



Norges miljø- og
biovitenskapelige
universitet

Masteroppgave 2018 30 stp

Fakultet for realfag og teknologi

Leif Daniel Houck

Tverrspente brudekker i tre: En ikke-lineær elementanalyse av den ortotropiske friksjonskontakten mellom lameller utsatt for konsentrerte laster

Stress laminated timber decks: A non-linear finite element analysis of the orthotropic friction contact between lamellae subjected to concentrated loads

Monica Svenningsen

Byggeteknikk og arkitektur

Fakultet for realfag og teknologi

Abstract

Stress laminated timber decks are the most common deck used in trafficked timber bridges in Norway. Such decks are constructed using rows of glue laminated timber beams (lamellas) in the along-span direction, connected by pre-stressed steel rods in the across span direction. This configuration results in plate behaviour of the deck, due to the shear capacity in between the lamellas caused by friction. The beams are joined using butt joints that are prevented from transferring force in the along beam direction.

The scope of this thesis is to investigate the regulations of minimum pre-stressing of rods, relating to the height of beams and the distance between butt joints in stress laminated timber decks. Current regulations, given in NS-EN 1995-2, do not account for increasing pre-stress, and presumably shear capacity, due to the increased height of the lamellas. It is sought to show that the regulations should take this into account, as it is assumed that today's regulations are too conservative and cause unnecessary use of materials.

Using non-linear analysis, the thesis has investigated how the height of the glue laminated timber beams influence the distribution of friction stresses between the lamellas, as thereby the shear capacity. A concentrated load located close to a butt joint is the considered applied load under investigation.

It is found that the height of the beams largely influences the shear capacity of the tensions laminated timber deck. However, the analysis indicates that the stiffness of the stress laminated timber decks is of great importance, which is not accounted for in the analysis. Considering how friction stress distributes, it is indicated that stresses are absorbed in proximity to the concentrated load first. Secondary it exploits the cross-section height. Transfer of stresses in along beam direction act as a third step. As a result, shorter spans are needed to distribute the loads compared to lower cross-sections.

Sammendrag

Tverrspente dekker er den vanligste dekketyper for kjørebruer av tre i Norge. Dekkene består av en rekke langsgående bjelker (lameller) av limtre eller skurlast som spennes opp med stålstag på tvers av bruas lengderetning. Oppspenningen legger grunnlag for skjærkapasitet mellom lamellene på grunn av friksjon, slik at dekket opptrer som en plate. For å oppnå en viss lengde på brua skjøtes bjelkene i lengderetning med en buttskjøt, som er en skjøt som ikke kan overføre noen krefter.

Regelverket for tverrspente dekker finnes i NS-EN 1995-2, og denne oppgaven undersøker forhold som er regulert av kravene til minimum oppspenning og avstanden mellom buttskjøter. Regelverket tar ikke hensyn til at økende høyder på lamellene fører til økende oppspenningskraft, og tilsynelatende derfor også skjærkapasitet, selv om lasten er konstant uansett høyde. Det mistenkes at dette fører til at burer bygges med overdreven ressursbruk og det er derfor ønskelig å påvise at det er grunn til å endre dette kravet.

Gjennom ikke-lineære elementanalyser har denne oppgaven undersøkt hvilken betydning høyden har for skjærkapasiteten og spredningen av friksjonskraft i snittet mellom lameller. Det er sett på et tilfelle ved en konsentrert last i nærheten av en buttskjøt.

Resultatene fra analysene tyder på at høyden har stor betydning for skjærkapasiteten. Det er imidlertid tydelige indikasjoner på at stivheten av dekkene også har stor betydning, og dette er ikke tatt hensyn til i analysene. Når det gjelder spredningen av friksjonskraften ser det ut til at spenningene tas opp ganske konsentrert rundt lasten først, for så å utnytte høyden før de brer seg i lengderetningen. Dette betyr at store høyder generelt trenger mindre lengde for å ta opp lasten enn lavere høyder.

Forord

Denne oppgaven er det avsluttende arbeidet for en toårig mastergrad i byggeteknikk og arkitektur ved Norges miljø- og biovitenskapelige universitet (NMBU), med fordypning i trekonstruksjonsteknikk. Arbeidet med masteroppgaven har bestått av en rekke opp- og nedturer, og jeg har lært masse, både faglig og om meg selv. Temaet og utfordringene i oppgaven passet meg veldig godt. Jeg synes det var veldig interessant å sette meg inn i fagstoffet, og satte pris på de teknologiske utfordringene. Jeg håper jeg får fortsette å jobbe med trekonstruksjoner også etter endt mastergrad.

Jeg ønsker å rette en stor takk til alle som har vært så vennlige og hjulpet meg med denne oppgaven. Takk til Rune Abrahamsen som har kommet opp med et veldig interessant tema og bistått med veiledning. Takk til Leif Daniel Houck fra NMBU og Trond Even Eggen fra Aas-Jakobsen AS som har vært mine veiledere og bistått med både faglig og moralsk støtte. Takk til Aas-Jakobsen AS for både veileder og kontorplass.

Alle de gode kollegaene mine i Aas-Jakobsen som har fulgt meg opp, bistått med veiledning og vært til stede mens jeg har jobbet har vært avgjørende for at jeg har klart å jobbe - takk til alle dere. En spesiell takk til Erik Rød for korrekturlesing, og Kasper, Mak og Erik for hjelp, støtte og det beste kontormiljøet. Det er godt å ha gode venner som har spesialkompetanse der det trengs, og Håkon Bull Hove i EDR Medeso har hjulpet meg med ANSYS gjennom kurs og ekstra support - takk for det.

Det hadde heller ikke vært mulig å gjennomføre denne oppgaven uten støtte fra familie og venner som har heiet på meg - tusen takk.

Lysaker, 15. mars 2018

Monica Svenningsen

Innhold

| | |
|--|------------|
| Abstract | i |
| Sammendrag | ii |
| Forord | iii |
| Innhold | iv |
| Figurliste | vi |
| Innledning | 1 |
| <i>Bakgrunn</i> | 1 |
| <i>Forutsetninger</i> | 2 |
| <i>Problemstilling</i> | 2 |
| Teori | 3 |
| <i>Tverrspente brudekker i tre</i> | 3 |
| <i>Utvikling</i> | 5 |
| Historie..... | 5 |
| I Norge | 5 |
| Nyere studier | 5 |
| <i>Spennings teori</i> | 6 |
| Friksjon..... | 6 |
| Skjærkapasitet mellom lamellene..... | 7 |
| Betydningen av forskjellen mellom trykk og spenning i kravet til oppspenning | 8 |
| Overføring av krefter ved buttskjøt | 8 |
| Høydens påvirkning på analysen | 8 |
| Bakgrunn for spenningsfordeling i håndberegningene | 9 |
| <i>NS-EN 1995-2 Prosjektering av trekonstruksjoner – Del 2: Bruer</i> | 9 |
| Krav til oppspenning | 9 |
| <i>Endelig elementanalyse</i> | 12 |
| Inndeling av endelige elementer | 12 |
| Volumelementer | 13 |
| Lineære og ikke-lineære analyser | 13 |
| Kontaktelementer og ortotropisk friksjon | 15 |
| Metode | 17 |
| <i>Litteraturstudie og informasjonsinnhenting</i> | 17 |
| <i>Håndberegninger</i> | 18 |
| <i>Modellering og analyse i ANSYS Structural Analysis</i> | 19 |
| Modell..... | 19 |

| | |
|---|-----------|
| Statisk system | 19 |
| Materialeegenskaper | 20 |
| Kontaktelementer | 21 |
| Last | 21 |
| Elementtype og elementinndeling | 22 |
| Analyseinnstillinger | 23 |
| Resultater | 24 |
| <i>Håndberegninger</i> | <i>24</i> |
| Validering av analyser | 24 |
| Estimat for spredning av friksjonskraft i lengderetningen | 24 |
| <i>Elementanalyse</i> | <i>25</i> |
| H = 300 | 26 |
| H = 600 | 27 |
| H = 900 | 30 |
| <i>Sammenstilling</i> | <i>32</i> |
| Diskusjon | 33 |
| <i>Spenningsfordeling i håndberegningene</i> | <i>33</i> |
| <i>Spenningsfordeling i ANSYS</i> | <i>33</i> |
| Kriterium for L | 33 |
| Sammensatte virkninger | 34 |
| <i>Sammenhengen mellom håndberegninger og elementanalyser</i> | <i>34</i> |
| <i>Et kritisk blikk</i> | <i>35</i> |
| Høyde og stivhet | 35 |
| Plassering av last | 35 |
| Friksjon er egentlig veldig avansert | 35 |
| Virkelighetsnærhet | 36 |
| Konklusjon | 37 |
| <i>Overføringsverdi</i> | <i>37</i> |
| Videre arbeid | 38 |
| Referanser | 39 |
| Vedlegg | 40 |

Figurliste

| | |
|--|----|
| Figur 1 - Illustrasjon av et tverrspent dekke i tre. (Crocetti et al., 2016) | 3 |
| Figur 2 - Tverrspent tredekke som hovedbæring. (Dr. Freedman, hentet 10.03.2018)..... | 4 |
| Figur 3 - Tverrspent tredekke som bæres av en tre-ledd-bue. (Byggenytt, hentet 10.03.2018) | 4 |
| Figur 4 - Skjærkapasitet mellom lamellene | 7 |
| Figur 5 - Fordeling av buttskjøter i tverrspent dekke iht. neste revisjon av EN 1995-2 (se Vedlegg 4)..... | 11 |
| Figur 6 - Elementinndeling for en avrundet struktur..... | 12 |
| Figur 9 - Illustrasjon av et solid186-volumelement | 13 |
| Figur 7 - Visualisering av en standard ikke-lineær finite element løser (Ivanco, 2011) | 14 |
| Figur 10 – Penetrering av overflate (ANSYS, Release 18.1)..... | 15 |
| Figur 11 - Kontaktkompatibilitet for "pure penalty"-definisjon.(ANSYS, Release 18.1)..... | 15 |
| Figur 12 - To ulike modeller for fordeling av friksjonsspenninger..... | 18 |
| Figur 13 - Modell med $h = 300$ | 19 |
| Figur 14 - Opplagerbetingelser | 20 |
| Figur 15 - Horisontallast og oppspenning..... | 22 |
| Figur 16 - Elementinndeling..... | 22 |
| Figur 17 - Analyseinnstillinger i ANSYS Mechanical..... | 23 |
| Figur 18 - Fremstilling av spredningen av spenninger i lengderetning gitt av oppspenning..... | 25 |
| Figur 19 - Status for glidning ved $h = 300$ $\sigma = 0,35$ | 26 |
| Figur 20 - Glideavstand ved $h = 300$ $\sigma = 0,35$ | 26 |
| Figur 21 - Friksjonsspennning for $h = 300$ $\sigma = 0,35$ | 26 |

| | |
|--|----|
| Figur 22 - Status for glidning ved $h = 600$ $\sigma = 0,35$ | 27 |
| Figur 23 - Glideavstand ved $h = 600$ $\sigma = 0,35$ | 27 |
| Figur 24 - Friksjonsspenning for $h = 600$ $\sigma = 0,35$ | 27 |
| Figur 25 - Status for glidning ved $h = 600$ $\sigma = 0,15$ | 28 |
| Figur 26 - Glideavstand ved $h = 600$ $\sigma = 0,15$ | 28 |
| Figur 27 - Friksjonsspenning for $h = 600$ $\sigma = 0,15$ | 28 |
| Figur 28 - Status for glidning ved $h = 600$ $\sigma = 0,2$ | 29 |
| Figur 29 - Glideavstand ved $h = 600$ $\sigma = 0,2$ | 29 |
| Figur 30 - Friksjonsspenning for $h = 600$ $\sigma = 0,2$ | 29 |
| Figur 31 - Status for glidning ved $h = 900$ $\sigma = 0,35$ | 30 |
| Figur 32 - Glideavstand ved $h = 900$ $\sigma = 0,35$ | 30 |
| Figur 33 - Friksjonsspenning for $h = 900$ $\sigma = 0,2$ | 30 |
| Figur 34 - Status for glidning ved $h = 900$ $\sigma = 0,15$ | 31 |
| Figur 35 - Glideavstand ved $h = 900$ $\sigma = 0,15$ | 31 |
| Figur 36 - Friksjonsspenning for $h = 900$ $\sigma = 0,15$ | 31 |
| Figur 37 - Diagram som viser en sammenstilling av spredning fra håndberegninger og analyse . | 32 |
| Figur 38 - Plan av tverrspent dekke med to buttskjøter med avstand L_1 mellom..... | 34 |

Innledning

Bakgrunn

Bruken av tre som materiale i bruer har økt de siste tiårene, som følge av et større fokus på miljø samt at nye metoder har gjort det mulig å bygge større og mer motstandsdyktige bruer. Tre er en fornybar og bærekraftig ressurs som binder CO₂ mens det vokser. Til sammenligning slippes det ut betydelige mengder CO₂ ved produksjon av andre vanlige materialer som stål og betong. Trebruer anses ofte også som mer estetiske enn betong- eller stålbruer, noe som anses som positivt for det lokale miljøet.

Introduksjonen av tverrspente dekker, også kalt spennlaminerte dekker, på 70-tallet gjorde at trebruerne ble mer konkurransedyktige. De nyoppdagede dekkene gjorde det mulig å lage større spenn og ga mer effektiv bæring.

Tverrspente brudekker består av bjelker (lameller) av konstruksjonsvirke eller limtre som ligger inntil hverandre i bruas lengderetning, og som holdes sammen av oppspente stålstag i tverretningen. Oppspenningen gjør at det oppstår friksjon mellom bjelkene ved belastning. Denne friksjonen gir skjærkapasitet i mellom lamellene som gjør at dekket virker som en ortotropisk plate.

For trebruer i Norge er bruk av tverrspente dekker veldig vanlig. Det er veldig effektivt både med tanke på materialbruk og bygging.

På oppfordring fra Rune Abrahamsen, direktør i Moelven Limtre og Norges representant i Technical Committee CEN/TC250 "Structural Eurocodes", stiller denne oppgaven spørsmål ved hvorvidt formuleringen av det gjeldende kravet til minimum oppspenning av tverrspente trebrudekker i NS-EN 1995-2 er hensiktsmessig med tanke på bygging og ressursbruk. Kravet er satt for det mest kritiske tilfellet for dekket, ved konsentrerte laster i nærheten av skjøter i lamellene. Årsaken til denne mistanken er at kravet er formulert som en spenning, altså avhengig av normalkraften og kontaktarealet mellom lamellene, mens friksjon etter Coulomb kun er avhengig av størrelsen på normalkraften. Dette betyr at det større høyde vil kreve en større oppspenningskraft. Samtidig kan det ikke gjøres noen konklusjon basert på denne påstanden alene, fordi det er snakk om et større spenningsbilde. Blant viktige faktorer er hvor stor spredning skjærkraften får i lengderetning.

Regelverket for bruk av tverrspente trebrudekker i Norge finner vi i NS-EN 1995-2, «Eurokode 5 – Prosjektering av trekonstruksjoner – Del 2: Bruer». I kapittel 6.1.2 finner vi grunnlaget for beregning av bruddgrensetilstand for tverrspente dekker. I områder som er utsatt for konsentrerte laster er minimumskravet for oppspenning $0,35 \text{ N/mm}^2$. I tillegg finnes det bestemmelser for avstanden til nærmeste buttskjøt. (Standard Norge, 2004)

I følge Abrahamsen er dette et område med manglende vitenskapelig forskning. Han mener dagens krav i stor grad basert på tidligere erfaringer med bruk av dekker med høyde opp til 225 mm. Nå for tiden kan det være ønskelig å benytte høyere bjelker, opp mot 1000 mm. I slike tilfeller blir kraften det skal spennes opp med veldig stor, noe som gjør at dekkene blir utfordrende og ressurskrevende å bygge.

Forutsetninger

Oppgaven tar utgangspunkt i regelverket fra Eurokodene. Det brukes derfor last, friksjonskoeffisienter og materialeegenskaper i henhold til disse.

Det skal kun sees på krav til oppspenning for hindre glidning mellom lamellene i områder med buttskjøter og ved konsentrerte laster.

For å muliggjøre analysene innenfor gitte rammer ble det valgt å bruke lameller av limtre med bredde 119 mm og total lengde for systemet = 6000 mm.

Det ses ikke på systemfasthet for dekkene. Denne vil kontrolleres mot høyden av bjelkene. Denne oppgaven ser kun på de lokale skjærspenningene i snittet mellom lameller for tilfeller ved konsentrert last.

Det er ikke utført eksperimentelle forsøk i denne oppgaven, da dens hensikt hovedsakelig er å peke på om det bør gjøres videre forskning om temaet.

Problemstilling

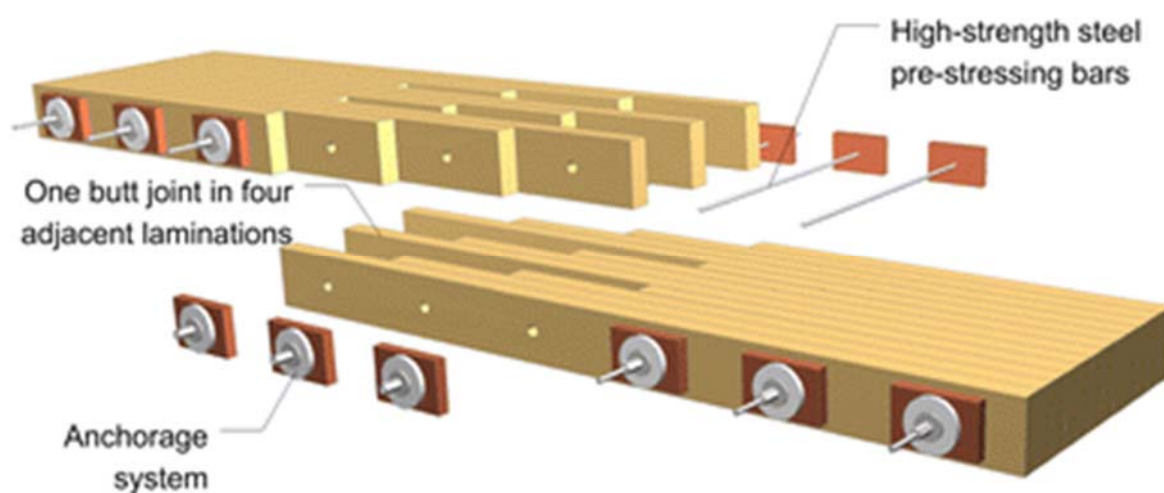
Denne oppgaven undersøker hvilken betydning høyden av lamellene har for skjærkapasiteten til et tverrspent brudekke av tre ut fra følgende problemstilling:

Hvordan påvirker oppspenning og tverrsnittshøyde av tverrspente brudekker spredningen av friksjonskraft i lengderetningen ved konsentrerte laster?

Teori

Tverrspente brudekker i tre

Tverrspente dekker består av langsgående bjelker av skurlast eller limtre som spennes opp på tvers av bruas lengderetning ved hjelp av gjennomgående stålstag. Trykket som oppnås mellom bjelkene gjør at bjelkene kan virke sammen som en plate, der friksjonen mellom bjelkene står for skjæroverføring mellom bjelkene. Tverrspente dekker kalles også spennlaminerte dekker, og Eurooden definerer det slik: «Laminerte dekkeplater som er laget av høykantplasserte lameller av sagde eller høvlede overflater, og som holdes sammen ved forspenning» (Standard Norge, 2004 kap 1.5.2.3).



Figur 1 - Illustrasjon av et tverrspent dekke i tre. (Crocetti et al., 2016)

Dekket er en ortotropisk plate, det vil si at det har varierende kapasitet i de ulike retningene. Stålstagene plasseres i forborede hull med jevne mellomrom i dekket og spennes opp med en hydraulisk jekk. I tillegg til behovet for oppspenningskraft styres avstanden mellom stagen i hovedsak av praktiske forhold, som hvilken spenning som er mulig å overføre til dekket med tanke på størrelsen på forankringsplaten, og at det skal gå opp mellom rekkverksstolper. I praksis brukes ofte 667 mm, fordi det passer bra med rekkverksstolper med c/c 2000 mm. Tverrspente trebrudekker er veldig funksjonelle, og kan brukes i ulike type brukonstruksjoner. De har liten teoretisk begrensning når det kommer til størrelse, men ifølge Abrahamsen bygges det i praksis som oftest under 10 m bredt og spennene er fra 3 m til 28 m. Tverrspente dekker kan være hovedbæring for mindre bruer, eller legges opp på tverrbærere i en hovedkonstruksjon ved større bruer. (Solli, 2007)



Figur 2 - Tverrspent tredekke som hovedbæring. (Dr. Freedman, hentet 10.03.2018)



Figur 3 - Tverrspent tredekke som bæres av en tre-ledd-bue. (Byggenytt, hentet 10.03.2018)

I lengderetning av brua brukes det buttskjøter i bjelkene for å kunne lage lange dekker. Buttskjøtene plasseres i et forhåndsdefinert mønster (se «krav til oppspenning»), for å unngå at skjøtene havner i nærheten av hverandre. Lengden av bjelkene er begrenset av hva som kan transporteres på norske veier. Bjelkene kappes rette og plasseres etter hverandre uten noen forbindelse som overfører krefter mellom bjelkene (Ekholm & Klinger, 2014). På grunn av buttskjøtene kan det brukes relativt korte bjelker, noe som gjør det enkelt å produsere, frakte og montere.

Utvikling

Historie

I boka «Timber bridges: Design, construction, inspection, and maintenance» gir Ritter (1990) et innblikk i historien til spennlaminerte dekker. Fra slutten av 1960-tallet hadde Ontario Ministry of Transportation et ønske om å finne en metode for å rehabilitere gamle spikerlaminerte bruer. De så at bjelkene holdt god stand, men at lamineringen mellom dem ble svak. I 1967 ble det gjennomført et pilotprosjekt på Hebert Creek bru i Ontario. Dette var en spikerlaminert bru i så dårlig forfatning at den skulle erstattes. Forsøket gikk ut på å plassere stålstag over og under det eksisterende dekket som ble spent opp mot endeplater på begge sider av brua. Presset ble så stort at lamellene ble komprimert, og flere bjelker ble lagt til. MTO testet så bruas styrke, og den viste seg å overgå den originale kapasiteten. Med denne suksessen ble brua stående, og i stedet ble flere andre bruer rehabilitert på lignende måte, og et stort arbeid for å utforske bruken av forspente trebrudekker ble satt i gang av MTO og Queen's University. Blant annet skulle det undersøkes hvordan friksjonen mellom lamellene avhenger av oppspenningskraft, hvordan nedbøyning og deformasjoner vil forløpe, spenningsstap over tid og platestivheten til dekket. Det ble også gjennomført tester som viste at dekket fungerte som et ortotrop materiale. (Ritter, 1990, kap. 9)

I Norge

I Norge har det blitt brukt tverrspente dekker i over 20 år. Erfaringen er så langt god, og det er et selvfølgelig valg for kjørebruer av tre (Dyken, 2017). Når det gjelder bruken av trebruer generelt skjedde det et vendepunkt i forbindelse med utbygging av storhaller til OL på Lillehammer i 1994. Inntil da var spennvidden på bruer begrenset til om lag 60 m, ved bruk av bæresystem med treleddet bue. Da det ble behov for spenn på opptil det dobbelte i idrettshaller ble det utviklet et knutepunktsystem slik at man kunne lage effektive fagverk i tre. Ifølge Moelven limtre har denne teknologien vært avgjørende for muligheten for å bygge store trebruer. (Galåen, 2013)

Nyere studier

Det er gjort flere studier som omhandler langsgående bøyestivhet og momentkapasitet i spennlaminerte dekker med buttskjøter, men det finnes få som tar for seg tilfellet med konsentrerte laster.

Ekholm og Kliger (2014) har i «Effect of vertical interlaminar shear slip and butt joints in narrow stress-laminated-timber bridge decks» gjort eksperimentelle forsøk og FE-analyser av spennlaminerte dekker med buttskjøter. Dekkene som ble testet var ikke designet etter Eurokodekrav. Dekkene hadde høyde 180 mm eller 270 mm og bredde 42 mm eller 90 mm. Oppspenningskraften de brukte var 100-600 kPa. De fant en god sammenheng mellom testene og analysene de gjorde. I tillegg henviser de til flere andre studier som har påvist glipp mellom lameller i eksperimentelle forsøk og FE-analyser. Det er derfor god grunn til å tro at tilsvarende analyser på dekker som er designet etter Eurokoden vil gi pålitelige resultater.

I artikkelen “Stress-Laminated Timber Bridge Decks: Non-linear Effects in Ultimate and Serviceability Limit States” refererer Ekevad et al. (2013) til at det er ikke-lineære effekter i spennlaminerte dekker som fører til glidning mellom lamellene. I forsøkene sine sammenligner de ikke-lineære og lineære FE (finite element) resultater og belyser at det kan være nødvendig å gjøre ikke-lineære analyser for å kontrollere for glidning mellom lameller.

Davalos et al. (1993) tar for seg effekten buttskjøter har for bøyestivheten til spennlaminerte dekker i sin avhandling «Bending stiffness of stress-laminated timber decks with butt joints». Deres resultater viser at buttskjøter er avgjørende for bøyestivheten til dekkene, men sier ikke noe om effekten av konsentrerte laster og skjærkapasitet.

Spenningsteori

Friksjon

Friksjon er motstand mot bevegelse mellom to legemer som er i kontakt med hverandre. Den er avhengig av en friksjonskoeffisient og normalkraften til friksjonen. Det er forskjell på statisk og dynamisk friksjon, og i dette tilfellet er vi interessert i statisk friksjon fordi vi ikke ønsker å få glidning mellom lamellene. Den statiske friksjonens maksimalverdi er:

$$R = \mu \times N$$

der:

R : friksjonskraft

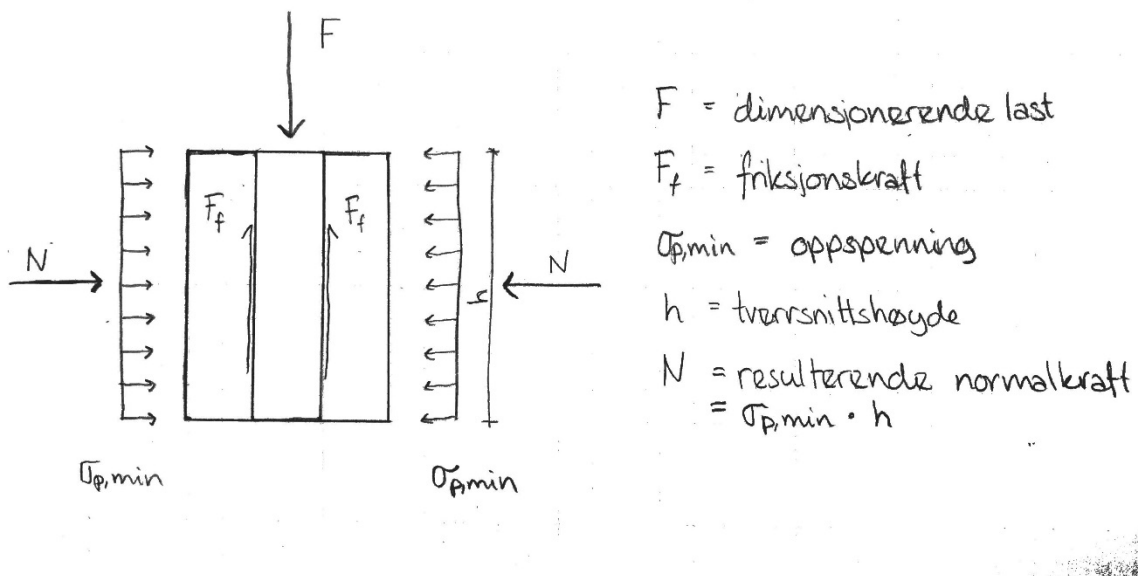
μ : friksjonskoeffisient

N : normalkraft

Trevirke har ulik friksjonskoeffisient i ulike retninger, og for denne oppgaven brukes det verdier hentet fra NS-EN 1995-2 tabell 6.1 for høvlet trelast. Dette er 0,25 for bruas lengderetning, altså parallelt med trefibrene, og 0,3 for vertikal retning, på tvers av fiberretningen (Standard Norge, 2004).

Skjærkapasitet mellom lamellene

Ved oppspenning av dekket etableres en normalkraft som gir grunnlaget for skjærkapasiteten mellom lamellene i dekket. Uten kontaktrykk mellom lamellene kan bjelkene bøye seg ned fritt og uavhengig av hverandre. Konstruksjonen vil da ikke virke som en plate som kan fordele lasten over hele dekket. Når lamellene blir presset sammen av en ytre kraft, N , og vi legger på en vertikallast, F , vil vi få en friksjonskraft, F_f , som virker i motsatt retning av vertikalkraften. Den maksimale friksjonskraften tilsvarer skjærkapasiteten i snittene mellom lamellene. Alle kreftene som går i planet mellom lamellene tas opp ved hjelp av denne skjærkapasiteten.



Figur 4 - Skjærkapasitet mellom lamellene

Planet mellom to lameller får en skjærkapasitet på $\mu \times \sigma_{p,min} = 0,3 \times 0,35 \text{ MPa} = 1,05 \text{ MPa}$ ved en oppspenning på 0,35 MPa, som er dagens krav. Til sammenligning har limtre en skjærkapasitet på 1,2 MPa i lengderetning. Denne relativt store forskjellen har forøvrig liten betydning fordi det sjelden vil være denne skjærkapasiteten i limtreet som er avgjørende for kapasiteten.

Betydningen av forskjellen mellom trykk og spenning i kravet til oppspenning

Minstekravet til oppspenning er i NS-EN 1995-2 gitt som en spenning. Dette betyr at for å finne kraften som hvert enkelt stålstag skal spennes opp med må vi multiplisere med senteravstanden mellom stagene og tykkelsen på dekket, altså arealet kraften skal fordele seg på. Som beskrevet over er friksjon kun avhengig av kraften det spennes opp med, og ikke overflatearealet den virker på. For spennlaminerte dekker betyr dette at en oppspenning på 0,35 MPa gir en oppspenningskraft på 70 kN/m i lengderetningen for et dekke med tykkelse 200 mm, mens et dekke som er 1000 mm får en oppspenningskraft på 350 kN/m i lengderetningen.

Overføring av krefter ved buttskjøt

Bjelkene skjøtes i lengderetningen med buttskjøt. Dette er en skjøt der bjelkene kappes rette og plasseres etter hverandre uten noen forbindelse som overfører krefter mellom bjelkene. Siden forbindelsen ikke kan overføre krefter må kreftene som går igjennom dette snittet fordeles til nabolamellene. Dette fører til at det oppstår høye konsentrasjoner av spenninger som kan bli kritiske med tanke på glidning (Ekholm & Kliger, 2014). Hvis kravet om at det ikke oppstår glidning mellom lamellene ivaretas vil det være en forutsigbar nedbøyning over platen. I områder i nærheten av en buttskjøt vil da friksjonskraften sørge for at spenningene overføres inn i nabolamellene, og eventuelt videre utover. Tilsvarende på andre siden av buttskjøten vil kreftene føres tilbake til den opprinnelige lamellen på grunn av nedbøyningen.

Høydens påvirkning på analysen

Høyden har i hovedsak tre innvirkninger på analysen:

1. Høyden gir oppspenningskraften og setter dermed grunnlaget for skjærkapasiteten i snittet mellom lamellene.
2. Høyden er avgjørende for arealet skjærspenningene tas opp over.
3. En større høyde gir større stivhet i bjelkene. Stivhet for et legeme er $E \times I$, altså E-modul multiplisert med annet arealmoment, I . I for rektangulære tverrsnitt er $I = \frac{b h^3}{12}$, det er altså tydelig at høyden spiller en stor rolle for stivheten.

Selv om momentkapasitet og nedbøyning er sett bort fra i denne oppgaven så vil høyden påvirke resultatene på grunn av stivheten det gir lamellene. Dette blir videre drøftet i kap. Diskusjon.

Bakgrunn for spenningsfordeling i håndberegningene

Det ble gått ut fra en modell der spenningene i snittet mellom lamellene fordeler seg lineært fra maks til null i lengderetningen, og jevnt over høyden. Denne ble sammenlignet med en modell med jevn fordeling både over høyden og lengden. Det siste er et teoretisk ideelt tilfelle der det oppnås full friksjonskapasitet over et minimalt område, og kan ses på som en plastisk beregning.

NS-EN 1995-2 Prosjektering av trekonstruksjoner – Del 2: Bruer

Det er den tekniske komitéen CEN/TC 250 «Structural Eurocodes» som gir ut EN-1995-2 «Design of timber bridges – Part 2: Bridges» i tillegg til de andre Eurokodene for bærende konstruksjoner. CEN er en samling av nasjonale standardiseringskomitéer, og er offisielt anerkjent av EU (CEN European Committee for Standardization, hentet 27.02.2018). Eurokodene er europeiske standarder som får status som nasjonale standarder hos alle medlemslandene. CEN har gitt ut Eurokoder for konstruksjon siden 1989, men arbeidet med standardisering av retningslinjer for tekniske regler innen byggearbeider i Europa ble startet i 1975 av Kommisjonen for De europeiske fellesskap. EN 1995 er standarden for prosjektering av trekonstruksjoner. EN 1995-2 er del 2, som omhandler bruer. Den beskriver prinsipper og krav for å oppnå sikkerhet, brukskrav og varighet for trebruer. Den siste utgaven av denne eurokoden ble gitt ut i 2004. (CEN European Committee for Standardization, 2004).

Denne standarden ble fastsatt som Norsk Standard i 2005, og i 2010 ble det nasjonale tillegget utgitt. Det inneholder ulike parametere som fastsettes nasjonalt, og disse er gjeldende for bruk av standarden i Norge. (Standard Norge, 2004).

Krav til oppspenning

Standard Norge (2004) angir i kapittel 6.1.2 «Spennlaminerte dekkeplater» at oppspenningen skal sørge for at det ikke på noe tidspunkt oppstår glidning mellom lamellene. Punkt (2) angir at følgende krav bør oppfylles:

$$F_{v,Ed} \leq \mu_d \sigma_{p,min} h$$

der:

$F_{v,Ed}$: dimensjonerende skjærkraft per lengdeenhet

μ_d : dimensjonerende friksjonskoeffisient

$\sigma_{p,min}$: minste gjenværende forspenningstrykk etter lang tid

h : platetykkelse

Dette fastslår at skjærkraften ikke må overskride skjærkapasiteten i snittet mellom lamellene, som beskrevet over.

Dette kravet er omdiskutert, og i Statens Vegvesens Håndbok N400 – Bruprosjektering (Vegdirektoratet, 2015) finner vi et annet uttrykk:

$$\sqrt{\left(\frac{V_V}{\mu_{0,d}}\right)^2 + \left(\frac{V_H}{\mu_{90,d}}\right)^2} \leq p_{min}$$

der:

V_V : vertikalt skjær per løpemeter (plateskjær), regnet jevnt fordelt over høyden

V_H : horisontalt skjær per løpemeter (skiveskjær), regnet med parabolisk fordeling over platebredden

$\mu_{0,d}$: dimensjonerende friksjonskoeffisient parallelt med fiberretningen

$\mu_{90,d}$: dimensjonerende friksjonskoeffisient normalt på fiberretningen

p_{min} : minste spennkraft (etter alle tap) per løpemeter

I dette tilfellet tas det hensyn til ulike skjærvirkninger, samt at det er ulik friksjonskoeffisient i de ulike retningene. Denne samme formelen vil erstatte det eksisterende kravet i NS-EN 1995-2 i neste revisjon, ifølge Abrahamsen (se Vedlegg 4).

For tilfeller med konsentrerte laster angir punkt 6.1.2 (5) i NS-EN 1995-2 et minimumskrav for oppspenning, tilsvarende $\sigma_{p,min}$ og p_{min} i formlene over. Bakgrunnen for dette punktet er at dersom en konsentrert last opptrer i nærheten av en buttskjøt må det sikres at det ikke oppstår glidning mellom lamellene som følge av at buttskjøten ikke kan overføre noen krefter. Ved en konsentrert last i nærheten av en buttskjøt må spenningene som nevnt over overføres til nabolamellene ved friksjon, for så å føres tilbake til neste bjelke. Kravet i dag er at minste forspenningstrykk etter lang tid aldri skal være mindre enn 0,35 N/mm². (Standard Norge, 2004)

NS-EN 1995-2 kap. 6.1.2 (10) beskriver fordelingen av buttskjøter for å sikre fullstendig overføring av skjærkrefter via friksjon. Det tillates buttskjøt i hver fjerde bjelke i et tverrsnitt og det er i tillegg et krav til avstanden mellom tverrsnitt med buttskjøt i lengderetningen, l_1 (se Figur 5). Kravet er dårlig formulert, men det tolkes som at l_1 ikke kan være mindre enn den største av de tre:

$$l_1 = \min \begin{cases} 2d \\ 30t \\ 1,2 \text{ m} \end{cases}$$

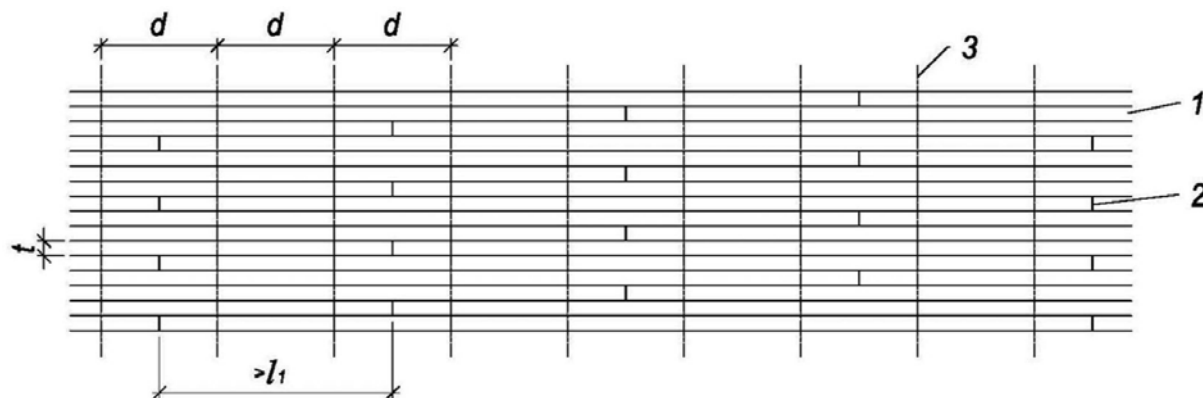
der:

d : avstanden mellom spennstagene

t : tykkelsen av lamellene

Dette vil imidlertid endres til neste revisjon og vil da bli:

$$l_1 \geq \max \begin{cases} 2d \\ 25t \\ 1,2 \text{ m} \end{cases}$$



Figur 5 - Fordeling av buttskjøter i tverrspent dekke iht. neste revisjon av EN 1995-2 (se Vedlegg 4).

d : avstand mellom oppenningsstag

t : tykkelsen av lamellene i tverretning

1 : lamell

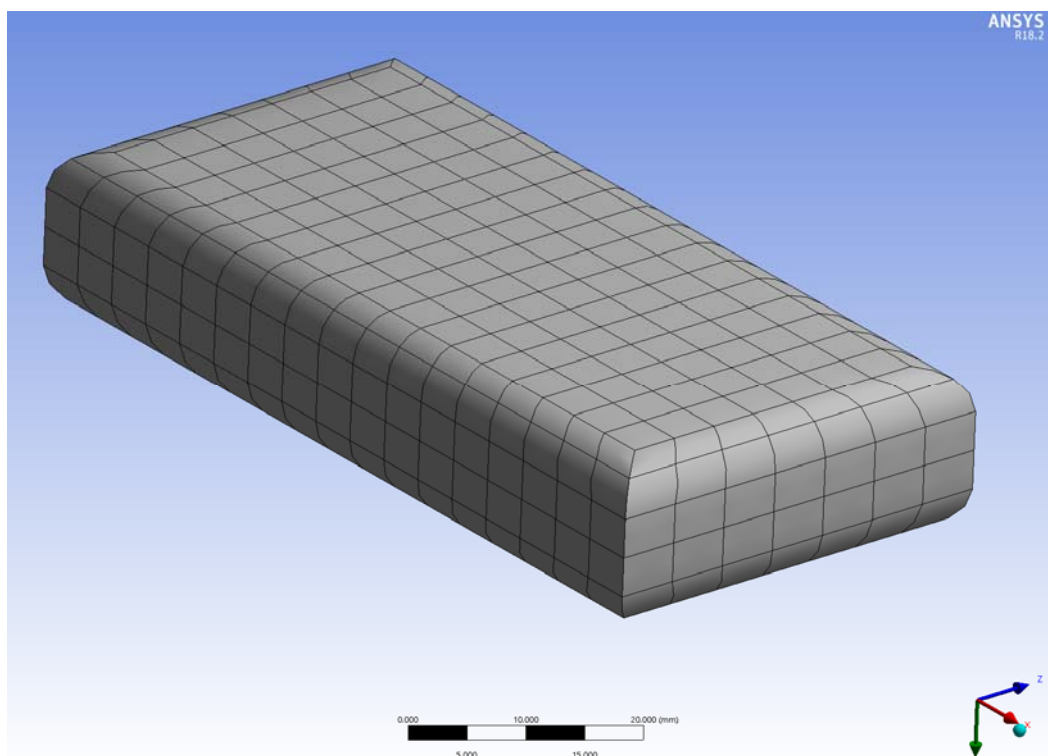
2 : buttskjøt

3 : oppenningsstag

Endelig elementanalyse

Endelig elementanalyse, eller Finite element analysis (FEA), er en matematisk metode som brukes for å numerisk løse problemstillinger der håndberegninger ikke er tilstrekkelig. Metoden går ut på å dele inn en modell i et endelig antall små elementer (finite elements) som analyseres, for så å legge sammen løsningene. I en strukturell endelig elementanalyse finner man forskyvningene til strukturer som er påsatt en last. En last kan være krefter på utsiden av strukturen (for eksempel trykk), krefter som oppstår inni strukturen selv (for eksempel akselerasjon eller magnetiske krefter), kontaktkrefter som oppstår mellom legemer eller kombinasjoner av disse. Ut fra forskyvningen man finner kan man deretter regne ut forskjellige typer spenninger. Det finnes utallige programmer som utfører FE-analyse, og dermed også mange ulike måter å løse det på. I denne oppgaven ble ANSYS Mechanical brukt. Dette er en tilnærming som gjør det mulig å løse svært komplekse problemer, men det krever også bearbeiding for å lage en så god modell som mulig.

Inndeling av endelige elementer



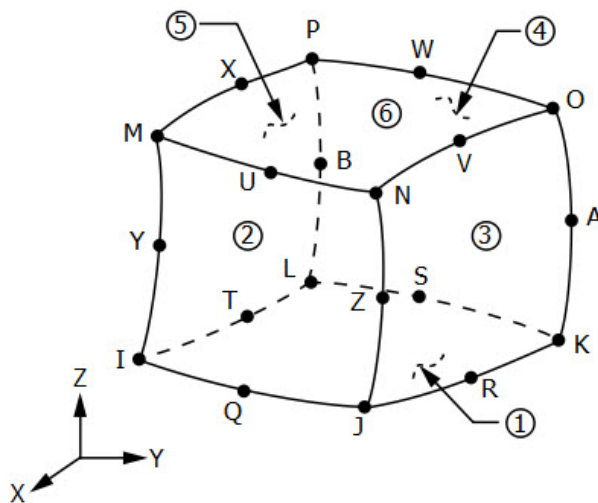
Figur 6 - Elementinndeling for en avrundet struktur

I oppgaven modelleres det volumelementer. Disse deles så inn i et små elementer. Elementinndelingen (mesh) er en sentral del av en elementanalyse. Inndelingen beskriver

hvordan et legeme er delt opp i elementer. Et fint mesh har mange små elementer, og gir høy nøyaktighet til løsningen. Ulempen er lang kjøretid. Et grovt mesh har få elementer, lav nøyaktighet i de fleste tilfeller, men rask kjøretid.

Volumelementer

Solid186 er det forhåndsinnstilte volumelementet i ANSYS Mechanical. Det er et 20-noders 3D-element der alle nodene har tre frihetsgrader: translasjon i X-, Y- og Z-retning.



Figur 7 - Illustrasjon av et solid186-volumelement

Lineære og ikke-lineære analyser

Elementanalyser klassifiseres i lineære og ikke-lineære analyser. En lineær analyse går raskere og krever mindre regnekraft, men hviler på visse forutsetninger som må være tilfredsstillende for at resultatet skal være troverdig. Den viktigste av disse antakelsene er antakelsen om små forskyvninger. En nyttig karakteristikk med lineære FEA er at resultatet er proporsjonalt med inputen: Multipliserer man input (på satt kraft, trykk, akselerasjonskrefter etc) med en skalar, vil forskyvninger og spenninger også bli multiplisert med denne skalaren. Er dette ikke tilfelle, er ikke analysen lineær.

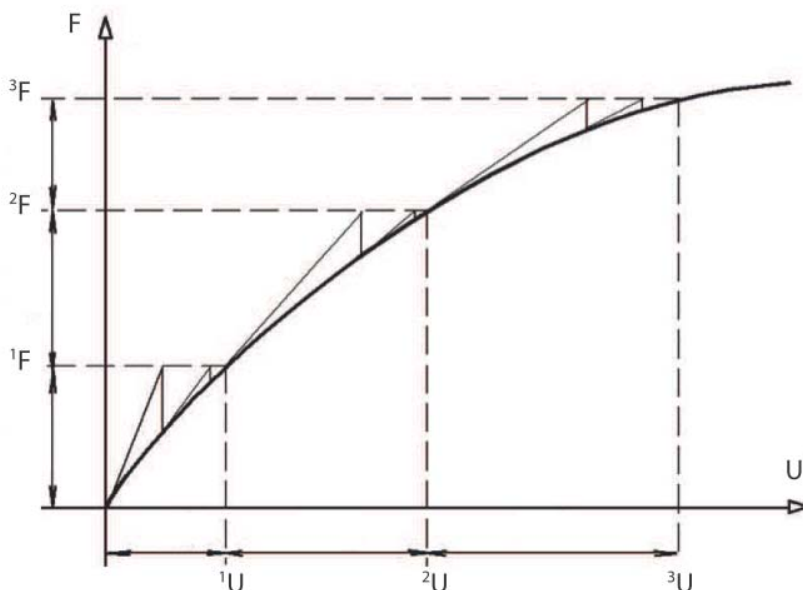
En ikke-lineær FEA (NLFEA) foregår ved at man kjører mange lineære analyser etter hverandre, suksessivt. Det er vanlig å gjøre dette ved å sette lasten på strukturen gradvis, over flere last-steg.

For hvert last-steg balanseres indre spenninger med påsatt last. Men fordi geometri, kontakt og materiale kan endre seg ulineært i en ikke-lineær FEA, vil også de indre spenningene forandre seg ulineært. Løseren må derfor iterere seg frem til den finner den forskyvningen som gir spenninger som balanserer den påsatte lasten. Iterasjonene kan skje på flere forskjellige måter; man kan lage en ny stivhetsmatrise for hver iterasjon, man kan bruke samme stivhetsmatrise flere iterasjoner, eller man kan tilnærme eller delvis oppdatere stivhetsmatrisen per iterasjon.

En typisk ikke-lineær elementanalyse er illustrert på Figur 8- Visualisering av en standard ikke-lineær finite element løser. Her legges lasten på over tre laststeg, kalt 1F , 2F , 3F i. 3F er siste laststeg, og er den totalt lasten som er påført i analysen. I det første laststeget legger løseren på lasten 1F . Løseren itererer seg deretter frem til den har funnet den forskyvningen som skaper de spenningene som balanserer den påsatte lasten 1F . Når denne likevekten er funnet, legges neste last-inkrement, 2F , på. Deretter gjentas prosedyren. Man kan ha fra ett til mange tusen laststeg, alt ettersom hva slags analyse man kjører.

Det er også mulig å bruke andre likevektskriterier en kraftlikevekt, som likevekt i moment, forskyvning og rotasjon.

For å sikre dette kan det brukes myke fjærer som sikrer noe stivhet i alle frihetsgrader. Dersom en modell ikke er stabil før et visst laststeg vil det kunne oppstå problemer med å kjøre analysen, (ANSYS, Release 18.1)

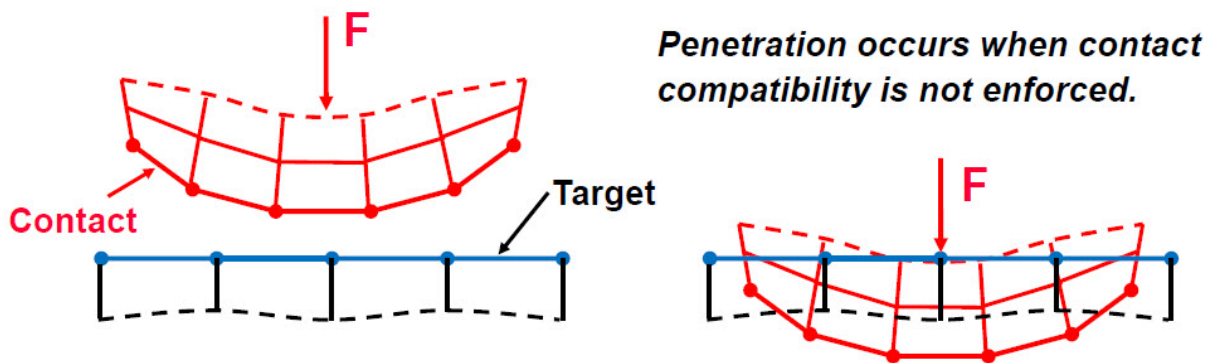


Figur 8 - Visualisering av en standard ikke-lineær finite element løser (Ivanco, 2011)

Kontaktelementer og ortotropisk friksjon

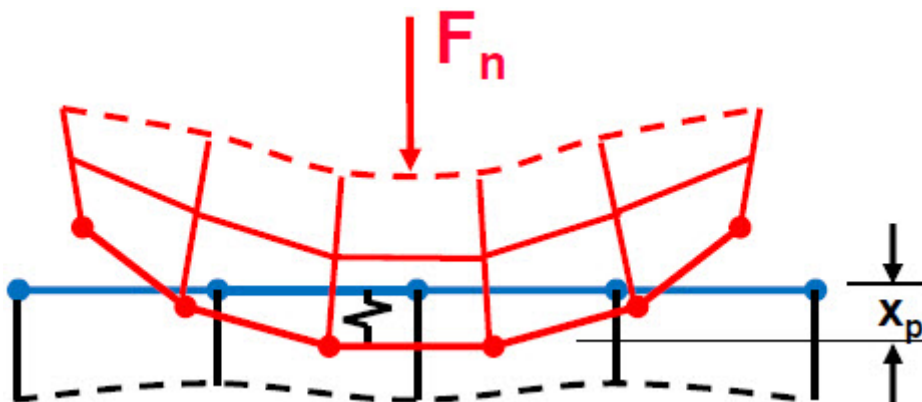
For analysen av spennlaminerte dekker er det avgjørende å sette opp kontakten mellom lamellene på en god måte. Her forklares noen aspekter som er relevante for denne oppgaven.

Kontakt oppstår når to separate kropper (bodies) er nær hverandre. Siden fysiske kropper ikke kan gå inn i hverandre trenger vi å definere et forhold mellom dem som forhindrer dette. Dette kalles kontaktkompatibilitet (contact compatibility).



Figur 9 – Penetring av overflate (ANSYS, Release 18.1)

På overflatene til kroppene defineres det overflateelementer, den ene er kontakt (contact) og den andre mål (target). De forhåndsdefinerte kontaktelementene som brukes er conta174 og targe179. Dette er elementtyper som håndterer at volumene på begge sider er fleksible. Det finnes ulike typer definisjoner av hvordan denne mekanismen fungerer. Forhåndsinnstillingen kalles «pure penalty», og det er denne som brukes i dette tilfellet. Den beskriver forholdet slik:



Figur 10 - Kontaktkompatibilitet for "pure penalty"-definisjon.(ANSYS, Release 18.1)

Pure penalty bruker en tilnærming til en fjær for å overføre kontakttrykk mellom to kropper. En node på kontakt som passerer en elementgrense på et målelement vil bli påført en kraft som

tilsvarer $F = k x_p$. Deretter tiltrer en iterasjonsprosess der den noden flyttes frem og tilbake og også target-elementene flyttes, inntil de to «lander» side om side. Kontakt detekteres først når en node har passert et target-element, og det er derfor et lurt å velge kontakt-siden til å være den siden som har finest mesh.

Det kan velges mellom fem ulike kontaktyper: bonded, no separation, frictionless, rough eller frictional. Videre under disse valgene er det mange innstillinger som definerer kontakten. For denne oppgaven ønsker vi å ha en friksjonskontakt mellom overflatene, problemet med de forhåndsinnstilte kontaktypene i ANSYS Mechanical er at det ikke finnes ortotropisk friksjon.

For å sette opp dette må det legges til kommandoer fra ANSYS Mechanical APDL. Innstillingene fra Mechanical kan likevel brukes ved å sette en frictional kontakt med friksjonskoeffisient 0. Friksjonskontakt medfører en usymmetrisk stivhetsmatrise, som medfører lenger kjøretid.

Det er flere måter å legge inn koder fra APDL. På den måten har man kontroll på hvilken rekkefølge kontaktene defineres på. Ortotropisk friksjon aktiveres ved å bruke koden:

```
tb, fric, (MATID) , , , ortho
```

Friksjonskoeffisienten settes på kontaktelementet, det er derfor dette som velges som MATID. Videre settes friksjonskoeffisientene MU1 og MU2 slik:

```
tbdata, 1, MU1, MU2
```

Der MU1 er hovedretningen til elementet og MU2 er sekundærelementet. Det er viktig å sørge for å ha kontroll på det lokale koordinatsystemet til kontaktelementet, slik at det blir rett koeffisient i de to retningene. (ANSYS, Release 18.1)

Metode

Denne oppgaven ble innledet av en samtale med Rune Abrahamsen, direktør for Moelven Limtre AS og Norges representant i komitéen som utarbeider Eurokode 5. Han presenterte et tema han mente det finnes lite vitenskapelig dokumentasjon om. Det ble utført en litteraturstudie for å kontrollere dette, i tillegg til innhenting av bakgrunnsinformasjon fra andre kilder. For å løse problemet ble det planlagt å gjøre en analyse i et elementanalyseprogram, i tillegg til en håndberegning for kontroll av resultatene.

Litteraturstudie og informasjonsinnhenting

Samtaler med Rune Abrahamsen ga grunnlag for basiskunnskap om tverrspente brudekker. Dette har vært til stor hjelp ved videre litteraturstudie og bakgrunnstudier.

Det gjeldende regelverket for tverrspente dekker i NS-EN 1995-2 ble studert, i tillegg til et utkast av en ny revisjon av denne standarden (se Vedlegg 4)

Det ble undersøkt hva som er gjort av vitenskapelig arbeid om temaet tidligere. Forventningene var at det er lite om dette konkrete temaet, men at det finnes en del litteratur som er med på å bygge opp teorien rundt.

En mye referert kilde er boka Timber Bridges av MA Ritter, og kapittel 9 «Design of longitudinal stress-laminated deck superstructures» ble studert (Ritter, 1990).

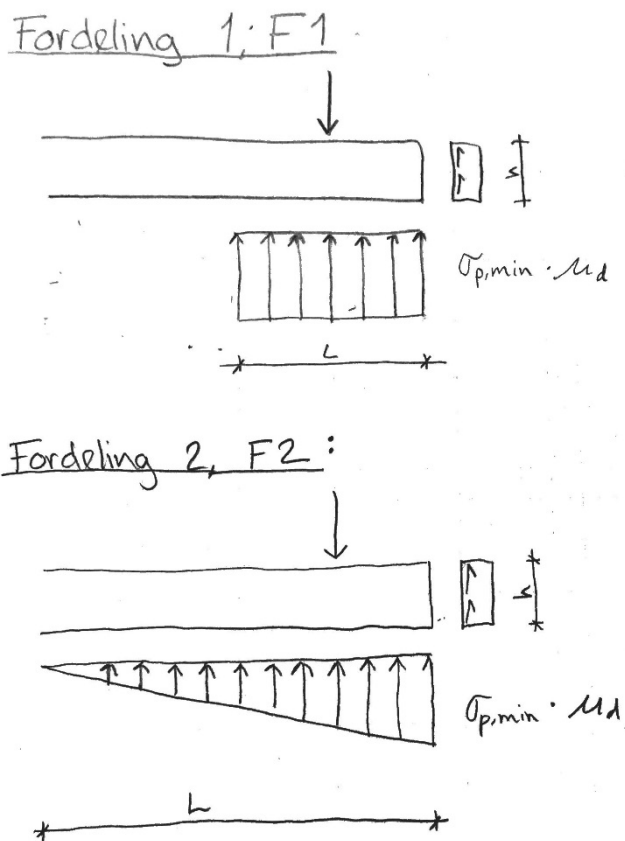
Det ble søkt etter litteratur på universitetets vitenskapelige søkemotor, Oria, og på Googles vitenskapelige plattform Google Scholar. Søkene "stress laminated timber decks butt joints" og "stress laminated timber decks concentrated load" ble brukt. I Oria på NMBU ga det 36 treff, få av relevans. På Google Scholar ga de 5270 treff, men det ble funnet lite av interesse. Søket «tverrspent tredekke» ga 12 treff på Google Scholar. I tillegg ble referanselistene til de aktuelle studiene som ble funnet gjennomgått.

Bakgrunnsinformasjon har også blitt hentet i Statens Vegvesens database av rapporter. (Statens vegvesen, 2018)

Håndberegninger

Analysene ble validert ved enkle likevektsberegninger for å finne opplagerkrefter.

Det ble laget to enkle modeller av spredningen av skjærspenning i snittet mellom to lameller. En stor utfordring var å finne en modell som ville representere virkeligheten. Det ble derfor laget en modell som ble regnet som konservativ, og en som var et ideelt tilfelle. Den første var en modell der spenningene fordeler seg lineært fra maks til null i lengderetningen, med maksverdi ved skjøten. Denne kalles F1. I den andre modellen, F2, ble spenningene holdt konstant på maksimalverdi fra skjøten og bakover. For begge modellene ble spenningene betraktet som konstante over høyden av snittet. Det var da tenkelig at resultatene fra analysene havnet et sted i mellom disse to. Beregningene ble gjort for alle høydene og spenningene.

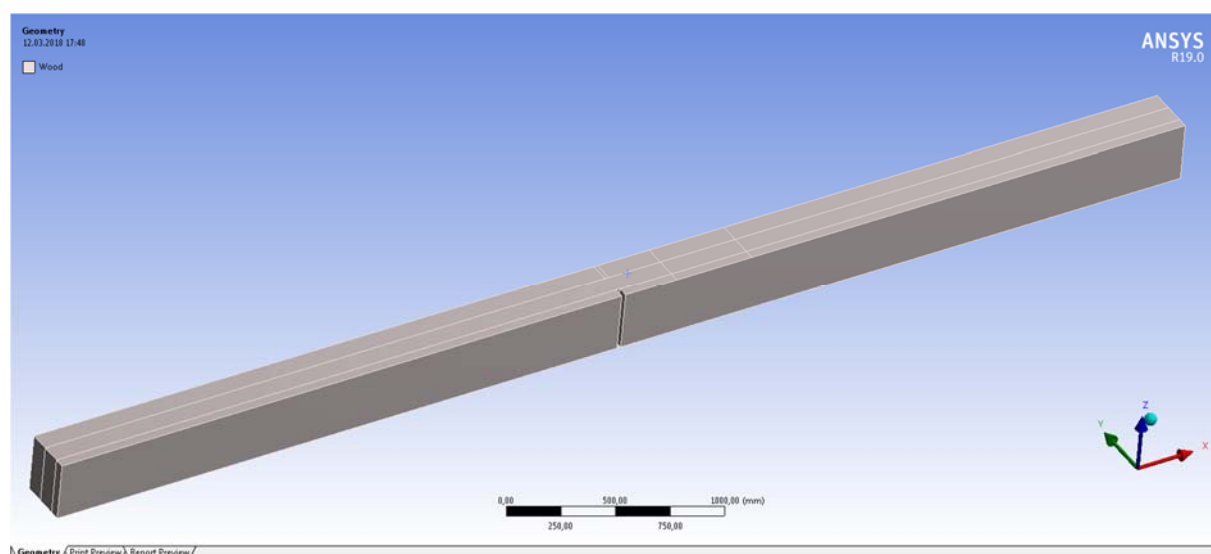


Figur 11 - To ulike modeller for fordeling av friksjonsspenninger

Modellering og analyse i ANSYS Structural Analysis

Det ble gjort FE-analyser av en modell av et tverrspent dekke. Arbeidet ble utført i ANSYS Workbench, der det ble opprettet et «static structural» prosjekt, med en geometrisk modell fra SpaceClaim og med en kombinasjon av ANSYS Mechanical og ANSYS APDL. Modelleringen krevde grundig opplæring i ANSYS Mechanical, i tillegg til utvidet forståelse i forbindelse med at det ble lagt inn manuelle koder fra ANSYS APDL for å oppnå ønskede virkninger. Den kompliserte metoden gjorde at det ble besluttet å modellere en forenklet modell som er et utsnitt av et dekke.

Modell

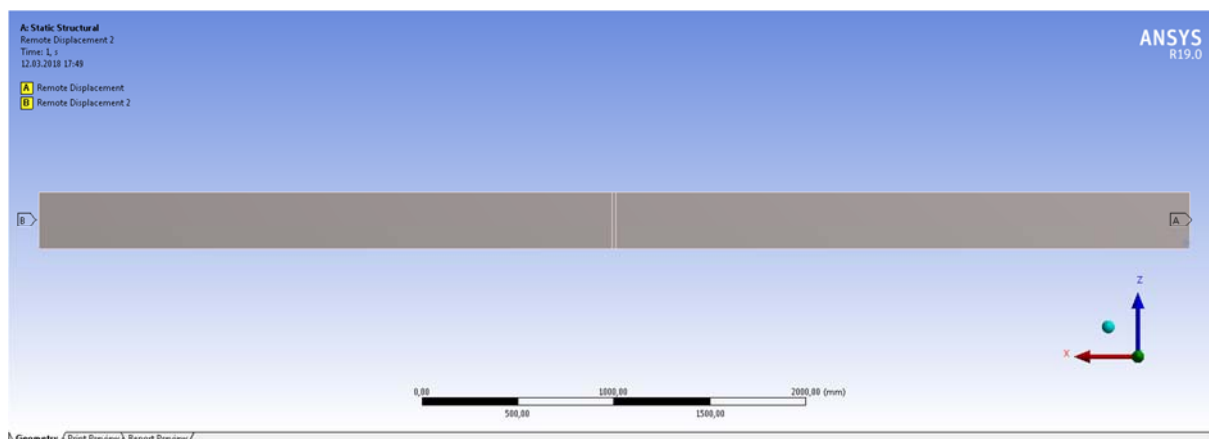


Figur 12 - Modell med $h = 300$

Modellen ble bygget opp som en volummodell. For å minske kjøretiden ble kun halve modellen modellert, og det ble brukt et symmetriplan i X-Z planet, gjennom den midterste lamellen. Det ble da modellert to og en halv lamell, der den halve lamellen har en buttskjøt midt på. Lamellbredden var 119 mm. Det ble først kjørt noen testanalyser for å finne en lengde som ikke ville påvirke resultatet nevneverdig. Det ble så valgt en lengde på 6000 mm. For å se påvirkningen av høyden ble det brukt tre ulike høyder: 300 mm, 600 mm og 900 mm.

Statisk system

Den midterste lamellen er fritt opplagt. Det ble satt på en remote displacement i endeflatene, med krav om 0 mm forskyvning i x-, y- og z-retning for den ene enden (A), mens den andre enden (B) er fri for forskyvning i x-retning. Det er fri rotasjon med rotasjonspunkt midt på endeflaten. Dette betyr at vi har et fastlager A og i glidelager i B.



Figur 13 - Opplagerbetingelser

Årsaken til at kun den midterste lamellen ble lagt opp var å sikre at opplagerbetingelsene skulle påvirke resultatet i minst mulig grad. På denne måten ble spenningene kontrollert slik at de måtte forflytte seg fra den lamellen som hadde en skjøt til nabolamellen og så tilbake.

Det ble lagt på et horisontalt trykk mot sideflatene av de ytterste lamellene (på tvers av brua), som representerer oppspenningen. Oppspenningen varierer fra 0,15 N/mm² til 0,35 N/mm² i de ulike analysene. Se figur Figur 14 - Horisontallast og oppspenning.

Materialelegenskaper

Siden spenningene aldri kommer opp i det ikke-lineære omtrådet uansett, har vi valgt å bruke en lineær material-modell av tre. E-modul for limtre ble satt til 13 000 N/mm². NS-EN 1995-2 angir følgende forholdstall for bruk i spennlaminerte dekkeplater med høllet overflate:

$$E_{90,\text{mean}}/G_{0,\text{mean}} = 0,02$$

$$G_{0,\text{mean}}/E_{0,\text{mean}} = 0,06$$

$$G_{90,\text{mean}}/G_{0,\text{mean}} = 0,10$$

I tillegg oppgis tverrkontraksjonstall til å være 0 (Standard Norge, 2004). Dette gir følgende verdier:

$$E_x = 13\ 000$$

$$E_y = E_z = 260$$

$$G_{xy} = G_{yz} = 780$$

$G_{xz} = 78$

Kontaktelementer

Kontaktelementene ble definert med en side som contact og en som target. Type ble valgt til frictional, og friksjonskoeffisienten satt til null. Det ble valgt en usymmetrisk (asymmetric) oppførsel. Det ble til slutt lagt til et kommandofelt for APDL-kode for å legge til friksjonskoeffisienter. Følgende kode ble brukt:

```
/prep7
```

```
tb, fric, cid_1,,ortho
```

```
tldata, 1, 0.25, 0.3
```

```
tb, fric, cid_2,,ortho
```

```
tldata, 1, 0.25, 0.3
```

```
esel, s, type,,cid_1
```

```
emodif, all, esys, 100
```

```
allsel
```

```
esel, s, type,,cid_2
```

```
emodif, all, esys, 100
```

```
allsel
```

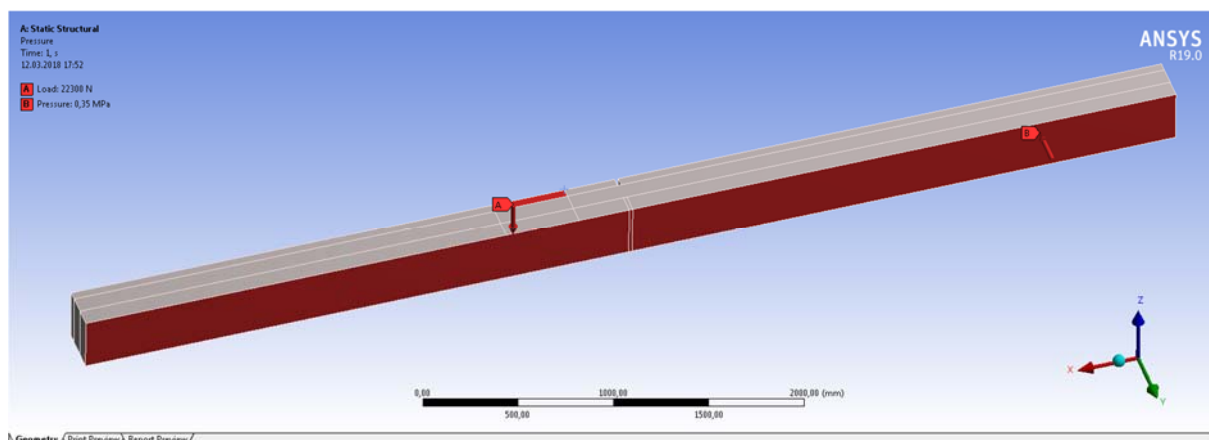
```
/solu
```

Friksjonskoeffisientene ble satt til 0,25 i lengderetning og 0,3 tvers på fiberretningen, i henhold til NS-EN 1995-2 tabell 6.1. (Standard Norge, 2004).

Last

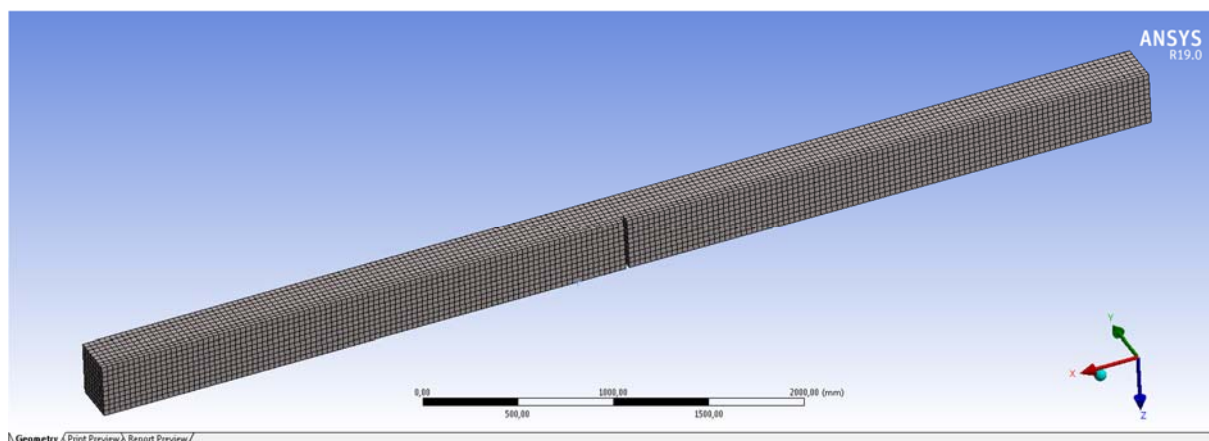
NS-EN 1991-2 gir fire ulike lastmodeller som det skal kontrolleres for. I dette tilfellet er det lastmodell 2 som er dimensjonerende, fordi den gir størst konsentrert last. Det oppgis en boggilast på 400 kN som gir hjullaster på 200 kN på hvert hjul (Standard Norge, 2003). Hver hjullast skal fordeles på et område som er 0,4 m * 0,4 m. Vi får da en jevnt fordelt last på $200 \text{ kN} / (0,4 \text{ m} * 0,4 \text{ m}) = 937,6 \text{ kN/m}^2$. Siden lamellene har en tykkelse på 0,119 m får vi en total

last på lamellen på $937,6 \text{ kN/m}^2 * 0,4 \text{ m} * 0,119 \text{ m} = 44,63 \text{ kN}$. Siden modellen er symmetrisk og kun halve den midterste lamellen er modellert så ble det satt på en last på 22,3 kN. Denne ble plassert i en avstand 275mm fra buttskjøten og over hele bredden og 400 mm bakover.



Figur 14 - Horisontallast og oppspenning

Elementtype og elementinndeling



Figur 15 - Elementinndeling

Elementstørrelsen ble satt til 30 mm, og elementinndelingen ble gjort automatisk.

Analyseinnstillinger

| | | |
|-----|---------------------------------|--------------------|
| [-] | Step Controls | |
| | Number Of Steps | 2, |
| | Current Step Number | 1, |
| | Step End Time | 1, s |
| | Auto Time Stepping | On |
| | Define By | Substeps |
| | Initial Substeps | 10, |
| | Minimum Substeps | 2, |
| | Maximum Substeps | 1000, |
| [-] | Solver Controls | |
| | Solver Type | Program Controlled |
| | Weak Springs | On |
| | Spring Stiffness | Program Controlled |
| | Solver Pivot Checking | Program Controlled |
| | Large Deflection | On |
| | Inertia Relief | Off |
| [+] | Rotordynamics Controls | |
| [+] | Restart Controls | |
| [-] | Nonlinear Controls | |
| | Newton-Raphson O... | Unsymmetric |
| | Force Convergence | Program Controlled |
| | Moment Convergence | Program Controlled |
| | Displacement Conve... | Program Controlled |
| | Rotation Convergen... | Program Controlled |
| | Line Search | Program Controlled |
| | Stabilization | Off |
| [+] | Output Controls | |
| [+] | Analysis Data Management | |
| [+] | Visibility | |

Figur 16 - Analyseinnstillinger i ANSYS Mechanical

De innstillingene som var av betydning er markert i rødt.

Vår analyse har små spenninger, store forskyvninger og ulineær kontakt. Vi bruker store deformasjoner (ikke-lineær geometri) og ikke-lineær kontakt, og analysen er dermed en ikke-lineær analyse.

Det ble utført en statisk analyse. Kjøretiden var mellom en halv og fem timer.

Resultater

Håndberegninger

Validering av analyser

Likevektsberegninger gir følgende opplagerkrefter:

$$FA = 9477,5 \text{ N} \text{ og } FB = 12822,5 \text{ N}$$

Se Vedlegg 2 for utregning.

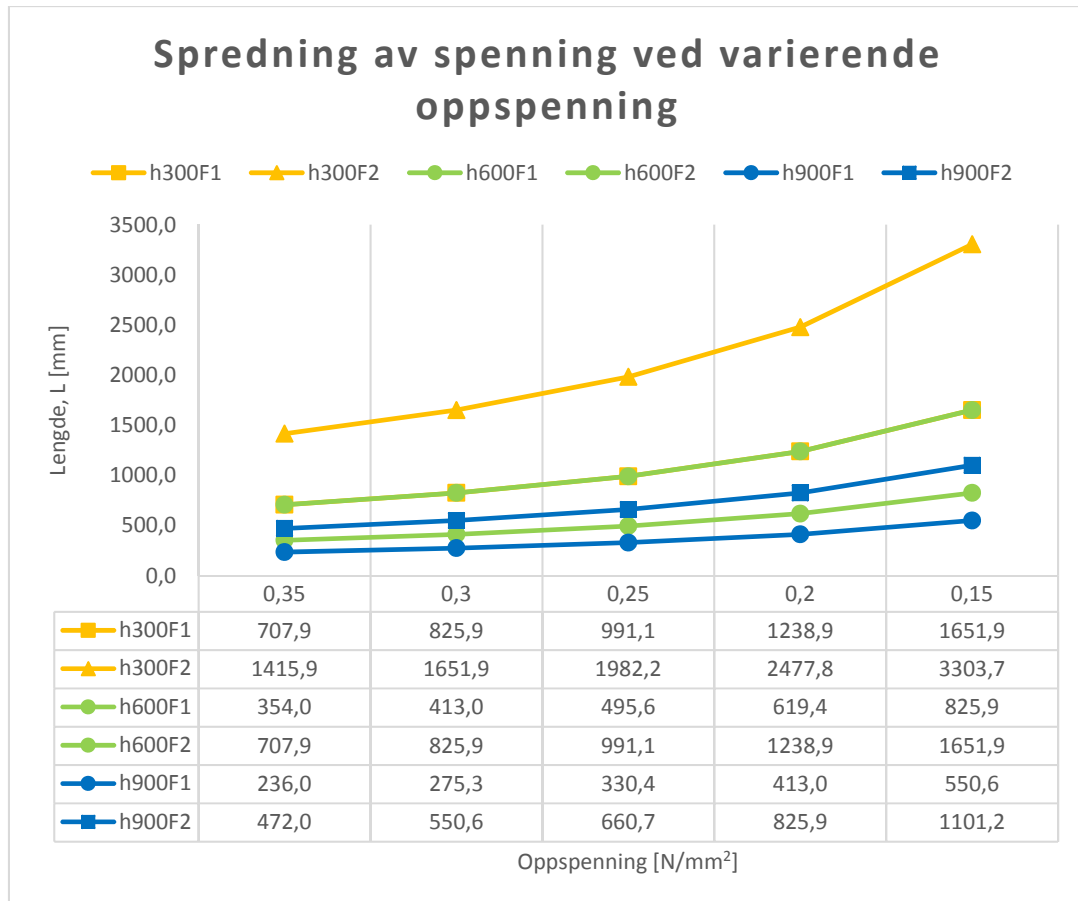
Reaksjonskreftene hentet ut fra ANSYS:

$$FA = 9348 \text{ N} \text{ og } FB = 12952 \text{ N}$$

Det er et lite avvik som skyldes at modellen i ansys har buttskjøt.

Estimat for spredning av friksjonskraft i lengderetningen

Resultatet fra håndberegningene er presentert i diagrammet under. Det er gått ut fra at den virkelige lengdespredningen vil ligge et sted mellom F1 og F2 for de ulike høydene. Ut fra kurvene kan det tydelig ses at en større høyde krever mindre oppspenning, dersom vi utelukkende så på skjærkapasitet i et snitt. Det er også klare indikasjoner på at høyden vil påvirke spredningen. Det bemerkes at kurvene for h300F1 og h600F2 er sammenfallende og derfor vanskelig å se.



Figur 17 - Fremstilling av spredningen av spenninger i lengderetning gitt av oppspenning

Elementanalyse

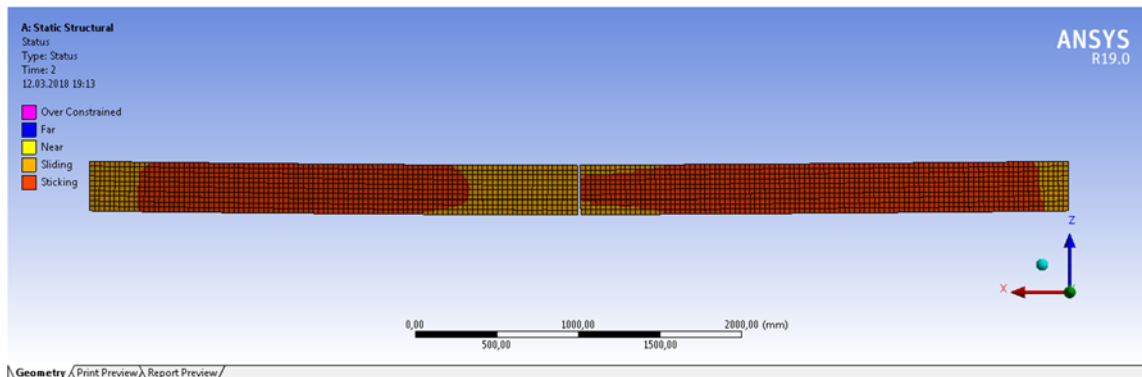
For elementanalysene ble det sett på hvor mye glipp som oppstår og hvilken avstand det glipper med. Teoretisk glipp oppstår med en gang et element oppnår en spenning som er høyere enn kapasiteten. Dette betyr ikke at bjelkene i virkeligheten sklir fra hverandre. På grunn av dette tas det med plott som viser hvor mye glipp det er snakk om og i hvilken spredning. Kapasiteten for spenningen er $\mu_d \times \sigma_{p,min}$, altså friksjonskoeffisienten multiplisert med oppspenningen.

Det har blitt satt et kriterium for å finne en teoretisk lengde, L, som viser spredningen av friksjonsspenningen i lengderetningen fra analysene. Kriteriet er tilsynelatende veldig konservativt, men er satt til avstanden fra skjøt et hvilket som helst element i kontaktflaten oppnår en friksjonsspenning som er lik halvparten av friksjonskapasiteten.

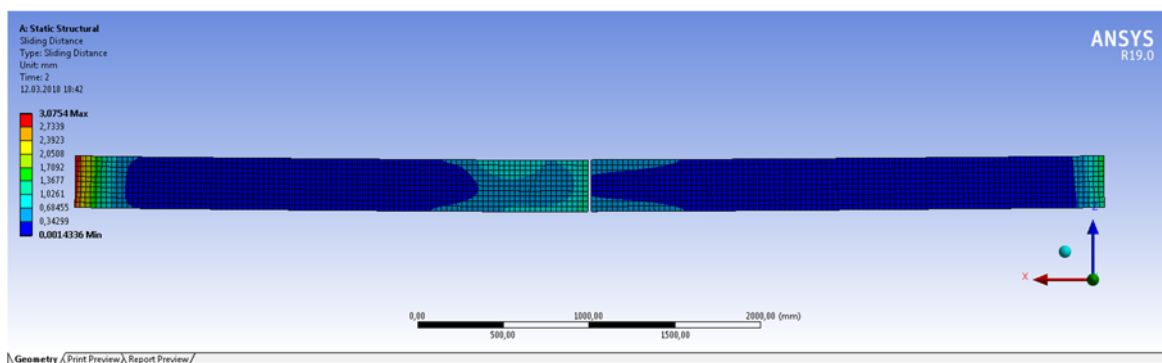
Resultatene som tas med regnes som de mest relevante for de ulike høydene.

H = 300

Analysene for dekket som er 300 mm høyt viser betydelig glipp ved oppspenning $\sigma = 0,35 \text{ N/mm}^2$. Det tas derfor ikke med resultater for lavere oppspenning.

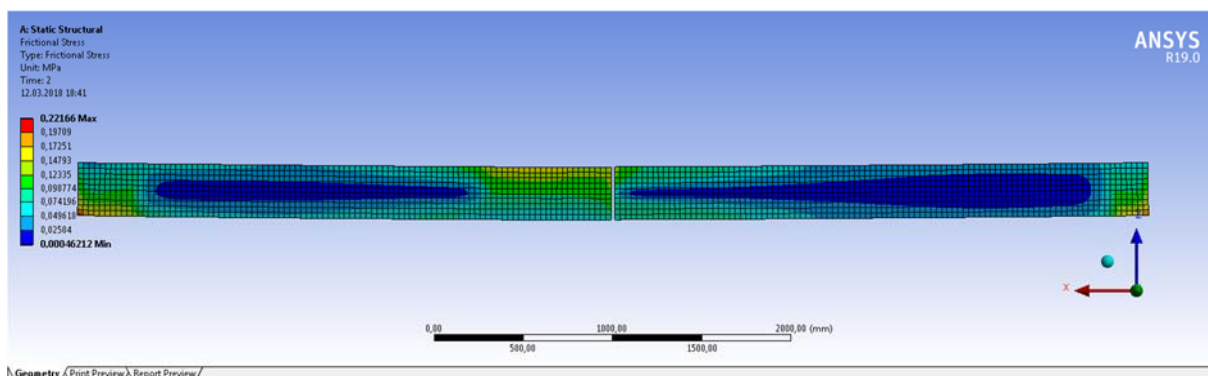


Figur 18 - Status for glidning ved $h = 300 \sigma = 0,35$



Figur 19 - Glideavstand ved $h = 300 \sigma = 0,35$

Friksjonsfordelingen i dette tilfellet er:

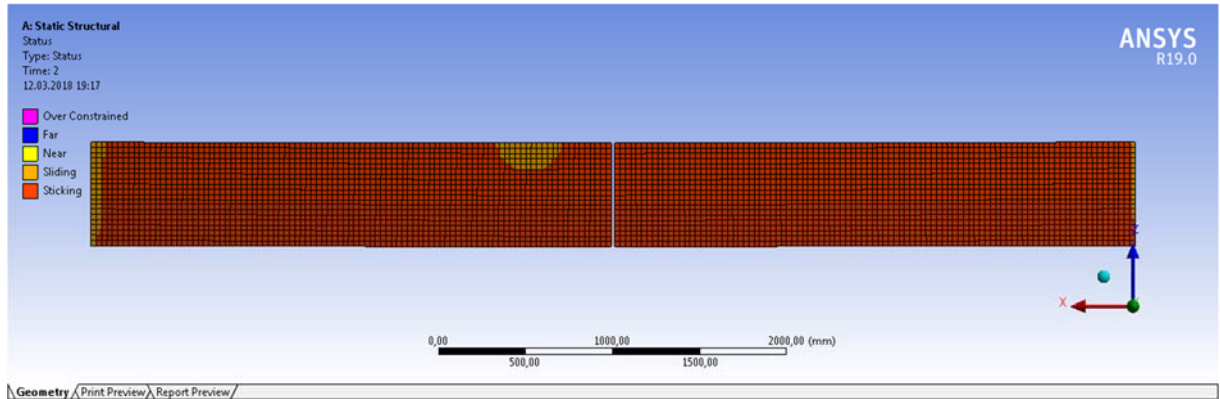


Figur 20 - Friksjonsspenning for $h = 300 \sigma = 0,35$

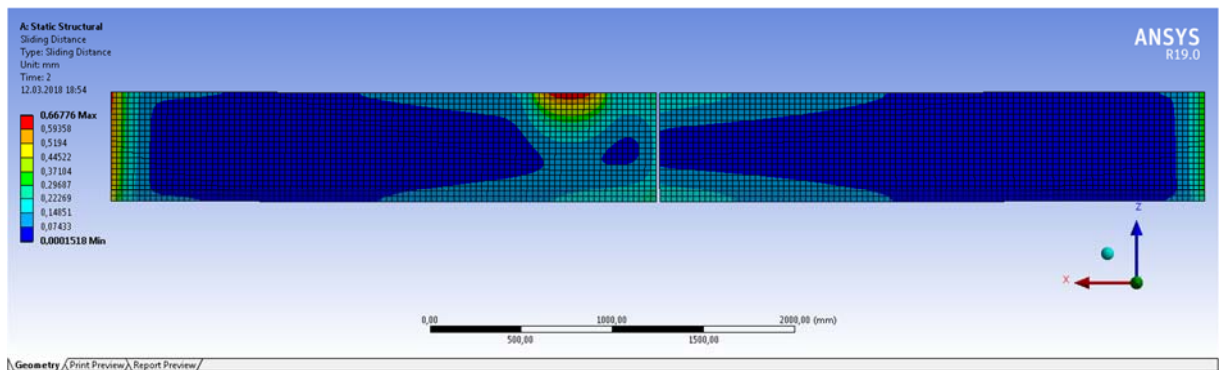
Avstanden til det punktet der ingen deler av tverrsnittet overskrider halve spenningskapasiteten er: $L = 1116,6 \text{ mm}$

$H = 600$

For oppspenning $\sigma = 0,35 \text{ N/mm}^2$ får vi her veldig lite teoretisk glipp. Se Figur 22 som viser at selv der det er teoretisk glipp så er avstanden det glipper med under 1 mm.

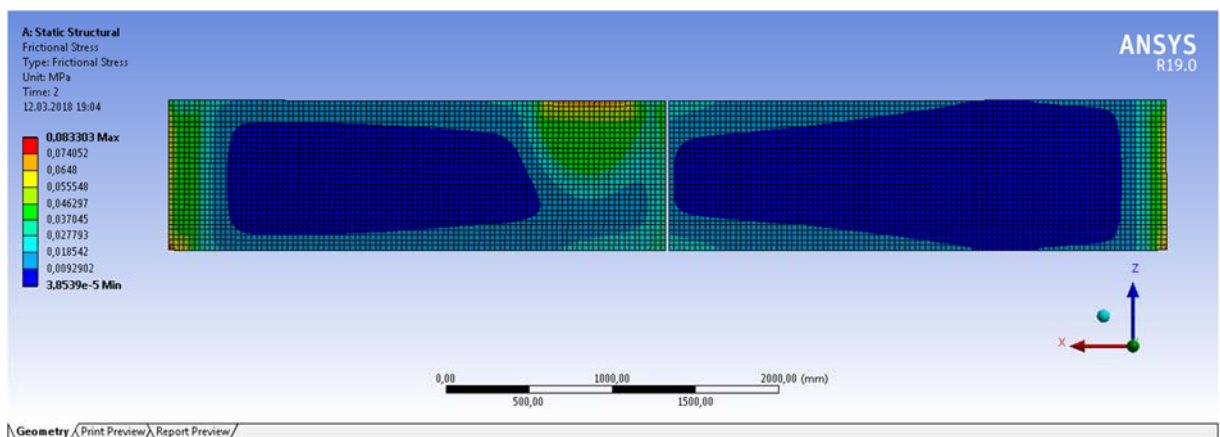


Figur 21 - Status for glidning ved $h = 600$ $\sigma = 0,35$



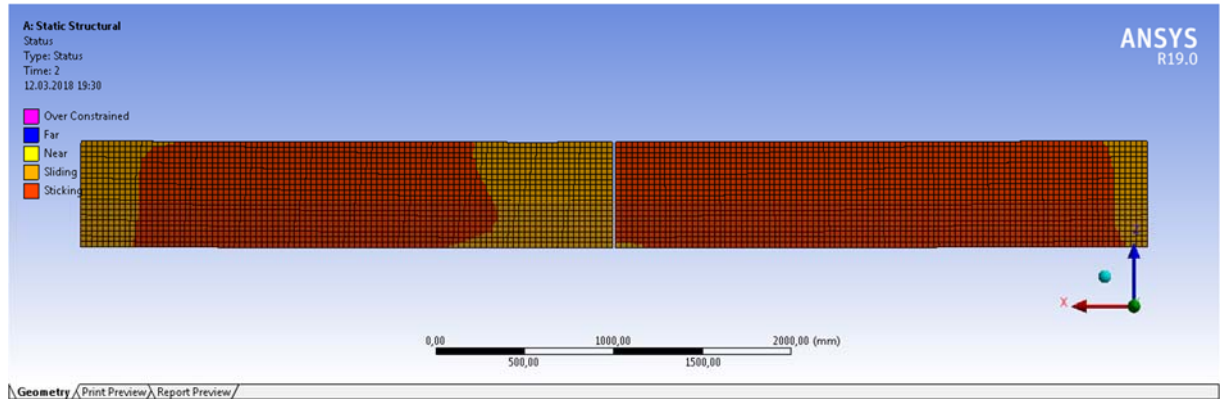
Figur 22 - Glideavstand ved $h = 600$ $\sigma = 0,35$

Fra friksjonsspenningsplottet er det også tydelig at det er snakk om veldig liten påvirkning fra lasten. For $\sigma = 0,35 \text{ N/mm}^2$ var: $L = 1014,5 \text{ mm}$

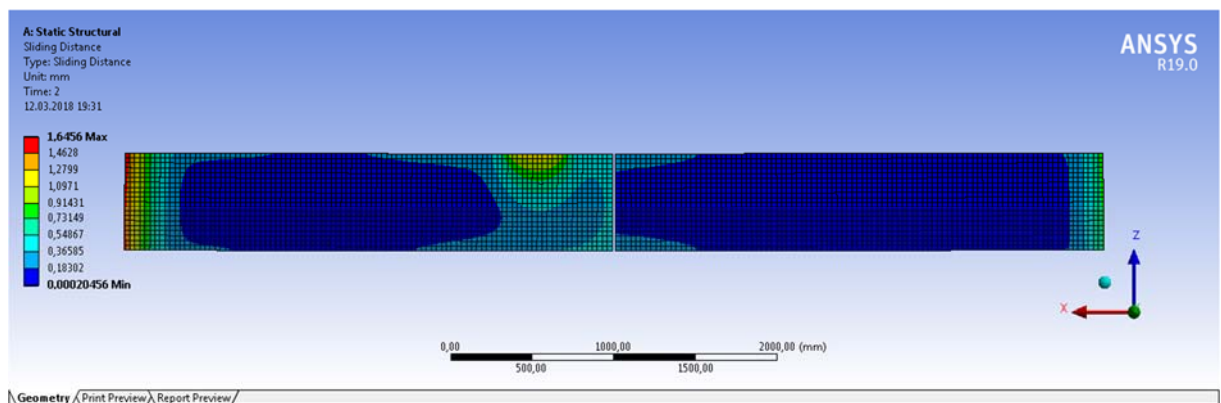


Figur 23 - Friksjonsspennning for $h = 600$ $\sigma = 0,35$

Flere analyser ble kjørt, og resultatene viser at det er et sted mellom $\sigma = 0,15 \text{ N/mm}^2$ og $\sigma = 0,2 \text{ N/mm}^2$ som ser ut til å gi best utnyttelse, derfor vises disse her. Resultatene fra den første av dem viser følgende plott:

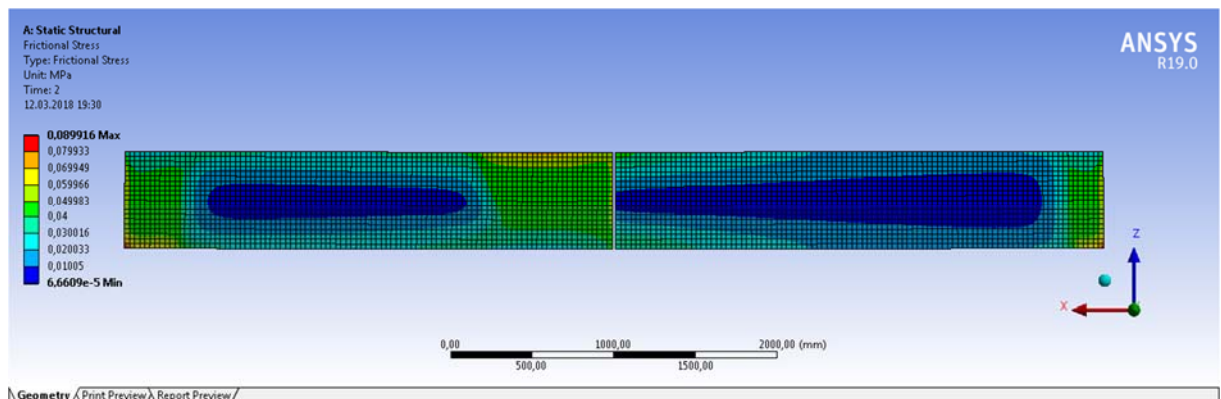


Figur 24 - Status for glidning ved $h = 600$ $\sigma = 0,15$



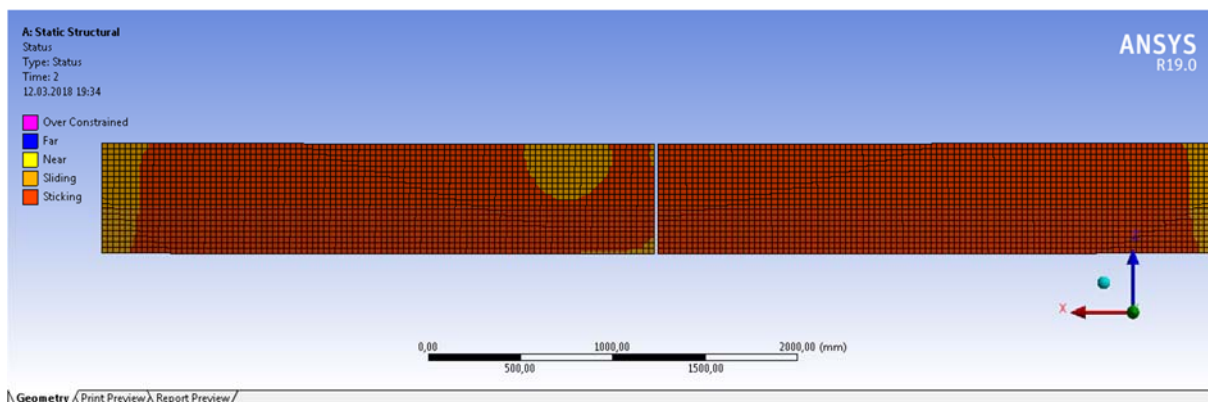
Figur 25 - Glideavstand ved $h = 600$ $\sigma = 0,15$

På enden av bjelken vist det at det er under 0,5 mm glipp. Spenningsfordelingen fra friksjonen møter ikke helt kriteriet for L, men ser slik ut:

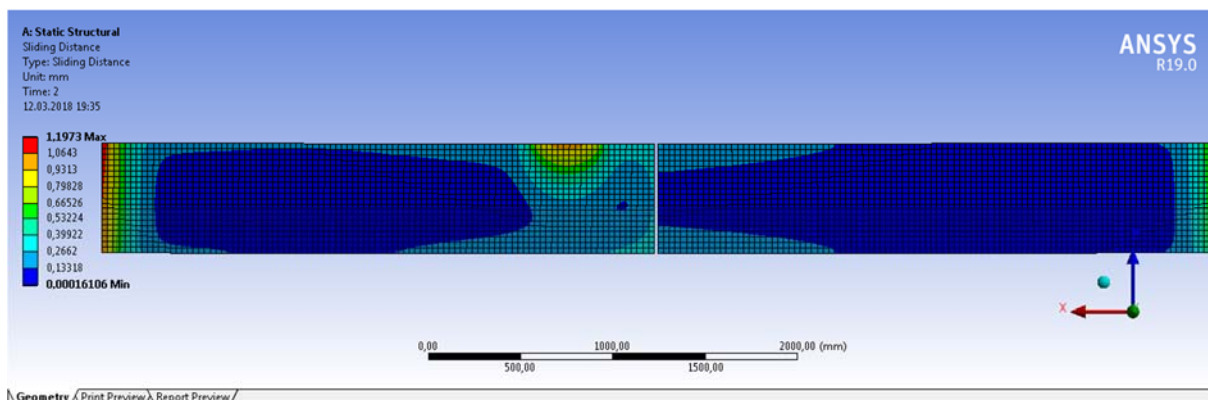


Figur 26 - Friksjonsspenning for $h = 600$ $\sigma = 0,15$

For $\sigma = 0,2 \text{ N/mm}^2$ er det minimalt med glipp, og vi har følgende plott:

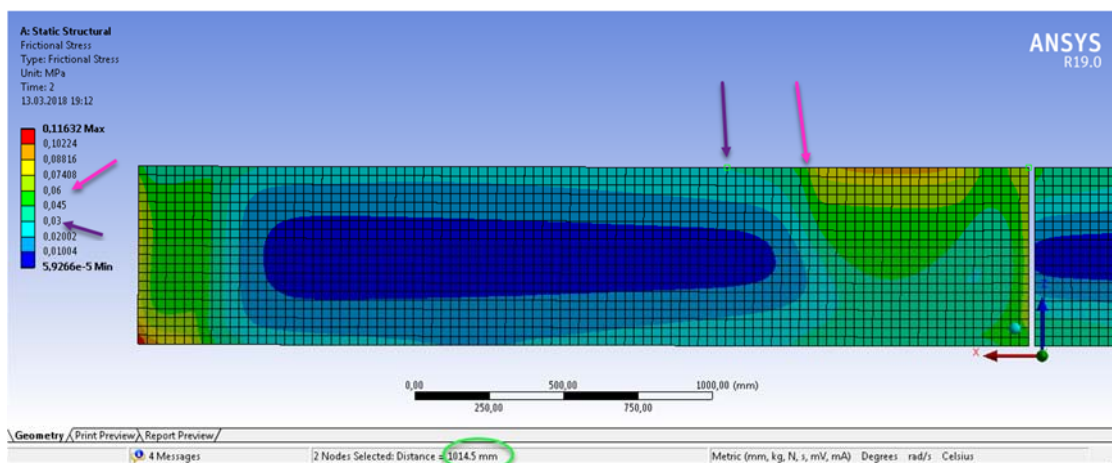


Figur 27 - Status for glidning ved $h = 600 \text{ mm}$ $\sigma = 0,2$



Figur 28 - Glideavstand ved $h = 600 \text{ mm}$ $\sigma = 0,2$

Spenningsplottet under viser hvordan L er funnet, samtidig som grensen for friksjonskapasiteten synliggjøres.

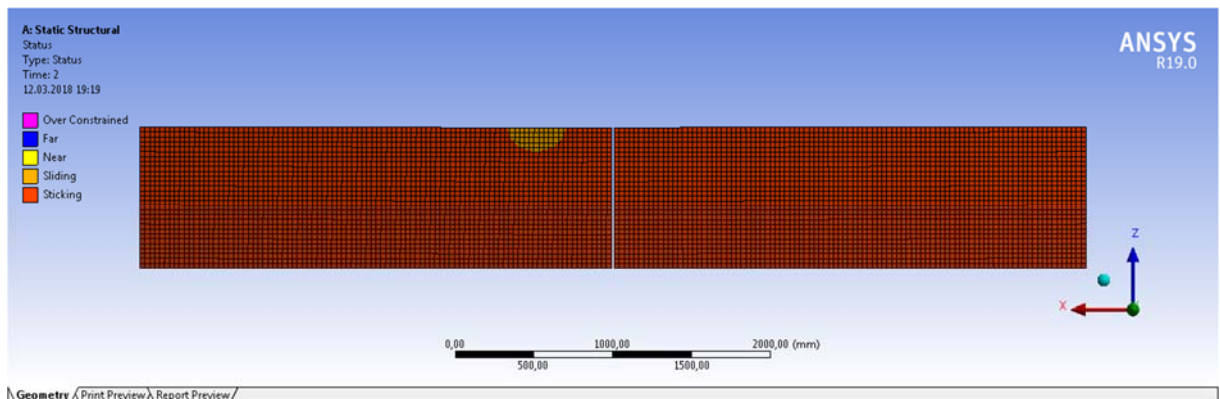


Figur 29 - Friksjonsspennning for $h = 600 \text{ mm}$ $\sigma = 0,2$

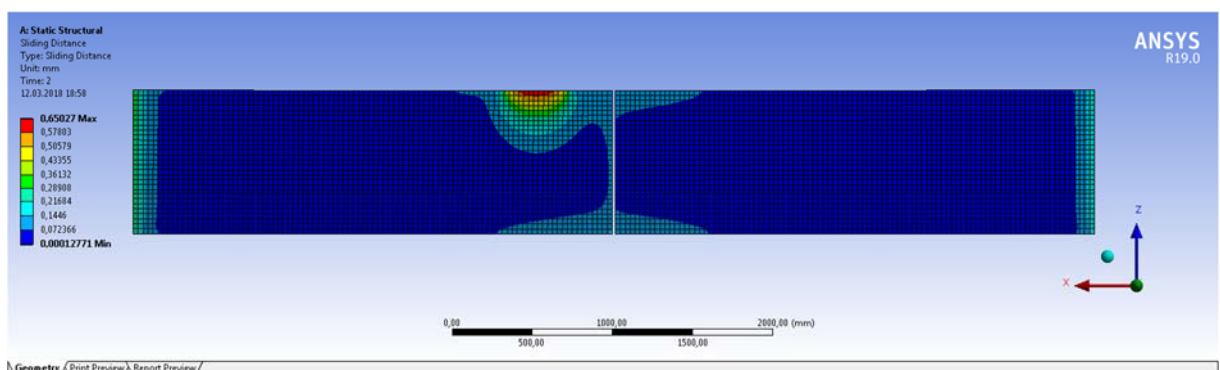
Avstanden fra buttskjøten til punktet der ingen elementer over høyden overskrider halvparten av friksjonskapasiteten er: $L = 1014,5 \text{ mm}$

$$H = 900$$

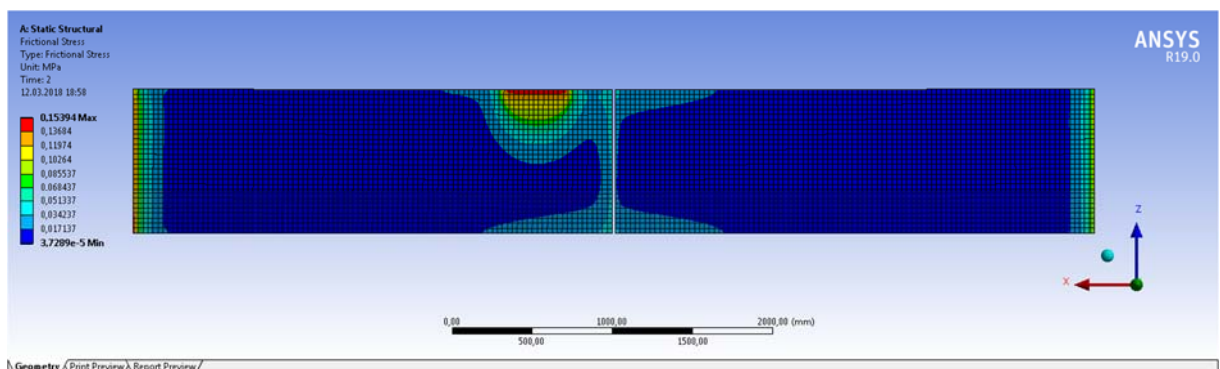
Oppspenning $\sigma = 0,35 \text{ N/mm}^2$ gir som forventet veldig liten utnyttelse av høyden. Vi legger imidlertid merke til spredningen av spenningene for et tverrsnitt som ikke utnytter hele høyden.



Figur 30 - Status for glidning ved $h = 900$ $\sigma = 0,35$

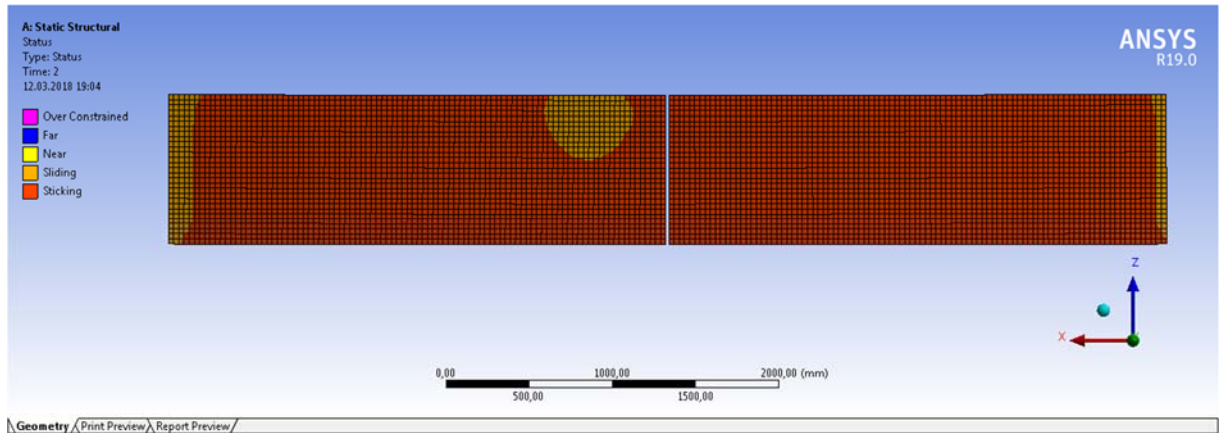


Figur 31 - Glideavstand ved $h = 900$ $\sigma = 0,35$

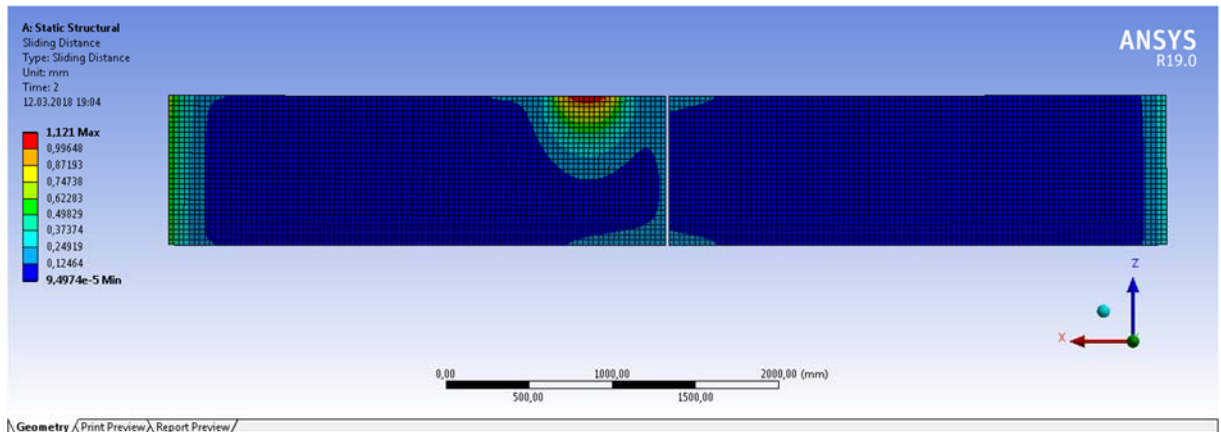


Figur 32 - Friksjonsspenning for $h = 900$ $\sigma = 0,2$

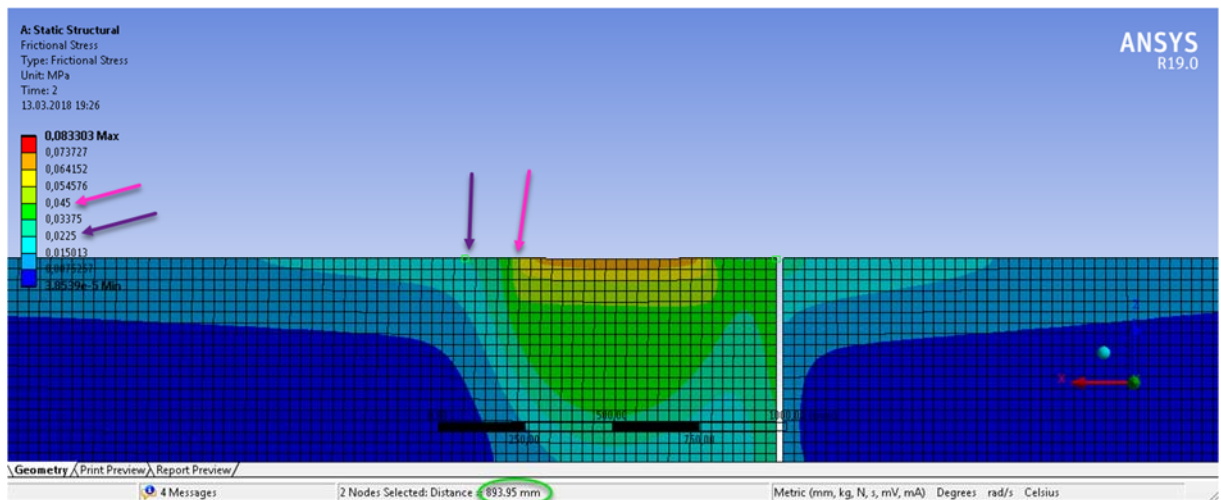
Plottene for spenning $\sigma = 0,15 \text{ N/mm}^2$ er mer interessante, men selv med denne lave oppspenningen er det nok kapasitet. $L = 894 \text{ mm}$



Figur 33 - Status for glidning ved $h = 900 \text{ mm}$ $\sigma = 0,15$



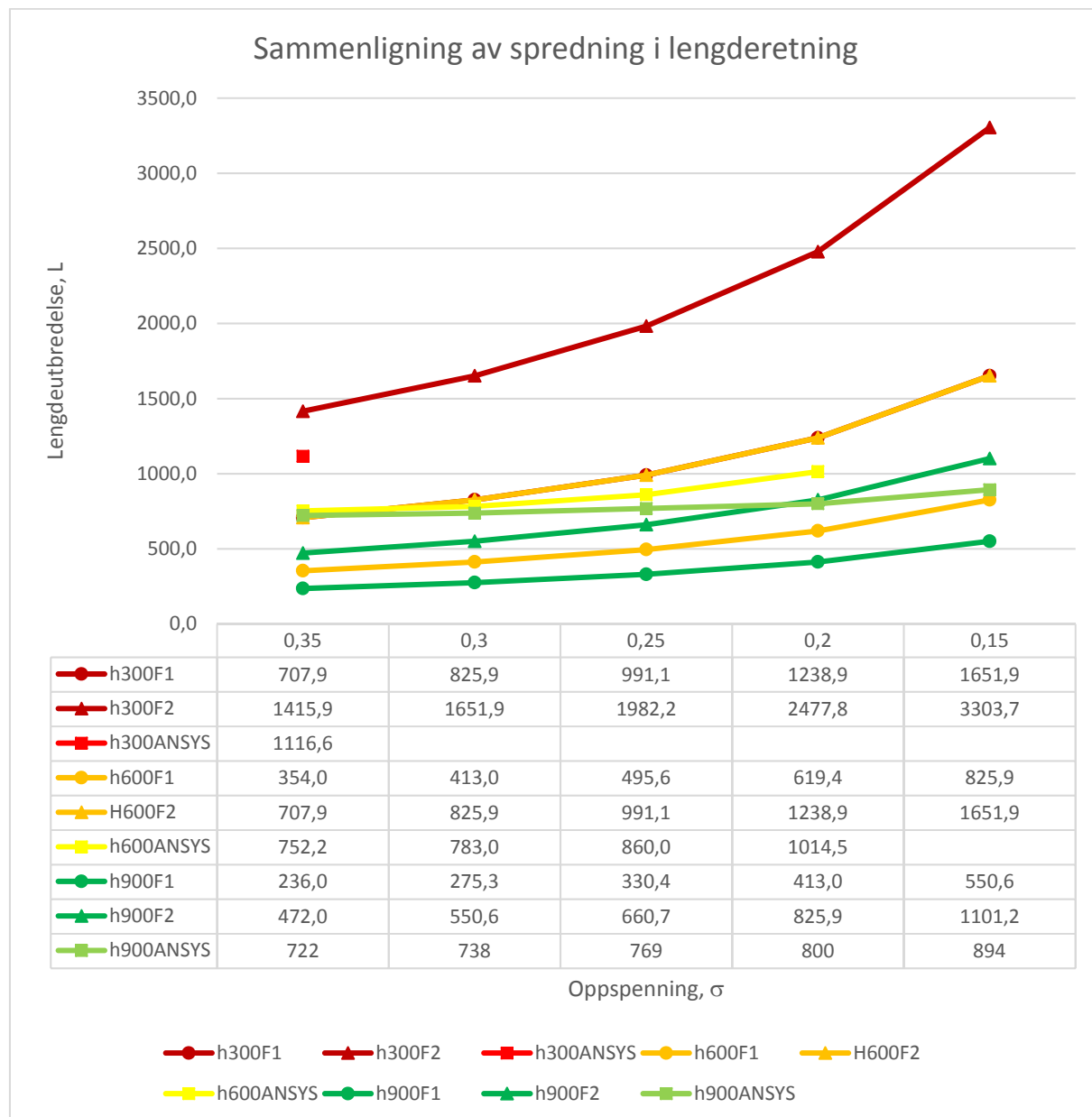
Figur 34 - Glideavstand ved $h = 900 \text{ mm}$ $\sigma = 0,15$



Figur 35 - Friksjonsspenning for $h = 900 \text{ mm}$ $\sigma = 0,15$

Sammenstilling

Diagrammet under viser sammenstillingen av resultatene fra analysene. Det er satt inn i samme diagram som for håndberegningene.



Figur 36 - Diagram som viser en sammenstilling av spredning fra håndberegninger og analyse

Diskusjon

Spenningsfordeling i håndberegningene

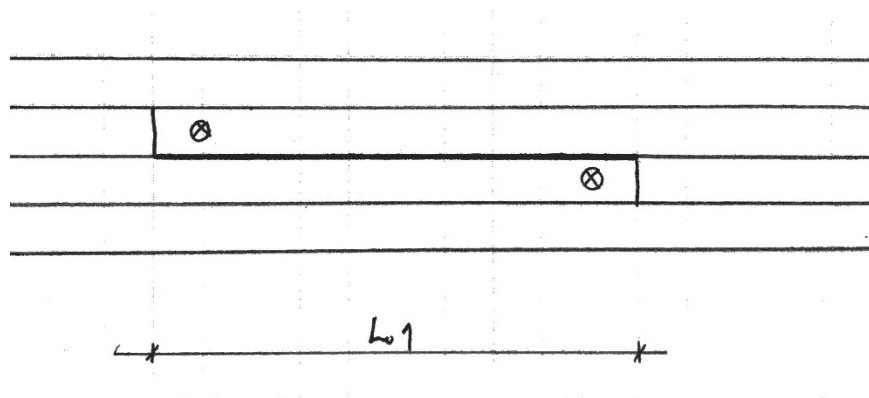
Det ble forsøkt med ulike spenningsfordelinger, men det var vanskelig å si noe presist om hvordan friksjonsspenningen kom til å fordele seg over snittflaten mellom lamellene. Med bakgrunn i bjelketeori ble det antatt at fordelingen kanskje ville være parabolisk over høyden og avta lineært over lengden, men dette stemte dårlig med de tidlige analysene. Spenningsplottene fra analysene er ikke så enkle å tolke direkte, men de antydte at den spenningsfordelingen det ble startet med ikke var en god tilnærming. Det var litt for lite grunnlag for å si noe om hvordan friksjonsspenninger fordeler seg, så i håndberegningene ble det gått ut fra to forenklete modeller for spenningsfordeling.

Spenningsfordeling i ANSYS

Det generelle inntrykket av friksjonsspenningsplottene fra ANSYS er at de ikke er som forventet. Det er vanskelig å trekke klare konklusjoner fra dem, men det kommer likevel frem noen tendenser. For de testene som er gjort er det tydelig at ved en større høyde trengs det mindre oppspenningskraft for å oppnå samme spredning. Det er imidlertid vanskelig å konkludere med dette, fordi det ikke er tatt hensyn til bøyestivheten av systemet. Vi kan se at spenningene er konsentrerte i området rett under lasten. Her overgås kapasiteten for alle tilfellene, og alle plottene viser en teoretisk glidning. Ved oppspenning som er høy i forhold til høyden ser vi at friksjonsspenningen sprer seg nesten radielt fra senter av lasten. Ved lavere oppspenning bres den jevnere utover høyden. Dette tyder på en plastisk oppførsel for friksjonen. Ser vi på området ytterst mot opplegget, der det er lite bøyespenninger ser vi en klar antydning om at rene skjærspenninger tas opp jevnt over hele høyden med lineær avtrapping i lengderetning.

Kriterium for L

Oppgaven ønsket å se på spredningen av friksjonsspenningen for å kunne si noe om kravet til L_1 i standarden som er avstanden til neste buttskjøt. Dersom det står en konsentrert last i nærheten av neste buttskjøt, så skal ingen av lamellene glipe.



Figur 37 - Plan av tverrspent dekke med to buttskjøter med avstand L_1 mellom.

Tanken var da at summen av skjærspenning over høyden ikke måtte overgå halvparten av skjærkapasiteten. Det ble ikke funnet noen god måte å hente ut denne summen på. Det ble derfor valgt å se på et punkt i stedet. Dette gjorde kriteriet noe konservativt, men det er likevel et resultat, og desto mer peker det i en retning av høyden har en vesentlig betydning.

Sammensatte virkninger

Denne oppgaven er begrenset til å se på virkninger av skjærkraft. Det er likevel tydelige indikasjoner på at stivheten av lamellene påvirker friksjonsspenningen. Ved høyere bjelker, som har større stivhet, ser vi tydelig at det er mindre spredning av spenningen. Dette kunne vært pga. arealet, men det ser ikke sånn ut på plottet, fordi de høye bjelkene ikke ser ut til trenge arealet over hele høyden. Sammenligner vi de høye bjelkene med hverandre for ulik oppspenning ser vi derimot at spredningen i lengderetning øker veldig lite, sammenlignet med lavere bjelke, selv om oppspenningen minkes. Så ved en lavere oppspenning utnytter de høye bjelkene mer av høyden. Det tyder på at det er en minimum spredning i lengderetningen.

For høye bjelker tyder det på at kravet i standarden er konservativt.

Sammenhengen mellom håndberegninger og elementanalyser

Etter analysene ser vi at denne fordelingen av friksjonsspenninger over snittet mellom lamellene er vanskelig å si noe generelt om. For de tilfellene der sammenhengen mellom oppspenning og høyde er god så ser vi at L fra elementanalysene ligger i mellom de to verdiene, men nærmest F_2 , som er fordelingen med konstant friksjon over både høyde og lengde. En mulig forklaring på at fordelingen ligger nærmere F_2 er at friksjon er ikke-lineær og man kan derfor tenke seg at hvert lille element utnyttes helt til det glipper, og så sprer det seg videre. Tilsvarende som for flytespenninger ved plastiske analyser av for eksempel stål.

På diagrammet ser vi at kurvene fra analysene ikke passer mellom kurvene fra håndberegningene. For de store høydene så er antagelsen om at spenningene fordeler seg jevnt over høyden feilaktige. Samtidig ser vi at når det er en lavere oppspenning og høyden utnyttes mer så ligger L fra analysen midt mellom kurvene fra F1 og F2. Formen på kurven fra Analysen av $h = 900$ indikerer det går mot en minimum spredning av spenning i lengderetning ved høy kapasitet.

Et kritisk blikk

Høyde og stivhet

Siden det nå ser ut til at stivheten spiller en avgjørende rolle for friksjonsspenningens spredning så får høyden en annen viktig rolle i det totale bildet, som er sett vekk fra i denne oppgaven. Dette er problematisk, men det peker på at høyden har stor innvirkning, både når det gjelder stivhet og oppspenningskraft. For denne oppgaven var det ønskelig å vurdere høydens innvirkning på spredningen av friksjonsspenningen gjennom oppspenningskraft og spenningsareal. Det ser nå ut til at det blir vanskelig å trekke konklusjoner for dette uten å ta med den store innvirkningen det har på stivheten. Det bemerkes ekstra at for stivheten er høyden opphøyd i tredje potens, noe som betyr at en større høyde vil ha vesentlig større innvirkning på stivheten enn på oppspenningskraften.

Plassering av last

Lasten ble plassert i en liten avstand fra skjøten. Den skulle i utgangspunktet plasseres slik at når lastens spredning (45°) nådde senterlinjen av dekket ville den treffe buttskjøten. Dette stemmer for bjelken som er 300 mm høy, men det ble valgt å bruke denne avstanden for alle høydene. Jeg synes det er vanskelig å si noe om hva denne plasseringen burde være, men det ville vært interessant å plassere den slik at den treffer buttskjøten i toppen, altså at spredningen kun går gjennom slitelaget. Siden det er vist at konsentrasjonen av spenninger er høy rett under lasten så vil det trolig være mest kritisk å plassere lasten helt ytterst der glidningen starter og det ikke er noen fastholding på den ene siden av lasten.

Friksjon er egentlig veldig avansert

Friksjon er en veldig avansert, og denne oppgaven legger til grunn at friksjonskoeffisientene i Norsk Standard er gitt på en sånn måte at det tar høyde for usikkerheter og at beregningene derfor er på sikker side. Den endelige elementanalysen håndterer kompleksiteten, men vi skal være litt forsiktige med tolkninger av disse resultatene, og heller bare observere. For å vite eksakt

hvordan dekket vil oppføre seg og lamellene vil glippe må det gjøres eksperimentelle tester. Et interessant spørsmål er om man kan betrakte friksjonen over lengden som et slags fjæret opplegg. I så fall kunne man kanskje funnet en fjærstivhet som er avhengig av for eksempel bjelkens stivhet som kunne gjort det mulig å regne på friksjonsspenningene. Men også i denne sammenhengen er det vanskelig å vite hvilken påvirkning bøyespenningene vil ha.

Virkelighetsnærhet

Det ble innledningsvis nevnt at det er ønskelig å bruke bjelker som er opp mot én meter høye. En faktor som blir gjeldende når vi snakker om høyder i den størrelsesordenen og større er materialeeffektivitet. Vi klarer ikke å utnytte så mye av materialet, og derfor blir det mer effektivt å finne andre løsninger med kortere spenn og lavere bjelker, eller andre måter å utforme bæringen på.

Det ble gjort noen innledende tester for å finne en lengde som gjorde at oppleggene ikke fikk betydelig påvirkning på innføringslengden, L . Disse ble kun gjort på $h = 300$. Ideelt sett burde lengdene blitt variert for alle høydene, slik at det kunne blitt sammenlignet modeller med samme stivhet men ulik høyde og oppspenning. Dessuten ville det vært mer relevant å se på høyde/lengde-forhold som faktisk brukes i praksis. For dette er både $h = 600$ og $h = 900$ lite relevante. Siden vi ikke vet helt hvordan stivheten spiller inn så kan vi ikke vite hva som skjer når vi har en bjelke som er for eksempel 28 m lang og 900 høy.

Konklusjon

I denne oppgaven ble det undersøkt hvilken betydning høyden av lamellene har for skjærkapasiteten til et tverrspent brudekke av tre ut fra følgende problemstilling:

Hvordan påvirker oppspenning og tverrsnittshøyde av tverrspente brudekker spredningen av friksjonskraft i lengderetningen ved konsentrerte laster?

Resultatene fra denne oppgaven antyder at det er en sammenheng mellom høyde og skjærkapasitet for tverrspente dekker av tre. Resultatene antyder to klare sammenhenger:

- Større oppspenning gir lavere overføringslengde
- Større høyde gi lavere krav til oppspenning for å få samme overføringslengde

Det kan imidlertid ikke konkluderes med hvor stor grad av innvirkning høyden har, fordi det ikke finnes tilstrekkelige resultater. Når det gjelder spredningen av friksjonskraft tyder resultatene på at vi har en oppførsel som gjør at spenningene blir konsentrerte rundt lasten før de avtar med en form som går fra radielt til lineært nedover før de spres utover i lengderetningen. Dette er avhengig av høyden og oppspenningen av bjelken. Dette betyr at store høyder generelt trenger mindre lengde for å ta opp lasten. Siden analysene ikke er utført med varierende lengder er det noe vanskelig å si om det skyldes høyden på grunn av oppspenningskraft, overflateareal eller stivhet. Siden alle disse er bestemt av høyden er det god grunn til å anta at det er mulig å finne en god beskrivelse for sammenhengen.

Overføringsverdi

Selv om denne oppgaven ikke gir grunnlag for å endre kravet til minimum oppspenning for tverrspente dekker NS-EN 1995-2 så indikerer den at kravet er konservativt slik det er i dag. Konsekvensene av et konservativt krav er at bruer produseres unødvendig kostbart, både når det gjelder økonomi, arbeid og ressurser. På bakgrunn av dette oppfordres det til videre forskning på området for å sikre at fremtidens bygging blir mer ressurseffektiv, noe som igjen vil gjøre trebruer mer konkurransedyktige i forhold til bruer av stål og betong.

Videre arbeid

Med et formål om å endre regelverket for å bygge mer ressurseffektive bruer er det nødvendig å utføre mer vitenskapelig forskning som viser at kravet for minimum oppspenning er for konservativt. Denne oppgaven indikerer at det blir viktig å ta hensyn til stivheten av dekkene. De tre innvirkningene fra høyden bør studeres nærmere for å forsøke å se dem i sammenheng. Det bør utføres flere analyser for å ha et større sammenligningsgrunnlag. Det kan også være det er andre forhold som påvirker systemet, som for eksempel torsjonsvirkninger, som er avgjørende for nødvendig skjærkapasitet i snittet mellom lamellene.

Referanser

- ANSYS. (Release 18.1). *ANSYS Mechanical, Release 18.1, Help System*. ANSYS inc.
- Byggenytt. (hentet 10.03.2018). *Miljøprioritert gjennomkjøring i Sokna sentrum*.
<http://www.byggenytt.no/>: Byggenytt. Tilgjengelig fra:
<http://www.byggenytt.no/post/milj-prioritert-gjennomkj-ring-i-sokna-sentrum> (lest 10.03.2018).
- CEN European Committee for Standardization. (2004). *EN 1995-2 Eurocode 5 : Design of timber bridges*. Part 2: Bridges. Europe: CEN, European Committee for Standardization.
- CEN European Committee for Standardization. (hentet 27.02.2018). *Who we are*
Tilgjengelig fra: <https://www.cen.eu/about/Pages/default.aspx>.
- Crocetti, R., Ekholm, K. & Kliger, R. (2016). Stress-laminated-timber decks: state of the art and design based on Swedish practice. *European Journal of Wood and Wood Products*, 74 (3): 453-461.
- Davalos, J., Kish, D. & Wolcott, M. (1993). Bending stiffness of stress-laminated timber decks with butt joints. *Journal of Structural Engineering*, 119 (5): 1670-1676.
- Dr. Freedman, G. (hentet 10.03.2018). Vehicle Bridges. Tilgjengelig fra:
<http://www.geoffreedman.co.uk/gallery-vehicle-bridges/>.
- Dyken, T. (2017). *Trebruer*. I: Dyken, T. (red.). Statens vegvesens rapporter.
<https://www.vegvesen.no/fag/teknologi/bruer/nyhetsarkiv/>: Statens vegvesen.
- Ekevad, M., Jacobsen, P. & Kliger, R. (2013). *Stress-Laminated Timber Bridge Decks: Non-linear Effects in Ultimate and Serviceability Limit States*. International Conference on Timber Bridges, Las Vegas, Nevada USA.
- Ekholm, K. & Kliger, I. (2014). Effect of vertical interlaminar shear slip and butt joints in narrow stress-laminated-timber bridge decks. *Engineering Structures*, 72: 161-170.
- Galåen, T. E. E. (2013). Trebruas renessanse. I: *Moelven*.
- Ivanco, V. (2011). *Visualisering av en standard ikke-lineær finite element løser*.
- Ritter, M. A. (1990). Timber bridges: Design, construction, inspection, and maintenance.
- Solli, K. H. (2007). Broer i tre. *Fokus på tre*, 12.
- Standard Norge. (2003). *NS-EN 1991-2 Eurokode 1 : Laster på konstruksjoner*. Del 2: Trafikklast på bruer. Norge: Standard Norge.
- Standard Norge. (2004). *NS-EN 1995-2 Eurokode 5 : Prosjektering av trekonstruksjoner*. Del 2: Bruer. Norge: Standard Norge.
- Statens vegvesen. (2018). *Nyhetsarkiv bru*.
- Vegdirektoratet. (2015). *Håndbok N400*. Bruprosjektering. Norge: Statens Vegvesen.

Vedlegg

Vedlegg 1: Spredning av skjærspenninger for håndberegninger

Vedlegg 2: Håndberegninger av opplagerkrefter

Vedlegg 3: Håndberegninger for spredning av friksjonsspenninger ved F1 og F2

Vedlegg 4: Bilder av relevante sider fra ny revisjon av EN 1995-2

Vedlegg 5: Plott fra analyser av $h = 300$

Vedlegg 6: Plott fra analyser av $h = 600$

Vedlegg 7: Plott fra analyser av $h = 300$

Vedlegg 1

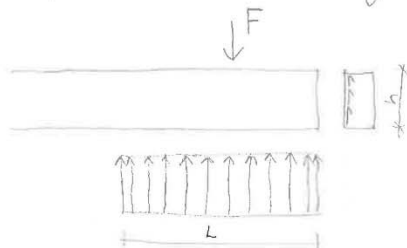
| | | | |
|---|--|--------|--|
|  LILLEAKERVEIEN 4, 0283 OSLO - TLF. 22 51 30 00 - www.aasj.no | | SIDE | |
| | | PROSJ. | |
| | | DATO | |
| | | SIGN. | |

$$F_{\text{tot}} = 44600 \text{ N}$$

$$\text{krav : } F_{\text{ved}} \leq \mu_d \cdot \sigma_{p,\text{min}} \cdot h$$

Fordeling 1:

* Ved full heft over hele høyden og lengden av tverrsnittet:



F = dimensjonerende last

$$\sigma_{p,\text{min}} \cdot \mu_d \cdot h \cdot L \cdot 2 = F$$

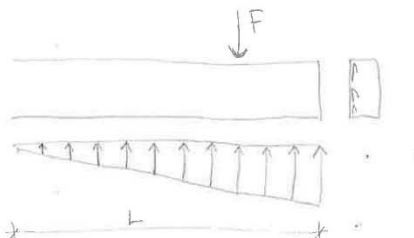
L = lengden friksjonskraften virker over

$$L = \frac{F}{\mu_d \cdot h \cdot 2 \cdot \sigma}$$

2 : fordi det er to sider

Fordeling 2:

* Ved gradvis avtrappende friksjonskraft:



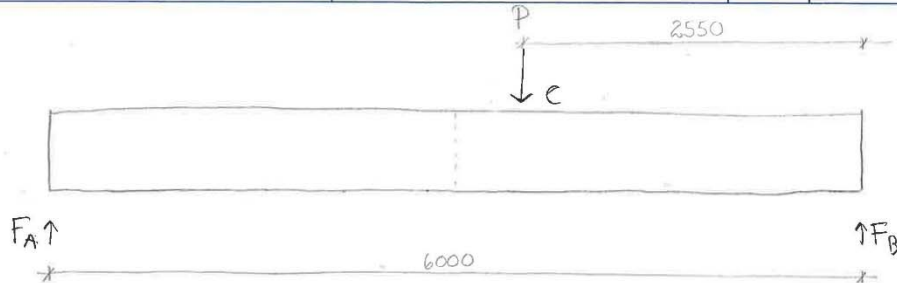
F = dimensjonerende last

$$\sigma_{p,\text{min}} \cdot \mu_d \cdot \frac{h \cdot L}{2} \cdot 2 = F$$

$$L = \frac{2 \cdot F}{\mu_d \cdot h \cdot 2 \cdot \sigma}$$

Vedlegg 2

| | | | |
|---|--|--------|--|
|  AAS-JAKOBSEN <small>LILLEAKERVEIEN 4, 0283 OSLO - TLF. 22 51 30 00 - www.aaj.no</small> | | SIDE | |
| | | PROSJ. | |
| | | DATO | |
| | | SIGN. | |



$$P = 22300 \text{ N}$$

$$\Sigma M_B = 0 \quad \text{gir :}$$

$$\Sigma F_y = 0 \quad \text{gir :}$$

$$P \cdot 2550 = F_A \cdot 6000$$

$$P = F_A + F_B$$

$$F_A = \frac{22300 \cdot 2550}{6000}$$

$$F_B = 22300 - 9477,5$$

$$\underline{F_A = 9477,5 \text{ N}}$$

$$\underline{F_B = 12822,5 \text{ N}}$$

Maks moment :

$$\begin{aligned} M_c &= F_B \cdot 2550 \\ &= 12822,5 \cdot 2550 \\ &= \underline{32,70 \cdot 10^6 \text{ Nmm}} \end{aligned}$$

Maks spenning :

$$\sigma_{\max} = \frac{32,7 \cdot 10^6 \cdot 6}{119 \cdot 2 \cdot 600^2}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W}$$

$$W = \frac{bh^2}{6}$$

$$b = 119 \cdot 2$$

$$h = 600$$

$$\underline{\sigma_{\max} = 2,29 \text{ N/mm}^2}$$

Vedlegg 3

| | | | | | | | | | |
|-------------|-------------|-------------|--------|-------------|-------------|--------|-------------|-------------|-------|
| F | 44600 | | | | | | | | |
| my | 0,3 | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| L | h = 300 | | | h = 600 | | | h = 900 | | |
| oppspanning | fordeling 1 | fordeling 2 | ANSYS | fordeling 1 | fordeling 2 | ANSYS | fordeling 1 | fordeling 2 | ANSYS |
| 0,35 | 707,9 | 1415,9 | 1116,6 | 354,0 | 707,9 | 752,2 | 236,0 | 472,0 | 722 |
| 0,3 | 825,9 | 1651,9 | | 413,0 | 825,9 | 783,0 | 275,3 | 550,6 | 738 |
| 0,25 | 991,1 | 1982,2 | | 495,6 | 991,1 | 860,0 | 330,4 | 660,7 | 769 |
| 0,2 | 1238,9 | 2477,8 | | 619,4 | 1238,9 | 1014,5 | 413,0 | 825,9 | 800 |
| 0,15 | 1651,9 | 3303,7 | | 825,9 | 1651,9 | | 550,6 | 1101,2 | 894 |

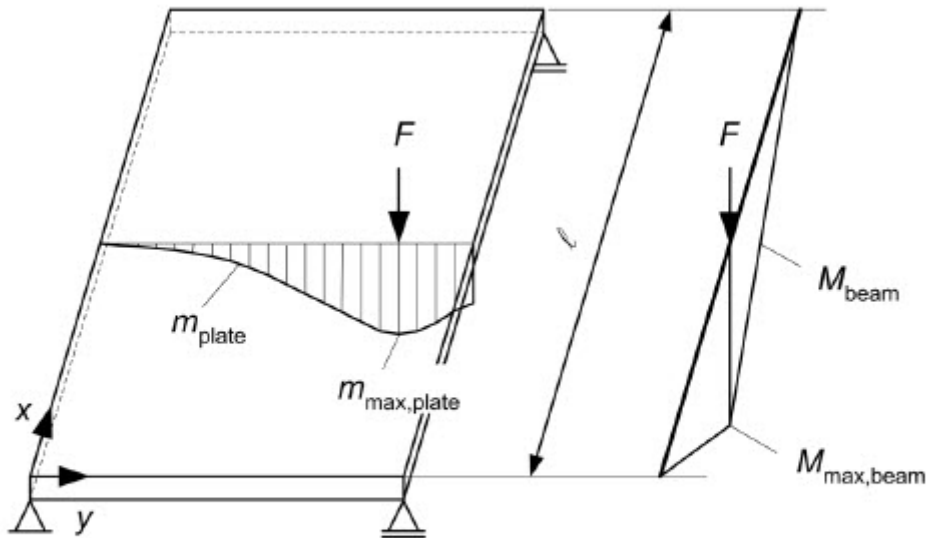


Figure 6.1 – Example of bending moment distribution in the plate for determination of effective width

6.1.2 Stress-laminated deck plates

(1)P The long-term pre-stressing forces shall be such that no inter-laminar slip occurs.

(2) The following requirement should be satisfied:

$$F_{v,Ed} \leq \mu_d \sigma_{p,min} h$$

$$\sqrt{\left(\frac{F_{v,Ed}}{\mu_{90,d}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{\mu_{0,d}}\right)^2} \leq F_{p,min} \quad (6.5)$$

where:

$F_{v,Ed}$ is the design shear force per unit length, caused by vertical and horizontal actions;

μ_d is the design value of coefficient of friction;

$\sigma_{p,min}$ is the minimum long-term residual compressive stress due to pre-stressing;

h is the thickness of the plate.

$F_{v,90}$ is the design shear force per unit length, caused by vertical actions;

$F_{v,0}$ is the design shear force per unit length, caused by horizontal actions;

$\mu_{90,d}$ is the design value of coefficient of friction perpendicular to grain;

$\mu_{0,d}$ is the design value of coefficient of friction parallel to grain;

$F_{p,min}$ is the minimum long-term residual compressive force per unit length due to pre-stressing;

Openings between lamellas due to transverse bending moment is allowed in ULS as long as no such openings occur in SLS frequent combination.

(3) The coefficient of friction should take into account the following:

- wood species;

- roughness of contact surface;
- treatment of the timber;
- residual stress level between laminations.

(4) Unless other values have been verified, the design static friction coefficients, μ_s , between softwood timber laminations, and between softwood timber laminations and concrete, should be taken from table 6.1. ~~For moisture contents between 12 and 16 %, the value may be obtained by linear interpolation.~~

Table 6.1 – Design values of coefficient of friction μ_s

| Lamination surface roughness | Perpendicular to grain | Parallel to grain |
|--------------------------------|------------------------|---------------------|
| | $\mu_{s,\perp}$ | $\mu_{s,\parallel}$ |
| Sawn timber to sawn timber | 0,40 | 0,30 |
| Planed timber to planed timber | 0,30 | 0,25 |
| Sawn timber to planed timber | 0,40 | 0,30 |
| Timber to concrete | 0,40 | 0,40 |

~~NOTE: The values in table 6.1 are only to be used for pre-stressed deck plates in outdoor structures.~~

(5) ~~In areas subjected to concentrated loads, the minimum long-term residual compressive stress, $\sigma_{p,min}$, due to pre-stressing between laminations should be not less than 0,35 N/mm².~~

~~(6) To maintain a long-term residual pre-stressing stress not decreasing 0,35 N/mm², the initial pre-stress should be taken as the calculated value $\sigma_{p,min}$ multiplied by 2,0-2,5, provided that: The long term residual pre-stressing stress may normally be assumed to be greater than 0,35 N/mm², provided that: the initial pre-stress is at least 1,0 N/mm²;~~

- the moisture content of the laminations at the time of pre-stressing is not more than 16%;
- the variation of in-service moisture content in the deck plate is limited by adequate protection, e.g. a sealing layer.
- adequate anchorage plates in the pre-stress system are being used.
- there is a maintenance program of the pre-stress system due to long term losses with regular inspections and re-stressing of the pre-stress system a few times during its working life.
-

Table 6.1— Design values of coefficient of friction μ_s

| Lamination surface roughness | Perpendicular to grain | | Parallel to grain | |
|--------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | Moisture content < 12 % | Moisture content > 16 % | Moisture content < 12 % | Moisture content > 16 % |
| Sawn timber to sawn timber | 0,30 | 0,45 | 0,23 | 0,35 |
| Planed timber to planed timber | 0,20 | 0,40 | 0,17 | 0,30 |
| Sawn timber to planed timber | 0,30 | 0,45 | 0,23 | 0,35 |
| Timber to concrete | 0,40 | 0,40 | 0,40 | 0,40 |

(7) ~~The resulting pre-stressing forces should act centrally on the timber cross-section.~~

(7.8)P The compressive stress perpendicular to the grain during pre-stressing in the contact area of the anchorage plate shall be verified.

~~(NOTE) The contact stress underneath the anchorage plate is not related to ULS. As a simplification the compression perpendicular to the grain in the contact area during pre-stressing may be taken as maximum 5.0 N/mm². The value 5.0 may be chosen as an NDP.~~

~~(9) The factor $k_{1,2}$ according to EN 1995-1-1 may be taken as 1.3.~~

~~(9.4) Not more than one butt joint should occur in any four adjacent laminations within a distance l_1 given as (see figure 6.2)~~

$$l_1 \geq \min \begin{cases} 2d \\ 30t \\ 1,2 \text{ m} \end{cases} \quad (6.6)$$

$$l_1 \geq \max \begin{cases} 2d \\ 25t \\ 1200 \text{ mm} \end{cases}$$

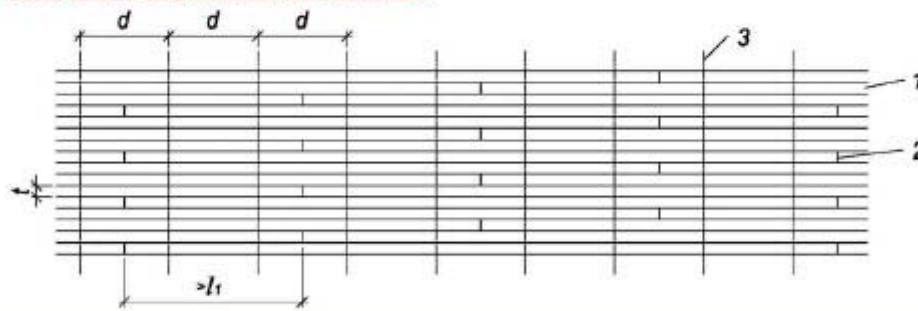
where:

d is the distance between the pre-stressing elements;

t is the thickness of the laminations in the direction of pre-stressing.

~~(9.4.4) In calculating the longitudinal strength of stress-laminated deck plates, the section should be reduced in proportion to the number of butt joints, within a distance of 4 times the thickness of laminations in the direction of pre-stressing. Butt joint factor $k_b = (n-1)/n$~~

~~Where n is the number of butt joints in adjacent laminations, measured within a distance l_1 along the bridge span, see figure 6.2. $n \geq 4$~~

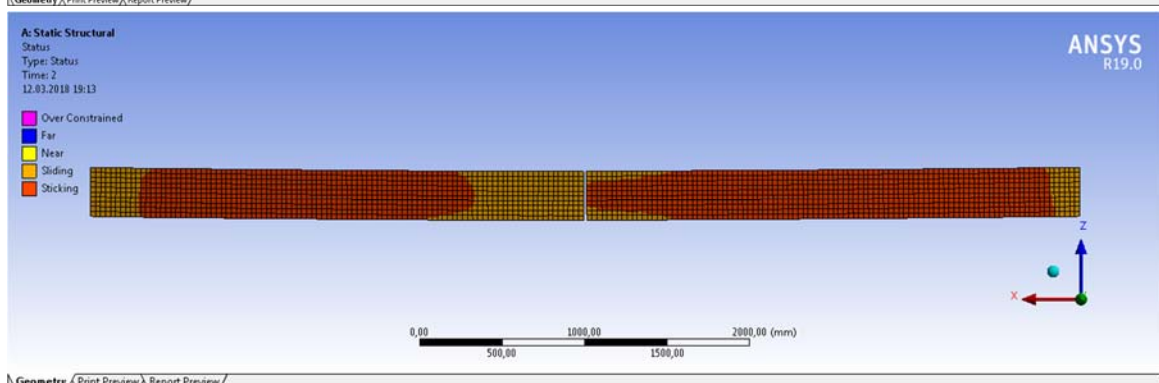
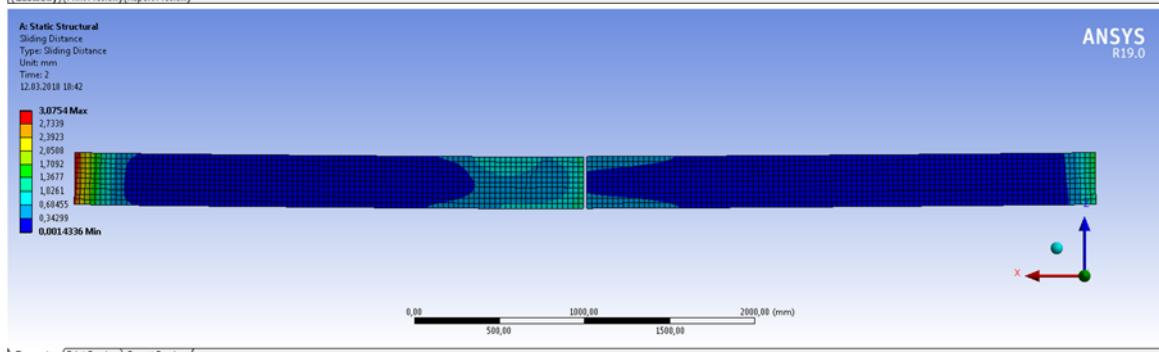
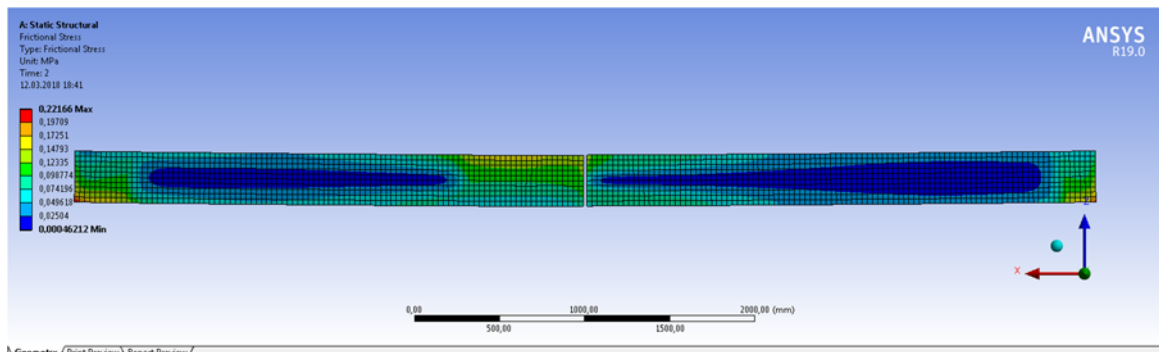


- Key:
- 1 Lamination
 - 2 Butt joint
 - 3 Pre-stressing element

Figure 6.2 — Butt joints in stress-laminated deck plates, $n=4$

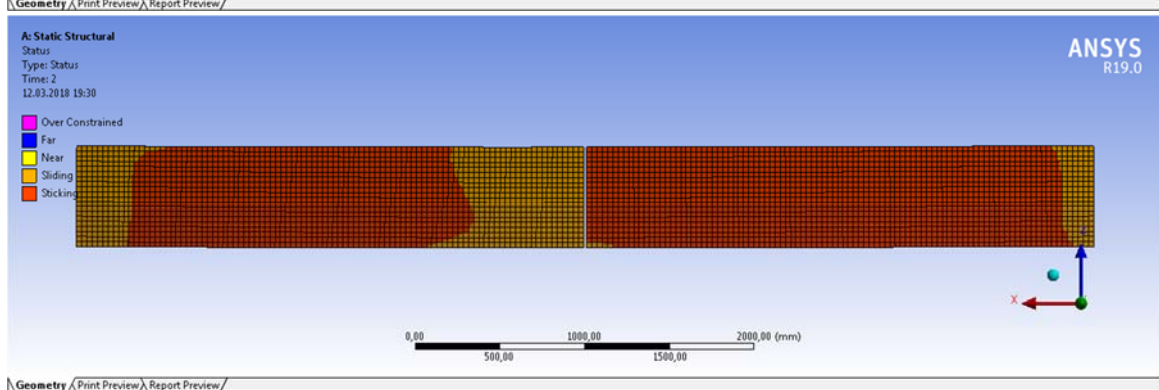
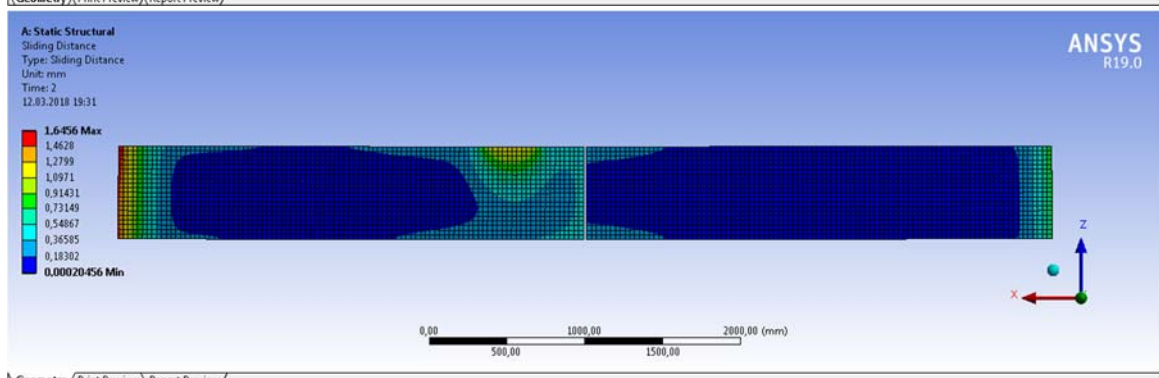
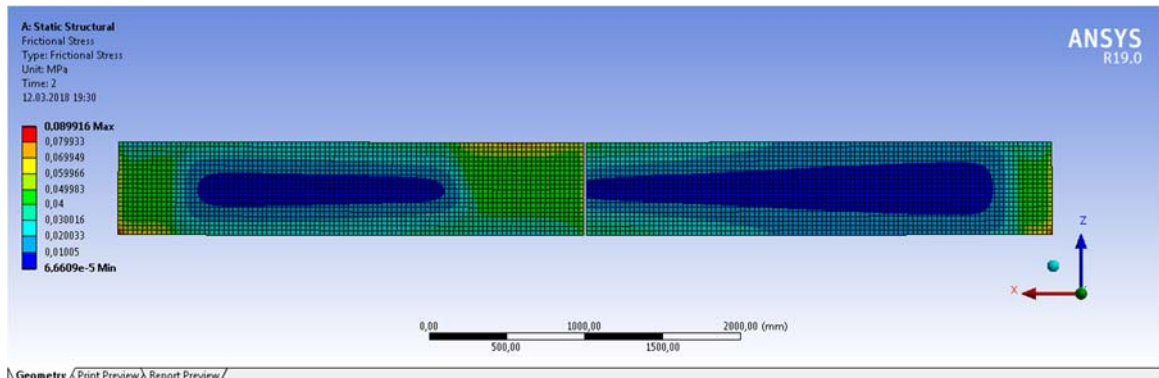
6.2 Fatigue

Vedlegg 5

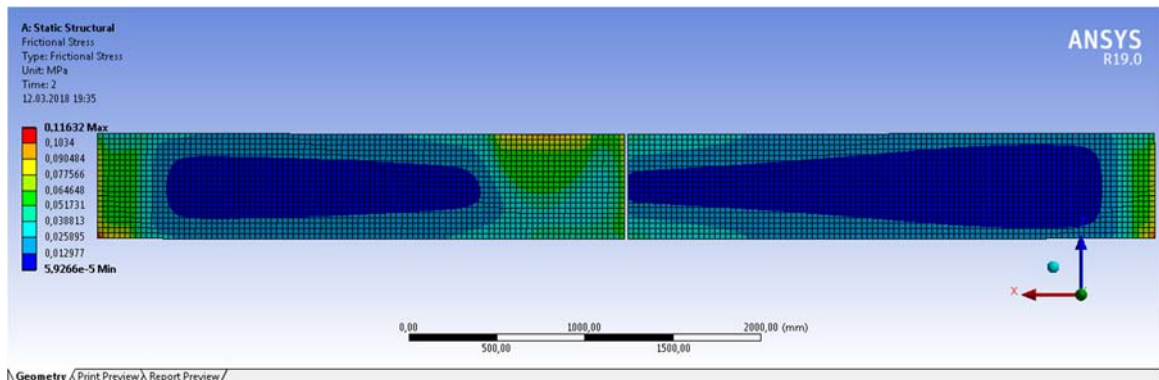


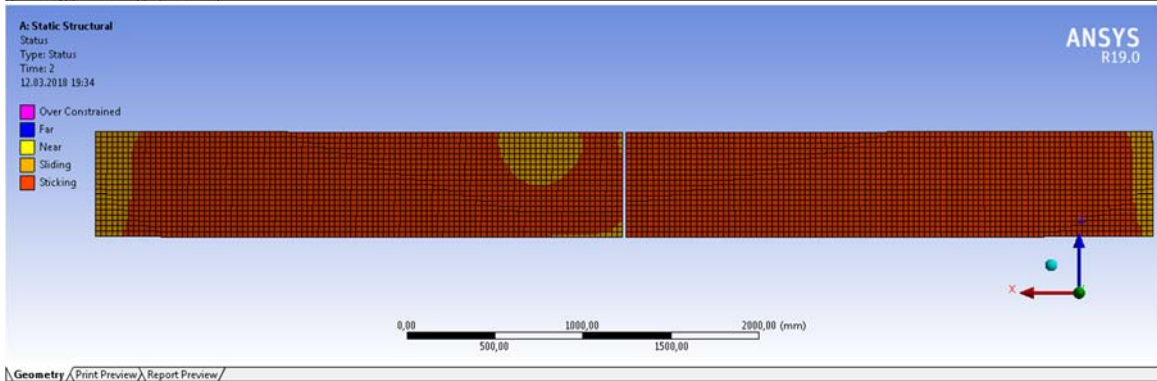
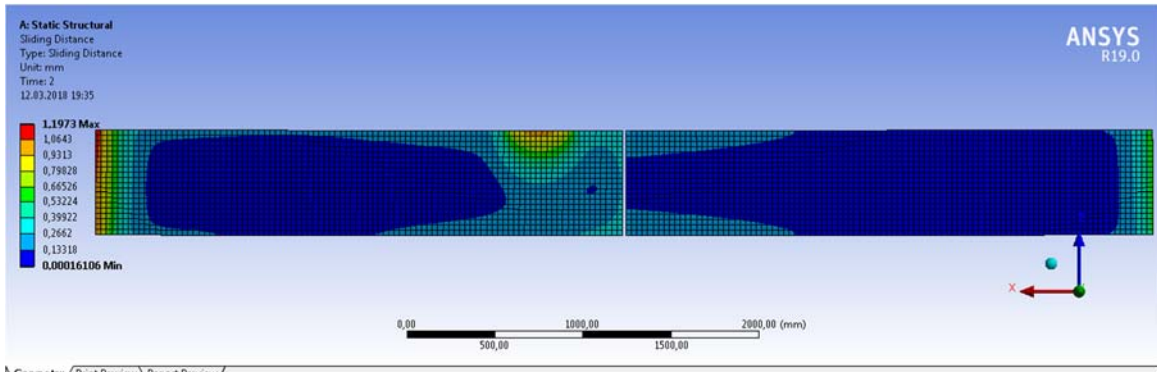
Vedlegg 6

$$\sigma = 0,15$$

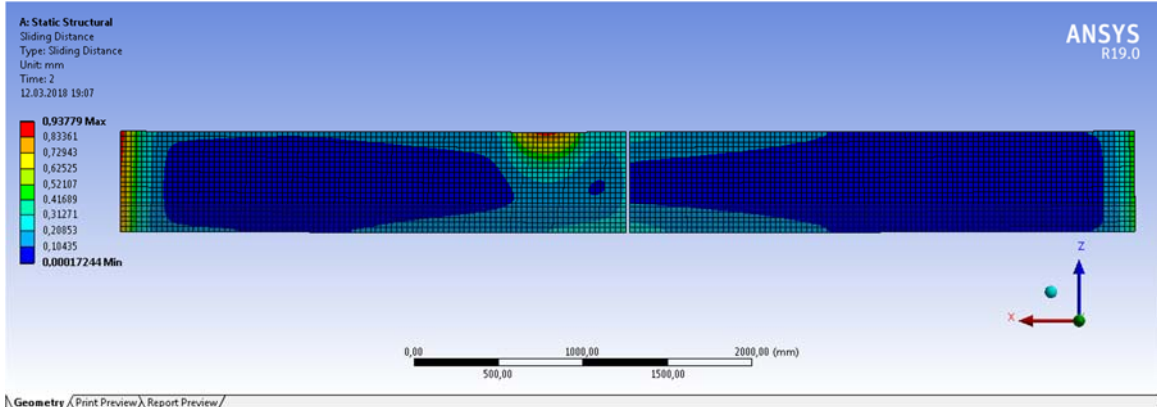
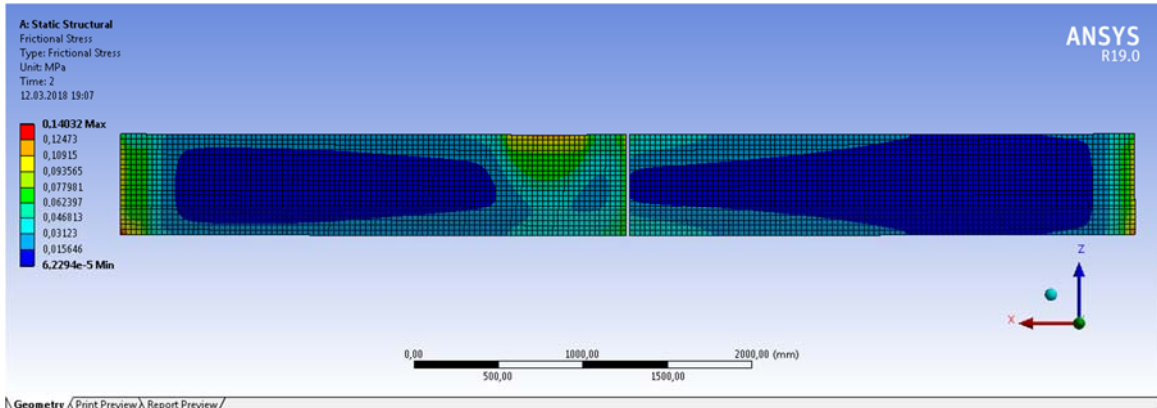


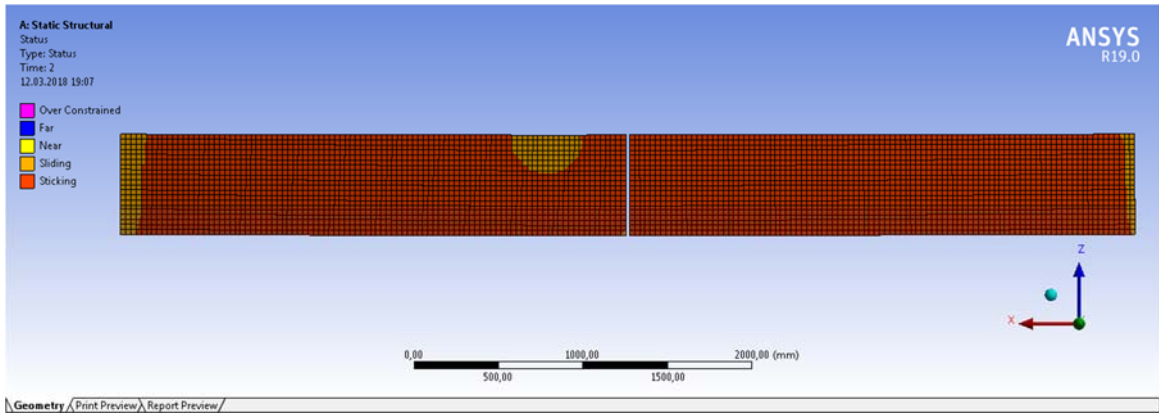
$$\sigma = 0,2$$



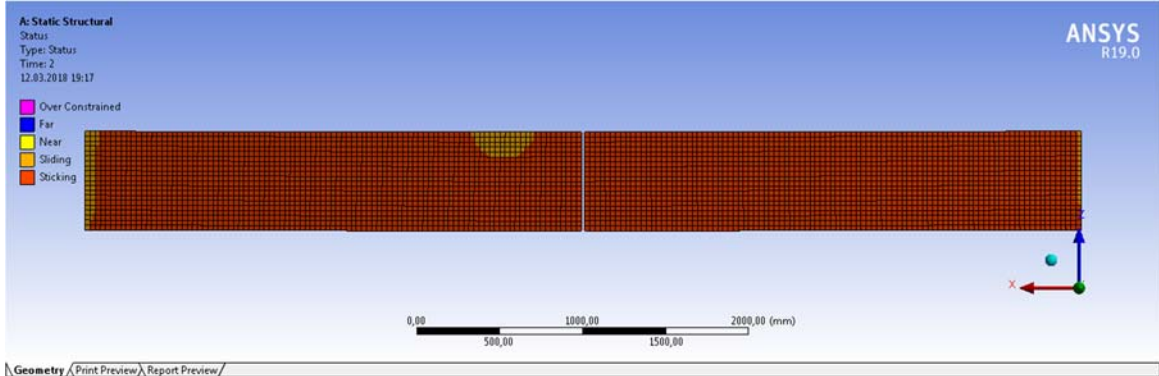
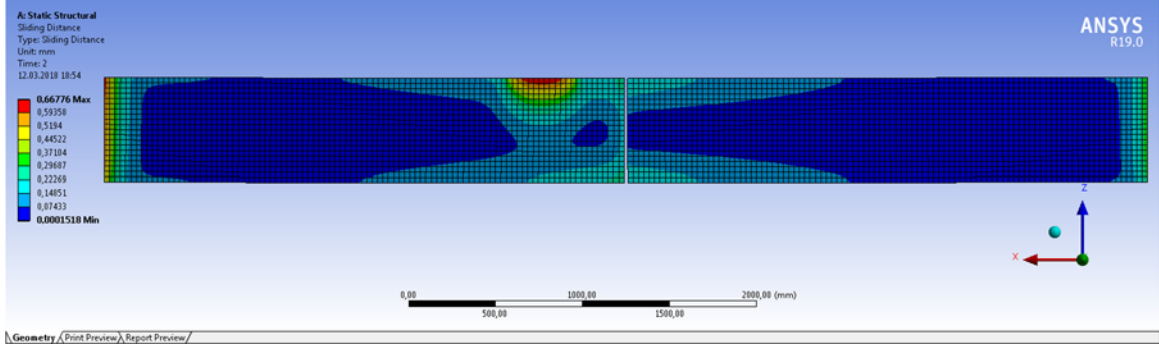
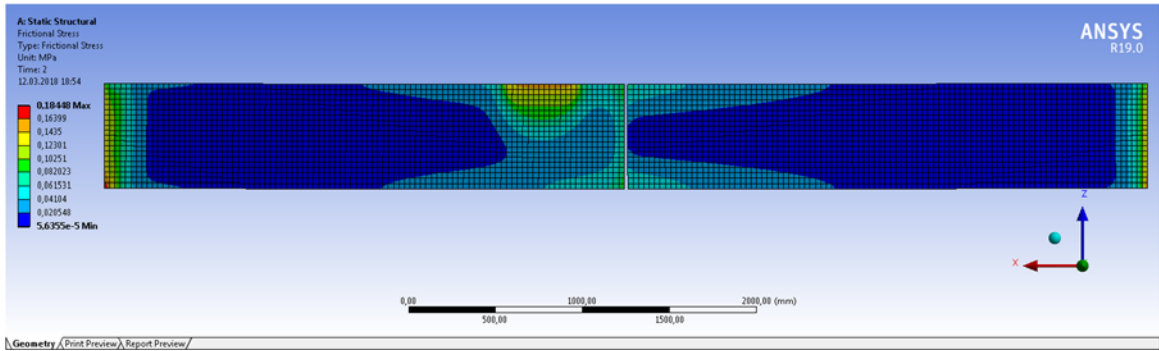


$$\sigma = 0,25$$



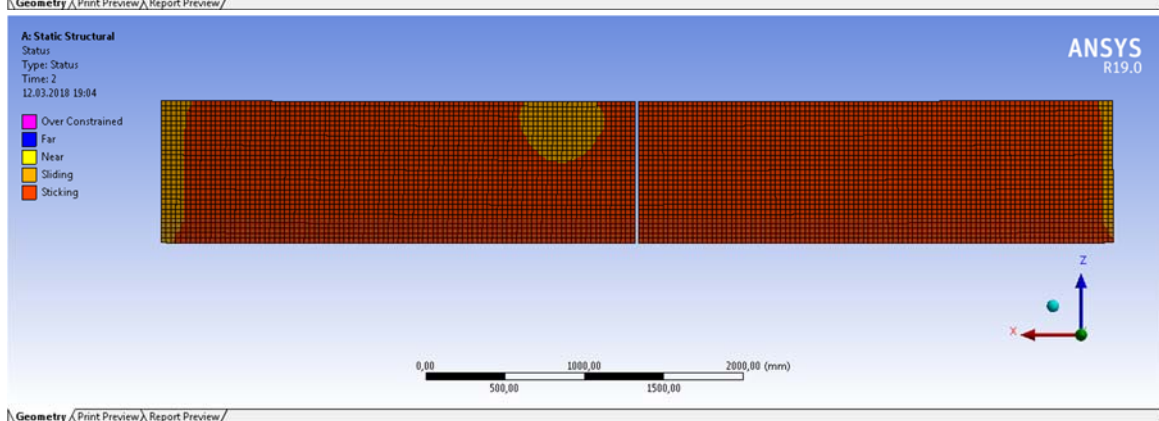
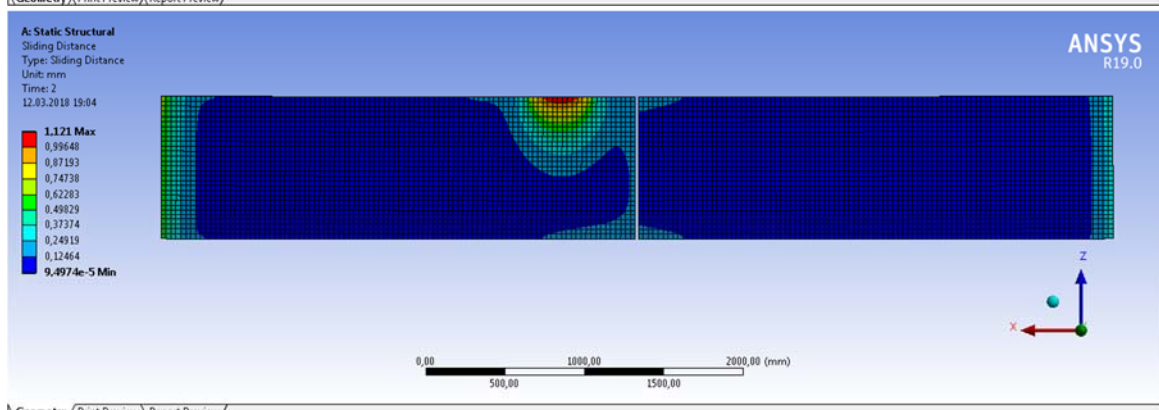
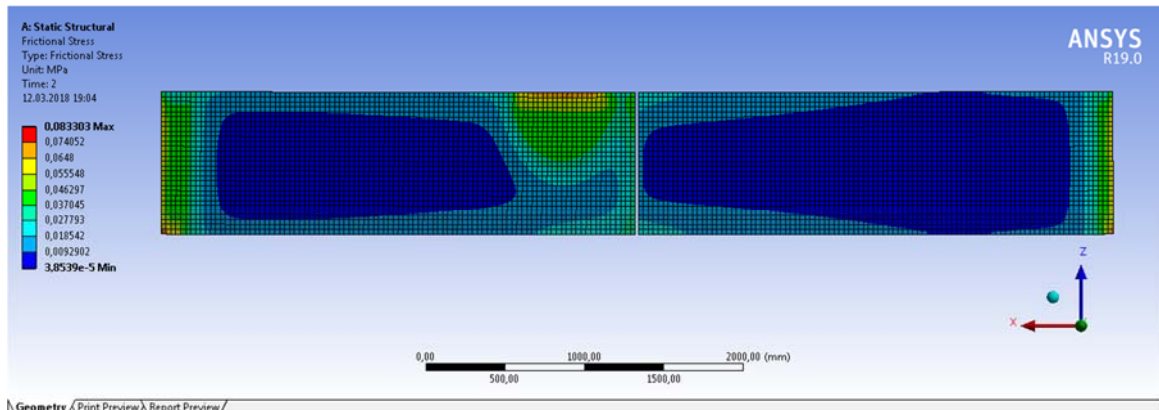


$\sigma = 0,35$

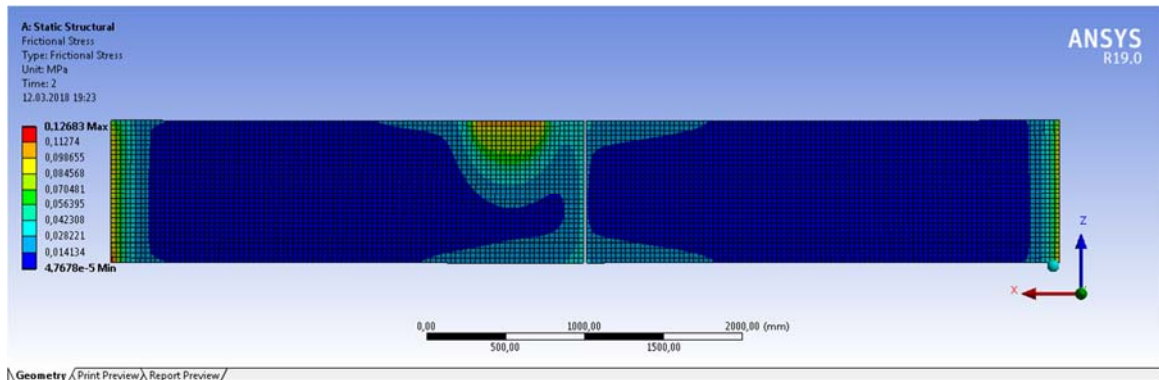


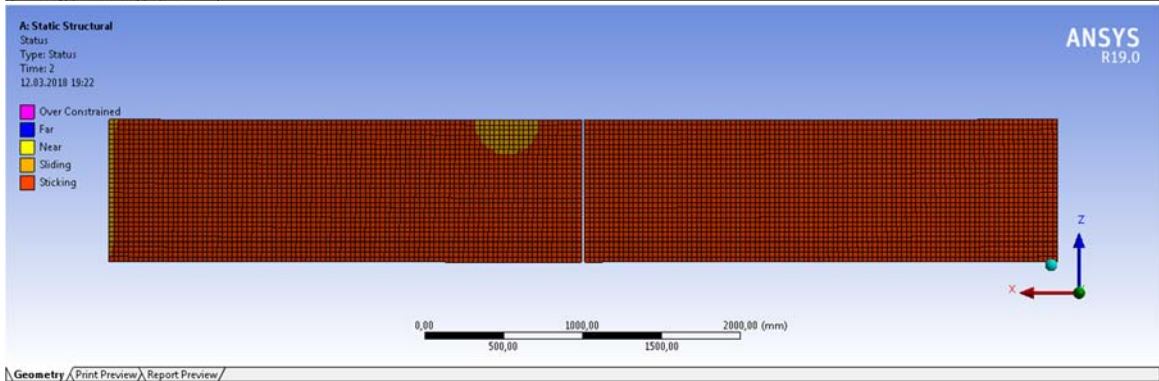
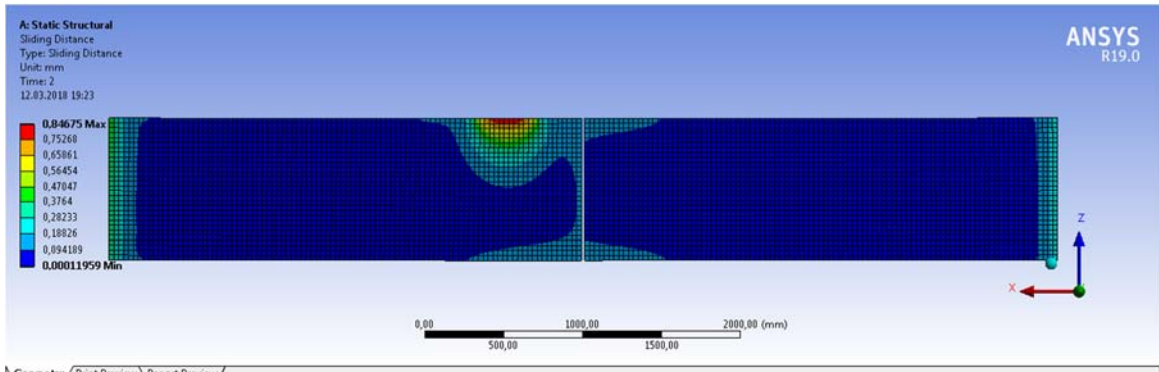
Vedlegg 7

$$\sigma = 0,35$$

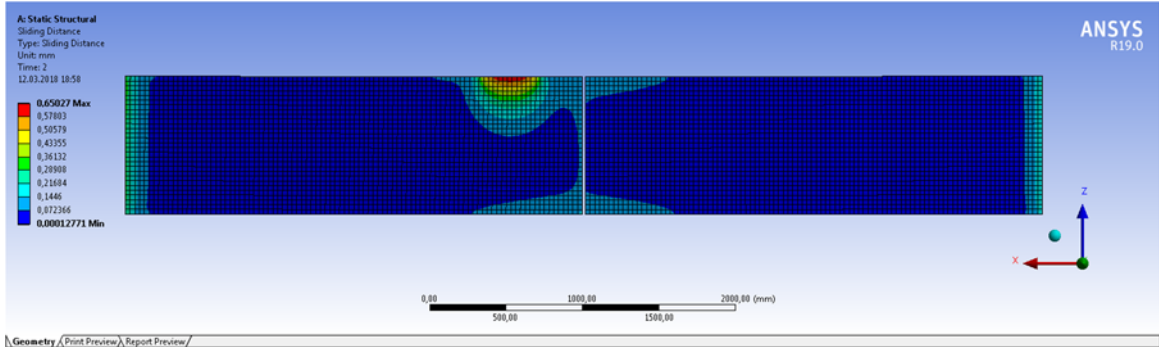
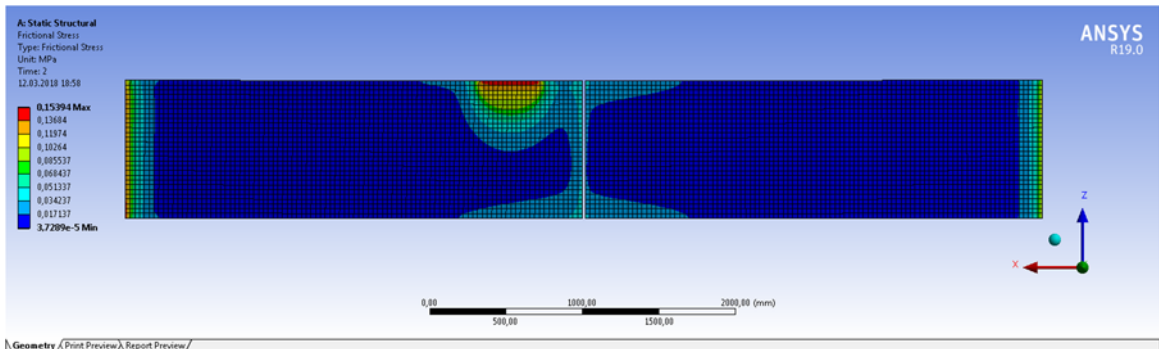


$$\sigma = 0,25$$





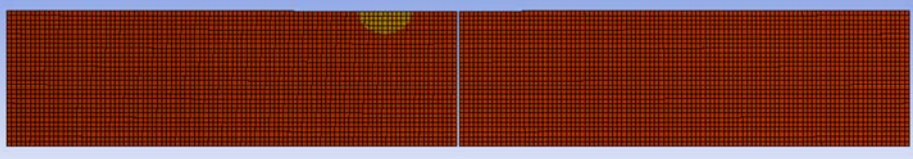
$$\sigma = 0,15$$



A: Static Structural
Status:
Type: Status
Time: 2
12.03.2018 19:19

ANSYS
R19.0

- Over Constrained
- Far
- Near
- Sliding
- Sticking





Norges miljø- og biovitenskapelige universitet
Noregs miljø- og biovitenskapelige universitet
Norwegian University of Life Sciences

Postboks 5003
NO-1432 Ås
Norway