eff} f_o / \gamma_{M1} \quad (3.4)$$

$$N_{u,Rd} = A_{net}f_u/\gamma_{M2} \quad (3.5)$$

Her er f_o flytespenning, f_u bruddspenning, γ_{M1} og γ_{M2} sikkerhetsfaktorer og:

- A_{eff} er effektivt areal for tverrsnittet hvor lokal knekking til en klasse 4-seksjon er tatt i betraktning ,samt styrkereduksjon på grunn av eventuelle sveiser.
- A_{net} er arealet til det minst gunstige tverrsnittet med tanke på ikke gjenfylte hull og styrkereduksjon grunnet langs- og tverrgående sveiser.

3.2 Plater med stivere

Langsgående og tverrgående stivere på plater er brukt for å øke platens knekkingskapasitet og bruddbjelkens momentkapasitet [15, s. 284]. Avstivede plater utsatt for aksialkraft kan ha to ulike deformasjonstilfeller:

Tilfelle A: Stiveren knekker ut med platen siden dens stivhet ikke er høy nok til å endre platens deformasjon.

Tilfelle B: Stiveren har høy stivhet og forblir rett. Dette fører til at platen tvinges inn i en ny knekkform.

For plater i tilfelle B vil platesegmentene mellom stiverne være dimensjoneres etter reglene angitt i seksjon 3.1. I tilfelle A må det tas hensyn til stiverne sitt bidrag til den potensielle energien ved beregning av kritisk spenning. En kombinasjon av tilfellene, hvor stiverne knekker ut, men samtidig har høy nok stivhet til å endre platens deformasjon, kan også oppstå. Denne usikkerheten rundt deformasjonen til platen og stiverne gjør at håndregning på avstivede plater er komplisert. Dimensjoneringsregler for aluminiumsplater med langs- og tverrgående stivere vil bli gjennomgått i de etterfølgende kapitlene.

3.2.1 Langsgående stivere

For plater utsatt for trykkraft i lengderetningen har Eurokode 9 [8, s. 90] gitt dimensjonerende maksimalkraft N_{Rd} ut fra

$$N_{Rd} = A_{eff}\chi f_o/\gamma_{M1} \quad (3.6)$$

gitt at det er mindre enn formel 3.4. Her er χ reduksjonsfaktor for knekking og avhengig av slangkheten, $\bar{\lambda}$.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_o}{N_{cr}}} \quad (3.7)$$

A_{eff} er effektivt areal til tverrsnittet med redusert tykkelse til platen som tillater lokal knekking og stivhetsreduksjon grunnet sveis. For å bestemme A_{eff} er det gitt et klassifiseringssystem hvor individuelle platesegmenter blir klassifisert fra 1 til 4. Klassifiseringen er knyttet opp mot slankehetsparameterne β_1 , β_2 og β_3 . Dermed kan man dimensjonere platen etter hvilke deformasjonsmønstre som vil oppstå. I et klasse 1-tverrsnitt vil det oppstå plastiske flytledd, og plastisk analyse uten reduksjon i motstand vil være dimensjonerende. For tverrsnitt av klasse 4 vil det imidlertid være lokal knekking før materialets flytspenning er oppnådd. Slankhetsparameterne er avhengig av platesegmentenes og stiverenes bredde, tykkelse og flytspenning.

N_{cr} for plater med åpne stivertverrsnitt er

$$\begin{aligned} N_{cr} &= \frac{\pi^2 EI_y}{L^2} + \frac{L^2 c}{\pi^2} & \text{for } L < \pi \sqrt[4]{\frac{EI_y}{c}} \\ N_{cr} &= 2\sqrt{cEI_y} & \text{for } L \geq \pi \sqrt[4]{\frac{EI_y}{c}} \end{aligned} \quad (3.8)$$

mens det for helt eller delvis lukkede stivertverrsnitt er

$$\begin{aligned} N_{cr} &= \frac{\pi^2}{b} \left[\frac{B_x}{(L/b)^2} + 2H + B_y(L/b)^2 \right] & \text{for } \frac{L}{b} < \sqrt[4]{\frac{B_x}{B_y}} \\ N_{cr} &= \frac{2\pi^2}{b} [\sqrt{B_x B_y} + H] & \text{for } \frac{L}{b} \geq \sqrt[4]{\frac{B_x}{B_y}} \end{aligned} \quad (3.9)$$

C , B_x , B_y og H er geometriske egenskaper til platen og avhenger av dimensjon og form til stiverne, samt antall stivere. Noen videre forklaring av disse parameterne vil ikke bli gjennomgått i denne oppgaven.

3.2.2 Tverrgående stivere

Å installere tverrgående stivere på en plate som utsettes for aksialkraft vil sjeldent være å foretrekke. Grunnen til dette er at platen kan knekke mellom stiverne og at stiverne ikke direkte bidrar til å bære lasten. Derfor vil stiverne vanligvis bli

plassert i lastretningen, eller i begge retninger om det opptrer krefter i begge retninger i platen. Verken Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner [7] eller Eurokode 9: Design of Aluminum Structures [8] gir noen veiledning for dimensjonering av avstivede plater utsatt aksialkraft vinkelrett på platestiverne. DNV har utgitt et dokument med anbefalt praksis, DNV-RP-C201: Plated Strength of Plated Structures [5]. Her anbefales det at maksimal dimensjonerende tverrspenning, $\sigma_{y,Sd}$, for platen mellom stiverne må være mindre enn en reduksjonsfaktor, k_{sp} , grunnet skjærspenninger multiplisert med dimensjonerende uniform tverrlast, $\sigma_{t,Rd}$, for uavstivede plater.

$$\sigma_{y,Sd} \leq k_{sp} \cdot \sigma_{y,Rd} \quad (3.10)$$

$$k_{sp} = \sqrt{1,0 - 3 \cdot \left(\frac{\tau_{sd}}{f_y}\right)^2} \quad (3.11)$$

$$\sigma_{y,Rd} = \frac{\sigma_{y,R}}{\gamma_M} = \left[\frac{1,3 \cdot t}{l} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} + \kappa \left(1 - \frac{1,3 \cdot t}{l} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) \right] \cdot f_y \cdot k_p / \gamma_M \quad (3.12)$$

Her er l lengden til platen i stiverretningen, t tykkelsen til platen mellom stiverne og

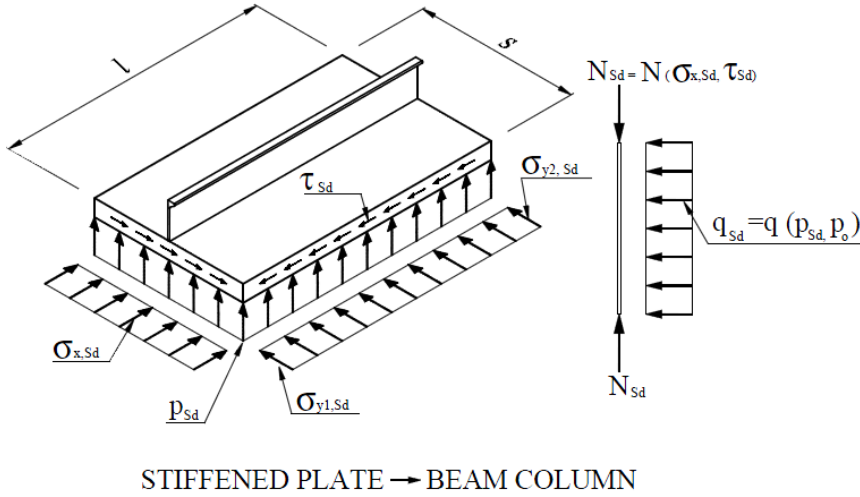
$$\begin{aligned} \kappa &= 1,0 && \text{for } \lambda_c \leq 0,2 \\ \kappa &= \frac{1}{2\bar{\lambda}_c^2} \left(1 - \mu + \bar{\lambda}_c^2 - \sqrt{\left(1 + \mu + \bar{\lambda}_c^2\right)^2 - 4\bar{\lambda}_c^2} \right) && \text{for } 0,02 < \lambda_c < 2,0 \\ \kappa &= \frac{1}{2\bar{\lambda}_c^2} + 0,07 && \text{for } \lambda_c \geq 2,0 \end{aligned} \quad (3.13)$$

hvor

$$\bar{\lambda}_c = 1,1 \cdot \frac{s}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (3.14)$$

$$\mu = 0,21 \left(\bar{\lambda}_c - 0,2 \right) \quad (3.15)$$

og s er bredden i platen mellom stiverne i lastretningen. k_p kan settes til 1 for lange og smale plater.



Figur 3.2: Søylemodell for plate med laster fra flere retninger [5, s. 18]

I DNV-dokumentet [5] er det ikke gitt noen videre veiledning for plater utsatt for aksiallast på tvers av stiverne alene. Imidlertid gir DNV en anbefaling ved kombinasjon av laster fra ulike retninger, figur 3.2. Her betraktes den avstivede platen som en søyle, og effektiv platebredde blir redusert med økende tverrspenning. Platen utsatt for kombinerte krefter blir dimensjonert til å tåle en ekvivalent aksialkraft, N_{Sd} , og ekvivalent linjelast normalt på plateflaten, q_{Sd} :

$$N_{Sd} = \sigma_{x, Sd} \cdot (A_s + s \cdot t) + \tau_{tf} \cdot s \cdot t \quad (3.16)$$

$$q_{Sd} = (p_{sd} + p_0) \cdot s \quad (3.17)$$

hvor A_s er tverrsnittsareal til stiveren, s er avstand mellom stiverne og t er plate-tykkelsen. Her kan avstanden mellom stiverne, s , erstattes med den effektive avstanden

$$s_e = C_{xs} \cdot C_{yx} \cdot s \quad (3.18)$$

Reduksjonsfaktor for spenningen i lengderetning, C_{xs} , er gitt ved

$$\begin{aligned}
 C_{xs} &= \frac{\bar{\lambda}_p^{-0,22}}{\bar{\lambda}_p^2} & \text{for } \bar{\lambda}_p > 0.673 \\
 C_{xs} &= 1,0 & \text{for } \bar{\lambda}_p \leq 0.673
 \end{aligned}
 \tag{3.19}$$

hvor

$$\bar{\lambda}_p = 0,525 \cdot \frac{s}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}
 \tag{3.20}$$

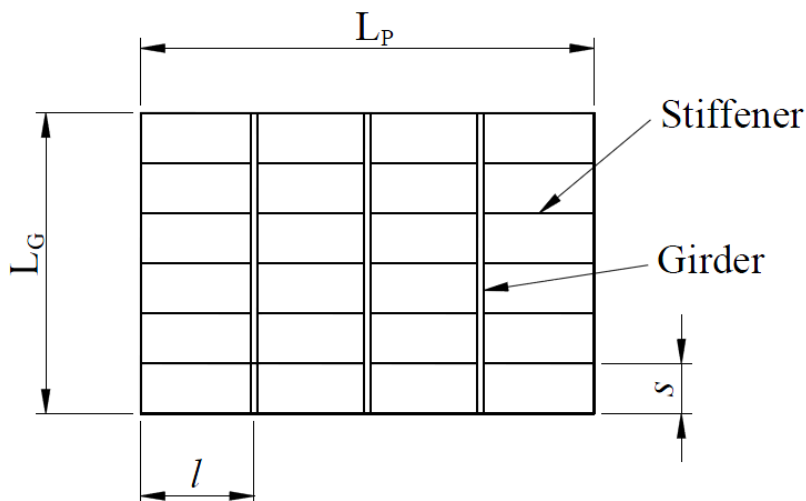
og reduksjonsfaktor for spenningen på tvers av stiveren, C_{ys} , er

$$C_{ys} = \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma_{y,Sd}}{\sigma_{y,R}}\right)^2 + c_i \left(\frac{\sigma_{x,Sd} \cdot \sigma_{y,Sd}}{C_{xs} \cdot f_y \cdot \sigma_{y,R}}\right)}
 \tag{3.21}$$

hvor

$$\begin{aligned}
 c_i &= 1 - \frac{s}{120 \cdot t} & \text{for } \frac{s}{t} \leq 120 \\
 c_i &= 0 & \text{for } \frac{s}{t} > 120
 \end{aligned}
 \tag{3.22}$$

3.2.3 Dimensjonering av platedekke opplagt av bjelker



Figur 3.3: Definisjoner av plategemetrier [5, s. 24]

DNV-dokumentet [5] gir veiledning for hvordan man kan dimensjonere gulvkonstruksjoner bestående av avstivede plater sammensveist til bjelker, figur 3.3. For laster som virker vinkelrett på dekket, vil den dimensjonerende momentkapasitet være

$$M_{p,Rd} = W_{ep} \cdot \frac{f_y}{\gamma_M} \quad (3.23)$$

hvor effektivt elastisk seksjonsmodulus på platens side er

$$W_{ep} = \frac{I_e}{z_t} \quad (3.24)$$

Her beregnes effektivt 2. arealmoment, I_e , og avstand fra dekke til bøyeaksen, z_t , til bjelken hvor platen blir betraktet som toppflens. Toppflensen sin effektive bredde er

$$l_e = C_{xG} \cdot C_{yG} \cdot k_{sp} \cdot l \quad (3.25)$$

som kan finnes ved hjelp av to metoder:

Metode 1: Beregner kapasiteten til bjelken ved å anta at stiverne i platene er effektive mot kompresjon på tvers av stiverne. Da er

$$C_{xG} = \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma_{x,Sd}}{f_{kx}} \right)^2} \quad (3.26)$$

hvor

$$f_{kx} = C_{xs} \cdot f_y \quad (3.27)$$

C_{xs} finnes ved hjelp av formel 3.19, C_{yG} fra formel 3.21 og k_{sp} fra formel 3.11. l_e skal ikke være mindre enn $0,4 \cdot L_G$ når W_{ep} kalkuleres.

Metode 2: Beregner kapasiteten til bjelken hvor en antar at stiverne i platen ikke er effektive mot kompresjon på tvers av stiverne. Da er

$$C_{xG} = \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma_{x,Sd}}{f_y}\right)^2} \quad (3.28)$$

G_{yG} settes lik G_{xs} fra formel 3.19 hvor

$$\bar{\lambda}_p = 0,525 \cdot \frac{s}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (3.29)$$

og k_{sp} fra formel 3.11.

Det ble utført håndregninger, Tillegg B, på gulvkonstruksjonen som ble beskrevet i kapittel 2 med reglene angitt i dette kapitlet. Metode 1, for å regne ut l_e , er ikke mulig å bruke for å regne ut gulvkonstruksjonens kapasiteten i dette tilfellet. Grunnen til det er at for å finne C_{yG} ved hjelp av formel 3.21, kreves det at $\sigma_{y,Sd}$ er kjent. Det vil si at denne metoden kun kan benyttes for å sjekke om kapasiteten er tilstrekkelig for en gitt spenningstilstand. Metode 2 gir effektiv toppflensbredde $l_e = 155,7 \text{ mm}$ og momentkapasitet $M_{p,Rd} = 361,2 \text{ kNm}$, fra formel 3.23, for gulvkonstruksjonen. Det vil si $P = 223 \text{ kN}$ mot $P = 287 \text{ kN}$ som ble målt i forsøket [3].

Dekkekapasiteten fra metode 2 gir et brukbart resultat, men DNV-dokumentet [5] sier at nominell spenningen i dekket ikke må overstige kapasiteten til platen mellom stiverne. Ved å sjekke dette med formel 3.10 får en maksimal nominell tverrspanning på $43,1 \text{ N/mm}^2$. Det vil si $P = 165 \text{ kN}$ som dimensjonerende, og det er 42 % mindre enn det som ble oppnådd i laboratorieforsøket. Det vil da si at en ved å bruke de angitte formlene vil overdimensjonere dekket i dette tilfellet.

En lav dekkekapasitet fra håndregningen var forventet. Grunnen til det er at formlene er generelle og ment å bli benyttet for ulike plategeometrier og lasttilfeller. I tillegg blir ikke sveiser, grensebetingelser til plateprofilene eller formen på stiverne betraktet i noen av formlene. Dette gjør at det er store usikkerheter i beregningene. Derfor er det nødvendig at formlene gir konservative resultater slik at en er på den sikre siden når en utfører dimensjonerende arbeid.

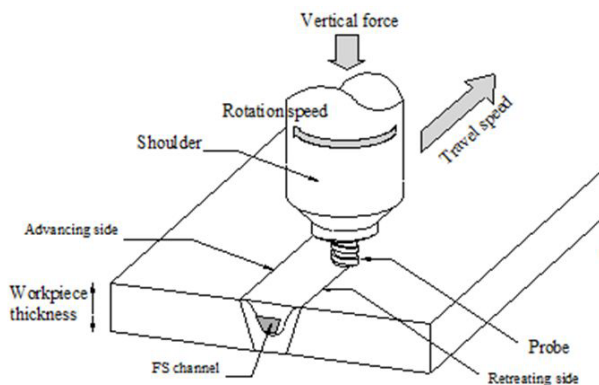
Den dimensjonerende nominelle spenning til dekket i stivernes lengderetning ble også kalkulert ved hjelp av formlene som ble presentert i kapittel 3.2.1. Regne-reglene gav en dimensjonerende aksialspenning på $84,8 \text{ N/mm}^2$ for det angitte dekket. Dette er omtrent dobbelt så høyt som dimensjonerende spenning på tvers av stiverne. Dermed bekrefter regnereglerne at stivere i spenningsretningen vil ha større kapasitet enn tverrgående stivere.

3.3 Sveis og varmpåvirket sone

For å utføre et sveisearbeid tilføres en konsentrert varme på materialdelene som en ønsker å sammenkoble. Det betyr at en sone langs sveisen vil bli utsatt for store varmpåkjenninger. Oppvarmingen, og påfølgende nedkjøling, vil endre aluminiumets mikrostruktur og materialets egenskaper i den varmpåvirkede sonen (HAZ - Heat Effected Zone). Eurocode 9 [8, s. 59] gir veiledning for utbredelsen til HAZ, med uniformt redusert materialegenskaper, for ulike platetykkelser, sveisesammenkoblinger og -metoder. For langsgående sveiser av plater med tykkelse opp til 6 mm anbefales det å bruke

$$\begin{aligned} b_{HAZ} &= 20 \text{ mm} && \text{for MIG – sveis} \\ b_{HAZ} &= 30 \text{ mm} && \text{for TIG – sveis} \end{aligned} \quad (3.30)$$

hvor b_{HAZ} er bredden på HAZ ut fra sveissenteret. MIG-sveis (Metal Inert Gas) og TIG-sveis (Tungsten Inert Gas) er begge metoder hvor dekk-gass benyttes og er i dag de vanligste sveisemetodene [15, s. 384]. I dekket som er studert i denne oppgaven, ble plateprofilene sammenkoblet med en sveisemetode kalt FSW (Friction Inserted Welding). Her blir ikke lenger materialet varmet opp av lysbue fra brennende gass, men en maskin med av en hurtigroterende sylinder som tilfører varme ved hjelp av friksjon. En illustrasjon av dette er gitt i figur 3.4.



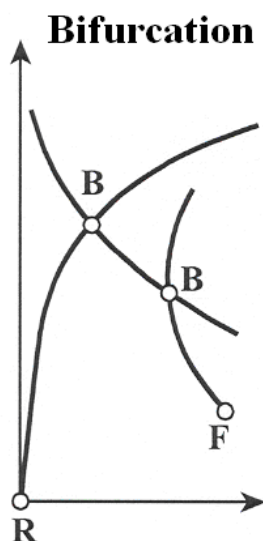
Figur 3.4: Skematisk beskrivelse av FSW [14, s. 182]

Utstyret som benyttes tillater nøyaktig justering av rotasjons- og forskyvingsfart slik at man gjennom hele utførelsen har kontroll på energi som blir indusert i systemet. Dermed får man en sveis med homogene egenskaper og en resulterende lavere varmpåkjønning for materialdelene. Dette ble studert av Lars Rønning [11,

s. 361] som konkluderte med at det var mulig redusere b_{HAZ} til 13 mm for tynne plater som var sammekoblet med FSW.

3.4 Løsningsmetode i Abaqus CAE

Abaqus CAE gir mulighet til å løse statiske problemer ved hjelp av *Static*, *General* og *Static, Riks*, hvor henholdsvis Full Newton-Ramston og Arc-length brukes for å iterere seg frem til likevekt. I begge tilfellene har brukeren muligheten til å velge hvilken størrelse på tidsinkrementene han ønsker. Standardinnstillingene er at en velger øvre og nedre grense på tidsinkrementene, samt maksimalt antall inkrementer tillatt gjennom hele analysen. Programmet kan dermed variere skrittlengden, innenfor de gitte rammene, etter hva som passer best i ulike analysedeler. Dette øker beregningseffektiviteten ved at det automatisk velges lange skritt i områder hvor deformasjonen er lineær. Når endring i stivhet oppstår vil det imidlertid bli valgt mindre tidskritt.



Figur 3.5: Bifurkasjonspunkt [12, s. 7]

Et problem som kan oppstå ved bruk av numeriske metoder hvor en itererer seg frem til likevekt, er at tidskrittene er for store. En risikerer dermed at bifurkasjonspunkter, merket B i figur 3.5, ikke blir oppdaget. Dette er krysninger mellom likevekter. Det vil si deformasjon- og knekkingsmønstre kan bli oversett og løsningen kan dermed følge en likevektssti som ikke den kritisk. Newton-Raphson

metode utfører likevektskontroll av enten forskyvning eller kraft for hvert påførte eksterne lastinkrement. Arc-length metoder vil for hver påførte eksterne lastinkrement, kontrollere last og forskyvning slik at itegrasjonsskrittene følger en kurve med radius Δl fra utgangspunktet [17, s. 599]. Static, Riks, vil derfor håndtere problemer av knekkingsutsatte plater, hvor en stivhetsreduksjoner er forventet, best.

3.5 Spenning-tøyning relasjoner

Når et materiale utsettes for store elastiske og plastiske tøyninger, som i en strekkprøve, er det nødvendig å definere relasjonen mellom ingeniørspenning og sann spenning samt ingeniørtøyning og naturlig tøyning. Grunnen til dette er at endringen i tverrsnittsarealet vil ha en innvirkning å den faktiske (eller *sann*) spenning-tøyning tilstanden. De følgende formlene beskriver de nødvendige spenning-tøyning relasjonene [13, s. 2.53-2.56]:

$$\sigma_e = \frac{F_L}{A_0} \quad (3.31)$$

$$\epsilon_e = \frac{L - L_0}{L_0} \quad (3.32)$$

$$\sigma_t = \frac{F_L}{A} = \frac{F_L}{A_0} \frac{A_0}{A} = \sigma_e e^{\epsilon_t} = \sigma_e (1 + \epsilon_e) \quad (3.33)$$

$$\epsilon_t = \int_0^{u_L} \frac{du_L}{L} = \int_{L_0}^L \frac{dL}{L} = \ln\left(\frac{L}{L_0}\right) = \ln(1 + \epsilon_e) \quad (3.34)$$

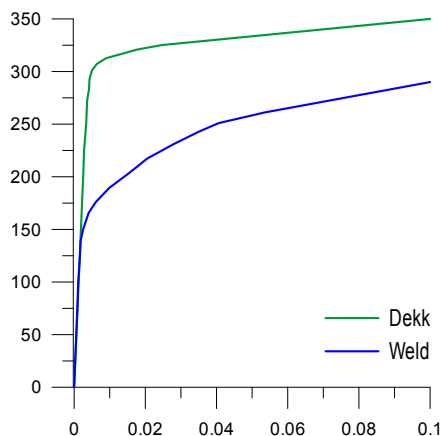
Her er σ_e ingeniørspenning, ϵ_e ingeniør tøyning, σ_t sann (Cauchy) spenning, ϵ_t naturlig (logaritmisk) tøyning, F_L påført kraft, A_0 opprinnelig tverrsnittsareal, A det virkelige tverrsnittsareal, L_0 opprinnelig lengde og L den virkelige lengden. Formlene ble funnet ved å anta at volumet er konstant, slik at $A_0 \cdot L_0 = A \cdot L$. Fra en typisk strekkprøve blir det målt data fra strekkraften og forlengelse til strekkprøven og disse baserer seg på den opprinnelige geometrien. Sann spenning og naturlig tøyning vil bli regnet ut ved bruk av formlene nevnt ovenfor.

Kapittel 4

Numerisk beregning

I forbindelse med forsøkene på Oseberg Sør-dekkene i 1999 [3] ble det utført strekkprøver, figur A.2, i dekkeprofilens lengde- og tverretning samt på tvers av sveisen. Fra disse dataene er det mulig å kalkulere E-modul og flytspenning, $\sigma_{0,p}$. Når strekkprøven blir utsatt for store deformasjoner vil tverrsnittarealet reduseres. Det ble derfor valt å bruke sann spenning, σ_t , og naturlig tøyning, ϵ_t , for å ta hensyn til de geometriske endringene, beskrevet i kapittel 3.5. I Abaqus CAE er det komplisert å implementere ulike materialdata i forskjellige retninger på en modell. Siden deformasjonen er størst på tvers av dekkeprofilet, vil det derfor ikke bli sett videre på dataene fra strekkprøven som ble utført i dekkeprofilens lengderetning. Ved å vurdere stigningstallet til den elastiske delen av sann spenning – naturlig tøyning-kurven ble E-modulen funnet til å være 70 000 MPa. Dette stemmer overens med verdier som er angitt for aluminium i Eurocode 9 [8, s. 37] og Håndbok 46 til Byggforsk [18, s. 16]. Flytspenning, definert som spenning ved 0.2% plastisk tøyning, er kalkulert til 302 MPa for dekket og 165 MPa på tvers av sveisen.

Strekkprøvene av dekkematerialet ble stoppet allerede ved plastisk tøyning på 2%. Sveisen ble målt til diffus innsnøring oppstod på omtrent 5% plastisk tøyning. For trykk, som er lastvirkningen i denne oppgaven, kan det oppstå plastiske tøyninger høyere en dette. Det er derfor gjort en antagelse om at materialet vil ha en konstant effektiv elastisitetsmodul, E_t , lik den som er rett før diffus innsnøring frem til 10% tøyning. Spenningen ender da opp på sann spenning, σ_t , 350 MPa for dekket og 290 MPa for sveisen, og er illustrert i figur 4.1.



Figur 4.1: Materialkurve for aluminiumet

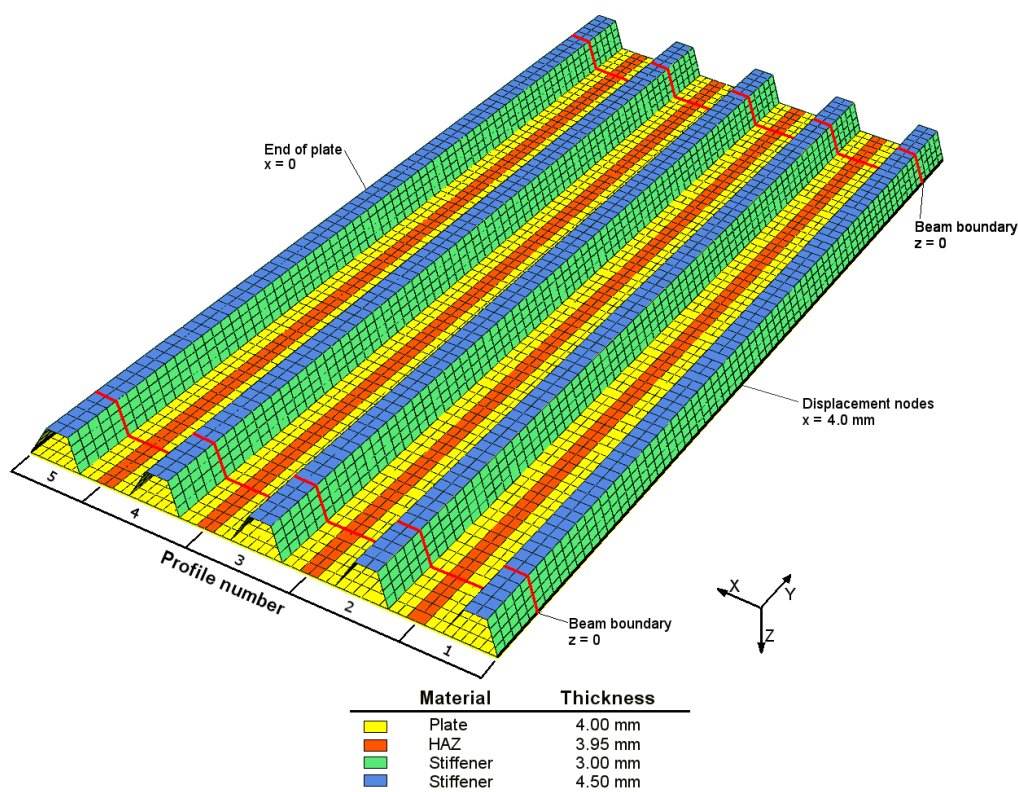
Som nevnt i kapittel 2 ble det ved Institutt for konstruksjonteknikk i 1999 utført et eksperiment på en større gulvkonstruksjon. Dekket ble støttet opp av to fritt opplagte 9,52 m lange bjelker som strakte seg på tvers av dekkeprofilens lengderetning med en senteravstand på 2,645 m. Dekket ble pålastet med vertikal belastning på midten. Dette førte til momentkrefter som fordelte seg som strekk i nedre del av bjelken og trykk i dekket og øvre del av bjelken. Ut fra deformasjonen ble det konkludert med at knekklasten til dekket var dimensjonerende. Derfor er det mulig å utføre dimensjonerende beregninger av gulvkonstruksjonen med et mindre dekkeselement isolert. Figur 4.2 er et illustrasjonsbilde av elementmodellen som ble brukt i den numeriske beregningen, og tabell 4.1 gir en oppsummering av parameterne som ble brukt. Her ble et dekkeselement på 5 dekkeprofiler modellert og bjelkene ble erstattet med grensebetingelser i nodene som fasthold vertikale forskyvninger. Den ene randen i dekkeprofilens lengderetning ble fastholdt mot forskyvning i tverretningen, mens den andre ble utsatt for en uniform forskyvning på tvers av dekkeprofilene. Dekket ble delt inn i ulike seksjoner slik at man kunne spesifisere tykkelse, materialdata og elementnett i elementmodellen.

I [4] ble aluminiumdekket beskrevet som ikke helt plant før forsøket ble startet. Det ble målt i ujevnheter på fra 1.0 mm til 2.0 mm i z-retningen på tvers av dekkeprofilene. Tegningen av tverrsnittet figur A.1 bekrefter dette ved at det forventes at hvert dekkeprofil kan ha en formfeil som varierer en konveks form mellom sveisene med amplitude 0.5 mm til en konkav form med amplitude 1.5 mm. Det ble også observert at dekkets formfeil varierte i dekkeprofilens lengderetning. Nøyaktige målinger av denne lot seg imidlertid ikke gjøre. For å implementere disse

formfeilene i elementmodellen ble det utført initielle nodeforskyvninge med en formfeilsamplitude. Deformasjonsformen ble hentet fra en vertikal dekkforskyvningsanalyse og knekkingsanalyse, og amplitudene ble satt til henholdsvis 0,05 mm og 0,6 mm. Dette gir et samlet maksimalutslag på 1,3 mm. Formfeilene vil bli ytterligere studert i kapittel 5.1.

Tabell 4.1: Oppsummering av parameterne til elementmodellen

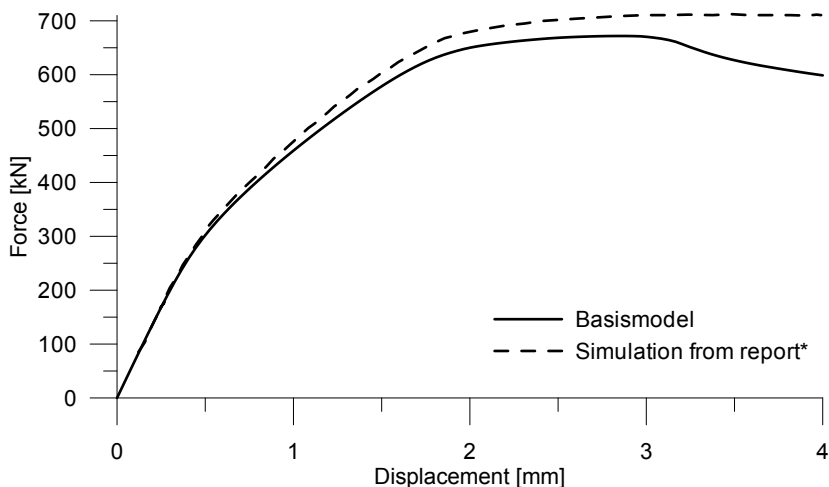
Base del	Ekstrudert plate	Young's modul, E	70 000 MPa
Imperfeksjoner	Dekkebølging: 0,05 mm	Flytspenning dekke, $\sigma_{0,p}$	302 MPa
	knekkingsmode: 0,6 mm	Flytspenning sveis, $\sigma_{0,s}$	165 MPa
Elementtype	Lineær skall elementer	Tverrkontrasjonstall, ν	0,35
Elementnavn	S4R	Tetthet, ρ	2,7 kg/dm ³
Antall elementer	7592	<i>Work hardning</i>	Lineær
0-energimode kontroll	Ja	Løsningmetode	Static, General
Integrasjonsmetode	5-punkt Simpson's regel	Ikkelinearitid	Ja
2. ordens nøyaktighet	Nei	Total analysetid	1,0
Interaksjonstype	Ingen	Forskyvning/inkrement	0,04 mm



Figur 4.2: Elementmodell av dekkesegmentet

Kraften fra forskyvningen ble beregnet i Abaqus og simulering ble stoppet når kraften begynte å sygne. Da var maksimalkraften oppnådd og en forskyvning på 4 mm viste seg å være tilstrekkelig for denne modellen. Verken grensebetingelsene til bjelkene eller resten av dekket er gitt noen rotasjonsfastholding. Dette ble antatt å være en forenkling av det virkelige tilfellet, og denne unøyaktigheten vil bli studert videre i kapittel 5.5 og 5.6.

Siden det modellerte dekket bestod av tynne plater med antatt initiell uniform spenningsfordeling over tykkelsen, var det naturlig å bruke en ekstrudert plate delt inn i lineære kvadratiske skallelementer med redusert integrasjon. Dimensjonen til de ekstruderte profilene i dekket, figur A.1, som ble utlevert av Marine Aluminum A/S i forbindelse med forsøkene i 1999 [3], ble også brukt i denne modellen. På tvers av dekkeprofilene lengderetning ble det brukt samme elementinndeling som A. Aalberg bruke i sin numeriske analyse [4] som var skallelementer med en maksimal lengde på 25 mm. I dekkeprofilens lengderetning ble det brukt elementer med lengde på maksimalt 40 mm. Forskjellige lengder i de to retningene ble valgt siden det oppstår større krumninger på tvers av dekkeprofilene og dette krever flere elementer for gi gode resultater. Analysene er gjort med analysemetoden Static, General, med en maksimal inkrementstørrelse lik 1 % av den totale analys tiden. Flere gjennomførte analyser bekrefter at dette gav den riktige deformasjon. Denne elementmodellen vil videre i oppgaven bli betegnet som basismodellen.



*Data from the Numerical Simulation of Experiment [4]

Figur 4.3: Responskurve for basismodell og tidligere analyse

Figur 4.3 viser responskurven til basismodellen beregnet fra Abaqus sammen er analyseresultatet fra [4]. Her angir horisontalaksen forskyvningen til forskyvnings-

nodene og vertikalaksen aksialkraften. Det er tydelig at stivheten til dekket endrer seg gjennom hele deformasjon og at ikkelineære effekter gjør at effektiv elastisitetsmodul synker ved økede deformasjon. Modellen gav en maksimal kraft på 671,8 kN som fører en gjennomsiktig spenning i x-retning over dekkesegmentet:

$$\sigma_{11} = \frac{671.8kN}{A} = \frac{671.8kN}{(4 \cdot 3045)mm^2} = 55,7MPa$$

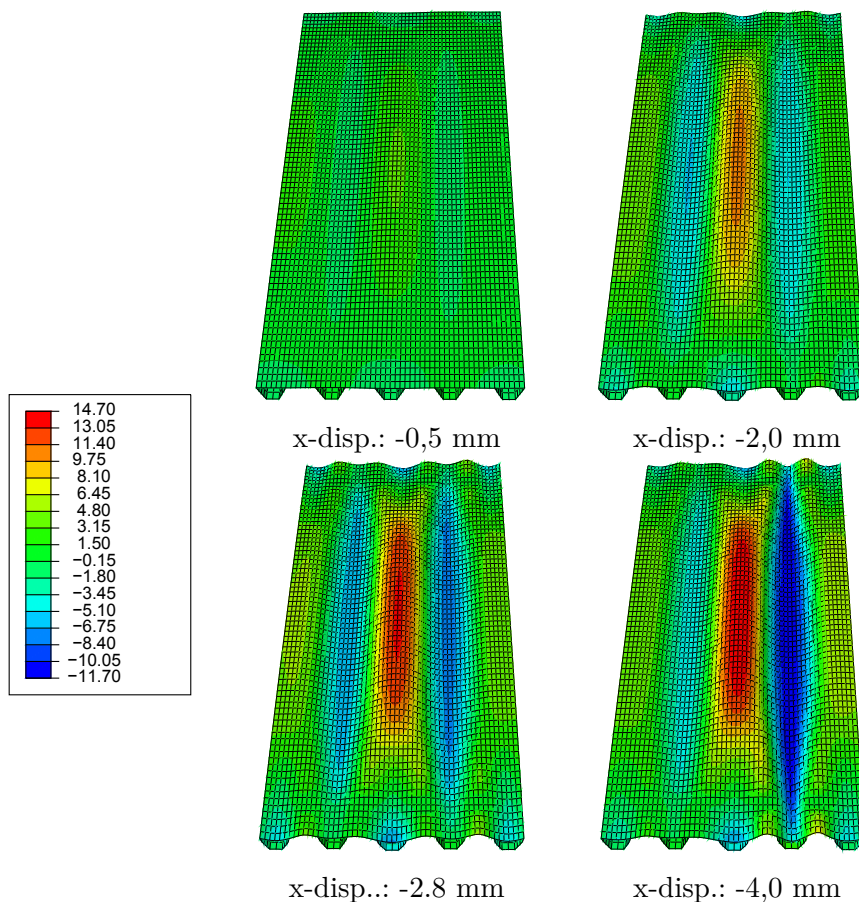
Dekkets maksimale momentkapasitet, M_{max} , kan så beregnes i henhold til statikken til gulvsystemets samlede 2. arealmoment, I_{y-y} , og avstanden fra nøytralaksen til dekkets senter, \bar{z} .

$$M_{max} = \frac{\sigma_{11}}{\bar{z}} I_{y-y} = \frac{55,7N/mm^2}{189,78mm} \cdot 1,1936 \cdot 10^9 mm^4 = 350,3 kNm$$

Fra momentdiagrammet i figur 2.1 vil maksimallast, P_{max} , være:

$$P_{max} = M_{max} \cdot \frac{2}{3,240 m} = 350,3 kNm \cdot \frac{2}{3,240 m} = 216,2 kN$$

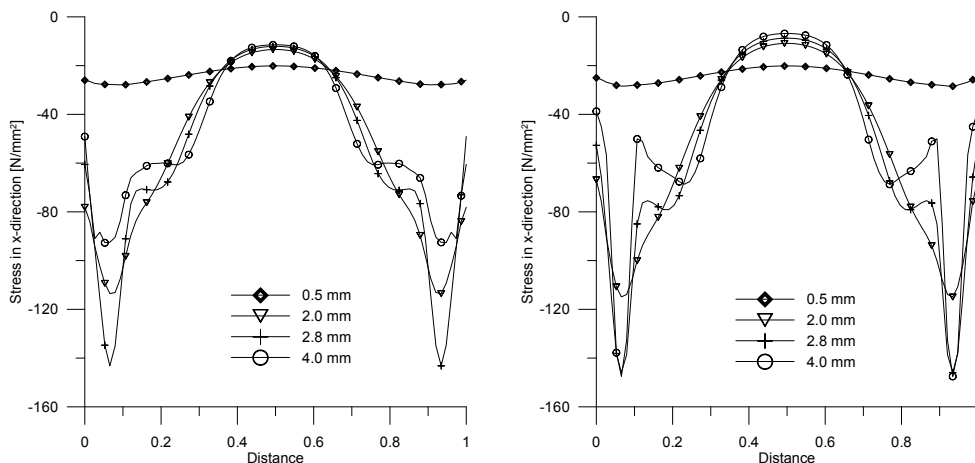
I laboratoriumsforøket [3] ble det oppnådd en maksimallast på 287 kN. Det vil si at kapasiteten til gulvkonstruksjonen fra resultatene til basismodellen er 24,7 enn det virkelige resultatet for det aktuelle lasttilfellet.



Figur 4.4: Deformasjon til basismodellen ved ulike forskyvningsstadier

Figur 4.4 viser dekkets deformasjon til basismodellen ved forskyvningstadier hvor det oppstår endringer på stigningstallet til responskurven. Fargeplottet indikerer forskyvning i z-retning i mm. Frem til 0.5 mm uniform forskyvning deformeres dekket lineært. Ved videre forskyvning får dekket ved den midterste stiveren, dekkeprofil 3, oppadgående deformasjon mens dekket ved de nærliggende stiverne, dekkeprofil 2 og 4, får nedadgående deformasjon. Det er denne ikkelinære deformasjonen som fører til den reduserte dekkestivhet. Uten stiverne ville dekket knekke ut i en halvbølge over dekkets bredde mellom bjelkeoppleggerne. I basismodellen knekker dekket derimot ut i tre halvbølger. Det vil si at stiverne har høy nok stivhet til å endre deformasjonsformen til dekket. Det kan likevel bli observert av deformasjonen at stiverne også følger noe av deformasjonen til dekket i z-retning. Dermed er det en kombinasjon av deformasjonstilfelle A og B til avstivede plater som ble beskrevet i kapittel 3.2.

Frem til maksimalkraft ved 2.85 mm uniform forskyvning skjer det lite forskyvning i z-retning for elementene i dekket plassert over grensebetingelsene til bjelken. Etter at maksimalkraften er oppnådd, vil dekket inne i stiveren på dekkeprofil 4 få nedadgående deformasjoner også her. Dette medfører at stivheten til dekket synker, og en sier at dekket har kollapset.



(a) Dekke som kollapser i dekkeprofil 4 (b) Langsgående sveis som mellom dekkeprofil 3 og 4

Figur 4.5: Spenningsfordeling over dekkessnitt

Figur 4.5(a) og (b) viser spenningsfordelingen over dekket ved ulike forskyvningsstadier. Den horisontale aksene til plotet angir relativ posisjon i dekkeprofilens lengderetning, y-retning. Her er 0 og 1 dekkeendene mens 0.5 angir dekkets senterlinje. Vertikalaksen angir gjennomsnittlig spenning over dekketykkelsen i x-retning og negative verdier indikerer trykk. Figur 4.5(a) viser spenningsfordelingen til dekkeplaten i midten av stiveren på dekkeprofil 4. Her kommer det frem at spenningsfordelingen i x-retning har en tilnærmet uniform fordeling ved en forskyvning på 0.5 mm. Ved økende forskyvning vil spenningene bli distribuert fra dekkets senter til oppleggerne. Maskimalspenning $\sigma_x = -143 \text{ N/mm}^2$ er oppnådd over oppleggerne rett før makskraft ved 2,8 mm uniform forskyvning. Etter kollapsen ser en at spenningen over oppleggerne også blir redusert.

Figur 4.5(b) viser spenningsfordelingen i midten av sveisen mellom dekkeprofil 3 og 4, og den har store likheter med figur 4.5(a). Forskjellen er at maksimalspenningen over sveisen ikke synker ved 4.0 mm uniform forskyvning. Grunnen til dette er at de vertikale grensebetingelsene som har erstattet bjelkene, forhindrer sveisen å kollapse, slik dekket inne i stiveren på dekkeprofil 4 gjorde. Fra figur 4.5(a) og (b) kan det se ut som flytspenning for dekke- eller sveismateriale ikke blir oppnådd. I

basismodellen ble spenningen i x-retningen kalkulert i 5 integrasjonspunkter over dekketykkelsen og det er et gjennomsnittet av disse som angitt i figurene. Det vil si at flytspenningen kan ha blitt oppnådd i områder over dekketykkelsen.

Figur 4.3 viser at responsen til basismodellen og elementmodellen fra rapporten [4] ikke samsvarer. Deformasjonen er heller ikke den samme. I basismodellen skjer det en lokal knekking av dekket inne i stiveren. Dette fører til en dupp i kraften når dekket kollapser ved 2,85 mm forskyvning. For elementmodellen i rapporten skjer den største utknekkningen i sveisen mellom to av dekkeprofilene. Siden grensebetingelsene forhindret sveisen forskyvning i z-retning oppstod det ingen kollaps og reduksjon i stivheten. I begge elementanalysene er samme dekkedimensjoner og grensebetingelser benyttet, og materialdata er hentet fra samme strekkprøver. En årsak til ulikheten kan være at det er gjort antagelser for parametere i basismodellen som ikke er beskrevet i rapporten. I rapporten er ikke maksimal størrelse på tidsinkrementene angitt, men etter endt analyse er det opplyst at det ble utført 34 inkremer gjennom hele analysen. Ved å øke inkrementstørrelsen i basismodellen fikk den en responskurve og en deformasjonsform som ligner på det som er beskrevet i rapporten. Dette kan tyde på at den tidligere elementanalysen har for store tidsinkremer og at ett eller flere bifurkasjonspunkt ble oversett i analysen. Dette vil bli studert nærmere i kapittel 5.1.1

Kapittel 5

Parameterstudie

Når en velger parametere og løsningsmetoder i en elementmodell, vil det alltid være en usikkerhet hvordan valgene vil innvirke på resultatet. For å kartlegge disse usikkerhetene ble det utført et parameterstudie. Her ble det utført systematiske endringer på parameterne og løsningsmetoder i basismodellen. I dette kapitlet vil resultatene bli kommentert og presentert ved hjelp av figurer og tabeller. Mer utfyllende data og figurer er gitt i Tillegg C. I figurer hvor flere simuleringer er plottet vil basismodellen alltid være plotet i sort. Plot av resultatet til elementanalysene hvor x-aksen angir forskyvning til forskyvningsnodene og y-aksen angir aksialkraften vil i dette kapitlet bli betraktet som responskurve.

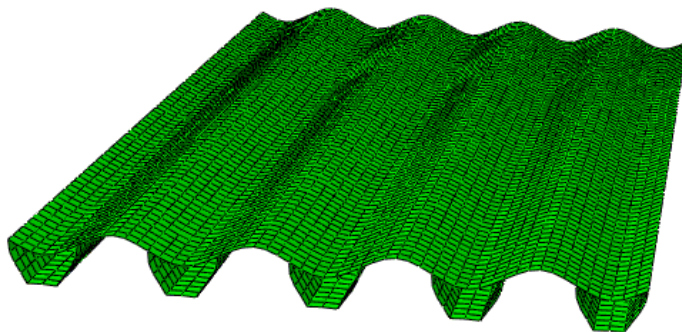
5.1 Formfeil på dekket

Aluminiumsdekket i [16] ble beskrevet som ikke helt plant. Det ble målt nedbøyninger i z-retning fra 1.0 mm til 2.0 mm i hvert av dekkeprofilene ved dekkesenteret. Det ble også observert at dekkets formfeil varierte i dekkeprofilenes lengderetning. Nøyaktige målinger av denne lot seg imidlertid ikke gjøre. Når en plate påvirkes av aksialkraft, vil skjevhetene føre til lasteksentrisiteter som øker knekkingstendensen. Dette kan redusere platens lastkapasiteten og er helt essensielt å ta hensyn til i en ikkelineær numerisk modell. I basismodellen ble en systematisk initiell formfeil fra vertikalforskyvninger av dekket og formfeil fra en lineær knekkingsanalyse innført i form av initielle nodeforskyvninger. Forskyvningsmønstret til nodeforskyvningene gjenspeiler ikke dekkets formfeil nøyaktig, men er en tilnærmet beskrivelse. For å kartlegge hvordan de induserte ujevnheter påvirker resultatet ble det utført parameterstudier med hjelp av elementanalyser i Abaqus.

I kapittel 5.1.1 og 5.1.2 er de ulike formfeilene er studert hver for seg, mens kombinasjonen av formfeilene blir studert i kapittel 5.1.3.

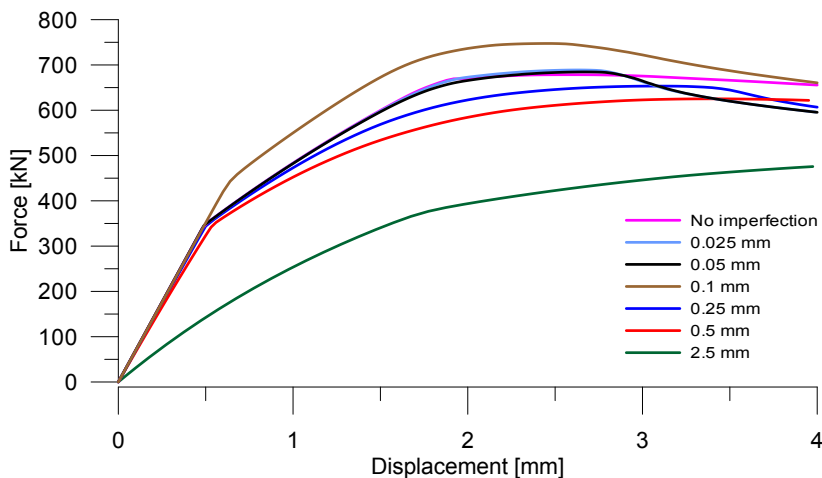
5.1.1 Systematisk intiell formfeil

For å beskrive den periodiske systematiske initielle formfeilen, som er formet som periodisk bølger over dekket, er det hentet ut nodekoordinater fra en lineær elementanalyse i Abaqus. Her ble det påført en forskyvning i z-retning i midten av sveisene over hele dekkeprofillets lengde. Den samme forskyvningen med negativt fortegn ble også påført i dekket i midten av hvert dekkeprofil. Verdien til forskyvningen angir dermed amplituden til formfeilen. Randbetingelsen som beskriver tverrbjelken i basismodellen er fjernet, og fastholdninger i z-retning ble innført i sammenkoblingen mellom dekket og stiverne. Figur 5.1 viser bilde av formfeilen med amplitude satt til 0.05 mm, hvor forskyvningene er oppskallert 500 ganger. Dekket hvor denne formfeilen er implementert vil videre bli referert til som Bølging. Resultatet fra elementanalyser hvor uniform aksialforskyvning i x-retning er påført og amplituden til Bølging variert fra 0,0 mm til 2,5 mm, er beskrevet i figur 5.2, figur 5.3 og Tillegg C.1.

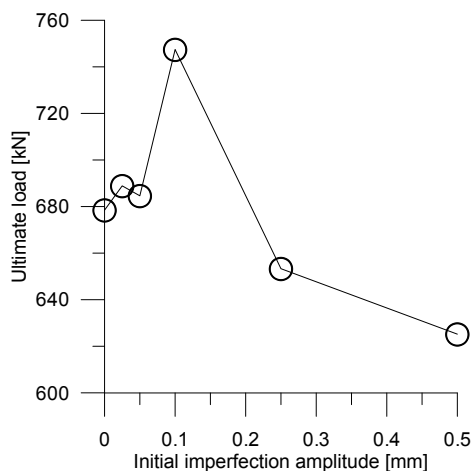


Figur 5.1: Deformasjonsform til Bølging

Responsen, figur 5.2, endres når det innføres ulike amplituder på Bølging. Det er en tydelig tendens at dekket blir mykere og at maksimalkraften synke ved økende amplitude. Når det ikke er noen formfeil, har dekket en maksimalkraft på 678,5 kN, og dette er høyere enn basismodellen som var 671,8 kN. Dette skyldes at deformasjonen, vist i tabell C.1, ikke er det samme. Ved ingen formfeil knekker dekkeprofil 2 og 4 opp, mens dekkeprofil 3 knekker ned. Det vil heller ikke oppstå noe dropp i stivheten siden dekket inne i stiveren ikke kollapser på samme måte som i basismodellen.



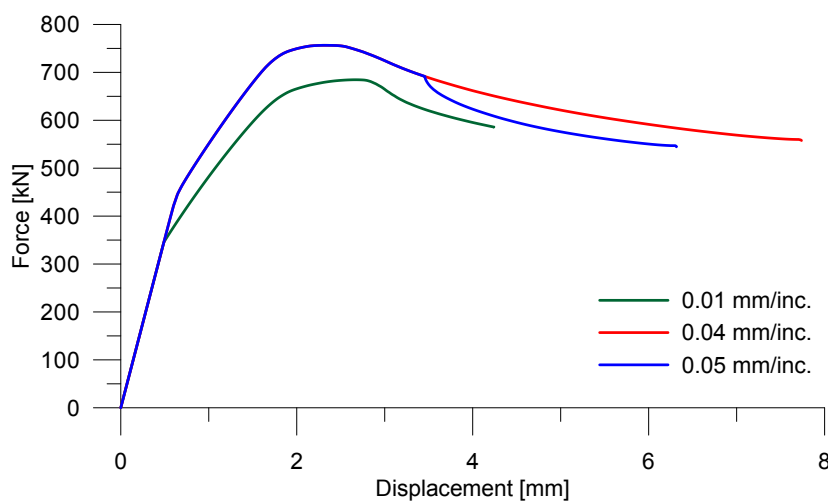
Figur 5.2: Responskurve med ulik amplitude på Bølging



Figur 5.3: Makskraft ved ulike initielle amplituder til Bølging

Ved små amplituder på Bølging, 0,025 mm og 0,05 mm, kan det bli observert fra tabell C.2 og C.3 at deformasjonsformen er ulikt dekket uten formfeil. Forskjellen er etter at maksimalkraft er oppnådd. Da oppstår en kollaps i dekket inne i stiveren på dekkeprofil 3 som fører til reduksjon i stivheten når små Bølgninger er innført. Noe uventet er at maksimalkraften øker. Det vil si at formfeil i dekket, i disse tilfellene, virker avstivende. Siden knekkingsmønsteret er komplisert og mange ikkelineære effekter påvirker videre deformasjoner og knekkingsmønstre, er det vanskelig å finne en årsaken til dette.

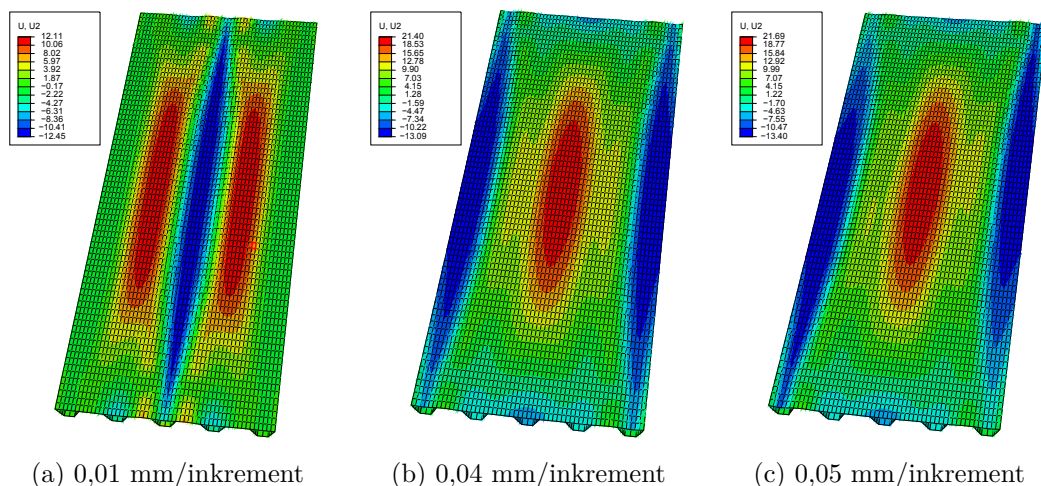
Ved Bølging med amplituder 0,25 mm og høyere kan det bli observert i Tillegg C at dekket har et knekkingsmønster hvor dekkeprofil 3 knekker opp mens dekkeprofil 2 og 4 knekker ned. Når forskyvningen fortsetter, vil dekket inne i en av stiverne som knekker nedover, kollapse og gi et fall i stivheten. Dette er det samme som oppstod i basismodellen. Figur C.1 viser plot av kraften ved forskyvning fra 0 til 10 mm. Her er det tydelig at maksimalkraften synker med økende formfeilsamplitude og oppnås ved en høyere forskyvning. Analysen med formfeilsamplitude på 2.5 mm skiller seg ut ved en mye flatere responskurve og har et maksimalkraft på 498 kN. Det er en reduksjon på nesten 30 % i forhold til dekket uten initielle formfeil. Dette kan virke dramatisk men en krumning på $\frac{a}{L} = \frac{2,5 \text{ mm}}{142 \text{ mm}} \times 100 = 1,76\%$ er en for høy formfeil for hva en kan forvente på et slikt dekke [2]. Det illustrerer likevel at store formfeil, fra for eksempel skade eller lokale laster på dekket, kan redusere dekkekapasiteten betydelig.



Figur 5.4: Responskurve til dekket med varierende forskyvning/inkrement og amplitude til Bølging på 0.05 mm

Et problem som kan oppstå når en kjører numeriske analyser av knekking, er at resultatene ikke er de mest kritiske. Dette kommer av at bifuksjonspunkter overses, beskrevet i kapittel 3.4. For Bølging med amplitude mellom 0 og 0.25 mm oppstod dette ved at resultatet varierte med ulike valg av maksimalt tillatt inkrementstørrelse. Det var derfor en utfordring å finne et ideelt tidskritt som var lavt nok til å få den riktige deformasjonen uten at analysetiden ble for høy. Figur 5.4 viser responskuvener til dekket med amplitude til Bølging på 0,05 mm, hvor maksimalt tillatt forskyvning per tidsinkrementet varierer fra 0,01 til 0,05 mm. Her ble forskyvningen kjørt til analysen stoppet av seg selv. Fra plotet kommer det frem at maksimalkraften varierer fra 756,5 kN ved 2,32 mm forskyvning til 684,6

kN ved 2,67 mm. Dette er en kapasitetsforskjell på 10 % og kan være kritisk innen dimensjonering. Derfor er det essensielt å forsikre seg om at lavt nok tidsinkrement er brukt ved lave formfeil.



Figur 5.5: Deformasjon til dekket med amplitude til Bølging på 0.05 mm og 4 mm påsatt forskyvning

Figur 5.5 viser deformatjonen til dekket med amplitude til Bølging på 0,05 mm og 4 mm forskyvning. Her angir fargeplotet forskyvning (mm) i z-retning. Her kommer det tydelig frem at deformatjonen også endres ved ulike størrelser på tidsinkrementet. Figur 5.5(b) og (c) viser at det oppstår rotasjoner om y-aksen ved dekkeesegmentets rand i dekkeprofilens lengderetning. I et fullt dekke vil kontinuiteten føre til en rotasjonsstivhet her. I modellen er det innført fastholdning mot forskyvning i x-retning ved lengdesidene og ingen rotasjonsstivheter. Deformatjonen vil dermed være mykere enn virkeligheten. Denne problemstillingen vil bli studert videre i kapittel 5.6 hvor kalkulerings av større dekke er gjennomført. Simuleringer med maksimalt tillatt forskyvning på 0,001 mm/inkrement ble også kjørt for dekket med amplitude på Bølging på 0,05 mm. Resultatene gav ingen forskjeller i forhold til 0,01 mm/inkrement og kan tyde på at dette resultatet er det kritiske. Ved initielle amplituder høyere enn 0,25 mm eller i basismodellen, hvor flere formfeil er innført, var simuleringen ikke like sårbar for hvor stort maksimalt tidsinkrement var. Her viste det seg at en forskyvning på 0,04 mm/inkrement gav den kritiske løsningen.

Ut fra tendensen til figur 5.3 ser en at maksimalkraften til dekket med initielle formfeilamplitude på 0,1 mm vil være på rundt 673 kN, men analysen gir en verdi på 747,4 kN. Ut fra responskurven, figur 5.2, er det tydelig at plotet skiller seg ut

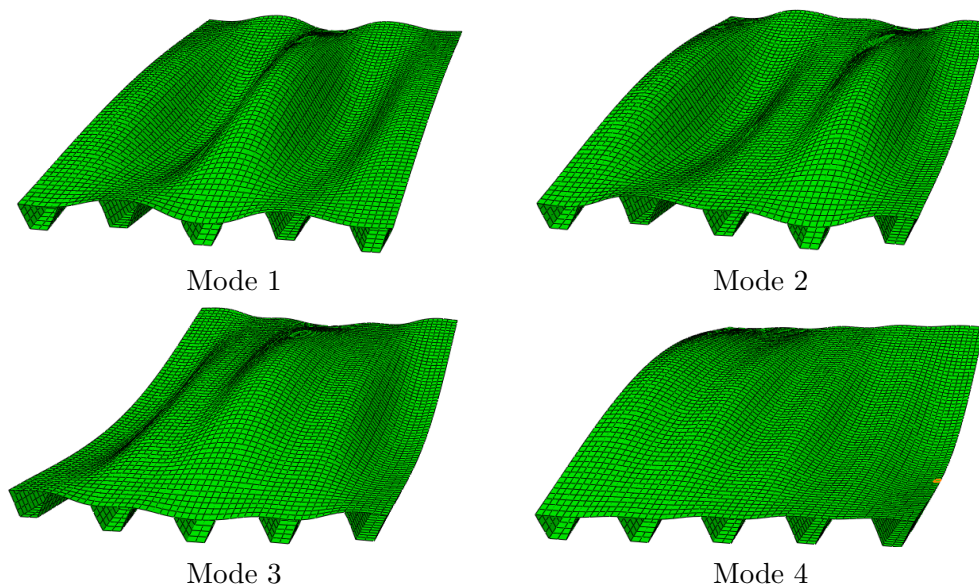
fra andre amplituder ved ca. 0,4 mm forskyvning. Det vil derfor være naturlig å vurdere om et bifurkasjonspunkt er forbigått i denne simuleringen. Det er forsøkt å kjøre flere kalkuleringer med lavere tidsinkremerter, men en ny deformasjon lar seg ikke finne med datakapasiteten tilgjengelig. Bruk av arc-length metoden og Static, Riks i Abaqus endret heller ikke resultatet.

Problemet rundt bifurkasjonspunkt ble også observert av Hanne Knudsen i hennes hovedoppgave [9]. Her ble det utført numeriske simuleringer for en bjelke med utkapp av øvre flens og deler av steget med påsveiset endeplate. I oppgaven ble det beskrevet at små endring i inkrementstørrelse førte til store deformasjonsendringer. Også her ble det fastslått at små formfeil krevde mindre tidsskritt for å få de kritiske resultatene.

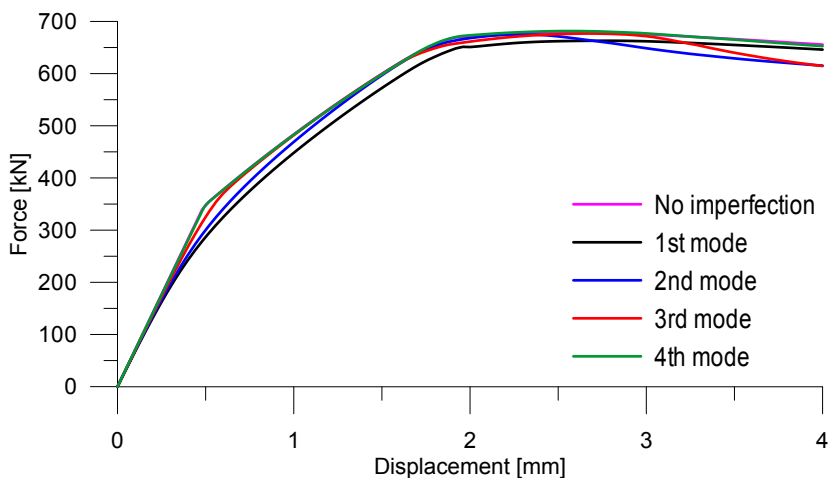
5.1.2 Initielle formfeil fra knekkingsmoder

I kapittel 5.1.1 ble det studert hvordan systematisk formfeil i form av periodiske bølger påvirket responsen og deformasjon til dekket. I [3] ble det observert at formfeilenes amplitude varierte i dekkeprofillets lengderetning. For å gjenskape disse uperiodiske formfeilene ble det utført en lineær knekkingsanalyse av dekkeutsnittet. Her var grensebetingelsene i basismodellen beholdt og en enhetslast i x-retning ble innført i forskyvningsnodene. Med lineær knekkingsanalyse kalkulerer Abaqus knekkingsmoder for hvilke laster stivhetsmatrisen blir singular [1]. Modene blir nummerert i stigende rekkefølge med hensyn på den lineære knekklasten. Deformasjonsformene til knekkingsmodene blir så lagret i en outputfil som kan bli importert i analyser hvor en ønsker den initielle formfeilen. Abaqus gir mulighet til å velge hvilken knekkingsmode, og tilhørende amplitude formfeilen skal ha, når det importeres som formfeil i elementanalyser.

Formfeil med deformasjonsform til knekkingsmode 1, figur 5.6, med amplitude 0.6 mm ble implementert i basismodellen. Som en del av parameterstudiet er det ønskelig å se hvordan denne initielle formfeilen påvirker resultatet. Siden knekkingsanalysen er lineær, er det mulig at andre knekkingsmoder vil føre til deformasjoner som er mer kritiske i en ikkelineær analyse. Det er kun de 4 første knekkingsmodene, avbildet figur 5.6, som er studert i dette parameterstudiet. Grunnen til det er at høyere knekkingsmoder vil ha økt lineær knekklast, og det er dermed mindre sannsynlig at en slik deformasjon vil være kritisk. Høyere knekkingsmoder gir også deformasjoner med flere bølger over dekkeprofillets lengde eller store lokale utknekkinger. Dette gjensker ikke formfeilene som ble beskrevet i laboratorieforsøket [3]. Dekket hvor formfeil med deformasjonsform til knekkingsmode 1-4 er innført som formfeil vil videre bli referert til som Mode 1-4.



Figur 5.6: Deformasjonsform til Mode 1-4

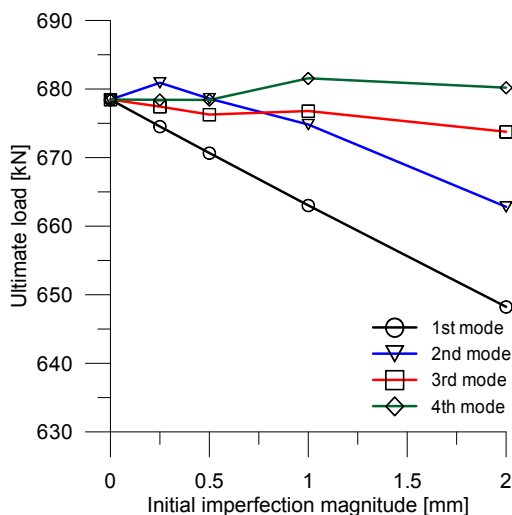


Figur 5.7: Responskurve til Mode 1-4 med amplitude på 1.0 mm

Resultater og deformasjonsplot fra elementanalysene med amplituder på 0,25 mm, 0,5 mm, 1 mm og 2 mm fra Mode 1-4 er gitt i Tillegg C.2. Her kan det bli observert at deformasjonsformen til Mode 1 har store likheter med det som ble observert til dekket uten initielle formfeil beskrevet i kapittel 5.1. Fra tabell C.10 og C.11 kan det ses at Mode 3 og 4 med amplitude 0,25 mm og 0,5 mm også har

denne deformasjonen. Det kan tyde på at dekket “foretrekker” å deformere seg som Mode 1, ikke bare uten initielle formfeil, men også når formfeil med mindre amplituder fra høyere knekkingsmoder er innført i modellen. Dette blir bekreftet ved amplitude lik 1 mm for Mode 3 og 4 når deformasjonen begynner å følge formen som er angitt i den lineære knekningsanalysen. Maksimalkraften øker nå over den som var uten formfeil.

Figur 5.7 viser responskurven med formfeil til Mode 1-4 med amplitude 1.0 mm. Her er det tydelig at dekket blir stivere frem til maksimalkraften blir oppnådd for økende moder. Etter at maksimalkraften er oppnådd, avhenger kapasiteten av deformasjonsformen. For Mode 1 og 4 skjer det ingen kollaps av dekket som ble observert i basismodellen. Kapasiteten synker derfor lite etter at maskimalkraften er oppnådd. For Mode 2 og 3 synker kapasiten mere ettersom det her skjer en kollaps i dekket inne i en av stiverne.



Figur 5.8: Makskraft til Mode 1-4 med varierende amplitude

Figur 5.8 viser at maksimalkraften synker tilnærmet lineært når amplituden til den initielle formfeilen øker. Dette er spesielt tydelig for den første moden, men kan også observeres ved større amplituder for høyere modenumre. Den andre moden vil ved små amplituder, opp til 0.5 mm, virke stivende på dekket. Dette er ikke forventet ettersom formfeil forårsaker eksentrisiteter og indre momenter som vanligvis svekker kapasiteten til dekket. Som nevnt i kapittel 3.2 vil avstivede plater som er studert i denne oppgaven, ha utallige mulige deformasjonsmønstre og ikkelienære effekter påvirker den videre deformasjonen til dekket. En kan derfor forestille seg at de initielle formfeilene på et tidspunkt “leder” dekket inn i en den deformasjonen som er mykest. Den kan på et senere tidspunkt være stivere enn andre mulige

deformasjoner. I kapittel section 5.1.1 ble det beskrevet et problem med fri rotasjon i randene i dekkeprofilens lengderetning når segmenter av et større dekke blir modellert. Mode 2 viser tydelige rotasjoner i dekkets rander. Det er derfor mulig at responsen til dekkeutsnittet er for myk. Dette problemet vil bli studert videre i seksjon section 5.6.

5.1.3 Kombinasjon av de ulike formfeilene

I kapittel 5.1.1 og 5.1.2 ble det vist at dekket får redusert kapasitet når Bølging og Mode 1-4 blir implementert i elementmodellen hver for seg. I dekket som ble testet på laboratoriet [3], ble det imidlertid beskrevet en kombinasjon av disse to. Hvordan kombinasjonen av formfeilene påvirker dekkekapasiteten, vil bli undersøkt, videre i dette kapitlet. Deformasjonen, figur 5.1, til Bølging viser at en deformasjonsbølge strekker seg over ett dekkeprofil i x-retningen. For Mode 1-3, figur 5.6, strekker en deformasjonsbølge seg over omtrent to dekkeprofiler. Det vil si at dekkekrumningen, $\frac{a}{l}$, grunnet Bølging er dobbelt så høy som dekkekrumning grunnet Mode 1-3, ved en gitt amplitude. Derfor vil amplituden til Bølging være halvparten av amplituden til Mode 1-4 når kombinasjonen av formfeilene studeres i dette kapitlet.

Tabell 5.1: Kombinasjon av Bølging og Mode 1-4

Mode	Fortegn [+/-]	Maks. kraft [kN]	Forskyvning ved maks. kraft [mm]
0		653	2,56
1	+	645	3,12
	-	648	2,92
2	+	665	2,72
	-	668	2,84
3	+	653	3,08
	-	653	3,08
4	+	673	3,11
	-	673	3,12

Tabell 5.1 er en oversikt over resultatene til simuleringer hvor Bølging med amplitude på 0.25 mm er kombinert med Mode 1-4 med amplitude 0.5 mm. Her kommer det tydelig frem at Mode 1 gir den mykeste løsningen med tanke på maksimalkraft. Selv om maksimalkraften øker i takt med knekkingsmodene, er den i alle tilfellene betraktelig redusert sammenlignet med resultatene uten Bølging, figur 5.8. For alle formfeilskombinasjonene var deformasjonene like på den måten

at dekket inne i stiveren på dekkeprofil 4 kollapser etter oppnådd maksimalkraft. Det er det samme som ble observert i basismodellen.

Når formfeil fra Mode 1-4 ble indusert i modellen alene, var det ingen forskjell på maksimalkraft om amplituden hadde positivt eller negativt fortegn. Tabell 5.1 viser at fortegnet på Mode 1 og 2 gir små forskjeller på maksimalkraft når den kombineres med Bølging. For Mode 1 vil maksimalkraften bli oppnådd tidligere ved negativt fortegn enn positivt. Resultatene fra kapittel 5.1.2 og tabell 5.1 er likevel entydige om at Mode 1 med positivt fortegn, også i kombinasjon med Bølging, gir den mykeste løsningen. Siden det er den kritiske deformasjonen som er av interesse vil Mode 2-4 ikke bli betraktet videre i denne oppgaven.

Tabell 5.2: Resultat fra ulike formfeil med samlet utslag på 0,2 mm

$2 \times$ Bølging [mm]	Mode 1 [mm]	Maks. kraft [kN]	Forskyvning ved maks. kraft [mm]
0	0,2	675	2,64
0,05	0,15	682	2,84
0,1	0,1	679	2,88
0,15	0,05	676	2,88
0,2	0	747	2,44

Tabell 5.2 viser resultatet av analyser hvor $2 \times$ amplitude til Bølging og amplituden til Mode 1 gir et samlet maksimalt utslag på 0,2 mm. Her ser man at den laveste maksimalkraften, på 675 kN, er ved kun Mode 1 med deformasjon gitt i tabell C.8. Høyest maksimalkraft på 747 kN er oppnådd ved kun Bølging og har deformasjonen gitt i tabell C.4. Ingen av disse deformasjonsformene er like det som ble oppnådd i basismodellen eller observert i laboratoriumsforøket [3]. I alle simuleringene hvor det var en kombinasjon av formfeilene, ble denne deformasjonen imidlertid oppnådd. Det vil si at det er viktig å inkludere begge formfeilene for å oppnå den riktige deformasjonen når formfeilene er små. Ved kombinasjon av formfeilene er det en tydelig tendens at maksimalkraften synker når en vektor Bølging framfor Mode 1.

I kapittel 5.1.1 ble resultatet til Bølging ved amplitude 0.1 mm diskutert. Her ble det fastslått at dette resultatet var feil ettersom bifurkasjonspunkter antagelig ble oversett i analysen. Korrekt maksimalkraft ble anslått til å være på rundt 673 kN. Problemet med å finne ideelt tidsinkrement var en utfordring for alle analysene til Bølging hvor amplituden var mindre 0.25 mm. Da vi inkluderte Mode 1 viste dette seg imidlertid ikke være noe problem. Dermed er det viktig å inkludere begge formfeilene for å unngå at bifurkasjonspunkter blir oversett ved små amplituder til Bølging.

Tabell 5.3: Resultat fra ulike formfeil med samlet amplitude på 1 mm

$2\times$ Bølgning [mm]	Mode 1 [mm]	Maks. kraft [kN]	Forskyvning ved maks. kraft [mm]
0	1	663	2,80
0,25	0,75	658	2,86
0,5	0,5	645	2,98
0,75	0,25	635	3,10
1	0	625	3,50

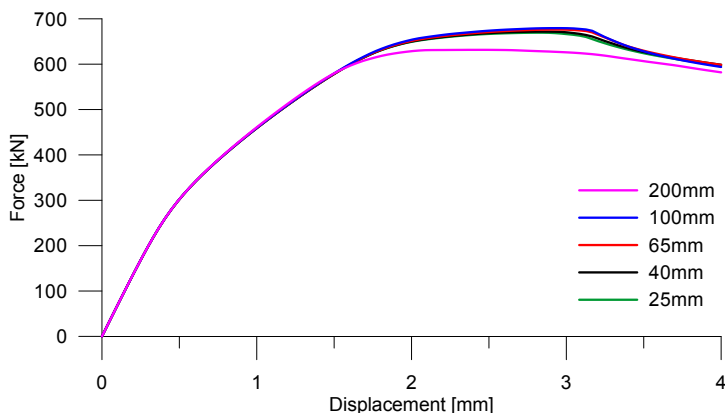
Tabell 5.3 viser resultatet av analyser hvor $2\times$ amplitude til Bølgning og amplituden til Mode 1 gir et samlet maksimalt utslag på 1,0 mm. Her kommer det frem at maksimalkraften synker når en vektor Bølgning framfor Mode 1. Derfor er det viktig å prioritere Bølgning når basismodellen skal utbedres. Alle simuleringene, med unntak Mode 1 alene, gir et deformasjonsform som også ble observert i laboratoriumsforøket [3].

5.2 Elementinndeling

Valg av størrelse og geometri på elementer er en viktig del av parameterstudiet når en elementanalyse skal utføres. En redusert elementstørrelse vil i de fleste tilfeller gi en mer nøyaktig løsning, men en konsekvens av dette er at simuleringstiden vil øke. Selv om datakapasiteten nå er høy og tillater oss å utføre mer komplekse numeriske analyser enn tidligere, må man likevel drøfte analysetiden mot nøyaktighet for komplekse problemer. I de kapittel 5.2.1 og 5.2.2 vil det blir sammenlignet ulike elementstørrelser på langs og på tvers av dekkeprofilene.

5.2.1 Elementinndeling på langs av dekkeprofilet

Forskyvningen og kraften virker på tvers av dekkeprofilene, og det er i denne retningen de største krumningene oppstår. Det er derfor forventet at man kan benytte lengre elementer i dekkeprofilets lengde enn i bredden uten at resultatet blir unøyaktig. For å studere elementstørrelsen i dekkeprofilets lengde er det utført numeriske analyser av elementer med lengdene 200 mm, 100 mm, 65 mm og 25 mm. Disse er sammenlignet opp mot basismodellen som har 40 mm. Figur 5.9 og tabell 5.4 oppsummerer resultatene som er gitt i tabell C.12, Tillegg C.3.



Figur 5.9: Responskurve med ulik elementlengde i dekkeprofilens lengderetning

Tabell 5.4: Forskjellige elementlengde i dekkeprofilenes lengderetning

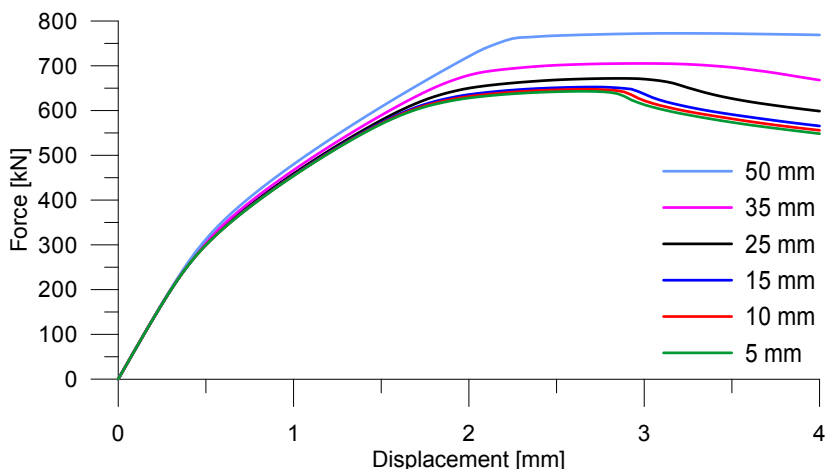
Modell	Maks. kraft [kN]	For. ved maks. kraft [mm]	CPU-tid [s]	$\frac{E_a}{E_{int}}$ [%]
200 mm	631.6	2,45	48.0	0.281
100 mm	679.5	2,97	106.8	0.117
65 mm	676.4	2,93	167.7	0.075
40 mm	671.8	2,85	280.1	0.041
25 mm	669.4	2,81	513.1	0.027

Som forventet er det en tydelig tendens at løsningene blir mykere med mindre elementer og at kalkulerings tiden øker. Forholdet mellom overskuddsenergi og indre energi blir også mindre når elementstørrelsen minker. Dette forteller at mindre energi forsvinner i null-energimoder og kan være en indikator på at løsningen blir mer nøyaktig. Modellen med 200 mm elementer skiller seg ut ettersom den har færrest elementer, men likevel er den mykeste løsningen. Selv om deformasjonsformen ikke skiller seg ut i tabell C.12, er det tydelig at de store elementene ikke klarer å beskrive den riktige deformasjonen. Denne løsningen vil derfor ha store unøyaktigheter.

Om en velger å endre elementstørrelsen i dekkeprofilenes lengderetning i basismodellen fra 40 mm til 65 mm vil simuleringstiden reduseres med 40 %, mens toppunktet øker med omtrent 0,5 %. Det er derfor kravet om nøyaktighet til simuleringen mot kalkulerings tid som vil avgjøre hvilke elementer som skal brukes.

5.2.2 Elementinndeling på tvers av dekkeprofilen

Som nevnt i kapittel 5.2.1 er det forventet at elementene må være kortere på tvers av dekkeprofilen enn på langs for å gjenskape den virkelige deformasjonen. Det ble utført analyser hvor elementlengden på tvers av dekkeprofilene i basismodellen er endret til henholdsvis 50 mm, 35 mm, 15 mm, 10 mm og 5 mm. Figur 5.10 og tabell 5.5 oppsummerer resultatene som er gitt i tabell C.13 og C.14 i Tillegg C.3.



Figur 5.10: Responskurve med ulik elementlengde på tvers av dekkeprofilene

Tabell 5.5: Forskjellige elementlengde på tvers av dekkeprofilene

Modell	Maks. kraft [kN]	For. ved maks. kraft [mm]	CPU-tid [s]	El. på tvers av HAZ [stk.]
50 mm	772.5	3,17	120	2
35 mm	705.2	2,97	150	2
25 mm	671.8	2,85	280	2
15 mm	652.6	2,73	568	4
10 mm	647.5	2,65	823	4
5 mm	643.0	2,65	1977	10

Det er tydelig at det blir store forskjeller på responsen, figur 5.10, når størrelsen til elementene på tvers av dekkeprofilen endres. Som forventet vil dekkets stivhet reduseres ved bruk av flere elementer. Demformasjonsmønteret til dekket med maskimal elementstørrelse på 35 mm og 50 mm, tabell C.13, viser at elementene er for store til beskrive den virkelige deformasjonen. Dekket inne i stiveren vil ikke kollapse og stivheten reduseres derfor lite etter at maskimalkraft er oppnådd.

Ved å redusere elementstørrelsen synker maksimalkraften og forskyvning den er oppnådd ved. Siden flere elementer gjenskaper deformasjonene bedre er det antatt at disse resultatene vil være mer nøyaktige. En konsekvens er at kalkuleringstiden øker. Responsen ser ut til å konvergere mot et endelig resultat når flere elementer brukes i elementmodellen. Fra disse resultatene kan det bli konkludert med at en maksimalelementstørrelse på 15 mm på tvers av dekkeprofilen vil bli brukt når det vil bli utført forbedringer på basismodellen. Denne elementstørrelsen gir en respons som skiller seg lite fra analysene med mindre elementer, mens kalkuleringstiden fremdeles er lav.

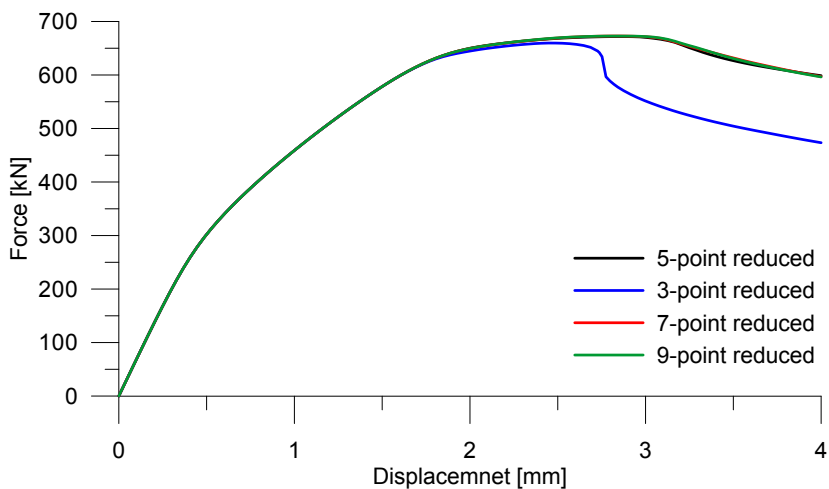
Når man øker antall elementer på tvers av dekkeprofilen, vil det også bli flere elementer i HAZ. Hvordan dette påvirker stivheten til dekket, vil bli studert separat i kapittel 5.4.

5.3 Integrasjonspunkter i elementene

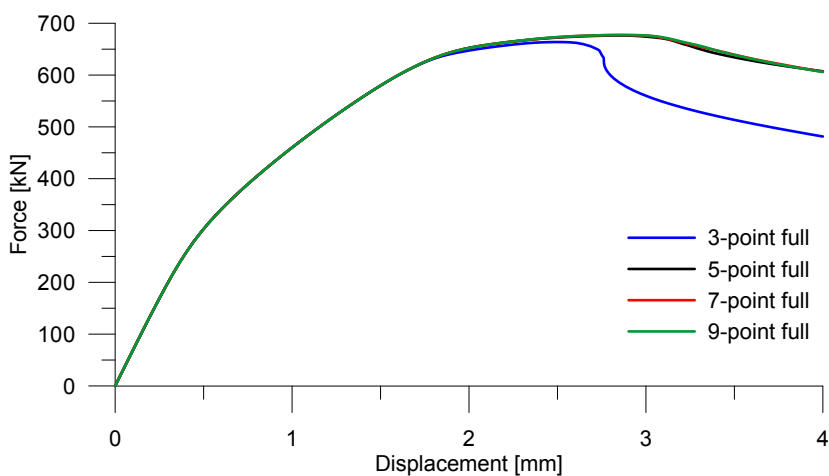
I Abaqus er 5-punkt Simpson's regel med redusert integrasjon standard ved bruk av 4-nodede skallelementer for å estimere spenningene. Simpson's regel tilnærmer løsningen ved å dele skalltykkelsen i n integrasjonspunkter plassert med lik avstand fra hverandre. Fordelen med denne integrasjonsmetoden er at endepunktene blir plassert i elementets topp- og bunnflate. Når en øker antall integrasjonspunkter over tykkelsen, vil det gi en bedre beskrivelse av spenningsfordelingen. Dette er spesielt viktig når spenningen ikke er konstant eller ikke varierer lineært over tykkelsen. Det er tilfellet når krumninger fører til elasto-plastisk tøyning. I kapittel 4 ble det vist at i det var lite plastiske deformasjoner i basismodellen, og det er derfor ikke forventet store endringer når antall integrasjonspunkter endres.

Redusert integrasjon vil si at det er ett sett med integrasjonspunkter per element for 4-nodede skallelementer. Problemet med å bruke denne metoden er at det kan oppstå null-energi deformasjonsmoder. Dette er deformasjoner av elementet hvor ingen spenning oppstår i integrasjonspunktene. Abaqus tar hensyn til dette ved å tilføre en kunstig stivhet til elementene kalt *hourglass stiffness*. Ved full integrasjon er det fire sett integrasjonspunkter i hvert 4-nodede skallelement. Dette gjør at det ikke kan oppstå null-energimoder. En konsekvens ved å innføre flere integrasjonspunkter er at kalkuleringstiden øker. For analyser hvor god nøyaktighet er foretrukket og store bøyedeformasjoner oppstår, vil full integrasjon alltid utkonkurrere redusert integrasjon [1]. Forholdet mellom overskuddsenergi og total indre energi indusert i modellen kan være en indikator på hvor mye energi som forsvinner i null-energimodene når redusert integrasjon benyttes. I kapittel 5.2.1 ble dette forholdet gitt til å være 0.04 % for basismodellen. Dette er en lav verdi,

og det derfor ikke forventet at nøyaktigheten til simuleringen vil bli mye bedre ved endring til full integrasjon.



Figur 5.11: Responskurve med redusert integrasjon



Figur 5.12: Responskurve med full integrasjon

Tabell 5.6: Sammenligning mellom redusert og full integrasjon

Modell	CPU-tid [s]	Maks. kraft [kN]	Maks. kraft [kN]	CPU-tid [s]	Modell
3-punkt, red.	320	659.7	663.8	752	3-punkt, full
5-punkt, red.	280	671.8	676.4	504	5-punkt, full
7-punkt, red.	294	672.9	677.3	540	7-punkt, full
9-punkt, red.	322	672.8	677.3	594	9-punkt, full

Som forventet er det små endringer i responsen, figur 5.11, når man øker antall integrasjonspunkter over tykkelsen. Unntaket er når tre integrasjonspunkter benyttes og stivheten synker betraktelig etter at dekket kollapser. Da oppstår det store krumninger i dekket, og 3 integrasjonspunkter over tykkelsen er for lite til å skildre spenningsfordelingen. Dette resultatet blir derfor unøyaktig. Simuleringstiden, tabell 5.6, øker om en velger flere integrasjonspunkter gjennom tykkelsen. En må dermed vurdere nøyaktighet opp mot kalkuleringstiden når en velger antall integrasjonspunkter over tykkelsen.

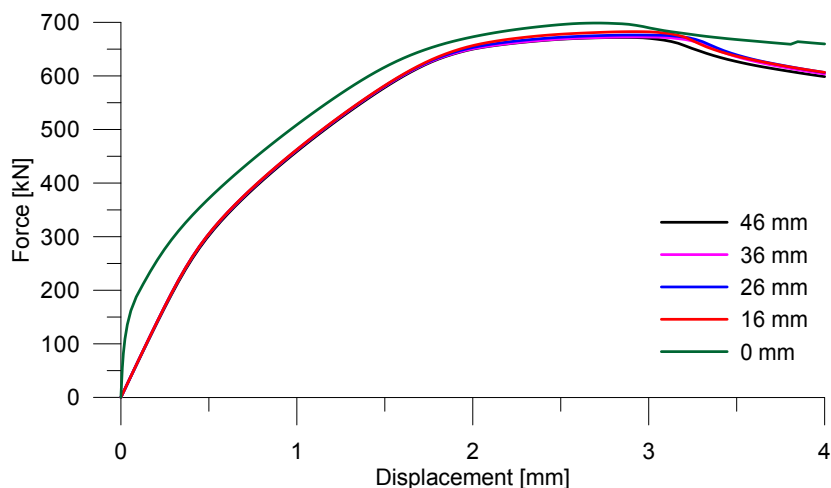
Responsen, figur 5.12, til dekket ved full integrasjon viser også små forskjeller mellom plotene. Ved å bruke 5-punkts full integrasjon fremfor redusert integrasjon økes maksimalkraft i underkant av 0,7 %. En må da forvente 50 % lengre simuleringstid. I de aller fleste tilfeller vil derfor full integrasjon ikke være nødvendig i denne typen kalkuleringer.

5.4 Modellering av sveist sone

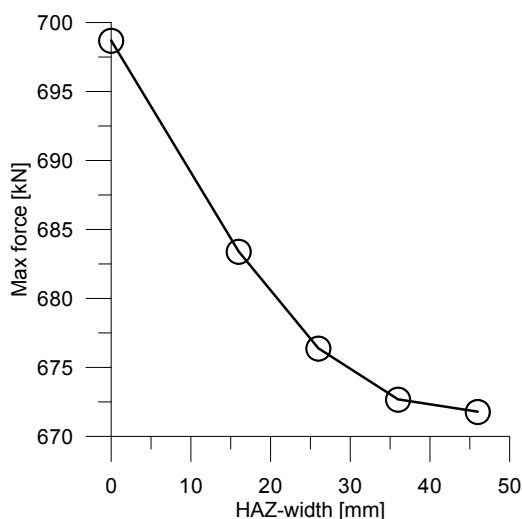
Som beskrevet i kapittel 3.3 vil materialet alltid ha redusert styrke rundt en sveis, grunnet varmpåvirkningen materialet blir påført under sveisearbeidet. Materialstyrken varierer med avstanden til sveisen. I styrkeanalyser er det vanlig å forenkle denne varmpåvirkede sonen, HAZ, til et uniformt område med svekket materialstyrke. Norsk Standard [8] foreslår HAZ-bredden til å være 40 mm for plater med tykkelse opp til 6 mm hvor MIG-sveis er benyttet. Dette er utgangspunktet når 46 mm er brukt i basismodellen. Siden FSW er brukt for å sammenkoble dekkeprofilene i forsøket, er det forventet at det kan benyttes en smalere HAZ for å skildre den virkelige materialoppførselen. Lars Rønning [11] foreslår at HAZ kan være 26 mm i denne type sveiser. Figur 5.13 viser responskurven, og figur 5.14 maksimalkraften, når HAZ-bredden er endret fra 0 mm til 46 mm. I alle simuleringene er basismodellen benyttet med 2 elementer over sveisbredden.

Som resultatene viser i figur 5.13, er det liten forskjell på responsen til dekket når HAZ-bredde varieres fra 16 mm til 46 mm. Om en velger å fjerne sveisen helt,

ser man at responsen endres betraktelig ved at dekket blir stivere gjennom hele forskyvningen. Grunnen til dette kan være at de reduserte materialegenskapene til sveisen gjør at en krumninger lettere oppstår og fører til utkneking ved mindre vertikale forskyvninger. Deformasjonen i tabell C.15 viser at det ikke oppstår noen kollaps av dekket inne i noen av stiverne når HAZ er fjernet. Det er derfor viktig å inkludere HAZ grunnet langsgående sveis på tvers av aksialdeformasjonen i elementanalysen.



Figur 5.13: Responskurve med ulik bredde på HAZ



Figur 5.14: Maksimalkraft ved ulike HAZ-bredder

I tabell C.15 kan det bli observert er små endringer i dekkedeformasjon i z-retning når HAZ endres fra 16 mm til 46 mm. Figur 5.14 viser også mindre endringer i maksimalkraft. Ved å redusere HAZ-bredden fra 46 mm til 26 mm, som foreslått i [11], vil maksimalkraften øke med 1,7 %.

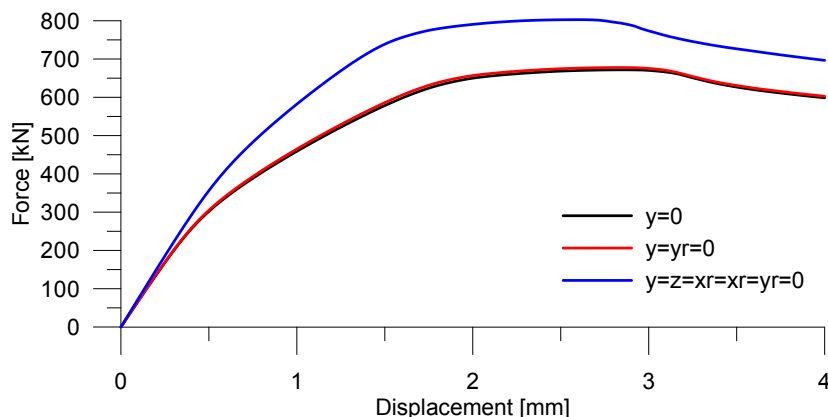
I kapittel 5.2.2 ble det fastslått at endringer på elementlengden på tvers av dekkeprofilene i basimodellen hadde betydelig virkning på resultatet. Siden det er forventet at krumninger oppstår letter i HAZ, er det mulig at flere elementer kan beskrive dette bedre. Det er derfor av interesse å utforske hvordan antall elementer på tvers av sveisen vil påvirke resultatene. Tabell 5.7 forteller at løsningen blir mykere når antall elementer på tvers av sveisen øker, men de store forskjellene er det ikke. Det vil derfor ikke være hensiktsmessig å prioritere antall elementer over sveisen framfor antall elementer over hele tverrsnittbredden.

Tabell 5.7: Resulteter ved endring av antall elementer på tvers av HAZ

Elementer [ant.]	Maks. kraft [kN]	Før. ved maks. kraft [mm]	CPU-tid [s]
2	671.8	2,85	280
3	669.4	2,85	302
4	667.2	2,85	312
5	666.7	2,85	338
6	666.2	2,85	351

5.5 Virkning av bjelkens grensebetingelser

Et problem med å utføre simuleringer på et mindre dekkeselement av en større gulvkonstruksjon, er at de innførte randbetingelsene ikke gjenskaper egenskapene til de virkelige. I laboratorieforsøket [3] var dekket opplagt av to bjelker sveiset fast til dekket og stiverne. Det førte til at denne sammenkoblingen har en rotasjonsstivhet og en stivhet mot sideveis forskyvning for dekket. I basimodellen ble bjelkene erstattet med vertikal fastholdning og ingen sideveis- eller rotasjonfastholdning. For å finne ut hvor mye denne forenklingen kan utgjøre, er det utført simuleringer hvor dekkets grensebetingelsen varieres. Resultatet kan ses i figur 5.15 og Tillegg C.5:



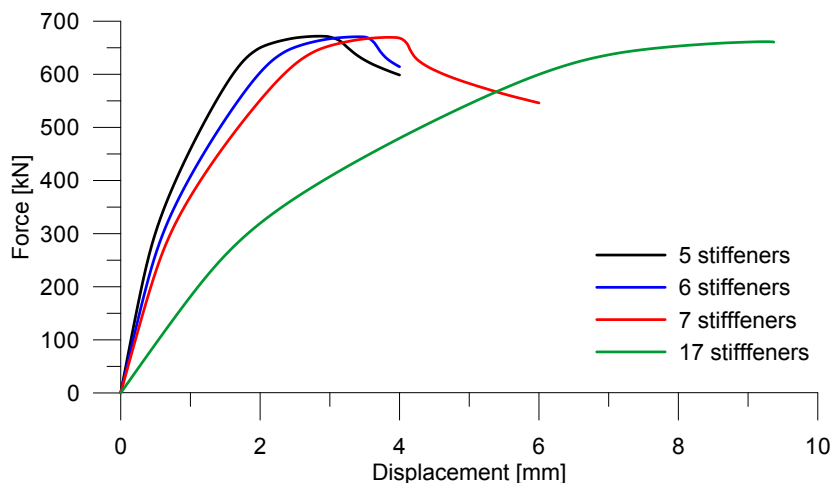
Figur 5.15: Responskurve med ulike grensebetingelser for bjelken, r indikerer rotasjon om aksens

Som forventet vil kraften øke når man innfører fastholdninger i flere frihetsgrader over bjelkesonen. Ved å låse rotasjon om y-aksen får man en maksimalkraft på 677,7 kN, som er en økning på 0,9 % fra basismodellen. Om en fastholder alle frihetsgrader i bjelkesonen, utenom x-retninger, vil maksimalkraften øke til 802,8 kN. Det tilsvarer en økning på 19,5 % fra basismodellen. Det er komplisert å implementere stivheten for sammenkoblingen mellom bjelken og dekket ved hjelp av grensebetingelser i Abaqus CAE. Man må derfor anta at den riktige løsningen vil ha en verdi mellom de to kritiske løsningene. For å finne en løsning som ligger nærmere den korrekte er det nødvendig å modellere hele eller deler av bjelkene og sveisen mellom dem og dekkeprofilene. Dette er utført i den utvidede modellen i kapittel 6

5.6 Analyse med flere dekkeprofiler

I kapittel 5.5 ble det nevnt at innførte grensebetingelsene til et dekkeselement ikke nødvendigvis vil ha samme respons som det vil oppstå i virkeligheten. I elementmodellen som er brukt i basismodellen ble det kalkulert et dekkeutsnitt med 5 av totalt 34 stivere fra laboratorieforsøket [3]. Dette er gjort for å spare tid i både modellering og kalkulering, men en konsekvens er at en ikke får innført grensebetingelser for å simulere rotasjon- og forskyvningstivheter som dekkeprofilskøyten gir. Dette vil si at dekket antagelig vil være stivere i randene i dekkeprofilenes lengderetning enn det som er i modellen. For å øke stivheten er det mulig å innføre tykkere platemateriale eller stivere materialdata for dekkeprofilene i randene,

men i dette parameterstudiet er det valgt å studere effekten ved å modellere et større dekkeutsnitt.



Figur 5.16: Responskurve med ulikt antall dekkeprofiler

Tabell 5.8: Resultatene for varierende antall dekkeprofiler

Profiler [ant.]	Maks kraft [kN]	For. ved maks. kraft [mm]	CPU-tid [s]	Antall elementer [ant.]
5	671,8	2,85	281,1	7592
6	670,7	3,40	526,3	9198
7	669,6	3,85	1038,9	10 804
17	661,5	9,24	3296,4	26 048

Figur 5.16 og tabell 5.8 viser at det kreves større forskyvninger før maksimalkraften oppnås. Det kommer av at dekkedeformasjonene oppstår på flere steder. Makskraften synker også noe ved simulering av et større dekke. Dette er, som nevnt ovenfor, ikke forventet ettersom de innførte grensebetingelsene ved mindre dekker ikke har noen rotasjonsstivhet om y-aksen. Momentfordelingen over dekket er ikke konstant over hele bjelkespennet, figur 2.1, og spenningen aksialt på tvers av dekkeprofilene vil derfor variere. Det er dermed ikke sikkert at flere dekkeprofiler med en uniform forskyvning vil gi et mer nøyaktig resultat enn mindre utsnitt.

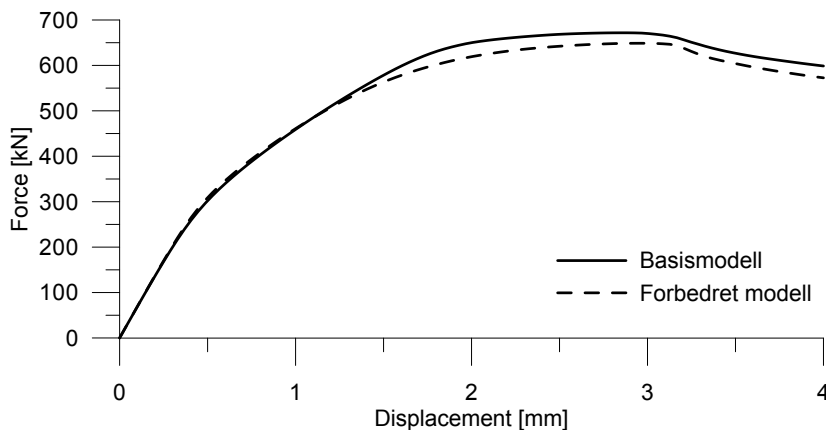
Ved et større dekkeutsnitt vil det være flere elementer i modellen, og kalkuleringstiden vil dermed øke. Ved å øke antall stivere fra 5 til 7 vil makskraften reduseres med 0,3 %, mens man må ha i overkant av 3,5 ganger så lang CPU-tid. Deformasjonsformen har også store likheter, vist i Tillegg C.6. Dette forteller at 5 dekkeprofiler er tilstrekkelig for å finne maksimalkapasitet. Mode 1-4 fra lineære knekkingsanalyser til større dekkeutsnitt viste små endringer fra de som ble funnet i dekkeutsnitt bestående av 5 dekkeprofiler, figur 5.6.

5.7 Forbedring av basismodellen

Med bakgrunn i parameterstudiet ble det utført flere endringer på basismodellen for å forbedre resultatet til elementanalysen. Den nye modellen er kalt forbedret modell, og endringene fra basismodellen er gitt i tabell 5.9. Grunnen til endringene er beskrevet i kapittel 5.1-5.6. Resultatene til forbedret modell er gitt i Tillegg C.7, tabell C.19.

Tabell 5.9: Endring av parametere fra basismodell til forbedret modell

Parameter	Basismodell	Forbedret modell
Amplitude til Bølging	0,05 mm	0,2 mm
Amplitude til Mode 1	0,6 mm	0,45 mm
El. størrelse i dekkeprofilets lengde	40 mm	65 mm
El. størrelse på tvers av dekkeprofil	25 mm	15 mm
HAZ-bredde	46 mm	26 mm



Figur 5.17: Responsskurve til basismodell og forbedret modell

Tabell 5.10: Resultater fra basismodell og forbedret modell

Modell	Maks. kraft [kN]	P_{max} [kN]	$\frac{P_{sim}}{P_{lab}}$	For. ved maks. kraft [mm]	CPU-tid [s]
Basismodell	671,8	216,2	0,75	2,85	281,1
Forbedret modell	648,8	206,9	0,72	2,97	478,9

Responskurven, figur 5.17, viser at full modell har lavere stivhet enn basismodellen. Fra tabell 5.10 kommer det også frem at maksimalkraften synker noe. Ved å utføre de samme beregningene på gulvkonstruksjonen, som ble gjort på basismodellen i kapittel 4, for forbedret modell, ble P_{max} funnet til å være 206,9 kN. Dette vil si at forbedret modell har 28 % mindre kapasitet enn dekket i laboratoriumsforøket [3] for det aktuelle lasttilfellet. Deformasjonsformen, tabell C.19, er det samme som for basismodellen. Forskjellen er at kollapsen av dekket inne i stiveren oppstår ved 2,97 mm i stedet for 2,85 mm.

Grunnen til at forbedret modell har lavere stivhet, er at amplituden til Bølging er økt til 0,2 mm og maksimal elementstørrelsen tillatt tvers av dekkeprofilene er redusert til 15 mm. Mindre amplitude til Mode 1 og redusert HAZ-bredde vil imidlertid virke avstivende på dekket. Derfor er ikke forskjellen på resultatene til basismodellen og forbedret modell større. Endringene ble antatt å være forbedringer som ville øke nøyaktigheten til resultatene. Ved å redusere elementstørrelsen økte kalkuleringsstiden imidlertid med 70 %.

Kapittel 6

Utvidet modell

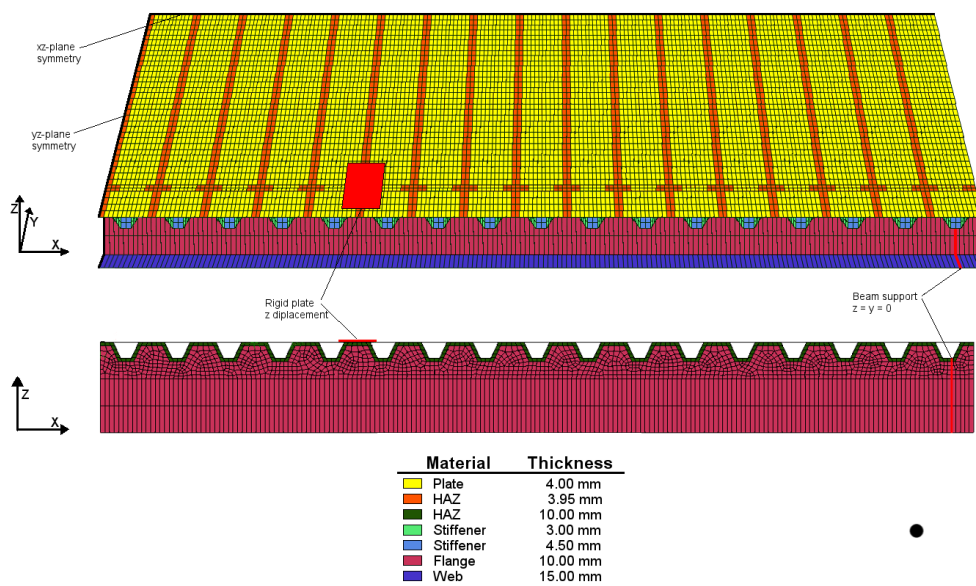
I kapittel 4 ble det utført numeriske beregninger av et dekkeutsnitt av fem dekkeprofiler. En uniform forskyvning ble påført langs dekkeranden for å finne den maksimale aksialkraften på tvers av stiverne. Ettersom dekket ble ansett som den kritiske konstruksjonsdelen, var det mulig å finne kapasiteten til gulvkonstruksjonen. Vertikallasten P_{max} ble kalkulert 24,7 % mindre enn det som ble oppnådd i laboratoriumsforøket [3]. Kapittel 5.5 viste imidlertid at det er en usikkerhet rundt grensebetingelsene mellom bjelken og dekket. I kapittel 5.6 ble også vist at kontinuiteten til dekket ikke blir fullstendig ivaretatt. Derfor er det i dette kapitlet utført analyser på en utvidet elementmodell hvor bjelkene og sammenkoblingen mellom dem og dekkeprofilene tatt med i kalkuleringen. Ved å ta i bruk den utvidede modellen vil gjengivelsen av testdekket bli forbedret.

Figur 6.1 viser elementmodellen som ble modellert ved hjelp av Abaqus CAE. Dimensjonene til bjelkene ble hentet fra figur A.3. Gulvkonstruksjonen og lastpåkjenningen er symmetrisk om yz -planet og xz -planet ved midten av henholdsvis dekkelengden og -bredden. Dermed er det mulig å modellere 1/4 av dekket og innføre grensebetingelser langs randene som ivaretar symmetrien. Denne forenklingen fører til betydelig reduksjon i kalkuleringsstid uten at det vil påvirke resultatet. I laboratoriumsforøkene ble det oppgitt at bjelkenes randbetingelser var gaffellagring 120 mm fra bjelkeendene. I den utvidede elementmodellen ble nodene ved opplageret erstattet med fastholding i z - og y -retning. For å unngå instabilitet ble bjelkens nedre flenser også fastholdt i x -retning ved opplageret.

Elementstørrelsen i dekkeprofilene er lik den som ble brukt for basismodellen i kapittel 4. Fotografiet av testdekket, figur 2.3 (b), viser at det oppstod lokal sideveis utbøyning av stegets øvre del etter at dekket inne i en av stiverne kollapset. For å gjenskape denne deformasjon numerisk kreves det små elementer. Nominell

strekkspenningen ved P_{\max} ble kalkulert til å være 117 N/mm^2 i nedre flens. Det vil si at materialet i dette området fremdeles er elastisk, og bruk av større elementer kan brukes for simulere den riktige deformasjonen. For bjelkesteget er det derfor valgt en elementinndeling av skallelementer med ulik størrelse. I de øverste 200 mm av steget er elementlengden i z-retning maksimalt 25 mm, mens i den nedre delen er på 140 mm i z-retning. Flensen har to elementer over bredden. I bjelkens lengderetning er elementlengden maksimalt 25 mm. Det for å få en myk overgang i elementnettet mellom dekket og bjelken. Modellen består av totalt 16 478 elementer.

Siden det ikke ble utført strekkforsøk på bjelkematerialet, er det valgt å bruke samme materialegenskaper for disse komponentene som det som er brukt i dekket. I sammenkoblingen mellom bjelken og dekkeprofilene er det innført HAZ med uniformt redusert materialstyrke. Bredden til denne sonen er valgt til å være 20 mm fra sveisens senter, etter anbefaling fra Eurokode 6 [8]. Tykkelsen til sveisen ble kun målt i sammenkoblingen mellom dekkeprofilene. I de andre sveisene er tykkelsen til nærliggende materiale brukt.

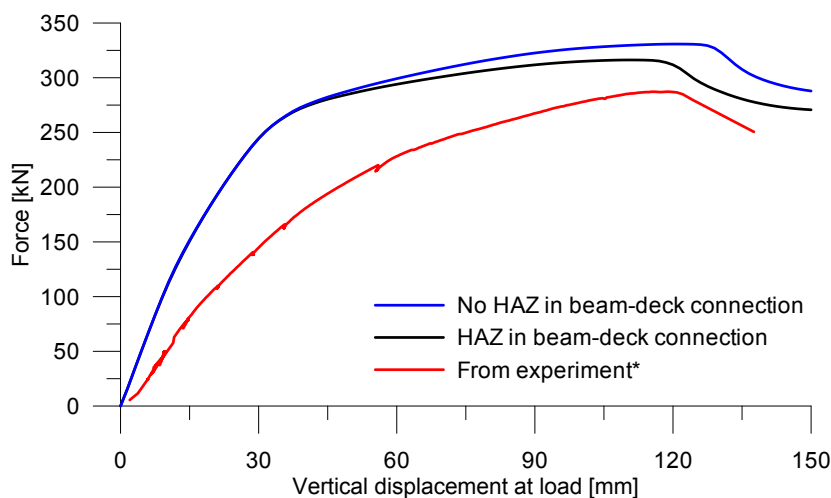


Figur 6.1: Elementmodell av utvidet modell

De stålarmerte gummiblokkene som overførte den vertikale lasten P til dekket, ble modellert ved hjelp av en stiv plate med vertikal forskyvning. Dermed ble deformasjoner av lastrammen og gummiblokkene ignorert. I tillegg ble den stive

platen i elementmodellen fastholdt mot rotasjoner. Det er ikke sikkert det var tilfelle i laboratoriumsforøket. Dette kan ha gitt noe avvik i elementanalysen, men det er imidlertid usannsynlig at disse antagelsene endret resultatene i større grad. Simuleringen startet ved at den stive platen ble plassert 4 mm over dekket slik at det var ikke var kontakt mellom komponentene. Deretter ble platen forskjøvet 150 mm. Denne forskyvningen var større enn den i laboratoriumsforøket som var omtrent 125 mm. Analysemetoden Static, General med maksimal inkrementstørrelse på 1 % av total simuleringstid ble brukt ettersom det gav gode resultater i basismodellen.

Ved interaksjon mellom dekket og den stive platen ble *Surface-to-surface contact*-funksjonen i Abaqus brukt. Her ble *penalty method* benyttet, og den stive platen ble valgt som mesterflate, mens nodene i kontaktområdet på dekket var slavenoder. Tangentiell friksjonskoeffisienten ved kontakt mellom dekket og gummiblokkene ble ikke målt, og ruheten til overflatene ble heller ikke beskrevet i rapporten fra forøket. I elementmodellen ble 0,3 valgt, og denne verdien er en gjetning basert på friksjonskoeffisienter gitt i [6]. Siden det oppstår lite glidning mellom de to flatene, er det antatt at friksjonegenskaper vil ha lite påvirkning på resultatet. Virkninger fra valg av friksjonskoeffisient vil derfor ikke bli studert videre i denne oppgaven.



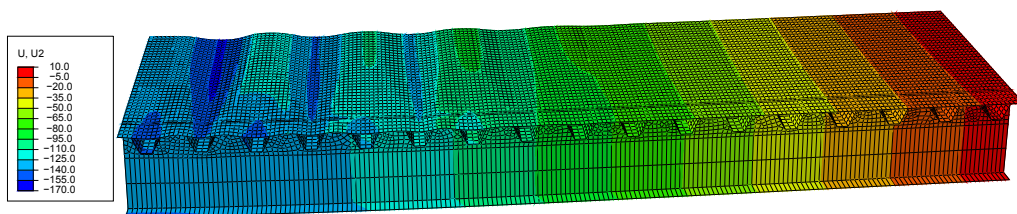
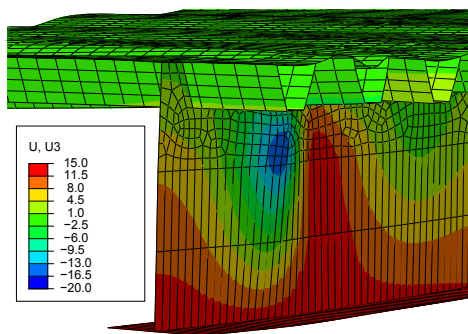
*Data hentet fra laboratoriumsforøk [3]

Figur 6.2: Responskurve til utvidet modell og data fra eksperiment

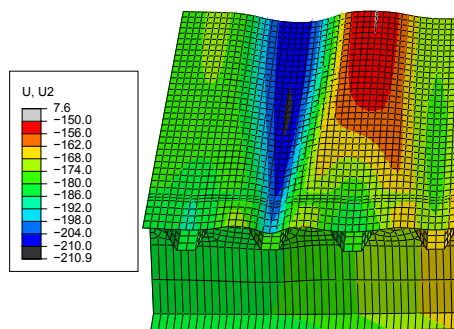
Tabell 6.1: Resultater fra full modell og ekperiment

Modell	P_{maks}	Avvik P_{maks}	Forskyvning ved P_{maks}	Avvik forskyvning ved P_{maks}
Eksperiment	287 kN	-	119 mm	-
Full modell	316 kN	11,0 %	111 mm	-9,3 %
Full modell uten HAZ	331 kN	15,5 %	122 mm	2,5 %

Figur 6.2 viser responskurven til gulvkonstruksjonen hvor data hentet fra laboratorieforsøket [3] er plottet sammen med resultatet fra utvidet modell. Vertikalaksen angir kraften P , mens horisontalaksen er vertikalforskyvningen til kontaktpunktet mellom dekket og lastrammen. Tabell 6.1 gir P_{maks} og viser ved hvilken vertikalforskyvning den oppnådd. Data hentet fra en analyse uten HAZ mellom bjelken og dekkeprofilene er også tatt med. Her kommer det frem at den numeriske modellen gir en noe stivere respons enn det som ble oppnådd i laboratoriet. Toppunktet, P_{maks} , har et avvik 11 % høyere enn laboratoriumsforøket. Dette er en betydelig endring fra resultatene til basismodellen, hvor P_{maks} ble kalkulert til å være -24,7 %. Som forventet vil resultatet bli stivere om en velger å ignorere HAZ mellom bjelken og dekkeprofilene.

(a) Vertikalforskyvning til dekket ved P_{maks} 

(b) Sideveisforskyvning ved bjelken

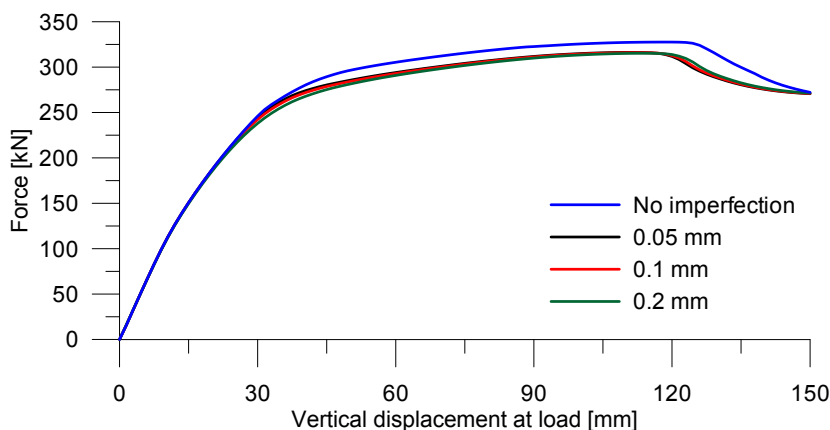


(c) Kollaps av dekke inne i stiver

Figur 6.3: Deformasjon til full modell med HAZ

Deformasjonene, figur 6.3, til den utvidede modellen har likheter med deformasjonene som ble observert i laboratorieforsøket. Figur 6.3 (a) viser tydelig at dekket har vertikale utbøyninger mellom stiverne som er høyest midt på dekkebredden. Deformasjonen viser også at stiverne følger dekkets utknekkinger i vertikale oppadgående og nedadgående deformasjoner. Dekkekapasiteten synker etter kollaps av dekket inne i en av stiverne, vist i figur 6.3 (c). Bjelkens sideveis forskyvning, som ble observert på laboratorieforsøket, figur 2.3 (a), kommer også frem i figur 6.3 (b).

I den utvidede modellen var det ønskelig å innføre de samme formfeilene som ble beskrevet i kapittel 5.1.1 og 5.1.2. For å innføre deformasjonsformen til Mode 1 ble det utført en lineær knekkingsanalyse. Grensebetingelsene som ivaretok symmetrien om yz-planet, ble erstattet med en enhetsforskyvning til dekkenodene i x-retning. For å unngå at bjelken også fikk formfeil, ble det innført fastholdninger i z- og y-retning i sammenkoblingen mellom dekket og bjelkesteget. Etter analysen ble det fastslått at knekkingsmønsteret til mode 3, tabell D.1, var likest Mode 1 i figur 5.6. Denne deformasjonsformen ble innført som initiell formfeil med en amplitude på 0,6 mm. For å finne nodeforskyvningen til den systematiske initielle formfeilen formet som periodiske bølger, tabell D.1, ble dekkedeler vertikalforskjøvet som beskrevet i kapittel 5.1.1. I den utvidede modellen ble denne initielle formfeilen innført med amplitude på 0,05 mm.



Figur 6.4: Responskurve med ulik amplitude til systematisk initielle formfeil

I kapittel 5.1 ble det fastslått at Bølging hadde større innvirkninger på stivheten til dekket enn Mode 1 hadde. Derfor ble det utført analyser hvor amplituden til den systematiske formfeilen ble endret fra 0 mm til 0.2 mm. Fra figur 6.4 ser en at det er små forskjeller på responsen når amplituden til den systematiske formfeilen varieres fra 0,05 mm til 0,2 mm. Om en velger å fjerne den systematiske formfeilen

og kun har formfeil hentet fra mode 3, vil stivheten øke. Deformasjonen, tabell D.2, endrer seg også. I dette tilfellet vil dekket inne i stiveren ved lastplaten kollapse. Dette gjensker ikke deformasjonen i laboratoriumsforøket [3]. Det forteller oss at det er viktig å implementere dekkets initielle formfeil, og det bekrefter også konklusjonen gjort i kapittel 5.1.

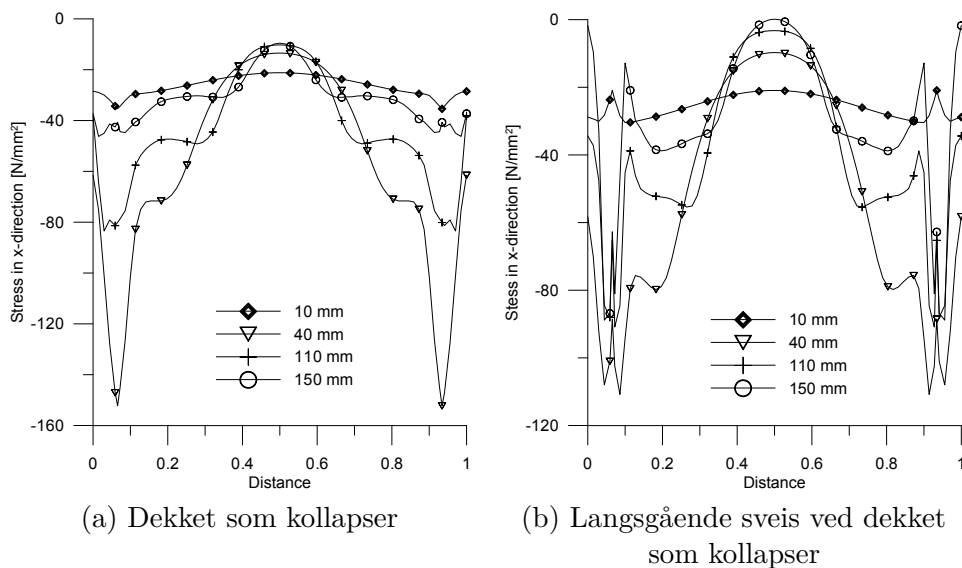
Kalkuleringstiden til den utvidede modellen var 5258 s, som er mye mer enn tiden for basismodellen i kapittel 4 som var 280 s. I tillegg tok det lengre tid å finne nodeforskyvningene, og modelleringstiden til den utvidede modellen er også betydelig høyere. Fordelen med bruke en full modell i analysen er at man får ut data som kan sammenlignes direkte med laboratoriumsforøket. Siden kontinuiteten til dekket og stivheten til forbindelsen mellom bjelkene og dekkeprofilene blir ivaretatt i den utvidede modellen, blir resultatet også mer nøyaktig.

For å forbedre resultatet i den utvidede modellen kunne en redusert elementstørrelsen på tvers av dekkeprofilene. I kapittel 5.2.2 ble det vist at en ved å bruke elementer på 5 mm framfor 25 mm, ble maksimalkraften redusert med med 4,3 %. Om en oppnår samme styrkereduksjon for den utvidede modellen, vil en ende opp på et toppunkt på 302,4 kN. For basismodellen gjorde reduksjonen i elementstørrelse at gjorde at kalkuleringstiden ble 7 ganger høyere. For den utvidede modell ville denne reduksjonen medført at kalkuleringen hadde brukt over 11 timer. Siden den antatte forbedringen ikke er stor, ble det derfor ikke utført analyser med mindre elementstørrelse. Elementene i øvre del av bjelken har en lite systematisk struktur og forskjellige elementgeometrier. Dette er ikke foretrukket i elementanalyser, men et bedre mønster ble ikke oppnådd med elementindelingsfunksjonen i Abaqus CAE. Et mer ryddig elementnett kunne gitt et mer nøyaktig resultat.

Som beskrevet i kapittel 3.3 er det mer nøyaktig å redusere HAZ fra 40 mm til 26 mm for FSW. Figur 5.13 viste at dette gav små endringer på maksimalkraften på dekkeutsnittet. Derfor er reduksjon av HAZ ikke sett på som en nødvendig forbedring i den utvidede modellen. Det var også utført sveising på midten av bjelkesteget og i sammenkoblingen mellom bjelkesteget og nedre flens, figur A.3. Reduksjon materialegenskaper som følge av disse sveisene ble ignorert i den utvidede modellen. Bjelkesteget og flensen er tykke og utsatt for små spenninger. Det er derfor antatt at denne forenklingen som ikke vil påvirke resultatet i større grad.

Figur 6.5(a) og (b) viser spenningsfordelingen over dekket ved ulike vertikalforskyvninger til den stivede platen. Den horisontale aksene til plotet angir relativ posisjon i dekkeprofilens lengderetning, y-retning. Her er 0 og 1 dekkeendene mens, 0.5 angir dekkets symmetrilinje om xz-planet. Vertikalaksene angir gjennomsnittlig spenning over dekketykkelsen i x-retning, og negative verdier indikerer trykk. Figur 6.5(a) viser spenningsfordelingen i midten av dekkeplaten som kolliderer

mellom stiverne, mens figur 6.5 viser spenningsfordelingen til sveisen mellom det nærliggende dekkeprofil. Flere spenninger i figurene kan bli observert i de tilsvarende plotene for basismodellen, figur 4.5(a) og (b).

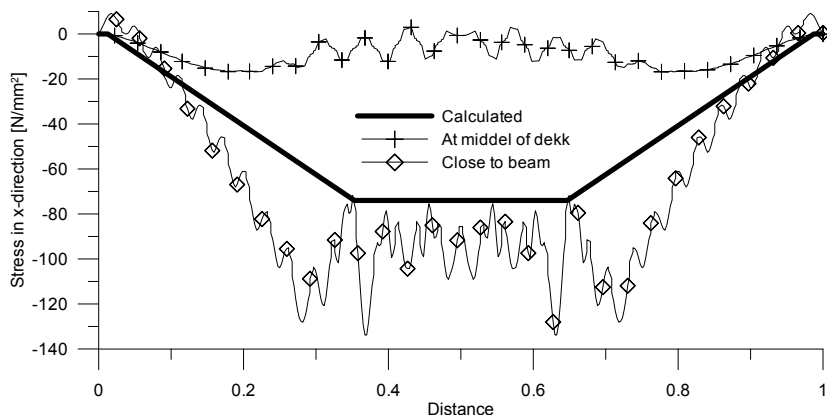


Figur 6.5: Gjennomsnittlig spenningsfordeling i x-retning for noder i dekkeprofilens retning ved forskjellige laster

I kapittel 4 ble P_{max} kalkulert til å være 216,2 kN for basismodellen, og det er omtrent 30 % mindre enn resultatene fra den utvidede modellen. Her ble gulvkonstruksjonens maksimallast beregnet i henhold til statikken til gulvkonstruksjonen og maksimalt oppnådd gjennomsnittlig spenning over dekkesegmentet. Det ble dermed antatt at gulvkonstruksjonens samlede kapasitet ville synke når dekket inne i dekkeprofil 4 kollapset. Figur 6.5(a) viser at dekkets maksimale trykkspenning i x-retning blir oppnådd ved 40 mm vertikalforskyvning for den utvidede modellen. Videre forskyvning fører til at spenningsene synker og er en konsekvens av at dekkekapasiteten reduseres. Deformasjonen, tabell D.3, viser også dekket har fått store knekkingsdeformasjoner ved 40 mm forskyvning. Likevel oppnås ikke P_{max} før 111 mm vertikal forskyvning. Det vil si at dekkets resterende kapasitet bidrar til at gulvkonstruksjonens totale kapasitet ikke er oppnådd, selv om dekket inne i stiveren har kollapset. Dermed vil gulvkonstruksjonens kapasitet være oppnådd når bjelken får sideveis forskyvninger.

Ved å beregne maksimallast på gulvkonstruksjonen ut fra maksimal aksialkraft på dekket vil en ekstra kapasitet bli ignorert. Denne kapasitetsøkningen kommer av ikkelineære effekter som er vanskelig å kalkulere uten bruk ikkelineær element-

analyse hvor bjelkesteget også er inkludert. For dimensjonerende arbeid vil det ikke medføre noen risk å ignorere tilleggskapasiteten til gulvsystemet, men en overdimensjonering vil imidlertid føre til økte kostnader.



Figur 6.6: Spenningsfordeling x-retning over bjelkelengdene ved P_{\max}

Figur 6.6 viser spenningsfordelingen til dekket ved 110 mm vertikalforskyvning til den stive platen. Horisontalaksen til plotet angir relativ posisjon i bjelkenes lengderetning, hvor 0 og 1 er bjelkeendene. Vertikalaksen angir gjennomsnittlig spenning over tykkelsen til dekket, hvor negative verdier indikerer trykk. Det er plotet spenningene målt ved nodene i dekkets symmetrilinje om xz -planet, ved midten av dekket, og i noder som er plassert fire elementer innfor bjelken. Ved bjelken ble spenningene forstyrret av lokale krefters innmating, figur D.1, og er derfor ikke inkludert i figur 6.6. En kalkulert spenning funnet ved hjelp av bøyespenningsformelen $\sigma(x) = \frac{M(x)}{I_{y-y}} \bar{z}$, hvor $M(x)$ er hentet fra figur 2.1 ved P_{\max} , er også plotet. Dens funksjon i N/mm^2 er:

$$\sigma(x) = \begin{cases} -74 \cdot \left(\frac{x-0,013}{0,337} \right) & \text{for } 0,013 < x \leq 0,35 \\ -74 & \text{for } 0,35 < x < 0,65 \\ -74 \cdot \left(1 - \frac{x-0,65}{0,337} \right) & \text{for } 0,65 \leq x < 0,987 \\ 0 & \text{ellers} \end{cases}$$

Figur 6.6 viser tydelig at spenningene i dekket blir fordelt slik at spenningene er høyere ved oppleggerne mens det er lavere spenninger i midten av dekket. Ved bjelkeendene oppstår det strekkspenninger i dekket nær bjelkene, og dette er ikke forventet. Grunnen til dette kan være lokale krefter i bjelkeende siden de er fastholdt mot forskyvning i x -retning ved alle oppleggerne.

Kapittel 7

Konklusjon

Eurokode 3 [7] og Eurokode 9 [8] gir ingen veiledning for dimensjonering for dimensjonering av avstivede plater utsatt for aksialkraft på tvers av stiverne. Et dokument fra DNV, DNV-RP-C201 [5], gir anbefalt praksis for dimensjonerende momentkapasitet til avstivede dekker opplagt på bjelker. Disse reglene betrakter imidlertid ikke stivergeometri, HAZ eller dekkeselementers randbetingelser. Resultatene fra håndregningen underdimensjonerte dekket i stor grad.

Ved å modellere et mindre dekkeutsnitt på 5 dekkeprofiler i Abaqus var det mulig finne maksimal aksialkraft på tvers stiverne. Dekkets kapasitet ble sett på som kritisk for hele gulvkonstruksjonen. Kapasitetsberegninger på gulvkonstruksjonen ble utført, og maksimal oppnådd vertikallast viste seg å være mindre enn det som ble oppnådd i laboratoriumsforøket. En svakhet ved å modellere et mindre dekkeutsnitt er at grensebetingelser og dekkets kontinuitet på tvers av dekkeprofilene ikke blir beskrevet nøyaktig.

Parameterstudiet viste at initielle formfeil til dekket og elementstørrelse på tvers av dekkeprofilene hadde størst effekt på responsen ved aksialforskyvning på tvers dekkeprofilene. Ved små formfeil var de numeriske analysene følsomme for hvor stort det maksimale tidsinkrementet var. En forbedret modell ble utbedret, men resultatene gav små endringer fra basismodellen. Dette bekrefter at parameterne som ble brukt i basismodellen, var gode.

En utvidet modell, hvor bjelkene med HAZ i forbindelsene mellom bjelker og dekkeprofilene ble inkludert i elementmodellen, ble simulert i Abaqus. Denne modellen gav det beste resultat med tanke på maksimallast og vertikalforskyvning den ble oppnådd ved for det aktuelle lasttilfellet. Responskurven og deformasjoner til den utvidede modellen var også direkte sammenlignbare med data fra

laboratoriumsforsøket. Tiden det tar å lage den utvidede modellen og kalkuleringstiden i Abaqus, økte imidlertid betraktelig i forhold modellering av et mindre dekkeutsnitt. Spenningsfordelingen over dekket og deformasjonen til den utvidede modellen viste at gulvkonstruksjonens maksimallast ble oppnådd etter at dekket hadde fått redusert kapasitet ved kollaps. Det vil si at beregner av maksimallast på gulvkonstruksjonen, ved å betrakte maksimal aksialkraft på dekket isolert, gir redusert kapasitet.

Videre arbeid som kan bli tatt opp av andre:

- Eksisterende regneregler for avstivede plater er ikke tilfredsstillende etter som de underdimensjonerer dekket. Forbedring av eksisterende regler er derfor anbefalt.
- Figur A.1 forteller at det var usikkerhet knyttet til platetykkelsen i stiverne og dekket. Hvilke effekter dette har på responsen til dekket ble ikke studert i parameterstudiet. Dette kan være av interesse i et videre arbeid.
- Responskurven til den utvidede modellen viste at stivheten til gulvkonstruksjonen var høyere enn det som ble oppnådd i laboratoriumsforsøket. Dette kan komme av at elementnettets i øvre del av bjelkesteget ikke har en systematisk struktur. Det hadde vært interessant å utføre en numerisk modell hvor dette var oppnådd. Mindre elementer i hele modellen hadde også økt nøyaktigheten.
- HAZ i bjelkesteget og i sammenkoblingen mellom nedre bjelkeflens og -steg ble ignorert i den utvidede modellen. Ved å inkludere disse kunne resultatet blitt endret.
- Siden gulvkonstruksjonen har kapasitet ut over dekkets kollaps, vil spenningene i bjelken være høyere enn det som ble kalkulert i kapittel 4. Hvilke spenninger som oppstår i bjelken, kunne vært interessant å studere videre.

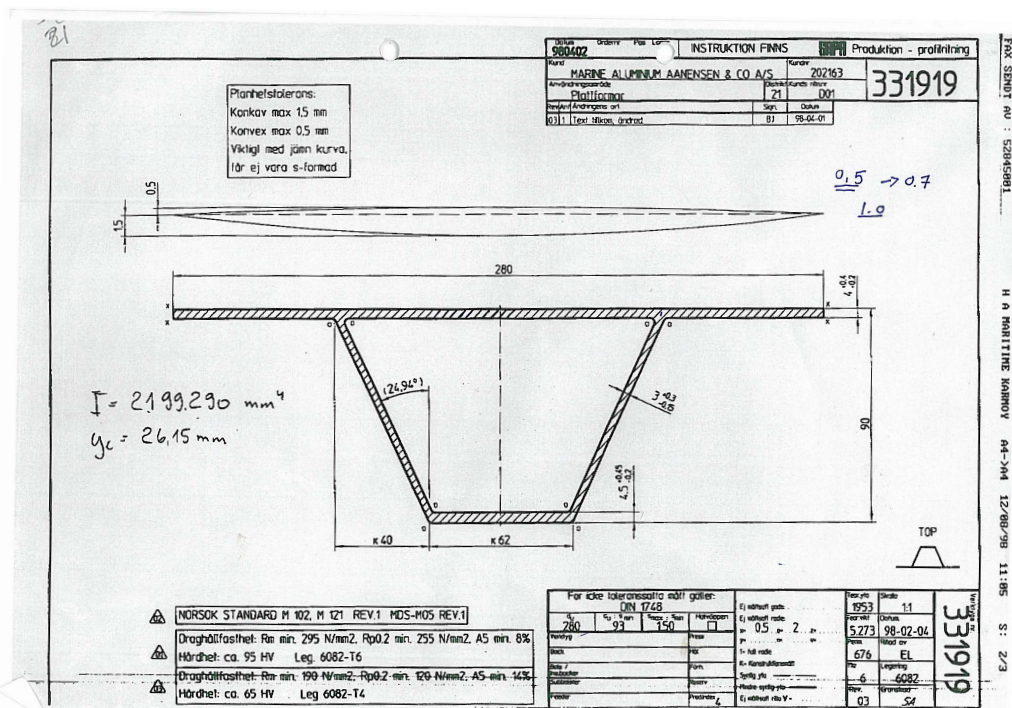
Literaturliste

- [1] ABAQUS 11.1. *ABAQUS Theory Manual, version 6.7*. ABAQUS, Inc, RI 02909–2499, 2017.
- [2] Arne Aalberg. *Muntlige samtaler med Arne Aalberg*. The Norwegian University of Science and Technology (NTNU), Trondheim, Norway, 2013.
- [3] Arne Aalberg, Magnus Langseth og Per Kristian Larsen. *Experimental Investigation of an Stiffened Aluminium Deck System*. The Norwegian University of Science and Technology (NTNU), Trondheim, Norway, 1999.
- [4] Arne Aalberg, Magnus Langseth og Per Kristian Larsen. *Stiffened Aluminium Deck System - Numerical Simulation of Experiment*. The Norwegian University of Science and Technology (NTNU), Trondheim, Norway, 1999.
- [5] Det Norsk Veritas (DNV). *Recommended Practice DNV-RP-C201: Buckling Strength of Plated Structures*. Norway, 2010.
- [6] Engineer's Handbook - Coefficient of Friction. <http://www.engineershandbook.com/Tables/frictioncoefficients.htm>. Accessed: 12.04.2013.
- [7] European Committee for Standardization. *Eurocode 3 part 1.5: Design of steel structures- Plated structural elements*. Brussel, 2003.
- [8] European Committee for Standardization. *Eurocode 9: Design of Aluminum Structures - Part 1.1: General Structural Rules*. Brussel, 2007.
- [9] Hanne Gundersen. *Beregninger for bjelkeendar og sveiste plater*. Hovedoppgave, NTNU, 2008.
- [10] Lars Rønning. *Behavior and Modeling of Aluminum Plates subjected to Compressive Loads*. The Norwegian University of Science and Technology (NTNU), Trondheim, Norway, 2005.
- [11] Lars Rønning, Arne Aalberg og Per Kristian Larsen. *An experimental study of ultimate compressive strength of transversely stiffened aluminum panels*.

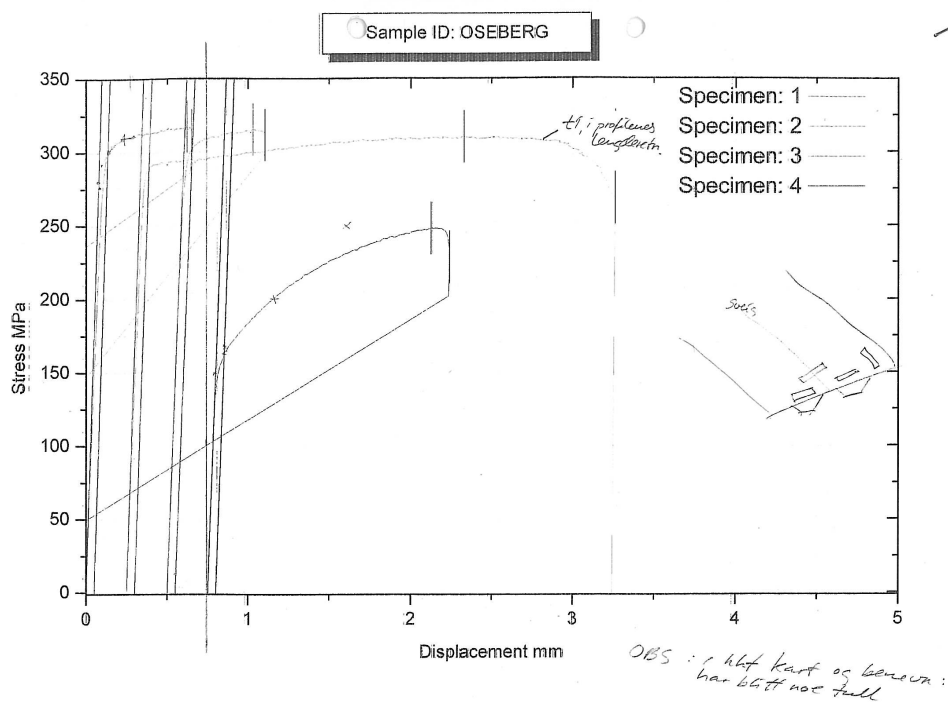
- The Norwegian University of Science and Technology (NTNU), Trondheim, Norway, 2009.
- [12] Mathisen, K. M. *Lecture 13: Stress Stiffnes and Buckling Analysis*. TKT 4197 Ikke-lineære elementanalyser ved Institutt for Konstruksjonsteknikk, NTNU, Trondheim, Norge, 2012.
- [13] O.S. Hopperstad and T. BÅžrvik. *Forelesningsnotater: TKT4135 Mechanics of Materials*. NTNU, Trondheim, Norway, 2012.
- [14] Pedro Vilaça, João Gandra og Catarina Vidal. *Linear Friction Based Processing Technologies for Aluminum Alloys: Surfacing, Stir Welding and Stir Channeling*. Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, 2011.
- [15] Per Kr. Larsen. *Dimensjonering av stolkonstruksjoner, 2. utg.* Tapir akademiske forlag, Trondheim, Norway, 2010.
- [16] R.M.F. Paulo and F. Teixeira and R.A.F. Valente. *Numerical simulation of aluminum stiffened panels subjected to axial compression: Sensitivity analyses to initial geometrical imperfections and material properties*. University of Aveiro, Santiago, Portugal, 2012.
- [17] Robert D. Cook, David S. Malkus, Michael E. Plesha and Robert J. Witt. *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*. John Wiley and Sons, Inc, 2002.
- [18] Tarald Rørvik. *Aluminiumkonstruksjoner: Innføring i material- og konstruksjonslære*. Håndbok 46, BYGGFORSK, Norges byggforskingsinstitutt, 1997.

Tillegg A

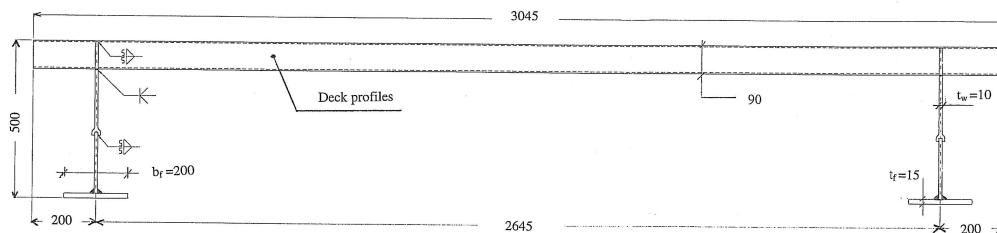
Data fra eksperiment [3]



Figur A.1: Geometriske mål til dekkeprofilene



Figur A.2: Materialkurver fra strekkprøver



Figur A.3: Gulvkonstruksjonen

Tillegg B

Håndregning

Håndberegning av gulvkonstruksjonen med aksial- og vertikal last ved bruk av Eurokode 9 og DNV-RP-C201

Materialdata Eurokode 9				
E	70000 N/mm ²			
G	2700N/mm ²			
v	0.3	γ M1	1.15	
fo	260 N/mm ²	fu	310 N/mm ²	
fo,HAZ	125N/mm ²	fu,HAZ	185 N/mm ²	
Bjelke dimensjoner				
h	500 mm	b	200 mm	
s	10 mm	t	15 mm	
l	9280 mm			
Dekke dimensjoner				
lx	2645 mm	bp	9520 mm	
a	140 mm	h	85.75 mm	
a1	71 mm	t1	4 mm	
a2	31 mm	t2	4.5 mm	
a3	94.85 mm	t3	3 mm	
a4	69 mm			
Gulvkonstruksjonen				
IL	2.20 · 10 ⁶ mm ⁴	It	2.24 · 10 ⁶ mm ⁴	
yc	26.15 mm	Iy-y	1.19E+09 mm ⁴	

Kalkulerer aksialkraft i stivernes lengderetning, formel fra kapittel 3.2.1				
Finne N_{cr} ved hjelp av Eurokode 9:				
C1	1.35E+10 mm ⁴			
C2	1.58E+02 Nmm			
B	4.10E+05 Nmm			
Bx	5.50E+08 Nmm			
By	5.65E+05 Nmm			
H	6.47E+07 Nmm			
L/b	0.28 < 5,59			
N_{cr}	7.52E+06 N		For lukket stiver	
Finne A_{eff} :				
	Med sveis	Uten sveis		
β_1	8.8	10.8		
β_2	12.7	15.7		
β_3	17.7	21.6		
Klassifisering av platesegmentene				
	Plate mellom stivere	Plate i stiver	Skråplater i stiver	Bunnplate
β	13.8	14.2	12.6	5.5
Klasse	3	2	2	1
pc	1	1	1	1
A_{eff}	66915 mm ²	$A_{eff} = A$ siden ingen er klasse 4		
λ	1.52			
χ	0.375	Figure 6.11 i Eurokode 9		
$\sigma_{x, sd}$	84.78N/mm ²	Kapasitet i dekkeprofillets lengderetning		
Momentkapasitet til gulvkonstruksjonen fra DNV-RP-C201, formel fra kapittel 3.2.2:				
Effektiv lengde med Metode 2:				
	Dekke mellom bjelkene	Fri dekkedel		
λ_p	20.75	3.1374751		

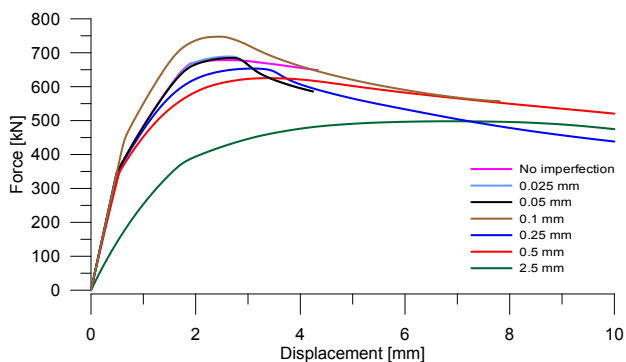
C _{xg}	0.95	0.95		
C _{yg}	0.05	0.296378423		
C _{tg}	1	1		
l _e	115.66			
A _{eff}	8272.6 mm ²			
z _p	320.9 mm			
I _e	2.6E+08 mm ⁴			
W _{ep}	7.99E+05 mm ³			
M _{sr,rd}	1.81E+08 Nmm			
σ_{dekke}	224.7 N/mm ²			
2M _{sr,rd}	361.12 kNm	To bjelker		
M _{max}	1.62P	For det aktuelle lasttilfellet		
P _{max,2}	222.91 kN			
Kapasitet til dekket mellom stiverne				
λ_c	2.31			
κ	0.16			
k	1.0	Ingen skjærspenninger		
$\sigma_{y,rd}$	43.06 N/mm ²			
z _p	191.78 mm			
I _{y-y}	1.19E+09 mm ⁴			
2M _{sr,rd}	2.68E+08 Nmm			
M _{max}	1.62P	For det aktuelle lasttilfellet		
P _{max}	165.43 kN			

Tillegg C

Resultater fra parameterstudie

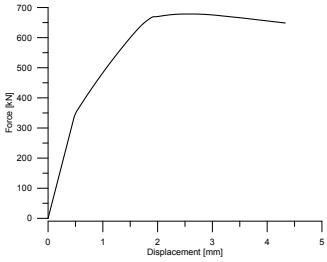
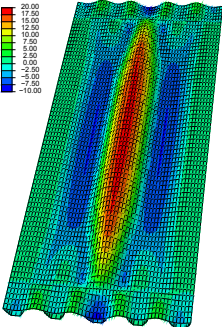
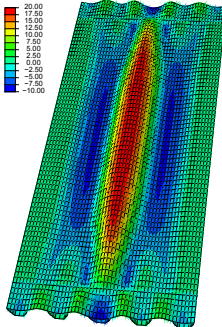
Dette tillegget inneholder tabeller med data fra parameterstudiet, kapittel 5, som det ikke var plass til i selve rapporten. Tabellene for hver parameter inneholder informasjon om elementmodellen, maksimalkraft, forskyvning maksimallasten ble oppnådd ved og forskyvning per tidsinkrement som ble benyttet. Resultater som er relevant for enkelte parametere er også oppgitt. Bilder av deformasjonen er gitt ved 4 mm forskyvning om det ikke er opplyst om annet. Forskyvningene i bildene oppskalert 5 ganger og fargeplottet er virkelig forskyvning i z-retning gitt i mm. I figurer er basismodellen alltid plotet i sort.

C.1 Systematisk initiell formfeil

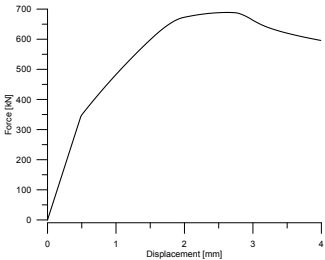
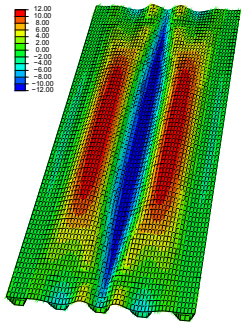
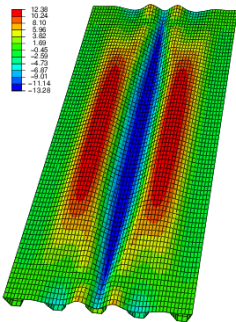


Figur C.1: Responskurve ved forskyvning opp til 10 mm med ulike amplituder til Bølging

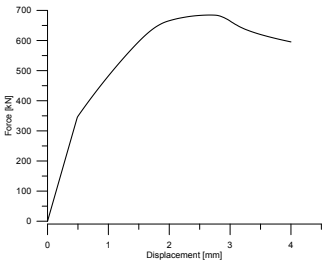
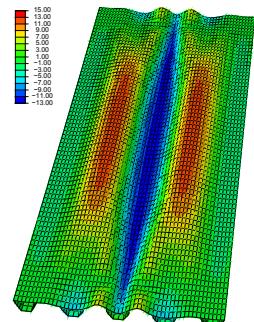
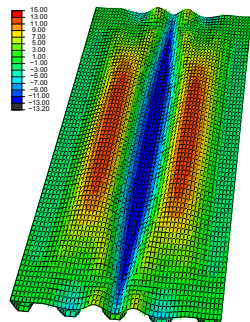
Tabell C.1: Dekkeutsnitt uten initielle formfeil

Initiell formfeil: Ingen	Amplitude: 0 mm
	<p>Maks reaksjonskraft: 678,5 kN</p> <p>Forskyvning ved makskraft: 2,56 mm Total forskyvning: 4,96 mm</p> <p>Forskyvning per tidsinkrement: 0,005 mm Annen deformasjon og kraft-forskyvingskurve ved høyere tidsinkrement</p>
 <p>Deformasjon ved 4 mm forskyvning</p>	 <p>Deformasjon ved total forskyvning</p>

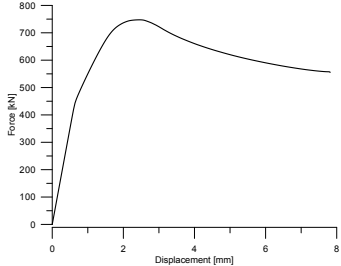
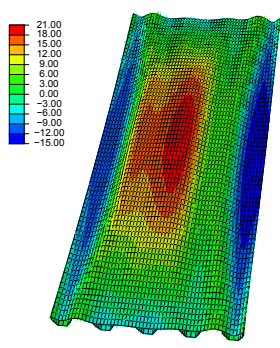
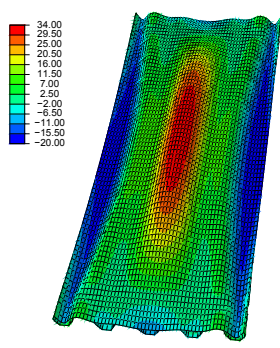
Tabell C.2: Bølging med amplitude 0.025 mm

Initiell formfeil: Bølging	Amplitude: 0,025 mm
	<p>Maks reaksjonskraft: 688,9 kN Forskyvning ved makskraft: 2,64 mm Total forskyvning: 4,23 mm Forskyvning per tidsinkrement: 0,03 mm Annen deformasjon og høyere maksimal kraft ved høyere tidsinkrement</p>
 <p>Deformasjon ved 4 mm forskyvning</p>	 <p>Deformasjon ved total forskyvning</p>

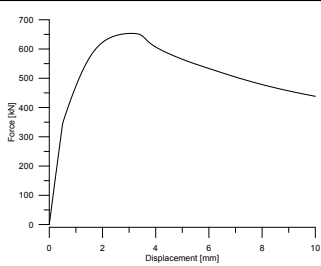
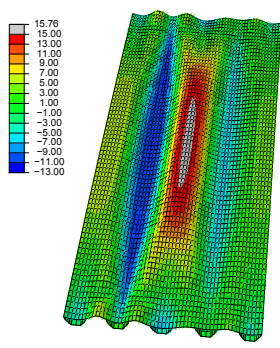
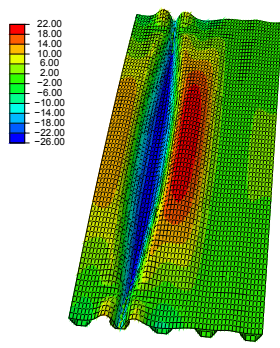
Tabell C.3: Bølging med amplitude 0,05 mm

Initiell formfeil: Bølging	Amplitude: 0,05 mm
	<p>Maks reaksjonskraft: 684,6 kN Forskyvning ved makskraft: 2,67 mm Total forskyvning: 4,24 mm Forskyvning per tidsinkrement: 0,01 mm Annen deformasjon og høyere maksimal kraft ved høyere tidsinkrement</p>
 <p>Deformasjon ved 4 mm forskyvning</p>	 <p>Deformasjon ved total forskyvning</p>

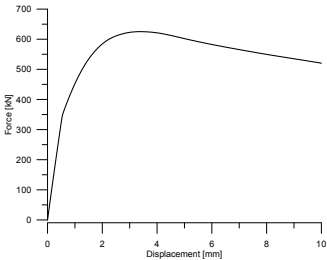
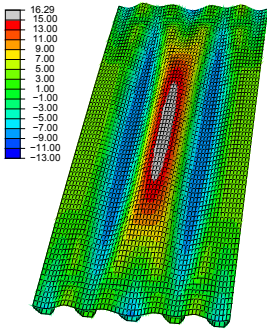
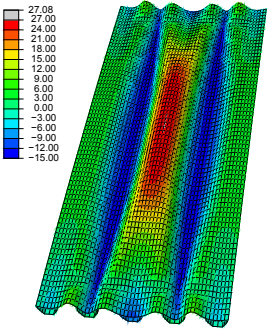
Tabell C.4: Bølgning med amplitude 0,1 mm

Initiell formfeil: Bølgning	Amplitude: 0.1 mm
	<p>Maks reaksjonskraft: 747,4 kN Forskyvning ved makskraft: 2,46 mm Total forskyvning: 7.81 mm Forskyvning per tidsinkrement: 0,01 mm Skiller seg ut ved å være for stiv. Annen deformasjon ikke funnet med mindre tidsinkrement.</p>
 <p>Deformasjon ved 4 mm forskyvning</p>	 <p>Deformasjon ved total forskyvning</p>

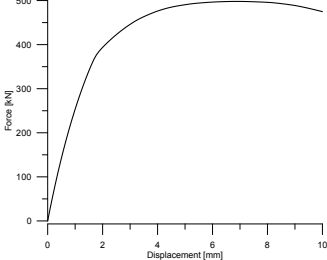
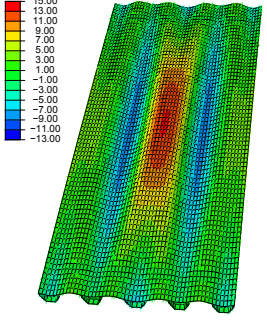
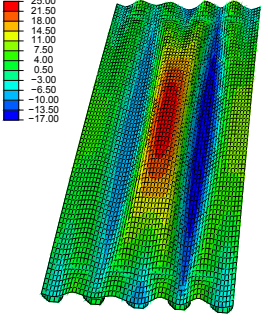
Tabell C.5: Bølgning med amplitude 0,25 mm

Initiell formfeil: Systematisk	Amplitude: 0.25 mm
	<p>Maks reaksjonskraft: 653,3 kN Forskyvning ved makskraft: 3,05 mm Total forskyvning: 10 mm Forskyvning per tidsinkrement: 0,05 mm Annen deformasjon og høyere maksimal kraft ved høyere tidsinkrement</p>
 <p>Deformasjon ved 4 mm forskyvning</p>	 <p>Deformasjon ved total forskyvning</p>

Tabell C.6: Bølgning med amplitude 0,5 mm

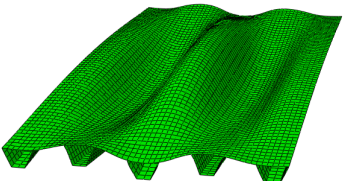
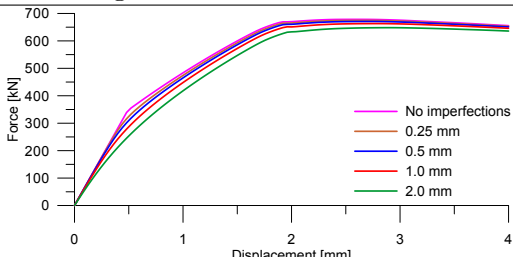
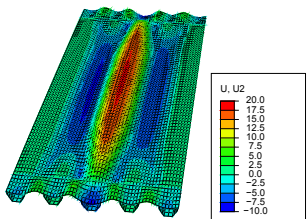
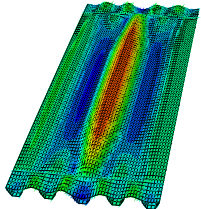
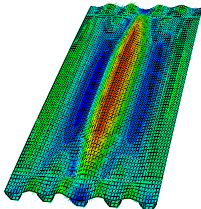
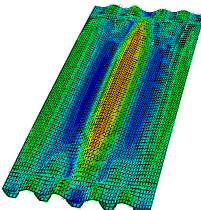
Initiell formfeil: Systematisk	Amplitude: 0.5 mm
	<p>Maks reaksjonskraft: 625,2 kN Forskyvning ved makskraft: 3,40 mm Total forskyvning: 10 mm Forskyvning per tidsinkrement: 0,05 mm Samme deformasjon og kraft-forskyvning ved høyere tidsinkrement.</p>
 <p>Deformasjon ved 4 mm forskyvning</p>	 <p>Deformasjon ved total forskyvning</p>

Tabell C.7: Bølgning med amplitude 2,5 mm

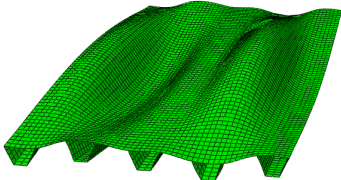
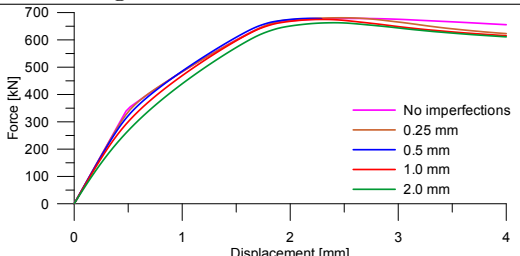
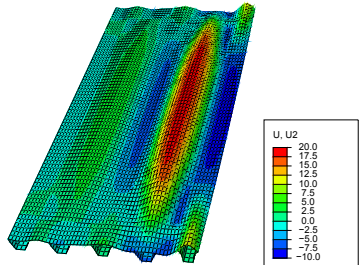
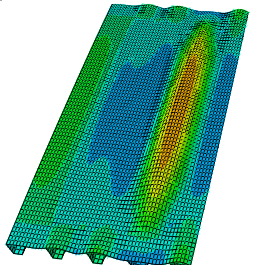
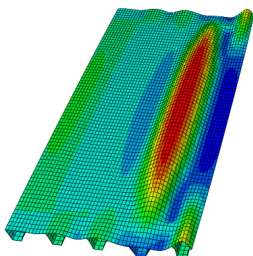
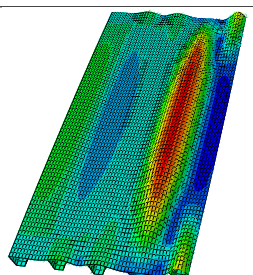
Initiell formfeil: Systematisk	Amplitude: 2,5 mm
	<p>Maks reaksjonskraft: 498,0 kN Forskyvning ved makskraft: 6,88 mm Total forskyvning: 10 mm Forskyvning per tidsinkrement: 0,05 mm Annen deformasjon og høyere maksimal kraft ved høyere tidsinkrement</p>
 <p>Deformasjon ved 4 mm forskyvning</p>	 <p>Deformasjon ved total forskyvning</p>

C.2 Initiell formfeil fra knekkingsmoder

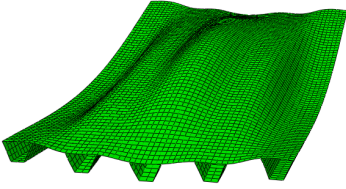
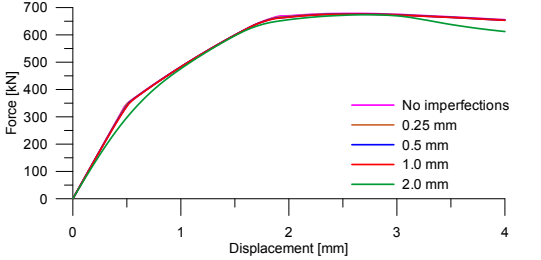
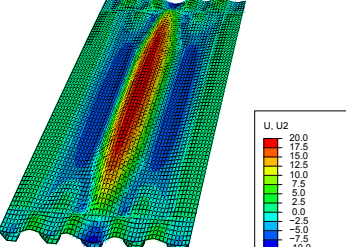
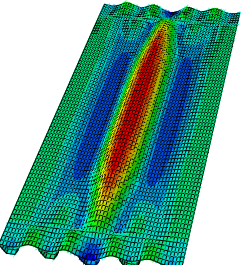
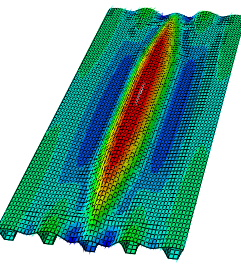
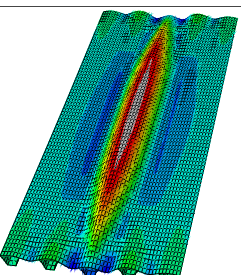
Tabell C.8: Formfeil kra knekkingsanalyse, Mode 1

Initiell formfeil: knekkingsanalyse	Knekkingsmode: 1
	
	<p>Amplitude: 0,25 mm Maks reaksjonskraft: 674,5 kN Forskyvning ved maks kraft: 2,64 mm Total forskyvning: 4 mm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>Amplitude: 0,5 mm Maks reaksjonskraft: 670,7 kN Forskyvning ved maks kraft: 2,72 mm Total forskyvning: 4 mm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>Amplitude: 1,0 mm Maks reaksjonskraft: 663,0 kN Forskyvning ved maks kraft: 2,80 mm Total forskyvning: 4 mm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>Amplitude: 2,0 mm Maks reaksjonskraft: 648,2 kN Forskyvning ved maks kraft: 2,92 mm Total forskyvning: 4 mm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>

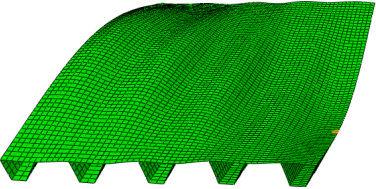
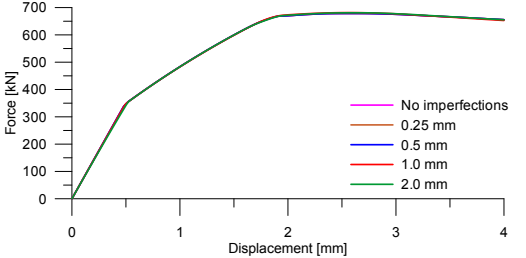
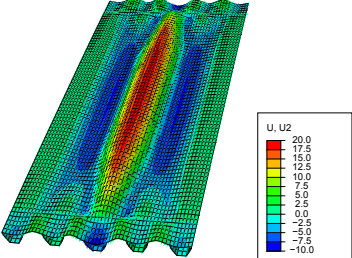
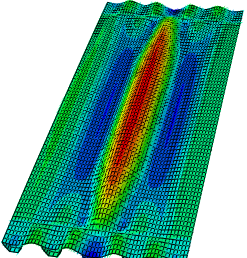
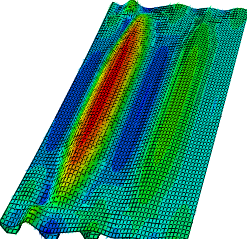
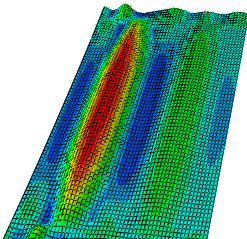
Tabell C.9: Formfeil kra knekkingsanalyse, Mode 2

Initiell formfeil: knekkingsanalyse	Knekkingsmode: 2
	
	<p>Amplitude: 0,25 mm Maks reaksjonskraft: 680,9 kN Forskyvning ved makskraft: 2,48 mm Total forskyvning: 4 mm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>Amplitude: 0,5 mm Maks reaksjonskraft: 678,6 kN Forskyvning ved makskraft: 2,16 mm Total forskyvning: 2,29 mm Forskyvning per tidsinkrement: 0,02 mm</p>
	<p>Amplitude: 1.0 mm Maks reaksjonskraft: 674,8 kN Forskyvning ved makskraft: 2,28 mm Total forskyvning: 4 mm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>Amplitude: 2.0 mm Maks reaksjonskraft: 662,8 kN Forskyvning ved makskraft: 2,4 mm Total forskyvning: 4 mm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>

Tabell C.10: Formfeil kra knekkingsanalyse, Mode 3

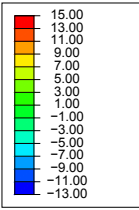
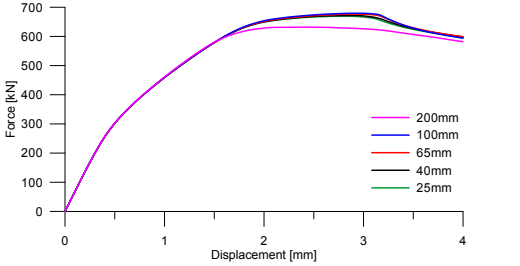
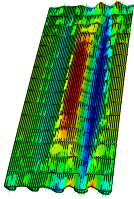
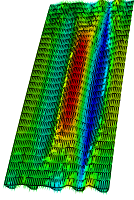
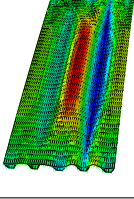
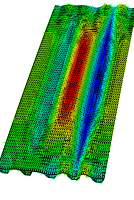
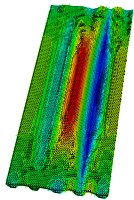
Initiell formfeil: knekkingsanalyse	Knekkingsmode: 3
	
	<p>Amplitude: 0,25 mm Maks reaksjonskraft: 677,4 kN Forskyvning ved makskraft: 2,64 mm Total forskyvning: 4 mm Forskyvning per tidsinkrement: 0,012 mm Annen deformasjon og kraft- forskyvingskurve ved høyere tidsinkrement</p>
	<p>Amplitude: 0,5 mm Maks reaksjonskraft: 676,3 kN Forskyvning ved makskraft: 2,64 mm Total forskyvning: 4 mm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>Amplitude: 1.0 mm Maks reaksjonskraft: 676,8 kN Forskyvning ved makskraft: 2,68 mm Total forskyvning: 4 mm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>Amplitude: 2.0 mm Maks reaksjonskraft: 673,8 kN Forskyvning ved makskraft: 2,72 mm Total forskyvning: 4 mm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>

Tabell C.11: Formfeil kra knekkingsanalyse, Mode 4

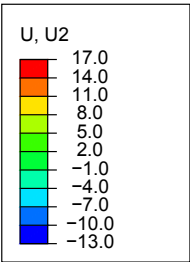
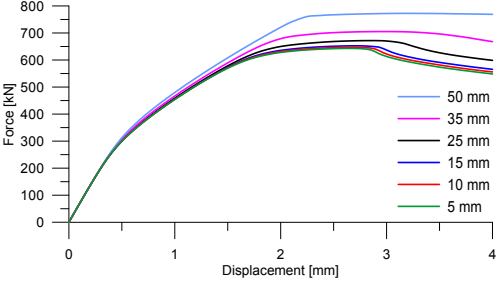
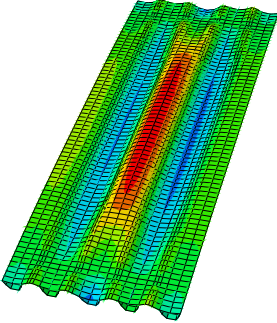
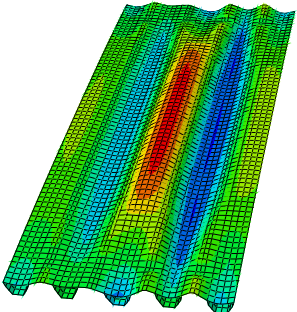
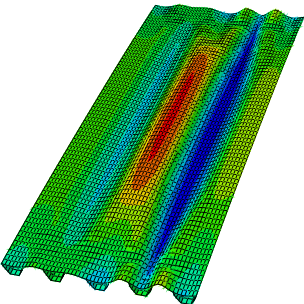
Initiell formfeil: knekkingsanalyse	Knekkingsmode: 4
	
	<p>Amplitude: 0,25 mm Maks reaksjonskraft: 678,4 kN Forskyvning ved makskraft: 2,56 mm Total forskyvning: 4 mm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>Amplitude: 0,5 mm Maks reaksjonskraft: 678,4 kN Forskyvning ved makskraft: 2,56 mm Total forskyvning: 4 mm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>Amplitude: 1.0 mm Maks reaksjonskraft: 681,6 kN Forskyvning ved makskraft: 2,56 mm Total forskyvning: 4 mm Forskyvning per tidsinkrement: 0,012 mm</p>
	<p>Amplitude: 2.0 mm Maks reaksjonskraft: 680,2 kN Forskyvning ved makskraft: 2,61 mm Total forskyvning: 4 mm Forskyvning per tidsinkrement: 0,012 mm</p>

C.3 Elementinndeling

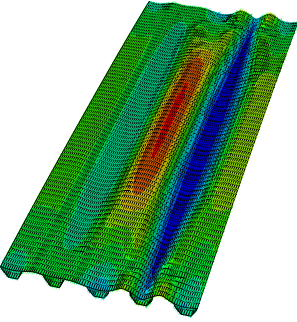
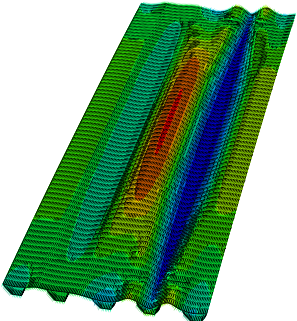
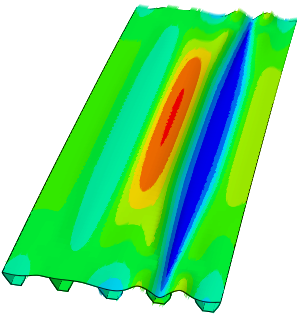
Tabell C.12: Varierende elementstørrelse i dekkeprofilens lengderetning

Forskyvning i z-retning (mm):	
	
	<p>Elementer i lengderetning: 15stk. (200mm) Elementer totalt: 1560 stk. CPU-tid: 48,0 s Maks reaksjonskraft: 631,6 kN Forskyvning ved makskraft: 2,45 mm Arbeid: 2078 Nm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>Elementer i lengderetning: 30 stk. (100 mm) Elementer totalt: 3212 stk. CPU-tid: 106,8 s Maks reaksjonskraft: 679,4 kN Forskyvning ved makskraft: 2,97 mm Arbeid: 2152 Nm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>Elementer i lengderetning: 46 stk. (65 mm) Elementer totalt: 4784 stk. CPU-tid: 167,7 s Maks reaksjonskraft: 674,4 kN Forskyvning ved makskraft: 2,93 mm Arbeid: 2149 Nm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>Elementer i lengderetning: 73 stk. (40 mm) Elementer totalt: 7592 stk. CPU-tid: 280,1 s Maks reaksjonskraft: 671,8 kN Forskyvning ved makskraft: 2,85 mm Arbeid: 2142 Nm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>Elementer i lengderetning: 122 stk. (25 mm) Elementer totalt: 12 688 CPU-tid: 513,1 s Maks reaksjonskraft: 669,4 kN Forskyvning ved makskraft: 2,81 mm Arbeid: 2137 Nm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>

Tabell C.13: Varierende elementstørrelse i dekkeprofilets bredde, del 1

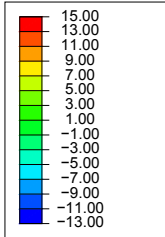
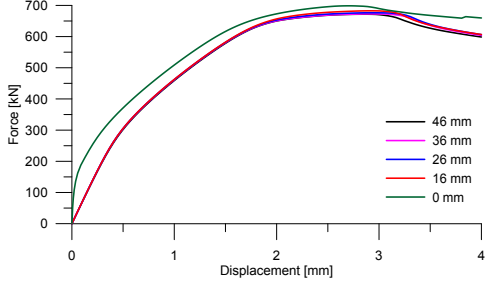
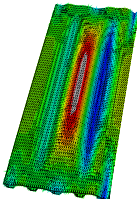
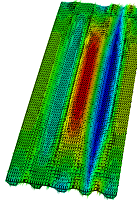
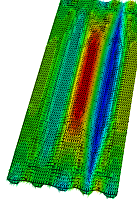
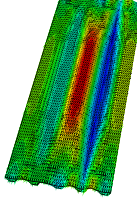
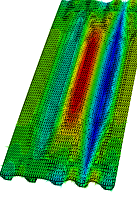
<p>Forskyvning i z-retning (mm):</p> 	
	<p>Elementlengde i bredden: 50 mm Elementer totalt: 3723 stk. CPU-tid: 120 s Maks reaksjonskraft: 772,5 kN Forskyvning ved makskraft: 3,17mm Arbeid: 2423 Nm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>Elementlengde i bredden: 35 mm Elementer totalt: 5548 stk. CPU-tid: 150 s Maks reaksjonskraft: 705,2 kN Forskyvning ved makskraft: 2,97 mm Arbeid: 2254 Nm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>Elementlengde i bredden: 25 mm Elementer totalt: 7592 stk. CPU-tid: 280,1 s Maks reaksjonskraft: 671,8 kN Forskyvning ved makskraft: 2,85 mm Arbeid: 2142 Nm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>

Tabell C.14: Varierende elementstørrelse i dekkeprofilets bredde, del 2

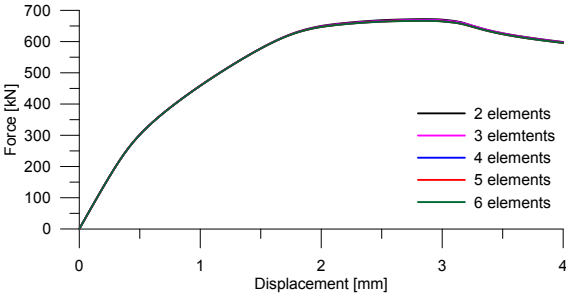
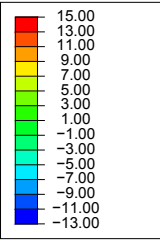
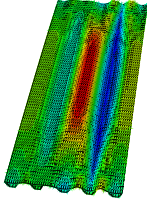
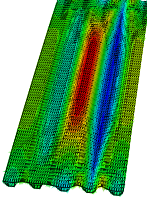
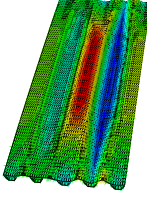
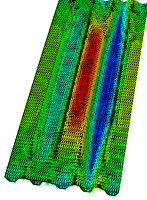
	<p>Elementlengde i bredden: 15 mm Elementer totalt: 12 410 stk. CPU-tid: 568 s Maks reaksjonskraft: 652,6 kN Forskyvning ved makskraft: 2,73 mm Arbeid: 2078 Nm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>Elementlengde i bredden: 10 mm Elementer totalt: 17 958 stk. CPU-tid: 823 s Maks reaksjonskraft: 647,5 kN Forskyvning ved makskraft: 2,65 mm Arbeid: 2059 Nm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>Elementlengde i bredden: 5 mm Elementer totalt: 36 646 stk. CPU-tid: 1977 s Maks reaksjonskraft: 643,0 kN Forskyvning ved makskraft: 2,65 mm Arbeid: 2055 Nm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm Elementnett fjernet i bildet grunnet små elementer.</p>

C.4 Modellering av sveist sone

Tabell C.15: Bredde til varmepåvirket sone etter sveising

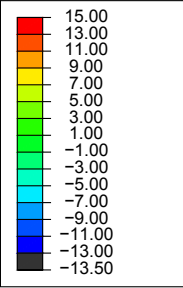
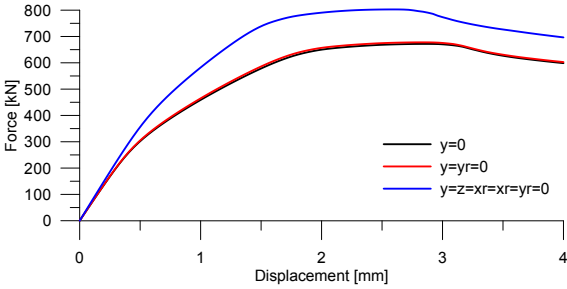
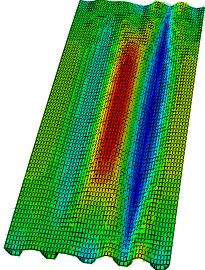
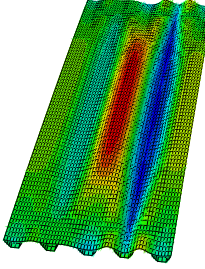
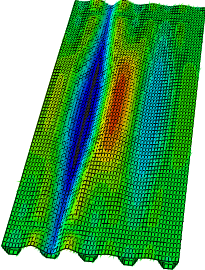
<p>Forskyvning i z-retning (mm):</p> 	
	<p>HAZ-bredde: 0 mm, ingen sveis Maks reaksjonskraft: 698,7 kN Forskyvning ved makskraft: 2,69 mm Arbeid: 2322 Nm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>HAZ-bredde: 16 mm Maks reaksjonskraft: 683,4 kN Forskyvning ved makskraft: 2,89 mm Arbeid: 2164 Nm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>Elementer i lengderetning: 26 mm Maks reaksjonskraft: 676,4 kN Forskyvning ved makskraft: 2,93 mm Arbeid: 2175 Nm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>HAZ-bredde: 36 mm Maks reaksjonskraft: 672,7 kN Forskyvning ved makskraft: 2,89 mm Arbeid: 2155 Nm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>HAZ-bredde: 46 mm Maks reaksjonskraft: 671,8 kN Forskyvning ved makskraft: 2,85 mm Arbeid: 2142 Nm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>

Tabell C.16: Elementer på tvers av varmpåvirket sone etter sveising

Forskyvning i z-retning (mm):	
	<p>Elementer over HAZ: 2 stk. Elementer totalt: 7592 stk. CPU-tid: 280,1 s Maks reaksjonskraft: 671,8 kN Forskyvning ved makskraft: 2,85 mm Arbeid: 2142 Nm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>Elementer over HAZ: 3 stk. Elementer totalt: 7884 stk. CPU-tid: 301,9 s Maks reaksjonskraft: 669,4 kN Forskyvning ved makskraft: 2,85 mm Arbeid: 2138 Nm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>Elementer i lengderetning: 4 stk. Elementer totalt: 8176 stk. CPU-tid: 312,0 s Maks reaksjonskraft: 667,2 kN Forskyvning ved makskraft: 2,85 mm Arbeid: 2134 Nm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>Elementer over HAZ: 5 stk. Elementer totalt: 8468 stk. CPU-tid: 337,9 s Maks reaksjonskraft: 666,7 kN Forskyvning ved makskraft: 2,85 mm Arbeid: 2132 Nm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>Elementer over HAZ: 6 stk. Elementer totalt: 8760 stk. CPU-tid: 351,3 s Maks reaksjonskraft: 666,2 kN Forskyvning ved makskraft: 2,85 mm Arbeid: 2132 Nm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>

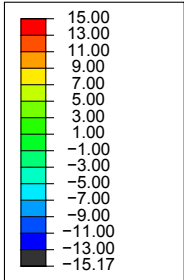
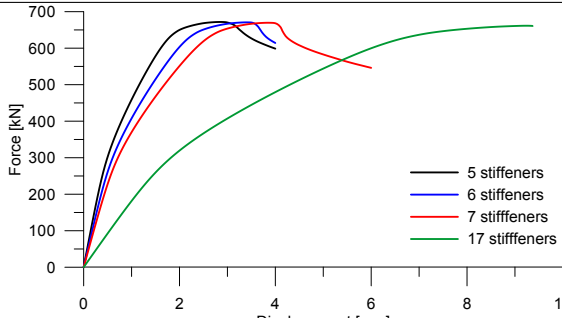
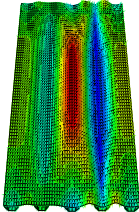
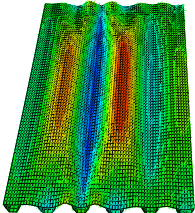
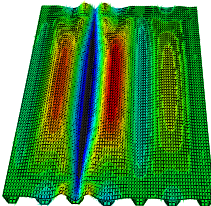
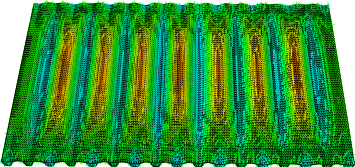
C.5 Virkning av bjelkens grensebetingelser

Tabell C.17: Varierende grensbetingelser til bjelke

<p>Forskyvning i z-retning (mm)</p> 	
	<p>Fastholdt i y-retning Makskraft: 671,8 kN Forskyvning ved makskraft: 2,85 mm Arbeid: 2142 Nm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>Fastholdt i y-retning og rotasjon om y-aksen Makskraft: 677,7 kN Forskyvning ved makskraft: 2,81 mm Arbeid: 2162 Nmm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>Fastholdt i y-retning og om y-aksen Makskraft: 802,8 kN Forskyvning ved makskraft: 2,60 mm Arbeid: 2572 Nmm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>

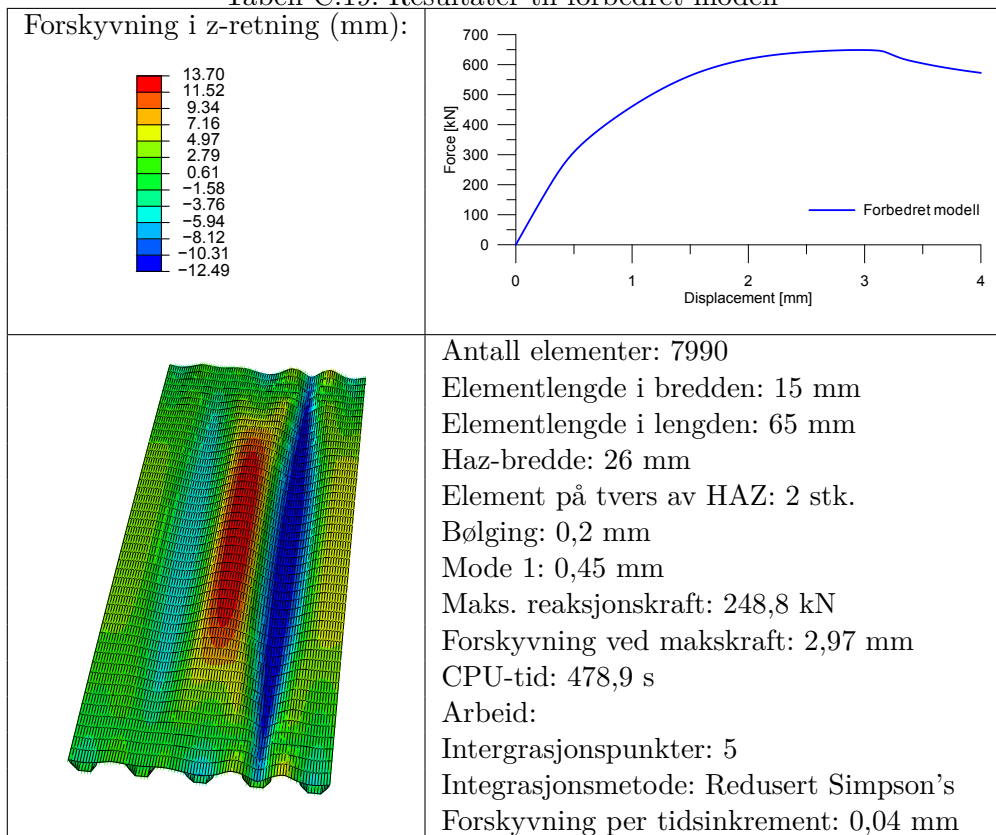
C.6 Analyse med flere dekkeprofiler

Tabell C.18: Flere dekkeprofiler

<p>Forskyvning i z-retning (mm):</p> 	
	<p>Antall dekkeprofiler: 5 stk. Elementer totalt: 7592 stk. CPU-tid: 280,1 s Makskraft: 671,8 kN Forskyvning ved makskraft: 2,85 mm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>Antall dekkeprofiler: 6 stk. Elementer totalt: 9198 stk. CPU-tid: 526,3 s Makskraft: 670,7 kN Forskyvning ved makskraft: 3,40 mm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>
	<p>Antall dekkeprofiler: 7 stk. Elementer totalt: 10 804 stk. CPU-tid: 1038,9 s Makskraft: 669,6 kN Forskyvning ved makskraft: 3,85 mm Forskyvning per tidsinkrement: 0,036 mm</p>
	<p>Antall dekkeprofiler: 17 stk. Elementer totalt: 26 048 stk. CPU-tid: 3296,4 s Makskraft: 661,5 kN Forskyvning ved makskraft: 9,24 mm Forskyvning per tidsinkrement: 0,04 mm</p>

C.7 Forbedret modell

Tabell C.19: Resultater til forbedret modell

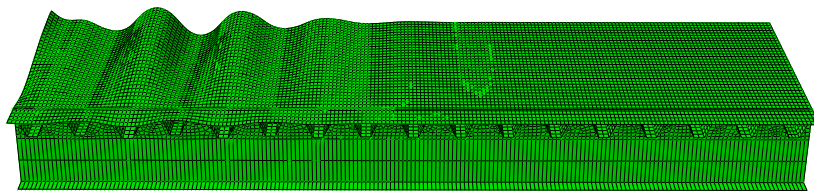


Tillegg D

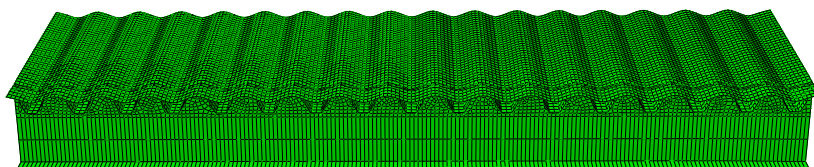
Tilleggsdata til utvidet modell

Dette tillegget inneholder figurer og resultater til den utvidede modellen som det ikke var plass til i selve rapporten.

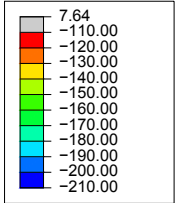
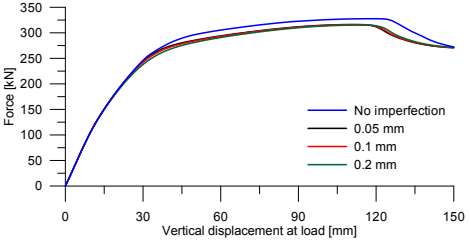
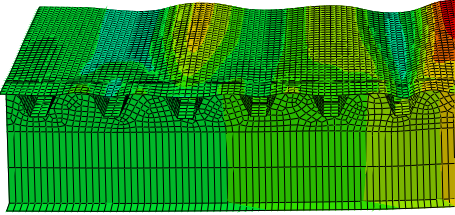
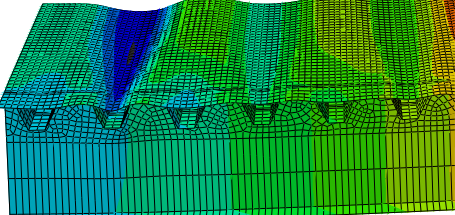
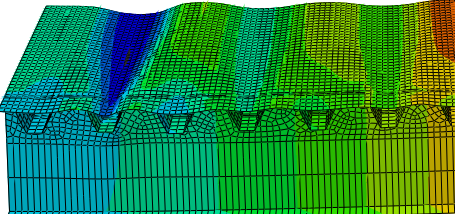
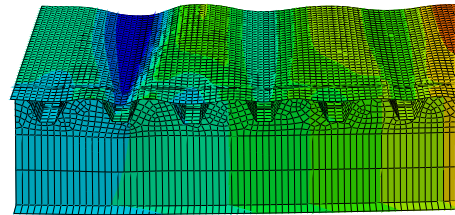
Tabell D.1: Deformasjonsform til initielle formfeil
Lineær knekkingsanalyse, mode 3



Systematisk initiell formfeil

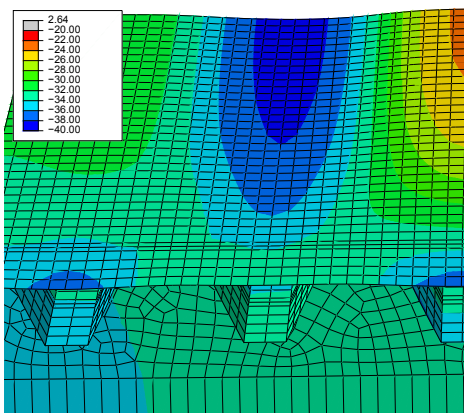


Tabell D.2: Resultater ved varierende systematisk initiell formfeil

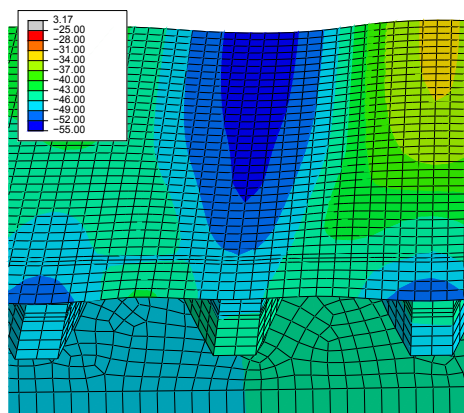
<p>Forskyvning i z-retning</p> 	
	<p>P_{\max}: 327,6 kN Vertikalforskyvning ved P_{\max}: 118,5 mm Total vertikalforskyvning: 150 mm Arbeid: 41 025 Nmm Forskyvning per. tidsinkrement: 1,5 mm</p>
	<p>P_{\max}: 316,2 kN Vertikalforskyvning ved P_{\max}: 111 mm Total vertikalforskyvning: 150 mm Arbeid: 39 611 Nmm Forskyvning per. tidsinkrement: 1,5 mm</p>
	<p>P_{\max}: 315,9 kN Vertikalforskyvning ved P_{\max}: 111 mm Total vertikalforskyvning: 150 mm Arbeid: 39 536 Nmm Forskyvning per. tidsinkrement: 1,5 mm</p>
	<p>P_{\max}: 315,2 kN Vertikalforskyvning ved P_{\max}: 114 mm Total vertikalforskyvning: 150 mm Arbeid: 39 377 Nmm Forskyvning per. tidsinkrement: 1,5 mm</p>

Tabell D.3: Deformasjon til dekket som kollapser

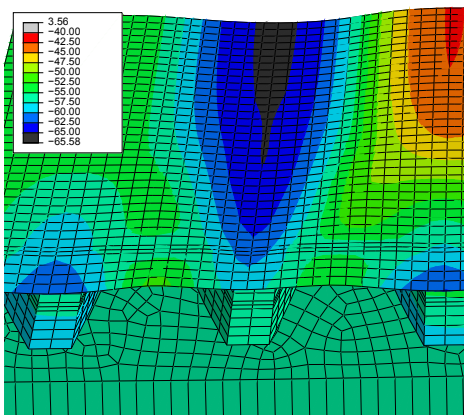
Deformasjonsplot som viser at dekket kollapser før gulvkonstruksjonen sin kapasitet er fult utnyttet. Fargeplot gir forskyvningen i z-retning.



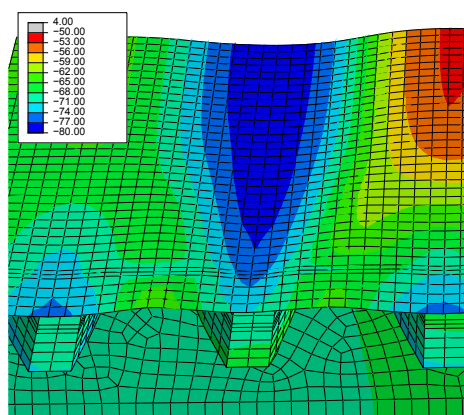
Ved 30 mm vertikalforskyvning



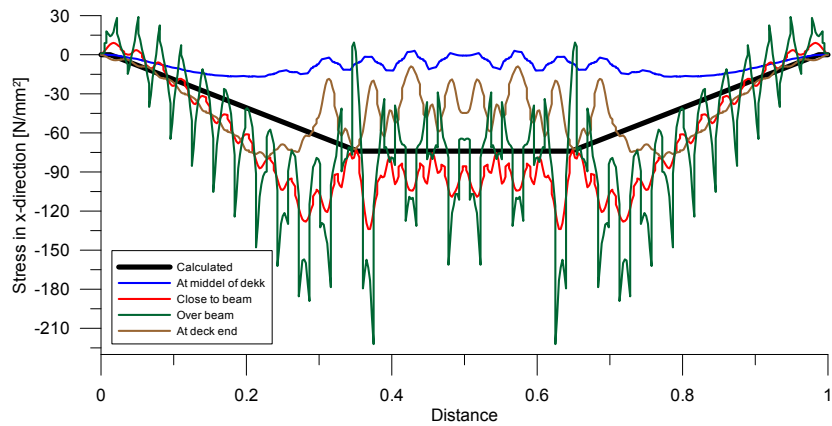
Ved 40 mm vertikal forskyvning



Ved 50 mm vertikalforskyvning



Ved 60 mm vertikalforskyvning



Figur D.1: Gjennomsnittlig spenning i bjelkens lengderetning ved Pmax, flere utsnitt