

Norges miljø- og biovitenskapelige
universitet
Fakultet for Byggeteknikk og arkitektur
Institutt for matematiske realfag og teknologi

Masteroppgave 2015
30 stp

Teoretisk modell för rationell analys av mekaniska förband mellan styva skivor

Theoretical model for rational analysis of the mechanical connections between stiff plates

Martin Johansson

Förord

Denna uppsats påbörjades i 2013 och har dragit ut på tiden på grund av idrottssatsning och omfånget av uppsatsen. Den utgör 30 studiepoäng och är skriven för Norges- miljø og biovitenskapelige universitet. Arbetet var en idé från Nils Ivar Bovim som då var anställd på universitetet men under tidens gång hunnit gå pension men han har ändå fortsatt att engagerat sig som handledare för arbetet. Arbetet ingår som en del i forskningsprojektet ”Wood/Be/Better”.

Arbetet har för egen del verkligen varit en lärorik process där mina kunskaper inom flera olika delar inom byggnadskonstruktion och massivträbyggande förbättrats och det har gjort att nyfikenhet och inspiration uppstått angående massivträbyggande. Men det har varit prövande och jag har verkligen fått utmana mig själv att finna lösningar, framförallt för att implementera teorin i Excel vilket knappast hade varit möjligt utan Nils Ivars ypperliga kunnande gällande både teori och programmering.

Ett stort tack till alla som har bidragit till att detta arbete har kunnat färdigställas. Först och främst till Nils Ivar för både intressant idé och kunnigt handledande. Han har tidigare skapat ett tvådimensionellt analysverktyg för förbindelser och styva skivor i excel som varit utgångspunkt och inspiration för arbetet. Från det har framförallt grafik och macros kunnat brukas.

Ett stort tack till Anders Björnfot som sent omsider involverades i processen som huvudhandledare och bidragit stort till uppsatsens utformning. Anders Steinsvik Nygård för hans handledning angående massivträelement. Lars Christian Mørch och Arne Schrøder för deras arbeten som jag har haft stor nytta av.

Arbetet har bestått av två delar, en teoretisk del som sedan implementerats i Excel som ett verktyg för att kunna analysera mekaniska förbindelser mellan styva skivor på ett rationellt sett. Detta program finns tillsammans med vindlastberäkningar bifogat på ett USB-minne. Vidare förutsätts läsaren ha konstruktionstekniskt kunnande och vara insatt i finita element metodens matematik. De bilder och figurer som saknar referens är egenproducerade.

Sammanfattning

För massivträhus är egenskaperna och orienteringen av de förband som för över skjuvkrafter mellan väggar och bjälklag väsentliga. Befintliga analysmetoder av mekaniska förband hos massivträhus har inneburit förenklade handberäkningar eller avancerade analyser i FEM-program som kan bli tidskrävande och svårmodellerade. Massivträelementen är ofta förbundna både mellan vägg och bjälklag och även vägg till vägg vilket gör att förbandssystemet verkar tredimensionellt.

En teoretisk modell för att tredimensionellt kunna analysera elastiska förbindelser mellan styva skivor beskrivs. Teorin används för att i Excel skapa ett program för att rationellt kunna analysera förbindelser i massivträbyggnader.

En åtta våningar hög massivträbyggnad har analyserats och resultaten visar att teorin innehåller svagheter där skivorna bara antagits kunna rotera i sitt plan. Antagandena medför en ”låsning” ger tvångskrafter på förbindelserna vilket gör att programmet och dess analyser svårtolkade och osäkra. En fullständig tredimensionell rörelse har visat sig krävas.

Teorin gör att verkliga tredimensionellt system av förband och styva skivor låter sig analyseras på ett tredimensionellt sätt där såväl systemets geometri av skivor som förbandens egenskaper och orientering beaktas. Den tredimensionella analysen gör att både de horisontella och vertikala förbindelserna i ett system med styva skivor analyseras. Fullständig tredimensionell modulering ger en betydligt styvare modell med mindre deformationer i förbanden jämfört med en tidigare FEM-analys där enbart de horisontella förbandens styvheter medräknats.

Själva processen för inmatning och analys går däremot snabbt och förändringar och olika uppsättningar går snabbt att modellera. Vidare validering av programmet behövs för att kunna säkerställa teorins och programmets giltighet och riktighet med de i arbetet valda antagandena. En vidareutveckling av teorin med fullständig tredimensionell analys är önskvärd.

Abstract

In CLT buildings the properties and orientation of the mechanical connections are essential do they transfer the shear forces between the walls and floor slabs. Existing analysing methods of mechanical connections between CLT elements can be simplified hand calculations or advanced FEM analyses which can be time consuming and difficult to modulate properly. The CLT plates are often connected both with wall to wall and wall to floor connections allowing the system of connectors to operate in three-dimensions.

A theoretical model for handling three-dimensional analyses between elastic connections and stiff plates is described. The theory is implemented in Excel where a program is created to rationally analyse connections between CLT-structures.

An eight story high CLT building is analysed and the results reveals that the theory has a false assumption that the plates only could rotate in plane. The assumption causes a false locking of the connections that's results in compulsive forces that makes the results from the program hard to construe. Absolute three-dimensional movement is necessary for the theory to be more accurate.

The theory enables a real three-dimensional system of stiff plates connected with mechanical connections to be analysed in a three-dimensional manner where the geometry of the plates and the properties and orienting of the mechanical connections are considered. The three-dimensional analyse enables both horizontal and vertical connections, in a system with stiff boards, to be analysed. A complete three-dimensional modulation gives a significantly stiffer model with smaller deformations in the connections compared to an earlier FEM-analyse where only the horizontal connections was regarded to contribute to the total stiffness of the model.

The actual process of data entry and analysis is a fast and different layouts and changes of these are easy to modulate. Further validation of the software is needed to ensure the validity and of the theory with the assumed presumptions. A further development of the theory with full three-dimensional analysis is desirable.

Innehållsförteckning

1	Inledning.....	8
1.1	Bakgrund och historik kring träbyggande i flera våningar.....	8
1.2	Varför bygga i massivträ.....	9
1.3	Palisaden, åtta våningars massivträhus på Ås.....	10
1.4	Existerande analysmetoder.....	11
1.5	Problemställning.....	12
1.6	Avgränsning av arbetet.....	12
2	Massivträ som konstruktionssystem.....	14
2.1	Massivträskivans uppbyggnad.....	14
2.2	Stomstabilitet.....	15
2.3	Axiella laster på massivträskivor i väggar.....	17
2.4	Horisontella laster på massivträskivor i väggar.....	18
2.5	Axiell styvhet för massivträskivor.....	20
2.6	Skjuvstyvhet för massivträskivor i planet.....	20
2.7	Mekaniska förbindelser mellan massivträskivor.....	21
2.8	Skruvförband i massivträ.....	22
2.9	Kapacitet och styvhet för helgängade självborrande skruvar i massivträ.....	25
2.9.1	Tvärbelastade skruvar.....	25
2.9.2	Axialbelastade skruvar.....	27
3	Styva skivor med linjärelastiska mekaniska förbindelser.....	29
3.1	Orientering av modellen.....	29
3.2	Konventioner för systemet.....	32
3.3	Fjäderstyvheter och kapacitet för dessa.....	33

3.4	Transformationer	38
3.4.1	Transformation av lokala fjäderstyvheter till globala	39
3.4.2	Transformation på grund av geometriförhållande mellan slavnod till masternod ...	40
3.5	Slutliga masterstyvheter och omvandling för knutpunktskrafter	41
4	Implementering i Excel	42
4.1	Uppbyggnad av modell	42
5	Resultat och analys	46
5.1	Vindlaster	46
5.2	Kontroll av skjuvdeformationer	46
5.2.1	Skjuvningsdeformationer i vägg och deformationer i förbindelser.....	49
5.3	Validering av programmet FE_3D	51
5.4	Analys på Palisaden.....	51
5.4.1	Begränsningar och förenklingar	52
5.4.2	Förbindelser.....	53
5.4.3	Modell av Palisaden	53
5.5	Resultat av analys på Palisaden.....	53
6	Konklusion och diskussion.....	57
7	Vidare arbete	59
8	Referenser.....	60
9	Bilagor.....	63
9.1	Lista över figurer	63
9.2	Lista över tabeller	65
9.3	Skriftliga bilagor	65
9.4	Digitala bilagor.....	65

1 Inledning

1.1 Bakgrund och historik kring träbyggande i flera våningar

Historiskt sett har träbyggande varit den vanligaste byggmetoden här i Norden. Men i och med städernas framväxt så tog sten-, betong- och stålbyggande över då det skulle byggas flervåningshus. Nu har massivträ kommit som ett nytt alternativ som stommaterial för högre byggnader där skivornas goda egenskaper som lastbärande element tillsammans med ett system av förband som självborrande skruvar kan vara ett konkurrensförmåligt bra alternativ. De tekniska egenskaperna som lastbärande komponent är goda men det är viktigt att beakta de deformationer som horisontella laster ger upphov till i skjuvväggar (Nygård m.fl., 2014) och de glidningar i mekaniska förband som dessa ger upphov till (Schröder, 2013).

De tidigare gällande begränsningar i byggnadshöjd var på grund av hållfasthetsmässiga egenskaperna för de tekniker så som då fanns för trähusbyggande i form av timring och träregelbyggande. För träreglar ligger den vertikala bärförmågan för 45x170 mm reglar med cc avstånd på 600 mm på ca 4-5 våningar (Engström m.fl., 2013) och för timmerstomme så blir begränsningen ofta sättningen i stommen vilket gör att den sällan används för mer än tre våningar. Även byggregler gällande brand har begränsat utvecklingen av träbyggande i höjden. Fram till 1990-talet så innebar de gamla byggreglerna gällande brand en begränsning i användandet av trä i högre byggnader. Detta hade lagstiftats efter flera stora stadsbränder så som den stora branden i Sundsvall 1888. Bland annat har högsta tillåtna byggnadshöjd och antal våningar reglerats i tidigare byggnadsnormer fram till att BFS 1993:58 trädde i kraft. Då övergick byggreglerna till att bli funktionsbaserade krav i BFS 1993:57 och i Norge skedde detta i och med FOR-1997-01-22-33 infördes. I dessa byggregler ska istället de givna funktionerna uppfyllas och det öppnar för ökad träanvändning även för högre byggnader. De vanligaste sätten att lösa brandkraven är med isolation, täckande av ytor med gips och sprinkling (Green, Karsh, 2012). Gällande massivträ så är det tillåtet att räkna med förkolning som isolation och vid en viss överdimensionering är fortfarande massivträet bärande under och efter brand (Massivträhandboken, 2006).

1.2 Varför bygga i massivträ

Ny teknik för produktion av limmade träprodukter har utvecklats i och med de regeländringar som nämndes i *kapitel 1.1*. Detta har gjort att träbaserade produkter blivit ett nytt alternativ som stommaterial för byggande av främst flerbostadshus och kontorsbyggnader. Det finns i flera utföranden så som limträ, laminerat fanerverke, olika limmade spånprodukter och massivträ, ibland benämnt CLT, (Cross Laminated Timber). I Skandinavien är det massivträ och limträ som vanligtvis används som stommaterial av ovan nämnda produkter.



Figur 1.1 Från vänster till höger: Laminerat fanerverke, exempel på en limmad spånprodukt, massivträ. (Figur: Green, Karsh, 2012).

Den vertikala lastupptagande förmågan är god och klarar stora laster (Skidmore m.fl. 2013) och vid lägre höjder kan skivorna betraktas som relativt styva men vid ökad byggnadshöjd så ökar de horisontella krafterna och både förskjutning i skivor och förbindelser kan uppstå och dessa egenskaper är viktiga att ta hänsyn till vid dimensioneringen för högre massivträbyggnader (Line m.fl., 2011). Fördelarna med att använda massivträ som stommaterial jämfört med stål och betong kan ses i miljö, vikt, pris, tid och arbetsmiljö. Miljöfördelarna är ett av de tyngsta argumenten då det kan ses som ett förnybart material som kan recirkuleras och därmed ett koldioxidneutralt stomalternativ i byggnader. Koldioxiden lagras istället för att släppas ut. I London har ett flerbostadshus som heter Murray Grove Tower byggts och det är på nio våningar och 29 meter. Där lagras 181 ton koldioxid istället för att om det byggts med betongstomme släppt ut 125 ton koldioxid vilket ger en nettoskillnad på 306 ton (Green, Karsh, 2012). Vikten för massivträ är ca 480kg/m³ (CLT, 2009) och stommen blir därför betydligt lättare jämfört med både betong och stålkonstruktioner. Därmed blir totalvikten lägre lasterna på grunden reduceras. Montaget av massivträ kan vara fördelaktigt jämnt emot prefabricerad betong då elementen väger avsevärt mindre och blocken kan därför göras större och antalet lyft kan minskas vilket

kan spara tid. Tidsmässigt så går montaget snabbare då det kan monteras kontinuerligt jämfört med platsgjuten betong som behöver 7-10 dagar från gjutning tills det kan ta last och byggnationen uppåt kan fortsätta med armering och formresning. En ytterligare fördel är att det inte krävs någon uttorkningstid så stomkompleteringen kan påbörjas direkt. Håltagning och efterbearbetning i massivträ är jämfört med betong enklare och arbetsmiljömässigt gynnsam. Dessutom är prefabriceringen hög vilket gör byggandet rationellt och kostnadseffektiv och själva byggprocessen blir förutsägbar. Byggekostnaden är enligt studien i Tall Wood, (Green, Karsh, 2012) likvärdiga (varierar med ett par procent) för en byggnad med betongstomme kontra massivträ både i fallet för en byggnad på 12 respektive 20 våningar.

1.3 Palisaden, åtta våningars massivträhus på Ås

Två stycken strukturellt sett identiska byggnader på åtta våningar med 127 studentrum i vardera har uppförts med en bärande massivträstomme, vidare kallad Palisaden (*figur 1.2*). De är placerade rakt söder om universitetscampus på Ås i Norge. Veidekke har varit generalentreprenör och Österrikiska Mayr-Melnhof Kaufmann Group har levererat massivträelementen. Hela stommen på Palisaden restes på tre och en halv vecka inklusive trappor och volymelement med badrum. Byggnaden uppfyller även kraven för passivhus i Norge. Byggekostnaderna för Palisaden landade på ca 25 000 nok/m² vilket i Norge anses som bra och är under den gräns som berättigar för statligt bidrag gällande studentbostäder.

Planlösningen är lika för alla våningar och skiljer sig i princip bara med varierande vägg tjocklek nedåt i byggnaden. De vertikala lasterna kan därmed föras rakt ner genom väggarna och utnyttja den goda axiella bärförmågan hos massivträskivorna. På grund av höjden på byggnaderna så utsätts de för en betydande vindpåkänning vilket ställer krav på horisontalstabiliseringen. De horisontella krafterna tas om hand genom skivverkan mellan bjälklag och väggar som för de horisontella krafterna ned i grunden.

Skivornas styvhet i sitt plan är god och lämpar sig väl för denna typ av samverkan. Men för att de ska kunna samverka så krävs någon form av mekanisk förbindelse mellan dem. På Palisaden är detta löst på flera olika sätt. Helgångade självborrande skruvar, vinkelbeslag och stålplattor är ditmonterade och kan ta upp både horisontella krafter och sträckkrafter (*se figur 1.2*). För enbart sträckkrafter finns vertikala stålband som är fastsvetsade i grunden och kontinuerligt skruvade och även vindankare finns monterade på stommens fasadsida.



Figur 1.2 Uppe till vänster: Palisaden under uppförande. Uppe till höger: Helgängade skruvar och vinkelbeslag med skruvar mellan element tänkt att ta horisontella krafter och sträckkrafter. Nedtill vänster: Plåt med skruvar mellan element tänkt att föra horisontella krafter vidare och även sträckkrafter. Nedtill höger: Stålplåtar mellan våningar, förankrade och insvetsade i grunden och tänkta att ta sträckkrafter.

1.4 Existerande analysmetoder

De beräkningsalternativ som finns att tillgå för byggnader i massivträ så finns ofta metoder och tabeller från tillverkarna eller olika varianter av handberäkningar tillsammans med egengjorda kalkylblad och dylikt. När det gäller dataanalyser så kan det göras med ett finitelementmetod-

program som till exempel ANSYS, Focus, StatCon, Strusoft, RSTAB, Robot Structure och SAP2000.

Problematiken kring handberäkningar är att analysen måste förenklas till två dimensioner och att samverkan mellan väggar och förbindelser i ett system inte låter sig göras. Detta kan ge upphov till att det läggs in onödigt stora säkerhetsmarginaler och följderna av detta kan bli en onödig och kostsam överdimensionering. Även precisionen i beräkningsgången kan bli vansklig då kraft och samverkan mellan olika element måste beräknas.

Angående FEM-analys så är en sådan gjord för Palisaden i ANSYS av Mørch (2014). Enligt hans rapport så var denna analys både tidskrävande och svårmodellerad att bygga upp och flera förenklingar mot "as buildt" fick göras. Det stämmer med den information som Lunde (2010) inhämtat från leverantörer om att det ofta är för tidskrävande att kunna analysera större modeller i FEM-program.

Även de kunskaper som funnits kring förbindelser och utförandet av dessa och därmed deras bidrag till byggnadens styvhet har varit bristfällig (Schröder, 2013). Detta har gjort det svårt att beräkna deras bidrag till byggnadens styvhet som är avgörande för att kunna analysera byggnadens totala styvhet och dessa styvheter är absolut väsentliga för en analys i ett FEM-program.

1.5 Problemställning

Målet med arbetet är att utveckla en rationell teoretisk tredimensionell FEM-modell anpassad för att analysera linjärt elastiska förband i byggnader med styva skivor. I princip konstruktioner av massivträelement förbundna med skruvförband. Det har hitintills varit förenklade handberäkningar eller tidskrävande FEM-analys som använts vid denna typ av analys. Vidare från denna teoretiska modell är målet att skapa ett analysverktyg i Excel där det går snabbt att kunna lägga in olika väggar och skruvförband med verkliga värden och analysera dessa främst under horisontell lastverkan så att en kontroll av förbindelserna låter sig göras på ett metodiskt och snabbt sätt. Implementering av modellen utförs med en analys av Palisaden.

1.6 Avgränsning av arbetet

I rapporten kommer det främst handla om styvheter och deformationer för att en enkel jämförelse ska kunna göras mellan förbindelser och massivträelement. Det gäller även att

förbindelser i arbetet avser självbörande skruvar då detta är den vanligen förekommande förbindelsen för massivträhus.

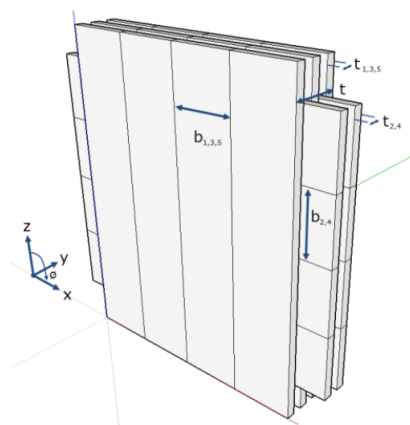
Den metod som byggts upp klarar i nuläget bara av horisontella eller vertikala skivor med laster som läggs in den ovanliggande skivans mittnod som resultanter. Enbart skivornas förband analyserats. Ingen dimensionering av massivträelementen görs men kraftresultanter på elementen kan hämtas ut från analysverktyget. Det lastfall som analyseras är för maximal vindlast för att se deformationer och kapacitet hos förbindelserna. Egenlast och nyttolast utelämnas då analysen avser skruvförbandens förskjutning på grund av horisontallast. Friktionen mellan elementen utelämnas tills vidare vilket gör att analysen kan ses som konservativ.

2 Massivträ som konstruktionssystem

I detta kapitel beskrivs massivträskivor och massivträstommar med utgångspunkt från Massivträhandboken (2006) om ingen annan källa uppges. Läsare förutsätts ha kunskaper om byggnadskonstruktion och i materiallära för stål och trä.

2.1 Massivträskivans uppbyggnad

Massivträ består av hoplimmade korslagda skikt av trälameller. De ligger oftast vinkelrätt om varandra men även skikt skrått om varandra är möjligt för att erhålla bättre egenskaper gällande skjuvkrafter (Nygård m.fl., 2014). Ett massivträelement består oftast av 3 till 7 skikt, ojämnt för att inte få max skjuvspänning i limningssnittet. Tjockleken på lamellerna kan variera men är densamma för lameller i samma riktning.



Figur 2.1 Exempel på uppbyggnad av en femlagers massivträskiva. (Figur: Nygård m.fl., 2014)

Även kvalitén på skikten kan varieras för att ge olika egenskaper för elementen. För bjälklag gäller att de lamellerna med högre kvalitet placeras ytterst för att enligt Steiners sats för bjälkar sats uppnå högre böjstyvhet. I väggar kan de styvare lamellerna placeras axiellt för ökad bärförmåga vertikalt eller horisontellt för ökad skjuvstyvhet (Nygård m.fl., 2014). Det yttersta lagret orienteras normalt med den vertikala kraftriktningen i väggar och i spannlängden för bjälklag. På grund av att trälamellerna korslimmas så uppnås en mer formstabil produkt som liknar en armerad betongskiva gällande hållfastegenskaper med en god styvhet både i planet och böjstyvhet ut ur planet (Bilek m.fl., 2011).

2.2 Stomstabilitet

När det gäller stomstabiliteten så blir den mer krävande när det gäller massivträ mot konventionella betong- och stålbyggnader. Massivträbyggnadens lägre egenvikt ger att vindlastens relativa verkan blir större och därmed ökar kraven på horisontalstabiliseringen för byggnaden.

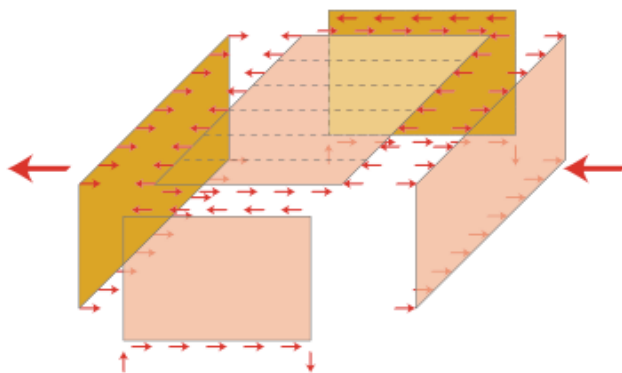
Byggnadssystemet som helhet ska som brukligt kontrolleras för stjälpning och glidning. Därefter ska de väggar och bjälklag som utgör det horisontalstabiliserande systemet kontrolleras. Samverkan mellan dessa antas ske via skivverkan i tredimensionellt system enligt *figur 2.2*. De vindbelastade väggarna vinkelrätt vindriktningen för över tryck och dragkrafter till bjälklagen och skjuvväggarna.

Ett vanligt bjälklag består av flera sammanfogade massivträelement och dessa utsätts till följd av horisontalkrafterna för förskjutning. Det är önskvärt att dessa bjälklagselement kan samverka som en större styv skiva för att kunna uppnå den lastöverföringsprincip som visas i *figur 2.3*.

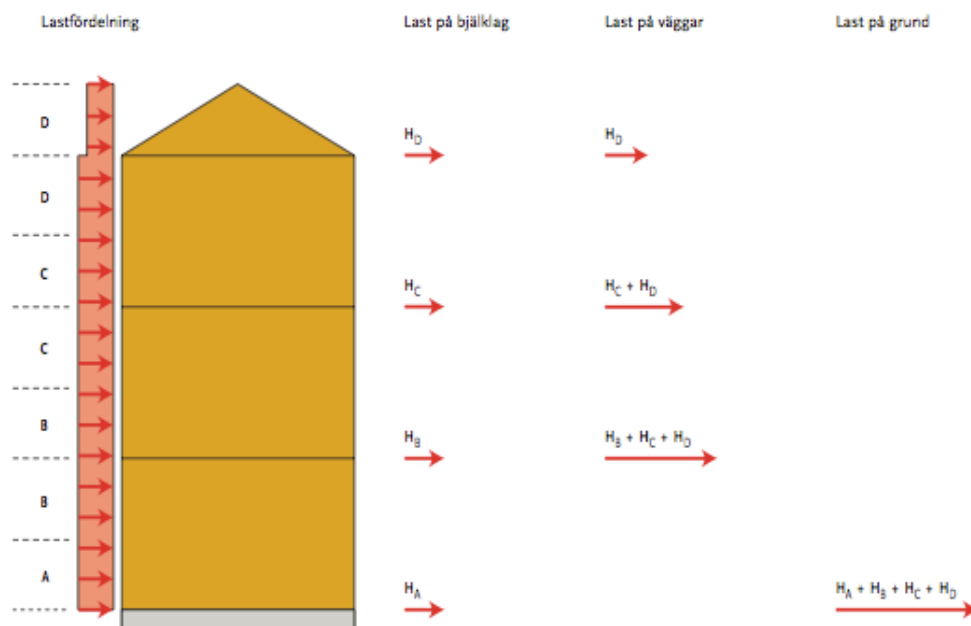
Detta uppnås via att bjälklagsskivorna sammankopplas med olika skarvlösningar så som halv överlappning eller via infogade skivor som sen limmas eller skruvas ihop och skapar en större styv skiva. Helt avgörande för att detta ska kunna ske är att limmförband eller skruvförband dimensioneras för dessa skjuvkrafter och uppnår tillräcklig styvhet för att skivverkan ska vara möjligt.

Då massivträelementen är klart styvast i sitt plan (SINTEF, 2011) är det främst skivplanets styvhet som verkar för att stabilisera byggnaden. Horisontalkrafter på byggnaden förs genom skjuvkrafter i skivplanet vidare nedåt i konstruktionen. Tillräcklig skjuvförmåga i väggarna och i de mekaniska förbindelserna mellan bjälklag och de avstyvande skjuvväggarna krävs för att kunna föra horisontalkrafterna vidare nedåt. Den avstyvande väggen får i sin underkant drag- och tryckkrafter på grund av det vridande moment som den utsätts för i tillägg till förskjutning. För att det stomstabiliserande systemet ska vara effektivt för byggnaden är placeringen och orienteringen av skivorna viktig.

Den på byggnaden verkande vindlasten fördelas principiellt enligt *figur 2.3*. Den horisontala lasten på bjälklaget är tämligen lika för de flesta plan medan horisontallasten summeras nedåt för de avstyvande väggarna.



Figur 2.2 Principskiss på lastöverföring i en byggnad som stabiliseras med hjälp av skivverkan. Vindkrafter ger drag och sugkrafter på ytterväggarna som överförs till bjälklag och avstyvande väggar. (Figur: Massivträhandboken, 2006).



Figur 2.3 Laster på bjälklag, väggar och grund från horisontell vindlast. (Figur: Massivträhandboken, 2006).

H horisontallast, $[N/m^2]$

De deformationer som uppkommer på grund av de horisontellt verkande krafterna består av skjuvdeformationer i massivträelementen och deformationer i de mekaniska förbindelserna på grund av förskjutning. Enligt Massivträhandboken (2006) ”Eftersom massivträelementen i sig i de flesta fall är mycket styva kommer de största deformationerna att uppstå i fogarna mellan

elementen. För att få en uppskattning av den totala utböjningen i en byggnad måste man således ha kännedom om infästningarnas styvhet.” Utformningen och placering och skjувväggar för att uppnå stomstabilisering är dock väsentlig.

2.3 Axiella laster på massivträskivor i väggar

De laster som belastar väggarna axiellt är i normalfallet egenlasten hos ovanliggande byggnadsdelar samt nytto-, snö och vindlast. Dessa ger upphov till tryckspänningar med fibrerna i huvudriktningen för skivan. I vindlastens fall kan dessa ge upphov till både tryck, och dragkrafter.

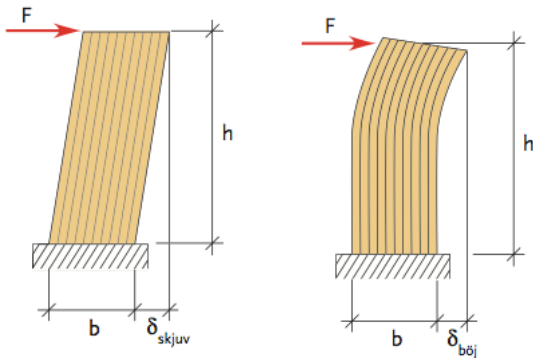
Den axiella bärförmågan för trä är god medan den tangentiella är betydligt sämre. Lasten axiellt på en massivträskiva verkar tangentiellt mot fiberriktningen för några av lammellagrena och bärförmågan blir därför lägre för massivträ än för limträ längs huvudriktningen. Denna effekt vinnns igen på skjувkapaciteten hos massivträskivorna jämfört med limträ och gör att de fungerar som just skivor. Skivorna utnyttjar i likhet med en betongkonstruktion att det har en stor lastupptagande area. För väggar så ska de dimensioneras som en tryckt och böjd konstruktion och i de flesta fall är deformation i skivans veka riktning dimensionerande.

I en amerikansk studie (Skidmore m.fl. 2013) jämförs en byggnad på 42 våningar (ca 126,8 m) uppbyggd av dels armerad betong med en stomme i massivträ och limträ kombinerat med stålbjälkar. Där visas att en våningshögt limträpelare med måtten 610x610 mm klarar 5338 kN vilket anses som en typisk last för pelare i ovan nämnda byggnad. Detta motsvarar för stål en H-balk med yttermått på 371x359 mm eller 508x508 mm för armerad betong. Detta kan illustrera vilken kapacitet trä har att ta axiell last. Träpelaren och stålpelaren i ovan nämnda fall har en fördel att de uppstår snarlik deformation vilket är en fördel om dessa material kombineras.

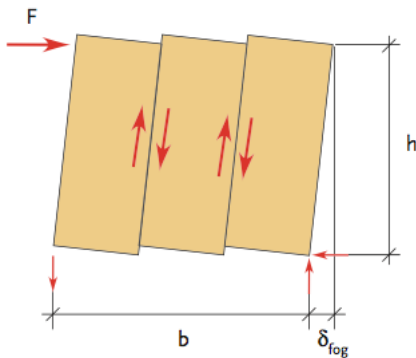
Väggarna utsätts som sagt för både axiella och horisontella laster och dimensioneras normalt som en konstruktion utsatt för normalkraft med samtidig böjning enligt *NS-EN 1995-1-1* för alla aktuella lastfall.

2.4 Horisontella laster på massivträskivor i väggar

Angående de horisontella lasterna på väggarna så är dessa i normalfallet vind- och snedställningslaster. Horisontallasten ger upphov till både skjuv- och böjspänningar enligt figur 2.4, som visar deformationer på grund av dessa spänningar.



Figur 2.4 Vänster: Förskjutning av vägg på grund av horisontallast. Höger: Böjning av vägg på grund av horisontallast. (Figur: Massivträhandboken, 2006)



Figur 2.5 Förskjutning av fogförband på grund av horisontallast. Höjd h , bredd b och tjocklek av vägg t . (Figur: Massivträhandboken, 2006)

De mest kritiska spänningarna som uppstår på grund av detta är skjuvspänningar. De böjspänningarna som uppstår är oftast långt ifrån kapaciteten hos massivträskivorna. Dels på grund av geometrin av väggarna som då fungerar som en extremt hög balk och på grund av att de då böjs kring sin styvaste axel.

Horisontalkrafterna antas i princip bara tas upp av de väggar som blir belastade i planet. Det är via de skjuvkrafter som dessa väggar för vidare lasterna via mekaniska förband till sitt upplägg och sedan vidare nedåt mot grunden.

På grund av träets ortotropa egenskaper och massivträelementens orientering av lamellerna så är Skjuvmodulen 5 till 7,7 gånger högre i väggplanet än ut ur planet beroende på uppbyggnad och elementtjocklek (Martinsons KL-trä, 2011). Detta tillsammans med de geometriska förhållandena av skivorna där längd och bredd av skivorna oftast är betydligt större än tjockleken leder till följande slutsats; för en konstruktion med stabiliserande massivträelement styrs konstruktionens styvhet till större del av styvheten i skivornas plan än ut ur dess plan. Därmed blir den stabiliserande verkan mot horisontella krafter som väggsnivorna bidrar med i respektive skivas plan.

Då skivor sammanfogas för att uppnå en stabiliserande vägg så krävs det de sammanfogas med någon typ av förband för att samverka som en skiva. Fogen ger ett ytterligare bidrag till den totala horisontal deformationen enligt *figur 2.5*. Horisontalkraften på en vägg ger upphov till skjuvspänning τ enligt *ekvation 2.1* och skjuvdeformationen δ enligt *ekvation 2.2*.

$$\tau_{max} = \frac{F}{b \cdot t} \quad (2.1)$$

$$\delta_{skjuv} = \frac{F \cdot h}{b \cdot t \cdot G} \quad (2.2)$$

Den böjspänning, σ_{max} , som uppkommer är på grund av det moment, M , som den horisontellt verkande kraften ger upphov till genom böjmotståndet, W , för väggen enligt *ekvation 2.3*.

Förskjutningen på grund av detta, $\delta_{böj}$, är integralen av böjspänningen i *ekvation 2.4*.

$$\sigma_{max} = \frac{M}{W} = \frac{F \cdot h}{\frac{t \cdot b^2}{6}} \quad (2.3)$$

$$\delta_{böj} = \frac{F \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} \quad (2.4)$$

Den vertikala kraften, F_v , som uppstår i fogarna på grund av de horisontella lasterna fås av *ekvation 2.5*. Deformationerna i fogarna mellan skivorna då den är linjärlastisk ges av *ekvation 2.6*. Där den vertikala kraften på fogförbanden ger upphov till glidningen, δ_{fog} , vinkelrätt dessa förband enligt *ekvation 2.7*.

$$F_v = F \cdot \frac{h}{b} \quad (2.5)$$

$$\Delta y = \frac{F_v}{k_k} \quad (2.6)$$

$$\delta_{fog} = \gamma \cdot h = \Delta y \cdot \frac{h}{b} \quad (2.7)$$

k_k	styvhet k, [N/m]
γ	snedställningsvinkel, [rad]
δ	deformation, [mm]

Summan av de horisontella förskjutningarna är deformationen på grund av skjuvning i elementet, böjning av elementet och förskjutning av eventuella förband och ser ut enligt *ekvation 2.8*.

$$\delta_{tot} = \delta_{skjuv} + \delta_{böj} + \delta_{fog} \quad (2.8)$$

2.5 Axiell styvhet för massivträskivor

De axiella egenskaperna i en massivträskiva bestäms främst av de lameller som är orienterade med fibrerna i aktuell riktning (*se figur 2.1*) då styvheten för trä axiellt är betydligt högre än transversellt (Nygård m.fl., 2014). Styvheten i denna riktning kan därför förenklat antas vara lik en andel av den styvhetsmodul, $E_{0,Mean}$, som gäller för aktuella lameller med fiberriktning i aktuell axel.

$$E_{0,Mean} \quad \text{Axiell styvhet, [N/mm}^2\text{]}$$

2.6 Skjuvstyvhet för massivträskivor i planet

För laster i planet på korslimmade massivträskivor så beror skjuvtöjningen ideellt sett av skjuvmodulen parallellt fiberriktningen, $G_{090,mean}$. Men på grund av imperfektioner så som sprickor och ej fullständig ihoplimning så uppkommer i tillägg till skjuvtöjningar också torsionsdeformationer (Bogensperger m.fl., 2010). Vilka reducerar den effektiva skjuvmodulen, G^* , för massivträskivan enligt *ekvation 2.9*.

$$G^* = \frac{G_{0,mean}}{1 + 6 \cdot \alpha_{FE-FIT,ortho} \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2} \quad (2.9)$$

Då denna korrektionsfaktor, $\alpha_{FE-FIT,ortho}$, är anpassad för oändligt antal skivlager så uppkommer gränsvärdesproblem. Korrektionsfunktionen enligt *ekvation 2.10-11* gäller för en trelagers respektive femlayers massivträskiva och är mer noggrann och användas för dessa fall (Bogensperger m.fl., 2010).

$$\alpha_{FE-FIT,ortho,3} = 0.5345 \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^{-0.7947} \quad (2.10)$$

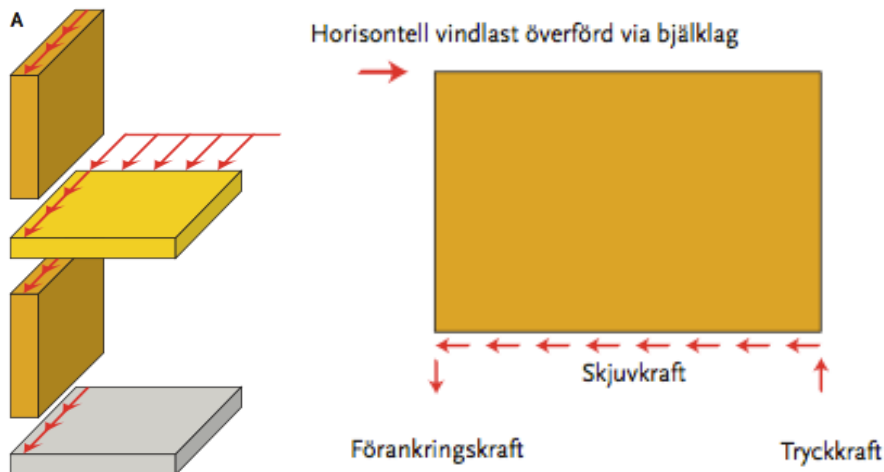
$$\alpha_{FE-FIT,ortho,5} = 0.4243 \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^{-0.7941} \quad (2.11)$$

G^*	<i>effektiv skjuvmodul, [N/mm²]</i>
G_0, mean	<i>effektiv skjuvmodul, [N/mm²]</i>
$\alpha_{FE-FIT,ortho}$	<i>korrektionsfaktor beroende av antal lammellager, []</i>
t	<i>lammeltjocklek (se figur 2.1), [mm]</i>
b	<i>lammelbredd (se figur 2.1), [mm]</i>

2.7 Mekaniska förbindelser mellan massivträskivor

För att skivsamverkan som beskrivs i kapitel 2.2 ska vara möjlig behövs det någon form av förbindelse mellan massivträelementen. Dessa förbindelser ska klara av att föra skjuvkrafter och eventuella upplyftande krafter vidare ned i grunden så som i *figur 2.6*. Dessutom krävs att de mekaniska förbanden bidrar till att byggnaden uppnår tillräcklig styvhet och underskrider dess kapacitet och de deformationskrav som ställs på konstruktionen i enlighet med de olika Eurokoderna (NS-EN 1990-1-1, NS-EN 1991-1-4, NS-EN 1995-1-1).

Varje enskilt förband måste analyseras och även dess effekt i ett system som verkar för att byggnaden uppnår erforderlig styvhet så att rörelser och accelerationer i brukgränsstillståndet begränsas. De mekaniska förbindelsernas bidrag gällande styvhet har en stor inverkan på byggnadens totala styvhet när det gäller massivträ.



Figur 2.6 Till vänster: Överföring av horisontalkraft mellan vägg och bjälklag vid upplagd vägg. (Figur: Massivträhandboken, 2006). Till höger: Kraftjämvikt för stabiliserande vägg där behovet av förankringskraft framgår. (Figur: Massivträhandboken, 2006)

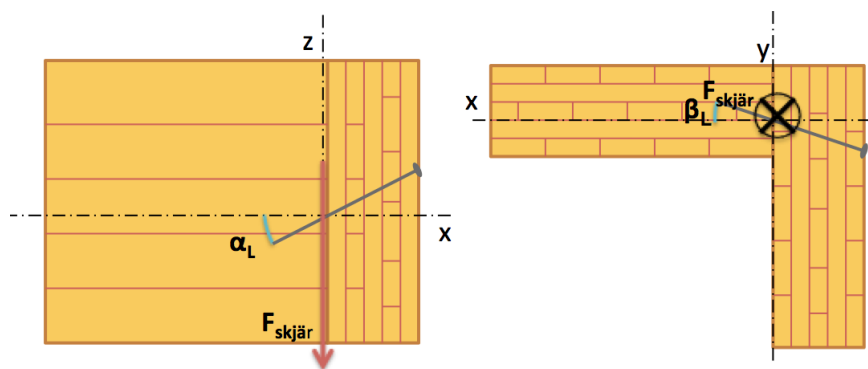
Exempel på olika typer av förbindelser som förekommer mellan de olika massivträelementen är skruvar, spikar, spännstag, skruvade eller spikade eller limmade plåtar och skivor. Den lägre egentyngden och därmed minskade friktionen mellan elementen hos en byggnad med massivträ ökar behovet för vertikal- och horisontell förankring. Styvheten och styrkan hos förbindelserna är väsentlig för att uppnå tillräcklig styvhet och brottsäkerhet i konstruktionen som helhet.

2.8 Skruvförband i massivträ

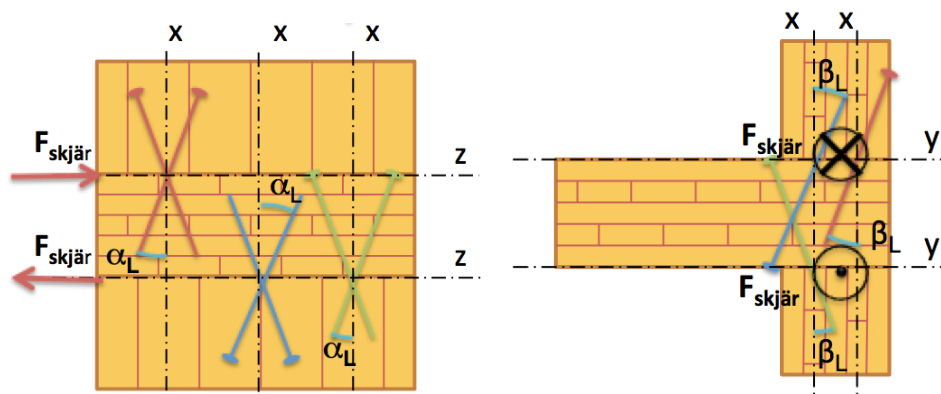
En metod att klara av de skjuv- och lyftkraft som uppstår mellan skivorna är att använda långa självborrande skruvar mellan elementen. Detta är huvudsystemet av mekaniska förbindelserna för många massivträbyggnader.

Vinkeln skruvarna skruvas i bör utformas så att dragkapacitet i skruven kan utnyttjas. Vilket betyder att uppträdande skjuvkrafter mellan skivorna kan överföras med en axiell komponent i skruvarna vilket är mer fördelaktigt till skillnad om det belastat tvärs och därmed blir utsatta för ren skjuvkraft (Frangi et. al., 2014). Den vinkel som är avvikelser från normalen till skjuvkraften har vi valt att beteckna som α (se figur 2.7 och 2.8). En α -vinkel på 15-30 grader har Schröder (2013) konkluderat att det är bra för att både uppnå en hög brottstyrka och styvhet och för att rent praktiskt kunna skruva samman elementen. Försöken till Schröder (2013) visar att i de fall då skruven skruvats vinkelrätt mot kraftriktningen och därmed axiellt med fiberriktningen att det finns risk för en överskattning av styvhet och brottstyrka jämt emot hans teoretiskt

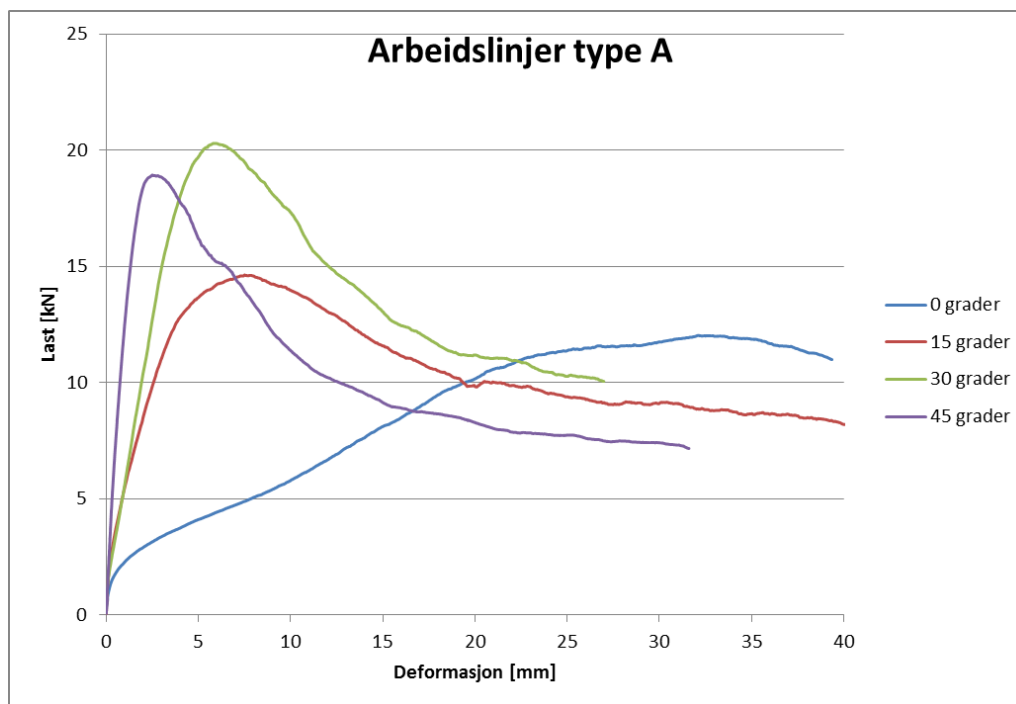
bestämda värden. För noll grader visar sig det teoretiska värdet vara grovt överskattat då styvheten bara är mellan en fjärdedel till en sjättedel mot de förväntade teoretiska. Styvheten med noll grader motsvarar ca 1/16-1/20 mot det styvhetsvärde han uppnått med 45 graders vinkel beroende på prov vilket illustreras i *figur 2.9*. En viktig fotnot är att Schrøders (2013) tester bara visar vad som händer då vinkeln, α , för skruven vinkelrätt kraftriktningen varieras så att de uppstår drag i förbindelsen i stället för som i fallet för 0 grader, bara skjuvkrafter. Vinkeln β påverkan undersöks ej och beskrivs ej mer än att det är en liten vinkel kring denna axel, Schrøders (2013). Vinkel β är som enkelt kan inses av den högra bilden i *figur 2.7* nödvändig av monteringsmekaniska skäl.



Figur 2.7 Till vänster: Skruv med vinkel α_L i förhållande till skjuvkraftens normal mellan två väggar i den penetrerade väggens x-z plan. Till höger: Skruv med vinkel β_L i förhållande till skjuvkraftens normal mellan två väggar i den penetrerade väggens x-y plan.



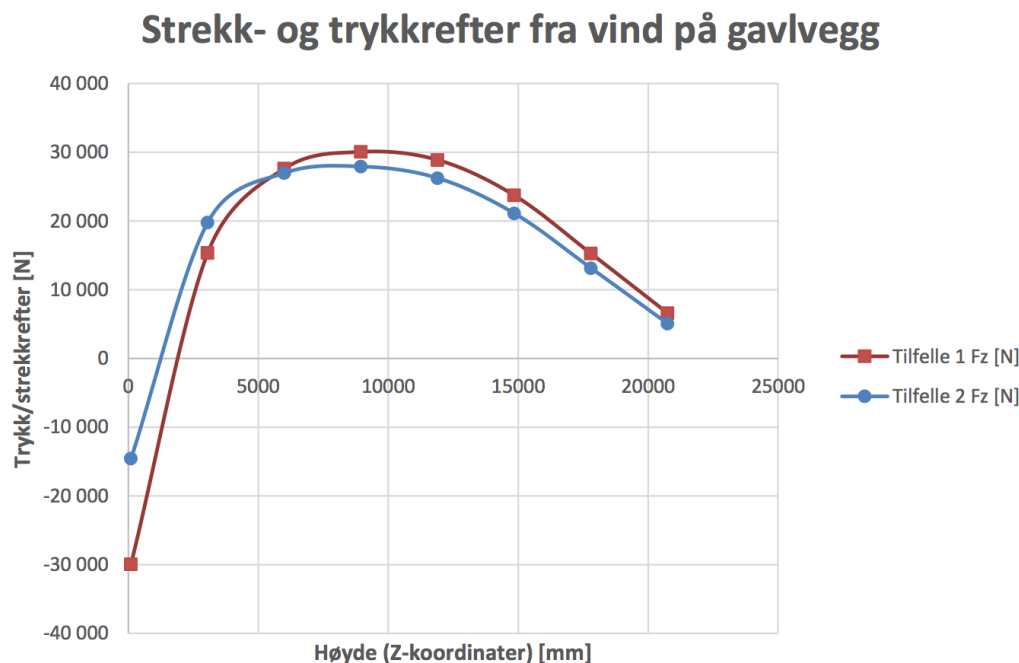
Figur 2.8 Till vänster: Skruvpar med vinkel α_L i förhållande till skjuvkraftens normal mellan vägg och bjälklag i den penetrerade delens x-z plan. Till höger: Skruvar med vinkel β_L i förhållande till skjuvkraftens normal mellan vägg och bjälklag i den penetrerade delens x-y plan.



Figur 2.9 Arbetslinjer från test av skruvar och betydningen av deras inskravningsvinkel, α , för styvhet och deformation. Sambandet mellan last och deformation är för ett försök med 145 mm massivträ med 320 mm självborrande skruvar. (Figur: Schröder, 2013).

I Mørchs (2014) analys av Palisaden konkluderar han felaktigt vikten av att ha skruvvinklar i både α -, och β -riktning för att uppnå en högre styvhet och därmed mindre förskjutningar i byggnaden totalt sett. Han använder resultaten från Schröders (2014) tester av styvhet i vinkel både i och ut av planet för väggar i sin analys. Schröders (2014) resultat gäller dock bara tester i planet.

Mørch (2014) resultat visar att högsta tryck och sträckkrafterna minskar med styvhet om bägge axlarna vilket visar i sin analys och det illustreras i figur 2.10. Den blå linjen är för det tillfälle då styvheter för 30 graders skruvvinkel används om bägge axlar och den röda är för 30 grader β -vinkel vilket medför lägre total styvhet och ökad belastning på de avstyvande väggarna. Vinkeln β är oftast en vinkel som monteringsmässigt är svår att ha kontroll på då den oftast är en nödvändig på grund av montage mer än en vinkel som går att styra. Slutsatsen att ökad skivverkan uppnås med styvare förband och därav effektivare materialutnyttjande med minskade max tryck och sträckkrafter verkar dock rimlig. Även utifrån de felaktiga antagelserna där förbanden i hans analys i princip gets samma styvheter längs med som ut ur skivplanet vilka inte behöver vara likvärdiga.



Figur 2.10 Sträck- og trykkrefter i gavlvægg till följd av vindlast på byggnaden gjord för skruvförband med styvhet motsvarande 30 graders β -vinkel (röd linje) respektive styvhet för 30-graders α - och β -vinkel (blå linje). (Figur: Mørch, 2014.)

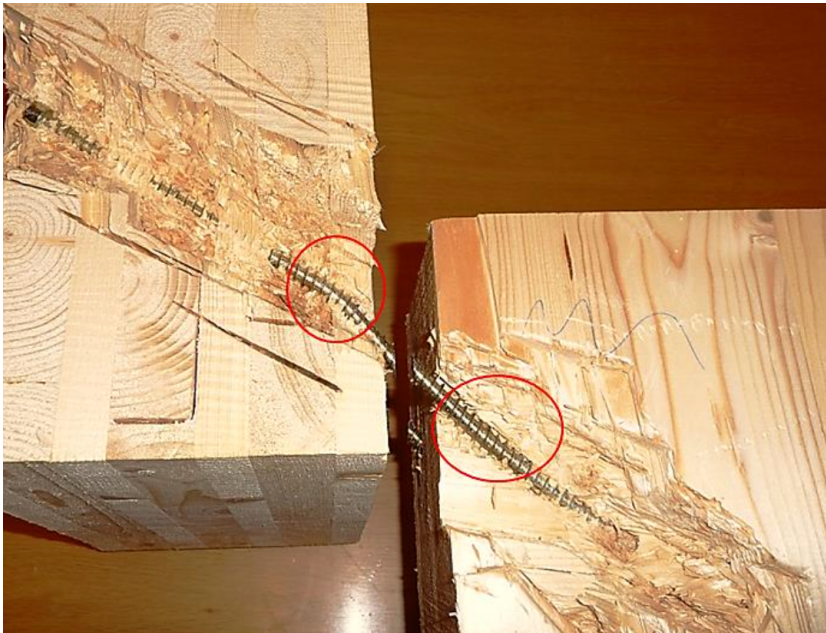
2.9 Kapacitet och styvhet för helgängade självborrande skruvar i massivträ

För skruvförbindelser i massivträ så är det Eurocode 5 (NS-EN 1995-1-1) som är gällande för dimensionering av dessa. Det finns inget eget kapitel för just massivträ utan dessa förbindelser beräknas på samma sätt som för skruvförbindelser i vanligt trä. De två huvudfallen som är egna underkapitel är tvärbelastade- och axialbelastade skruvar.

2.9.1 Tvärbelastade skruvar

För tvärbelastade skruvar gäller att kapaciteten för förbindelsen bestäms av längd, kapacitet och diameter på skruven och hållkantsfasthet hos massivträelementet. Vinkelskillnad mellan kraft och fiberriktning verkar inte spela någon roll för skruvförbindelser (Blass & Uibel, 2006). Det är reglerna för stavformade förbindelser i Eurokod 5 (NS-EN 1995-1-1) som grundar sig på Johansens (1949) teori som ger kapaciteten för tvärbelastade skruvar. Johansens (1949) teori går igenom sju olika typer av brottformer och för skruvförbindelser med hög utdragningskapacitet och som har bra duktila egenskaper så är det oftast brottformen i figur 2.10 som är gällande.

Ekvationen för denna brottform ser ut enligt *ekvation 2.12* där den högra delen (rope effect) begränsas till att vara högst lika stor som den vänstra delen (Johansen-delen).



Figur 2.10 Brott till följd av hålkantsbrott och utdragning av skruven vid horisontallast. (Figur: Schröder, 2013)

$$F_{v,Rk,f} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (2.12)$$

$F_{v,Rk,f}$ karakteristisk kapacitet för en förbindelse, [N]

$F_{ax,Rk}$ karakteristisk värde för en förbindelses utdragningskapacitet, [N]

$M_{y,Rk}$ karakteristiskt flytmoment för en förbindelse, [Nm]

$f_{h,1,k}$ karakteristisk hålkantsstyrka för trädel, [N]

d förbindelsens diameter, [mm]

β förhållande mellan trädelarnas hållkantsfasthet, []

För att beräkna styvheten, K_{ser} , av en vinkelrätt förbindare används *ekvation 2.13* (NS-EN 1995-1-1) där ρ^m är medeldensiteten hos massivträelementet. Av denna kan ses att det är massivträelementets densitet och diametern på skruven som styr styvheten och ej skruvens egenskaper då träets egenskaper för deformation är betydligt viktigare och antas vara den rådande parametern.

$$K_{ser} = \rho_m^{1,5} \cdot d/23 \quad (2.13)$$

K_{ser} *glidmodul, [N/mm²]*

ρ^m *medeldensitet för massivträ, [kg/m³]*

2.9.2 Axialbelastade skruvar

För skruvar med en skruvvinkel, α , gentemot tvärbelastade så beräknas skruven belastas i stort sett axiellt för vinklar över 30 grader enligt Eurokod 5 (NS-EN 1995-1-1). Detta är mer fördelaktigt för utnyttjandet av skruvens egenskaper både gällande kapacitet och styvhet. Ellingsbø & Malo (2012) har jämfört testade och beräknade värden för axiellt belastade skruvar parallellt skruvade fiberriktningen och konkluderat att modellen i Eurokod 5 stämmer relativt bra för självborrande skruvar i den storleksordning som använts på Palisaden. Utdragning ur trävirket kommer alltid vara det som ger brott vid duktila skruvar av de dimensioner som används på Palisaden. *Ekvation 2.14* ger kapaciteten mot utdragning för α större eller lika med 30 grader (NS-EN 1995-1-1).

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot \ell_{ef} \cdot k_d}{1,2 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \quad (2.14)$$

$F_{ax,\alpha,Rk}$ *karaktäristisk utdragskapacitet för en förbindelse med vinkel α , [N]*

$f_{ax,k}$ *karaktäristisk utdragskapacitet i vinkel α , [N/mm²]*

ℓ_{ef} *effektivt inträngningsdjup för skruv, [mm]*

α *vinkel mellan skruvaxel och normal till skjuvplanet, [°]*

n_{ef} *effektiva antalet förbindare, []*

k_d *diameterfaktor, []*

Det finns inte anvisat i Eurokod 5 om hur den axiella styvheten, K_{\parallel} , ska beräknas men den kan fås skruvtillverkarens tekniska godkänning så som ekvation 2.15, (ETA-11/0190, 2013).

$$K_{ser} = 780 \cdot d^{0,2} \cdot l^{0,4} \quad (2.15)$$

Tomasi m.fl (2010) menar dock att ökad skruvvinkel ökar styvheten för skruvförbindelser. Deras *ekvation 2.16* kombinerar den axiella och tvärbelastade styvheten plus ett bidrag från friktion mellan elementen.

$$K_{ser} = K_{\perp} \cos \alpha (\cos \alpha - \mu \sin \alpha) + K_{ax} \sin \alpha (\sin \alpha + \mu \cos \alpha) \quad (2.16)$$

K_{\perp} skruvstyvhet vinkelrät, [N/mm]

K_{ax} skruvstyvhet axiellt, [N/mm]

μ friktionskoefficient, []

Detta ger högre värden för styvheten vid ökad skruvvinkel jämfört med den vinkeloberoende axialstyvheten i *ekvation 2.16*. Detta är i linje med Schrøders (2013) arbete där hans styvhetsvärden för 15 och 30 grader stämmer relativt väl överens med Tommasi m.fl. En fara han pekar på är att den teoretiska styvheten vid 0 graders -vinkel blir överskattad (Schrøder, 2013).

3 Styva skivor med linjärelastiska mekaniska förbindelser

Förbindelserna bidrag till styvheten för byggnader i massivträ är avgörande för att uppnå de krav som ställs på byggnaden gällande hållfasthet och deformationer (Douglas m.fl., 2011). Målet har varit att skapa en rationell analysmetod för massivträbyggnader där styvheter och kapacitet hos förbindelser kan analyseras på ett rationellt sätt. Den typ av analysmetod som valts är en FEM-metod med en linjärelastisk modell som bygger på Hook's lag. Denna är begränsad till att gälla för små deformationer då ingen regression genomförs. Läsaren förutsätts ha kunskaper kring FEM-modellering.

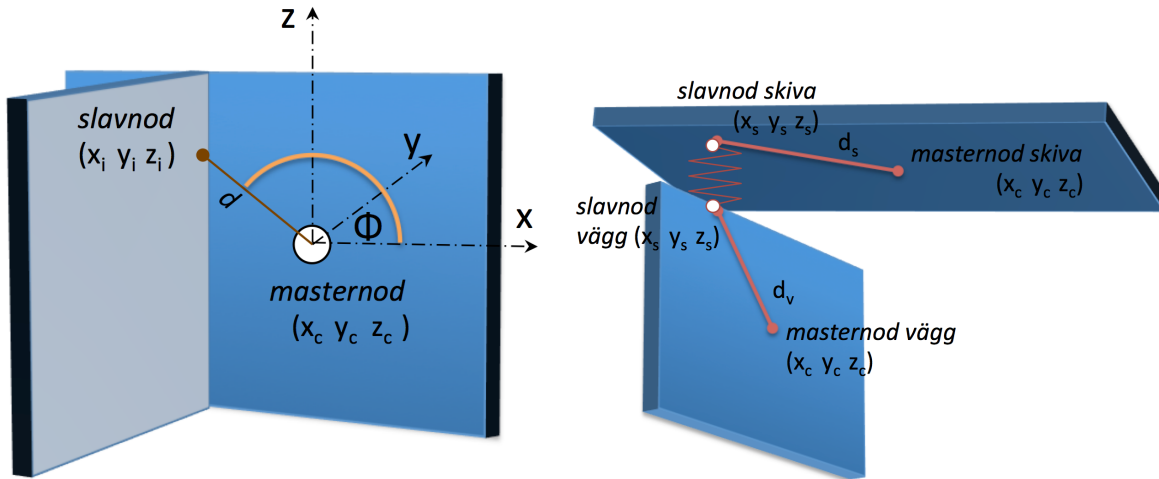
3.1 Orientering av modellen

Modellen bygger på att massivträskivor i tak, golv och väggar som är sammankopplade med mekaniska förbindelser modelleras med ett system av styvt sammankopplade master- och slavnod. Slavnoderna har påkopplade fjäderstyvheter som är tänkt att modellera förbindelsernas egenskaper. Kopplingen är enbart teoretisk förenkling av skivan och i och med att skivan betraktas som styv så ses detta system med kopplade noder som styvt.

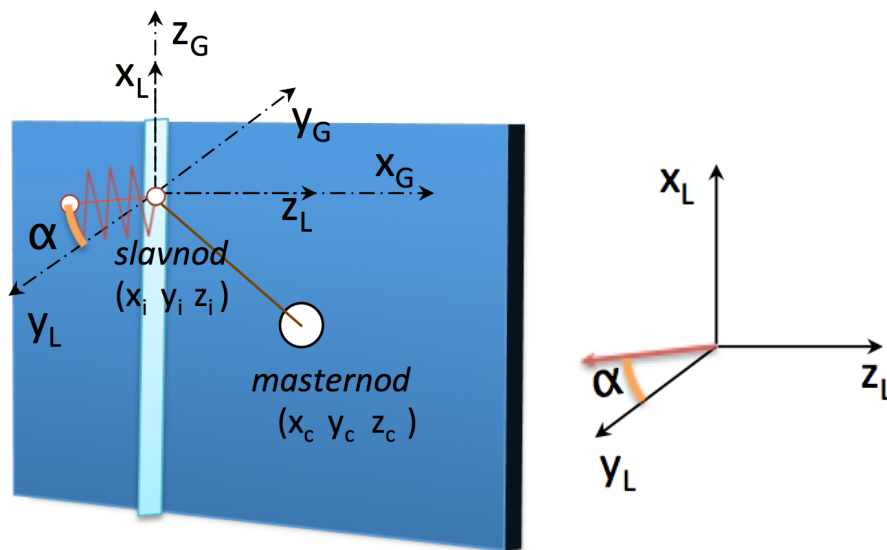
Modellen bygger på att varje massivträelement eller lämpligt vald indelning av skivelement motsvaras av en masternod där förbindelserna som representeras av en på masternoden styvt påkopplade slavnod. På slavnoderna är fjäderelement kopplade som tilldelas egenskaper i tre dimensioner för att representera förbindelsernas egenskaper. Masternoden är placerad i massivträskivans tyngdpunkt och nodplacering för slavnoderna motsvarar elementkopplingarnas placering vilket illustreras i *figur 3.1*. Slavnodens placering motsvarar mittpunkten av styvheterna de aktuella elementkopplingarna. Detta är tänkt att förenkla och effektivisera antalet förbindelser och placering av dessa i analysen.

Varje möjlig förskjutning motsvarar en frihetsgrad där förflyttningar och rotationer längs och kring x-, y- och z-axeln är möjliga. Det ger att det tillsammans blir 12 frihetsgrader i varje slavnod där sex tillhör den ena skivans master och sex den andra skivans master.

Varje slavnod kan då ges styvheter som motsvarar den mekaniska kopplingens egenskaper mellan skivorna. Dessa styvheter anges lokalt med x-axeln i skärningslinjen mellan skivorna enligt *figur 3.2*. Y-axeln definieras som normalen från denna skärningslinje med axel in i anslutande skivplan. Z-axeln är normalen till XY-planet.



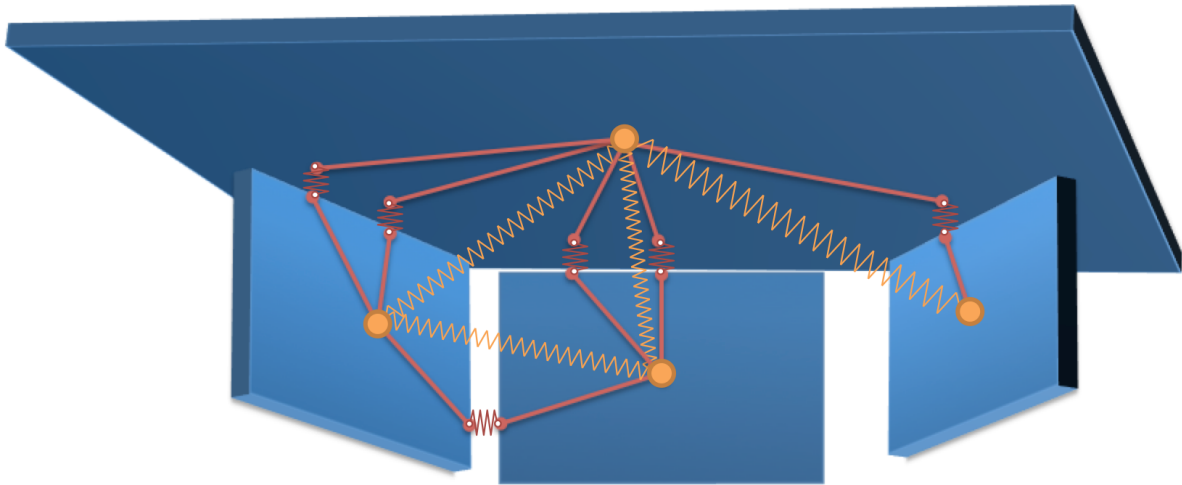
Figur 3.1 Vänster: Två skivor sammankopplade med ett fjäderelement i slavnoden. Figuren visar enbart masternoden med koppling till slavnod för ena skivan. Avståndet mellan master- och slavnod benämns d och vinkeln som detta element bildar mot x -axeln i skivplanet benämns Φ . Höger: Två sammankopplade skivor med respektive masternod. Sprängskiss av en takskiva kopplad till en väggskiva via ett fjäderelement mellan vardera slavnod med 6 DOF i vardera ände (totalt 12 DOF).



Figur 3.2 Vänster: Fjäderstyvheter som är orienterad efter skärningslinjen mellan skivorna. Vinkeln α är vinkeln mellan skruvförbindelse och y -axel i xy -planet. Höger: Förtydligande av lokalt koordinatsystem för fjäderstyvheter i vänstra figuren.

Dessa lokala styvheter måste transformeras till styvheter i det globala systemet och omvandlas via en ytterligare transformation som tar hänsyn till den geometriska placeringen av slavnoden jämt emot masterns koordinater. Varje masternoden har sex frihetsgrader även benämnt som DOF:ar (Degrees Of Freedom). I masternoden kan styvheterna efter sin transformering summeras från sin del av de tillhörande fjäderelementen. På så vis kan fjäderstyvheter anses

gå direkt mellan masternoderna så som i *figur 3.3* då transformationerna tar hänsyn till geometrins bidrag och påverkan på fjäderkopplingarna.



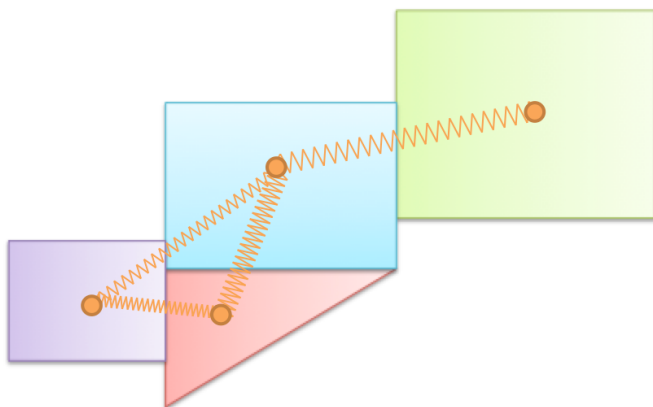
Figur 3.3 Massivträskivor sammanlänkade med olika fjäderelement i slavnoderna (röda fjädrar). Detta görs om till en modell där masternoderna istället har dessa motsvarande styvheter (transformerade) kopplade mellan varandra (orangea fjädrar).

Dessa 6 DOF innehåller därmed data på styvheter för translationer och rotationerna längs x-, y- och z-axeln. Därmed kan alla DOF:ar summeras i en ändlig styvhetsmatris benämnd K-matris som därmed innehåller alla dessa styvheter från konstruktionen. Därmed fås den K-matris som återfinns i *ekvation 3.1* och knutpunktsförskjutningarna \mathbf{r} kan lösas ut genom att sätta in lastvektorn \mathbf{R} .

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{r} = \mathbf{R} \quad (3.1)$$

$$\mathbf{S} = \mathbf{k} \cdot \mathbf{v} \quad (3.2)$$

Därför går vi sedan tillbaka med *ekvation 3.2* och finner ut knutpunktskrafterna, \mathbf{S} , med hjälp av fjäderelementets styvhetsmatris, \mathbf{k} , och enhetsförskjutningsmatrisen, \mathbf{v} , för fjäderelementet. Denna metodik används för att bygga upp en styvhetsmatris för varje plan enligt vald indelning och lösa ut krafter och deformationer för fjäderelementen. Önskade lastvektorer efter lastfall kan läggas in på passande nod (så som olika vind-, egen-, nytto och snölast m.fl). Vid de tillfällen då tak- eller golvskivan har en komplex form så att den inte kan anses som styv i sin helhet kan denna delas in i sektioner och om önskvärt kopplas ihop på med slavnoder på samma sätt som för väggar och bjälklag (*figur 3.4*).



Figur 3.4 Sammankopplade komplexa golskivor

3.2 Konventioner för systemet

Systemets är bestämt till ett högerhandssystem. Globalt sett är positiv z-riktning uppåt i planet. Masternoden som motsvarar den centralt placerade punkten på tillhörande skiva eller vägg får tilldelat sex frihetsgrader för att motsvara både rörelser och rotationer kring de tre axlarna i det tredimensionella systemet. I varje skiva är den sedan möjligt att placera valfritt antal slavnoder som är styvt förbundna med dess masternod såsom i vänstra *figur 3.1*. På grund av detta samband så förblir antalet frihetsgrader fortfarande sex till antal oavsett antal slavnoder som är förbundna till masternoden. Fjäderelementen är kopplade mellan slavnoderna (*högra figur 3.1*) där en lokal k-matris representerar dess linjärt elastiska styvheter.

Fjäderkopplingarna har möjligheten att ha tre linjära styvheter och tre roterande styvheter i var ände. Allt i allt har då varje fjäderelement tolv stycken styvheter, varav sex hör till den ena skivans slavnod och sex till den andra skivans slavnod. I varje slavnod och tillika fjäderelementens ände finns de avhängiga förskjutningarna (*ekvation 3.3*) och fjäderändskrafterna (*ekvation 3.4*).

$$\mathbf{v} = (v_1, v_2, v_3, v_4, v_5, v_6) \quad (3.3)$$

$$\mathbf{S} = (s_1, s_2, s_3, s_4, s_5, s_6) \quad (3.4)$$

Dessa förskjutningar i slavnoden ger upphov till sex möjliga förskjutningar i sin tillhörande masternod. Masternodens förskjutningar och rotationer bestäms av de olika fjäderkopplingarnas styvheter, riktning och läge och yttre påförda laster. Förskjutningsvektorn (*ekvation 3.5*) beskrivs

som positiva förskjutningar längs x-,y- och z-axeln och axelrotationer runt dessa räknas som positiva med urvisaren runt sin axel.

$$\mathbf{r} = (r_1, r_2, r_3, r_4, r_5, r_6) \quad (3.5)$$

\mathbf{K} *global styvhetsmatrix, [N/mm²]*

\mathbf{S} *knutpunktskraftsvektor, [N]*

\mathbf{R} *lastvektor, [N]*

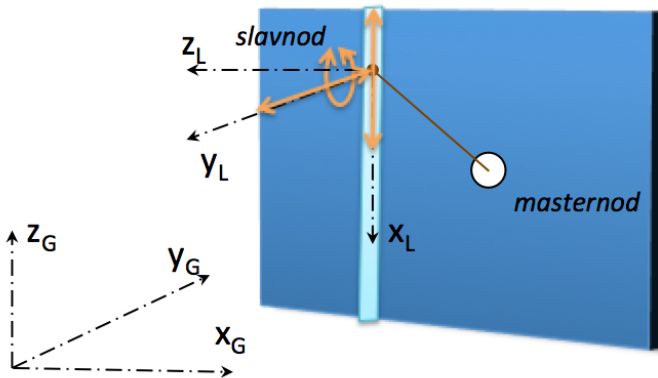
\mathbf{k} *fjäderstyvhetsmatrix, [N/mm²]*

\mathbf{r} *förskjutningsvektor, []*

\mathbf{v} *enhetsförskjutningsvektor av fjäderelement, []*

3.3 Fjäderstyvheter och kapacitet för dessa

Alla fjäderstyvheter har enligt modellens konvention riktning från det element de fästs eller skruvas från till det anslutande. I *figur 3.2* är detta från skivan med illustrerad masternod. Den lokala riktningen x-axel sätts till att vara en normal från skärningslinjen mellan skivorna. Y-axeln är normalen från x-axeln i planet för den anslutna skivan och ut ifrån detta sätts ett lokalt högerhands-orienterat koordinatsystem upp. Z-axeln är normalen från xy-planet och dessa axlar bildar ett lokalt koordinatsystem i slavnoden för fjäderelementet enligt *figur 3.5*. Fjäderelementen mellan två slavnader har styvheter i tre dimensioner mot förskjutning och rotation.



Figur 3.5 Styvhetsriktningar x_L i skärningslinjen, y_L i planet på anslutande skiva och z_L vinkelrätt dessa med rotationsstyvhet z_r runt denna. Globalt koordinatsystem nede till vänster.

Styvheterna av förbanden baseras på linjärt elastisk teori där samband mellan kraft och deformation, $u_{x,y,z}$, är linjära. Styvheten för en förbindelse i en viss riktning kan ses som det konstanta förhållandet mellan den kraft som verkar och därtill uppkommen förskjutning (ekvation 3.6). På samma sätt ges rotationsstyvheterna som uppstår på grund av det verkande momentet som ger rotationerna, $\varphi_{x,y,z}$, enligt ekvation 3.7.

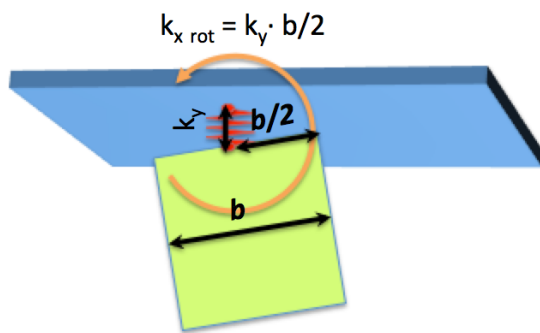
$$k_{xyz} = \frac{F_{x,y,z}}{u_{x,y,z}} \quad (3.6)$$

$$k_{m,xyz} = \frac{M_{x,y,z}}{\varphi_{x,y,z}} \quad (3.7)$$

Vid transversella förskjutningar så kommer i princip alla förbindelser i en anslutning med samma orientering få lika stor verkande kraft och därmed lika stor förskjutning. Det samma gäller för rotation kring x-axeln. För rotation kring lokal y- och z-axel gäller däremot att skruvarna i förbindelsen får olika förskjutningar beroende på avståndet från rotationscentrum. Vid rotationer om y-axeln ger detta att tvärkrafter verkar på förband i x-y planet. För rotationer om z-axeln ger detta axialkrafter på förbanden i x-y planet.

De styvheter och kapaciteter av skruvförbindelsen som beräknas enligt *kapitel 2.9.1-2* gäller för fallet med 0 graders skruvvinkel i skärplanet att Johansens teori (1949) ger kapaciteten för denna i lokal x-axel och styvheten i samma axel fås från *ekvation 2.18*. I ovan nämnda fall ges att kapaciteten och styvheten i y-led beräknas direkt från *ekvationerna i 2.13-14*.

I fallet med axialbelastad skruv så ger *ekvationerna 2.15-16* dess kapacitet och styvhet i skruvriktningen. Det ger förenklat av *ekvation 3.6-7* dessa egenskaper i lokal y-riktning. Av *ekvation 2.16* ges styvheten i lokal x-axel vid axialbelastad skruv. Från detta ska sedan övriga styvheter utledas. Styvheten och kapaciteten i z-riktning sätts lik med den i x-riktning då dessa anses vinkeloberoende av fiberriktningen (ETA-11/0190). Styvheten för rotation kring x-axeln sätts till y-styvheten multiplicerat med halva skivtjockleken för av den skivan som skruven går i planet av och som då blir hävarmen (se figur 3.6). Ekvationen för rotationsstyvheten kring x-axeln blir då enligt *ekvation 3.9*.



Figur 3.6. Styvhet för rotation kring x-axel, $k_{x\text{ rot}}$

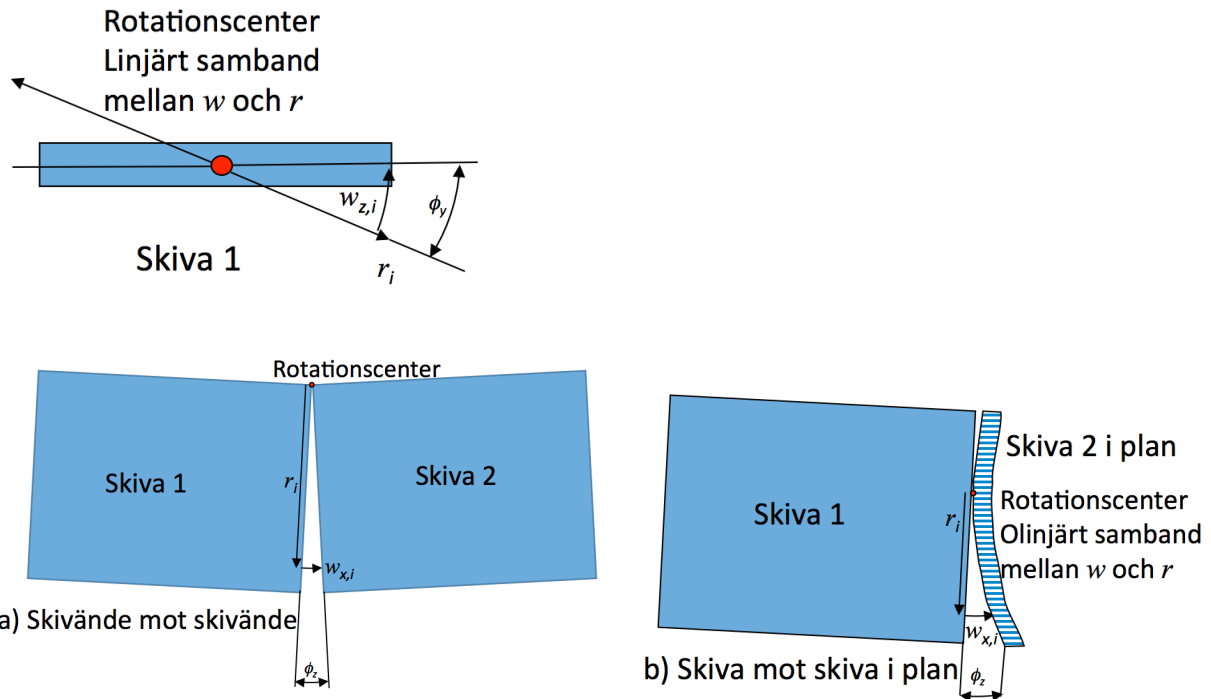
$$F_{y,ax} = F_{ax} \cdot \cos \alpha \quad (3.6)$$

$$k_{y,ax} = k_{ax} \cdot \cos \alpha \quad (3.7)$$

$$k_{z,ax} = k_{x,ax} = K_{\perp} \cos \alpha (\cos \alpha - \mu \sin \alpha) + K_{ax} \sin \alpha (\sin \alpha + \mu \cos \alpha) \quad (3.8)$$

$$k_{x\text{ rot}} = k_y \cdot \frac{b_{skiva}}{2} \quad (3.9)$$

För rotationsstyvheterna kring y- och z-axel blir förband olikt belastade och därmed olikt deformerade. *Figur 3.7* illustrerar dessa deformationssamband och utledning av dessa följer nedan.



Figur 3.7 Uppe till vänster: Linjärt samband mellan deformation på grund av rotation på förband för rotation kring lokal y-axel. Nedtill vänster: Linjärsamband mellan deformation av förband på grund av rotation kring lokal z-axel för skiva mot skiva. Nedtill höger: Olinjärt samband mellan deformation av förband på grund av rotation kring lokal z-axel för skiva mot skiva i plan

Jämviktsekvation 3.10 ger att kraften F är fjäderstyvheten multiplicerat böjmotståndet där böjmotståndet kan uttryckas som förskjutningen multiplicerad med vinkeländringen (ekvation 3.11) och från detta kan kraften från en fjäder skrivas enligt ekvation 3.12.

$$F = k_x \cdot w \quad (3.10)$$

$$w_i = r_i \cdot \varphi \quad (3.11)$$

$$F_i = k_x \cdot r_i \cdot \varphi \quad (3.12)$$

Momentet i varje skruv kan skrivas om som en fjäderstyvhet multiplicerat med vinkeländringen enligt ekvation 3.13. Vilket gäller likaledes för det totala momentet (ekvation 3.14).

$$M_i = F_i \cdot r_i = k_x \cdot r_i^2 \cdot \varphi = k_{m,i} \cdot \varphi \quad (3.13)$$

$$M = \sum M_i = \sum F_i \cdot r_i = k_x \cdot \sum r_i^2 \cdot \varphi = K_m \cdot \varphi \quad (3.14)$$

Det gäller för både rotationer kring y- som z-axel men för rotationer kring z-axel så är det för styvheten k_{ax} istället för k_x .

Antalet skruvar kan skrivas som längden av skruvförbandet, l , dividerat med skruvavståndet, c , enligt *ekvation 3.15*.

$$n = \frac{l}{c} \quad (3.15)$$

Då kan vi approximativt sätta förskjutningen $r_1 = c, r_2 = 2 \cdot c, r_3 = 3 \cdot c$ och så vidare, på grund av geometrisk jämvikt analogt med en triangel för rotationer kring både y-a och z-axeln.

Tillnärmningen gäller egentligen bara för när n är udda men när vägglängden är betydligt större än avståndet c så blir felet försumbart. Av detta ges att förskjutningen r kan skrivas om enligt *ekvation 3.16* för rotationer kring y-axeln och som *ekvation 3.17* för rotationer kring z-axeln.

$$\sum_{i=1,n} r_i^2 = 2 \cdot \left[(1 \cdot c)^2 + (2 \cdot c)^2 + (3 \cdot c)^2 + \dots + \left(\frac{n}{2} \cdot c\right)^2 \right] = 2c^2 \cdot \left[1^2 + 2^2 + 3^2 + \dots + \left(\frac{n}{2}\right)^2 \right] \quad (3.16)$$

$$\sum_{i=1,n} r_i^2 = [(1 \cdot c)^2 + (2 \cdot c)^2 + (3 \cdot c)^2 + \dots + (n \cdot c)^2] = c^2 \cdot [1^2 + 2^2 + 3^2 + \dots + (n)^2] \quad (3.17)$$

Summan av kvadrattal upp till $n/2$ respektive n ges av formeln i högerledet i *ekvation 3.18-19* som då för y- respektive z-rotation kan förenklas enligt respektive formel.

$$\sum_{i=1,n} r_i^2 = 2c^2 \cdot \left[1^2 + 2^2 + 3^2 + \dots + \left(\frac{n}{2}\right)^2 \right] = 2 \cdot c^2 \cdot \frac{\frac{n}{2} \left(\frac{n}{2} + 1\right) \cdot (n+1)}{6} \quad (3.18)$$

$$\sum_{i=1,n} r_i^2 = c^2 \cdot [1^2 + 2^2 + 3^2 + \dots + (n)^2] = c^2 \cdot \frac{n \cdot (n+1) \cdot (2n+1)}{6} \quad (3.19)$$

Från *ekvation 3.18* kombinerat med *ekvation 3.14* ges *ekvation 3.20* för rotationer kring y-axeln. Analogt med detta ges *ekvation 3.21* för z-rotationer av *ekvation 3.19* kombinerad med *ekvation 3.14*.

$$K_{M,y} = k_x \sum_{i=1,n} r_i^2 = 2 \cdot k_x \cdot c^2 \cdot \frac{\frac{n}{2} \left(\frac{n}{2} + 1\right) \cdot (n+1)}{6} \quad (3.20)$$

$$K_{M,z} = k_{ax} \sum_{i=1,n} r_i^2 = k_{ax} \cdot c^2 \cdot \frac{n \cdot (n+1) \cdot (2n+1)}{6} \quad (3.21)$$

Då längden är betydligt större än fjäderavståndet kan *ekvationerna 3.20-21* approximativt skrivas om till *ekvationerna 3.22-23*. Styvheterna för rotationer kring y- respektive z-axeln uttryckt som kända styvheter av k_x och k_{ax} följer då enligt *ekvation 3.24* respektive *3.25*.

$$K_{M,y} = k_x \cdot c^2 \cdot \frac{\frac{n}{2} \left(\frac{n}{2} + 1\right) \cdot (n+1)}{3} \approx \frac{k_x \cdot n \cdot l^2}{12} \quad (3.22)$$

$$K_{M,z} = k_{ax} \cdot c^2 \cdot \frac{n \cdot (n+1) \cdot (2n+1)}{6} \approx \frac{k_{ax} \cdot n \cdot l^2}{3} \quad (3.23)$$

$$k_{y \text{ rot}} = \frac{k_x \cdot n \cdot l^2}{12} \quad (3.24)$$

$$k_{z \text{ rot}} = \frac{k_{ax} \cdot n \cdot l^2}{3} \quad (3.25)$$

Styvheter av rotationer kring z-axeln är dock begränsad till att gälla för skivor som är kopplade samman i ändarna. När de kopplas i varandra som ett plan kommer böjmotståndet i skivan att vara av betydning enligt *figur 3.7*.

k_x	axiel fjäderstyvhet i lokal x-riktning, [N/mm]
k_y	axiel fjäderstyvhet i lokal y-riktning, [N/mm]
k_z	axiel fjäderstyvhet i lokal z-riktning, [N/mm]
$k_{x \text{ rot}}$	rotationsstyvhet av fjäder runt lokal x-riktning, [Nmm]
$k_{y \text{ rot}}$	rotationsstyvhet av fjäder runt lokal y-riktning, [Nmm]
$k_{z \text{ rot}}$	rotationsstyvhet av fjäder runt lokal z-riktning, [Nmm]
b_{skiva}	skivbredd, [mm]
w	böjmotstånd [mm ⁴]
φ	rotationsvinkel [rad]

3.4 Transformationer

För att det ska vara möjligt att summera de olika fjäderelementens styvheter i sin masternod så måste fjäderelementets läge och riktning beaktas. Detta löses via en transformation av fjäderelementens styvheter från lokala koordinater till globala koordinater där rotationen mellan dessa system beaktas. Sedan utförs en omvandling av dessa som tar hänsyn till placeringen av slavnoden i förhållande till sin masternod, en geometrisk transformation. Efter att detta är gjort kan konstruktionens styvhetsmatris \mathbf{K} , systematiskt byggas upp.

3.4.1 Transformation av lokala fjäderstyheter till globala

Fjäderelementen har möjlighet att ha tolv styvheter. Var och en av dessa illustreras i *ekvation 3.26 med ett tillhörande index*. En var i alla axelriktningar, både längs och runt axlarna i var nod. Denna fjäderstyvhet har en lokal orientering (*se figur 3.5*) med vinkelskillnaden, $(x_L - x_G, y_L - y_G, z_L - z_G)$, mellan det lokala och globala koordinatsystemet. Fjäderelementets lokala styvhetsmatris som beskriver styvheterna är uppbyggd enligt *ekvation 3.26*. Varje rad ger styvheten i den riktning (även rotationsriktning) som fjäderelementet ger upphov till.

$$k = \begin{bmatrix} K_{1,1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K_{1,7} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{2,2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K_{2,8} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{3,3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K_{3,9} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{4,4} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K_{4,10} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_{5,5} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K_{5,11} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{6,6} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K_{6,12} \\ -K_{7,1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{7,7} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -K_{8,1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{8,8} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -K_{9,3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{9,9} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -K_{10,4} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{10,10} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -K_{11,5} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{11,11} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K_{12,6} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{12,12} \end{bmatrix} \quad (3.26)$$

Det är styvhetsmatrisen k i *ekvation 3.26* som ska transformeras till ett globalt system. Denna matris är lokalt orienterad och är roterad med en eventuell vinkelskillnad mellan det lokala mot det globala systemet $x_L - x_G, y_L - y_G$ och så vidare.

Transformationsmatrisen T ger omvandlingen mellan lokalt och globalt koordinatsystem. På grund av ortogonalitet hos T så kan inversen till den matrisen skrivas om till T^T enligt *ekvation 3.23*. Sammanhanget mellan det lokala och globala systemet för fjäderstyheter k beskrivs av *ekvation 3.28* (Bell, 2011).

$$T^{-1} = T^T \quad (3.27)$$

$$k_G = T_r^T \cdot k_L \cdot T_r \quad (3.28)$$

Transformationsmatrisen byggs upp från *ekvation 3.29* där rotationer kring de olika axlarna tas till vara på från vinkelskillnaden mellan lokal och global axel enligt matrisen t_r (Bell, 2011). Dessa sätts sedan samman enligt *ekvation 3.30* som är med på att bygga upp den ändliga

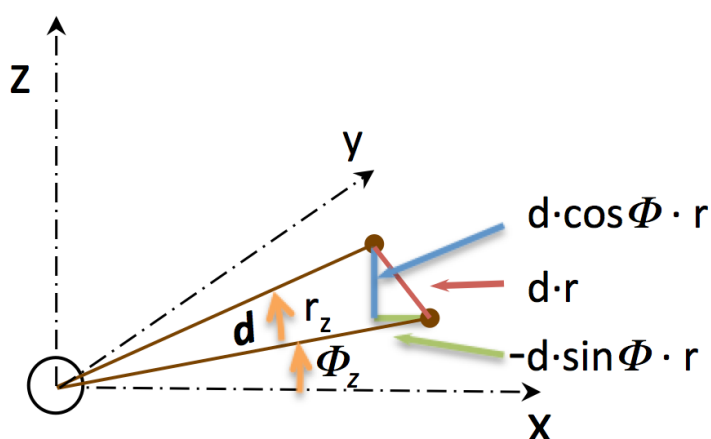
transformationsmatrisen T i *ekvation 3.33*. Det är med denna som lokala styvheter i fjäderelementet transformeras till globala styvheter.

$$\mathbf{v}_L^t = \begin{bmatrix} v_L^x \\ v_L^y \\ v_L^z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos(x_L, x_G) & \cos(x_L, y_G) & \cos(x_L, z_G) \\ \cos(y_L, x_G) & \cos(y_L, y_G) & \cos(y_L, z_G) \\ \cos(z_L, x_G) & \cos(z_L, y_G) & \cos(z_L, z_G) \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} v_G^x \\ v_G^y \\ v_G^z \end{bmatrix} = \mathbf{t}_r \cdot \mathbf{v}_G^t \quad (3.29)$$

$$\mathbf{v}_L = \begin{bmatrix} v_L^{t1} \\ v_L^{\theta 1} \\ v_L^{t2} \\ v_L^{\theta 2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} t_r & 0 & 0 & 0 \\ 0 & t_r & 0 & 0 \\ 0 & 0 & t_r & 0 \\ 0 & 0 & 0 & t_r \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} v_G^{t1} \\ v_G^{\theta 1} \\ v_G^{t2} \\ v_G^{\theta 2} \end{bmatrix} = \mathbf{T}_r \cdot \mathbf{v}_G \quad (3.30)$$

3.4.2 Transformation på grund av geometriförhållande mellan slavnod till masternod

Kopplingen mellan masternod och slavnod är enligt modellen ett styvt kopplat element. Vid förskjutning av slavnoden axiellt sker samma förskjutning för masternoden. När slavnoden roterar runt en axel verkar det styva elementets arm och vinkel så att en förskjutning sker axiellt. Skivorna förutsätts verka i sitt plan och därmed är skivan om den orienteras i x-,y-planet utsatt för rotationer om z-axeln enligt *figur 3.5*. På grund av att rotationer enbart antas ske i plane, dvs z-rotationer, gör att C -matrisen kan förenklas. Från *figur 3.8* kan vi utreda omvandlingsmatrisen C_t som visas i *ekvation 3.31* som sätts in i C -matrisens första och fjärde kvartil. Analogt med T -transformationen av fjäderstyvheterna följer att k_M i mastern ges av *ekvation 3.32*.



Figur 3.8 Rotation r av masternoden med avseende på x-axeln i xz-planet där slavnodens förskjutning i x- och z-led visas.

$$\mathbf{v}_S = \begin{bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \\ v_4 \\ v_5 \\ v_6 \end{bmatrix} = \mathbf{c}_t \cdot \mathbf{v}_M = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & -d \cdot \sin \phi \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & d \cdot \cos \phi \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} V_1 \\ V_2 \\ V_3 \\ V_4 \\ V_5 \\ V_6 \end{bmatrix} \quad (3.31)$$

$$\mathbf{k}_M = \mathbf{C}_t^T \cdot \mathbf{k}_S \cdot \mathbf{C}_t \quad (3.32)$$

3.5 Slutliga masterstyvheter och omvandling för knutpunktskrafter

Efter att transformationer i ekvation 3.28 och 3.32 utförs så kan styvheterna summeras in i sin respektive master. Den slutgiltiga omvandlingen kan sättas samman så som i *ekvation 3.33*.

$$\mathbf{k}_M = \mathbf{C}_t^T (\mathbf{T}_r^T \cdot \mathbf{k}_L \cdot \mathbf{T}_r) \cdot \mathbf{C}_t \quad (3.33)$$

Dessa styvheter \mathbf{k}_M har alla unika DOF:ar som är deras adresser och de sätts samman i den totala styvhetsmatrisen \mathbf{K} . En inverterbar \mathbf{K} -matris skapas där fasthållning från de önskade randvillkoren läggs in. Efter invertering av den förbättrade \mathbf{K} -matris kan sedan en lastvektor \mathbf{R} multipliceras med matrisen (*ekvation 3.34*) och av detta fås \mathbf{r} som är systemets knutpunktsförskjutningar.

$$\mathbf{r} = \mathbf{K}^{-1} \cdot \mathbf{R} \quad (3.34)$$

Sedan kan lokala knutpunktskrafter fås genom att gå tillbaka med transformationer enligt *ekvation 3.35*. Då återstår bara att jämföra dessa krafter i fjäderstyvheterna med kapaciten av dessa.

$$\mathbf{s}_L = \mathbf{k}_L \cdot \mathbf{T}_r^T \cdot \mathbf{C}_t^T \cdot \mathbf{r} \quad (3.35)$$

4 Implementering i Excel

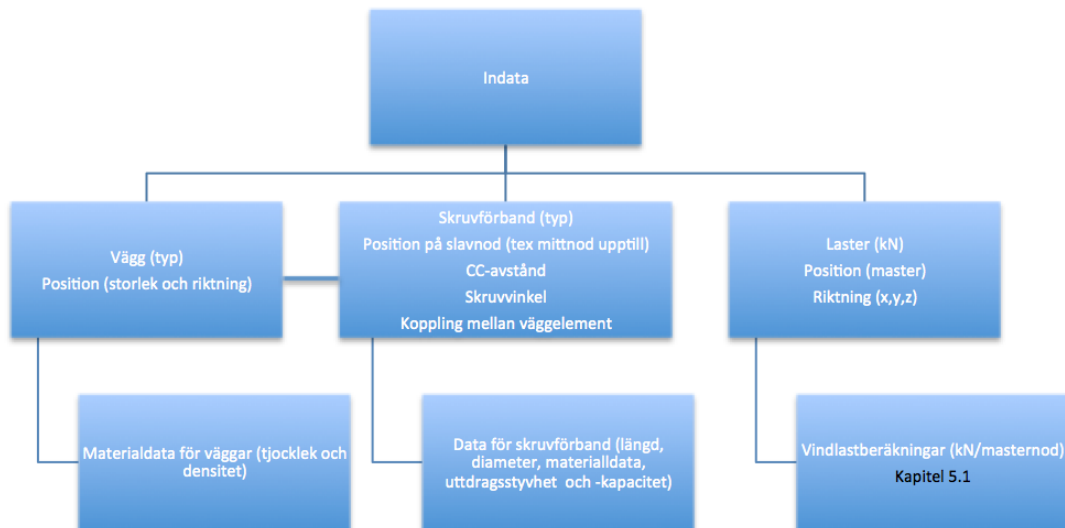
4.1 Uppbyggnad av modell

För att kunna nyttja matematiken som är beskriven i kapitel 3 så har ett program i Excel byggts upp med tillhörande macron (benämnt FE_3D, bilaga B.1). Det bygger vidare på ett FEM-program för analys av skruvförband och styva väggar i två dimensioner där väggar med dess skruvförband är styvt kopplade mellan slavnodeer och masternoder analogt med denna modell. Programmet har byggts upp i Excel på olika ark med en generaliserad procedur i princip enligt *figur 4.1*.



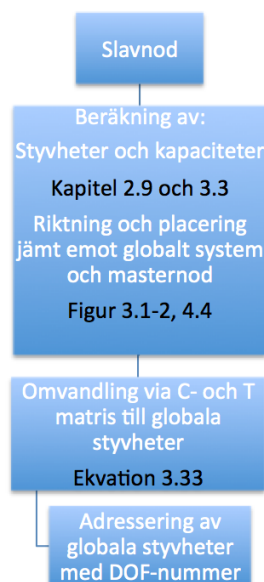
Figur 4.1 Översiktlig orientering av procedur för databehandling av modell.

Indatabladet är det blad i modellen där data på väggar, förband och laster läggs in manuellt. Typ och position av last, vägg och förband läggs här in och en hel del tid har lagts ned för att denna procedur ska bli lättöverskådlig och snabb att lägga in riktiga data på. *Figur 4.2* visar uppbyggnaden av indataarket som ser till att koppla data som behövs vidare för vald vägg och förbindelse till dessa. Vindlaster får manuellt läggas in och är beräknade i en egen Excel fil (bilaga B.2) i enlighet med NS-EN 1991-1-4.



Figur 4.2 Indata ark där position och typ av vägg, förband och laster läggs in. Data för dessa egenskaper hämtas automatisk från materialdata för väggar och skruvförband respektive manuellt för vindlaster.

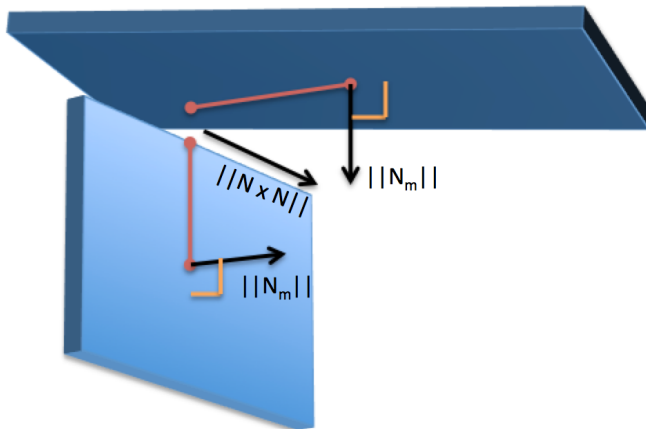
Dessa data används sedan i nästa ark där mycket av beräkningarna försiggår och schematiskt beskrivs av figur 4.3



Figur 4.3. Schematisk beskrivning av sida för beräkningar av slavnader.

Varje infästning anses vara en slavnod som kan ha fjäderstyvheter enligt ekvation 3.26. Dessa beräknas från inlästa värden i enlighet med kapitel 2.9 och 3.3. Riktningar för den lokala

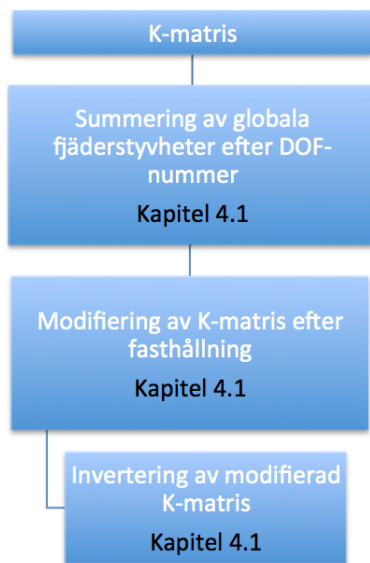
fjäderstyvheter beräknas mot ett globalt system. Det börjar med att den att beräkna den normaliserade normalen av varje skiva vilken är kryssprodukten till två vektorer i skivplanet. Sedan görs en ny kryssprodukt av dessa normaler vilken blir skärningslinjen och den lokala x-styvheten (figur 4.4). Riktningen för y-styvheten bestäms som en vektor från slavnoden mot masternod för ansluten skiva. Z-styvheten är igen en normaliserad kryssprodukt av fjäderelementets x- och y-riktning.



Figur 4.4 Normaliserad kryssprodukt, $N \times N$, av normalvektorerna, N_m , till skivorna vilken beskriver x-styvhetens riktning.

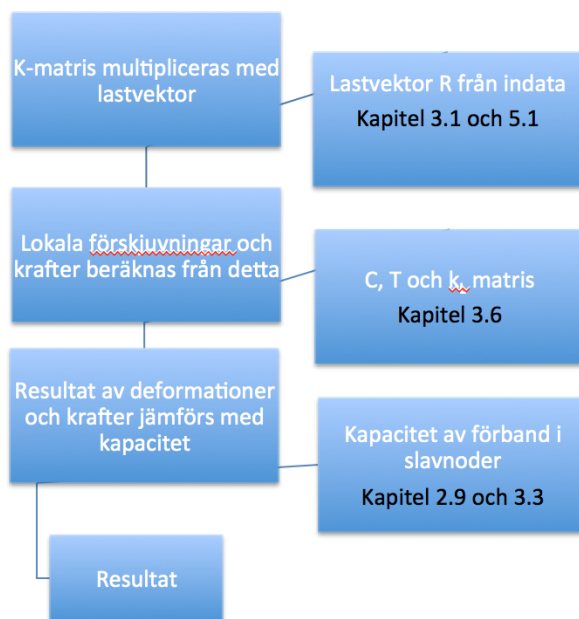
Med hjälp av läget på dessa vektorer i lokalt och globalt system och hävarmen och vinkeln i planet har vi de data som behövs för att kunna utföra omvandlingen mellan lokalt och globalt system med hjälp av T - och C -matriserna i enlighet med *kapitel 3.4-5*.

Alla styvheter är då omvandlade till globala koordinater och beskrivna i sin för slavnoden tillhörande masternod. Dessa nu globala styvheter ges då DOF-adresser så att de vidare kan summeras i en för modellen total styvhetsmatris kallad K -matris. Figur 4.5 illustrerar hur nästa steg i processen går till. Där summeras de globala styvheterna, k_G , efter sitt DOF-nummer och sedan modifieras K -matrisen på en ny flik efter hur modellen är fasthållen vilket läses in från indatabladet där noder i de bägge skivorna kan väljas som fasthållna. Om en nod är fasthållen nollas hela denna rad förutom det diagonala värdet som vid fasthållning sätts till en etta.



Figur 4.5 K-matrisen och vidare modifiering av denna.

Den modifierade \mathbf{K} -matrisen inverteras sedan i en ytterligare flik vilken är ett beräkningstungt steg och varför datahantering av modellen är helt nödvändig. Den inverterade styvhetsmatrisen \mathbf{K}^{-1} har då tagits fram och den kan då multipliceras med den lastvektor som vi vill belasta konstruktionen med och resultaten för modellen räknas ut enligt operationerna i figur 4.6 där \mathbf{C} -, \mathbf{T} - och \mathbf{k} -matriserna används för att nå tillbaka till de lokala slavnodskrafterna s_L verkande på fjäderelementen.



Figur 4.6 Resultatuträkningar från den inverterade \mathbf{K} -matrisen.

5 Resultat och analys

5.1 Vindlaster

De horisontalkrafter som valts för analys av Palisaden är vindkrafter som bestämts i enlighet med Eurocode 1 (NS-EN 1991-1-4). Dessa har beräknats för själva stomkonstruktionen där bland annat balkonger och utrustning på taket har bortsetts ifrån och dels för att resultatjämförelse med Mørch (2014) blir mer relevant då han beräknat vindlaster utifrån stomkonstruktionen. I *tabell 5.1* ses endast vindlaster på vägg för zon D och E vid invändigt övertryck. Enbart resultanterna av lasterna läggs i bjälklagets mittnod och för övriga zoner tar krafterna då ut varandra. Utförliga beräkningarna finns bifogade i excel-arket vindlaster (*bilaga B.2*).

Tabell 5.1 Vindtryck på vägg och tak. Från tabellen kan det beräknade maximala vindtrycket utläsas för de olika zonerna. D och E är vindutsatt respektive läsida. Ett negativt tal motsvarar sugkraft på respektive yta. Höjdangivelsen z_1 respektive z_2 avser olika vertikala zoner.

Vindtryck w_{i+e} [kN] för olika zoner	D	E	D+E	Resultant totalt
Nord-Syd $z_{1=24}$ m (per etage)	29,7	-38,6	68,3	
Öst-Väst $z_{1=15}$ m (per etage)	19,9	-26,2	46,0	
Öst-Väst $z_{2=24}$ m (per etage)	17,8	23,4	41,1	
Nord-Syd horisontalt				546,6
Öst-Väst horisontalt				343,5

5.2 Kontroll av skjuvdeformationer

För att avgöra om skjuvdeformationer på skivorna var nödvändiga att bygga in i modellen vid en analys för en konstruktion av typ Palisaden så gjordes beräkningar på dessa deformationer i programmet *FEM-plate*, som är ett FEM-verktyg för analys av skivor med laster verkande i och

ur planet. Det gjordes för i de på Palisaden mest utsatta skjuvväggarna med maximal vindlast som lastfall.

Från tillverkarna Mayr-Melnhof och KLH så anges i respektive tillverkarens ETA en styvhet för C24 lameller, som är standard i massivträskivorna, axiellt till 11 600 MPa (ETA-09/0036) och 12 000 MPa (ETA-06/0138).

Bara styvheten från de brädor som är orienterade i aktuell axel där styvheten ska beräknas antas bidra. En fördelning för en 3-skiktets vägg respektive en 5-skiktets vägg antas ha 2/3 respektive 3/5 vertikalt lameller och 1/3 respektive 2/5 horisontella lameller. Av den orienteringen fås att styvheter för en skiva är 7733 MPa respektive 6960 axiellt och 3867 Mpa respektive 4640 Mpa horisontellt.

Den styvhetsmodul för skjuvkrafter i planet, $G_{0,mean}$, som anges från Mayr-Melnhof är på 250 MPa, (ETA-09/0036) och 500Mpa eller 250 MPa från KLH, (ETA-06/0138), beroende på om man analyserar tvärsnittet i en riktning eller använder hela tvärsnittet. Det visar på osäkerheten kring skjuvmodulen i plan som är komplex och beträffas av både torsions och skjuvningsegenskaper. Skjuvmodulen, $G_{0,mean}$, för en lamell är på 650 Mpa respektive 690 Mpa från ovan nämnda tillverkare. Från *ekvation 2.9* ges en modell för att bestämma den effektiva skjuvmodulen för en massivträskiva där hänsyn tas till att både torsions- och skjuvtöjningar uppkommer.

$$G^* = \frac{G_{0,mean}}{1+6 \cdot \alpha_{FE-FIT,ortho} \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2} \quad (2.9)$$

För en förenklad beräkning antas alla lamellager ha lik tjocklek och bredd genom i alla skikt. Förhållandet mellan tjocklek och bredd hos lamellerna antas ha förhållandet 1:4. Av *ekvationerna 2.9-11* ges då en effektiv skjuvmodulsstyvhet, G^* , till 405 MPa för en 3-lagers skiva och 439 Mpa för en 5-lagers skiva.

Av en översikt av systemet av Palisaden ger att för nord-sydlig riktning (*tabell 5.2*) utsätts väggarna som stabiliserar för horisontallaster för störst påkänning och därmed utsätts de för de största skjuvspänningar i planet. Väggarna i nedersta planet är de med störst lastpåkänning och därmed de som får störst skjuvdeformation. En överslagsberäkning på Palisaden ger ca 107 m skjuvvägg för öst-västlig vindriktning och bara 67 m för nord-sydlig vindriktning. Vindlasten är störst i nord-sydlig riktning och flera av väggarna för denna riktning är dessutom tunnare (*tabell 452*).

Tabell 5.2 Typ av skjuvvägg i nord-sydlig riktning för Palisaden där antal, storlek och typ av förbindelser kan utläsas.

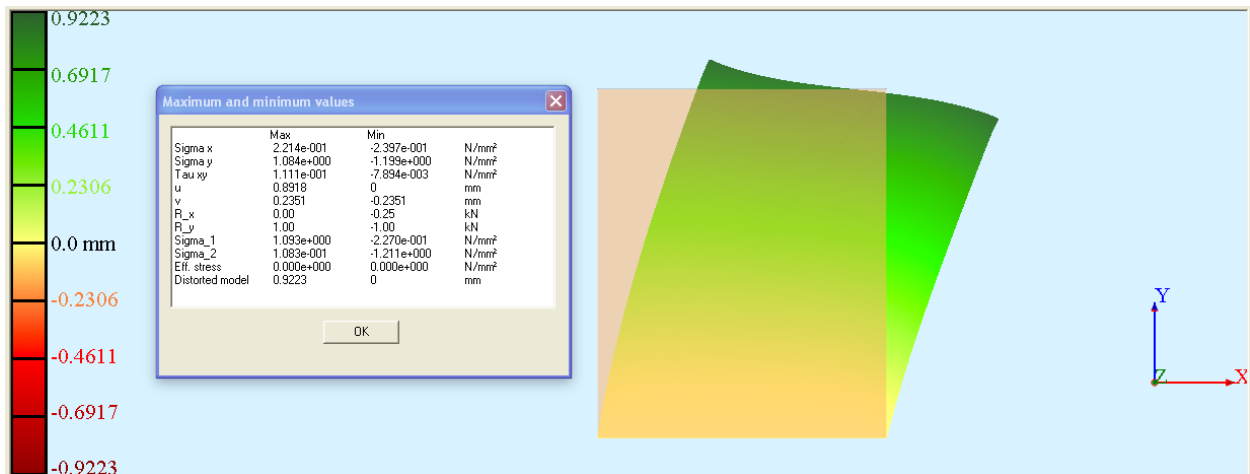
Typ av vägg och tjocklek [mm]	Antal	Längd x höjd [mm]	Infästning upptill [mm]	Infästning nedtill [mm]
Lägenhets-skilljande, 90, 3-lager	6	4080x2715	Wurth Assy, 10x200 cc 300 +10x300 cc 500	Wurth Assy, 10x200 cc 300
Lägenhets-skilljande, 90, 3-lager	8	2250x2715	Wurth Assy, 10x200 cc 300+10x300 cc 500	Wurth Assy, 10x200 cc 300
Hisschakt och trapp, 160, 5-lager	2	2750x2715	Wurth Assy 10x340 cc 300, dubbelförband	Wurth Assy, 10x340 cc 300, dubbelförband
Yttervägg, 140, 5-lager	4	4820x2950	Wurth Assy 10x340 cc 300, dubbelförband	Wurth Assy, 10x340 cc 300, dubbelförband

Den största totalt uppträdande horisontalkraft på 546,6 kN och lasten verkar jämnt fördelat per ytenhet vägg och redovisas i *tabell 5.1* vilken gäller för nord-sydlig riktning. Det antas att horisontalkrafterna i väggarna fördelar sig vidare proportionellt i väggarna efter storlek av deras kontaktyta med underlaget. Detta är en grov uppskattning men används för att få ett storleksmässigt riktigt tal på skjuvdeformationer i väggarna.. Analysen föregår i FEM-plate med valda styvheter på väggarna från *kapitel 2.5-6* och laster enligt *tabell 5.3*.

Tabell 5.3. Laster för de olika vägtyperna och för botten- och toppetage.

Vägg tjocklek [mm]	Bottenvåning [kN/m]	Toppvåning [kN/m]
90	6,65	0,84
140	10,34	1,29
160	11,81	1,48

Egentligen varierar vissa av väggarnas tjocklekar mellan olika plan men i denna förenklade beräkning är tjocklekarna så som gällande för bottenplanet. *Figur 5.1* visar en skjuvmdump från en körning av den vägg som har störst deformationer i FEM-plate.



Figur 5.1 Skjuvmdump från FEM-plate av understa etagen med full horisontallast i överkant och fastspänning i underkant. Deformationen är på 0,92 mm totalt och 0,89 mm i x-led.

Det är för den mest utsatta väggen 0,117 mm i toppvåningen och ca 20 % lägre för den ytterväggen som skjuvas minst. Ett totalt bidrag från deformation till följd av skjuvning i väggarna för byggnaden kan beräknas till ungefär 4,2 mm med en linjär lastökning mellan varje etage. Beräkningen följer enligt *ekvation 5.1*. För mer data från analys av skivorna se *bilaga A.1*.

$$0,117 \cdot 8 + 0,117 \cdot 7 + \dots + 0,117 \cdot 1 = 4.21 \text{ mm} \quad (5.1)$$

Det ger att skjuvdeformationen är i storleksordningen av 7 % av L/400 eller 5700 gånger höjden Palisadens höjd. Från dessa ganska primitiva men ändå storleksmässigt riktigt antagna beräkningar visar att skjuvkrafterna för modellen ger små deformationer jämt emot tolererade bruksvärde.

5.2.1 Skjuvningsdeformationer i vägg och deformationer i förbindelser

För att kunna säga något om betydningen av att skjuvningsdeformationerna i vägg har utelämnats så görs en jämförelse av deformationerna från skjuvkrafter verkande i vägg och på förbanden enligt kapitlet ovan med samma uppsätt. De styvheter som visas i *tabell 5.3* räknas fram av *ekvation 2.18* för tvärbelastade skruvar och från *ekvation 2.21* för fall med en α -skruvvinkel. Av detta följer att för den vekaste skjuvväggen som har infästningar enligt *tabell 5.2* att den summerade styvheten i skärningsplanet för lokal x-axel. Ett styvt fall på 30 graders α -vinkel och ett fall med vinkelräta skruvar med åtta skruvar av var typ per kontaktyta är det som kontrolleras. De laster som verkar på denna vägg är enligt *tabell 5.3* multiplicerat med längden

från *tabell 5.2*, 1,89 kN respektive 14,96 kN för toppvåning respektive bottenvåning. Då kan *ekvation 5.2* sättas upp och deformationerna bestämmas för förbindelserna enligt *tabell 5.4*.

$$r = \frac{F}{k} \quad (5.2)$$

Tabell 5.4 Styvhet och förskjutning vid olika skruvvinklar och vindlaster för den mest utsatta skjuvväggen.

	Skruvvinkel 0° vindlast för toppvåning	Skruvvinkel 30° vindlast för toppvåning	Skruvvinkel 0° vindlast för bottenvåning	Skruvvinkel 30° vindlast för bottenvåning
Styvhet i överkant [kN/mm]	59,9	117,5	59,9	117,5
Styvhet i underkant [kN/mm]	29,9	59,2	29,9	59,2
Förskjutning överkant [mm]	0,032	0,016	0,249	0,127
Förskjutning underkant [mm]	0,063	0,032	0,501	0,252
Förskjutning totalt [mm]	0,095	0,048	0,750	0,379

Analogt med *ekvation 5.1* för förskjutning i väggskivorna så ges den totala förskjutningen i skruvförbanden för denna vägg summerat över 8 våningar för byggnaden en total glidning på 2,66 mm för fallet med noll grader i skruvvinkel och aningen mindre på 1,73 mm för fallet med 30 graders skruvvinkel.

Trots att både förskjutning i vägg och glidningen i skruvförbanden storleksmässigt samma så har valet för denna modell varit att fokusera på analysen av skruvförbanden. Dels på grund av den anledningen att de inte behövs tas hänsyn till för dimensionering i bruksgränstillståndet av byggnaden totalt sett och att skjuvspänningarna är långt ifrån brottslast och dels på att det skulle medföra ökad osäkerhet för analys av skruvförbanden. Tills vidare kommer skivorna i modellen

därför anses som styva. Skjuvningsmodulen för skivorna är dock möjlig att med vidare arbete bygga in i form av en reduktion av fjäderstyvheter.

5.3 Validering av programmet FE_3D

För att validera FE_3D (bilaga B.1) så görs en testkörning med en vertikal vägg med måtten 2,25x2,715 m som är fäst med skruvar mot skiva upptill och en skiva nedtill identisk med den vägg utsatt för störst skjuvkrafter i kapitel 5.2.1 Exakt samma fall data på väggar, förbindelser och last läggs in i programmet med resultaten är enligt tabell 5.5 och utförliga resultat enligt bilaga A.2.

Tabell 5.5 Förskjutning i programmet för valideringsfall.

	Skruvvinkel 0° vindlast för toppvåning	Skruvvinkel 30° vindlast för toppvåning	Skruvvinkel 0° vindlast för bottenvåning	Skruvvinkel 30° vindlast för bottenvåning
Förskjutning överkant [mm]	0,215	0,110	1,705	0,867
Förskjutning underkant [mm]	0,247	0,125	1,955	0,992
Förskjutning totalt [mm]	0,462	0,235	3,660	1,859

Valideringen visar på nästan fem gånger så stora deformationer i programmet jämt emot det handräknade fallet. En validering med ett tredimensionellt fall hade varit önskvärd men några sådana analyser att jämför med har inte hittats.

5.4 Analys på Palisaden

En analys för Palisaden genomförs utsatt för maximal vindlast enligt kapitel 5.1 och figur 2.3 med två fall av α -skruvvinklar på noll respektive 30 grader.

5.4.1 Begränsningar och förenklingar

Enbart de självbörande skruvarnas styvheter har valts att analyseras då detta är huvudsystemet för de mekaniska förbindelserna och det låter sig lättare analyseras då andra förbindelser bortses från. Även Mørchs (2014) rapport har enbart tagit med självbörande skruvar som förbindelser i sin analys och resultaten blir lättare att jämföra vid liknande utformning. En annan anledning varför enbart skruvförbanden är medtagna i analysen är att vissa av de övriga mekaniska förbandens styvheter och bidrag från dessa är osäker. Så som för stålförbanden mellan etagen och de förankringsband som är löper från plattan och uppåt. Där har deformationer skett på grund av sättningar och krympningar i konstruktionen (se figur 5.2). De motverkar snarare än verkar för sin avsikt att ta sträckkrafter. Att övriga mekaniska förband bortses från gör att analysen kan ses som konservativ för gällande last.



Figur 5.2 Utbuktning på stålförband (inringat i rött), på grund av krympning och deformation av massivträelement i Palisaden.

Programmet hanterar enbart horisontella bjälklag och vertikala rektangulära väggar med fjäderstyvheter i skivrandens mittpunkt i den utformning av *programmet* som är bifogad till mastern. Denna begränsning är bara av inmatningstekniska skäl för programmet och kan byggas ut till att gälla för skivor i godtycklig form och läge. Enbart horisontellt bidrag av vindlast analyseras. Snedställningslastens bidrag horisontellt och jordskalvslaster analyseras inte. Analys av byggnaden för jordskalvslaster görs ej då detta är ett stort kapitel i sig med allt ifrån dimensionerande last till egenskaper för byggnaden så som egenfrekvens och duktilitet i förbindelser och kräver en analys som är olinjär. Denna problemställning behandlas ej i detta

arbete men tas upp i flera rapporter så som i Tall Wood (Green, Karsh, 2012) och i CLT-handbook (Gagnon m.fl., 2011).

5.4.2 Förbindelser

För att bestämma fjäderstyvheterna så matas data för skruvförbindelserna in i *FE_3D (bilaga B.1)* och styvheter beräknas sedan automatisk beroende på vald skruv, vinkel, och anslutningar i enlighet med *kapitel 3*. För detaljerade uträkningar se *FE_3D (bilaga B.1)*. Ingen buckling av skruv beräknas ske utan tryckt och dragen skruv antas ha samma kapacitet styvhet. Detta på grund av svårighet för hanteringen om kontroll av detta. Övriga mekaniska förband som vinkeljärn, vindstag och extra förankring i ändarna är ej medtagna i modelleringen dels på grund av osäkerheterna i ovan nämnda kapitel och för att modellens värden lättare ska kunna tolkas mot Mørchs (2014) rapport. I denna modell förenklas styvheten för rotation kring z-axeln att gälla linjärt för både de fall då skivor är anslutna ände mot ände som för ände ansluten mot ett skivplan.

5.4.3 Modell av Palisaden

Modellen byggs upp med samma mått som as-built- ritningar med förenklingar enligt kapitel ovan. I tillägg till dessa förenklingar så är trapphus och hisschakt förenklat till att vara rektangulärt och inga öppningar eller avdelningar av skivor är gjorda vilket är i gjort på liknande sätt i Mørchs (2014) analys. Inmatningen sker på indatabladet och därefter så sker beräkningarna efter automatiskt i alla steg så som beskrivet i *kapitel 3.6*.

5.5 Resultat av analys på Palisaden

Det som kan konstateras är att valideringen ger ungefär fem gånger så stora deformationer jämt emot handberäkningar. Det som tillkommer här jämt emot handberäkningarna är momentkrafter. Anser det vanskligt att bedöma riktigheten av resultaten enbart utifrån denna validering.

Det går fort och relativt enkelt att lägga in värden för Palisaden i indataarket. Det som kan vara komplext är att från ritningarna översätta typ av förband från ritningarna och sedan lägga in dessa som korrekt typ, vinkel och centrumavstånd. Detta kan vara en vanesak och då det går betydligt fortare allt eftersom. Förändringar av data så som vinkel, kopplingar och typ av element går snabbt att utföra och olika analyser med olika uppställningar är således enkelt att göra. Mycket av inmatningen är bara av typen ”klippa klistra”. Den grafiska visningen av både

typen input och resultat är undermålig i dagsläget och den behöver förbättras för att åskådliggöra inmatning och resultat så att egenkontrollen blir mer intuitiv. Inmatningen ser ut enligt figur 5.3 där raka väggelement läggs in och förbindelsetyper och elementkopplingar läggs in för denna väggs rad. Skivorna och våningshöjd läggs in vid sidan av detta och likaså last och riktning.

nr.	Avstivande väggar				Ej i funktions, ej rektange		Masternode			Oppe ↑				Oppe ↓				
	x [mm]	y [mm]	Lengde [mm]	Vinkel [°]	Starthöjde [mm]	Sluthöjde [mm]	Veggtype	x [mm]	y [mm]	z [mm]	Förbindelsetype	Vinkel α	CC [mm]	Kobblat element	Förbindelsetype	Vinkel α	CC [mm]	Kobblat element
3	0	0	23 206	0,0			CLT_100	11603	0	1475	W_10_340	30	125	1				
4	0	4 440	23 206	0,0			CLT_100	11603	4440	1475	W_10_340	30	125	1				
5	0	10 666	23 206	0,0			CLT_100	11603	10666	1475	W_10_340	30	125	1				
6	0	15 106	23 206	0,0			CLT_100	11603	15106	1475	W_10_340	30	125	1				
7	0,0	0,0	4 820,0	90,0			CLT_100	0	2410	1475	W_10_340	30	125	1				
8	23 206,0	0,0	4 820,0	90,0			CLT_100	23206	2410	1475	W_10_340	30	125	1				
9	0,0	10 286,0	4 820,0	90,0			CLT_100	0	12696	1475	W_10_340	30	125	1				
10	23 206,0	10 286,0	4 820,0	90,0			CLT_100	23206	12696	1475	W_10_340	30	125	1				
11	4 103,0	0,0	2 250,0	90,0			CLT_90	4103	1125	1475	W_10_300	30	300	1	W_10_200	30	300	-1
12	6 803,0	0,0	4 440,0	90,0			CLT_90	6803	2220	1475	W_10_300	30	300	1	W_10_200	30	300	-1
13	9 503,0	0,0	2 250,0	90,0			CLT_90	9503	1125	1475	W_10_300	30	300	1	W_10_200	30	300	-1
14	12 203,0	0,0	4 440,0	90,0			CLT_90	12203	2220	1475	W_10_300	30	300	1	W_10_200	30	300	-1
15	14 903,0	0,0	2 250,0	90,0			CLT_90	14903	1125	1475	W_10_300	30	300	1	W_10_200	30	300	-1
16	17 603,0	0,0	4 440,0	90,0			CLT_90	17603	2220	1475	W_10_300	30	300	1	W_10_200	30	300	-1
17	20 303,0	0,0	2 250,0	90,0			CLT_90	20303	1125	1475	W_10_300	30	300	1	W_10_200	30	300	-1
18	4 103,0	12 856,0	2 250,0	90,0			CLT_90	4103	13981	1475	W_10_300	30	300	1	W_10_200	30	300	-1
19	6 803,0	10 666,0	4 440,0	90,0			CLT_90	6803	12886	1475	W_10_300	30	300	1	W_10_200	30	300	-1
20	9 503,0	12 856,0	2 250,0	90,0			CLT_90	9503	13981	1475	W_10_300	30	300	1	W_10_200	30	300	-1
21	12 203,0	10 666,0	4 440,0	90,0			CLT_90	12203	12886	1475	W_10_300	30	300	1	W_10_200	30	300	-1
22	14 903,0	12 856,0	2 250,0	90,0			CLT_90	14903	13981	1475	W_10_300	30	300	1	W_10_200	30	300	-1
23	17 603,0	10 666,0	4 440,0	90,0			CLT_90	17603	12886	1475	W_10_300	30	300	1	W_10_200	30	300	-1
24	20 303,0	12 856,0	2 250,0	90,0			CLT_90	20303	13981	1475	W_10_300	30	300	1	W_10_200	30	300	-1
25	8 900,0	6 130,0	7 063,0	0,0			CLT_120	12432	6130	1475	W_10_340	30	150	1				
26	8 900,0	8 150,0	7 063,0	0,0			CLT_120	12432	8150	1475	W_10_340	30	150	1				
27	8 900,0	6 130,0	2 020,0	90,0			CLT_120	8900	7140	1475	W_10_340	30	150	1				
28	15 963,0	6 130,0	2 020,0	90,0			CLT_120	15963	7140	1475	W_10_340	30	150	1				

Figur 5.3 Utsnitt från indatasidan där indata för väggar och förband läggs in.

Vart och ett av våningsplanen beräknas sett till byggnaden uppifrån och ned där residualkrafterna från ovanstående våningsplan förs vidare till nästa våningsplans mittnod plus den på våningen verkande vindkraften. En översikt av resultatet av mittnodsförskjutning i y-led visas i figur 5.4. Endast fallet nord-syd har valt att beräknas då denna har störst vindkrafter och mindre antal meter skjuvvägg. Utskrift på resultat följer i bilaga A.2. Tabell 5.6 visar siffervärden på förskjutningar i y-led per våning och den summerade effekten uppifrån och ned.

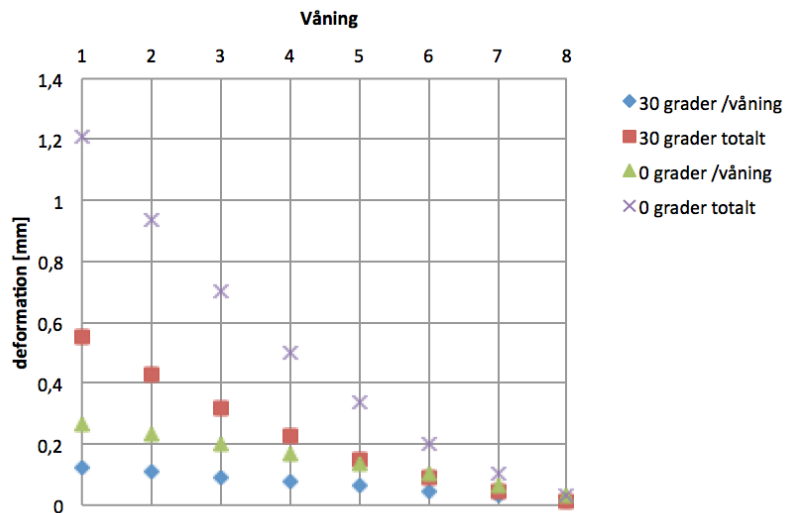
Det som kan ses är att med en vinkel på 30 grader på alla skruvförband jämt emot fallet med 0 graders α -vinkel mer än halveras förskjutningarna vilket stämmer överens med det faktum av styvheten ökar betänkligt. Resultaten i detta arbete jämfört med Mørchs (2014) analys av förbindelserna visar på betydligt mindre förskjutningar än i hans analys (figur 5.5) som har total deformation på cirka 9,0 mm respektive 2,8 mm. Han har i sin analys ett fall med en skruvvinkel om 30 grader för ena respektive om bägge axlarna, vilket jag anmärkt på tidigare i kapitel 2 så resultaten går inte att jämföra rakt av. Förskjutningarna är signifikant lägre än i Mørch (2014) analys. Det som gör att modellen i denna rapport uppnår mindre förskjutningar än Mørchs (2014) analys i Ansys är att även de vertikala förbindelserna tas med här. De gör att skivornas i analysen samverkar tredimensionellt.

Tabell 5.6 Förskjutning av mittnod av bjälklag i y-led.

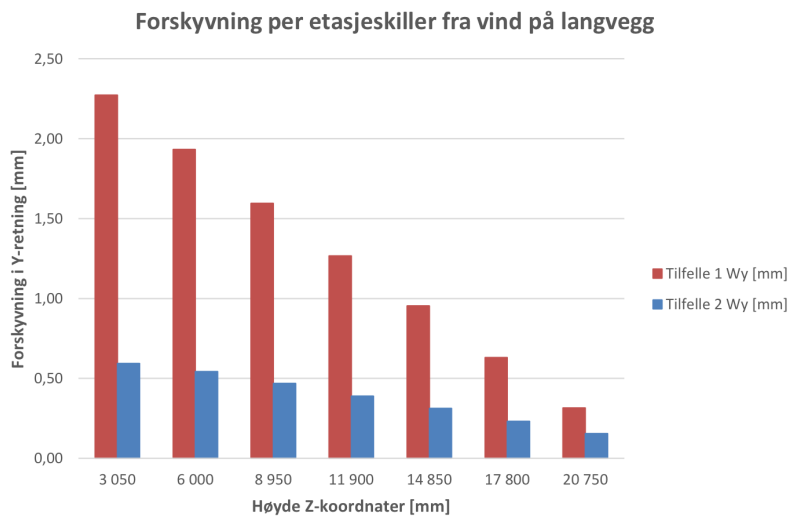
	Fall 1: Skruvvinkel 30 grader		Fall 2: Skruvvinkel 0 grader	
Våning	Deformation y-led [mm]	Total förskjutning [mm]	Deformation y-led [mm]	Total förskjutning [mm]
8	0,015	0,015	0,034	0,034
7	0,030	0,045	0,067	0,101
6	0,046	0,091	0,101	0,201
5	0,061	0,152	0,134	0,335
4	0,077	0,229	0,168	0,503
3	0,092	0,321	0,201	0,704
2	0,107	0,428	0,236	0,940
1	0,123	0,551	0,268	1,208

I övrigt är det svårt att dra slutsatser mellan de olika resultaten. Detta på grund av att i Excel-modellen så antas helt styva skivor och Mørchs (2014) har massivträskivor med en låg G-modul jämfört med *kapitel 3.7*. Styvhetsvärdena på skruvarna skiljer sig då han använder sig av Schröders (2013) värden från tester och i denna modell används beräknade värden styvhetsvärden som är lägre för de flesta fall men för noll grader är de beräknade betydligt högre än Schröders (2013) tester. Vissa fjäderelements krafter för moment blir ohyggligt stora och detta kan vara en följd av att vi i modellen antagit att translationsförskjutningarnas tillskott endast beror av rotationer av skivorna i planet.

Men eftersom detta är en tredimensionell modell så verkar detta antagande felaktigt vilket leder till modellens svårighet att bestämma och hantera momentkrafter och momentbidrag. Detta är en definitiv svaghet i teorin. En fullständig tredimensionell rörelse av skivorna krävs och detta felaktiga antagande torde ge en ”låsning” som ger upphov till tvångskrafter på förbindelserna. Det gör att programmet för vissa fjäderkrafter ger felaktiga och allt för höga krafter. Analyser är därför svårtolkade och osäkra.



Figur 5.4 Mittnodsförskjutning av bjälklaget. Bidrag per våning och ackumulerad förskjutning för 30- respektive 0-graders skruvvinkel.



Figur 5.5 Förskjutning per skruvsjikt efter höjd på byggnaden. Figur: (Mørch, 2014)

6 Konklusion och diskussion

Det ter sig som att teorin lämpar sig väl för att då den är implementerat i ett program kunna analysera av byggnader med styva skivor förbundna med elastiska förbindelser på ett tidseffektivt sätt. Teorin medför att det som i verkligheten är ett tredimensionellt system av förband och styva skivor låter sig analyseras på ett tredimensionellt sätt där såväl systemets geometri av skivor som förbandens egenskaper och orientering beaktas. Metoden gör att både de horisontella och vertikala förbindelserna bidrag i ett system med styva skivor beaktas och denna tredimensionella modulering ger en betydligt styvare modell med mindre deformationer i förbanden jämfört med Mørchs (2014) FEM-analys där enbart de horisontella förbandens styvheter medräknats.

Teorin har dock ett felaktigt antagande som ej medger fullständig tredimensionell rörelse för modellen vilken skapar tvångskrafter på fjäderkopplingarna.

Programmet är snabbt och enkelt att hantera men bättre grafik för självkontroll borde kunna förbättra säkerheten i inmatningen. Ytterligare förbättringar av utskrift för lättare resultatöversikt hade varit önskvärt. Viss invänjningstid kan antas och egenkontroll för korrekt inmatning måste göras. Uppbyggnad, ändringar och analysid går väsentligt fortare än i Ansys (Mørch, 2014).

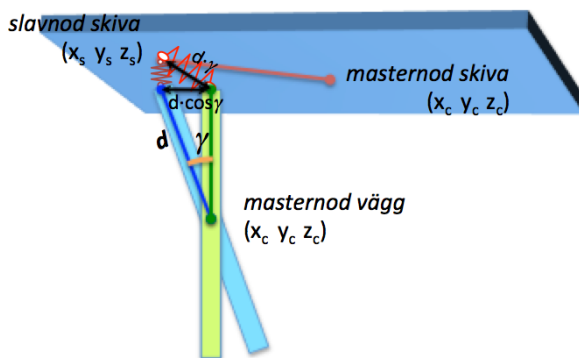
Att validering enbart har genomförts på ett enskilt element i planet är en svaghet där resultaten är ungefär fem gånger så stora mot de handberäknade vilket skulle kunna bero av de extra momentkrafter som programmet hanterar till skillnad från handberäkningarna.

För analysen av Palisadens så är det främst förskjutningarna i global y-axel som har använts för att jämföra resultat av. Svårigheter om riktigheten av dessa värden är stor då modellen och dess uppbyggnad gränsar till att bli oöversiktlig. Det felaktiga antagande att skivorna endast kan rotera i sitt plan kan medföra stora konsekvenser i form av att de translationsförskjutningar som ändå uppstår från rotationer inte beaktas i modellen. De fel de då bidrar med i modellen kan vara stora på grund av hävarmen i skivorna. Programmets tillförlitlighet för analyser av byggnader av typ Palisaden är därför osäker.

Det antagandet att skivorna enbart kan rotera i sitt plan medför att tillskotskrafter påförs fjäderstyvheterna enligt *figur 6.1* där en extra töjning, $(d \cdot \cos \gamma)$, sker av fjädern för det fall där

den antas vinkelrätt mot skivan vilket gör att de beräknade värdena av de lokala fjäderkrafterna blir felaktiga och orimliga.

Mer exakta styvheter i och om de lokala axlarna på förbanden behövs för ökad noggrannhet och tillförlitlighet ska uppnås. Dessa värden testas för att validera dess noggrannhet mot teoretiska värden. För rotationsstyvheter, $k_{z,rot}$, så måste en vidare härledning av en icke linjär styvhet ske som tar hänsyn till böjning av skiva för de fall då ett skivplan är infäst till en skivände som tex vid vägg-bjälklagsanslutning.



Figur 6.1 Tillskottskrafter i fjäderstyvhet på grund av felaktig antagande.

De styvhetsvärden på förbanden som fås från tekniska godkännanden och kan beräknas från standarder är otillräckliga och saknar validering vilket gör att osäkerheten blir stor. Flera typer av förbindelsers styvhetssegenskaper än de enbart de skruvförband som analyserats i detta arbete behövs för utökad användande av en metod som denna. Svårigheter för bestämning av reella styvheter begränsar ett program av den här typens tillförlitlighet (FEM-program).

Endast vindlast är medtagen som yttre last i denna analys. De vertikala lasterna har inte ansetts som viktiga att lägga om först inte modellen utökas med beräkningar gällande friktionskrafter.

En mer realistisk modell för ett högre materialutnyttjande borde kunna hantera plastisk deformation men så länge analysen enbart rör sig i bruksgränstillstånd så är förbanden elastiska och analysmetoden tillräcklig.

7 Vidare arbete

Främst bör en vidareutveckling av teorin göras så att fullständig tredimensionell funktionalitet uppnås. Denna modell är en bra utgångspunkt för fortsatt utveckling av en tredimensionell analys av styva skivor med mekaniska förband. En förbättring av C -matrisen som hanterar detta och uppdatering av denna i programmet skulle kunna lösa dessa problem. Ytterligare validering av modellen bör utföras med analyser på tredimensionellt kopplade skivor.

En förbättrad grafisk koppling mellan användare och program för både input och output bör göras för ökad användarvänlighet.

En utökad inläsning som tillåter skivor olika form och godtycklig position i rummet och mekaniska förband på valfri plats skulle göra att olika typer av skal med styva skivor skulle kunna analyseras. Matematiken sätter inte stopp för detta.

Friktionens bidrag för upptagande av horisontallaster ska kunna byggas in. Det skulle kunna lösas med en iterationsprocess som upp till en viss kraft inte påför någon last på förbindelserna som då kan sägas ha en bi-linjär styvhet. Friktionens betydning är antagligen stor och om man räknar med en friktionskoefficient på 0,3 vilket kan anses som ett normalt värde för massivträ så skulle friktionskraften vara grovt räknat 2-5 gånger vindlastens värde. Även förskjutningen i väggarna skulle kunna medräknas med en reducering av fjäderstyvheter.

En utökad modell av programmet skulle kunna via en ytterligare transformering lägga in styvheter i sex DOF:ar per våning och analysera hela byggnaden med alla plan i en modell.

Samma princip som i programmet skulle kunna användas i ett FEM- eller BIM-program där styva element kan kopplas samman med olika styvheter. Detta skulle underlätta för analys av massivträ.

Endast axial- och skärkapacitet är känd (*kapitel 2.9.1-2*) av förbanden. Kapaciteter för de andra riktningarna skulle om önskvärt kunna bestämmas på ett pålitligt sätt då styvhet och kapacitet inte behöver ha ett samband.

8 Referenser

Bell, K. (2011). *Matrisestatikk. Statistiske beregninger av rammekonstruksjoner*. Trondheim. Tapir Akademiske Forlag. 515.

BFS 1993:57. (1994). *Boverkets byggregler (föreskrifter och allmänna råd), (BBR94)*. Karlskrona: Boverket. 130.

BFS 1993:58. (1994). *Boverkets konstruktionsegler (föreskrifter och allmänna råd), (BKR94)*. Karlskrona: Boverket. 176.

Bilek, E.M., Crespell, P., Gagnon, S., Podesko, L. (2011). *CLT-Handbook. Chapter 1: Introduction to cross-laminated timber*. Canada: Quebec. FPInnovations. 44.

Blass, H.J., Uibel, T. (2006). *Load carrying capacity of joints with dowel type fasteners in solid wood panels*. Karlsruhe, Germany: University of Karlsruhe. 11.

Bogensperger, T., Moosbrugger, T., Silly, G. (2010). *Verification of CLT-plates under loads in plane*. Graz, Austria: Graz University of Technology. 10.

CLT. (2009). Cross-Laminated timber panels. http://fahaz.eu/down/MMK_M1_BSP_crossplan_En.pdf. 35. Mayr-Melnhof Kaufmann Group. 35.

Douglas, B., Mohammad, M., Pryor, S. E., Rammer, D. (2011). *CLT-Handbook. Chapter 5: Connections in cross-laminated timber buildings*. Canada: Quebec. FPInnovations. 45.

Ellingsbø, P., Malo, K. A., (2012). *Withdrawal capacity of long self-tapping screws parallel to grain direction*. Trondheim, Trondheim: NTNU. 10.

Engström, S., Eriksson, P-E., Gustafsson, A., Serrano, E., Wik, T. (2013). *Handbok för beställare och projektörer av flervånings bostadshus i trä*. SP rapport. Växjö: Davidssons Tryckeri. 80.

ETA-06/0138. (2013). *KLH solid wood slabs*. Österreichisches Institut für Bautechnik

ETA-09/0036. (2013). *MM - crosslam*. Österreichisches Institut für Bautechnik

ETA-11/0190. (2013). *Würth self-tapping screws*. Deutsches Institut für Bautechnik

- FOR-1997-01-22-33. (1997). *Forskrift om krav til byggverk og produkter til byggverk. (BFS 1993:57)*. Oslo: Kommunal- og moderniseringsdepartementet, Klima- og miljødepartementet. 47.
- Frangi, A., Jockwer, R., Steiger, R., (2014). *Fully Threaded Self-tapping Screws Subjected to Combined Axial and Lateral Loading with Different Load to Grain Angles. Materials and Joints in Timber Structures*. RILEM Bookseries 9. 265-272.
- Gagnon, S., Keith, E., Ross, A. L., (2011). *CLT-Handbook. Chapter 3: Structural design of cross-laminated timber elements*. Canada: Quebec. FPInnovations. 19.
- Green, M. C., Karsh, J. E., (2012). *Tall Wood*. MGB. 240.
- Johansen, K. W., (1949). *Theory of timber connections*. Bern. International Association of bridge and structural Engineering. 249-262.
- Kaveh, A., (2004), *Structural Mechanics: Graph and Matrix Methods (Computational Structures Technology)*. Research Studies Pr. 422.
- Line, P., Lindth, J.W., Pei, S., Popovski, M., Pryor, S.E., Rammer, D., (2011). *CLT-Handbook. Chapter 4: Lateral design of cross-laminated timber buildings*. Canada: Quebec. FPInnovations. 45.
- Lunde, C., (2010) *Modellerings- og analyseprogrammer for treindustrien. Vurdering av status og muligheter*. Masteroppgave. Ås, Norges miljø- og biovitenskapelige universitet. 87.
- Martinsons KL-trä. (2011). *Teknisk godkjenning. Martinsons KL-trä. SINTEF Certification NR. 20100*. <http://www.sintef.no/> . 5.
- Massivträhandboken. (2006). <http://www.martinsons.se/default.aspx?id=9090>. 149.
- Mørch, L C., (2014) *FEM-modellering av et fleretasjes trehus med henblikk på optimalisering av forbindelser mellom massivtreelementer*. Masteroppgave. Ås, Norges miljø- og biovitenskapelige universitet. 149.
- NS-EN 1990-1-1. (2002). *Eurokode 1: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Brussel: CEN. 72.
- NS-EN 1991-1-4. (2001). *Eurokode 1: Allmenne laster*. Brussel: CEN. 80.

NS-EN 1995-1-1. (2005) *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner 1-1. Allmenne regler og regler for bygninger*. Brussel: CEN. 123.

Nygård, A.S., Bovim, N.I., Bjørnfot, A. (2014). Solid timber shear panels. A parametric study of geometries and material properties. 10th Meeting of the Northern European Network for Wood Science and Engineering. 6.

Schrøder, A., (2013). *Styrke og stivhet for skrueforbindelser i massivtre. Masteroppgave*. Ås: Universitetet for miljø- og biovitenskap. 60.

Skidmore, Owings & Merrill, LLP. (2013). *Timber Tower research project*. Chicago: Softwood Lumber Board. 72.

Tomasi, R., Crosatti, A., Piazza, M. (2010). *Theoretical and experimental analysis of timber-to-timber joints connected with inclined screws*. Italy: University of Trento, Construction and Building Materials. 24

9 Bilagor

9.1 Lista över figurer

Figur 1.1 Från vänster till höger: Laminerat fanervirke, exempel på en limmad spånprodukt, massivträ. (Figur: Green, Karsh, 2012).

Figur 1.2 Uppe till vänster: Palisaden under uppförande. Uppe till höger: Helgängade skruvar och vinkelbeslag med skruvar mellan element tänkt att ta horisontella krafter och sträckkrafter. Nedtill vänster: Plåt med skruvar mellan element tänkt att föra horisontella krafter vidare och även sträckkrafter. Nedtill höger: Stålblåtar mellan våningar, förankrade och insvetsade i grunden och tänkta att ta sträckkrafter.

Figur 2.1 Exempel på uppbyggnad av en femlagers massivträskiva. (Figur: Nygård m.fl., 2014)

Figur 2.2 Principskiss på lastöverföring i en byggnad som stabiliseras med hjälp av skivverkan. Vindkrafter ger drag och sugkrafter på ytterväggarna som överförs till bjälklag och avstyvande väggar. (Figur: Massivträhandboken, 2006).

Figur 2.3 Laster på bjälklag, väggar och grund från horisontell vindlast. (Figur: Massivträhandboken, 2006).

Figur 2.4 Vänster: Förskjutning av vägg på grund av horisontallast. Höger: Böjning av vägg på grund av horisontallast. (Figur: Massivträhandboken, 2006)

Figur 2.5 Förskjutning av fogförband på grund av horisontallast. Höjd h , bredd b och tjocklek av vägg t . (Figur: Massivträhandboken, 2006)

Figur 2.6 Till vänster: Överföring av horisontalkraft mellan vägg och bjälklag vid upplagd vägg. (Figur: Massivträhandboken, 2006). Till höger: Kraftjämvikt för stabiliserande vägg där behovet av förankringskraft framgår. (Figur: Massivträhandboken, 2006)

Figur 2.7 Till vänster: Skruv med vinkel α_L i förhållande till skjuvkraftens normal mellan två väggar i den penetrerade väggens x - z plan. Till höger: Skruv med vinkel β_L i förhållande till skjuvkraftens normal mellan två väggar i den penetrerade väggens x - y plan.

Figur 2.8 Till vänster: Skruvpar med vinkel α_L i förhållande till skjuvkraftens normal mellan vägg och bjälklag i den penetrerade delens x - z plan. Till höger: Skruvar med vinkel β_L i förhållande till skjuvkraftens normal mellan vägg och bjälklag i den penetrerade delens x - y plan.

Figur 2.9 Arbetslinjer från test av skruvar och betydningen av deras inskrivningsvinkel, α , för styvhet och deformation. Sambandet mellan last och deformation är för ett försök med 145 mm massivträ med 320 mm självborrande skruvar. (Figur: Schröder, 2013).

Figur 2.10 Sträck- och tryckkrafter i gavelvägg till följd av vindlast på byggnaden gjord för skruvförband med styvhet motsvarande 30 graders β -vinkel (röd linje) respektive styvhet för 30 graders α - och β -vinkel (blå linje). (Figur: Mørch, 2014.)

Figur 2.10 Brott till följd av hålkantsbrott och utdragning av skruven vid horisontallast. (Figur: Schröder, 2013)

Figur 3.1 Vänster: Två skivor sammankopplade med ett fjäderelement i slavnoden. Figuren visar enbart masternoden med koppling till slavnod för ena skivan. Avståndet mellan master- och slavnod benämns d och vinkeln som detta element bildar mot x -axeln i skivplanet benämns Φ . Höger: Två sammankopplade skivor med respektive masternod. Sprängskiss av en takskiva kopplad till en väggskiva via ett fjäderelement mellan vardera slavnod med 6 DOF i vardera ände (totalt 12 DOF).

Figur 3.2 Vänster: Fjäderstyvhetsriktning som är orienterad efter skärningslinjen mellan skivorna. Vinkeln α är vinkeln mellan skruvförbindelse och y -axel i xy -planet. Höger: Förtydligande av lokalt koordinatsystem för fjäderstyvheten i vänstra figuren.

Figur 3.3 Massivträskivor sammanlänkade med olika fjäderelement i slavnoderna (röda fjädrar). Detta görs om till en modell där masternoderna istället har dessa motsvarande styvheter (transformerade) kopplade mellan varandra (orangea fjädrar).

Figur 3.4 Sammankopplade komplexa golvskivor

Figur 3.5 Styvhetsriktningar \mathbf{x}_L i skärningslinjen, \mathbf{y}_L i planet på anslutande skiva och \mathbf{z}_L vinkelrätt dessa med rotationsstyvhetsriktning \mathbf{z}_r runt denna. Globalt koordinatsystem nedtill vänster.

Figur 3.6. Styvhetsriktning för rotation kring x -axel, $k_{x \text{ rot}}$

Figur 3.7 Uppe till vänster: Linjärt samband mellan deformation på grund av rotation på förband för rotation kring lokal y -axel. Nedtill vänster: Linjärsamband mellan deformation av förband på grund av rotation kring lokal z -axel för skiva mot skiva. Nedtill höger: Olinjär deformation av förband på grund av rotation kring lokal z -axel för skiva mot skiva i plan

Figur 3.8 Rotation \mathbf{r} av masternoden med avseende på x -axeln i xz -planet där slavnodens förskjutning i x - och z -led visas.

Figur 4.1 Översiktlig orientering av procedur för databehandling av modell.

Figur 4.2 Indata ark där position och typ av vägg, förband och laster läggs in. Data för dessa egenskaper hämtas automatisk från materialdata för väggar och skruvförband respektive manuellt för vindlaster.

Figur 4.3. Schematisk beskrivning av sida för beräkningar av slavnoder.

Figur 4.4 Normaliserad kryssprodukt, $N \times N$, av normalvektorerna, N_m , till skivorna vilken beskriver x -styvhetsriktning.

Figur 4.5 K -matrisen och vidare modifiering av denna.

Figur 4.6 Resultatuträkningar från den inverterade K -matrisen.

Figur 5.1 Skärmdump från FEM-plate av understa etagen med full horisontallast i överkant och fastspänning i underkant. Förskjutningen är på 0,92 mm totalt och 0,89 mm i x -led.

Figur 5.2 Utbuktning på stålförband (inringat i rött), på grund av krympning och deformation av massivträelement i Palisaden.

Figur 5.3 Utsnitt från indatasidan där indata för väggar och förband läggs in.

Figur 5.4 Mittnodsförskjutning av bjälklaget. Bidrag per våning och ackumulerad förskjutning för 30- respektive 0-graders skruvvinkel.

Figur 5.5 Förskjutning per skruvskikt efter höjd på byggnaden. Figur: (Mørch, 2014)

Figur 6.1 Tillskottskrafter i fjäderstyvhet på grund av felaktig antagande.

9.2 Lista över tabeller

Tabell 5.1 Vindtryck på vägg och tak. Från tabellen kan det beräknade maximala vindtrycket utläsas för de olika zonerna. D och E är vindutsatt respektive läsida. Ett negativt tal motsvarar sugkraft på respektive yta. Höjdangivelsen z_1 respektive z_2 avser olika vertikala zoner.

Tabell 5.2 Typ av skjuvvägg i nord-sydlig riktning för Palisaden där antal, storlek och typ av förbindelser kan utläsas.

Tabell 5.3. Laster för de olika vägtyperna och för botten- och toppetage.

Tabell 5.4 Styvhet och förskjutning vid olika skruvvinklar och vindlaster för den mest utsatta skjuvväggen.

Tabell 5.5 Förskjutning i programmet för valideringsfall.

Tabell 5.6 Förskjutning av mittnod av bjälklag i y-led.

9.3 Skriftliga bilagor

Bilaga A.1: Resultat från FEM_Plate för förskjutning av massivträvägg

Bilaga A.2: Resultatutskrift från FE_3D för skjuvvägg

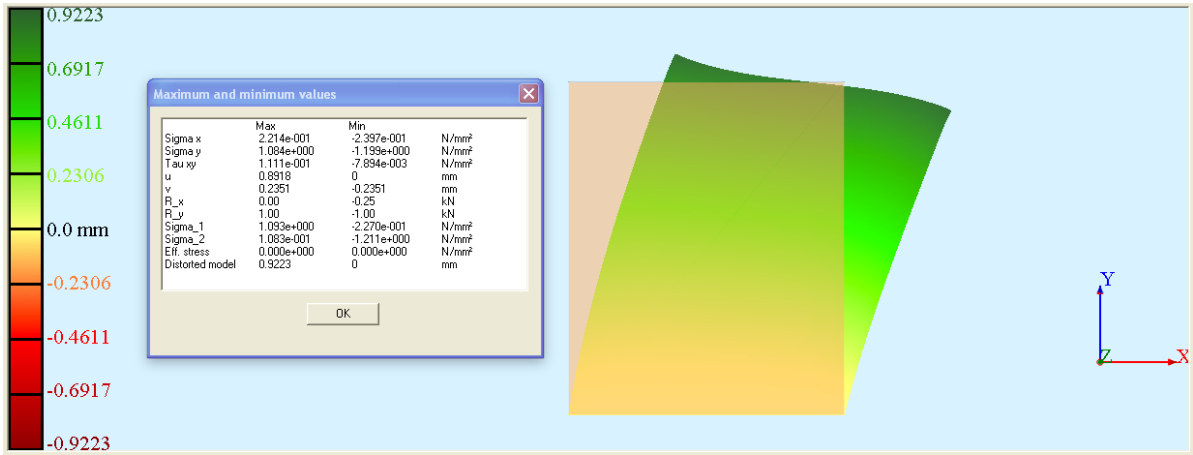
Bilaga A.3: Resultatutskrift från FE_3D för Palisaden

9.4 Digitala bilagor

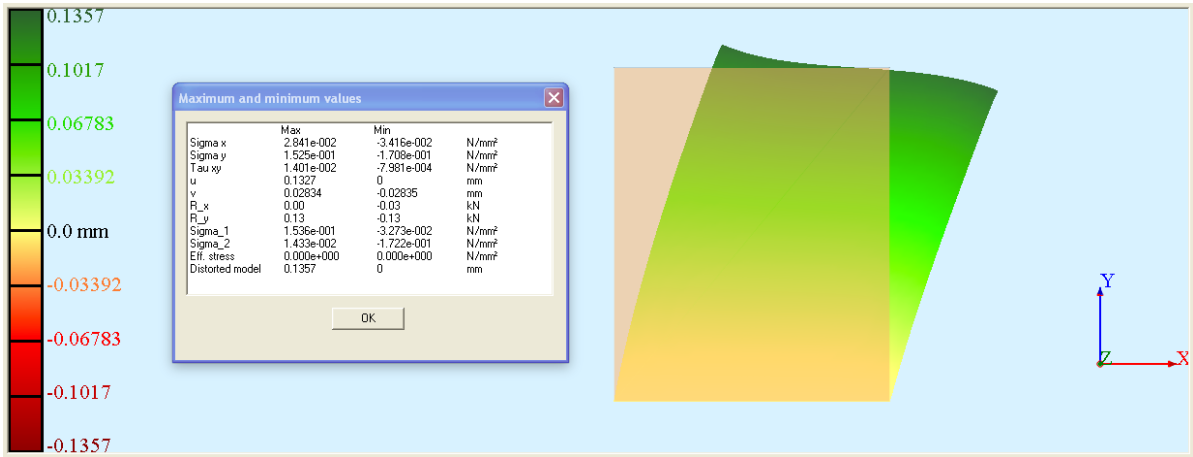
Bilaga B.1: FE_3D - program i Excel

Bilaga B.2: Vindlast - beräkningar i Excel

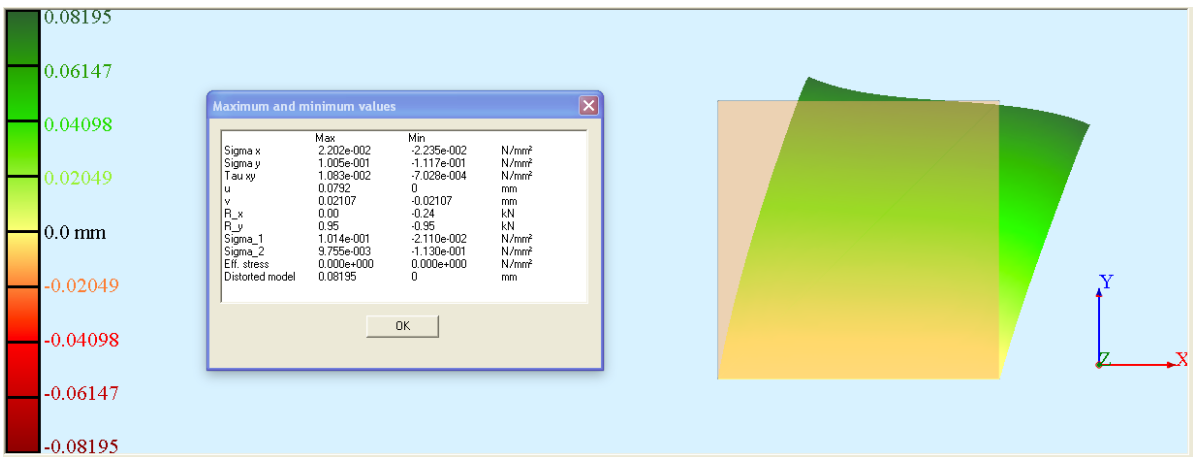
A.1 2.25x2.715_V1



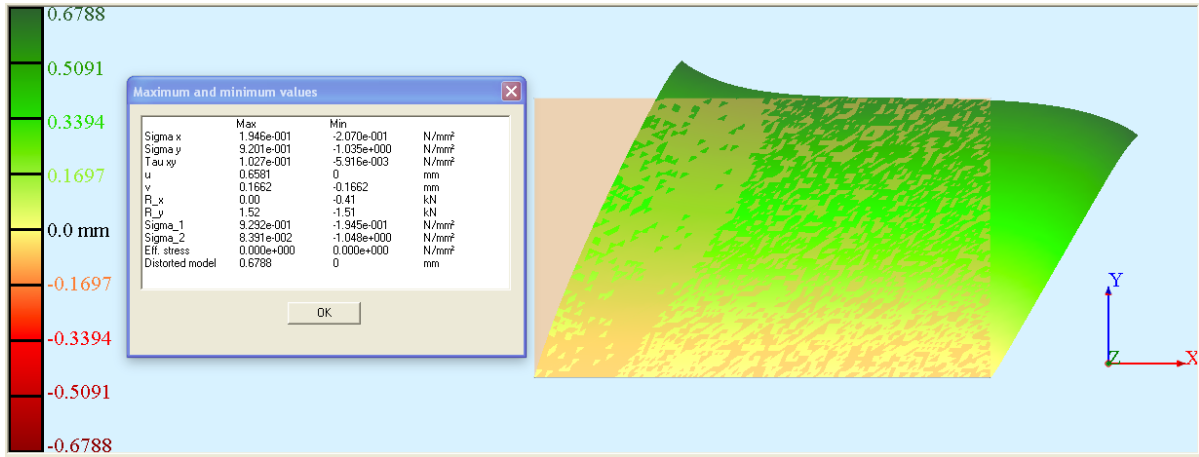
A.1 2.25x2.715_V82.25x2.715_V8



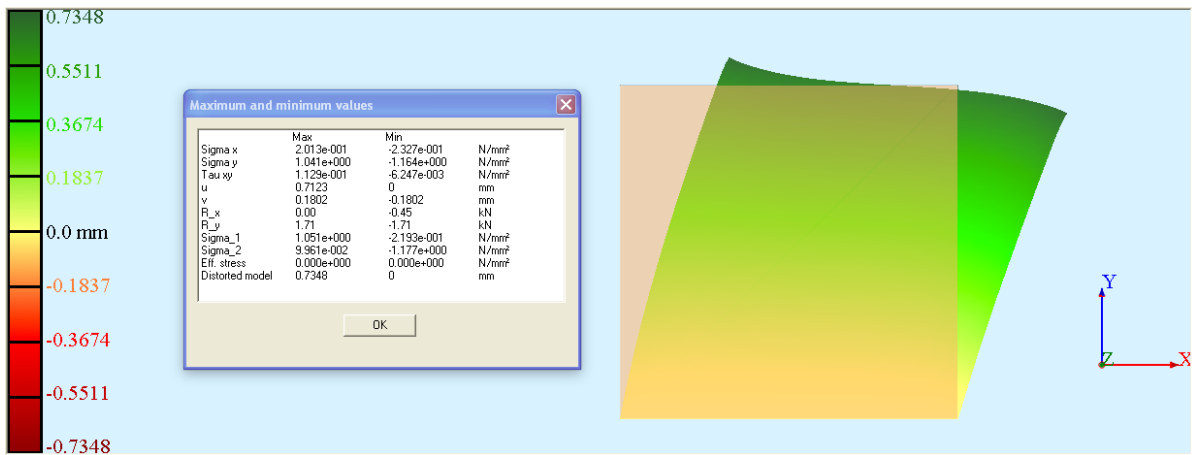
A.1 2.75x2.715_V1



A.1 4.08x2.715_V1



A.1 4.82x2.95_V1



A.2 Validering_F1,89_30gr

Utskrift fra Skiveanalyse

Side 1 / 4

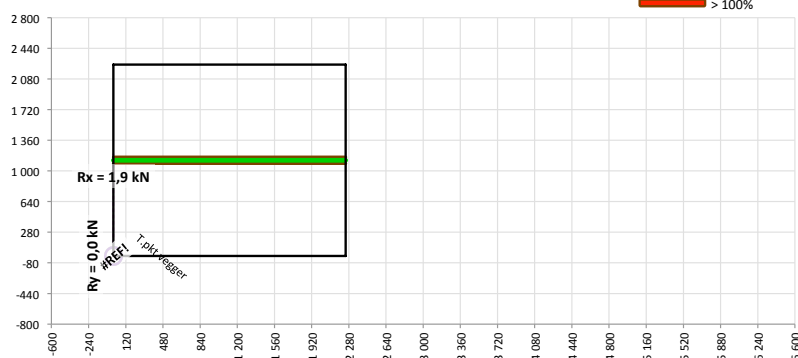
Analyse av stiv skive med lineært elastiske opplegg

Prosjekt: Validering 2,250x2,715 F= 14,96 kN

Forutsetninger :
 - Elastisk FE-analyse, basert på stivhet av oppleggenes forbindelser
 - Skiven er absolutt stiv, oppleggene er lineært elastiske

Skivelengde X : 2,25 m Vegginfo: Vegg nr / max kraft
 Skivehøyde Y: 2,25

Ugrad for vegger



Ytre belastning	Oppleggspunkt kraft			Fasthållen plate	Forskjvninger, fri plate mot fasthållen plate [mm]
	F [kN]/[kNm]	R [kN]/[kNm]	Avst Origo [m]		
Skivelast i x-retn.	1,89	-1,89	1125,00	-1,89	0,4623646
Skivelast i y-retn.	0,00	0,00	1125,00	0,00	0,0000000
Skivelast i z-retn.	0,00	0,00	2715,00	0,00	0,0000000
Skivelast i x-retn. rot	0,00	0,00		0,00	0,0000000
Skivelast i y-retn. rot	0,00	0,00		0,00	0,0000000
Skivelast i z-retn. rot	0,00	1708,56		1708,56	0,0000000

Opplegg, geometri og resultater for: Validering 2,250x2,715 F= 14,96 kN

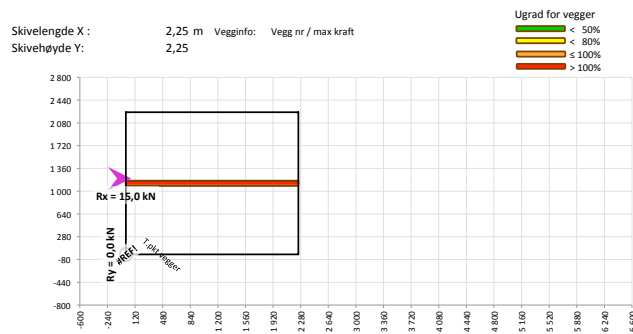
Vegg og posisjon	Lengde [m]	Vinkel $0 \leq \alpha \leq 90^\circ$	Utnyttelsegrad av [%]						Max deformasjon	
			f_x	f_y	f_z	$f_{x,rot}$	$f_{y,rot}$	$f_{z,rot}$	axiellt [mm]	rotasjon [rad]
Nr. 3 x=0,00 y=1124,00	2250,00	0°	0,195	0,000	0,000	0,000	264,740	0,000	0,247	335,254

A.2 Validering_F14,96_30gr

Analyse av stiv skive med lineært elastiske opplegg

Prosjekt: Validering 2,250x2,715 F= 14,96 kN

- Forutsetninger:
- Elastisk FE-analyse, basert på stivhet av oppleggenes forbindelser
 - Skiven er absolutt stiv, oppleggene er lineært elastiske



Ytre belastning	Oppleggspunkt kraft			Fasthållen plate	Forskjvninger, fri plate mot fasthållen plate [mm]
	F [kN]/[kNm]	R [kN]/[kNm]	Avst Origo [m]		
Skivelast i x-retn.	14,96	-14,96	1125,00	-14,96	1,8590540
Skivelast i y-retn.	0,00	0,00	1125,00	0,00	0,0000000
Skivelast i z-retn.	0,00	0,00	2715,00	0,00	0,0000000
Skivelast i x-retn. rot	0,00	0,00		0,00	0,0000000
Skivelast i y-retn. rot	0,00	0,00		0,00	0,0000000
Skivelast i z-retn. rot	0,00	13596,23		13596,23	0,0000000

Opplegg, geometri og resultater for: Validering 2,250x2,715 F= 14,96 kN

Vegg og posisjon	Lengde [m]	Vinkel $0 \leq \alpha \leq 90^\circ$	Utnyttelsegrad av [%]						Max deformasjon	
			f_x	f_y	f_z	$f_{x,rot}$	$f_{y,rot}$	$f_{z,rot}$	axiellt [mm]	rotasjon [rad]
Nr. 3 x=0,00 y=1124,00	2250,00	0°	1,226	0,000	0,000	0,000	1692,524	0,000	0,992	1346,874

A.3 Våning_8_30_grader

Utskrift fra Skiveanalyse

Side 1 / 4

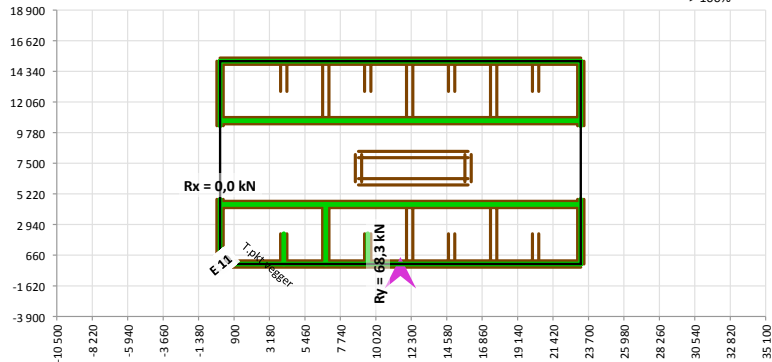
Analyse av stiv skive med lineært elastiske opplegg

Prosjekt: Palisaden V8

Forutsetninger : - Elastisk FE-analyse, basert på stivhet av oppleggenes forbindelser
 - Skiven er absolutt stiv, oppleggene er lineært elastiske

Skivelengde X: 23,21 m Vegginfo: Vegg nr
 Skivehøyde Y: 15,11

Ugrad for vegger
 < 50%
 < 80%
 ≤ 100%
 > 100%



Utskrift fra Skiveanalyse

Side 2 / 4

Ytre belastning	Opplegspunkt kraft		Fasthållen plate	Forskjvninger, fri plate
	R [kN]	Avst Origo [m]	Reaksjon [kN]	mot fasthållen plate [mm]
Skivelast i x-retn.	0,00	11603,00	0,00	0,0000008
Skivelast i y-retn.	68,30	7553,00	-68,30	0,0152202
Skivelast i z-retn.	0,00	2950,00	0,00	0,0000000
Skivelast i x-retn. rot	0,00		0,00	0,0000000
Skivelast i y-retn. rot	0,00		0,00	0,0000000
Skivelast i z-retn. rot	0,00		-69,32	0,0000000

Opplegg, geometri og resultater for: Palisaden V8

Vegg og posisjon	Lengde [m]	Vinkel 0 ≤ α ≤ 90°	Utnyttelsegrad av [%]						Max deformasjon	
			f _x	f _y	f _z	f _{x,rot}	f _{y,rot}	f _{z,rot}	axiellt [mm]	rotasjon [rad]
Nr. 3 x=0 y=0	23206	0°	0,000	0,000	0,000	0,003	0,005	0,000	0,008	0,006
Nr. 4 x=0 y=4440	23206	0°	0,000	0,001	0,000	0,003	0,003	0,000	0,010	0,006
Nr. 5 x=0 y=10666	23206	0°	0,000	0,000	0,000	0,003	0,003	0,000	0,008	0,005
Nr. 6 x=0 y=15106	23206	0°	0,000	0,001	0,000	0,003	0,001	0,000	0,010	0,006
Nr. 7 x=0 y=0	4820	90°	0,000	0,000	0,000	0,003	0,003	0,000	0,010	0,005
Nr. 8 x=23206 y=0	4820	90°	0,000	0,001	0,000	0,003	0,001	0,000	0,010	0,006
Nr. 9 x=0 y=10286	4820	90°	0,000	0,001	0,000	0,003	0,003	0,000	0,010	0,006
Nr. 10 x=23206 y=10286	4820	90°	0,000	0,001	0,000	0,007	0,001	0,000	0,010	0,011
Nr. 11 x=4103 y=0	2250	90°	0,000	0,001	0,000	0,003	0,001	0,000	0,010	0,006
Nr. 12 x=6803 y=0	4440	90°	0,000	0,001	0,000	0,007	0,009	0,000	0,010	0,011
Nr. 13 x=9503 y=0	2250	90°	0,000	0,001	0,000	0,003	0,001	0,000	0,010	0,006
Nr. 14 x=12203 y=0	4440	90°	0,000	0,001	0,000	0,007	0,009	0,000	0,008	0,011
Nr. 15 x=14903 y=0	2250	90°	0,000	0,001	0,000	0,007	0,001	0,000	0,010	0,011
Nr. 16 x=17603 y=0	4440	90°	0,000	0,000	0,000	0,028	0,025	0,000	0,008	0,074
Nr. 17 x=20303 y=0	2250	90°	0,000	0,001	0,000	0,007	0,009	0,000	0,010	0,011
Nr. 18 x=4103 y=12856	2250	90°	0,000	0,000	0,000	0,028	0,025	0,000	0,008	0,074
Nr. 19 x=6803 y=10666	4440	90°	0,000	0,001	0,000	0,007	0,009	0,000	0,008	0,011
Nr. 20 x=9503 y=12856	2250	90°	0,000	0,000	0,000	0,028	0,025	0,000	0,008	0,074
Nr. 21 x=12203 y=10666	4440	90°	0,000	0,000	0,000	0,028	0,025	0,000	0,008	0,074
Nr. 22 x=14903 y=12856	2250	90°	0,000	0,000	0,000	0,009	0,000	0,000	0,008	0,010

Utskrift fra Skiveanalyse

Side 3 / 4

Nr. 23 x=17603 y=10666	4440	90°	0,000	0,000	0,000	0,028	0,025	0,000	0,008	0,074
Nr. 24 x=20303 y=12856	2250	90°	0,000	0,000	0,000	0,001	0,000	0,000	0,008	0,001
Nr. 25 x=8900 y=6130	7063	0°	0,000	0,000	0,000	0,028	0,025	0,000	0,008	0,074
Nr. 26 x=8900 y=8150	7063	0°	0,000	0,000	0,000	0,001	0,000	0,000	0,008	0,001
Nr. 27 x=8900 y=6130	2020	90°	0,000	0,000	0,000	0,009	0,000	0,000	0,008	0,010
Nr. 28 x=15963 y=6130	2020	90°	0,000	0,000	0,000	0,001	0,000	0,000	0,008	0,001

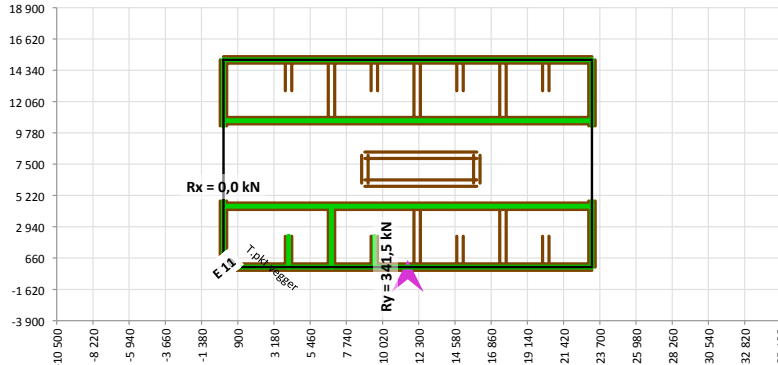
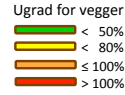
A.3 Våning_4_30_grader

Analyse av stiv skive med lineært elastiske opplegg

Prosjekt: Palisaden V1

- Forutsetninger : - Elastisk FE-analyse, basert på stivhet av oppleggenes forbindelser
 - Skiven er absolutt stiv, oppleggene er lineært elastiske

Skivelengde X : 23,21 m Vegginfo: Vegg nr
 Skivehøyde Y: 15,11



Ytre belastning	Oppleggspunkt kraft		Fasthållen plate Reaksjon [kN]	Forskjvninger, fri plate mot fasthållen plate [mm]
	R [kN]	Avst Origo [m]		
Skivelast i x-retn.	0,00	11603,00	0,00	0,0000041
Skivelast i y-retn.	341,50	7553,00	-341,50	0,0765383
Skivelast i z-retn.	0,00	2950,00	0,00	0,0000000
Skivelast i x-retn. rot	0,00		0,00	0,0000000
Skivelast i y-retn. rot	0,00		0,00	0,0000000
Skivelast i z-retn. rot	0,00		-350,37	0,0000000

FE_3D_Palisaden_V4_600x600 15.05.28.xlsm Beregnet: 15-04-29 Kl.16:16 (c) 2015 - Nils Ivar Bovim og Martin Johansson

Opplegg, geometri og resultater for: Palisaden V1

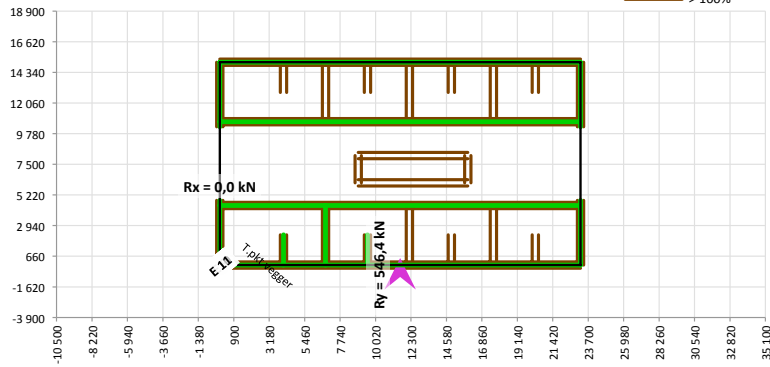
Vegg og posisjon	Lengde [m]	Vinkel 0 ≤ α ≤ 90°	Utnyttelsegrad av [%]						Max deformasjon	
			f _x	f _y	f _z	f _{x,rot}	f _{y,rot}	f _{z,rot}	axiellt [mm]	rotasjon [rad]
Nr. 3 x=0 y=0	23206	0°	0,000	0,000	0,000	0,018	0,027	0,000	0,042	0,031
Nr. 4 x=0 y=4440	23206	0°	0,000	0,006	0,000	0,020	0,013	0,000	0,050	0,029
Nr. 5 x=0 y=10666	23206	0°	0,000	0,000	0,000	0,018	0,013	0,000	0,042	0,024
Nr. 6 x=0 y=15106	23206	0°	0,000	0,006	0,000	0,020	0,006	0,000	0,050	0,029
Nr. 7 x=0 y=0	4820	90°	0,000	0,000	0,000	0,018	0,013	0,000	0,050	0,024
Nr. 8 x=23206 y=0	4820	90°	0,000	0,006	0,000	0,020	0,006	0,000	0,050	0,029
Nr. 9 x=0 y=10286	4820	90°	0,000	0,006	0,000	0,020	0,013	0,000	0,050	0,029
Nr. 10 x=23206 y=10286	4820	90°	0,000	0,006	0,000	0,045	0,006	0,000	0,050	0,058
Nr. 11 x=4103 y=0	2250	90°	0,000	0,006	0,000	0,020	0,006	0,000	0,050	0,029
Nr. 12 x=6803 y=0	4440	90°	0,000	0,006	0,000	0,045	0,048	0,000	0,050	0,058
Nr. 13 x=9503 y=0	2250	90°	0,000	0,006	0,000	0,020	0,006	0,000	0,050	0,029
Nr. 14 x=12203 y=0	4440	90°	0,000	0,006	0,000	0,045	0,048	0,000	0,042	0,058
Nr. 15 x=14903 y=0	2250	90°	0,000	0,006	0,000	0,045	0,006	0,000	0,050	0,058
Nr. 16 x=17603 y=0	4440	90°	0,000	0,000	0,000	0,149	0,133	0,000	0,042	0,375
Nr. 17 x=20303 y=0	2250	90°	0,000	0,006	0,000	0,045	0,048	0,000	0,050	0,058
Nr. 18 x=4103 y=12856	2250	90°	0,000	0,000	0,000	0,149	0,133	0,000	0,042	0,375
Nr. 19 x=6803 y=10666	4440	90°	0,000	0,006	0,000	0,045	0,048	0,000	0,042	0,058
Nr. 20 x=9503 y=12856	2250	90°	0,000	0,000	0,000	0,149	0,133	0,000	0,042	0,375
Nr. 21 x=12203 y=10666	4440	90°	0,000	0,000	0,000	0,149	0,133	0,000	0,042	0,375
Nr. 22 x=14903 y=12856	2250	90°	0,000	0,000	0,000	0,044	0,000	0,000	0,042	0,053

Nr. 23 x=17603 y=10666	4440	90°	0,000	0,000	0,000	0,149	0,133	0,000	0,042	0,375
Nr. 24 x=20303 y=12856	2250	90°	0,000	0,000	0,000	0,003	0,000	0,000	0,042	0,003
Nr. 25 x=8900 y=6130	7063	0°	0,000	0,000	0,000	0,149	0,133	0,000	0,042	0,375
Nr. 26 x=8900 y=8150	7063	0°	0,000	0,000	0,000	0,003	0,000	0,000	0,042	0,004
Nr. 27 x=8900 y=6130	2020	90°	0,000	0,000	0,000	0,044	0,000	0,000	0,042	0,053
Nr. 28 x=15963 y=6130	2020	90°	0,000	0,000	0,000	0,003	0,000	0,000	0,042	0,004

B.3 Våning_1_30_grader

Skivelengde X: 23,21 m Vegginfo: Vegg nr
 Skivehøyde Y: 15,11

Ugrad for vegger
 < 50%
 < 80%
 ≤ 100%
 > 100%



FE_3D_Palisaden_V1_600x600 15.05.28.xlsm Beregnet: 15-04-29 Kl.16:02

(c) 2015 - Nils Ivar Bovim og Martin Johansson

Utskrift fra Skiveanalyse

Side 2 / 4

Ytre belastning	Oppleggspunkt kraft		Fasthållen plate Reaksjon [kN]	Forskjvninger, fri plate mot fasthållen plate [mm]
	R [kN]	Avst Origo [m]		
Skivelast i x-retn.	0,00	11603,00	0,00	0,0000066
Skivelast i y-retn.	546,40	7553,00	-546,40	0,1226352
Skivelast i z-retn.	0,00	2950,00	0,00	0,0000000
Skivelast i x-retn. rot	0,00		0,00	0,0000000
Skivelast i y-retn. rot	0,00		0,00	0,0000000
Skivelast i z-retn. rot	0,00		-562,33	0,0000000

Opplegg, geometri og resultater for: Palisaden V1

Vegg og posisjon	Lengde [m]	Vinkel 0 ≤ α ≤ 90°	Utnyttelsegrad av [%]						Max deformasjon	
			f _x	f _y	f _z	f _{x,rot}	f _{y,rot}	f _{z,rot}	axiellt [mm]	rotasjon [rad]
Nr. 3 x=0 y=0	23206	0°	0,000	0,000	0,000	0,029	0,044	0,000	0,067	0,050
Nr. 4 x=0 y=4440	23206	0°	0,000	0,010	0,000	0,034	0,021	0,000	0,080	0,046
Nr. 5 x=0 y=10666	23206	0°	0,000	0,000	0,000	0,029	0,021	0,000	0,067	0,039
Nr. 6 x=0 y=15106	23206	0°	0,000	0,010	0,000	0,034	0,009	0,000	0,080	0,046
Nr. 7 x=0 y=0	4820	90°	0,000	0,000	0,000	0,029	0,021	0,000	0,080	0,039
Nr. 8 x=23206 y=0	4820	90°	0,000	0,010	0,000	0,034	0,009	0,000	0,080	0,046
Nr. 9 x=0 y=10286	4820	90°	0,000	0,010	0,000	0,034	0,021	0,000	0,080	0,046
Nr. 10 x=23206 y=10286	4820	90°	0,000	0,010	0,000	0,081	0,009	0,000	0,080	0,095
Nr. 11 x=4103 y=0	2250	90°	0,000	0,010	0,000	0,034	0,009	0,000	0,080	0,046
Nr. 12 x=6803 y=0	4440	90°	0,000	0,010	0,000	0,081	0,077	0,000	0,080	0,095
Nr. 13 x=9503 y=0	2250	90°	0,000	0,010	0,000	0,034	0,009	0,000	0,080	0,046
Nr. 14 x=12203 y=0	4440	90°	0,000	0,010	0,000	0,081	0,077	0,000	0,067	0,095
Nr. 15 x=14903 y=0	2250	90°	0,000	0,010	0,000	0,081	0,009	0,000	0,080	0,095
Nr. 16 x=17603 y=0	4440	90°	0,000	0,000	0,000	0,240	0,214	0,000	0,067	0,602
Nr. 17 x=20303 y=0	2250	90°	0,000	0,010	0,000	0,081	0,077	0,000	0,080	0,095
Nr. 18 x=4103 y=12856	2250	90°	0,000	0,000	0,000	0,240	0,214	0,000	0,067	0,602
Nr. 19 x=6803 y=10666	4440	90°	0,000	0,010	0,000	0,081	0,077	0,000	0,067	0,095
Nr. 20 x=9503 y=12856	2250	90°	0,000	0,000	0,000	0,240	0,214	0,000	0,067	0,602
Nr. 21 x=12203 y=10666	4440	90°	0,000	0,000	0,000	0,240	0,214	0,000	0,067	0,602
Nr. 22 x=14903 y=12856	2250	90°	0,000	0,000	0,000	0,071	0,000	0,000	0,067	0,084

FE_3D_Palisaden_V1_600x600 15.05.28.xlsm Beregnet: 15-04-29 Kl.16:02

(c) 2015 - Nils Ivar Bovim og Martin Johansson

Utskrift fra Skiveanalyse

Side 3 / 4

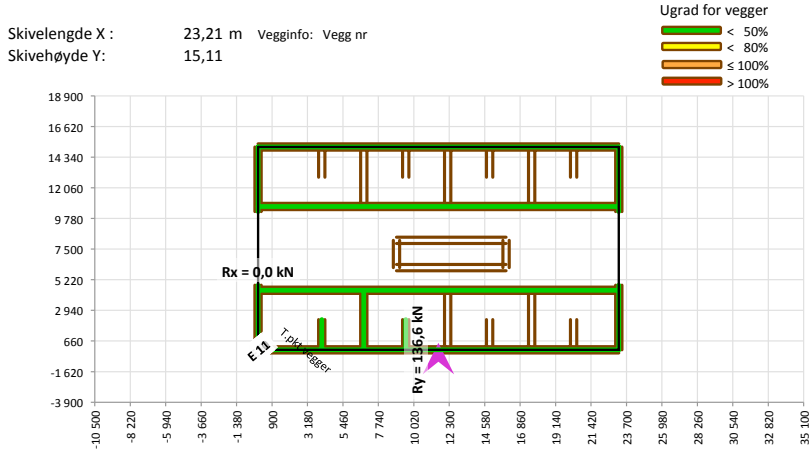
Nr. 23 x=17603 y=10666	4440	90°	0,000	0,000	0,000	0,240	0,214	0,000	0,067	0,602
Nr. 24 x=20303 y=12856	2250	90°	0,000	0,000	0,000	0,004	0,000	0,000	0,067	0,005
Nr. 25 x=8900 y=6130	7063	0°	0,000	0,000	0,000	0,240	0,214	0,000	0,067	0,602
Nr. 26 x=8900 y=8150	7063	0°	0,000	0,000	0,000	0,005	0,000	0,000	0,067	0,006
Nr. 27 x=8900 y=6130	2020	90°	0,000	0,000	0,000	0,071	0,000	0,000	0,067	0,084
Nr. 28 x=15963 y=6130	2020	90°	0,000	0,000	0,000	0,005	0,000	0,000	0,067	0,006

A.3 Våning_8_0_grader

Analyse av stiv skive med lineært elastiske opplegg

Prosjekt: Palisaden V8

Forutsetninger : - Elastisk FE-analyse, basert på stivhet av oppleggenes forbindelser
 - Skiven er absolutt stiv, oppleggene er lineært elastiske



Ytre belastning	Opplegspunkt kraft		Fasthållen plate	Forskjvninger, fri plate
	R [kN]	Avst Origo [m]	Reaksjon [kN]	mot fasthållen plate [mm]
Skivelast i x-retn.	0,00	11603,00	0,00	-0,0000417
Skivelast i y-retn.	136,60	7553,00	-136,60	0,0670646
Skivelast i z-retn.	0,00	2950,00	0,00	0,0000000
Skivelast i x-retn. rot	0,00		0,00	0,0000000
Skivelast i y-retn. rot	0,00		0,00	0,0000000
Skivelast i z-retn. rot	0,00		1487,12	0,0000000

Opplegg, geometri og resultater for: Palisaden V8

Vegg og posisjon	Lengde [m]	Vinkel $0 \leq \alpha \leq 90^\circ$	Utnyttelsegrad av [%]						Max deformasjon	
			f_x	f_y	f_z	$f_{x,rot}$	$f_{y,rot}$	$f_{z,rot}$	axiellt [mm]	rotasjon [rad]
Nr. 3 x=0 y=0	23206	0°	0,000	0,001	0,000	0,189	0,264	0,000	0,037	0,315
Nr. 4 x=0 y=4440	23206	0°	0,000	0,003	0,000	0,222	0,130	0,000	0,043	0,343
Nr. 5 x=0 y=10666	23206	0°	0,000	0,001	0,000	0,189	0,130	0,000	0,037	0,247
Nr. 6 x=0 y=15106	23206	0°	0,000	0,003	0,000	0,222	0,046	0,000	0,043	0,343
Nr. 7 x=0 y=0	4820	90°	0,000	0,001	0,000	0,189	0,130	0,000	0,043	0,247
Nr. 8 x=23206 y=0	4820	90°	0,000	0,003	0,000	0,222	0,053	0,000	0,043	0,343
Nr. 9 x=0 y=10286	4820	90°	0,000	0,003	0,000	0,222	0,130	0,000	0,043	0,343
Nr. 10 x=23206 y=10286	4820	90°	0,000	0,003	0,000	0,431	0,053	0,000	0,043	0,745
Nr. 11 x=4103 y=0	2250	90°	0,000	0,003	0,000	0,222	0,046	0,000	0,043	0,343
Nr. 12 x=6803 y=0	4440	90°	0,000	0,003	0,000	0,431	0,467	0,000	0,043	0,745
Nr. 13 x=9503 y=0	2250	90°	0,000	0,003	0,000	0,222	0,053	0,000	0,043	0,343
Nr. 14 x=12203 y=0	4440	90°	0,000	0,003	0,000	0,431	0,467	0,000	0,037	0,745
Nr. 15 x=14903 y=0	2250	90°	0,000	0,003	0,000	0,431	0,053	0,000	0,043	0,745
Nr. 16 x=17603 y=0	4440	90°	0,000	0,000	0,000	1,669	1,766	0,000	0,037	3,836
Nr. 17 x=20303 y=0	2250	90°	0,000	0,003	0,000	0,431	0,467	0,000	0,043	0,745
Nr. 18 x=4103 y=12856	2250	90°	0,000	0,000	0,000	1,669	1,766	0,000	0,037	3,836
Nr. 19 x=6803 y=10666	4440	90°	0,000	0,003	0,000	0,431	0,467	0,000	0,037	0,745
Nr. 20 x=9503 y=12856	2250	90°	0,000	0,000	0,000	1,669	1,766	0,000	0,038	3,836
Nr. 21 x=12203 y=10666	4440	90°	0,000	0,000	0,000	1,669	1,766	0,000	0,037	3,836
Nr. 22 x=14903 y=12856	2250	90°	0,000	0,000	0,000	0,398	0,000	0,000	0,038	0,529

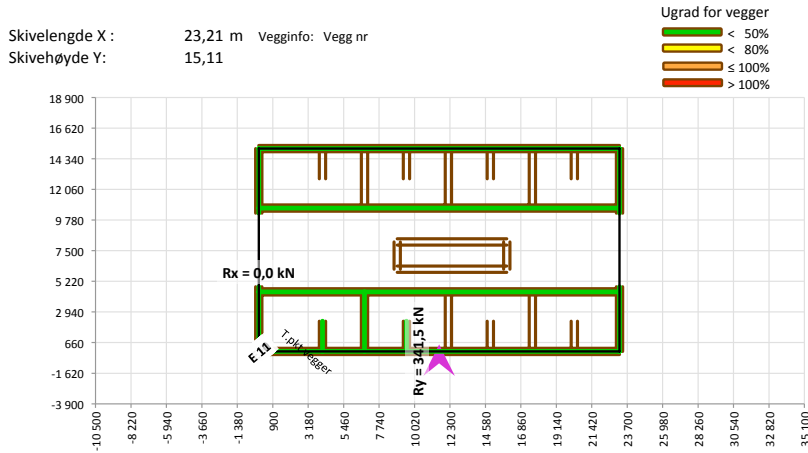
Nr. 23 x=17603 y=10666	4440	90°	0,000	0,000	0,000	1,669	1,766	0,000	0,037	3,836
Nr. 24 x=20303 y=12856	2250	90°	0,000	0,000	0,000	0,024	0,000	0,000	0,038	0,035
Nr. 25 x=8900 y=6130	7063	0°	0,000	0,000	0,000	1,669	1,766	0,000	0,038	3,836
Nr. 26 x=8900 y=8150	7063	0°	0,000	0,000	0,000	0,025	0,000	0,000	0,038	0,036
Nr. 27 x=8900 y=6130	2020	90°	0,000	0,000	0,000	0,398	0,000	0,000	0,038	0,529
Nr. 28 x=15963 y=6130	2020	90°	0,000	0,000	0,000	0,025	0,000	0,000	0,038	0,036

A.3 Våning_4_0_grader

Analyse av stiv skive med lineært elastiske opplegg

Prosjekt: Palisaden V1

Forutsetninger : - Elastisk FE-analyse, basert på stivhet av oppleggenes forbindelser
 - Skiven er absolutt stiv, oppleggene er lineært elastiske



Ytre belastning	Oppleggspunkt kraft		Fasthållen plate	Forskyvninger, fri plate
	R [kN]	Avst Origo [m]	Reaksjon [kN]	mot fasthållen plate [mm]
Skivelast i x-retn.	0,00	11603,00	0,00	-0,0001040
Skivelast i y-retn.	341,50	7553,00	-341,50	0,1676839
Skivelast i z-retn.	0,00	2950,00	0,00	0,0000000
Skivelast i x-retn. rot	0,00	0,00	0,00	0,0000000
Skivelast i y-retn. rot	0,00	0,00	0,00	0,0000000
Skivelast i z-retn. rot	0,00	0,00	3735,12	0,0000000

FE_3D_Palisaden V1 15.05.28.xlsm Beregning 15-04-30 Kl.09:45 (c) 2015 - Nils Ivar Bovim og Martin Johansson

Opplegg, geometri og resultater for: Palisaden V1

Vegg og posisjon	Lengde [m]	Vinkel 0 ≤ α ≤ 90°	Utnyttelsegrad av [%]						Max deformasjon	
			f _x	f _y	f _z	f _{x,rot}	f _{y,rot}	f _{z,rot}	axiellt [mm]	rotasjon [rad]
Nr. 3 x=0 y=0	23206	0°	0,000	0,002	0,000	0,502	0,659	0,000	0,091	0,786
Nr. 4 x=0 y=4440	23206	0°	0,000	0,009	0,000	0,615	0,324	0,000	0,108	0,849
Nr. 5 x=0 y=10666	23206	0°	0,000	0,002	0,000	0,502	0,324	0,000	0,091	0,616
Nr. 6 x=0 y=15106	23206	0°	0,000	0,009	0,000	0,615	0,111	0,000	0,108	0,849
Nr. 7 x=0 y=0	4820	90°	0,000	0,002	0,000	0,502	0,324	0,000	0,108	0,616
Nr. 8 x=23206 y=0	4820	90°	0,000	0,009	0,000	0,615	0,136	0,000	0,108	0,849
Nr. 9 x=0 y=10286	4820	90°	0,000	0,009	0,000	0,615	0,324	0,000	0,108	0,849
Nr. 10 x=23206 y=10286	4820	90°	0,000	0,009	0,000	1,266	0,136	0,000	0,108	1,905
Nr. 11 x=4103 y=0	2250	90°	0,000	0,009	0,000	0,615	0,111	0,000	0,108	0,849
Nr. 12 x=6803 y=0	4440	90°	0,000	0,009	0,000	1,266	1,171	0,000	0,108	1,905
Nr. 13 x=9503 y=0	2250	90°	0,000	0,009	0,000	0,615	0,136	0,000	0,108	0,849
Nr. 14 x=12203 y=0	4440	90°	0,000	0,009	0,000	1,266	1,171	0,000	0,092	1,905
Nr. 15 x=14903 y=0	2250	90°	0,000	0,009	0,000	1,266	0,136	0,000	0,108	1,905
Nr. 16 x=17603 y=0	4440	90°	0,001	0,001	0,000	4,410	4,429	0,000	0,092	9,681
Nr. 17 x=20303 y=0	2250	90°	0,000	0,009	0,000	1,266	1,171	0,000	0,108	1,905
Nr. 18 x=4103 y=12856	2250	90°	0,001	0,001	0,000	4,410	4,429	0,000	0,092	9,681
Nr. 19 x=6803 y=10666	4440	90°	0,000	0,009	0,000	1,266	1,171	0,000	0,092	1,905
Nr. 20 x=9503 y=12856	2250	90°	0,001	0,001	0,000	4,410	4,429	0,000	0,094	9,681
Nr. 21 x=12203 y=10666	4440	90°	0,001	0,001	0,000	4,410	4,429	0,000	0,092	9,681
Nr. 22 x=14903 y=12856	2250	90°	0,000	0,000	0,000	0,993	0,000	0,000	0,094	1,320

Nr. 23 x=17603 y=10666	4440	90°	0,001	0,001	0,000	4,410	4,429	0,000	0,092	9,681
Nr. 24 x=20303 y=12856	2250	90°	0,000	0,000	0,000	0,061	0,000	0,000	0,094	0,086
Nr. 25 x=8900 y=6130	7063	0°	0,001	0,001	0,000	4,410	4,429	0,000	0,094	9,681
Nr. 26 x=8900 y=8150	7063	0°	0,000	0,000	0,000	0,063	0,000	0,000	0,094	0,090
Nr. 27 x=8900 y=6130	2020	90°	0,000	0,000	0,000	0,993	0,000	0,000	0,094	1,320
Nr. 28 x=15963 y=6130	2020	90°	0,000	0,000	0,000	0,063	0,000	0,000	0,094	0,090

A.3 Våning_1_0_grader

Utskrift fra Skiveanalyse

Side 1 / 4

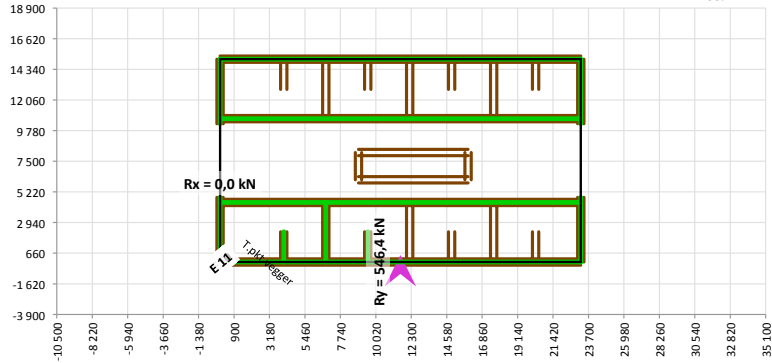
Analyse av stiv skive med lineært elastiske opplegg

Prosjekt: Palisaden V1

Forutsetninger : - Elastisk FE-analyse, basert på stivhet av oppleggenes forbindelser
 - Skiven er absolutt stiv, oppleggene er lineært elastiske

Skivelengde X: 23,21 m Vegginfo: Vegg nr
 Skivehøyde Y: 15,11

Ugrad for vegger
 < 50%
 < 80%
 ≤ 100%
 > 100%



Utskrift fra Skiveanalyse

Side 2 / 4

Ytre belastning	Opplegspunkt kraft		Fasthållen plate	Forskjvninger, fri plate
	R [kN]	Avst Origo [m]	Reaksjon [kN]/[kNm]	mot fasthållen plate [mm]/[rad]
Skivelast i x-retn.	0,00	11603,00	0,00	-0,0001664
Skivelast i y-retn.	546,40	7553,00	-546,40	0,2683142
Skivelast i z-retn.	0,00	2950,00	0,00	0,0000000
Skivelast i x-retn. rot	0,00		0,00	0,0000000
Skivelast i y-retn. rot	0,00		0,00	0,0000000
Skivelast i z-retn. rot	0,00		5987,08	0,0000000

Opplegg, geometri og resultater for: Palisaden V1

Vegg og posisjon	Lengde [m]	Vinkel $0 \leq \alpha \leq 90^\circ$	Utnyttelsegrad av [%]						Max deformasjon	
			f_x	f_y	f_z	$f_{x,rot}$	$f_{y,rot}$	$f_{z,rot}$	axiellt [mm]	rotasjon [rad]
Nr. 3 x=0 y=0	23206	0°	0,000	0,002	0,000	0,803	1,054	0,000	0,146	1,257
Nr. 4 x=0 y=4440	23206	0°	0,000	0,016	0,000	1,044	0,517	0,000	0,173	1,352
Nr. 5 x=0 y=10666	23206	0°	0,000	0,002	0,000	0,803	0,517	0,000	0,146	0,985
Nr. 6 x=0 y=15106	23206	0°	0,000	0,016	0,000	1,044	0,175	0,000	0,173	1,352
Nr. 7 x=0 y=0	4820	90°	0,000	0,002	0,000	0,803	0,517	0,000	0,173	0,985
Nr. 8 x=23206 y=0	4820	90°	0,000	0,016	0,000	1,044	0,220	0,000	0,173	1,352
Nr. 9 x=0 y=10286	4820	90°	0,000	0,016	0,000	1,044	0,517	0,000	0,173	1,352
Nr. 10 x=23206 y=10286	4820	90°	0,000	0,015	0,000	2,206	0,220	0,000	0,173	3,078
Nr. 11 x=4103 y=0	2250	90°	0,000	0,016	0,000	1,044	0,175	0,000	0,173	1,352
Nr. 12 x=6803 y=0	4440	90°	0,001	0,015	0,000	2,206	1,877	0,000	0,173	3,078
Nr. 13 x=9503 y=0	2250	90°	0,000	0,016	0,000	1,044	0,220	0,000	0,173	1,352
Nr. 14 x=12203 y=0	4440	90°	0,001	0,015	0,000	2,206	1,877	0,000	0,148	3,078
Nr. 15 x=14903 y=0	2250	90°	0,000	0,015	0,000	2,206	0,220	0,000	0,173	3,078
Nr. 16 x=17603 y=0	4440	90°	0,001	0,001	0,000	7,066	7,096	0,000	0,148	15,554
Nr. 17 x=20303 y=0	2250	90°	0,001	0,015	0,000	2,206	1,877	0,000	0,173	3,078
Nr. 18 x=4103 y=12856	2250	90°	0,001	0,001	0,000	7,066	7,096	0,000	0,148	15,554
Nr. 19 x=6803 y=10666	4440	90°	0,001	0,015	0,000	2,206	1,877	0,000	0,148	3,078
Nr. 20 x=9503 y=12856	2250	90°	0,001	0,001	0,000	7,066	7,096	0,000	0,150	15,554
Nr. 21 x=12203 y=10666	4440	90°	0,001	0,001	0,000	7,066	7,096	0,000	0,148	15,554
Nr. 22 x=14903 y=12856	2250	90°	0,000	0,000	0,000	1,588	0,000	0,000	0,150	2,112

Utskrift fra Skiveanalyse

Side 3 / 4

Nr. 23 x=17603 y=10666	4440	90°	0,000	0,000	0,000	1,669	1,766	0,000	0,037	3,836
Nr. 24 x=20303 y=12856	2250	90°	0,000	0,000	0,000	0,024	0,000	0,000	0,038	0,035
Nr. 25 x=8900 y=6130	7063	0°	0,000	0,000	0,000	1,669	1,766	0,000	0,038	3,836
Nr. 26 x=8900 y=8150	7063	0°	0,000	0,000	0,000	0,025	0,000	0,000	0,038	0,036
Nr. 27 x=8900 y=6130	2020	90°	0,000	0,000	0,000	0,398	0,000	0,000	0,038	0,529
Nr. 28 x=15963 y=6130	2020	90°	0,000	0,000	0,000	0,025	0,000	0,000	0,038	0,036



Norwegian University
of Life Sciences

Postboks 5003
NO-1432 Ås, Norway
+47 67 23 00 00
www.nmbu.no