

Konstruktion av flervåningshus i KL-trä

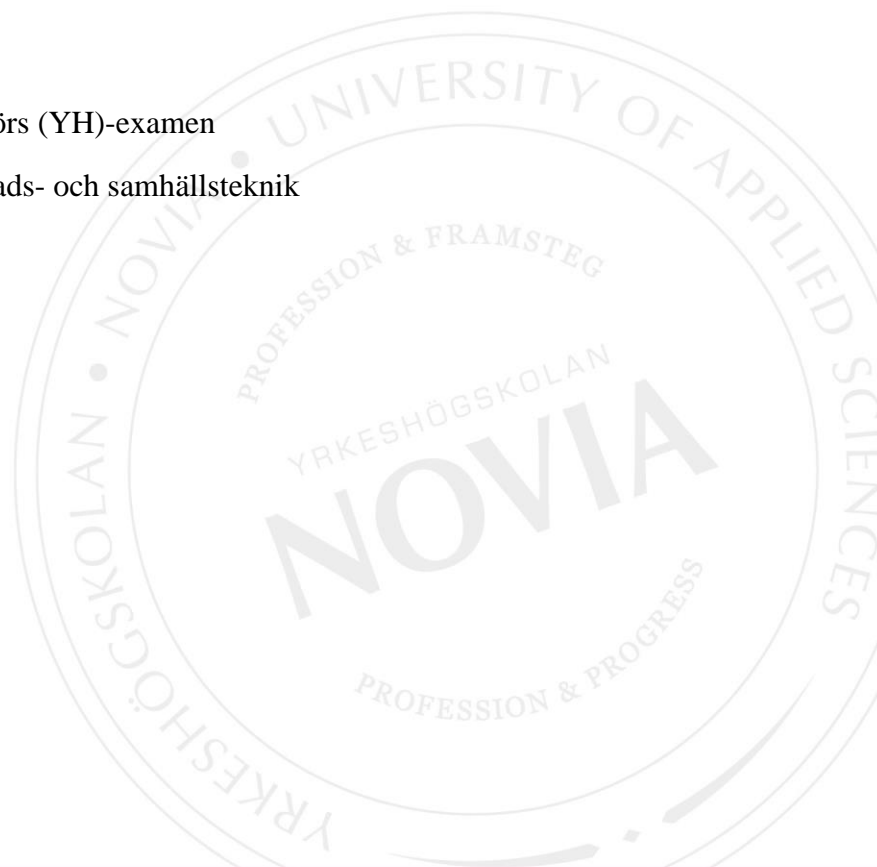
Dimensionering av det stabiliserande systemet

Marcus Ekman

Examensarbete för ingenjör (YH)-examen

Utbildningen inom byggnads- och samhällsteknik

Vasa 2019



EXAMENSARBETE

Författare: Marcus Ekman

Utbildning och ort: Byggnadsteknik, Vasa

Inriktningalternativ: Byggnadskonstruktion

Handledare: Allan Andersson

Titel: Konstruktion av flervåningshus i KL-trä

Datum: 18.4.2019

Sidantal: 35

Bilagor: 1

Abstrakt

Detta examensarbete behandlar utformning och konstruktion av det stomstabiliserande systemet i ett flerbostadshus med fyra våningar. Syftet var att öka förståelsen för användning av KL-trä som stabiliserande system, ta reda på för- och nackdelar med detta, samt få en grund att stå på vid fortsatt arbete.

Arbetet har gjorts teoretiskt, med ett verkligt projekt som utgångsläge. Som källor har använts främst leverantörers och organisationers material, vilka har som syfte att främja byggande i KL-trä.

Examensarbetet innehåller främst teori om dimensioneringen och problemen kring detta, och inte desto mera om själva dimensioneringsberäkningarna; för detta hänvisas till bilagan. Resultatet är en text där problemen och lösningar tas upp, och en bilaga där dimensioneringen av byggnadsdelarna redovisas.

Som slutsats kan sägas att trots problemen som finns med byggande i KL-trä, är det ingen omöjlighet att bygga också högre hus i detta material. Forskning pågår hela tiden, och utarbetande av nya standarder gör det möjligt att effektivare komma på vedertagna lösningar.

Språk: svenska

Nyckelord: KL-trä, stomstabilitet, flervåningshus, konstruktion

OPINNÄYTETYÖ

Tekijä: Marcus Ekman

Koulutus ja paikkakunta: Rakennustekniikka, Vaasa

Suuntautumisvaihtoehto: Rakennesuunnittelu

Ohjaaja: Allan Andersson

Nimike: CLT-kerrostalon rakennesuunnittelu

Päivämäärä: 18.4.2019

Sivumäärä: 35

Liitteet: 1

Tiivistelmä

Tämä opinnäytetyö käsittelee nelikerroksisen asuntotalon rungon jäykistämisen rakennesuunnittelua. Opinnäytetyön tarkoitus oli lisätä tietoa CLT-levyjen käyttämisestä jäykistävänä järjestelmänä, selvittää hyvät ja huonot puolet tästä, ja saada perustietoa tulevaa työtä varten.

Työ on teoreettisesti tehty, lähtökohtana on jo olemassa oleva projekti. Lähteinä on pääasiassa käytetty toimittajien ja organisaatioiden aineistoa, joiden tavoite on lisätä CLT-levyjen käyttämistä rakennusmateriaalina.

Opinnäytetyö koostuu pääasiassa runkomitoituksen teoriasta ja tähän liittyvistä ongelmista. Runkomitoitusta sinänsä käsitellään tarkemmin tähän työhön kuuluvassa liitteessä. Työn tulos on teksti, jossa käsitellään runkomitoituksen ongelmia ja ratkaisuja sekä liite jossa on selonteko runko-osien mitoituksesta.

Johtopäätös on että CLT-rakentamisen ongelmista huolimatta on mahdollista rakentaa vielä korkeampia taloja tästä materiaalista. Tutkimusta tehdään jatkuvasti ja uusien normien laatiminen tehostaa uusien ratkaisujen löytämistä.

Kieli: ruotsi Avainsanat: CLT, rungon jäykistäminen, kerrostalo, rakennesuunnittelu

BACHELOR'S THESIS

Author: Marcus Ekman

Degree Program: Construction Engineering, Vaasa

Specialization: Building Construction

Supervisor: Allan Andersson

Title: Structural Design of a CLT Multi-Storey Building

Date: 18.4.2019

Number of pages: 35 Appendices: 1

Abstract

This Bachelor's Thesis processes the design of a structural stability system made out of CLT in a four-storey apartment building. The purpose of the thesis is to increase understanding of the use of CLT for structural stability, detect the advantages and disadvantages with the usage and get basic knowledge for future work.

The work is done theoretically, with a real-life project as the starting point. Material from suppliers and organizations, who are promoting CLT-construction, has primarily been used for references.

The Bachelor's Thesis consists mainly of information about the construction design and the problems, and not so much about the designing itself; for this, the reader is referred to the appendice. The result is a text in which the common problems and solutions are presented, and an appendice where the design construction is displayed.

The conclusion is that despite of the problems there are when it comes to constructions made out of CLT, it is possible to design multi-storey buldings from this material. Research is advancing all the time, and the work of putting forth new design codes enables more established solutions.

Language: Swedish

Key words: CLT, structural stability, multi-storey, design

Innehållsförteckning

1	Inledning.....	1
1.1	Uppdrag.....	1
1.2	Syfte och mål	1
1.3	Metodval och avgränsningar.....	1
1.4	Arbetets indelning.....	2
2	Standarder	2
2.1	Val av koefficienter	3
2.1.1	Säkerhetsklass	3
2.1.2	Lastvaraktighet och klimatklass	3
2.1.3	Materialets partialkoefficient	4
3	Laster	4
3.1	Egentyngd.....	5
3.2	Nyttig last	5
3.3	Snölast	5
3.4	Vindlast.....	6
3.4.1	Karakteristiskt hastighetstryck.....	6
3.4.2	Formfaktorer	9
3.5	Brandlast.....	10
3.6	Snedställningslast	10
4	Akustik.....	10
4.1	Standarder och krav	11
4.2	Projektets krav	12
5	Brand.....	15
6	Dimensionering enligt Eurokod	17
6.1	Brottgränstillstånd	17
6.2	Bruksgränstillstånd	18
6.3	Dimensionering i gränstillstånd	18
6.4	Grundvariabler	18
6.5	Dimensionering med partialkoefficientmetoden.....	19
6.5.1	Laster.....	19
6.5.2	Material.....	20
6.6	Dimensionering i brottgränstillståndet.....	20
7	KL-trä.....	21
8	Byggnadsdelar	24
8.1	Grund	24
8.2	Bjälklag.....	24

8.3	Yttertak.....	25
8.4	Lägenhetsavskiljande väggar.....	25
8.5	Ytterväggar	25
9	Dimensionering.....	26
9.1	Kontroll av stjälpning	26
9.2	Stomstabilitet.....	28
9.2.1	Lastnedräkning för sektion.....	30
10	Resultat.....	33
11	Diskussion	34
	Bilageförteckning.....	35
	Källförteckning	35

1 Inledning

Detta är ett examensarbete gjort vid Yrkeshögskolan Novia i Vasa, för utbildningen inom byggnads- och samhällsteknik. Arbetet behandlar teori om samt redovisning av dimensionering av det stabiliserande systemet av KL-trä i ett flervåningshus.

1.1 Uppdrag

Arbetet gjordes åt WSP Sverige, avdelningen för byggnadsprojektering i Umeå. WSP Sverige har 4000 anställda på 50 kontor runtom i landet. Det är ett bolag som erbjuder konsulttjänster inom flera sektioner, bl.a. byggnadsprojektering, järnväg, infrastruktur och industri.

Avdelningen för byggprojektering på kontoret i Umeå har cirka 20 anställda konstruktörer, vilka sysslar främst med projektering av flerbostadshus samt industribyggnader. På kontoret i Umeå finns även andra avdelningar, t.ex. akustik och byggnadsledning. (WSP Sverige, 2019)

1.2 Syfte och mål

Syftet med arbetet var främst att utveckla förståelsen för användning av KL-trä i konstruktioner. WSP i Umeå har mindre erfarenhet av användning av KL-trä, jämfört med stål och betong, och detta arbete är tänkt att fungera som ett utgångsläge att bygga vidare på. Till syftet hörde också att utveckla författarens personliga kunskap inom området. Frågor som är tänkta att besvaras: är det överhuvudtaget möjligt att utföra ett fyrvånings bostadshus i KL-trä, och är det möjligt att uppfylla kraven som ställs på flerbostadshus?

Målet var att få en teoretisk samt praktisk del, i form av examensarbetet samt bilagan, där man kan hämta idéer, källor och kunskap, vid arbete med KL-trä, och att svara på frågorna ovan.

1.3 Metodval och avgränsningar

I arbetet har främst information hämtats från webbsidor och dokument publicerade av organisationer inom träbyggnadsindustrin, andra examensarbeten inom ämnet samt genom diskussioner med konstruktörer.

Eftersom projekteringen av ett flerbostadshus med fyra våningar är väldigt tidskrävande, kunskapskrävande och beroende på beställare, användare, placering o.s.v. har som utgångsläge i detta fall använts ett projekt, vilket redan är utfört. Skillnaden är att projektet i fråga är ett hus med stabiliserande system av platsgjuten betong. En hel del förenklingar har gjorts, och en fullständig dimensionering har inte heller genomgått. Enbart principerna redovisas, eftersom det annars skulle bli oöverskådligt och väldigt arbetsdrygt. Vid så gott som all projektering idag används datorstyrda dimensioneringsprogram, vilka underlättar arbetet. Här har all dimensionering utförts för hand med hjälp av Mathcad 5.

1.4 Arbetets indelning

Arbetet består av nio kapitel. I början går igenom kort igenom vilka standarder och bestämmelser som skall följas vid dimensioneringen. Sedan följer redovisning av vilka laster som verkar på byggnaden i fråga, samt hur dessa beräknas.

Akustik och brand är sannolikt de kritiska fenomenen inom projektering av flerbostadshus i trä. Dessa behandlas därför i egna kapitel. Teori om hur dimensioneringen går till visas i ett kapitel, sedan följer information om KL-trä som material, och vilka byggnadsdelar som ingår i konstruktionen.

I slutet visas dimensioneringen och lastnedräkningen för det stabiliserande systemet, samt arbetets resultat och slutsats. I bilagan redovisas mera detaljerade beräkningar, varför det i arbetet inte går in på detta desto närmare.

2 Standarder

Sverige är medlem i CEN (Comité Européen de Normalisation) och är därför förpliktat att följa Europastandarder. Europastandarderna som styr byggnadsprojektering heter Eurokoder. Det finns flera Eurokoder, som alla behandlar olika områden inom byggnadsprojektering. (SS-EN 1990, 2010)

Varje medlemsland har en översatt version av Eurokoden. Det finns även nationella bilagor, som myndigheterna i respektive land ansvarar för. Dessa innehåller nationellt valbara parametrar, som tar i beaktande respektive lands förutsättningar. Exempel på detta är t.ex. olika snömängder. I Sverige heter den nationella bilagan Boverkets konstruktionsregler, EKS, och ges ut av Boverket. Boverket är myndigheten för samhällsplanering, byggande och boende. Den nu gällande versionen är från 1 januari 2016 och heter EKS 10. Detta namn

kommer att användas i fortsättningen. (Boverket, Boverkets konstruktionsregler, EKS 10, 2016)

2.1 Val av koefficienter

Det finns ett antal parametrar som skall väljas för projektet. Dessa är lastvarighetsklasser, klimatklasser, säkerhetsklasser, konsekvensklasser m.m.. Här följer förklaringar enligt Eurokod och EKS 10.

2.1.1 Säkerhetsklass

De olika byggnadsdelarna skall delas in i säkerhetsklasser, vilka påverkar bl.a. val av partialkoefficienter och brandklasser. Indelningen av dessa finns i EKS 10. I flervåningsbyggnader innehållandes bostäder, skall byggnadsdelar som ingår i byggnadens bärande och stabiliserande system, samt trappor och balkonger utföras i säkerhetsklass 3. Säkerhetsklass 3 ger då partialkoefficienten $\gamma_d = 1,0$. (Boverket, Boverkets konstruktionsregler, EKS 10, 2016) För byggnadsdelar i lägre säkerhetsklasser, 1 och 2, fås partialkoefficienterna enligt 0,83 respektive 0,91, d.v.s. lasterna förminskas för de byggnadsdelar som inte anses lika kritiska för säkerheten.

2.1.2 Lastvaraktighet och klimatklass

Lasterna skall delas in i varaktighetsklasser, beroende på lasttyp. Tabellen nedan ger klasserna enligt EKS10.

Tabell G-2 Exempel på indelning av laster efter varaktighet

Lastvaraktighet	Exempel på laster
Permanent	Egentyngd
Lång	Nyttig last i lagerlokal
Medel	Nyttig last i byggnader förutom i lagerlokal Snölast
Kort	Vindlast
Momentan	Vindstötar Olyckslast Enstaka koncentrerad last på yttertak

(BFS 2013:10).

Figur 1. Tabell över lastvarighetsklasser som skall tillämpas i Sverige, enligt EKS 10 (Boverket, Boverkets konstruktionsregler, EKS 10, 2016)

Klimatklasserna är i SS-EN 1995-1-1 beskrivna med temperaturer och luftfuktigheter. Förenklat kan man beskriva klasserna enligt

- Klimatklass 1: inomhus, torrt och varmt
- Klimatklass 2: utomhus, skyddat från nederbörd, torrt
- Klimatklass 3: exponerat för nederbörd, kallt, fuktigt

Lastvaraktigheten och klimatklasserna styr omräkningsfaktorn k_{mod} och k_{def} som försämrar dimensioneringsvärdet för ett material. Exempelvis är dimensioneringsvärdet för en träbalk som befinner sig inomhus och utsätts för en medellång last, typ golvbalk, betydligt högre än för en motsvarande balk som befinner sig utomhus och utsätts för en permanent last. Samtliga byggnadsdelar som ingår i byggnadens stabiliserande och bärande system antas höra till klimatklass 1, eftersom de befinner sig på varma sidan om isoleringen. Modifikationsfaktorerna k_{mod} fås då enligt figuren nedan.

Tabell 3.3 Värderna på k_{mod} vid dimensionering av KL-trä.

Klimatklass	Lastvaraktighetsklass				
	Permanent (P)	Långtid (L)	Medellång (M)	Korttid (S)	Momentan (I)
1	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
2	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
3	–	–	–	–	–

Figur 2. Tabell över modifikationsfaktorer som skall användas vid dimensionering av KL-trä (Svenskt Trä, Hämtat 2018)

2.1.3 Materialets partialkoefficient

Eftersom trä är ett organiskt, levande material vilket kan ha stora variationer i kvalitet, hållbarhet och felfrihet, t.ex. mängd kvistar, skall vid dimensionering tas i beaktande en partialkoefficient som sprider dessa risker. Partialkoefficienten γ_M har i Sverige valts till 1,25 för KL-trä. (KL-trähandboken, 2017)

3 Laster

På en byggnad verkar laster, som måste tas i hänsyn i planerings- och utförandefasen i ett projekt. Dessa är egentyngd, nyttig last, snölast, vindlast, brandlast, laster under

byggnadsskedet och i vissa fall även seismisk last och olyckslast. I detta arbete behandlas endast egentyngder, nyttiga laster, snölast och vindlast.

3.1 Egentyngd

Egentyngden är som namnet säger tyngden av konstruktionen i sig självt. Den beaktas som en permanent bunden last och skall alltid tas i beaktande vid dimensionering. Ifall egentyngden uppkommer av t.ex. flyttbara mellanväggar eller tillfälliga konstruktioner, skall den ses som en bunden nyttig last.

För att kunna uppgöra en lastmodell krävs i ett tidigt skede egentyngder för byggnadsdelarna. Dessa finns specificerade i bilagan.

3.2 Nyttig last

Nyttig last är en fri last som verkar i byggnaden. I ett bostadshus kan den nyttiga lasten anses vara t.ex. människor och möbler. På samma sätt kan den i t.ex. en lagerbyggnad anses vara gaffeltruckar eller varor. I Eurokod 1 anges vilka nyttiga laster som skall användas i respektive fall. SS-EN 1991-1-1 är det styrande dokumentet för egentyngd samt nyttig last.

3.3 Snölast

Med snölast anses lasterna som kan uppkomma till följd av snö och dess drivning. Snölasten beror till stor del på lokala förhållanden och är därför till stor del styrd av nationella bilagor. Sverige, och även Finland, är indelat i olika snözoner, med olika grundvärden på snölasten. Exempelvis är snölastens grundvärde i Umeå 3,0 kN/m².

På grund av blåst, omgivning och takets form kan snön uppträda i olika former på taket. Detta tas också hänsyn till i byggnadsprojekteringen. SS-EN 1991-1-3 är det styrande dokumentet för snölast.

Snölasten beror på takets form, omgivningens skyddande effekt, takets värmande effekt och snölastens grundvärde beroende på var byggnaden ligger. Man skall också ta i beaktande ifall exceptionell snölast gäller. Enligt EKS 10 behöver detta inte beaktas eftersom exceptionell snölast inte gäller i Sverige. (Boverket, Boverkets konstruktionsregler, EKS 10, 2016)

Snööverhäng vid takfot skall enligt EKS 10 beaktas vid platser belägna på högre höjd än 400 m över havet. Umeå ligger endast på 5,8 m över havet och således kan snööverhänget försummas. (Resa Mellan, 2018)

Vid snöskydd på taket skall även en kraft som kan uppkomma av glidande snö beräknas. Eftersom taket i beräkningarna består av papptäckning, vilket är ett strävt material, och det inte finns specifikationer om snöskydd, försummas denna beräkning.

För varaktig/tillfällig dimensioneringssituation tas enligt SS-EN 1991-1-3 snölasten fram på följande vis:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k \quad [\text{SS-EN 1991-1-3: (5.1)}]$$

där s_k = karakteristiska värdet för snölast på mark [EKS10: figur C-2]

μ_i = formfaktor [EKS10: figur C-3a + C-3b]

C_e = exponeringsfaktorn [SS-EN 1991-1-3: tabell 5.1]

C_t = termiska koefficienten [SS-EN 1991-1-3: 5.2 (8)]

3.4 Vindlast

På samma sätt som snölasten är vindlasten till stor del beroende på lokala förhållanden och skall därför tillämpas enligt den nationella bilagan. Omgivningen, objektets placering och utformning har stor betydelse när man tar vindlasten i beaktande. Vinden uppträder även varierande över byggnaden, vilket gör att vindlasten är en av de mer krävande lasterna att ta fram. Vissa förenklingar görs i samband med handberäkning, vid lastmodellering med lämpligt program görs enkelt mera avancerade analyser. SS-EN 1991-1-4 är det styrande dokumentet för vindlast.

3.4.1 Karakteristiskt hastighetstryck

Karakteristiskt hastighetstryck på höjden z ovan mark beräknas enligt

$$q_{p(z)} = [1 + 6 \cdot I_{v(z)}] \cdot [k_r \cdot \ln(z/z_0) \cdot c_{0(z)}]^2 \cdot q_b \quad [\text{EKS10: Stycke 4.5(1) Anm.1}]$$

där $q_{p(z)}$ = karakteristiska hastighetstrycket [EKS10: Stycke 4.5(1) Anm.1]

$I_{v(z)}$ = turbulensintensiteten på höjden z [EKS10: Stycke 4.5(1) Anm.1]

k_r = terrängfaktor [EN 1991-1-4: 4.3.2 (4.5)]

z = betraktad höjd

Z_0 = råhetslängden [EN 1991-1-4: tabell 4.1]

$c_{0(z)}$ = topografifaktor [EN 1991-1-4: bilaga A.3]

q_b = referenshastighetstrycket [EN 1991-1-4: 4.5 (4.10)]

Terrängfaktorn beräknas enligt

$k_r = (z_0/z_{0,II})^{0,07}$ [EN 1991-1-4: 4.3.2 (4.5)]

där $z_{0,II} = 0,05$ m [EN 1991-1-4: 4.3.2 (4.5)]

Turbulensintensiteten beräknas enligt

$I_{v(z)} = 1/(c_{0(z)} \cdot \ln(z/z_0))$ [EKS10: Stycke 4.5(1) Anm.1]

Referenshastighetstrycket beräknas enligt

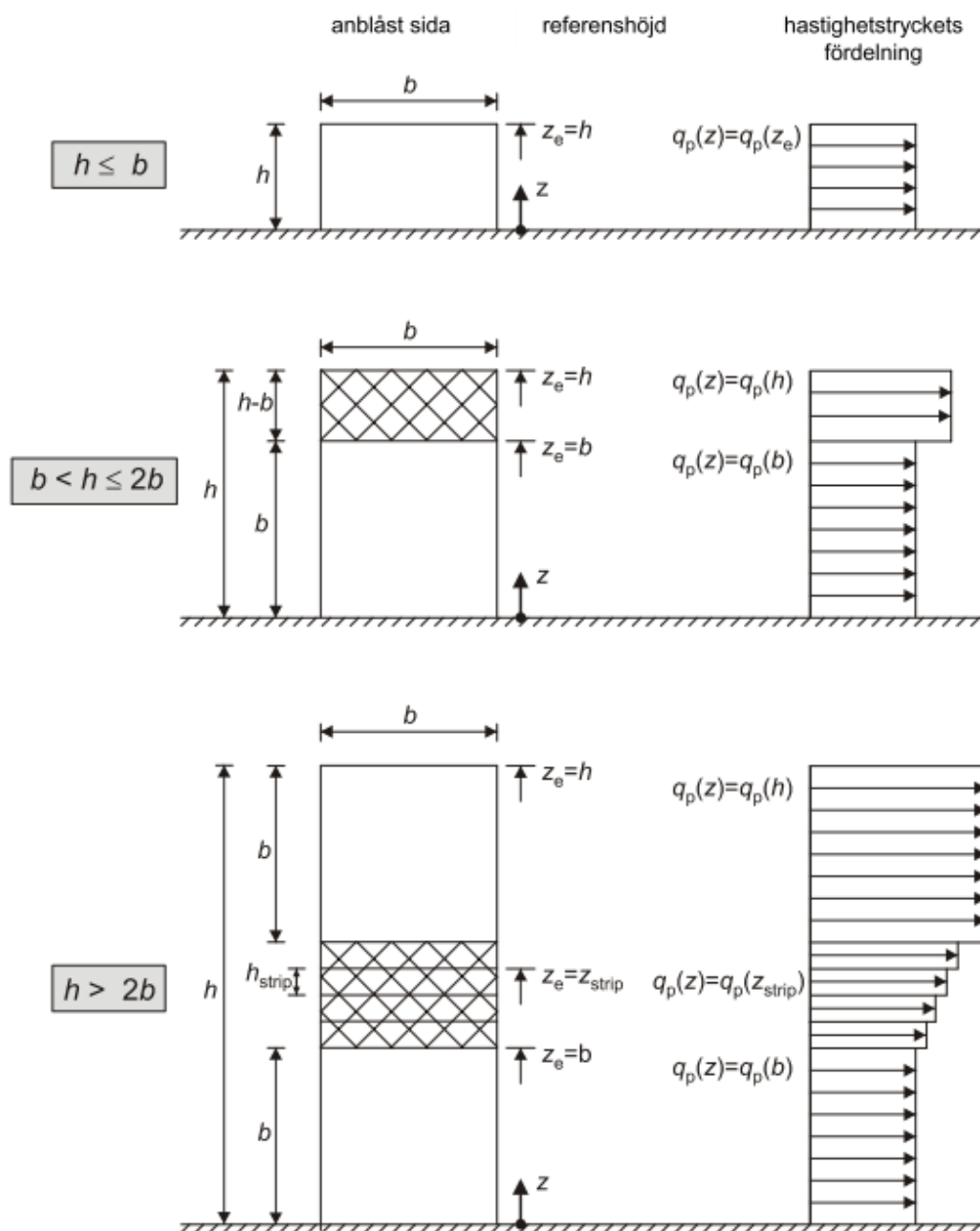
$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2$ [EN 1991-1-4: 4.5 (4.10)]

där ρ = luftens densitet [EN 1991-1-4: 4.5 (4.10)]

v_b = referensvindhastighet [EKS10: figur C-4]

Det kan konstateras att det karakteristiska hastighetstrycket beror på många faktorer. I [EKS10: tabell C-10a] finns karakteristiska hastighetstryck uträknade för förutsättningen att $c_{0(z)} = 1,0$ enligt [EN 1991-1-4: bilaga A.3]. I detta arbete har det karakteristiska hastighetstrycket beräknats manuellt enligt ovanstående metod.

Fördelningen av det karakteristiska hastighetstrycket sker enligt figuren nedan.



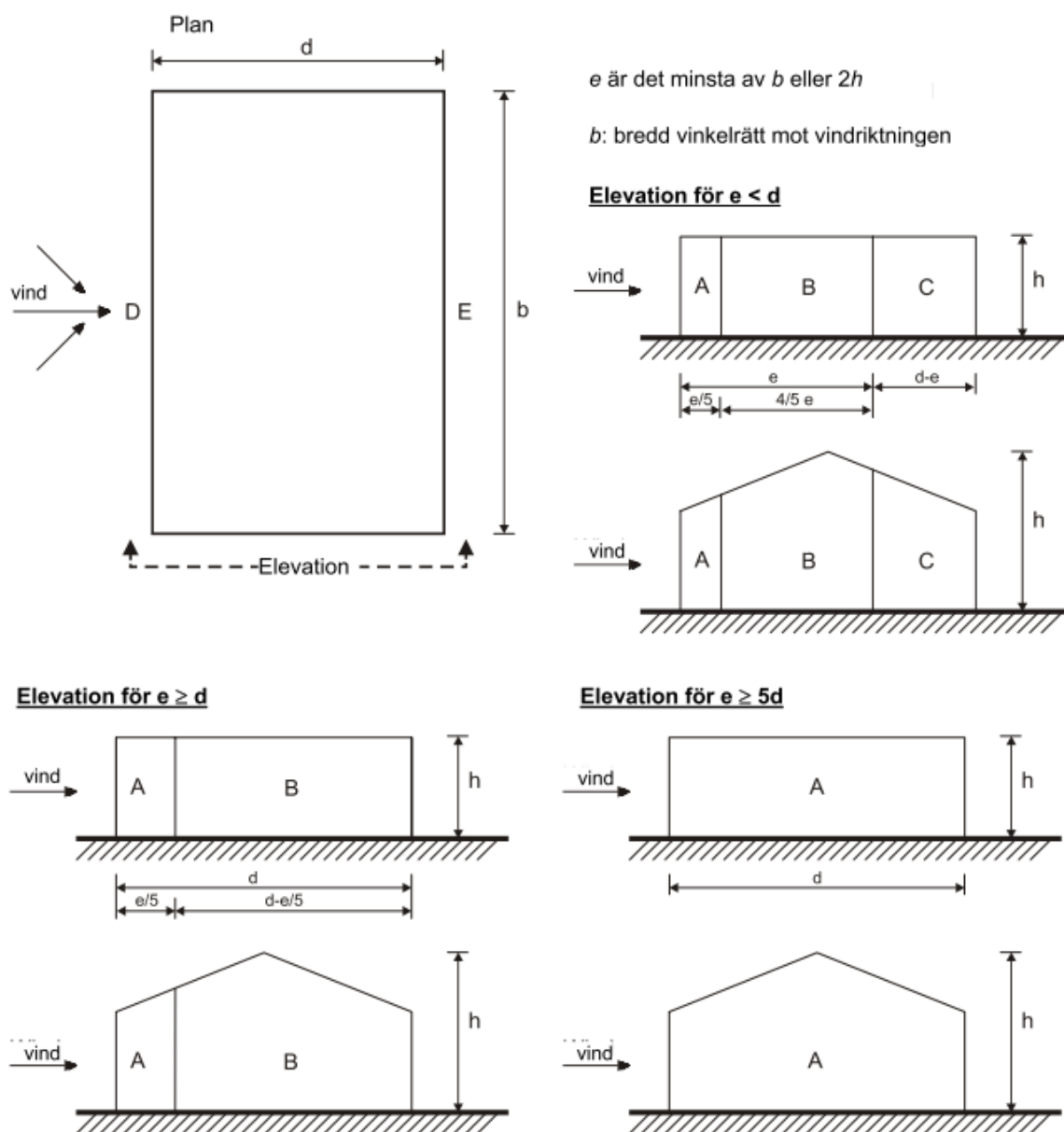
ANM. Hastighetstrycket bör antas jämt fördelat över varje horisontell strimla.

Figur 3. Fördelning av karakteristiskt hastighetstryck över byggnad enligt EN 1991-1-4 (SS-EN 1991, 2011)

I bilagan framkommer att förhållandet mellan husets höjd och bredden parallellt med vindriktningen skulle ge upphov till två strimlor över byggnadens yta enligt figuren ovan. Överskridningen av förhållandet var ändå litet, och beslutet att räkna med det högsta hastighetstrycket togs. Detta förenklar beräkningarna och är på säkra sidan.

3.4.2 Formfaktorer

Vid projektering av vindlast skall formfaktorer tas i beaktande. Dessa beaktar husets utformning, och antingen förminskar eller förstörar vindlasten.



Figur 7.5 – Zonindelning och beteckningar för vertikala väggar

Figur 4. Zonindelning av vertikala väggar på en byggnad med rektangulär planlösning enligt EN 1991-1-4 (SS-EN 1991, 2011)

Eftersom arbetet behandlar främst stomstabilitet och beräknas för hand krävs endast formfaktorerna för ytan D och E. Vid analys med lämpligt program kan man med fördel modellera samtliga laster, vilket ger en mera sanningsenlig bild av hur vindlasten påverkar stomsystemet.

3.5 Brandlast

En byggnad skall även dimensioneras för att klara av brandlast. Detta är för att byggnaden ej skall kollapsa direkt vid brand, utan klara av att stå emot en viss tid. Byggnader, och byggnadsdelar, kan delas in i olika brandklasser. Exempelvis brandklassen R60 betyder att en konstruktionsdel skall klara av att bära lasten i 60 minuter i brandtillstånd. SS-EN 1995-1-2 är det styrande dokumentet för brandlast vid träkonstruktion.

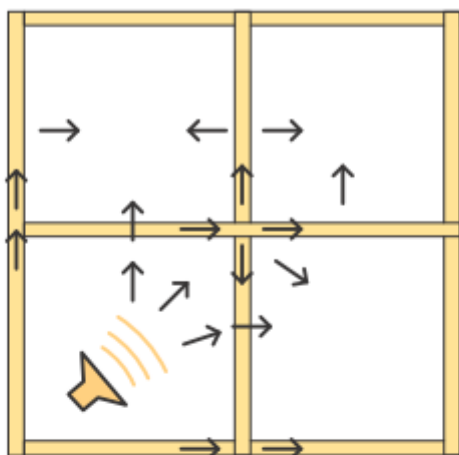
3.6 Snedställningslast

Eftersom det är praktiskt omöjligt att uppföra en konstruktion exakt vertikalt, både p.g.a. mänskliga misstag och materialimperfektioner, skall hänsyn tas till snedställning. Vertikala laster ger upphov till ett vridande moment, som strävar till att stjälp konstruktionen. Enklarest tar man hänsyn till denna last genom att omvandla de vertikalt riktade lasterna till en horisontal punktlast som verkar på konstruktionen, jämförbart med vindlasten.

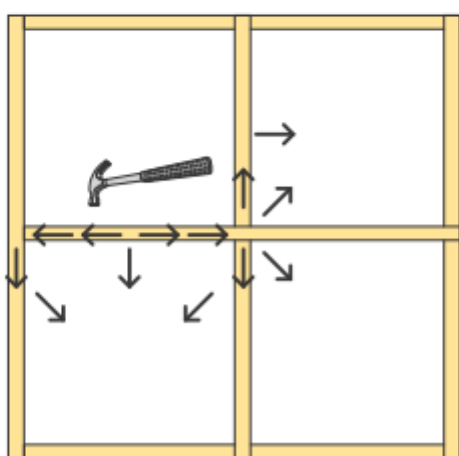
Eftersom normerna inte nämner hur man skall beakta snedställningslasten, är det upp till konstruktören att avgöra detta. En rimlig storlek på snedställningslasten är 1 % av den vertikala lasten. Snedställningslasten antas i detta arbete till 1 % av de vertikalt verkande lasterna i det beaktade lastfallet.

4 Akustik

Ett av de största problemen vid användning av KL-trä i flerbostadshus är akustiken. Främst ljudspridningen till angränsande lägenheter är kritisk, och därför är det viktigt att beakta detta i ett tidigt skede av projekteringen. Eftersom konstruktionen har liten massa och låg styvhet jämfört med t.ex. en konstruktion av betong, finns det större risk för att det uppstår luft- och stegljudstransmission.



Figur 8.2 Exempel på luftljudets olika transmissionsvägar.



Figur 8.3 Exempel på stegljudets olika transmissionsvägar.

Figur 5. Visualisering av ljudtransmissionens olika vägar (KL-trähandboken, 2017)

4.1 Standarder och krav

Det är Boverkets Byggregler, BBR, som ger kraven på akustik i bostadshus, och den svenska standarden SS 25267 som definierar de olika värdena, vilka BBR ställer krav på. Enligt SS 25276 finns det fyra olika kvalitetsklasser: A-D, men klass C faller bort och ersätts istället med minimikraven enligt BBR. Således anses alltså kraven i BBR vara uppfyllda om byggnaden har en kvalitetsklass på nivå A, B eller C. Klass D används endast i undantagsfall vid ombyggnad där kraven på akustik anses väga mindre än funktionskrav. Vanligt förekommande är att kvalitetsklass B används i bostäder, för att uppnå högre boendekomfort. (Svenskt Trä, Hämtat 2018) Kvalitetsklass B kommer eftersträvas i detta examensarbete.

Eftersom den svenska standarden SS 25267 är beställningsvara, kommer det inte att hänvisas till denna, utan enbart till andra källor, som har tagit sin information från standarden i fråga.

Kvalitetsklass B ger följande dimensioneringsvärden:

$$D_{nT,w,50} \geq 56 \text{ dB}$$

där man avser den vägda standardiserade ljudnivåskillnaden med anpassningstermen $C_{50-3150}$, och

$$L'_{nT,w,50} \leq 52 \text{ dB}$$

där man avser det högsta värdet av den vägda standardiserade stegljudsnivån med anpassningstermen $C_{1,50-2500}$ och $L'_{nT,w}$.

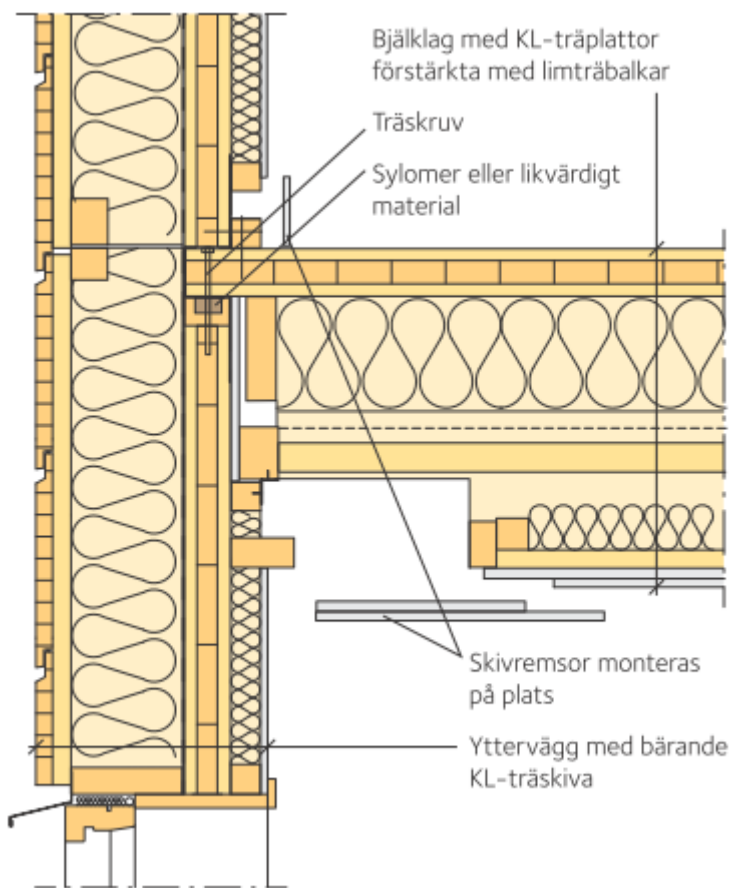
(Svenskt Trä, Hämtat 2018)

Eftersom arbetet inte behandlar akustik på ett djupare plan än att försöka uppfylla kraven med vedertagna lösningar, kommer inte desto mera att redovisas för detta. Mycket information om akustik och dess begrepp och definitioner finns att läsa på Svenskt Trä.

4.2 Projektets krav

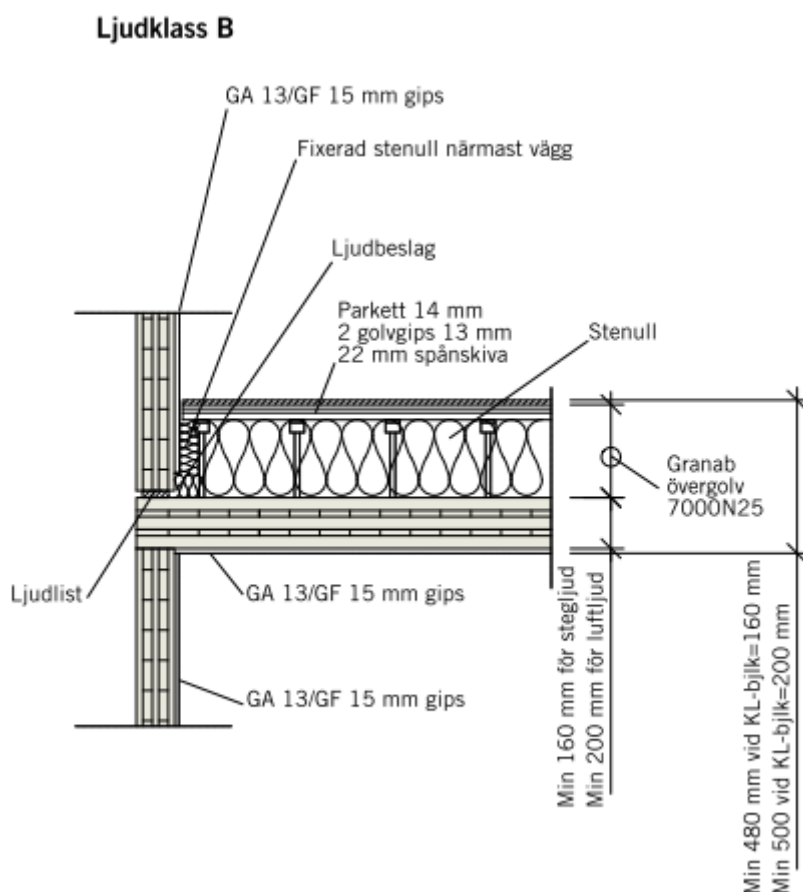
Målsättningen för detta projekt är att uppnå ljudkvalitetsklass B, fastän C är den klass som minst skall uppfyllas enligt BBR.

För ett massivträbjälklag kan det behövas ett fritt bärande undertak för att uppfylla kraven för ljudkvalitetsklass B. Detta undertak kan lämpligen bäras upp på de bärande mellanväggarna, och på en regel infäst till väggen, vilket illustreras i Figur 6.



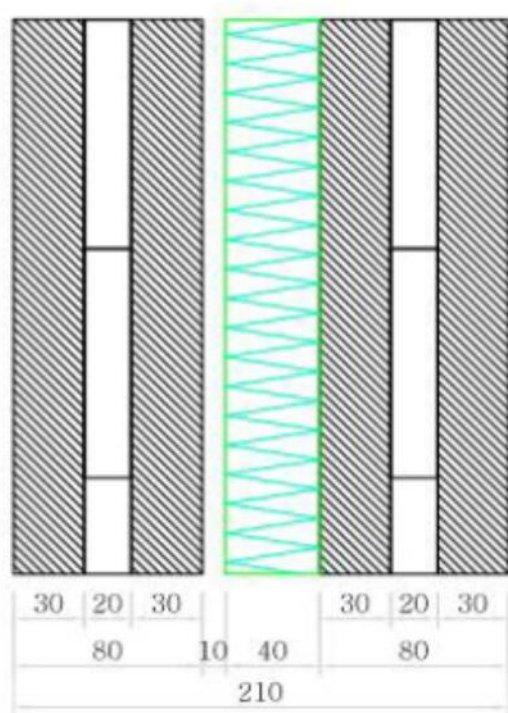
Figur 6. Exempel på infästning av bjälklag till en stabiliserande vägg (KL-trähandboken, 2017)

Alternativt kunde man använda en version där bjälklaget isoleras uppåt snarare än nedåt. Detta alternativ innehåller en speciallösning i form av Granab övergolv 700N25, se Figur 7.



Figur 7. Exempel på infästning av bjälklag till en stabiliserande vägg (Martinsons, 2018)

Vid lägenhetsavskiljande väggar gäller att bjälklaget alltid måste brytas. Det ger alltså en slags dubbelkonstruktion som består av två skilda väggar med respektive anslutning, vilka inte har kontakt med varandra. Detta ger god ljudisolering och förhindrar flanktransmission genom den avskiljande väggen. Detta ger en ökad vägg tjocklek, men ändå inte markant större än t.ex. i ett stomsystem av betong. (Massivträhandboken, 2006) I detta arbete har konstruktionstypen för lägenhetsavskiljande väggar som illustreras i Figur 8 använts. Denna väggtyp har uppvisat ett vägt reduktionstal med och utan anpassningsterm enligt $(R_w / R_w + C_{50-3150}) = (54 / 51 \text{ dB})$. Detta är under förutsättning att väggarna inte infästs till varandra, utan hålls separata.



Figur 8. Exempel på uppbyggnad av en lägenhetsavskiljande vägg av KL-trä (Svenskt Trä, Hämtat 2018)

Eftersom det i ett bjälklag ofta finns olika installationer, exempelvis avlopp, ventilation och el, stöter man på problem. Det fribärande undertaket får endast bära upp installationer tillhörande den nedre lägenheten, detta kan vara t.ex. ventilation och elinstallationer. På samma sätt får massivträbjälklaget endast bära upp den övre lägenhetens installationer, exempelvis avlopp. Eftersom massivträbjälklaget hindrar installationer ovanifrån, skall dessa utföras underifrån, vilket är långsamt, oekonomiskt och oergonomiskt. Man borde därför ha en fungerande samordning med de andra teknikområdena, så att rördragningar går att utföra i elementfabriken. På så vis behövs bara dessa kopplas ihop på plats. (Massivträhandboken, 2006)

5 Brand

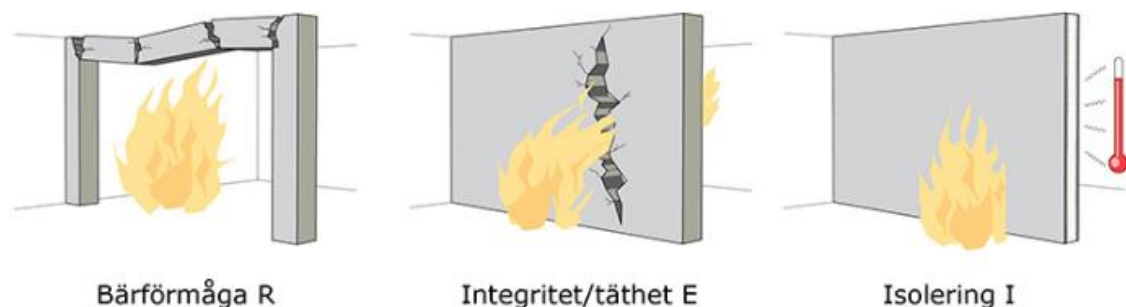
Brandskydd är ett av problemen vid träkonstruktioner. Beroende på verksamhet och komplexitet delas byggnaden in i byggnads- och verksamhetsklass. En byggnad som har tre eller fler våningsplan, men under 16, tillhör klassen Br1. Ett flerbostadshus hör till verksamhetsklass Vk3. (Svenskt Trä, Hämtat 2018)

5:231² Klassbeteckningar

Byggnadsdelar delas in beroende på funktion i följande klasser

- R bärförmåga,
- RE bärförmåga och integritet (täthet),
- REI bärförmåga, integritet och isolering,
- E integritet,
- EI integritet och isolering,

Figur 9. Beteckningar av brandklass (Boverket, Boverkets författningssamling 2018:4 BBR 26, 2018)



Figur 10. Visualisering av beteckningar (Svenskt Trä, Hämtat 2018)

Efter byggnadsdelens klass följer ett tidskrav angivet i minuter, som påvisar hur länge byggnadsdelen skall klara av att fylla kravet. Som exempel skall en byggnadsdel med brandkravet RE60 klara av att bära upp ovanliggande konstruktion och hålla tätt mot rökgaser i 60 minuter.

Tabell C-3 Brandsäkerhetsklass i Br1-byggnad

Brandsäkerhetsklass	Exempel på byggnadsdelar i en Br1-byggnad
1	Vissa bärverk i säkerhetsklass 1, takfot i byggnader med upp till fyra våningsplan eller icke-bärande innervägg.
2	-
3	Trapplan och trapplopp som utgör utrymningsväg, balkong utan gemensamt bärverk.
4	Vissa bärverk i säkerhetsklass 2, bjälklag i byggnader med upp till åtta våningsplan och vissa bärverk i säkerhetsklass 3 i byggnad med högst fyra våningsplan.
5	Vissa bärverk i säkerhetsklass 3 i byggnad med fem eller fler våningsplan. Bärverk som tillhör byggnadens huvudsystem och som är beläget under översta källarplanet.

Figur 11. Lista över brandsäkerhetsklasser för byggnadsklass Br1 enligt Boverkets konstruktionsregler (Boverket, Boverkets konstruktionsregler, EKS 10, 2016)

Brandsäkerhetsklass 4 gäller för samtliga byggnadsdelar tillhörandes säkerhetsklass 3 enligt kapitel 2.1.1.

Utgående från brandsäkerhetsklassen bestäms den brandtekniska klassen för byggnadsdelarna till R60. (Boverket, Boverkets konstruktionsregler, EKS 10, 2016)

För projektet gäller att samtliga bärande och stabiliserande byggnadsdelar skall uppfylla brandtekniska klassen R60. Eftersom alla stabiliserande och bärande byggnadsdelar också fungerar som avgränsningar för brandceller, skall de också uppfylla täthets- och isoleringskrav EI60. Således blir den brandtekniska klassen för samtliga ovan nämnda delar REI60. En treskikts KL-träskiva, vilken är ansluten till angränsande konstruktioner, uppfyller den brandtekniska klassen EI60. (Svenskt Trä, Hämtat 2018)

Bärförmågan vid brand skall beräknas med aktuellt brandlastfall. Detta behandlas ej i detta arbete. Kravet borde dock inte vara ett problem, med tanke på de låga utnyttjandegraderna som förekommer i det stabiliserande systemet i brottgränstillståndet.

6 Dimensionering enligt Eurokod

För att säkerställa en byggnads funktion och estetik tillämpas dimensionering av konstruktionens delar med hjälp av olika lastfall och –kombinationer. Dimensioneringen utförs i s.k. gränstillstånd: brottgränstillstånd och bruksgränstillstånd.

Förenklat kan man säga att en last eller materialegenskap som har uppförstorats respektive försämrats med hjälp av säkerhets- eller partialkoefficienter har ett *dimensionerande* värde. Vidare gäller att en last eller materialegenskap som har sitt ursprungliga, ofta empiriska, värde, är *karakteristisk*. Generellt gäller att dimensionerande värden har ett index D, medan karakteristiska har ett index K. Dessa två benämningar kommer att användas framöver. I Eurokod 0 hittas de grundläggande dimensioneringsreglerna.

6.1 Brottgränstillstånd

Man kan beskriva brottgränstillstånden som det tillstånd, då bärverket tappar sin bärförmåga till följd av för stor last. Brottgränstillstånd beaktar människors och bärverkets säkerhet. I brottgränstillståndet är lasterna uppförstorade med säkerhetskoefficienter. Följande situationer kan vara aktuella: bärverket förlorar sin jämvikt, bärverket utsätts för brott p.g.a. för stor deformation, utmattning eller andra orsaker som är tidsberoende.

6.2 Bruksgränstillstånd

Bruksgränstillståndet anses vara tillståndet som bärverket normalt är i. Där beaktas främst bärverkets estetik, trivsel samt funktion. Ned- och utböjning, vibrationer och sprickbildning är typiska saker som skall kontrolleras. I bruksgränstillståndet uppförstoras ej lasterna utan bibehåller sina karakteristiska värden. Skillnad skall göras för tillfälliga och permanenta brukstillstånd. Detta innebär t.ex. att det för nedböjning skall kontrolleras en momentan och en slutlig nedböjning. Vanliga kontroller i bruksgränstillstånd utgörs av nedböjning, vibrationer och svikt.

6.3 Dimensionering i gränstillstånd

För att säkerställa byggnadens säkerhet och funktion skall dimensionering utföras i alla dimensioneringssituationer och kritiska, d.v.s. dimensionerande, krafter skall identifieras. Det är dessa krafter man använder när man beräknas de olika konstruktionsdelarnas bärförmågor. Det finns ett antal variabler och koefficienter att ta i beaktande vid dimensioneringen, dessa behandlas i nästa underrubrik.

6.4 Grundvariabler

Eurokod delar in laster i tre klasser:

- Permanenta laster, betecknas G
- Variabla laster, betecknas Q
- Olyckslaster, betecknas A

Exempel på permanenta laster är som tidigare nämnt egentygder och fasta installationer. Förenklat kan man då säga att variabla laster är alla andra laster, förutom de som hör till olyckslasterna, vilka är påkörning, explosion och brandlast. Enligt en anmärkning i Eurokod kan vissa laster anses vara antingen olyckslast eller variabel last. Detta beror till stor del på byggnadens specifika egenskaper. (SS-EN 1991, 2011)

Vidare gäller också att variabla laster skall anges som ett kombinationsvärde, där det karakteristiska värdet har multiplicerats med en kombinationsfaktor ψ . Man kan säga att dessa faktorer beaktar hur sannolikt det är att flera samtidigt verkande variabla laster verkar med full styrka. I Sverige har man valt egna kombinationsfaktorer enligt figuren nedan.

Tabell B-1 ψ -faktorer

Last	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nyttig last i byggnader			
Kategori A: rum och utrymmen i bostäder	0,7	0,5	0,3
Kategori B: kontorslokaler	0,7	0,5	0,3
Kategori C: samlingslokaler	0,7	0,7	0,6
Kategori D: affärslokaler	0,7	0,7	0,6
Kategori E: lagerutrymmen	1,0	0,9	0,8
Kategori F: utrymmen med fordonstrafik, fordonstyngd ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Kategori G: utrymmen med fordonstrafik, $30 \text{ kN} < \text{fordonstyngd} \leq 160 \text{ kN}$	0,7	0,5	0,3
Kategori H: yttertak	0,0	0,0	0,0
Snölast med beteckningar enligt SS-EN 1991-1-3 $s_k \geq 3 \text{ kN/m}^2$	0,8	0,6	0,2
$2,0 \leq s_k < 3,0 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,4	0,2
$1,0 \leq s_k < 2,0 \text{ kN/m}^2$	0,6	0,3	0,1
Vindlast	0,3	0,2	0,0
Temperaturlast (ej brand) i byggnad	0,6	0,5	0,0

(BFS 2015:6).

Figur 12. Tabell över kombinationsfaktorer som skall tillämpas i Sverige, enligt EKS 10 (Boverket, Boverkets konstruktionsregler, EKS 10, 2016)

6.5 Dimensionering med partialkoefficientmetoden

Den vanligaste metoden för dimensionering av byggnader är partialkoefficientmetoden. Följande underrubriker är baserade på SS-EN 1990 om ej annat anges. (SS-EN 1990, 2010)

6.5.1 Laster

Partialkoefficientmetoden går ut på att man kontrollerar att gränstillstånden ej överskrids med olika kombinerade laster. Med kombination avses att ta flera olika laster i beaktande samtidigt. Laster som ej kan uppstå samtidigt skall ej kombineras; det är konstruktörens uppgift att reda ut vilka lastfall och -kombinationer som kan tänkas vara kritiska vid dimensioneringen. Vid användning av beräkningsprogramvara kan med fördel tiotals lastkombinationer användas, vid handberäkning är man tvungen att göra förenklingar och grövre antaganden, vilket också oftast ger en skevare bild av verkligheten. I lastkombinationerna skall kombinationsfaktorerna enligt föregående underrubrik användas. Enligt SS-EN 1990 bestäms den dimensionerande lasten F_d enligt

$$F_d = \gamma_t \psi F_k \quad [\text{EN 1990: 6.3.1 (6.1a)}]$$

där γ_t är partialkoefficienten, som förstör lastens värde. Detta för att beakta avvikelser som kan finnas i lasternas uppmätta värden. EKS 10 ger i 7-14 §§ i avdelning A värden på partialkoefficienterna, beroende på byggnadsdelens säkerhetsklass. Se kapitel 2.1.1;

F_k är lastens karakteristiska värde;

och ψ är kombinationsfaktorn enligt kapitel 6.4. För ψ gäller antingen värdet 1,00 eller värdena för ψ_0 , ψ_1 och ψ_2 enligt Figur 12.

6.5.2 Material

Även material skall ha dimensionerande värden. Enligt SS-EN 1990 fås materialets dimensionerande värde X_d enligt

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_m} \quad [\text{EN 1990: 6.3.3 (6.3)}]$$

där η är omräkningsfaktorns medelvärde, som tar olika situationer som påverkar materialet i beaktande;

X_k är materialets karakteristiska värde;

γ_m är materialets partialkoefficient. Ifall värdet γ_M används, har omräkningsfaktorn η räknats bort och kan försummas.

Enligt det styrande dokumentet för träkonstruktioner, SS-EN 1995-1-1, har η ersatts med korrektionsfaktorn k_{mod} , som tar lastvaraktighet och fuktkvot i beaktande, se 2.1.2, och γ_m med γ_M , vilket är materialets partialkoefficient, se 2.1.3. Dessa kommer att användas i fortsättningen eftersom det här examensarbetet behandlar just träkonstruktioner.

Eftersom examensarbetet kommer att innehålla flera olika kvalitéter av virke kommer ej de dimensionerande materialvärdena redovisas här utan i bilagan.

6.6 Dimensionering i brottgränstillståndet

För bostadshus gäller främst två brottgränstillstånd:

- EQU, vilket innebär att en byggnadsdel förlorar sin statiska jämvikt p.g.a. att lasterna förändras. I detta tillstånd är inte materialens hållfasthet avgörande.

- STR, vilket innebär att det i byggnadsdelen uppstår brott eller för stor deformation p.g.a. att materialets hållfasthet har överskridits. Detta är det vanligtvis dimensionerande brottgränstillståndet vid dimensionering av bostadshus.

Det finns även flera brottgränstillstånd som innebär brott beroende av undergrund, utmattning, hydrauliska effekter och erosion. Dessa kommer inte att behandlas här eftersom examensarbetet endast behandlar träkonstruktioner ovan mark.

7 KL-trä

KL-trä, eller korslimmat trä, är ett byggnadsmaterial som består av brädor fästa till varandra, med vartannat lager vinkelrätt mot det föregående. I fortsättningen kommer korslimmat trä att benämnas som KL-trä. I engelsk litteratur är KL-trä benämnt som CLT, Cross Laminated Timber.



Figur 13. Tre- och femskikts KL-träskivor (Stora Enso, 2019)

Användning av KL-trä i bärande och stabiliserande konstruktioner har många fördelar. Det har låg egentyngd, vilket ger lägre grundläggnings-, monterings och transportkostnader. Det möjliggör också tillbyggnad ovanpå befintliga byggnader utan desto större förstärkningar av den underliggande konstruktionen. Stor noggrannhet vid tillverkning, och möjlighet att göra stora element, är fördelar vid användning av KL-trä som stomelement; stora element kräver mindre arbete i infästningsskedet och försnabbar därför montagetiden vilket är fördelaktigt

ekonomiskt, men också med tanke på väderexponeringen. Elementinfästningarna går också att utföras med billiga, enkla och beprövade sätt, t.ex. med spik, skruv eller vinkelbeslag. Eftersom tvärsnittet är massivt fås även god brand- och värmeisoleringsförmåga. Stora element ger små mängder skarvar och således små mängder köldbryggor. (KL-trähandboken, 2017)

Det finns förstås för- och nackdelar med alla byggnadsmaterial. Fördelar med att använda betong för stabiliserande konstruktioner i ett flervåningshus är bl.a. stor anpassningsförmåga, god ljud- och brandisoleringsförmåga tack vare den höga egentyngden, väderbeständighet, och för många aktörer även stor erfarenhet, eftersom betong är ett beprövat material i flervåningshus. Trots det finns nackdelar med att bygga i betong också. Klimatpåverkan är kanske den mest aktuella orsaken till att överväga alternativ till den traditionella betongstommen.

Fördelar med KL-trä jämt mot betong är t.ex. att man slipper formtrustning på arbetsplatsen, torktider behövs ej, och moment där risk för vibrationskador finns förekommer väldigt begränsat, såsom vibrering av betong eller hålbörning.

Den största utmaningen och risken vid montering av KL-trä ligger troligen i väderskyddet, speciellt om elementen utförs innehållandes isolering som är svåruttorkad. I detta fall borde konstruktionen förses med väderskydd, t.ex. tält.

Nedan finns en jämförelse av livscykelanalyser gjord av Sveriges Byggindustrier. En livscykelanalys är en metod att rättvist jämföra klimatpåverkan av likvärdiga konstruktioner uppförda med olika byggsystem.

A 1-3 Produktskede			A 4-5 Byggproduktions- skede		B 1-7 Användningsskede							C 1-4 Slutskede			D Tilläggs- info	
Råvaruförskning (A1)	Transport (A2)	Tillverkning (A3)	Transport till byggplatsen (A4)	Bygg- och installationsprocessen (A5)	Användning (B1)	Underhåll (B2)	Reparation (B3)	Utbyte (B4)	Ombyggnad (B5)	Driftsenergi (B6)	Driftens vattenanvändning (B7)	Demontering och rivning (C1)	Transport (C2)	Restproduktbehandling (C3)	Bortskaffning (C4)	Fördelar och belastningar utanför systemgränsen
x	x	x	x	x	x	x		x		x		x	x	x	x	

Figur 14. Tabell över indelningen av informationsmoduler som används vid livscykelanalys (IVL Svenska Miljöinstitutet, KTH, 2018)

Byggsystem	A1-3 Produktskede	A4 Transport	A5 Bygg- och installationsprocessen	B1) Karbonatisering	B2,4 Underhåll och utbyte 50 år	B6) Driftsenergi	C1-4 Slutskede	Summa livscykeln A-C	A1-5 Byggskedet
A) Platsgjuten betong med kvarsittande form, bärande yttervägg	279	11	42	-4	17	188	18	550	331
B) Platsgjuten betong, lätta utfackningsvägg	234	11	45	-3	17	188	14	506	290
C) Prefab betong, bärande yttervägg i betong	214	24	34	-3	18	188	6	482	272
D) Volymelement med trä	176	18	29	-1	24	188	10	445	223
E) KL-trä i stomme och yttervägg	167	19	37	-1	22	188	8	441	223
F) Pelardäck, betongprefab och stålpelare/-balkar, lätta utfackningsvägg	182	24	39	-2	18	188	6	455	245

Figur 15. Resultat i CO₂/m² för de olika byggnadssystemen respektive informationsmodul (IVL Svenska Miljöinstitutet, KTH, 2018)

Man kan konstatera att KL-trästommen, del E), ger minsta klimatpåverkan av dessa byggsystem. Enbart transport, underhåll och karbonatisering, d.v.s. materialets förmåga att ta upp CO₂, är fördelaktigare för byggsystem av betong än för byggsystem av trä. Dessa är ändå relativt små i jämförelse med t.ex. produktskedet, där man har en 67 % högre CO₂-påverkan för del A) jämte del E). Vid observation av hela livscykeln kan konstateras en 24 % högre påverkan för respektive delar.

8 Byggnadsdelar

För att man skall ha en möjlighet att dimensionera en byggnad måste vissa preliminära lösningar och antaganden göras, detta för att få ut bl.a. mått och egentyngder. Här följer en redovisning av vilka konstruktionsdelar som används för dimensioneringen.

8.1 Grund

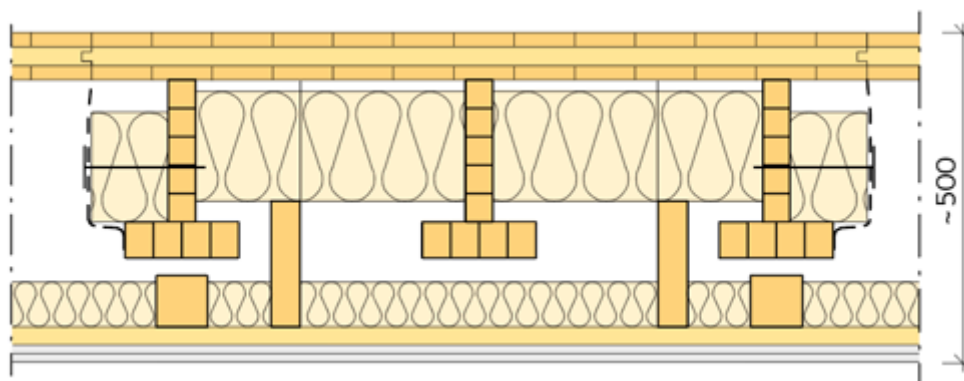
Eftersom detta examensarbete främst behandlar en trästomme kommer följande antaganden att göras:

- Undergrunden är dimensionerad;
- Källarkonstruktionen och bjälklaget ovan är dimensionerade och utförda i betong.

Motiveringen till detta är att eftersom grundkonstruktionen delvis ligger under grundvattennivån är det tekniskt svårt att utföra den i trä.

8.2 Bjälklag

Det finns olika metoder att tillverka bjälklag i trä. De går att utföra som platsbyggda med massivvirke, som prefabricerade element vilka monteras på plats, eller en kombination av dessa: element som monteras och kompletteras med t.ex. pågjutning av betong. Eftersom det ligger i allas intresse att förkorta byggtiden och exponeringen för eventuell nederbörd, kommer det att användas prefabricerade element som bjälklag. Bjälklagstypen som kommer att användas är element bestående av KL-trä och livbalkar med fläns, samt ett fribärande undertak. Enligt Svenskt Trä kan en preliminär bjälklagshöjd på säkra sidan antas till 500 mm vid början av ett projekt. (Svenskt Trä, Hämtat 2018)



Figur 16. Uppbyggnad av bjälklagskassett. Undertaket kan hängas upp i elementen med t.ex. hållband,, för snabbt och enkelt montage. Det är dock ytterst viktigt att upphängningarna kapas efter montering, för att få en fribärande konstruktion. (Svenskt Trä, Hämtat 2018)

8.3 Yttertak

Yttertaket utförs som uppstolpat tak med råspont och papptäckning. Vanligtvis dimensioneras takkonstruktioner av takstolsleverantörer vid konstruktion av bostadshus, därför beaktas det inte närmare i detta arbete. Det uppstolpade taket byggs upp från översta planets ovanliggande bjälklagelement.

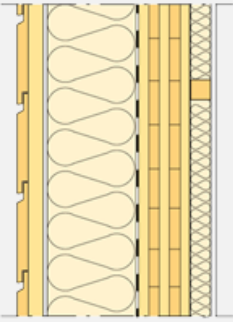
Eftersom egenvikten är gynnsam vid stabilisering kunde man med fördel använda tyngre material i takkonstruktionen, t.ex. tegelpannor istället för papptäckning.

8.4 Lägenhetsavskiljande väggar

De stabiliserande väggarna utförs som dubbla KL-träskivor, vilka står skilt från varandra, enligt 4.2 och **Error! Reference source not found.** KL-träskivorna förses med ett installationsskikt samt gipsskivor, för att underlätta installationsdragningar, samt för att få ett brandskyddande ytskikt.

8.5 Ytterväggar

Ytterväggarna görs som självbärande regelväggar enligt figuren nedan. Dessa står på grunden och belastar därför inte KL-träskivorna och det stabiliserande systemet nämnvärt.

	Vägg typ 2 22 utvändig panelbräda 34 spikläkt Vindskydd 195 tung isolering Ångbroms 100 KL-träskiva 45 regler och isolering 13 gipsskiva	0,15	409	REI60	41 (-;-)
---	---	------	-----	-------	----------

Figur 17. Exempel på uppbyggnad av yttervägg (Svenskt Trä, Hämtat 2018)

9 Dimensionering

I detta kapitlet redovisas de dimensioneringsmetoderna som har använts i arbetet. För att göra texten överskådlig och komprimerad, visas enbart kontrollen av stjälpning, vilken är första kontrollen som utförs. Även lastnedräkningen visas för att ge en bild av tankegången vid dimensioneringen. De mera detaljerade beräkningarna återfinns i bilagan.

9.1 Kontroll av stjälpning

När byggnaden utsätts för horisontala laster i form av vind- och snedställningslast, finns en risk för stjälpning. Med stjälpning avser man när det stjälpande momentet är större än det stabiliserande momentet. Vid kontroll av stjälpning betraktas hela byggnaden som en stel kropp, och man beräknar kroppens statiska jämvikt snarare än de ingående delarnas bärförmågor; därav kan [EKS10: Tabell B-2 (Ekv 6.10)] användas.

I detta fall gäller att egentyngheden är gynnsam, och beräknas därför med reducerat värde. Horisontallasten består av snedställnings- och vindlasten. Den är ogynnsam och beräknas därför med uppförstorat värde. De övriga variabla lasterna som kan tänkas uppträda, såsom snölast och nyttig last, är gynnsamma och försummas därför. Snedställningslasten bestäms därför av den reducerade egentyngheden. Exempelvis fås då den dimensionerande egentyngheden enligt

$$G_d = 0.9 \cdot G_k \quad [\text{EKS10: Stycke A1.3.1(1) Tabell B-2}]$$

där G_k = den karakteristiska egentyngheden

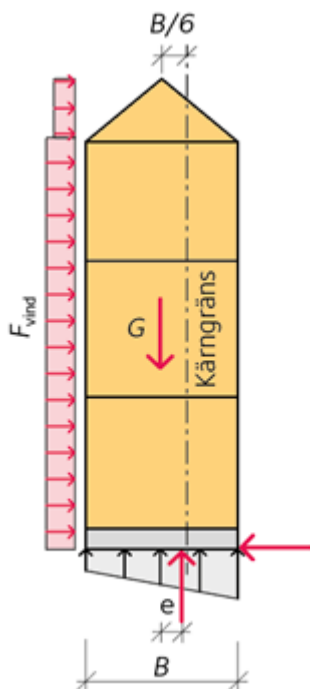
och den dimensionerande horisontallasten enligt

$$H_d = \gamma_d \cdot 1,5 \cdot (H_{\text{vind}} + H_{\text{sned}})$$

där γ_d = säkerhetskoefficienten,

H_{vind} = det karakteristiska värdet för vindlast,

H_{sned} = det karakteristiska värdet för snedställningslast, beräknad med reducerade egenvikter enligt G_d ovan.



Figur 18. Schematisk bild för kontroll av stjälpning (Svenskt Trä, Hämtat 2018)

Om man antar att rotationspunkten finns under bottenplattan fås avståndet e , från byggnadens mittpunkt till grundreaktionens kraftresultant, ut genom jämvikt villkoret

$$M = G \cdot e \rightarrow e = M/G$$

där M = det stjälpande momentet kring rotationspunkten

G = den mothållande egentvyngheden

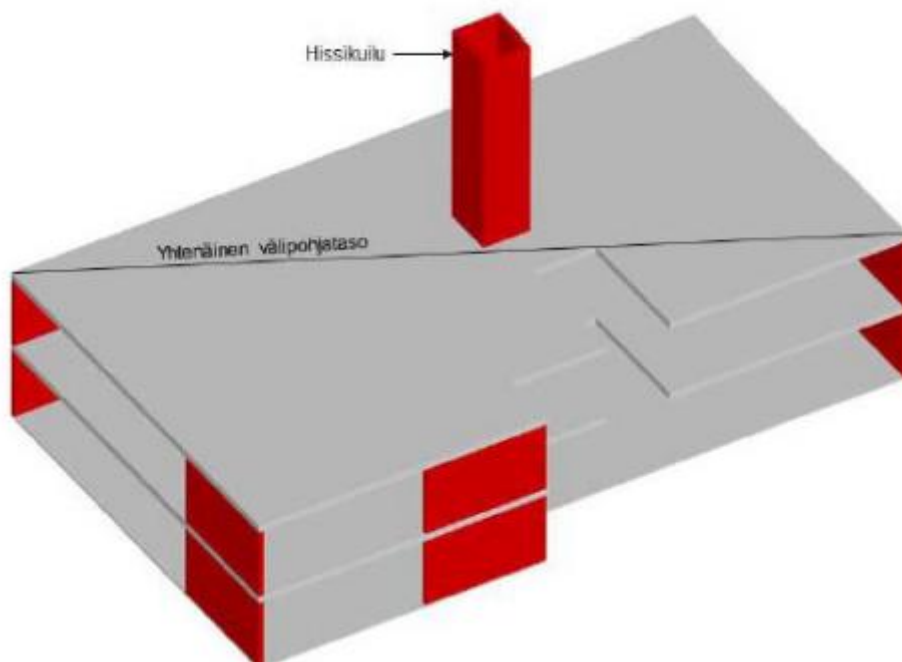
Byggnaden anses vara säkrad mot stjälpning om grundreaktionens kraftresultant ligger inom avståndet $B/6$ från byggnadens kärnmitt; ett område även kallat kärngräns. (Svenskt Trä, Hämtat 2018) Det ger alltså ett villkor enligt

$$e < B/6$$

9.2 Stomstabilitet

Principen för stomstabilitet i ett våningshus är att de horisontella lasterna förs via fasaden in till bjälklagen, som överför dessa till det stabiliserande systemet, vilket i sin tur för ner lasterna till grunden. Olika system för stabilisering finns, t.ex. med väggskivor, momentstyva ramar eller snedstag.

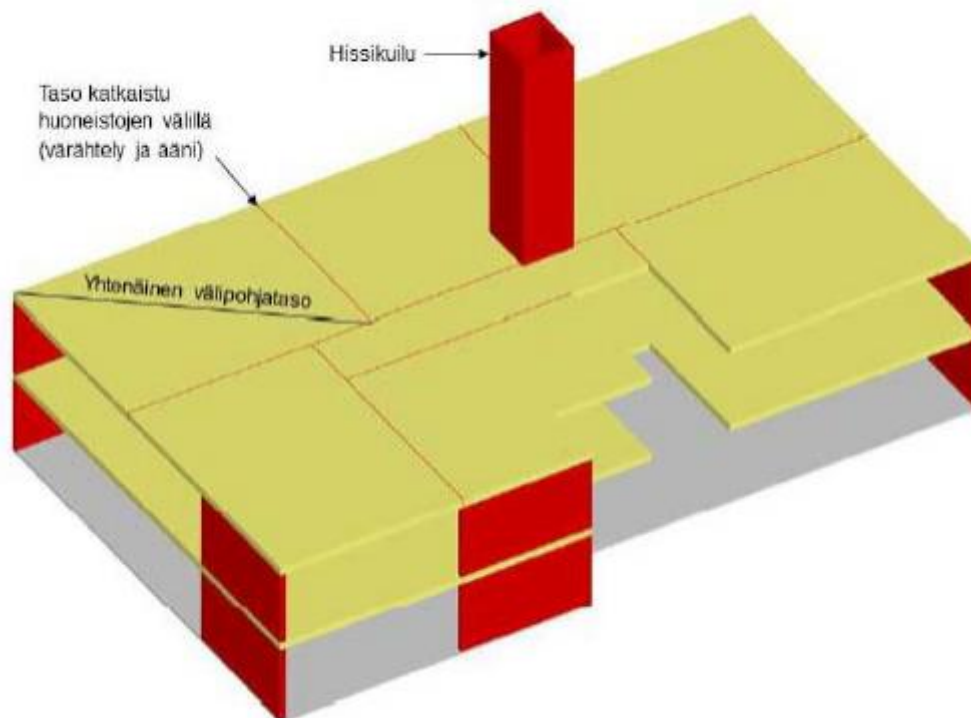
I detta arbete har väggskivor valts som stabiliseringssystem. För att överhuvudtaget kunna beräkna vilka laster som de väggskivorna utsätts för krävs antaganden om lastens fördelning på byggnaden. Vid beräkning av lastfördelning för väggskivor i ett system av betongväggar och betongbjälklag fördelas lasten enkelt genom att betrakta hela bjälklaget som en styv skiva, vilken för över lasterna till de olika stabiliserande väggskivorna beroende på deras lägen och styvheter, se Figur 19.



Figur 19. Funktion för ett betongbjälklag, där bjälklagen fungerar som en styv skiva vilken överför krafterna till de stabiliserande väggarna (Lahtela, 2015)

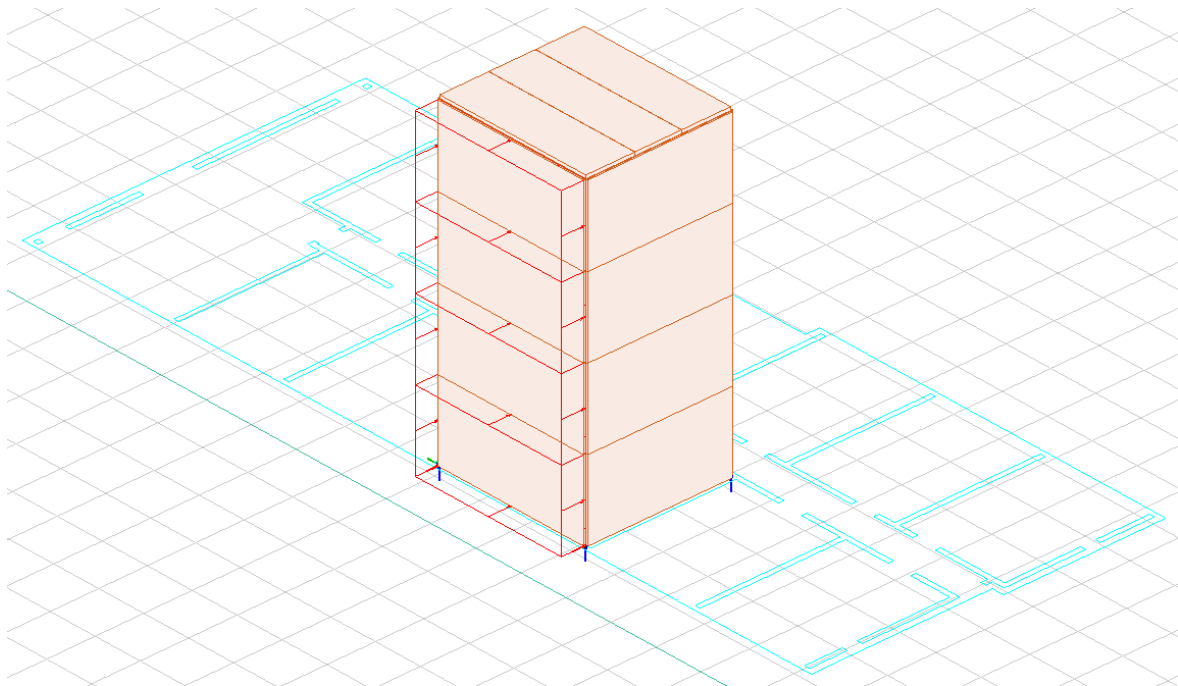
Eftersom man med hänsyn till god ljudmiljö i ett bostadshus med bjälklag av trä gärna vill bryta bjälklagen vid de lägenhetsavskiljande väggarna, är det svårt att beakta bjälklaget som en enhetlig styv skiva. Ett antagande har gjorts i detta arbete: genom att dela in huset i sektioner lägenhetsvis, och kontrollera dess stabilitet var för sig, kommer man ifrån problemet med lastfördelningen inom bjälklaget. Bjälklagen inom varje lägenhet betraktas då som en tvåstödsbalk, och överför krafterna ner till väggskivorna. Om varje sektion visar

på tillräcklig stabilitet för att motstå horisontallasten, kan man med väldigt klena infästningar infästa de olika sektionerna till varandra. På så vis erhålls god ljudmiljö, då risken för stomljud och flanktransmission minimeras. För funktion, se

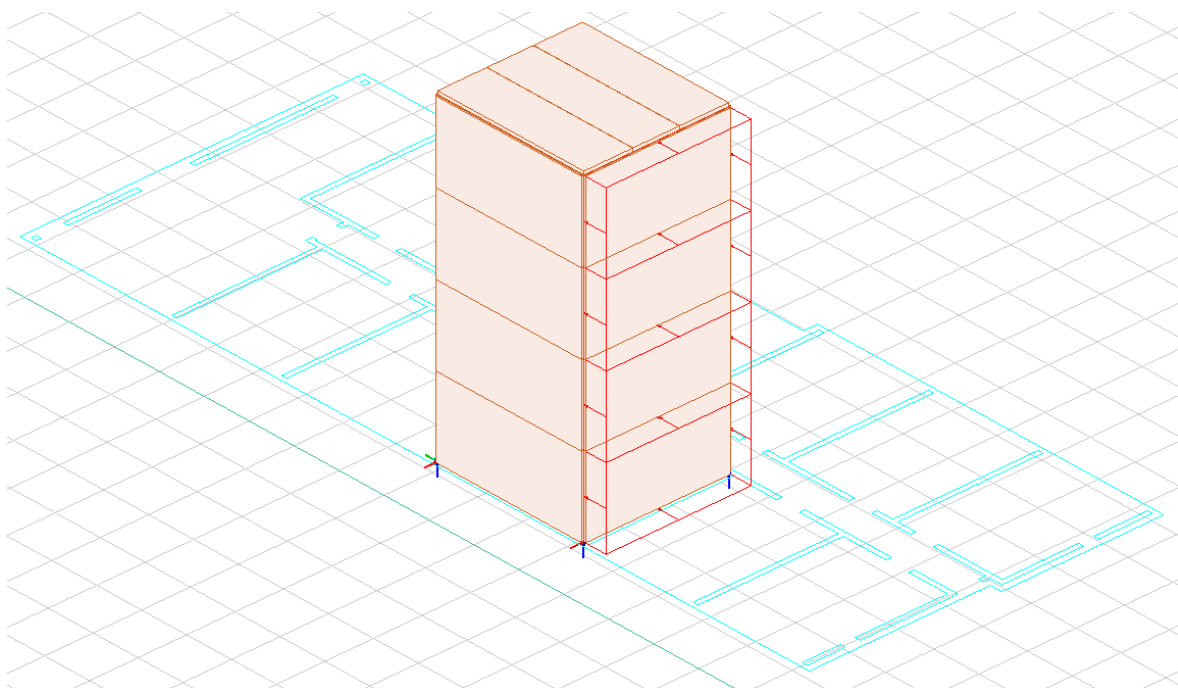


Figur 20. Funktion för ett bjälklag av KL-trä, där bjälklagen är brutna vid de lägenhetsavskiljande väggarna (Lahtela, 2015)

Konstruktionen som dimensioneras kan alltså närmast jämföras med ett schakt, som skall uppvisa tillräcklig stabilitet och hållfasthet, se figurer nedan.



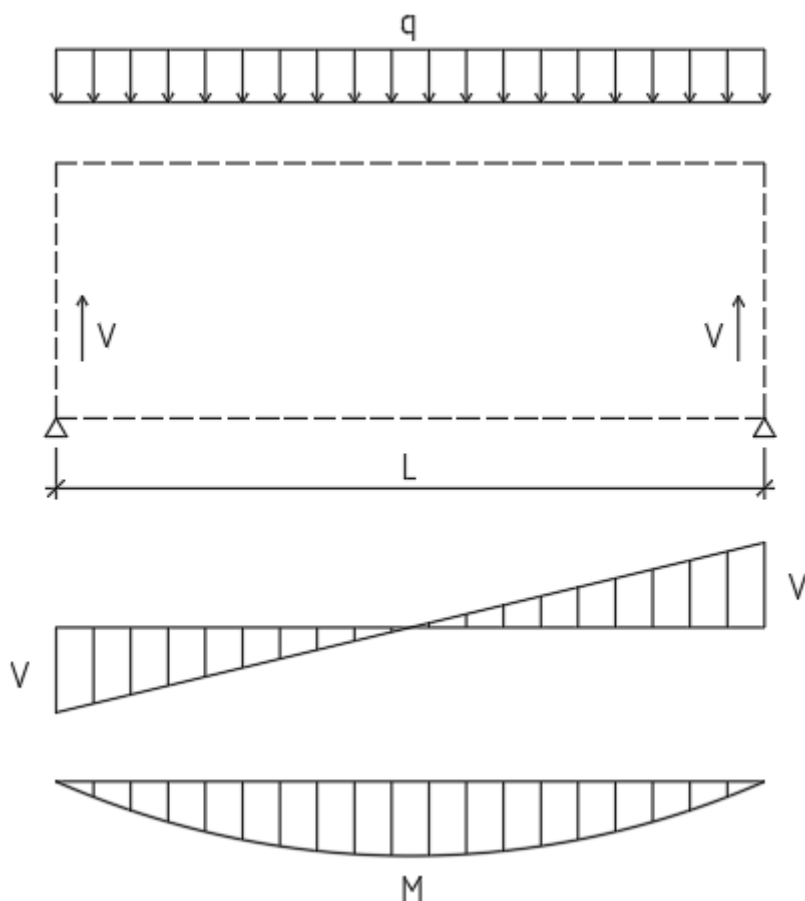
Figur 21. *Kontroll av sektion vid vindlast mot långsida (Marcus Ekman)*



Figur 22. *Kontroll av sektion vid vindlast mot kortsida (Marcus Ekman)*

9.2.1 Lastnedräkning för sektion

Bjälklaget betraktas som en fritt upplagd tvåstödsbalk enligt figuren nedan.



Figur 23 Statisk modell av bjälklagselementet betraktat som en fritt upplagd tvåstödsbalk (Marcus Ekman)

Enligt byggnadsstatiken och hållfasthetsläran erhålls den maximala tvärkraften V och det maximala böjmomentet M genom

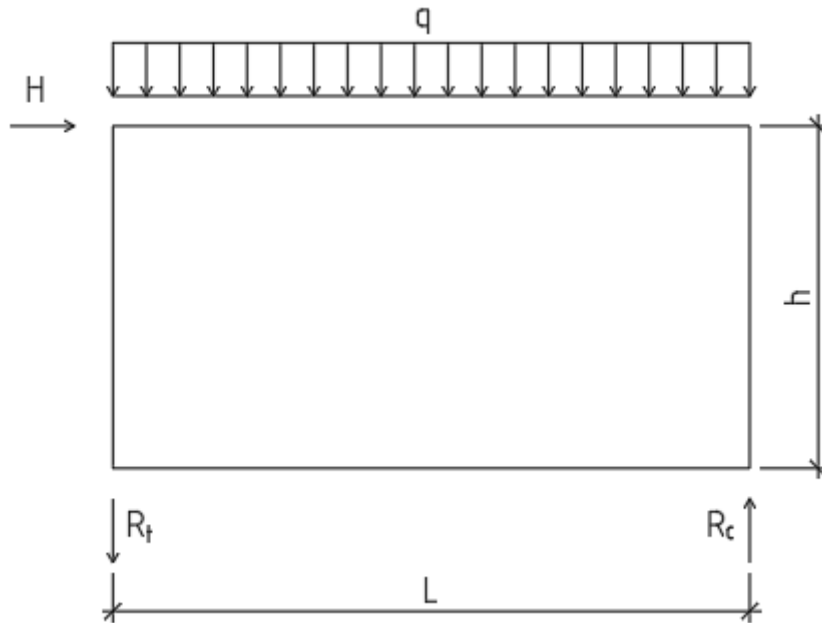
$$V = q \cdot L/2$$

och $M = q \cdot L^2/8$

där q = verkande linjelast

L = balkens spännvidd

Den maximala tvärkraften V uppkommer längst ute vid stöden, i detta fall de stabiliserande väggarna. Denna kraften överförs via förband. På så vis kan man betrakta väggskivan enligt figuren nedan.



Figur 24. Statisk modell av väggskivan betraktat som en fritt upplagd tvåstödsbalk (Marcus Ekman)

På grund av horisontalkraften som angriper väggskivan, uppstår ett vridmoment i skivans plan. Detta vridmoment ger upphov till varierande stora upplagsreaktioner. Beroende på byggnadens utformning samt ovanliggande konstruktioners egyptyngd, kan upplagsreaktionernas riktning också variera. Det är därför viktigt att kontrollera de olika lastfallen, vilka kan ge olika storlekar och riktningar på upplagsreaktionerna.

Beräkning av upplagsreaktionerna med jämviktsvillkor ger

$$R_t = (M/L) - 0,5 \cdot q \cdot L$$

och
$$R_c = (M/L) + 0,5 \cdot q \cdot L$$

där $M = H \cdot h =$ det stjälpande momentet verkandes i väggskivans underkant

$h =$ väggskivans höjd

$L =$ väggskivans längd

$q =$ linjelasten

$H =$ horisontallasten

(Källsner & Girhammar, 2009)

Man kan konstatera att med ju högre egentyngd som verkar på väggskivan, får man desto mindre lyftkraft som upplagsreaktion. I de lägsta våningarna är det vanligt förekommande att väggskivan i teorin inte behöver förankras mot någon lyftkraft, utan enbart mot horisontalkraft.

De i sektionen ingående byggnadsdelarna kontrolleras mot de kritiska spänningarna som uppkommer p.g.a. reaktionerna. Dessa redovisas inte här, eftersom de återges i bilagan.

10 Resultat

Resultatet av detta arbete blev en sammanställning av vanliga problem och lösningar och en bilaga i form av en beräkningsrapport där de vanligaste kontrollerna utförts. Detta var också målet med arbetet.

Både examensarbetet och bilagan är avsedda för att få idéer ifrån, samt för att få en grund att bygga vidare på om man får i uppdrag att projektera en dylik konstruktion någon gång. Texten innehåller en del förenklingar för att göra den mera överskådlig, och redovisar inte samtliga beräkningar i detalj, eftersom den informationen finns att tillgå i ett flertal källor.

Frågorna i början av arbetet var: är det överhuvudtaget möjligt att utföra ett fyrvånings bostadshus i KL-trä, och är det möjligt att uppfylla kraven som ställs på flerbostadshus? Man kan konstatera att fyra våningar inte är något problem att utföra i KL-trä, utnyttjandegraderna i brottgränstillståndet är väldigt låga. Ökar man våningsantalet ökar också den horisontella lasten, vilket gör att kraftigare förankringar kan krävas. Brott i form av stämpeltryck och knäckning kan också bli problem med ökad egentyngd i samband med flera våningar, men är ännu i detta skedet inget problem.

Kraven på flerbostadshus är höga och på grund av bristande erfarenheter finns ännu inga säkra lösningar på att säkerställa akustiken. Detta är det främsta problemet med ett flerbostadshus i KL-trä. Dock finns det lösningar som teoretiskt uppfyller kraven, och mätningar görs hela tiden på plats i utförda konstruktioner, vilket ger en bättre möjlighet att i framtiden använda sig av beprövade lösningar. Angående brandkrav är dessa inget större problem att uppfylla.

Arbetet visar alltså att användning av KL-trä som stabiliserande system i flervåningshus är fullt möjligt. Det är troligen något som kommer att bli allt större i framtiden, eftersom intresset för att bygga i trä verkar öka hela tiden. Akustiken är det största problemet, vilket

gör att stor vikt behöver läggas vid detaljlösningarna, t.ex. anslutningar mellan väggar och bjälklag. Det är också svårt att förutspå hur akustiken uppför sig i en konstruktion endast genom teori och laborietester, varför det är viktigt att följa upp ljudmiljön i färdigställda projekt.

11 Diskussion

Arbetet med att ta fram ett möjligt stabiliserande system i KL-trä har varit både intressant och lärorikt. I början av arbetet var tanken endast att göra en dimensionering av ett våningshus i trä, och därför studerade jag i början lösningar bestående av reglade väggar. Efterhand övergick arbetet i att koncentreras helt på KL-trä, eftersom detta verkade som en intressantare och mera effektiv lösning. Jag tror även starkt på att detta material kommer att börja användas i allt större utsträckning.

Det jag lärde mig under arbetets gång var främst hur viktigt och tidsbesparande det är med en bra planering, främst ur arkitektonisk synvinkel, från början. Om utformningen på planlösningar och liknande ändras efter att projekteringen har påbörjats får man göra samma arbete flera gånger. Samordning med andra discipliner är därför av stor vikt vid ett verkligt projekt.

Arbetet är inte fullständigt, vilket lämnar utrymme för en utveckling och fortsättning i framtiden. Man kunde utveckla arbetet ytterligare genom att göra en lastmodell i lämpligt FEM-analysprogram som stöder KL-trä. Även samtal med någon som har verklig erfarenhet av att konstruera ett liknande projekt skulle vara lärorikt. Jag hoppas ändå att arbetet kan användas för att ge vägledning och nya idéer för de som i något skede skall använda KL-trä i något projekt. Personligen vill jag gärna också arbeta med något liknande projekt någon gång, för att få använda och utveckla kunskaperna i praktiken.

Till slut vill jag tacka WSP i Umeå för samarbetet, hjälpen, idéer och tillgången till programvara som förenklat arbetet, min handledare Allan Andersson vid Yrkehögskolan Novia för stöd och idéer som hjälpt mig på vägen och Svenska Österbottens Kulturfond för ett bidrag jag fick till stöd för arbetet.

Bilageförteckning

Bilaga 1. Beräkningsrapport, stomstabilisering

Källförteckning

- Boverket. (den 1 Januari 2016). Boverkets konstruktionsregler, EKS 10. Karlskrona, Sverige: Boverket.
- Boverket. (den 12 Juni 2018). Boverkets författningssamling 2018:4 BBR 26. Carl-Magnus Oredsson.
- Gyproc AB & Södra Building Systems AB. (2003). *Högre hus med trästomme*. Malmö: Erlanders Skogs Grafiska.
- IVL Svenska Miljöinstitutet, KTH. (2018). Olika byggsystem av betong och trä där mix av material inklusive stål ger klimat fördelar. *Bygg & teknik* 7/18, 25-29.
- KL-trähandboken. (2017). *Svenskt Trä*. Hämtat från www.svensktra.se
- Källsner, B., & Girhammar, U. A. (2009). Horisontalstabilisering av träregelstommar. SP Sveriges Tekniska Forskningsinstitut.
- Lahtela, T. (2015). Vaativien puurakenteiden suunnittelu. Puuinfo.
- Langesten, B. (1995). *Bygghandboken 2, Hållfasthetslära. Tillämpning på trä och stål*. Liber AB.
- Martinsons. (2018). *Martinsons handbok för arkitekter- Stomlösning för flerbostadshus*.
- Massivträhandboken. (2006). *Martinsons*. Hämtat från www.martinsons.se
- Resa Mellan. (den 12 November 2018). Hämtat från https://www.resa-mellan.se/koordinater_hojd.php
- SS-EN 1990. (den 21 December 2010). SS-EN 1990. Europa: Comité Européen de Normalisation.
- SS-EN 1991. (den 26 Januari 2011). SS-EN 1991. Europa: Comité Européen de Normalisation.
- SS-EN 1995. (den 20 Maj 2009). SS-EN 1995. Europa: Comité Européen de Normalisation.
- Stora Enso. (2019). *Stora Enso*. Hämtat från www.storaenso.com
- Svenskt Trä. (Hämtat 2018). *Träguiden*. Hämtat från www.traguiden.se
- Sveriges Byggindustrier. (2018). *Minskad klimatpåverkan från flerbostadshus*. Stockholm: Sveriges Byggindustrier.
- WSP Sverige. (2019). *WSP Sverige*. Hämtat från www.wsp.com/sv-SE/

1. Objekt	2
1.1 Utgångsinformation	2
1.2 Beräkningsförutsättningar	2
1.3 Planlösningar	3
2. Laster	5
2.1 Egentyngd	5
2.2 Nyttig last	6
2.3 Snölast	6
2.4 Vindlast	7
2.4.1 Karakteristiskt hastighetstryck	7
2.4.2 Formfaktorer	10
2.4.2.1 Vind mot långsida	10
2.4.2.2 Vind mot kortsida	12
2.4.3 Vindkraft	12
2.5 Snedställningslast	14
2.6 Lastfall och lastkombinationer	15
3. Kontroll av stomstabilitet	15
3.1 Stjälpling	16
3.2 Stomstabilitet	18
3.2.1 Kontroll av KL-träskiva i bjälklagselement vid vind mot långsida	19
3.2.1.1 Kontroll av böjspänning i KL-träskivans plan	21
3.2.1.2 Kontroll av panelskjuvspänning i KL-träskivans plan	22
3.2.1.3 Infästning av KL-träskivan till underliggande stabiliserande vägg	23
3.2.1.4 Sammanfattning	28
3.2.2 Kontroll av KL-träskiva i stabiliserande vägg	28
3.2.2.1 Kontroll av panelskjuvspänning i KL-träskivans plan	30
3.2.2.2 Kontroll av skiktskjuvspänning i KL-träskivans plan	32
3.2.2.3 Förankring av stabiliserande vägg	34
3.2.2.4 Kontroll av stämpeltryck för stabiliserande vägg	36
3.2.2.5 Kontroll av knäckning	37
4. Bjälklag	43
4.1 Dimensionering av bjälklagselement	43
4.1.1 Dimensionering i brottgränstillstånd	43
4.1.1.1 Kontroll av böjspänning	45
4.1.1.2 Kontroll av skjuvspänning	45
4.1.2 Dimensionering i brukgränstillstånd	48
4.1.2.1 Kontroll av nedböjning	49
4.1.2.2 Kontroll av vibrationer och svikt	51

1. Objekt

1.1 Utgångsinformation

Stabilisering av fyrvåningshus utfört i massivträelement. Källaren, bottenplattan och ovanliggande bjälklag utförs i betong. För husets stabiliserande stomme gäller följande:

- Kassettbjälklag av massivträ kombinerat med liv och flänsar, utförs som element med fribärande undertak. Elementen orienteras parallellt med husets långsida. Elementbredd 2,4 m, max spännvidd 6,72 m.
- Uppstolpat tak på det högsta bjälklaget, råspont och papptäckning.
- Gavelväggar av enkelt massivträelement.
- Bärande, lägenhetsavskiljande innerväggar av dubbla separata massivträelement.
- Självbärande ytterväggar, förs ned ända till grunden utan att belasta bjälklagen. Infästs till massivträbjälklagen.
- Bottenplattan, källarväggar samt ovanliggande bjälklag utförda i betong, dimensionerade och anses kunna föra ner de laster som uppkommer. De redan redovisade dimensionerna används.

1.2 Beräkningsförutsättningar

För objektet gäller följande:

- Placering i Umeå.
- Terrängtyp III.
- Referensvindhastighet 22 m/s enligt EKS10.
- Taklutning 15°.
- Snölastens grundvärde 3,0 kN/m² enligt EKS10.
- Stomme och förstyrvande byggnadsdelar i säkerhetsklass 3.
- Klimatklass 1, torrt och varmt, inomhus eller inom isoleringsskiktet, antas gälla alla stabiliserande konstruktioner.
- Ljudklass B eftersträvas, med C som godkänt.
- Samtliga bärande och stabiliserande konstruktioner utförs i brandklass R60.
- Samtliga lägenhetsavskiljande väggar, utrymningsvägar och trapphus utförs i brandklass EI60.
- Beräkningar enligt Massivträhandboken (2006), KL-handboken och information från olika webbsidor, bl.a. Svenskt Trä. Laster och andra parametrar utgående från Eurocode, EKS och BBR.

Författaren tar inget ansvar för tillämpning gentemot utomstående.

1.3 Planlösningar

Huset består av ett källarplan, fyra bostadsplan samt ett vindsbjälklag. Följande våningsbeteckningar används:

- Källarvåning plan 09
- Markplan plan 10
- Första våningen plan 11
- Andra våningen plan 12
- Tredje våningen plan 13
- Vindsbjälklaget plan 14

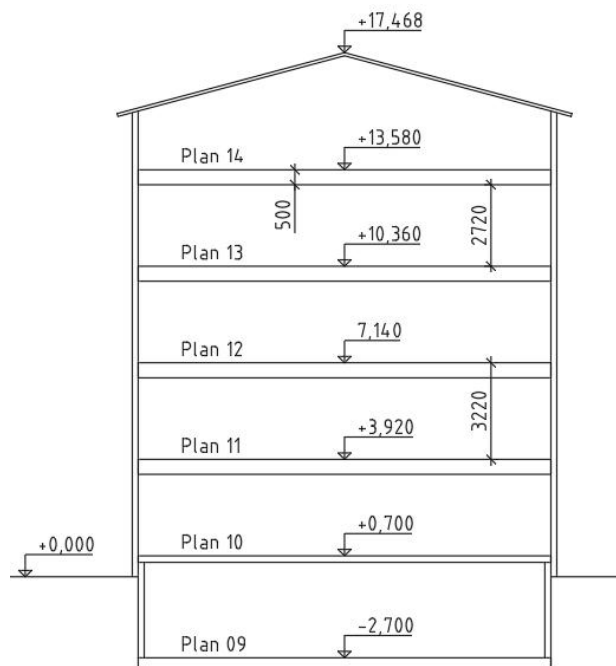
Plan 09 utförs med bottenplatta, väggar och ovanliggande bjälklag i betong. Dimensioner finns redan framtagna, enligt det redan dimensionerande projektet.

Plan 10-13 består av 11 lägenheter.

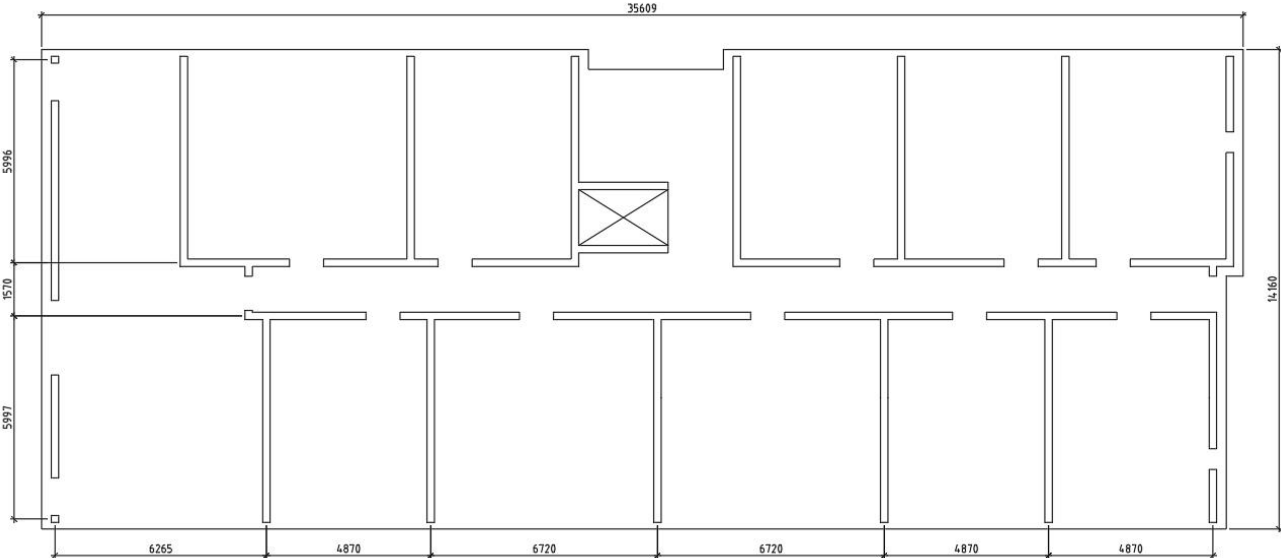
Samtliga väggar på plan 10-13 är lägenhetsavskiljande och verkar som stabiliserande.

Plan 14 är kallt vindsutrymme.

Preliminär bjälklagshöjd 500 mm.
Takhöjd 2720 mm.
Våningshöjd 3220 mm.



Planritning enligt arkitektplanering



2. Laster

2.1 Egentyngd

Här redovisas egentyngder för byggnadsdelarna.

Egentyngd, bjälklag	Densitet		Ytlast	
20 parkett	5	kN/m ³	0,100	kN/m ²
140 massivträ	4,5	kN/m ³	0,630	kN/m ²
42x180s600 livbalkar	4,2	kN/m ³	0,053	kN/m ²
42x180x600 livflänsar	4,2	kN/m ³	0,053	kN/m ²
200 isolering	0,3	kN/m ³	0,060	kN/m ²
Total konstruktion	-	-	0,90	kN/m²

$$g_{\text{bjälklag}} := 0.90 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Egentyngd, nedsänkt tak	Densitet		Ytlast	
42x180s300 balkar	4,2	kN/m ³	0,106	kN/m ²
28x70s300 glespanel	3,9	kN/m ³	0,025	kN/m ²
2x13 gips	7,5	kN/m ³	0,195	kN/m ²
Total konstruktion	-	-	0,33	kN/m²

$$g_{\text{nedsänkt.tak}} := 0.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Egentyngd, väggar	Densitet		Ytlast	
2x13 gips	7,5	kN/m ³	0,195	kN/m ²
45x45s300 installationsskikt	3,9	kN/m ³	0,026	kN/m ²
80 massivträ	4,5	kN/m ³	0,360	kN/m ²
Total konstruktion	-	-	0,58	kN/m²

$$g_{\text{vägg}} := 0.58 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Egentyngd, ytterväggar	Densitet		Ytlast	
2x13 gips	7,5	kN/m ³	0,195	kN/m ²
45x45s300 installationsskikt	3,9	kN/m ³	0,026	kN/m ²
250 isolering	0,3	kN/m ³	0,075	kN/m ²
45x195s450 regelstomme	4,5	kN/m ³	0,088	kN/m ²
13 gips	7,5	kN/m ³	0,098	kN/m ²
28x70s400 glespanel	3,9	kN/m ³	0,019	kN/m ²
28 panel	4,5	kN/m ³	0,126	kN/m ²
Total konstruktion	-	-	0,63	kN/m²

$$g_{\text{yttervägg}} := 0.63 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Författaren tar inget ansvar för tillämpning gentemot utomstående.

Egentyngd, takkonstruktion	Densitet		Ytlast	
45x145 stolpar, 13 st/takstol, h = ca 2 m	4,5	kN/m ³	0,057	kN/m ²
45x145s1200 ramstång	4,5	kN/m ³	0,033	kN/m ²
23 råspont	3,9	kN/m ³	0,090	kN/m ²
Takpapp	-	kN/m ³	0,05	kN/m ²
Total konstruktion	-	-	0,23	kN/m²

$$g_{\text{tak}} := 0.23 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Egentyngd, källarkonstruktion	Densitet		Ytlast	
250 bottenplatta	25	kN/m ³	6,25	kN/m ²
220 källarväggar	25	kN/m ³	5,5	kN/m ²
220 ovanliggande bjälklag	25	kN/m ³	5,5	kN/m ²

$$g_{\text{bottenplatta}} := 6.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{\text{källarvägg}} := 5.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{\text{källarbjälklag}} := 5.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

2.2 Nyttig last

Byggnaden tillhör användningsområdeskategori A.

[EN1991-1-1: tabell 6.1]

Nyttiga laster

$$q_{\text{bjälklag}} := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

[EKS10: tabell C-1]

$$q_{\text{vindsbjälklag}} := 1.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

[EKS10: tabell C-1]

2.3 Snölast

Snölastens grundvärde, placering Umeå

$$s_k := 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

[EKS10: figur C-2]

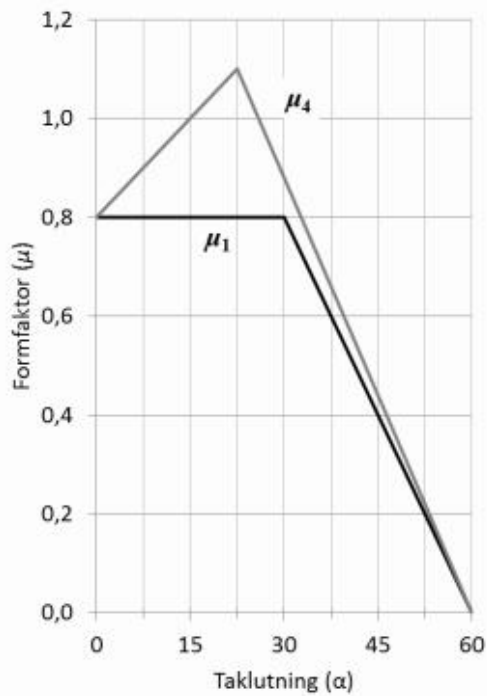
Snölastens formfaktorer, sadeltak, taklutning 15°

$$\mu_1 := 0.8$$

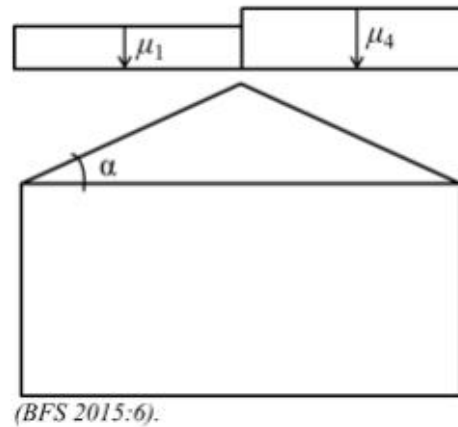
[EKS10: figur C-3a + C-3b]

$$\mu_4 := 1.0$$

Figur C-3a Formfaktorer för sadeltak.



Figur C-3b Lastfördelning på sadeltak.



Exponeringsfaktor

$$C_e := 1.0$$

[EN1991-1-3: tabell 5.1]

Termisk koefficient

$$C_t := 1.0$$

[EN1991-1-3: 5.2 (8)]

Karakteristisk snölast på tak

$$s := \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

[EN1991-1-3: 5.2 (5.1)]

$$q_{\text{snö}} := s = 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

2.4 Vindlast

2.4.1 Karakteristiskt hastighetstryck

Referensvindhastighet, Umeå

$$v_b := 22 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

[EKS10: figur C-4]

Topografifaktor, antagande görs att den ej behöver beräknas (stadsmiljö)

$$C_{0,z} := 1.0$$

[EKS10: 4.5(1) §7]

Råhetslängden, terrängtyp III

$$z_0 := 0.3 \text{ m}$$

[EN1991-1-4: tabell 4.1]

Råhetslängdens referensvärde

$$z_{0,II} := 0.05 \text{ m}$$

[EN1991-1-4: 4.3.2 (4.5)]

Terrängfaktor

$$k_T := 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} = 0.215$$

[EN1991-1-4: 4.3.2 (4.5)]

Luftens densitet

$$\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

[EN1991-1-4: 4.5 (4.10)]

Referenshastighetstryck

$$q_b := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0.303 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

[EN1991-1-4: 4.5 (4.10)]

Bjälklagens nivåer över mark

$$z_{\text{tak}} := 17.468 \text{ m}$$

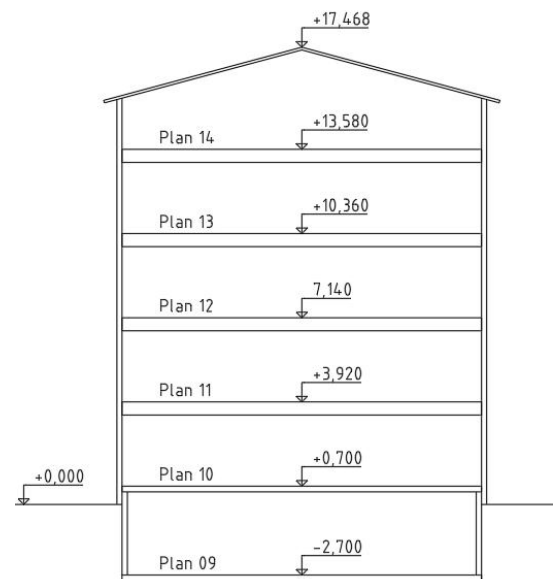
$$z_{14} := 13.580 \text{ m}$$

$$z_{13} := 10.360 \text{ m}$$

$$z_{12} := 7.140 \text{ m}$$

$$z_{11} := 3.920 \text{ m}$$

$$z_{10} := 0.700 \text{ m}$$



Om förhållandet mellan byggnadens höjd och bredd parallellt med vindriktningen är mindre än 1,0, gäller den högsta höjdens karakteristiska hastighetstryck över hela byggnadens yta.

[EN1991-1-4: 7.2.2]

Husets höjd

$$z_{\text{tak}} = 17.468 \text{ m}$$

Husets bredd parallellt med vindriktningen

$$b := 14.160 \text{ m}$$

Förhållande

$$\frac{z_{\text{tak}}}{b} = 1.234$$

Förhållandet är större än 1,0, men överskridningen är liten och ger upphov till mera invecklade beräkningar. Därför görs antagandet om att det största hastighetstrycket gäller över byggnadens hela yta. Detta är på säkra sidan.

Turbulensintensitet

$$I_{v,\text{tak}} := \frac{1}{C_{0,z} \cdot \ln\left(\frac{z_{\text{tak}}}{z_0}\right)} = 0.246 \quad [\text{EKS10: 4.5(1) §7}]$$

Karakteristiskt hastighetstryck

$$q_{p,\text{tak}} := \left(1 + 6 \cdot I_{v,\text{tak}}\right) \cdot \left(k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{\text{tak}}}{z_0}\right) \cdot C_{0,z}\right)^2 \cdot q_b = 0.574 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad [\text{EKS10: 4.5(1) §7}]$$

Karakteristiskt hastighetstryck som gäller över hela byggnaden

$$q_{p,\text{vägg}} := q_{p,\text{tak}} = 0.574 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

2.4.2 Formfaktorer

[EN1991-1-4: figur 7.5]

2.4.2.1 Vind mot långsida

Husets bredd parallellt med vindriktningen

$$d := 14.160 \text{ m}$$

Husets höjd

$$h := z_{\text{tak}} = 17.468 \text{ m}$$

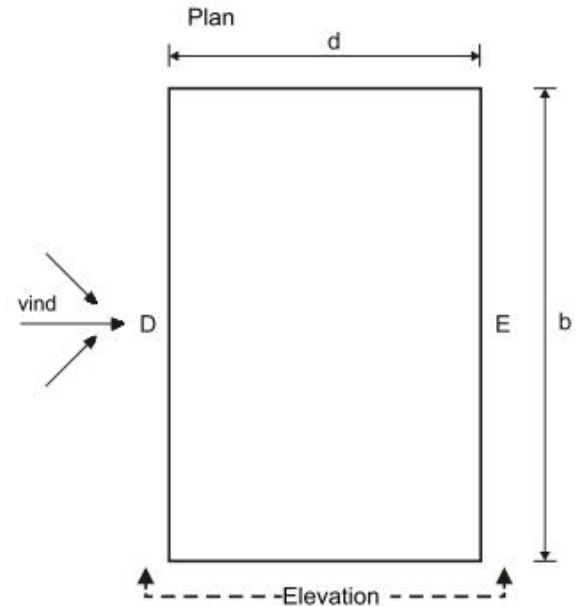
Hjälpvärde

$$\frac{h}{d} = 1.234$$

Formfaktorer

$$C_{pe,D} := 0.8 \quad [\text{EN1991-1-4: tabell 7.1}]$$

$$C_{pe,E} := 0.5 \quad [\text{EN1991-1-4: tabell 7.1}]$$



NOTERA att formfaktorn för läsidan blir positiv, eftersom suget som uppstår på läsidan medverkar till en ökad tryckkraft på lovartsidan.

För att förenkla beräkningarna görs antagandet att den största tryck- respektive sugkraften verkar på takets halvor.

Formfaktorer

$$C_{pe,tak_lovart} := 0.2 \quad [\text{EN1991-1-4: tabell 7.4a}]$$

$$C_{pe,tak_lä} := 0.4 \quad [\text{EN1991-1-4: tabell 7.4a}]$$

$$C_{pi} := 0.2 \quad [\text{EN1991-1-4: 7.2.9 ANM.2}]$$

NOTERA att formfaktorn för takets läsida blir positiv, eftersom tryck på lovartsidan och sug på läsidan maximerar den stjälpande effekten dessa har på byggnaden.

Det inre trycket/sugget som kan uppstå i en byggnad, och beaktas med formfaktor C_{pi} , försummas, fränsett i de lastfall där sugkraften på taket har en stjälpande effekt på byggnaden.

Hastighetstrycket som verkar på taket får samma storlek som hastighetstrycket verkandes på väggen, både i horisontell och vertikal riktning, enligt beräkningarna nedan.

Takloppets längd

$$L_{\text{taklopp}} := 7.85 \text{ m}$$

Resultanten som verkar på vänster takhalva fås då enligt

$$R_{\text{tak}} := q_{p,\text{vägg}} \cdot L_{\text{taklopp}} = 4.506 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Takets vertikala projektion

$$L_{\text{takproj}} := L_{\text{taklopp}} \cdot \sin(15 \cdot \text{deg}) = 2.032 \text{ m}$$

Resultantens horisontella komponent

$$R_{\text{tak},x} := R_{\text{tak}} \cdot \sin(15 \cdot \text{deg}) = 1.166 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Den horisontella komponentens uttryckt som ylast på takets projektionsyta

$$q_{p,\text{tak}} := \frac{R_{\text{tak},x}}{L_{\text{takproj}}} = 0.574 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

D.v.s. densamma som hastighetstrycket verkandes på väggen. Samma gäller för höger takhalva, och för komponenten som verkar vertikalt.

Vid kontroll av förankring och stjälpning kommer man behöva att ta i beaktande ett lastfall där maximalt sug uppstår i taket samtidigt som övertryck verkar i byggnaden.

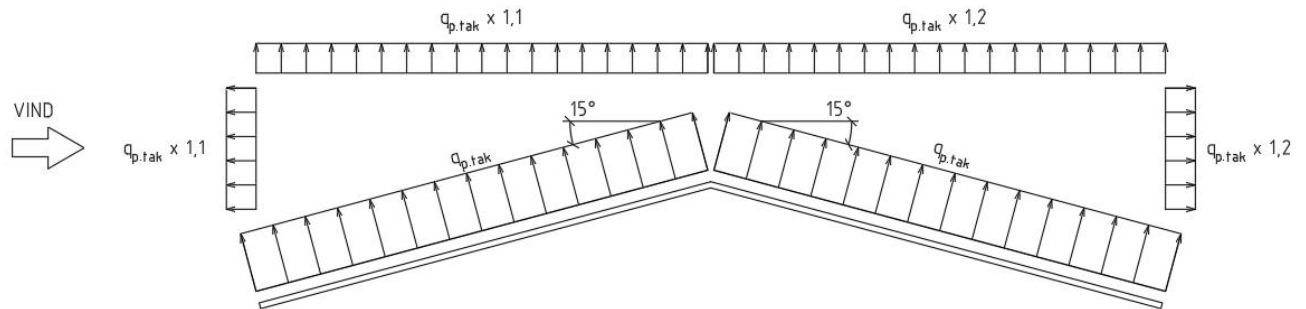
Formfaktorer vid övertryck och sug i taket

$$C_{pe,\text{tak_lopart.sug}} := 0.9 \quad [\text{EN1991-1-4: tabell 7.4a}]$$

$$C_{pe,\text{tak_lä.sug}} := 1.0 \quad [\text{EN1991-1-4: tabell 7.4a}]$$

$$C_{pi} := 0.2 \quad [\text{EN1991-1-4: 7.2.9 ANM.2}]$$

Vid addering/subtrahering av formfaktorerna för taket för att ge värsta möjliga fall fås enligt nedan



2.4.2.2 Vind mot kortsida

Husets bredd parallellt med vindriktningen

$$d := 35.609 \text{ m}$$

Husets höjd

$$h := z_{\text{tak}} = 17.468 \text{ m}$$

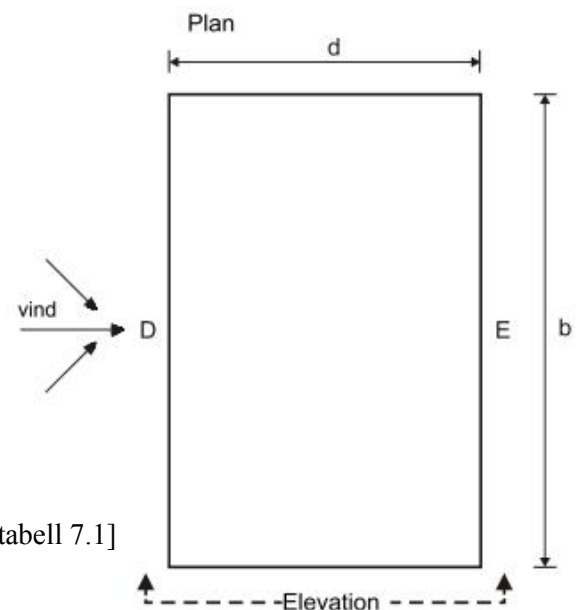
Hjälpvärde

$$\frac{h}{d} = 0.491$$

Formfaktorer med interpolering

$$C_{pe,D,gavel} := 0.7 + \left(\frac{0.75 - 0.491}{0.75} \right) \cdot 0.1 = 0.735 \quad [\text{EN1991-1-4: tabell 7.1}]$$

$$C_{pe,E,gavel} := 0.3 + \left(\frac{0.75 - 0.491}{0.75} \right) \cdot 0.2 = 0.369 \quad [\text{EN1991-1-4: tabell 7.1}]$$



NOTERA att formfaktorn för läsidan blir positiv, eftersom tryck på lovartsidan och sug på läsidan maximerar den stjälpande effekten dessa har på byggnaden.

2.4.3 Vindkraft

Bärverksfaktor

$$c_s c_d := 1.0$$

[EN1991-1-4: 6.2(1) a)]

Byggnadens höjd överskrider kravet på 15 m enligt standarden, men överskridelsen anses vara så liten att en noggrannare beräkning inte är befogad.

Formfaktorer

$$c_{f,tak} := C_{pe,tak,lovert} + C_{pe,tak,lä} = 0.6$$

$$c_{f,vägg} := C_{pe,D} + C_{pe,E} = 1.3$$

$$c_{f,gavel} := C_{pe,D,gavel} + C_{pe,E,gavel} = 1.104$$

[EN1991-1-4: 5.3(2)]

$$c_{f,tak,lovert,övertreck_y} := C_{pe,tak,lovert,sug} + C_{pi} = 1.1 \quad (\text{vertikal last})$$

$$c_{f,tak,lä,övertreck_y} := C_{pe,tak,lä,sug} + C_{pi} = 1.2 \quad (\text{vertikal last})$$

$$c_{f,tak,övertreck_x} := C_{pe,tak,lä,sug} - C_{pe,tak,lovert,sug} = 0.1 \quad (\text{horisontell last})$$

Lasthöjd för respektive bjälklag

$$h_{ref,tak} := 1.844 \text{ m}$$

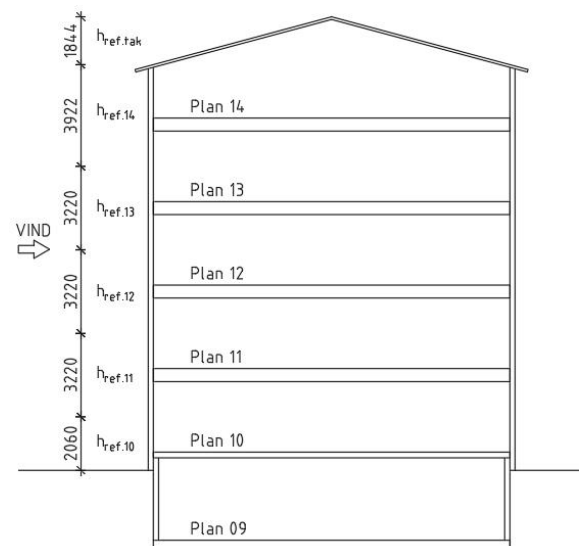
$$h_{ref,14} := 3.922 \text{ m}$$

$$h_{ref,13} := 3.220 \text{ m}$$

$$h_{ref,12} := h_{ref,13} = 3.22 \text{ m}$$

$$h_{ref,11} := h_{ref,13} = 3.22 \text{ m}$$

$$h_{ref,10} := 2.060 \text{ m}$$



Vindlasten mot långsidan, uttryckt som linjelast

$$q_{w,14} := (c_{f,tak} \cdot q_{p,tak} \cdot h_{ref,tak} + c_{f,vägg} \cdot q_{p,vägg} \cdot h_{ref,14}) = 3.562 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{w,14,övertreck} := (c_{f,tak,övertreck_x} \cdot q_{p,tak} \cdot h_{ref,tak} + c_{f,vägg} \cdot q_{p,vägg} \cdot h_{ref,14}) = 3.033 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{w,13} := c_{f,vägg} \cdot q_{p,vägg} \cdot h_{ref,13} = 2.403 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{w,12} := c_{f,vägg} \cdot q_{p,vägg} \cdot h_{ref,12} = 2.403 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{w,11} := c_{f,vägg} \cdot q_{p,vägg} \cdot h_{ref,11} = 2.403 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{w,10} := c_{f,vägg} \cdot q_{p,vägg} \cdot h_{ref,10} = 1.537 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Lastbredd, husets bredd vinkelrätt mot vindlasten

$$L := 14.160 \text{ m}$$

Vindlasten mot kortsidan, uttryckt som linjelast, bärverksfaktorn försummad enligt tidigare

$$q_{w.14.gavel} := \left(c_{f.gavel} \cdot q_{p.vägg} \cdot h_{ref.tak} \cdot \frac{L}{2 \cdot L} + c_{f.vägg} \cdot q_{p.vägg} \cdot h_{ref.14} \right) = 3.511 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{w.13.gavel} := c_{f.gavel} \cdot q_{p.vägg} \cdot h_{ref.13} = 2.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{w.12.gavel} := c_{f.gavel} \cdot q_{p.vägg} \cdot h_{ref.12} = 2.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{w.11.gavel} := c_{f.gavel} \cdot q_{p.vägg} \cdot h_{ref.11} = 2.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{w.10.gavel} := c_{f.gavel} \cdot q_{p.vägg} \cdot h_{ref.10} = 1.305 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2.5 Snedställningslast

Snedställningslasten krävs för att simulera den excentricitet som oundvikligen uppstår i en konstruktion. Lasten antas vara 1/150 av de nedåtriktade lasterna vid vindlast mot långsidan, och $B/L \cdot (1/150)$ vid vindlast mot gavel.

Snedställningslasten beräknas ur de vertikala krafterna som verkar på respektive bjälklag. Dessa inkluderar egenvikter, nyttig last samt snölast, eftersom samtliga laster kan uppstå samtidigt. Snedställningslasten uttrycks som en linjelast verkandes på bjälklagets kant.

Fasadens area

$$A_{fasad} := (2 \cdot 35.609 \text{ m} + 2 \cdot 14.160 \text{ m}) \cdot 14.8 \text{ m} + 14.160 \text{ m} \cdot 1.9 \text{ m} = 1500.066 \text{ m}^2$$

Våningsarea

$$A_{våning} := 35.609 \text{ m} \cdot 14.160 \text{ m} = 504.223 \text{ m}^2$$

Takarea

$$A_{tak} := (35.609 \text{ m} + 0.6 \text{ m}) \cdot (14.160 \text{ m} + 0.6 \text{ m}) = 534.445 \text{ m}^2$$

Mellanväggarnas area per våning

$$A_{mellanväggar} := 430 \text{ m}^2$$

Total egentyngd för respektive bjälklag

$$g_{14} := g_{\text{bjälklag}} \cdot A_{\text{våning}} + g_{\text{tak}} \cdot A_{\text{tak}} = 576.723 \text{ kN}$$

$$g_{13} := g_{\text{bjälklag}} \cdot A_{\text{våning}} + 2 \cdot g_{\text{vägg}} \cdot A_{\text{mellanväggar}} = 952.601 \text{ kN}$$

$$g_{12} := g_{\text{bjälklag}} \cdot A_{\text{våning}} + 2 \cdot g_{\text{vägg}} \cdot A_{\text{mellanväggar}} = 952.601 \text{ kN}$$

$$g_{11} := g_{\text{bjälklag}} \cdot A_{\text{våning}} + 2 \cdot g_{\text{vägg}} \cdot A_{\text{mellanväggar}} = 952.601 \text{ kN}$$

$$g_{10} := g_{\text{källarbjälklag}} \cdot A_{\text{våning}} + g_{\text{yttervägg}} \cdot A_{\text{fasad}} + 2 \cdot g_{\text{vägg}} \cdot A_{\text{mellanväggar}} = 4217.071 \text{ kN}$$

NOTERA att bjälklag 10 får egentyngden för samtliga ytterväggar, eftersom de antas föras ner till grunden.

2.6 Lastfall och lastkombinationer

Fem lastfall kommer att användas, för att simulera de olika lastfallen som antas bli dimensionerande. Dessa är

- Snölast som variabel huvudlast, nyttig last som samverkande variabel last (Ekv 6.10b). Medellång varaktighet. Dimensionerande vid kontroll av upplagstryck och väggarnas bärförmåga. Lastfallet kan jämföras med last under vintern.
- Nyttig last som variabel huvudlast, snölast som samverkande variabel last (Ekv 6.10b) Medellång varaktighet. Dimensionerande vid kontroll av upplagstryck och väggarnas bärförmåga, samt bjälklagens bärförmåga. Lastfallet kan jämföras med last under vintern.
- Vindlast som variabel huvudlast, nyttig last och snölast som samverkande variabla laster (Ekv 6.10b) Kort varaktighet. Dimensionerande vid kontroll av stomstabilitet, väggarnas skjuvbärförmåga och väggarnas förankring. Lastfallet kan jämföras med storm på vintern.
- Vindlast som variabel huvudlast, övertryck i byggnaden, maximalt sug på taket, ej nyttig last eller snölast (6.10b) Kort varaktighet. Dimensionerande vid kontroll av väggarnas förankring. Lastfallet kan jämföras med storm på sommaren.
- Vindlast som variabel huvudlast, övertryck i byggnaden, maximalt sug på taket, reducerad egenvikt (Ekv 6.10) Kort varaktighet. Dimensionerande vid kontroll av stjälpning. Lastfallet kan jämföras med storm vid byggnadsskedet, där mantelytan är upprest men inredning saknas.

Snedställningslasten tas i beaktande i lastfall d) och e). Eftersom snedställningslasten beror på de nedåtriktade lasterna beräknas den med samma förutsättningar som de nedåtriktade lasterna i aktuellt lastfall.

Exempelvis beräknas snedställningslasten i lastfall c) som 1/150 av de med kombinationfaktorer reducerade värdena för nyttig last och snölast.

Snedställningslasten adderas sedan till den karakteristiska vindlasten och uppförstoras enligt gällande lastfall.

3. Kontroll av stomstabilitet

I detta kapitel kontrolleras stommen mot stjälpning, samt stomstabilitet.

3.1 Stjälpning

Byggnaden anses vara stabil mot stjälpning om resultanten orsakad av de horisontala lasterna ligger inom byggnadens kärngräns. Med kärngräns avses ett område som ligger på längden B/3 från bottenplattans centrum. Hela byggnaden beaktas som en stel kropp, och man kontrollerar jämvikt, och inte materialbrott. Därav skall (Ekv. 6.10) EQU användas.

Stjälpning kontrolleras med lastfall e) "Storm på sommaren". För att kunna beräkna stjälpningen behövs samtliga horisontala laster och egentvingder. Eftersom egentvingderna är gynnsamma, beräknas de med reducerat värde. Snedställningslasten beräknas således också med de reducerade egentvingderna. Vindlasten beräknas som variabel huvudlast och får därför uppförstorat värde. Eftersom de övriga huvudasterna (snö och nyttig last) är gynnsamma, försummas de. Sug i taket och övertryck i byggnaden ger ökad risk för stjälpning och tas därför i beaktande.

Partialkoefficient, säkerhetsklass 3

$$\gamma_d := 1.0 \quad [\text{EKS10: avdelning A, 7-14}]$$

Dimensionerande egentvingd, lastfall e)

$$G_d := 0.9 \cdot (g_{14} + g_{13} + g_{12} + g_{11} + g_{10}) = 6886.438 \text{ kN} \quad [\text{EKS10: tabell B-2 (Ekv 6.10)}]$$

Längd som snedställningslasten skall fördelas på

$$L := 35.609 \text{ m}$$

Dimensionerande horisontallast för respektive bjälklag, uttryckt som punktlast

$$H_{d,14} := \gamma_d \cdot 1.5 \cdot \left(q_{w,14_övertryck} \cdot L + \frac{1}{150} \cdot 0.9 \cdot g_{14} \right) = 167.178 \text{ kN}$$

$$H_{d,13} := \gamma_d \cdot 1.5 \cdot \left(q_{w,13} \cdot L + \frac{1}{150} \cdot 0.9 \cdot g_{13} \right) = 136.925 \text{ kN}$$

$$H_{d,12} := \gamma_d \cdot 1.5 \cdot \left(q_{w,12} \cdot L + \frac{1}{150} \cdot 0.9 \cdot g_{12} \right) = 136.925 \text{ kN} \quad [\text{EKS10: tabell B-2 (Ekv 6.10)}]$$

$$H_{d,11} := \gamma_d \cdot 1.5 \cdot \left(q_{w,11} \cdot L + \frac{1}{150} \cdot 0.9 \cdot g_{11} \right) = 136.925 \text{ kN}$$

$$H_{d,10} := \gamma_d \cdot 1.5 \cdot \left(q_{w,10} \cdot L + \frac{1}{150} \cdot 0.9 \cdot g_{10} \right) = 120.067 \text{ kN}$$

NOTERA att egentvingden för bjälklagen är reducerade i beräkningen av snedställningslasten.

Den sugande vindlasten som verkar i taket ger negativ effekt. Takhalvornas area

$$A_{\text{takhalva}} := \frac{14.106 \text{ m}}{2} \cdot 35.609 \text{ m} = 251.15 \text{ m}^2$$

Resultant verkandes på vänster takhalva

$$R_{\text{sug_lovart}} := A_{\text{takhalva}} \cdot (c_{f,\text{tak_lovart}} \cdot \text{övertryck}_y \cdot q_{p,\text{tak}}) = 158.59 \text{ kN}$$

Resultant verkandes på höger takhalva

$$R_{\text{sug_lä}} := A_{\text{takhalva}} \cdot (c_{f,\text{tak_lä}} \cdot \text{övertryck}_y \cdot q_{p,\text{tak}}) = 173.007 \text{ kN}$$

Det stjälpande momentet fås med multiplikation av varje punktlast med dess hävarm. när rotationspunkten antas ligga under bottenplattan.

Hävarmarnas längd

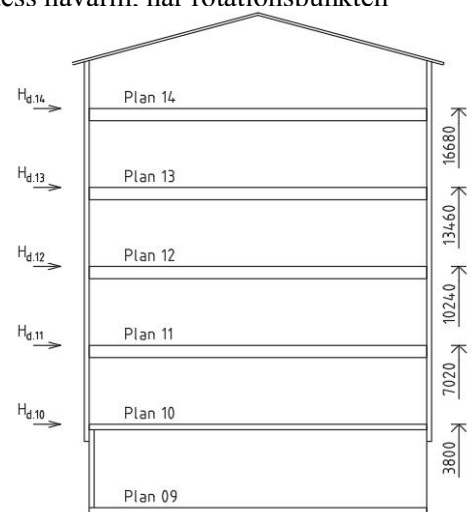
$$z_{14,\text{häv}} := 16.680 \text{ m}$$

$$z_{13,\text{häv}} := 13.460 \text{ m}$$

$$z_{12,\text{häv}} := 10.240 \text{ m}$$

$$z_{11,\text{häv}} := 7.020 \text{ m}$$

$$z_{10,\text{häv}} := 3.800 \text{ m}$$



Det stjälpande momentet, vid momentjämvikt kring den vertikala lastresultantens angreppspunkt

$$M_{\text{stjälp}} := H_{d,14} \cdot z_{14,\text{häv}} + H_{d,13} \cdot z_{13,\text{häv}} + H_{d,12} \cdot z_{12,\text{häv}} + H_{d,11} \cdot z_{11,\text{häv}} + H_{d,10} \cdot z_{10,\text{häv}}$$

$$M_{\text{stjälp}} = 7451.104 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Den mothållande kraften

$$G_d - (R_{\text{sug_lovart}} + R_{\text{sug_lä}}) = 6554.84 \text{ kN}$$

Den mothållande kraftens grundreaktion ger vid momentjämvikt excentriciteten

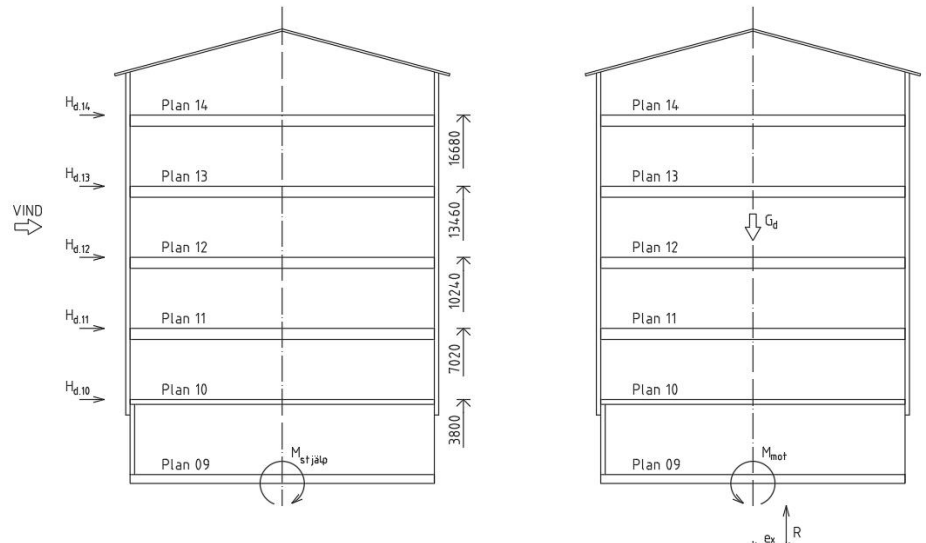
$$e_x := \frac{M_{stjälpl}}{G_d} = 1.082 \text{ m}$$

Villkoret B/6

$$\frac{14.106 \text{ m}}{6} = 2.351 \text{ m}$$

Utnyttjandegraden

$$\frac{e_x}{\left(\frac{14.106 \text{ m}}{6}\right)} = 0.46 < 1,0 \text{ OK}$$



Byggnaden uppfyller kravet för stabilitet mot stjälpning. I beräkningen försumrades egentygden för källarväggarna samt bottenplattan, och kraven uppfylldes ändå. Vid högre och slankare hus blir det större problem med stjälpningen, och då kan det lönas att öka på egentygden avsiktligt, t.ex. med betongpågjutningar i bjälklagen, tegelpannor som takbeklädnad o.s.v..

3.2 Stomstabilitet

Eftersom man traditionellt beräknar kraftfördelningen på de stabiliserande väggarna utgående från deras styvheter (jmf. betongstomme), uppstår problem när man beräknar dessa i en trästomme. Detta p.g.a. att bjälklaget inte går att tolka som en enhetlig styv skiva; dels för att den fysiskt inte sitter ihop genom hela byggnaden med hänsyn till ljudkrav, och dels för att bjälklagselementen och -skarvarna i sig är svåra att utföra tillräckligt styva för att detta skall fungera.

Istället för att beräkna kraftfördelningen enligt väggarnas styvheter och placering kommer istället skilda sektioner dimensioneras för tillräcklig stabilitet. Sektionerna delas in lägenhetsvis, eftersom det är till stor fördel att få bjälklagen brutna vid de lägenhetsskiljande väggarna. Antar en idealiserad lastbild enligt nedan, där bjälklagselementen fungerar som en tvåstödsbalk med de stabiliserande väggarna som upplag. De största tvärkrafterna uppkommer längs med stöden och skall föras över till de stabiliserande väggarna med tillräckligt styva förband. De stabiliserande väggarna utsätts alltså för en tvärkraft i deras plan. I bjälklagselementet uppstår både tvärkraft och moment i skivans plan.

Om man antar att varje sektion är tillräckligt stabil var för sig, behövs ingen kraftig förankring mellan de olika lägenheterna, vilket är till stor fördel med tanke på ljudisoleringen.

3.2.1 Kontroll av KL-träskiva i bjälklagselement vid vind mot långsida

Bjälklaget byggs upp av kassetter bestående av KL-träskivor, livbalkar och flänsbalkar. Endast KL-träskivan medverkar till upptagning av horisontallasten.

Man beaktar skivan som en hög balk, vilken utsätts för moment och tvärkraft enligt figuren till höger. Den största horisontallasten behövs. Kontrollerar lastfall c) och d).

Sektionens bredd

$$L := 6.660 \text{ m}$$

Sektionens höjd

$$B := 6.068 \text{ m}$$

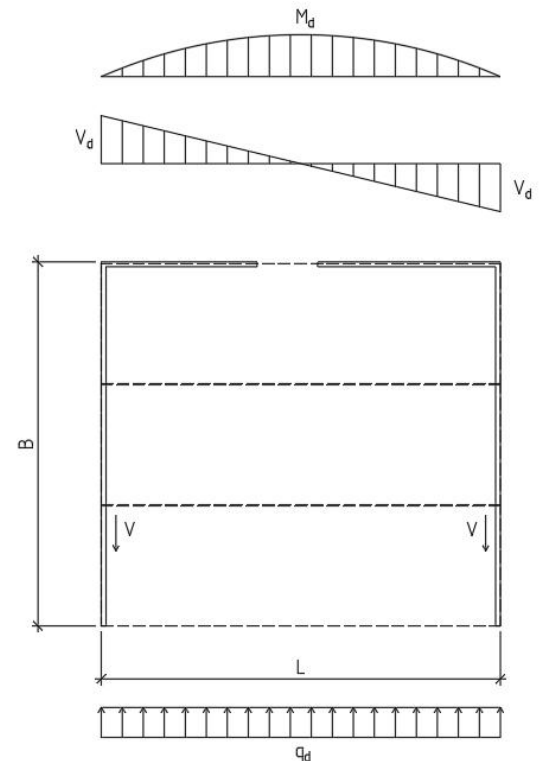
Sektionens area

$$A := L \cdot B = 40.413 \text{ m}^2$$

Kombinationsfaktorer

$$\psi_{0,\text{snö}} := 0.8$$

$$\psi_{0,\text{nyttig}} := 0.7$$



[EKS10: tabell B-1]

Snedställningslast på bjälklag 11 uttryckt som linjelast, lastfall c)

$$q_{\text{sned.11.G}} := \frac{\frac{1}{150} \cdot (g_{\text{tak}} \cdot A + 4 \cdot g_{\text{bjälklag}} \cdot A + 3 \cdot 2 \cdot A_{\text{mellanväggar}} \cdot g_{\text{vägg}})}{L} = 1.653 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{\text{sned.11.Q}} := \frac{\frac{1}{150} \cdot A \cdot (\psi_{0,\text{snö}} \cdot q_{\text{snö}} + 3 \cdot \psi_{0,\text{nyttig}} \cdot q_{\text{bjälklag}} + \psi_{0,\text{nyttig}} \cdot q_{\text{vindsbjälklag}})}{L} = 0.276 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{\text{sned.11}} := q_{\text{sned.11.G}} + q_{\text{sned.11.Q}} = 1.929 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

NOTERA att egenvikten tillkommer av alla ovanliggande konstruktioner. Lastfördelningen av taket antas vara sådan att man kan beräkna last från taket på motsvarande vis. Nyttolasten och snölasten beräknade som variabla samverkande laster.

Dimensionerande horisontallast på bjälklagskant 11 för lastfall c)

$$q_{d,11} := \gamma_d \cdot 1.5 \cdot (q_{w,14} + q_{w,13} + q_{w,12} + q_{w,11} + q_{sned,11}) = 19.049 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Snedställningslast på bjälklagskant 11 för lastfall d)

$$q_{sned,11} := \frac{1}{150} \cdot (A \cdot (g_{tak} + 4 \cdot g_{bjälklag}) + 3 \cdot 2 \cdot A_{mellanväggar} \cdot g_{vägg}) = 1.653 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensionerande horisontallast på bjälklagskant 11 för lastfall d)

$$q_{d,11} := \gamma_d \cdot 1.5 \cdot (q_{w,14_övertryck} + q_{w,13} + q_{w,12} + q_{w,11} + q_{sned,11}) = 17.842 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Lastfall c) är dimensionerande. KL-träskivan dimensioneras som en statiskt bestämd tvärsödsbalk enligt figuren nedan.

Spännvidd

$$L := 6.66 \text{ m}$$

Dimensionerande linjelast

$$q_d := 19.049 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensionerande tvärkraft

$$V_d := \frac{q_d \cdot L}{2} = 63.433 \text{ kN}$$

Dimensionerande moment

$$M_d := \frac{q_d \cdot L^2}{8} = 105.616 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

KL-träskivan är 140 mm med följande skiktjocklekar

$$t_1 := 20 \text{ mm} \quad t_2 := 30 \text{ mm} \quad t_3 := 40 \text{ mm}$$

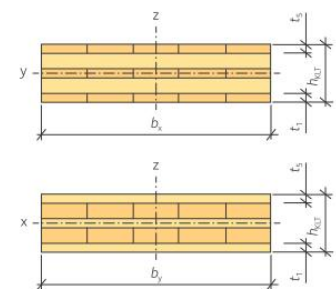
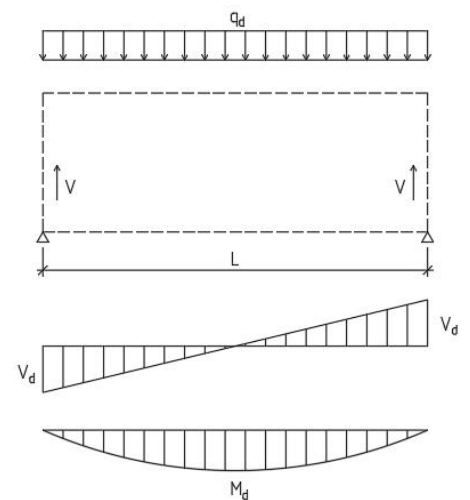
$$t_4 := 30 \text{ mm} \quad t_5 := 20 \text{ mm}$$

Klimatklass 1, lastvaraktighetsklass Korttid (vindlast) ger modifieringsfaktor

$$k_{\text{mod}} := 0.9$$

Materialets partialkoefficient

Författaren tar inget ansvar för tillämpning gentemot utomstående.



Figur 3.7 Definition av mått och numrering för tvärsnitt av 5-skiktsskivor av KL-trä med bäring i x-riktning respektive i y-riktning.

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.1.5 Partialkoefficienter och
modifieringsfaktorer (Tabell 3.3)]

$$\gamma_M := 1.25$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.1.5 Partialkoefficienter och
modifikationsfaktorer (Tabell 3.2)]

3.2.1.1 Kontroll av böjspänning i KL-träskivans plan

KL-träskivan utsätts för böjning kring sin z-axel p.g.a. horisontallasten som verkar på bjälklaget. Följande villkor skall uppfyllas

$$\sigma_{m.z.d} = \frac{M_{z.d}}{W_{z.x.net}} \leq f_{m.x.lay.d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m.x.lay.k}}{\gamma_M}$$

där

Dimensionerande moment kring KL-träskivans z-axel

$$M_{z.d} := M_d = 105.616 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

KL-träskivans nettoböjmotstånd

$$W_{z.x.net} = \frac{(t_1 + t_3 + t_5) \cdot h^2}{6}$$

där

KL-träskivans höjd, när beaktad som tvåstödsbalk (bjälklageelementets bredd)

$$h := 2020 \text{ mm}$$

$t_1 + t_2 + t_3$ är de skikt som går i huvudriktningen. Enbart dessa deltar.

Då gäller

$$W_{z.x.net} := \frac{(t_1 + t_3 + t_5) \cdot h^2}{6} = 0.054 \text{ m}^3$$

KL-träskivans karakteristiska böjhållfasthet

$$f_{m.x.lay.k} := 24 \text{ MPa}$$

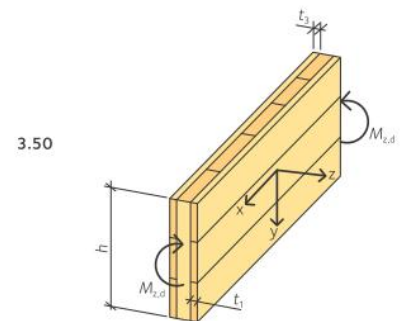
Böjspänningen

$$\sigma_{m.z.d} := \frac{M_{z.d}}{W_{z.x.net}} = 1.941 \text{ MPa}$$

Böjhållfastheten

$$f_{m.x.lay.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{m.x.lay.k}}{\gamma_M} = 17.28 \text{ MPa}$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.3.5 Dimensionering i
brottgränstillstånd (3.50)]



Figur 3.21 KL-träskiva med horisontella yttre brädsnitt med böjmoment kring z-axeln.

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.2 Materialegenskaper för KL-trä
(Tabell 3.6)]

Utnyttjandegraden

$$\eta := \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.xlay.d}} = 0.112 = 11,2 \% \text{ OK}$$

3.2.1.2 Kontroll av panelskjuvspänning i KL-träskivans plan

Tvärkraften som uppstår i bjälklaget längs de stabiliserande väggarna ger upphov till en skjuvspänning i KL-träskivans plan, s.k. panelskjuvspänning. Följande villkor skall uppfyllas

$$\tau_{v.xy.d} = \frac{V_{xy.d}}{A_{x.net}} \leq f_{v.090.xlay.d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v.090.xlay.k}}{\gamma_M}$$

där

Dimensionerande tvärkraft vinkelrätt mot KL-träskivans x-axel

$$V_{xy.d} := V_d = 63.433 \text{ kN}$$

KL-träskivans verksamma area

$$A_{x.net} = (t_1 + t_3 + t_5) \cdot b$$

där

Bredd vinkelrätt mot KL-träskivans x-axel

$$b := 2.02 \text{ m}$$

Då gäller

$$A_{x.net} := (t_1 + t_3 + t_5) \cdot b = 0.162 \text{ m}^2$$

KL-träskivans karakteristiska längsskjuvhållfasthet

$$f_{v.090.xlay.k} := 4 \text{ MPa}$$

Panelskjuvspänning

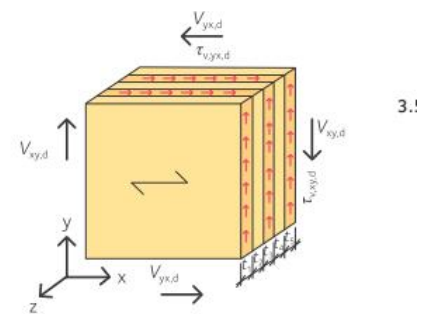
$$\tau_{v.xy.d} := \frac{V_{xy.d}}{A_{x.net}} = 0.393 \text{ MPa}$$

Längsskjuvningshållfasthet

$$f_{v.090.xlay.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{v.090.xlay.k}}{\gamma_M} = 2.88 \text{ MPa}$$

Författaren tar inget ansvar för tillämpning gentemot utomstående.

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.3.5 Dimensionering i
brottgränstillstånd (3.57)]



Figur 3.25 Skjuvspänningar i förhållande till skiktjocklek i KL-träskiva.

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.2 Materialegenskaper för KL-trä
(Tabell 3.6)]

Utnyttjandegrad

$$\eta := \frac{\tau_{v,xy,d}}{f_{v,090,xlay,d}} = 0.136 = 13,6 \% \text{ OK}$$

3.2.1.3 Infästning av KL-träskivan till underliggande stabiliserande vägg

Dimensionerande tvärkraft längs med den stabiliserande väggen

$$V_d = 63.433 \text{ kN}$$

Den stabiliserande väggens längd

$$L := 5.988 \text{ m}$$

Eftersom man ogjärna placerar skruvarna i ändträ, blir det enbart en skruv per infästning, i det mittersta skiktet.

Följande förutsättningar gäller:

- Skruvens yttre gängdiameter skall vara minst 8 mm.
- Den effektiva förankringslängden skall vara minst 10 gånger den yttre gängdiametern. Med förankringslängd avses enbart den gängade delen.
- Den karakteristiska draghållfastheten skall vara minst 800 MPa.

Vid användning av skruvar med diameter över 8 mm bör förborring utföras. Träskruv typ Wurth ASSY PLUS VG TFT 8,0x260 väljs.

Förbandets bärförmåga beräknas med Johansens formelsamling ur SS-EN1995-1-1. Ett skjuvplan ger att den karakteristiska bärförmågan för en skruv fås enligt det minsta värdet av följande brottmoder

$$F_{v,Rk,a} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d$$

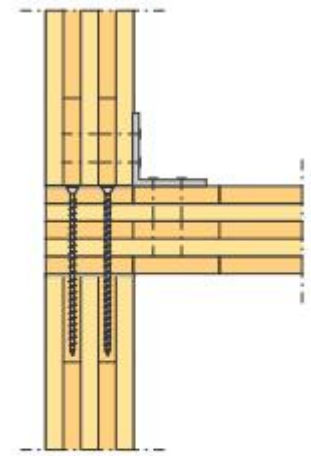
$$F_{v,Rk,b} = f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d$$

$$F_{v,Rk,c} = \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \cdot \left(\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right) + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right)$$

$$F_{v,Rk,d} = 1.05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left(\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right) + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad [\text{SS-EN1995-1-1: 8.2.2 (1)}]$$

$$F_{v,Rk,e} = 1.05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta} \cdot \left(\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right) + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

Författaren tar inget ansvar för tillämpning gentemot utomstående.



Figur 4.20 Infästning mellan väggskiva och bjälklagsplatta med vinkelbeslag.

$$F_{v.Rk.f} = 1.15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.1.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4}$$

där

Den karakteristiska bäddhållfastheten för virkesdel 1 (vinkelrätt mot KL-träskivan)

$$f_{h.1.k} = 0.019 \cdot d_{ef}^{-0.3} \cdot \rho_k^{1.24}$$

där

[Träguiden, KL-träkonstruktioner: 4.5.2 Dimensionering av tvärkraftsbärförmåga för självborrande träskruvar i KL-trä (4.1)]

Träskruvens effektiva diameter, vilket är det minsta av den inre gängdiametern och den släta delens diameter. Den gängade delens inre diameter behöver inte specificeras i produktdatabladen, och är således svåra att hitta. Ett krav om att den gängade delens kärndiameter skall vara minst 60 % av den yttre diametern ger

$$d_{ef} = 0.6 \cdot d$$

där

Träskruvens yttre diameter

$$d := 8 \text{ mm}$$

Då gäller

$$d_{ef} := 0.6 \cdot d = 4.8 \text{ mm}$$

Den karakteristiska densiteten för KL-trä, C24

$$\rho_k := 420 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Då gäller

$$f_{h.1.k} := 0.019 \cdot d_{ef}^{-0.3} \cdot \rho_k^{1.24} \cdot 1 \text{ MPa} = 21.243 \text{ MPa}$$

NOTERA att formeln är empirisk, vilket gör att den ej överensstämmer matematiskt.

Den karakteristiska bäddhållfastheten för virkesdel 2 (skivans kant)

$$f_{h.2.k} = \frac{20}{\sqrt{d_{ef}}}$$

där

[Träguiden, KL-träkonstruktioner: 4.5.2 Dimensionering av tvärkraftsbärförmåga för självborrande träskruvar i KL-trä (4.2)]

Träskruvens effektiva diameter

$$d_{ef} = 4.8 \text{ mm}$$

Då gäller

$$f_{h.2.k} := \frac{20}{\sqrt{d_{ef}}} \cdot 1 \text{ MPa} = 9.129 \text{ MPa}$$

NOTERA att formeln är empirisk, vilket gör att den ej överensstämmer matematiskt.

Tjocklek för virkesdel 1

$$t_1 := 140 \text{ mm}$$

Inträngningsdjup för virkesdel 2

$$t_2 := 120 \text{ mm}$$

Skruvens diameter

$$d := 8 \text{ mm}$$

Skruvens karakteristiska flytmoment

$$M_{y,Rk} := 20 \text{ N} \cdot \text{m}$$

[ETA (11/0190) ASSY för träkonstruktioner: tabell 1.1]

Förhållandet mellan virkesdelarnas bäddhållfastheter

$$\beta := \frac{f_{h.2.k}}{f_{h.1.k}} = 0.43$$

Karakteristisk utdragsbärförmåga för skruven

$$F_{ax,Rk} = \frac{n^{0.9} \cdot f_{ax.k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1.2 \cdot \cos^2 90 + \sin^2 90}$$

[SS-EN1995-1-1: 8.7.2 (4)]

där

Antalet skruvar

$$n := 1$$

Karakteristisk axiell dragbärförmåga för skruven

$$f_{ax.k} := 11 \text{ MPa}$$

[ETA (11/0190) ASSY för träkonstruktioner: A.1.3.1]

Skruvens vtte diameter

$$d := 8 \text{ mm}$$

Inträngningsdjup för den gängade delen

$$l_{ef} := 120 \text{ mm}$$

Det minsta av följande värden väljs

$$\frac{d}{8} = 1 \text{ mm} \quad \text{och} \quad 1$$

väljer

$$k_d := 1$$

Då gäller

$$F_{ax.Rk} := \frac{n^{0.9} \cdot f_{ax.k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1.2 \cdot 0 + 1} = 10.56 \text{ kN}$$

Den andra termen i det högra ledet, $\frac{F_{ax.Rk}}{4}$, är bidraget av linverkan. Bidraget skall begränsas beroende på förbindartyp.

Skrubar antas medverka med 100 % av linverkan, varav ekvationerna ovan inte behöver modifieras.

Då gäller

$$F_{v.Rk.a} := f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d = 23.792 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk.b} := f_{h.2.k} \cdot t_2 \cdot d = 8.764 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk.c} := \frac{f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \cdot \left(\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right)} + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right) = 6.725 \text{ kN}$$

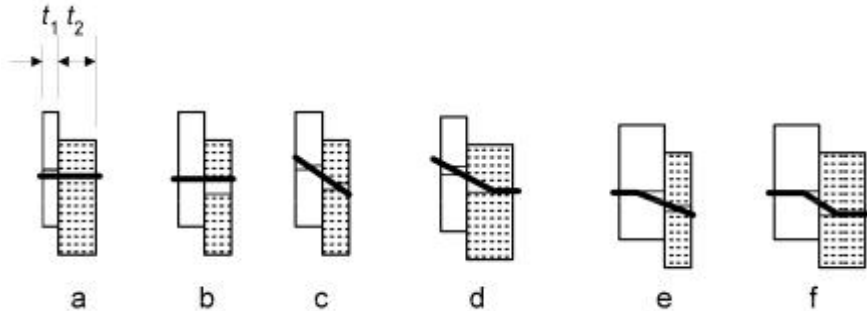
$$F_{v.Rk.d} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.1.k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left(\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.1.k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 9.735 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk.e} := 1.05 \cdot \frac{f_{h.1.k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta} \cdot \left(\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.1.k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 6.264 \text{ kN}$$

$$F_{v.Rk.f} := 1.15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.1.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = 4.965 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rk} := F_{v,Rk,f} = 4.965 \text{ kN}$$

Brottmod (f) blev avgörande, brottet enligt figur nedan. Detta är optimalt eftersom eftergivlighet i både virket och skruven ger ett segt brott.



För en rad av förbindare gäller

$$F_{v,ef,Rk} = n_{ef} \cdot F_{v,Rk}$$

där

Effektivt antal förbindare i rad, parallellt med den stabiliserande väggens fiberriktning

$$n_{ef} := \frac{6.068 \text{ m}}{0.30 \text{ m}} = 20.227$$

väljer

$$n_{ef} := 20 \quad \text{centrumavstånd } 300 \text{ mm}$$

Totala karakteristiska bärförmågan för förbindarna längs den stabiliserande väggen

$$F_{v,ef,Rk} := n_{ef} \cdot F_{v,Rk} = 99.294 \text{ kN}$$

Klimatklass 1, lastvaraktighetsklass Korttid (vindlast) ger modifieringsfaktor

$$k_{mod} := 0.9$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.1.5 Partialkoefficienter och
modifieringsfaktorer (Tabell 3.3)]

Materialets partialkoefficient

$$\gamma_M := 1.3$$

[SS-EN1995-1-1: tabell 2.3]

Totala dimensionerande bärförmågan för förbindarna längs den stabiliserande väggen

$$F_{v,ef,Rd} := k_{mod} \cdot \frac{n_{ef} \cdot F_{v,Rk}}{\gamma_M} = 68.742 \text{ kN}$$

Utnvttiandegrad

Författaren tar inget ansvar för tillämpning gentemot utomstående.

$$\eta := \frac{V_d}{F_{v,ef,Rd}} = 0.923 = 92,3 \% \text{ OK}$$

3.2.1.4 Sammanfattning

Utnyttjandegrader

Med hänsyn till böjspänning	11,2 %
Med hänsyn till skjuvspänning	13,6 %
Med hänsyn till förband mellan vägg och bjälklag	92,3 %

Man kan konstatera att utnyttjandegraderna är väldigt låga för KL-träskivan som överför de horisontella lasterna till de stabiliserande väggarna.

3.2.2 Kontroll av KL-träskiva i stabiliserande vägg

För att påvisa tillräcklig stabilitet i nedersta våningen krävs momentet som uppstår i underkant vägg. Detta fås på samma sätt som vid kontroll mot stjälpning. Lastfall c) är dimensionerande vid kontroll av upplagstryck, lastfall d) vid kontroll av förankring. Momentet uppstår av vind- och snedställningslasten som verkar på bjälklagskanterna. Motållande kraften fås av de vertikala lasterna som verkar inom den kontrollerade sektionen.

Kombinationsfaktorer

$$\psi_{0,snö} := 0.8$$

[EKS10: tabell B-1]

$$\psi_{0,nyttig} := 0.7$$

Sektionens area enligt tidigare

$$A = 40.413 \text{ m}^2$$

Dimensionerande horisontallast för respektive bjälklag, lastfall d), uttryckt som punktlast på ena väggen

$$H_{d,14} := 0.5 \cdot \left(\gamma_d \cdot 1.5 \cdot \left(q_{w,14_övertryck} \cdot L + \frac{1}{150} \cdot 0.89 \cdot 1.35 \cdot (g_{tak} + g_{bjälklag}) \cdot A \right) \right) = 13.894 \text{ kN}$$

$$H_{d,13} := 0.5 \cdot \left(\gamma_d \cdot 1.5 \cdot \left(q_{w,13} \cdot L + \frac{1}{150} \cdot (0.89 \cdot 1.35 \cdot (g_{bjälklag} \cdot A + 2 \cdot g_{vägg} \cdot 5.988 \text{ m} \cdot 3.22 \text{ m})) \right) \right) = 11.145 \text{ kN}$$

$$H_{d,12} := 0.5 \cdot \left(\gamma_d \cdot 1.5 \cdot \left(q_{w,12} \cdot L + \frac{1}{150} \cdot 0.89 \cdot 1.35 \cdot (g_{bjälklag} \cdot A + 2 \cdot g_{vägg} \cdot 5.988 \text{ m} \cdot 3.22 \text{ m}) \right) \right) = 11.145 \text{ kN}$$

$$H_{d,11} := 0.5 \cdot \left(\gamma_d \cdot 1.5 \cdot \left(q_{w,11} \cdot L + \frac{1}{150} \cdot 0.89 \cdot 1.35 \cdot (g_{bjälklag} \cdot A + 2 \cdot g_{vägg} \cdot 5.988 \text{ m} \cdot 3.22 \text{ m}) \right) \right) = 11.145 \text{ kN}$$

Författaren tar inget ansvar för tillämpning gentemot utomstående.

[EKS10: tabell B-2 (Ekv 6.10b)]

Dimensionerande vertikallast för respektive bjälklag, lastfall d), uttryckt som punktlast, verkandes på ena väggen

$$G_{d,14} := 0.5 \cdot (\gamma_d \cdot 0.89 \cdot 1.35 \cdot (g_{\text{tak}} + g_{\text{bjälklag}}) \cdot A) = 27.434 \text{ kN}$$

$$G_{d,13} := 0.5 \cdot (\gamma_d \cdot 0.89 \cdot 1.35 \cdot (g_{\text{bjälklag}} \cdot A + 2 \cdot g_{\text{vägg}} \cdot 5.988 \text{ m} \cdot 3.22 \text{ m})) = 35.287 \text{ kN}$$

$$G_{d,12} := 0.5 \cdot (\gamma_d \cdot 0.89 \cdot 1.35 \cdot (g_{\text{bjälklag}} \cdot A + 2 \cdot g_{\text{vägg}} \cdot 5.988 \text{ m} \cdot 3.22 \text{ m})) = 35.287 \text{ kN}$$

$$G_{d,11} := 0.5 \cdot (\gamma_d \cdot 0.89 \cdot 1.35 \cdot (g_{\text{bjälklag}} \cdot A + 2 \cdot g_{\text{vägg}} \cdot 5.988 \text{ m} \cdot 3.22 \text{ m})) = 35.287 \text{ kN}$$

Den sugande vindlasten i taket ger upphov till en lyftande resultant. Antar att den verkar på en på taket motsvarande area som sektionen

$$R_{\text{sektion}} := 0.5 \cdot (A \cdot (c_{f,\text{tak_lovar}} \cdot \text{övertryck}_y \cdot q_{p,\text{tak}})) = 12.759 \text{ kN}$$

Det stjälpande momentet i underkant vägg

$$M_{d,\text{stjälp}} := H_{d,14} \cdot 13.1 \text{ m} + H_{d,13} \cdot 9.86 \text{ m} + H_{d,12} \cdot 6.66 \text{ m} + H_{d,11} \cdot 3.44 \text{ m} = 404.461 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Den mothållande kraften

$$G_{d,\text{mot}} := G_{d,14} + G_{d,13} + G_{d,12} + G_{d,11} - (R_{\text{sektion}}) = 120.535 \text{ kN}$$

Den vertikala lastens resultant ger excentriciteten

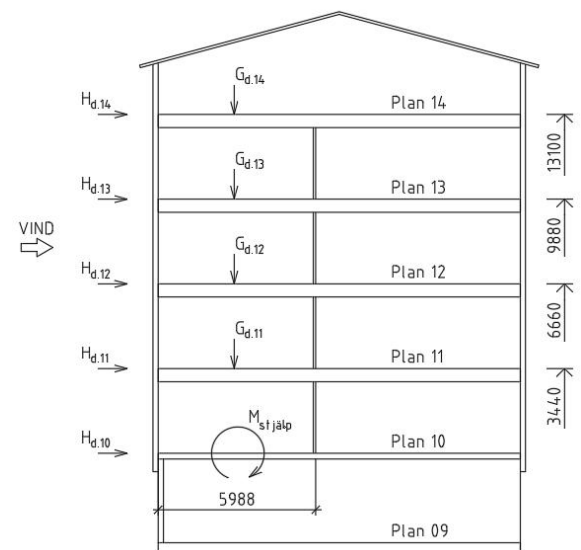
$$e_x := \frac{M_{d,\text{stjälp}}}{G_{d,\text{mot}}} = 3.356 \text{ m}$$

Om resultanten finns inom avståndet $B/3$ från den vertikala lastens angreppspunkt anses hela tvärsnittet tryckt.

$$B_{\text{väggskiva}} := 5.988 \text{ m}$$

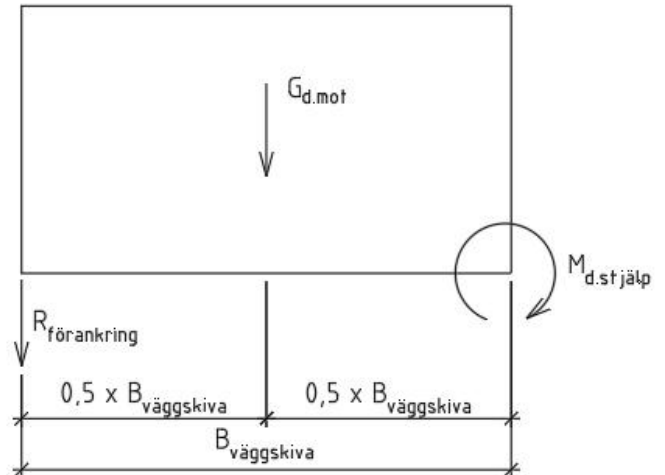
$$\frac{B_{\text{väggskiva}}}{3} = 1.996 \text{ m} < 3.356 \text{ m}$$

Hela väggskivans tvärsnitt är alltså inte tryckt, därav skall väggskivan förankras mot lyftkraft.



Förankringskraft

$$R_{\text{förankring}} := \frac{M_{d,\text{stjälp}} - \left(G_{d,\text{mot}} \cdot \frac{B_{\text{väggskiva}}}{2} \right)}{B_{\text{väggskiva}}} = 7.278 \text{ kN}$$



KL-träskivan tippas till 80 mm tjock, 3-skiktsskiva, med skiktjocklek enligt nedan

$$t_1 := 30 \text{ mm} \quad t_2 := 20 \text{ mm} \quad t_3 := 30 \text{ mm}$$

Klimatklass 1, lastvaraktighetsklass Korttid (vindlast) ger modifieringsfaktor

$$k_{\text{mod},S} := 0.9$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.1.5 Partialkoefficienter och
modifieringsfaktorer (Tabell 3.3)]

Klimatklass 1, lastvaraktighetsklass Medellång (snölast, nyttig last) ger modifieringsfaktor

$$k_{\text{mod},M} := 0.8$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.1.5 Partialkoefficienter och
modifieringsfaktorer (Tabell 3.3)]

Materialets partialkoefficient

$$\gamma_M := 1.25$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.1.5 Partialkoefficienter och
modifieringsfaktorer (Tabell 3.2)]

3.2.2.1 Kontroll av panelskjuvspänning i KL-träskivans plan

Snedställningslast på bjälklag 10 uttryckt som linjelast, lastfall c)

$$q_{\text{sned},10,G} := \frac{\frac{1}{150} \cdot (g_{\text{tak}} \cdot A + (4 \cdot g_{\text{bjälklag}} + g_{\text{källarbjälklag}}) \cdot A + 4 \cdot 2 \cdot A_{\text{mellanväggar}} \cdot g_{\text{vägg}})}{L} = 2.641 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{\text{sned},10,Q} := \frac{\frac{1}{150} \cdot A \cdot (\psi_{0,\text{snö}} \cdot q_{\text{snö}} + 4 \cdot \psi_{0,\text{nyttig}} \cdot q_{\text{bjälklag}} + \psi_{0,\text{nyttig}} \cdot q_{\text{vindsbjälklag}})}{L} = 0.37 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{\text{sned.10}} := q_{\text{sned.10.G}} + q_{\text{sned.10.Q}} = 3.011 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensionerande horisontallast på bjälklagskant 10 för lastfall c)

$$q_{\text{d.10}} := \gamma_d \cdot 1.5 \cdot (q_{\text{w.14}} + q_{\text{w.13}} + q_{\text{w.12}} + q_{\text{w.11}} + q_{\text{w.10}} + q_{\text{sned.10}}) = 22.979 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

På samma sätt som tidigare fås den dimensionerande skjuvkraften i väggens undre kant enligt

$$V_d := \frac{q_{\text{d.10}} \cdot L}{2} = 68.798 \text{ kN}$$

Skjuvkraften blir större i UK vägg än i ÖK vägg p.g.a. den tillkomna snedställnings- och vindlasten från plan 10.

Tvärkraften som överförs från bjälklaget till KL-träskivan i den stabiliserande väggen ger upphov till en skjuvspänning. Följande villkor skall uppfyllas

$$\tau_{v,xy,d} = \frac{V_{xy,d}}{A_{x,net}} \leq f_{v,090,xlay,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,090,xlay,k}}{\gamma_M}$$

där

Dimensionerande tvärkraft vinkelrätt mot KL-träskivans x-axel

$$V_{xy,d} := V_d = 68.798 \text{ kN}$$

KL-träskivans verksamma area

$$A_{x,net} = (t_1 + t_3) \cdot b$$

där

Bredd vinkelrätt mot KL-träskivans x-axel

$$b := 5.988 \text{ m}$$

Då gäller

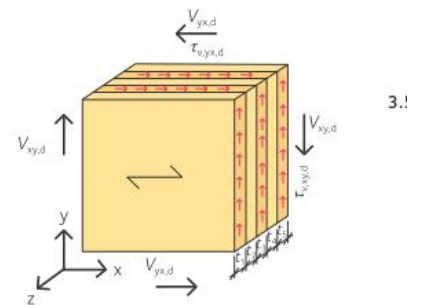
$$A_{x,net} := (t_1 + t_3) \cdot b = 0.359 \text{ m}^2$$

KL-träskivans karakteristiska längsskjuvningshållfasthet

$$f_{v,090,xlay,k} := 4 \text{ MPa}$$

Panelskjuvspänning

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.3.5 Dimensionering i
brottgränstillstånd (3.57)]



Figur 3.25 Skjuvspänningar i förhållande till skiktjocklek i KL-träskiva.

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.2 Materialegenskaper för KL-trä
(Tabell 3.6)]

$$\tau_{v,xy,d} := \frac{V_{xy,d}}{A_{x,net}} = 0.191 \text{ MPa}$$

Längsskjuvningshållfasthet

$$f_{v,090,xlay,d} := k_{mod,S} \cdot \frac{f_{v,090,xlay,k}}{\gamma_M} = 2.88 \text{ MPa}$$

Utnyttjandegrad

$$\eta := \frac{\tau_{v,xy,d}}{f_{v,090,xlay,d}} = 0.066 = 6,6 \% \text{ OK}$$

3.2.2.2 Kontroll av skiktsskjuvspänning i KL-träskivans plan

Limfogarna mellan skikten skall ta upp det vridande momentet som orsakas av horisontallasten i skivans plan. Följande villkor skall uppfyllas

$$\tau_{mz,d} = \frac{M_{t,d}}{n_t \cdot W_p} \leq f_{mz,9090,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{mz,9090,k}}{\gamma_M}$$

där

Dimensionerande moment p.g.a. horisontalkraft i KL-träskivans plan

$$M_{t,d} = H_d \cdot l$$

där

Dimensionerande horisontalkraft verkandes i KL-träskivans plan

$$H_d := V_d = 68.798 \text{ kN}$$

Hävarmen från horisontalkraften till KL-träskivans vridcentrum

$$l := 1.5 \text{ m}$$

Då gäller

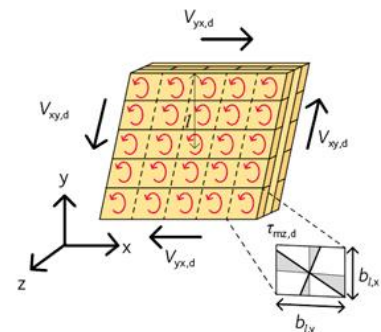
$$M_{t,d} := H_d \cdot l = 103.198 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lamellernas bredd antas till 120 mm. Antal limmade ytor som ingår i KL-träskivan

$$n_{\text{horisontala}} := \frac{3000 \text{ mm}}{120 \text{ mm}} = 25$$

$$n_{\text{vertikala}} := \frac{5988 \text{ mm}}{120 \text{ mm}} = 49.9$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.3.5 Dimensionering i
brottgränstillstånd (3.62)]



Figur 3.26 Skjuvspänningar mellan skikt i KL-träskiva.

väljer

$$n_{\text{vertikala}} := 48$$

Tre skikt bräder ger två skikt lim

$$n_{\text{lim}} := 2$$

Antal limmade ytor

$$n_t := n_{\text{horisontala}} \cdot n_{\text{vertikala}} \cdot n_{\text{lim}} = 2400$$

Polära tröghetsmomentet

$$W_p = \frac{2 \cdot I_p}{\sqrt{b_{l,x} \cdot b_{l,y}}}$$

där

Lamellernas bredd i x-riktningen

$$b_{l,x} := 120 \text{ mm}$$

Lamellernas bredd i y-riktningen

$$b_{l,y} := 120 \text{ mm}$$

Då gäller

$$I_p := \frac{b_{l,x} \cdot b_{l,y}^3}{12} + \frac{b_{l,y} \cdot b_{l,x}^3}{12} = (3.456 \cdot 10^{-5}) \text{ m}^4$$

Då gäller

Polära tröghetsmomentet

$$W_p := \frac{2 \cdot I_p}{\sqrt{b_{l,x} \cdot b_{l,y}}} = (5.76 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^3$$

Karakteristisk längsskjuvhållfasthet för de ingående lamellerna, C24

$$f_{mz,090,k} := 4 \text{ MPa}$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.2 Materialegenskaper för KL-trä
(Tabell 3.6)]

Skiktskjuvspänning

$$\tau_{mz,d} := \frac{M_{t,d}}{n_t \cdot W_p} = 0.075 \text{ MPa}$$

Skiktskjuvhållfasthet

$$f_{mz.9090.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{mz.090.k}}{\gamma_M} = 2.88 \text{ MPa}$$

Utnyttjandegrad

$$\eta := \frac{\tau_{mz.d}}{f_{mz.9090.d}} = 0.026 = 2,6 \% \text{ OK}$$

3.2.2.3 Förankring av stabiliserande vägg

Väggskivan skall förankras mot skjuvkraften som uppstår längst ner mot betongbjälklaget och mot lyftkraften som uppstår i skivans kant. Infästningen görs med vinkelbeslag vilka spikas till väggskivan. Förankringen till betongen behandlas ej här, utan anses vara tillräcklig.

Horisontell skjuvkraft

$$F_{E.x} := V_d = 68.798 \text{ kN}$$

Vertikal lyftkraft

$$F_{E.y} := R_{f\ddot{a}rankring} = 7.278 \text{ kN}$$

Två enkla lösningar finns: spiklaskar och vinkelbeslag. Spiklaskarna gjuts in i betongen och får på så vis en momentstyv infästning till grunden. Vinkelbeslagen bultas med expanderbult eller motsvarande till den färdigt gjutna plattan. Den tidigare lösningen blir mera optimerad för det aktuella lastfallet och man får på så vis en ekonomisk lösning och segt brott. Vid användning av vinkelbeslag bestäms den uppnådda bärförmågan snarare av vilka vinkelbeslag som råkar tillhandahållas av tillverkare, och blir på så vis mera oekonomisk. Risken för sprött brott ökar också, eftersom den uppnådda bärförmågan troligen överskrider den dimensionerande kraften.

Fördelen med vinkelbeslagen är att placeringen blir mera exakt, eftersom de placeras ut ovanpå den redan gjutna betongytan. Vid spiklaskar krävs hög precision vid formnings-, armerings- och gjutningsarbetet.

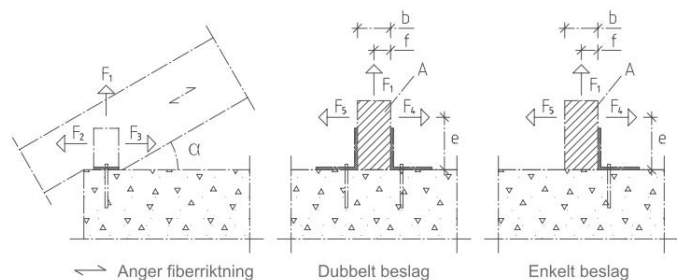
Nedan redovisas infästning med vinkelbeslag.

Enligt tabell 6. har vinkelbeslag 437002 med förstärkningsbricka bärförmågan

$$F_{R1.d} := 31 \text{ kN}$$

$$F_{R2.d} := 13.7 \text{ kN}$$

Dessa värden är beräknade med lastvarighetsklass Medellång (M). Eftersom vindlasten är dimensionerande i detta fall, och har lastvarighetsklass Korttid (S), skall tvärkraftsbärförmågan ökas med



Figur 8. Kraftriktningar vid bultinfästning mellan träkonstruktioner och betong.

en korrektionstaktor enl. tabell 9.

$$F_{R1,d} := 1.12 \cdot 31 \text{ kN} = 34.72 \text{ kN}$$

$$F_{R2,d} := 1.12 \cdot 13.7 \text{ kN} = 15.344 \text{ kN}$$

Dimensionerande skjuvkraft

$$F_{E,x} = 68.798 \text{ kN}$$

Antal vinkelbeslag som behövs

$$n_{req} := \frac{F_{E,x}}{F_{R2,d}} = 4.484$$

Väljer 6 st. Det är viktigt att spikmönstret som tillverkar hänvisar till används, för att säkerställa funktionen.

Skjuvkraft per beslag

$$F_{E2,d} := \frac{F_{E,x}}{6} = 11.466 \text{ kN}$$

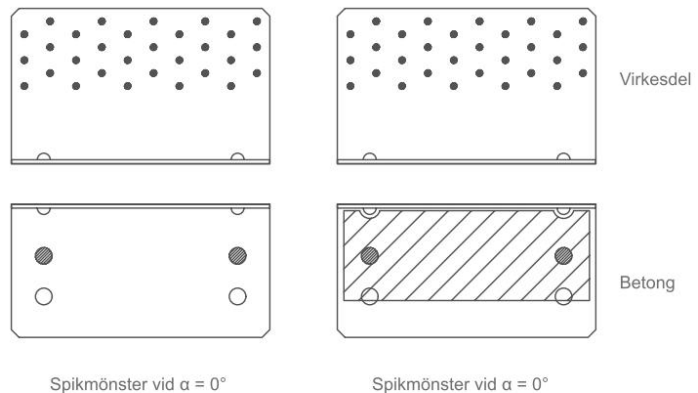
Villkor som skall uppfyllas för det första vinkelbeslaget, vilket tar både lyft- och skjuvkraft

$$\left(\frac{F_{E,y}}{F_{R1,d}} \right)^2 + \left(\frac{F_{E2,d}}{F_{R2,d}} \right)^2 = 0.602 < 1,0 \text{ OK}$$

Väggskivan skall förankras med 6 st. vinkelbeslag 437002, varav de yttersta skall förses med förstärkningsbrickor 3012002 enl. tabell 6 för att säkerställa förankringen.

Tabell 6. Dimensionerande bärformåga F_{Rd} i kN vid bultinfästning till betong. Ett beslag per förband. Lastvarighetsklass M ($k_{mod} = 0,8$). Klimatklass 1 och 2.

Vinkelbeslag 4370002					
Bult	Ankarspik ankarskruv	F_{R1d}	$F_{R2d} = F_{R3d}$	F_{R4d}	F_{R5d}
Utan förstärkningsbricka					
2 Ø12	30 4,0x40	8,8 $F_{E2d} = 5,7$ $F_{E2d} = 1,6$	13,7 $F_{E2d} = 1,0$ $F_{E2d} = 7,7$	$\frac{160}{e}$ för $e < 120$ Dock max 25,2 $F_{E2d} = \frac{F \cdot e}{120}$	$F = \frac{157}{96,7 - e}$ för $e \leq 52$ $F = \frac{182}{e}$ för $52 < e \leq 120$ $F_{E2d} = \frac{F \cdot e}{66}$ $F_{E2d} = F/2$
	30 4,0x60 5,0x35			$F_{E2d} = F/2$	$F = \frac{288}{96,7 - e}$ för $e \leq 37$ $F = \frac{182}{e}$ för $37 < e \leq 120$ $F_{E2d} = \frac{F \cdot e}{66}$ $F_{E2d} = F/2$
Med förstärkningsbricka 3012002					
2 Ø12	30 4,0x40	31,0 $F_{E2d} = 34,4$ $F_{E2d} = 0$	13,7 $F_{E2d} = 1,0$ $F_{E2d} = 7,7$	$\frac{184}{e}$ för $e < 120$ Dock max 25,2 $F_{E2d} = \frac{F \cdot e}{120}$	$F = \frac{157}{96,7 - e}$ för $e \leq 52$ $F = \frac{182}{e}$ för $52 < e \leq 120$ $F_{E2d} = \frac{F \cdot e}{66}$ $F_{E2d} = F/2$
	30 4,0x60 5,0x35	34,0 $F_{E2d} = 37,7$ $F_{E2d} = 0$		$F_{E2d} = F/2$	$F = \frac{288}{96,7 - e}$ för $e \leq 37$ $F = \frac{182}{e}$ för $37 < e \leq 120$ $F_{E2d} = \frac{F \cdot e}{66}$ $F_{E2d} = F/2$



Figur 10. Spikmönster vid vinkelbeslag 4370002. Med eller utan förstärkningsbricka 3012002.

3.2.2.4 Kontroll av stämpeltryck för stabiliserande vägg

Lastfall b) kontrolleras. De stabiliserande väggarnas egentyngd, samt halva nedsänkta taket, uttryckt som linjelast

$$g_{\text{vägg.linjelast}} := g_{\text{vägg}} \cdot 3.22 \text{ m} + \frac{L}{2} \cdot g_{\text{nedsänkt.tak}} = 2.856 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensionerande linjelast verkandes på väggen

$$F_d := \frac{L}{2} \cdot (\gamma_d \cdot 0.89 \cdot 1.35 \cdot (g_{\text{tak}} + 4 \cdot g_{\text{bjälklag}}) + \gamma_d \cdot 1.5 \cdot (\psi_{0.\text{snö}} \cdot q_{\text{snö}} + 3 \cdot q_{\text{bjälklag}} + q_{\text{vindsbjälklag}})) = 53.837 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Total dimensionerande linjelast verkandes på väggen

$$F_d := F_d + \gamma_d \cdot 0.89 \cdot 1.35 \cdot (4 \cdot g_{\text{vägg.linjelast}}) = 67.561 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Villkoret för tryckspänning i skivans plan

$$\sigma_{c.x.d} = \frac{F_{c.x.d}}{A_{x.net}} \leq f_{c.0.xlay.d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c.0.xlay.k}}{\gamma_M}$$

där

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.3.5 Dimensionering i
brottgränstillstånd (3.45)]

Dimensionerande tryckkraft parallellt med KL-träskivans x-axel, beaktar en strimla med bredden 1 m.

$$F_{c.x.d} := F_d \cdot 1 \text{ m} = 67.561 \text{ kN}$$

Enbart de yttersta stående skikten antas medverka. Med bredden 1 m belastas en area på

$$A_{x.net} := (t_1 + t_3) \cdot 1 \text{ m} = 60000 \text{ mm}^2$$

Karakteristisk tryckhållfasthet parallellt med KL-träskivans x-axel

$$f_{c.0.xlay.k} := 21 \text{ MPa}$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.2 Materialegenskaper för KL-trä
(Tabell 3.6)]

Klimatklass 1, lastvaraktighetsklass Medel (nyttig last) ger modifieringsfaktor

$$k_{mod} := 0.8$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.1.5 Partialkoefficienter och
modifieringsfaktorer (Tabell 3.3)]

Materialets partialkoefficient

$$\gamma_M := 1.25$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.1.5 Partialkoefficienter och
modifieringsfaktorer (Tabell 3.2)]

Tryckspänning

$$\sigma_{c.x.d} := \frac{F_{c.x.d}}{A_{x.net}} = 1.126 \text{ MPa}$$

Dimensionerande tryckhållfasthet

$$f_{c.0.xlay.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c.0.xlay.k}}{\gamma_M} = 13.44 \text{ MPa}$$

Utnyttjandegrad

$$\eta := \frac{\sigma_{c.x.d}}{f_{c.0.xlay.d}} = 0.084 = 8,4 \% \text{ OK}$$

3.2.2.5 Kontroll av knäckning

Ingen knäckningskontroll utförs av denna väggskiva, eftersom den befinner sig mitt i byggnaden och utsätts på så vis inte för någon vindlast, vilken är den last som avsevärt ökar risken för knäckning. Knäckningskontroll utförs istället på väggskivan i gavellägenheten, vilken är placerad vinkelrätt mot vindlasten vid vind mot kortsida.

Lastfall c) kontrolleras. En strimla av väggen med bredden 1 m betraktas.

Partialkoefficienten, säkerhetsklass 3

$$\gamma_d := 1.0$$

[EKS10: avdelning A, 7-14]

Sektionens spännvidd

$$L := 6.66 \text{ m}$$

Sektionens bredd, vinkelrätt mot vindlasten

$$B := 6.06 \text{ m}$$

Sektionens area

$$A := L \cdot B = 40.36 \text{ m}^2$$

De stabiliserande väggarnas egentygnd, samt halva nedsänkta taket, uttryckt som linjelast

$$g_{vägg.linjelast} := g_{vägg} \cdot 3.22 \text{ m} + \frac{L}{2} \cdot g_{nedsänkt.tak} = 2.967 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensionerande vertikal last verkandes på väggen

$$F_d := \frac{L}{2} \cdot (\gamma_d \cdot 0.89 \cdot 1.35 \cdot (g_{\text{tak}} + 4 \cdot g_{\text{bjälklag}}) + \gamma_d \cdot 1.5 \cdot (\psi_{0,\text{snö}} \cdot q_{\text{snö}} + \psi_{0,\text{nyttig}} \cdot 3 \cdot q_{\text{bjälklag}} + \psi_{0,\text{nyttig}} \cdot q_{\text{vindsbjälklag}})) = 49.39$$

$$F_d := F_d + \gamma_d \cdot 0.89 \cdot 1.35 \cdot (4 \cdot g_{\text{vägg,linjelast}}) = 63.647 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensionerande horisontal last verkandes på väggen

$$q_d := 1 \text{ m} \cdot \gamma_d \cdot 1.5 \cdot q_{p,\text{vägg}} = 0.861 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Knäcklängd, ledat infäst i bägge ändarna

$$l_e := 3 \text{ m}$$

Moment p.g.a. vertikal last

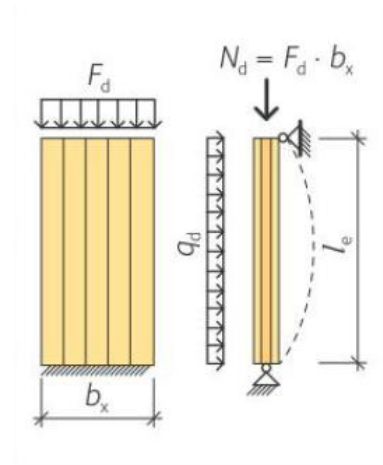
$$M_{d,q} := \frac{q_d \cdot l_e^2}{8} = 0.969 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment p.g.a. excentricitet

$$M_{d,F} := 1 \text{ m} \cdot \frac{1}{100} \cdot F_d \cdot \frac{l_e}{2} = 0.955 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensionerande moment

$$M_d := M_{d,q} + M_{d,F} = 1.923 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



P.g.a. vindlasten utsätts KL-träväggen av ett böjmoment. Följande villkor skall uppfyllas

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_{x,\text{net}}} \leq f_{m,x,\text{lay},d} = k_{\text{sys}} \cdot k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{m,x,\text{lay},k}}{\gamma_M}$$

där

Dimensionerande moment kring KL-träskivans y-axel

$$M_{y,d} := M_d = 1.923 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

KL-träskivans nettoböjmotstånd

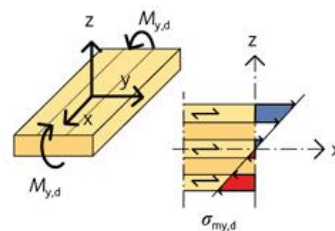
$$W_{x,\text{net}} = \frac{b \cdot (t_1 + t_3)^2}{6}$$

där

KL-träskivans bredd

$$b := 1000 \text{ mm}$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.3.5 Dimensionering i
brottgränstillstånd (3.48)]



Figur 3.19 Böjspänningar i KL-träskiva med böjmoment kring y-axeln.

Skiktjocklekarna

$$t_1 := 30 \text{ mm} \quad t_3 := 30 \text{ mm}$$

Då gäller

$$W_{x.net} := \frac{b \cdot (t_1 + t_3)^2}{6} = (6 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^3$$

KL-träskivans karakteristiska böjhållfasthet

$$f_{m.xlay,k} := 24 \text{ MPa}$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.2 Materialegenskaper för KL-trä
(Tabell 3.6)]

Klimatklass 1, lastvaraktighetsklass Korttid (vindlast) ger
modifikationsfaktor

$$k_{mod} := 0.9$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.1.5 Partialkoefficienter och
modifikationsfaktorer (Tabell 3.3)]

Materialets partialkoefficient

$$\gamma_M := 1.25$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.1.5 Partialkoefficienter och
modifikationsfaktorer (Tabell 3.2)]

Systemfaktor

$$k_{sys} := 1.1$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.1.6 Systemeffekt (Figur 3.2)]

Böjspänning

$$\sigma_{m.y,d} := \frac{M_{y,d}}{W_{x.net}} = 3.206 \text{ MPa}$$

Böjhållfasthet

$$f_{m.xlay,d} := k_{sys} \cdot k_{mod} \cdot \frac{f_{m.xlay,k}}{\gamma_M} = 19.008 \text{ MPa}$$

Utnyttjandegrad

$$\eta := \frac{\sigma_{m.y,d}}{f_{m.xlay,d}} = 0.169 = 16,9\% \text{ OK}$$

P.g.a. de vertikala lasterna utsätts tvärsnittet för axiellt tryck. Följande villkor skall uppfyllas

$$\sigma_{e.x,d} = \frac{N_d}{A_{x.net}} \leq k_{c,y} \cdot f_{c.0.xlay,d}$$

där

Normalkraft

$$N_d := F_d \cdot 1 \text{ m} = 63.647 \text{ kN}$$

Tvårsnittets nettotvårsnitt, endast lamellerna parallellt med KL-tråskivans x-axel antas medverka.

$$A_{x.net} := (t_1 + t_3) \cdot 1000 \text{ mm} = (6 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

Reduktionsfaktor som beaktar knäckningsrisken

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \leq 1$$

där man behöver flera tvårsnittstorheter och faktorer, se nedan. Eftersom KL-tråskivan är uppbyggd av flera lager med olika riktningar, skall skjuvdeformation tas i beaktande vid kontroll av samtidigt böj- och tryckspänning. Detta tas i beaktande med Gamma-metoden, med s.k. effektiva tvårsnittsvärden. Vid ren böjning, jmf. kapitel 6.1, kan böjstyvheten beräknas med nettotvårsnittet på klassiskt vis.

Elasticitetsmodul

$$E_{0.x.mean} := 11000 \text{ MPa}$$

[Träguiden, KL-tråkonstruktioner:
3.2 Materialegenskaper för KL-trå
(Tabell 3.7)]

Skjuvmodul

$$G_{9090.2} := 50 \text{ MPa}$$

[Träguiden, KL-tråkonstruktioner:
3.2 Materialegenskaper för KL-trå
(Tabell 3.7)]

Tvårsnittets mått

$$t_1 := 30 \text{ mm} \quad t_2 := 20 \text{ mm} \quad t_3 := 30 \text{ mm}$$

$$a_1 := 25 \text{ mm} \quad a_2 := 0 \quad a_3 := 25 \text{ mm}$$

$$b_x := 1000 \text{ mm}$$

$$l_{ref} := l_e = (3 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Gamma-värden

$$\gamma_1 := 1$$

$$\gamma_3 := \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot E_{0.x.mean} \cdot t_3}{l_{ref}^2} \cdot \frac{t_2}{G_{9090.2}}} = 0.874$$

[Träguiden, KL-tråkonstruktioner:
3.3.4 Effektiva tvårsnittsvärden
(3.32-3.33)]

Effektivt tröghetsmoment

$$I_{x,ef} := \frac{b_x \cdot t_1^3}{12} + b_x \cdot t_1 \cdot a_1^2 + \frac{b_x \cdot t_3^3}{12} + \gamma_3 \cdot b_x \cdot t_3 \cdot a_3^2 = (3.963 \cdot 10^{-5}) \text{ m}^4$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.3.4 Effektiva tvärsnittsvärden
(3.35)]

Effektiv tröghetsradie

$$i_{x,ef} := \sqrt{\frac{I_{x,ef}}{A_{x,net}}} = 25.7 \text{ mm}$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.3.4 Effektiva tvärsnittsvärden
(3.41)]

Slankhetsfaktor

$$\lambda_y := \frac{l_c \cdot 0.1}{i_{x,ef}} = 11.673$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.3.5 Dimensionering i
brottgränstillstånd (3.70)]

Systemfaktor

$$k := 1 - \frac{0.328}{\sqrt{\frac{2 \cdot 1}{0.15} - 1}} = 0.907$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.3.5 Dimensionering i
brottgränstillstånd (3.70)]

Elasticitetsmodul, 5 %-fraktil

$$E_{0.x.05} := k \cdot E_{0.x.mean} = (9.973 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.3.5 Dimensionering i
brottgränstillstånd (3.70)]

Relativ slankhetsfaktor

$$\lambda_{rel,y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c.0.xlay,k}}{E_{0.x.05}}} = 0.171$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.3.5 Dimensionering i
brottgränstillstånd (3.70)]

Hjälpvärde

$$k_y := 0.5 \cdot (1 + 0.1 \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0.508$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.3.5 Dimensionering i
brottgränstillstånd (3.70)]

Reduktionsfaktor

$$k_{c,y} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 1.014 > 1,0$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.3.5 Dimensionering i
brottgränstillstånd (3.69)]

väljer 1,0

$$k_{c,y} := 1.0$$

Karakteristiska tryckhållfastheten

$$f_{c.0.x.k} := 21 \text{ MPa}$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.2 Materialegenskaper för KL-trä
(Tabell 3.6)]

Tryckspänningen

$$\sigma_{c.x.d} := \frac{N_d}{A_{x.net}} = 1.061 \text{ MPa}$$

Tryckhållfastheten

$$k_{c.y} \cdot k_{mod} \cdot \frac{f_{c.0.x.k}}{\gamma_M} = 15.12 \text{ MPa}$$

Vid samtidigt verkande vertikal och horisontal last skall följande villkor uppfyllas

$$\frac{\sigma_{c.x.d}}{k_{c.y} \cdot f_{c.0.xlay.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.xlay.d}} \leq 1.0$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.3.5 Dimensionering i
brottgränstillstånd (3.67)]

och

$$\frac{N_d}{k_{c.y} \cdot A_{x.net} \cdot f_{c.0.xlay.d}} + \frac{M_{y.d}}{W_{x.net} \cdot f_{m.xlay.d}} \leq 1.0$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.3.5 Dimensionering i
brottgränstillstånd (3.68)]

Enligt ovanstående beräkningar gäller

$$\frac{\sigma_{c.x.d}}{k_{c.y} \cdot f_{c.0.xlay.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.xlay.d}} = 0.248 < 1,0 \text{ OK}$$

$$\frac{N_d}{k_{c.y} \cdot A_{x.net} \cdot f_{c.0.xlay.d}} + \frac{M_{y.d}}{W_{x.net} \cdot f_{m.xlay.d}} = 0.248 < 1,0 \text{ OK}$$

4. Bjälklag

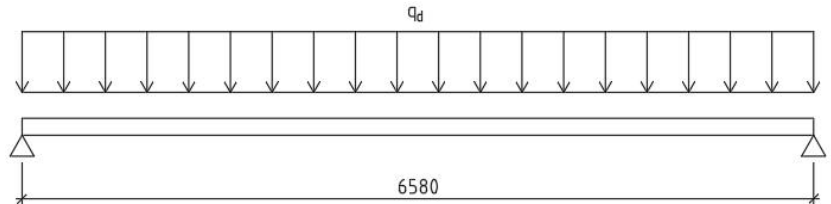
4.1 Dimensionering av bjälklagselement

Lägenheternas djup är 6068 mm. Bjälklagselementen planeras därför som 2020 mm breda. Bjälklaget beaktas som en fritt upplagd tvåstödsbalk med spännvidden 6580 mm.

Spännvidd

$$L := 6.58 \text{ m}$$

Lastfall b) kontrolleras.



4.1.1 Dimensionering i brottgränstillstånd

Eftersom bjälklaget ingår i det stabiliserande systemet, blir partialkoefficienten

$$\gamma_d := 1.0$$

[EKS10: avdelning A, 7-14]

Bjälklagets egentyngd

$$g_{\text{bjälklag}} = 0.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nyttig last

$$q_{\text{bjälklag}} = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Beaktar en strimla med bredden 600 mm. Dimensionerande last i brottgränstillstånd

$$q_d := 0.6 \text{ m} \cdot (\gamma_d \cdot 0.89 \cdot 1.35 \cdot g_{\text{bjälklag}} + \gamma_d \cdot 1.5 \cdot q_{\text{bjälklag}}) = 2.449 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensionerande moment

$$M_d := \frac{q_d \cdot L^2}{8} = 13.253 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensionerande tvärkraft

$$V_d := \frac{q_d \cdot L}{2} = 8.057 \text{ kN}$$

Klimatklass 1, lastvaraktighetsklass Medellång (nyttig last) ger modifieringsfaktor

$$k_{\text{mod}} := 0.8$$

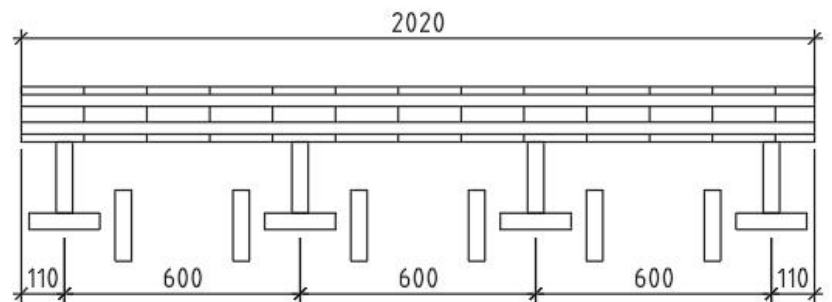
[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.1.5 Partialkoefficienter och
modifieringsfaktorer (Tabell 3.3)]

Materialets partialkoefficient

$$\gamma_M := 1.25$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.1.5 Partialkoefficienter och
modifikationsfaktorer (Tabell 3.2)]

Man behöver det sammansatta tvärsnittets (bjälklagselementets) tröghetsmoment och böjmotstånd. Steiners sats används till detta. Eftersom KL-träskivan och limträbalkarna, vilka används till livbalkar, har olika elasticitetsmoduler, uttrycks här tröghetsmomentet i limträbalkarnas elasticitetsmodul, för att förenkla beräkningarna.



KL-träskivans elasticitetsmodul, vid böjning kring y-axeln

$$E_{0.x.mean.KL} := 11000 \text{ MPa}$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner: 3.2
Materalegenskaper för KL-trä, tabell
3.7]

Limträbalkarnas elasticitetsmodul, vid böjning kring y-axeln

$$E_{0.g.mean.limträ} := 12500 \text{ MPa}$$

[Träguiden, Limträkonstruktioner:
1.3.4 Hållfasthetsklasser, tabell 1.1]

Förhållande mellan elasticitetsmodulerna

$$\alpha := \frac{E_{0.x.mean.KL}}{E_{0.g.mean.limträ}} = 0.88$$

Tyngdpunkten skall bestämmas för det sammansatta tvärsnittet. Endast lamellerna parallella med KL-träskivans x-axel beaktas. Referenspunkten bestäms till tvärsnittets undre kant. Beaktar en strimla med bredden 600 mm. Excel-tillämpning ger resultat enligt tabell nedan.

E-modul 1	12500	MPa								
E-modul 2	11000	MPa								
E2/E1	α	0,88								
Del	Bredd	Höjd	y [mm]	Tvärsnittsarea A [mm ²]	A*a [mm ³]	a [mm]	Tröghetsmoment [mm ⁴]	Statiskt moment [mm ⁴]	Ideellt tröghetsmoment [mm ⁴]	
1.2	600	20	352	10560	3717120	117	400000	163722128	144427473	
2.2	600	40	292	21120	6167040	57	3200000	77444591	70967240	
3.2	600	20	232	10560	2449920	3	400000	108000	447040	
4.1	42	180	132	7560	997920	103	20412000	80204040	100616040	
5.1	180	42	21	7560	158760	214	1111320	346217760	347329080	
Neutralaxelns läge			h [mm]	235						
Totalt ideellt tröghetsmoment			Iy [mm ⁴]	663786872						

Tröghetsmoment kring bjälklagselementets y-axel

Författaren tar inget ansvar för tillämpning gentemot utomstående.

$$I_y := 663.766 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

4.1.1.1 Kontroll av böjspänning

Karakteristisk böjhållfasthet för limträ

$$f_{m.xlay,k} := 28 \text{ MPa}$$

[Träguiden, Hållfasthetsklasser för limträ, tabell 1]

NOTERA att hållfastheten för limträ används eftersom hela tvärsnittet är uttryckt i limträ enligt ovan.

Dimensionerande böjhållfasthet

$$f_{m.xlay,d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{m.xlay,k}}{\gamma_M} = 17.92 \text{ MPa}$$

Böjmotståndet fås genom att tröghetsmomentet kring tyngdpunktsaxeln divideras med hävarmen. Böjmotstånd i överkant blir då

$$W_{y,c} := \frac{I_y}{127 \text{ mm}} = (5.227 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

Böjmotstånd i underkant

$$W_{y,t} := \frac{I_y}{235 \text{ mm}} = (2.825 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

Böjdragspänning

$$\sigma_t := \frac{M_d}{W_{y,t}} = 4.692 \text{ MPa}$$

Utnyttjandegrad

$$\eta := \frac{\sigma_t}{f_{m.xlay,d}} = 0.262 = 26,2 \% \quad \text{OK}$$

4.1.1.2 Kontroll av skjuvspänning

Båda riktningarna skall kontrolleras. Skjuvspänningen parallellt med fiberriktningen skall uppfylla villkoret

$$\tau_{v.xz,d} = \frac{S_{x,net} \cdot V_{xz,d}}{I_{x,net} \cdot b_x} \leq f_{v,090,ylay,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,090,ylay,k}}{\gamma_M}$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.3.5 Dimensionering i
brottgränstillstånd (3.55)]

där

Dimensionerande tvärkraft

$$V_{xz,d} := V_d = 8.057 \text{ kN}$$

Skivans nettostatiska moment, gäller för symmetriskt 5-skiktstvärsnitt

$$S_{x,\text{net}} = b_x \cdot t_1 \cdot a_1 + b_x \cdot \frac{t_3}{4 \cdot 2} \quad [\text{KL-trähandboken: tabell 5.6}]$$

och

Skivans nettotröghetsmoment

$$I_{x,\text{net}} = b_x \cdot \left(\frac{t_1^3}{12} + t_1 \cdot a_1^2 + \frac{t_3^3}{12} + t_3 \cdot a_3^2 + \frac{t_5^3}{12} + t_5 \cdot a_5^2 \right) \quad [\text{KL-trähandboken: tabell 5.6}]$$

där

Betraktad strimlebredd

$$b_x := 600 \text{ mm}$$

Tjocklek för respektive skikt

$$t_1 := 20 \text{ mm} \quad t_2 := 30 \text{ mm} \quad t_3 := 40 \text{ mm} \quad t_4 := 30 \text{ mm} \quad t_5 := 20 \text{ mm}$$

Avstånd från neutralaxeln till respektive skikts tyngdpunkt

$$a_1 := 60 \text{ mm} \quad a_2 := 350 \text{ mm} \quad a_3 := 0 \text{ mm} \quad a_4 := 350 \text{ mm} \quad a_5 := 60 \text{ mm}$$

Då gäller

$$S_{x,\text{net}} := b_x \cdot t_1 \cdot a_1 + b_x \cdot \frac{t_3^2}{4 \cdot 2} = (8.4 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

och

$$I_{x,\text{net}} := b_x \cdot \left(\frac{t_1^3}{12} + t_1 \cdot a_1^2 + \frac{t_3^3}{12} + t_3 \cdot a_3^2 + \frac{t_5^3}{12} + t_5 \cdot a_5^2 \right) = (9.04 \cdot 10^{-5}) \text{ m}^4$$

Karakteristisk skjuvhållfasthet

$$f_{v,090,y\text{lay},k} := 4 \text{ MPa}$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.2 Materialegenskaper för KL-trä
(Tabell 3.6)]

Skjuvspänning

$$\tau_{v,xz,d} := \frac{S_{x,\text{net}} \cdot V_{xz,d}}{I_{x,\text{net}} \cdot b_x} = 0.125 \text{ MPa}$$

Dimensionerande skjuvhållfasthet

$$f_{v,090,ylay,d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{v,090,ylay,k}}{\gamma_M} = 2.56 \text{ MPa}$$

Utnyttjandegrad

$$\eta := \frac{\tau_{v,xz,d}}{f_{v,090,ylay,d}} = 0.049 = 4,9 \% \text{ OK}$$

Skjuvspänningen tvärs fiberriktningen (rullskjuvspänning) skall uppfylla villkoret

$$\tau_{Rv,xz,d} = \frac{S_{R,x,net} \cdot V_{xz,d}}{I_{x,net} \cdot b_x} \leq f_{v,9090,ylay,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,9090,ylay,k}}{\gamma_M}$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.3.5 Dimensionering i
brottgränstillstånd (3.56)]

där

Dimensionerande tvärkraft

$$V_{xz,d} := V_d = 8.057 \text{ kN}$$

Skivans nettostatiska moment för rullskjuving, gäller för symmetriskt 5-skiktstvärsnitt

$$S_{R,x,net} = b_x \cdot t_1 \cdot a_1$$

[KL-trähandboken: tabell 5.6]

och

Skivans nettotröghetsmoment

$$I_{x,net} = b_x \cdot \left(\frac{t_1^3}{12} + t_1 \cdot a_1^2 + \frac{t_3^3}{12} + t_3 \cdot a_3^2 + \frac{t_5^3}{12} + t_5 \cdot a_5^2 \right)$$

[KL-trähandboken: tabell 5.6]

där

Betraktad strimlebredd

$$b_x := 600 \text{ mm}$$

Tjocklek för respektive skikt

$$t_1 := 20 \text{ mm} \quad t_2 := 30 \text{ mm} \quad t_3 := 40 \text{ mm} \quad t_4 := 30 \text{ mm} \quad t_5 := 20 \text{ mm}$$

Avstånd från neutralaxeln till respektive skikts tyngdpunkt

$$a_1 := 60 \text{ mm} \quad a_2 := 35 \text{ mm} \quad a_3 := 0 \text{ mm} \quad a_4 := 35 \text{ mm} \quad a_5 := 60 \text{ mm}$$

Då gäller

$$S_{R,x.net} := b_x \cdot t_1 \cdot a_1 = (7.2 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

och

$$I_{x.net} := b_x \cdot \left(\frac{t_1^3}{12} + t_1 \cdot a_1^2 + \frac{t_3^3}{12} + t_3 \cdot a_3^2 + \frac{t_5^3}{12} + t_5 \cdot a_5^2 \right) = (9.04 \cdot 10^{-5}) \text{ m}^4$$

Karakteristisk rullskjuvhållfasthet

$$f_{v.9090.ylay.k} := 1.1 \text{ MPa}$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.2 Materialegenskaper för KL-trä
(Tabell 3.6)]

Skjuvspänning

$$\tau_{Rv.xz.d} := \frac{S_{R,x.net} \cdot V_{xz.d}}{I_{x.net} \cdot b_x} = 0.107 \text{ MPa}$$

Dimensionerande skjuvhållfasthet

$$f_{v.9090.ylay.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{v.9090.ylay.k}}{\gamma_M} = 0.704 \text{ MPa}$$

Utnyttjandegrad

$$\eta := \frac{\tau_{Rv.xz.d}}{f_{v.9090.ylay.d}} = 0.152 = 15,2 \% \text{ OK}$$

4.1.2 Dimensionering i brukgränstillstånd

Bjälklagets egentyngd

$$g_{bjälklag} = 0.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nyttig last

$$q_{bjälklag} = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Betraktar en strimla med bredden 600 mm. Dimensionerande last i brukgränstillstånd

$$q_d := 0.6 \text{ m} \cdot (g_{bjälklag} + q_{bjälklag}) = 1.74 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Bjälklagets spännvidd

$$L := 6580 \text{ mm}$$

Limträbalkarnas elasticitetsmodul, vid böjning kring y-axeln

$$E := 12500 \text{ MPa}$$

[Träguiden,
Limträkonstruktioner: 1.3.4
Hållfasthetsklasser, tabell 1.1

NOTERA att elasticitetsmodulen hänvisar till limträ, eftersom det sammansatta tvärsnittet är uttryckt som limträ.

Det sammansatta tvärsnittets tröghetsmoment vid böjning kring y-axeln enligt kapitel 6.1.1.1

$$I_y = (6.638 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^4$$

Kravet på nedböjning finns inte specificerat i normerna utan hänvisas till byggherrens krav. Max nedböjning vid tillfällig samt permanent olägenhet för takbalkar fås genom

$$w_{\text{fin,max}} := \frac{L}{300} = 21.933 \text{ mm}$$

[Träguiden: Rekommenderad nedböjning]

Av erfarenhet bör nedböjningen för tvåstödsbalkar begränsas till 20 mm.

$$w_{\text{fin,max}} := 20 \text{ mm}$$

4.1.2.1 Kontroll av nedböjning

Last av egenvikt

$$q_g := 0.6 \text{ m} \cdot g_{\text{bjälklag}} = 0.54 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Last av nyttig last

$$q_q := 0.6 \text{ m} \cdot q_{\text{bjälklag}} = 1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Beräkningen av nedböjning p.g.a. utbredd last, vilken ger upphov till böjmoment, kan beräknas enligt

$$w_m = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

där

- q = den jämnt förelade lasten
- L = spännvidden
- E = bjälklagets elasticitetsmodul
- I = bjälklagets tröghetsmoment

Man kan med fördel börja med att beräkna en korttidsdeformation p.g.a. enhetslast. Den betecknas w_1 och fås med enhetslasten

$$q_1 := 1.0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

enligt

$$w_1 := \frac{5 \cdot q_1 \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = 2.942 \text{ mm}$$

Korttidsdeformation p.g.a. egenvikt

$$w_{g.inst} := \frac{q_g}{q_1} \cdot w_1 = 1.589 \text{ mm}$$

Korttidsdeformation p.g.a. nyttig last

$$w_{q.inst} := \frac{q_q}{q_1} \cdot w_1 = 3.53 \text{ mm}$$

Total korttidsdeformation

$$w_{inst} := w_{g.inst} + w_{q.inst} = 5.119 \text{ mm}$$

Långtidsdeformationen fås enligt

$$w_{creep} = k_{def} \cdot w_{inst}$$

[KL-trähandboken, 5.2.1 (5.1)]

där

Deformationsfaktor

$$k_{def} := 0.8$$

[Träguiden, KL-träkonstruktioner:
3.1.5 Partialkoefficienter och
modifikationsfaktorer (Tabell 3.4)]

Slutlig deformation för permanenta laster blir då

$$w_{g.fin} := w_{g.inst} \cdot (1 + k_{def}) = 2.859 \text{ mm}$$

Slutlig deformation för nyttig last blir då

$$w_{q.fin} := w_{q.inst} \cdot (1 + k_{def}) = 6.354 \text{ mm}$$

Total långtidsdeformation

$$w_{fin} := w_{g.fin} + w_{q.fin} = 9.214 \text{ mm}$$

Utnyttjandegrad

$$\eta := \frac{w_{fin}}{w_{fin,max}} = 0.461 = 46,1 \% \text{ OK}$$

4.1.2.2 Kontroll av vibrationer och svikt

Enligt KL-trähandboken krävs en särskild utredning av bjälklaget om egenfrekvensen understiger 8 Hz. Nedan beräkning av egenfrekvens.

Egenfrekvensen kan bestämmas enligt

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot L^2} \cdot \sqrt{\frac{EI_L}{m}} \quad [\text{KL-trähandboken, 5.3.2 (5.14)}]$$

där

Bjälklagets spännvidd

$$L := 6.58 \text{ m}$$

Böjstyvhets i bjälklagets styvaste riktning

$$E := 12500 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

$$I := I_y$$

Bjälklagets massa per meter, uttryckt i [kg]

$$m := 1 \text{ m} \cdot g_{\text{bjälklag}} \cdot 0.1 \frac{\text{kg}}{\text{N}} = 90 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Då gäller

$$f_1 := \frac{\pi}{2 \cdot L^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I \cdot 1.2}{m}} = 12.067 \text{ Hz} > 8 \text{ Hz} \quad \mathbf{OK}$$

Enligt KL-trähandboken får ett bjälklag max deformeras 1,5 mm när det är utsatt för en punktlast motsvarande 1 kN, verkandes mitt i spannet. Denna punktlast simulerar ett fotsteg.

Om man betraktar bjälklaget som en balk med bredden $b = 680$ mm enligt ovanstående kapitel, får man nedböjningen enligt

$$w = \frac{P \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I} \cdot \frac{1 \text{ m}}{b} \quad [\text{KL-trähandboken, 5.3.2 (5.11)}]$$

där

Punktlast

$$P := 1 \text{ kN}$$

Spännvidd

$$L := 6.58 \text{ m}$$

Bjälklagets elasticitetsmodul, vid böjning kring y-axeln

$$E := 12500 \text{ MPa}$$

[Träguiden,
Limträkonstruktioner: 1.3.4
Hållfasthetsklasser, tabell 1.1

NOTERA att elasticitetsmodulen hänvisar till limträ, eftersom det sammansatta tvärsnittet är uttryckt som limträ.

Bjälklagets tröghetsmoment enligt tidigare

$$I := I_y = (6.638 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^4$$

$$b := 0.6 \text{ m}$$

Då gäller

$$w := \frac{P \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I} \cdot \frac{1 \text{ m}}{b} = 1.192 \text{ mm} < 1,5 \text{ mm OK}$$

Om man betraktar de ihopkopplade bjälklagselementen som en fritt fyrasidigt upplagd platta, kan impulshastighetsresponsen uppskattas enligt

$$v = \frac{4 \cdot (0.4 + 0.6 \cdot n_{40})}{m \cdot B \cdot L + 200} \quad \text{[KL-trähandboken, 5.3.2 (5.15)]}$$

där

Bjälklagets bredd

$$B := 6.06 \text{ m}$$

Bjälklagets spännvidd

$$L := 6.58 \text{ m}$$

Bjälklagets massa uttryckt i [kg/m³]

$$m := g_{\text{bjälklag}} \cdot 0.1 \frac{\text{kg}}{\text{N}} = 90 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Antalet första ordningens noder av egenfrekvenser upp till 40 Hz

$$n_{40} = \left(\left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \cdot \left(\frac{B}{L} \right)^4 \cdot \left(\frac{E_L \cdot I_L}{E_B \cdot I_B} \right) \right)^{0.25}$$

där

Eigenfrekvensen enligt tidigare

$$f_1 := f_1 = 12.067 \text{ Hz}$$

Böjstyvheten i bjälklagets styvaste riktning enligt tidigare

$$E_L := 12500 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

$$I_L := I_y \cdot 10^{-8} = (6.638 \cdot 10^{-12}) \text{ m}^4$$

Böjstyvheten i bjälklagets vekare riktning

$$E_B := 11000 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

$$I_B := 1 \text{ m} \cdot \left(\frac{t_2^3}{12} + t_2 \cdot a_2^2 + \frac{t_4^3}{12} + t_4 \cdot a_4^2 \right) \cdot 10^{-8} = (7.8 \cdot 10^{-13}) \text{ m}^4$$

Då gäller

$$n_{40} := \left(\left(\left(\frac{40}{10.999} \right)^2 - 1 \right) \cdot \left(\frac{B}{L} \right)^4 \cdot \left(\frac{E_L \cdot I_L}{E_B \cdot I_B} \right) \right)^{0.25} = 3.037$$

NOTERA att egenfrekvensen görs enhetslös för att få korrekt svar.

Då gäller

$$v := \text{kg} \cdot \frac{4 \cdot (0.4 + 0.6 \cdot n_{40})}{\text{m} \cdot B \cdot L + 200 \text{ kg}} = 0.002$$

NOTERA att termen multipliceras med enheten [kg] för att få korrekt svar.

Villkoret enligt KL-trähandboken och EKS

$$v \leq b^{(f_i \cdot \zeta - 1)}$$

där

Faktor enligt EKS

$$b := 100$$

Eigenfrekvensen enligt tidigare

$$f_1 := 8$$

Relativ dämpning för ett KL-träbjälklag utan pågjutning

$$\zeta := 0.025$$

[KL-trähandboken, 5.3.1: tabell 5.3]

Då gäller

$$b^{(f_1 \cdot \zeta - 1)} = 0.025 > 0.001 \text{ OK}$$