

Stomstabilisering av prefabricerade betonghus

- Fördelning av vindlaster till stabiliserande väggar



LUNDS
UNIVERSITET

Lunds Tekniska Högskola

LTH Ingenjörshögskolan vid Campus Helsingborg
Institutionen för byggvetenskaper/ Avdelningen för byggnadskonstruktion

Examensarbete:
Linn Adolfsson
Lina Carlsson

© Copyright Linn Adolfsson, Lina Carlsson

LTH Ingenjörshögskolan vid Campus Helsingborg
Lunds universitet
Box 882
251 08 Helsingborg

LTH School of Engineering
Lund University
Box 882
SE-251 08 Helsingborg
Sweden

Tryckt i Sverige
Media-Tryck
Biblioteksdirektionen
Lunds universitet
Lund 2014

Sammanfattning

Vid dimensionering av en byggnad är det viktigt att stabiliteten i konstruktionen kan garanteras. Den horisontella vindlasten som en byggnad utsätts för är den last som till störst del bidrar till den stjälpande effekten. Därför är det viktigt att kunna uppskatta hur stor del av den som fördelas till varje stabiliserande vägg.

Syftet med arbetet är att hitta en enkel och användbar analytisk metod för att kunna analysera stabiliteten i högre byggnader. Den analytiska metoden ska korrelera bra med en FEM-beräkning, vilken någorlunda speglar verkligheten. Detta undersöks genom att jämföra resultaten av olika beräkningar som görs på ett referenshus. Beräkningarna är gjorda dels för hand och dels med hjälp av FEM.

I beräkningarna granskas hur böj- respektive skjuvdeformation påverkar väggar av olika storlekar, där det visade sig att för prefab-väggar av den typ som analyserats i referenshuset var andelen skjuvdeformation i vissa fall stor.

Styvhetsförhållandet mellan bjälklag och väggar har kontrollerats för att undersöka hur lastfördelningen till väggarna kan ske. För referenshuset var styvheten för bjälklaget och väggarna ungefär lika, för vilket fall litteraturen föreslår att kraften i väggarna skall fördelas efter andel av fasadytan. Vid jämförelse med en FEM-beräkning visade det sig att denna metod och den analytiska metoden då inte alls överensstämde. Däremot om bjälklaget hade varit många gånger styvare än väggarna hade lastfördelningen skett som för en stel skiva i den analytiska beräkningen, vilket visade sig stämma bra överens med FEM-resultaten.

Av undersökningarna i detta arbete kan konstateras att en analytisk beräkning kan ge liknande resultat som en FEM-beräkning. Utifrån resultaten rekommenderas att alltid beakta väggarnas styvhet i förhållande till varandra istället för andel fasadyta, vid fördelningen av last till väggarna, om styvhetsförhållandet, C , mellan bjälklaget och väggarna är större än 10. Vid beräkning tas hänsyn till väggarnas styvhet beroende på vilken våning som beräkningen görs för. För att vara på säkra sidan rekommenderas att göra ett 5 % påslag på den resulterande horisontella lasten som angriper väggarna.

Nyckelord: Stomstabilisering, Balkteori, Timoshenko, Styvhet, Skivverkan, Lastfördelning, Stjälpning, FEM

Abstract

The overall stability of the structure must be ensured while designing a building. When considering the tilting effect, the most urgent load to consider is the horizontal wind load and it is important to know in what proportion it allocates to each stabilizing wall.

The purpose of this work is to find a simple and useful analytical method to analyze the stability of high buildings. Comparing calculations made with the analytical method and FEM on a reference house should ensure the viability of the method.

The effect of bending and shear deformation in differently sized walls was examined. Calculations showed that prefab-walls like those analyzed in the reference house were in some cases highly affected by shear deformation

In order to examine the load distribution on the walls, the stiffness ratio between the floor and walls has been calculated. The stiffness of the floor and walls in the reference house came out alike, indicating that the load allocation to the walls can, according to the literature, be made according to the percentage of the surface of the façade. When hand calculations were compared to a FEM-calculation the results did not agree. However, if the floor slab had been many times stiffer than the walls, the allocation of load to the walls would be as for a rigid floor according to the analytical method, which showed good agreement with the FEM results.

Based on the research done in this report it can be stated that an analytical calculation can produce similar results as FEM calculation. From these results it is recommended to always use the analytical method that considers the stiffness ratio between the walls instead of the method that allocates the load according to the percentage of the surface of the façade, if the stiffness ratio, C , between the slab and the walls is greater than 10. In the calculation, each wall's stiffness is taken into account depending on what floor the calculation is done for. To be on the safe side it is recommended to add 5% on the resulting horizontal load that is allocated to each wall.

Keywords: Structural stability, Beam theory, Timoshenko, Stiffness, Shear wall, Load distribution, Tilting, FEM

Förord

Denna rapport är utförd som ett examensarbete på högskoleingenjörsutbildningen, inom Byggteknik med Arkitektur vid Lunds Tekniska Högskola, Campus Helsingborg. Den är genomförd på Institutionen för byggvetenskaper, Avdelningen för byggnadskonstruktion.

Vi vill gärna här ta tillfället i akt att tacka alla som varit delaktiga och gjort genomförande av vårt arbete möjligt. Ett stort Tack till vår handledare på institutionen, Susanne Heyden, för sitt engagemang, och vägledning med råd och hjälp genom hela processen. Vi vill även rikta ett tack till medarbetarna på Tyréns kontor i Helsingborg, men i första hand våra handledare, Fredrik Karlsson och Christian Ranevi, som stått för underlaget till arbetet och delat med sig av deras tid och kunskaper inom området.

Helsingborg, maj 2014

Linn Adolfsson & Lina Carlsson

Innehållsförteckning

1 Inledning	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	1
1.3 Metod	1
1.4 Avgränsningar och antagande	2
1.5 Beteckningar	3
1.6 Arbetsfördelning	4
2 Grundprinciper för stomstabilisering	5
2.1 Stabilisering med fackverk	5
2.2 Stabilisering med ramverkan	6
2.3 Stabilisering med skivor och torn	7
2.4 Höga byggnader	9
3 Laster	13
3.1 Horisontell last	13
3.1.1 Vindlast	13
3.1.2 Snedställning	15
3.2 Vertikal last	15
3.2.1 Egentyngd.....	15
3.2.2 Nyttig last	16
3.2.3 Snölast	16
3.3 Lastkombinationer	17
4 Referenshustyp	19
4.1 Generellt om hustypen	19
4.2 Stabiliserande system	19
4.3 Grundplatta	19
4.4 Väggar	20
4.5 Bjälklag	20
4.6 Badrumsmodul	20
4.7 Tak/Vind	20
4.8 Referenshuset	20
4.9 Olika planlösningar	21
5 Styvhet i skivor	23
5.1 Metoder för att bestämma styvhet	23
5.2 Parametrar som påverkar styvheten i en skiva	23
5.3 Balkteori	25
5.3.1 Styvhet enligt Timoshenkos balkteori	27
5.3.1.1 Fast inspänd konsolbalk.....	29
5.3.1.2 Fast inspänd konsolbalk med noll rotation i toppen.....	33
5.3.1.3 Fritt upplagd balk.....	34

5.3.2 Förhållande mellan böjning och skjuvning	36
5.4 Finita elementmetoden	38
5.4.1 Autodesk Robot Structural Analysis	39
5.4.2 Verifiering av Bernoullis balkteori i Autodesk Robot	39
5.4.3 Olika sätt för horisontallasten att angripa skivan	42
5.5 Jämförelse balkteori - FEM	46
5.6 Styvhet i väggar.....	55
5.6.1 Stabiliserande väggar i samma plan	55
5.6.2 Stabiliserande väggar i flera plan	57
5.6.3 Modellering av väggar i referenshuset	57
5.7 Styvhet i bjälklag	58
5.7.1 TT/F plattor	58
5.7.2 Modellering av bjälklag i referenshuset.....	58
6 Fördelning av horisontallast till väggar	59
6.1 Principer för lastfördelning	60
6.1.1 Mycket styvt bjälklag.....	62
6.1.2 Lika styvhet på bjälklag och vägg	62
6.1.3 Vekt bjälklag	63
6.2 Handberäkningsmetoder	63
6.2.1 Mycket styvt bjälklag.....	63
6.2.2 Lika styvhet på bjälklag och vägg	65
6.2.3 Vekt bjälklag	67
6.3 Finita elementmetoden	68
6.4 Jämförelse handberäkningsmetoder - FEM	69
6.4.1 Fördelning av last vid en våning.....	69
6.4.2 Fördelning av last vid flera våningar	74
6.4.3 Fördelning av last i hus med stor skillnad i väggars styvhet	78
6.5 Val av metod vid lastfördelning till vägg	80
7 Analys av stjälpning av vägg.....	81
7.1 Stabiliserande verkan	81
7.2 Beräkning med stelkroppsmodell	81
7.3 Beräkningsmodell med plasticitetsantagande och jämn fördelning av lasten	83
7.4 Beräkningsmodell med linjär fördelning av lasten	84
7.5 Laster i grunden	86
7.5.1 Eftergivlig grund.....	87
8 Beräkning för referenshus	89
8.1 Vertikal lastnedräkning.....	89
8.2 Beräkning av vindlast	94
8.3 Skjuvning i fog.....	97
8.4 Beräkning av styvhet i väggarna.....	99
8.5 Lastfördelning till väggar	102

8.6 Kontroll med hänsyn till stjälpning	104
9 Diskussion	109
10 Slutsatser	113
11 Referenser	115
12 Bilagor	117

1 Inledning

1.1 Bakgrund

Tyréns är ett byggkonsultföretag som ofta får in uppdrag på stomstabilisering i prefab-hus i betong. Årligen kommer det in cirka 10-15 liknande projekt där stabiliteten i byggnaden måste säkerställas. För att stabiliteten av byggnaden ska kunna garanteras, genomförs en lastnedräkning av de vertikala och horisontella lasterna och deras fördelning i byggnadens stabiliserande byggelement.

Den aktuella hustypen har lägenhetsskiljande innerväggar i betong medan övriga innerväggar och ytterväggarna är lätta regelkonstruktioner. Bjälklagen utgörs av TT/F-plattor. Stabiliseringen bygger på skivverkan i bjälklag och betongväggar.

Att avgöra vilka som är de mest lämpliga förenklingarna är ett centralt problem för en konstruktör. För att analysera problem som stomstabilisering används olika beräkningsmodeller vilka inte är kopior av verkligheten då det är omöjligt att förutsäga hur alla komponenter i en byggnad exakt samverkar. En modell är alltså en förenkling av verkligheten, vilken anpassas för att passa verklighetens villkor så bra som möjligt. Den ska ge så relevanta resultat som möjligt för den problemställning som den är avsedd att användas för, men helst vara så enkel att använda som möjligt.

1.2 Syfte

Målet med arbetet är att hitta en enkel och användbar handberäkningsmetod som är lämplig att använda för att analysera stabiliteten med avseende på stjälpning i den studerade hustypen. En sådan metod skulle ge ett snabbt och enkelt förfarande vid dimensionering, samtidigt som säkerheten inte äventyras om förslaget grundar sig på relevanta undersökningsresultat.

1.3 Metod

En grundlig litteraturstudie har genomförts för att samla ihop relevant information om stomstabilisering och beräkningsmetoder för att analysera stomstabiliteten för byggnader som är uppemot 10 våningar höga. Fokus i litteraturstudien är stabilisering med skivverkan.

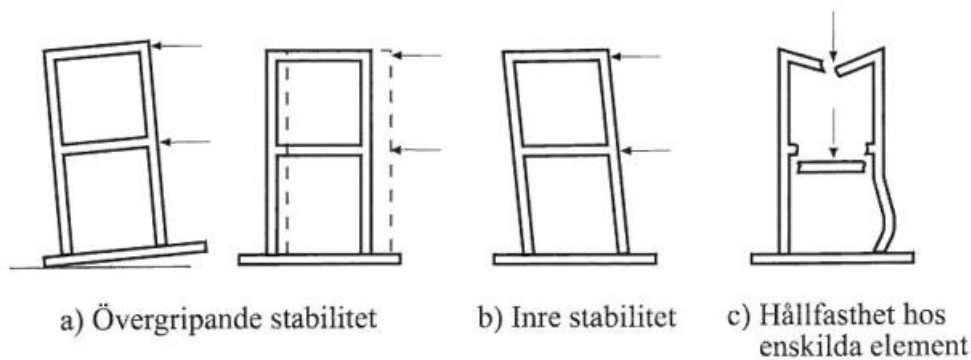
Olika sätt att räkna på stomstabilisering och deformation av väggar har identifierats och en rad olika handberäkningar har genomförts för att analysera skillnaden mellan de teorier som finns. Undersökningen avser en specifik hustyp. Beräkningar har dels gjorts på enkla grundfall och dels på ett referenshus som är typiskt för hustypen.

Parallellt har huset och delar av huset, analyserats i FEM-programmet Autodesk Robot för att jämföra de olika handberäkningsmetoderna med FEM-analyser. Resultatet från en FEM-beräkning ger inte en exakt förutsägelse om hur en konstruktion kommer att bete sig, men i detta arbete har FEM-resultaten ändå fått representera sanningen.

Utifrån ovanstående dras slutsatser om tillförlitligheten hos de olika beräkningsmetoderna och förslag på ett lämpligt angreppssätt tas fram.

1.4 Avgränsningar och antagande

Det finns flera begränsande fenomen vid dimensionering av en byggnad. Vid dimensionering av stabiliteten finns det flera olika typer av stabilitet som är viktiga att ta hänsyn till, se Figur 1.1. Vid den övergripande stabiliteten, får det inte finnas någon risk för att huset stjälpes eller glider iväg när en byggnad utsätts för horisontella laster[1].



Figur 1.1 Olika typer av brottfenomen.[1]

Byggnadens sätt att bevara sin form vid belastning beaktas genom att titta på den inre stabiliteten för byggnaden. En konstruktion kan t.ex. hålla för vertikala laster utan att något händer med konstruktionen, men när istället en horisontal last angriper konstruktionen kan den börja ge vika. Detta måste då förhindras genom olika stabiliserande lösningar, vilka kan vara allt från att sätta upp vindstag, hela skivor eller förstärka knutpunkterna mellan elementen så att byggnaden kan bevara sin vinkel och styvhet. Den inre stabiliteten måste uppnås i alla riktningar i konstruktionen [1].

Hållfastheten hos de ingående elementen kan också begränsa en konstruktion. Brotten är olika beroende på vilken last konstruktionen utsätts för. Exempel på olika brott som kan uppstå är dragbrott, tryckbrott, böjbrott, skjuvbrott, brott p.g.a. vridning och knäckning, utöver detta kan även för stora deformationer uppstå [1].

När konstruktionen utsätts för tryckkrafter kan konstruktionen som helhet eller delar av konstruktionen riskera att knäckas. Denna risk blir större ju högre och smalare konstruktionen är. I detta arbete ligger fokus på dimensionering mot stjälpning.

Vid genomförandet av detta arbete har vissa avgränsningar och antaganden gjorts. Viktiga avgränsningar är att följande inte beaktas i arbetet:

- Väggar med håltagningar
- Snedställning
- Andra ordningens teori och knäckning
- Uppsprickning i betongen
- Eftergivlighet i grunden

Fler antaganden och avgränsningar anges efterhand i texten.

1.5 Beteckningar

De allmänna beteckningarna i detta arbete utgörs av följande,

A = Tvärsnittsarea	m^2
c_{pe} = Formfaktor för utvändig vindlast	
C = Styvhetsförhållande, bjälklags- och väggskiva	
e = Avstånd mellan lastcentrum och skjuvcentrum	m
E = Elasticitetsmodul	Pa
G_k = Egentyngd	kN/ m^2
G = Skjuvmodul	Pa
h = Tvärsnittshöjd	m
I = Tröghetsmoment	m^4
k = Styvhet i vägg	Nm^{-1}
k_C = Konstant	
K = Skjuvkorrektionsfaktor	
L = Höjd	m
M = Moment	Nm
P = Last	N
q_y = Last	kN/m
$q_p(z_e)$ = Karakteristiskt värde för vindens hastighetstryck	kN/m^2
Q_k = Variabel last	kN/ m^2
t = Tvärsnittstjocklek	m
v = Utböjning	m
V = Tvärkraft	N
z_e = Referenshöjd för utvändig vindlast	m

γ_d = Partialkoefficient som beaktar säkerhetsklass

θ = Vinkel

ν = Tvärkontraktionstal

ψ_0 = Reduktionskonstant

o

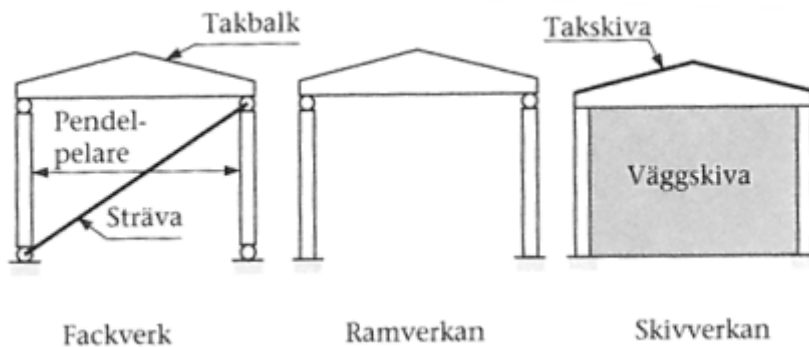
1.6 Arbetsfördelning

Arbetet har fördelats jämnt mellan författarna av denna rapport. Författarna har också varit lika delaktiga i samtliga moment.

2 Grundprinciper för stomstabilisering

Vid dimensionering av ett hus är det flera saker som måste beaktas. Alla komponenter i ett hus har en egenvikt som belastar de byggnadsdelar de vilar på, vilket byggnaden måste dimensioneras för. Utöver detta dimensioneras alla hus för den snölast, nyttig last och vindlast som huset utsätts för. I flera delar av världen måste husen även dimensioneras för jordbävningar. Alla dessa laster som huset utsätts för måste det klara av att stå emot, och dimensioneras för [2].

Stabilisering av en konstruktion handlar om att den ska vara dimensionerad för att kunna ta alla de horisontella laster som den utsätts för. De horisontella lasterna utgörs i första hand av de vindlaster som angriper huset. När huset utsätts för horisontella laster finns det en hög risk att huset stjälpes om det är fel dimensionerat. Stabilisering av byggnader kan uppnås genom olika konstruktionslösningar. Dessa bygger på grundprinciperna fackverk, ramverkan och skivverkan, som illustreras i Figur 2.1, [2].

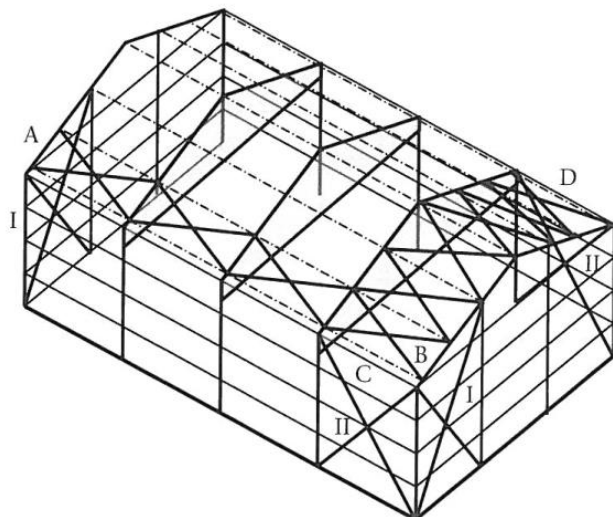


Figur 2.1 Stabilisering med hjälp av fackverk, ramverkan och skivverkan [2].

2.1 Stabilisering med fackverk

Vid stabilisering med fackverk används strävor som placeras diagonalt mellan t.ex. två pelare. Fackverk byggs upp av trianglar, vilket innebär att lasten kan tas omhand på ett effektivt sätt som drag- eller tryckkrafter i fackverkets delar. Vid byggande av större hallbyggnader utnyttjas ofta denna metod. Då används vindkryss som består av två strävor som sätts som ett kryss, vilket spänner mellan två pelare. I detta fall är det ena staget verksamt vid den ena vindriktningen och det andra vid den andra vindriktningen. Stagen behöver då bara dimensioneras för dragkraft. Alternativt kan man välja att ha bara ett snedstag, vilket då också måste dimensioneras för tryckkraft. Vindkryss visas i Figur 2.2, [2].

Ett vindkryss kan även placeras i ett takfackverk, där även takbalkar ingår och bidrar till en stabiliserande verkan i systemet. Vindkryssen i taket tar upp de horisontella laster som angriper byggnaden, och för vidare lasterna till vindkryssen i väggarna [2].

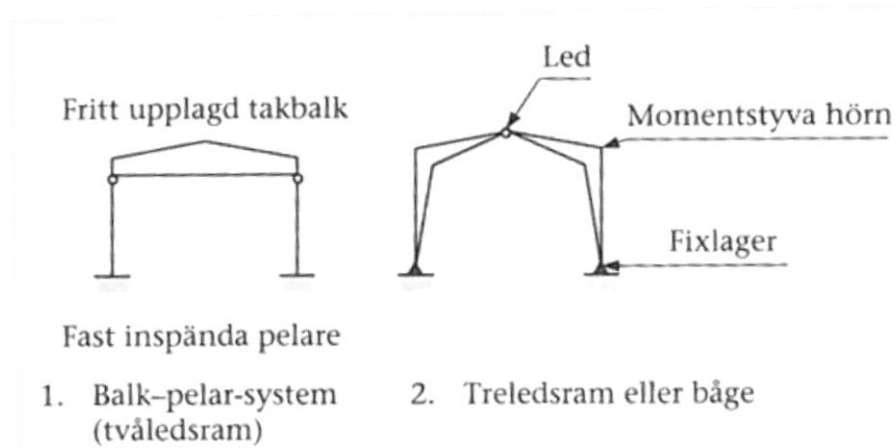


Figur 2.2 Stabilisering av hallbyggnad med fackverk [2].

2.2 Stabilisering med ramverkan

Stabilisering av byggnader kan även göras med hjälp av ramverkan. Ramverkan innebär att de horisontella lasterna som angriper byggnaden kan tas upp genom moment i knutpunkterna mellan konstruktionselement i systemet eller i inspänningssnittet mot grunden [2].

Två olika vanligt förekommande stabiliseringsmetoder för hallbyggnader, treledsram och balk/pelarsystem med i grunden fast inspända pelare, visas i Figur 2.3. Treledsramen är okänslig för sättningar i grunden och temperaturrörelser eftersom den är en statiskt bestämd konstruktion. Balk/pelarsystem medför ofta stora moment i inspänningssnitten vid grunden, och leder då till mer komplicerade utformningar av infästningen mot grunden [2].



Figur 2.3 Principskiss för balk-pelar-system och treledsram [2].

2.3 Stabilisering med skivor och torn

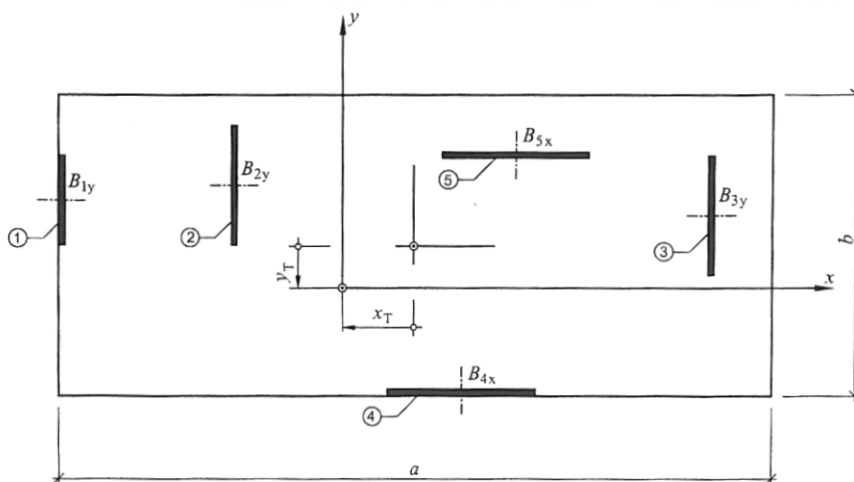
Att använda sig av skivor är en vanlig metod vid stomstabilisering. Skivor har liten styvhet vinkelrätt sitt eget plan, men däremot mycket hög styvhet i sitt eget plan.

Om bjälklagen betraktas som helt styva skivor, d.v.s. om bjälklagen är många gånger styvare än skjuvväggarna, vilket ofta är fallet, ger vindlasten på en byggnad upphov till två olika typer av förskjutningar. Den ena uppstår när vindlastens resultant angriper huset i dess rotationscentrum. Då sker translation, som är en parallellförflyttning av byggnaden. Den andra typen av förskjutning är en rotation. Rotation uppstår i en byggnad när dess lastcentrum inte sammanfaller med dess skjuvcentrum. Detta sker när tyngdpunkten för skjuvväggarna inte sammanfaller med lastcentrum. Ofta beror det på att skjuvväggarna är osymmetriskt placerade, men det kan också bero på att vindlasten uppträder osymmetriskt på en vägg. Det måste alltså finnas stabiliserande enheter som kan förhindra både translation och rotation [3].

Skivorna i ett stabiliserande system, som ofta är stabiliserande väggar, måste alltså placeras så att de finns i båda huvudriktningarna för att kunna motstå translation i husets huvudriktningar. Det måste finnas minst tre stycken skivor i det stabiliserande systemet för att det även skall kunna stå emot vridning. De stabiliserande väggarna får inte alla korsa varandra i samma linje, eftersom systemet då inte kan stå emot vridningen [3].

Det är naturligtvis en fördel att ha fler än tre stabiliserande väggar, gärna väl fördelade i våningsplanet och gärna fler i den riktning där vindlasten är störst. Figur 2.4 visar ett exempel på placering av stabiliserande väggar[4]. Som stabiliserande skivor används ofta väggar som går att bevara relativt intakta,

som lägenhetsavskiljande väggar eller väggar i trapphus, då skivor med hål får en mindre styvhet än intakta [4].



Figur 2.4 Exempel på placering av stabiliserande väggar i ett våningsplan [4].

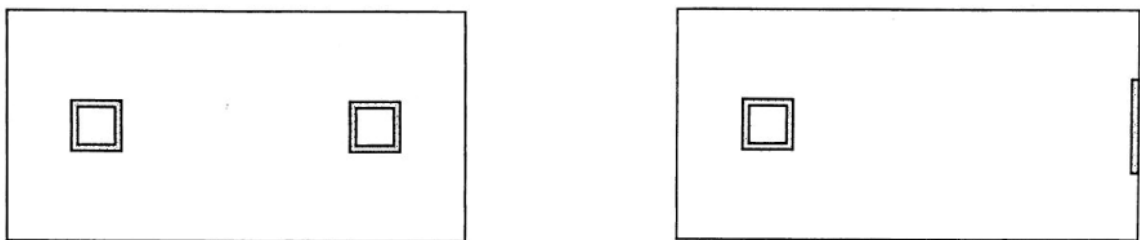
Tak och bjälklag fungerar i många fall också som skivor. Det är de som fördelar de horisontella lasterna till de stabiliserande väggarna och därmed utgör de en viktig del i stomstabiliseringen. I Figur 2.5 visas några olika stabiliseringssystem och kombinationer av dessa. Den totala stabiliteten i en byggnad kan alltså även uppnås genom en kombination av de olika grundsystemen som visas [4].

	1. Torn	2. Pelarsystem	3. Skivor	4. Rör	5. Volymelement
Kombination mellan olika system					
	1	2	3	4	5
1					
2					
3					

Figur 2.5 Olika stomstabiliseringsprinciper och kombinationer av dessa [4].

I flervåningshus placeras oftast skivorna ovanför varandra i våningsplan efter våningsplan, vilket också kallas att bygga med torn. På så sätt kan de horisontella lasterna på ett enkelt sätt vandra ner till grunden genom elementen. Att använda sig av torn är ett bra sätt för att säkerställa stomstabiliseringen [4].

Vid stabilisering med torn i en byggnad räcker det oftast inte med bara ett torn som stomstabiliserande komponent. Detta då tornet är vekt när det utsätts för rotation på grund av horisontella laster. Placeras däremot ett torn till eller en stabiliserande vägg i konstruktionen, blir konstruktionen stabil och kan ta upp vridmomentet och föra ner det till grunden, se Figur 2.6, [4].



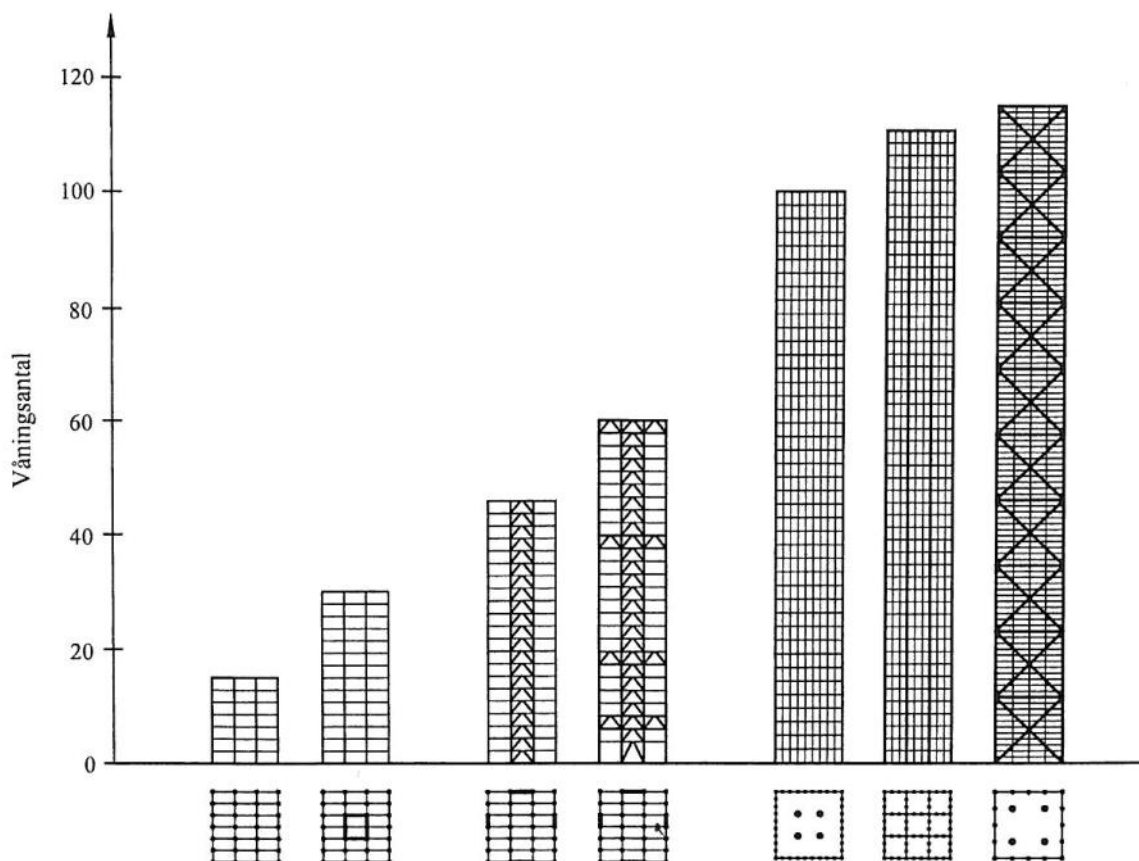
Figur 2.6 Exempel på placering av stabiliserande byggnadsdelar [4].

2.4 Höga byggnader

Ju högre och mer komplex en byggnad är, desto viktigare blir de stabiliserande systemen, och kostnaderna blir därför högre. Positivt är dock att alla högre hus måste utformas med vertikala schakt för trappor, hissar och installationer, och dessa medför ofta automatiskt att stabiliteten ökar i byggnaden [4].

Jämfört med förr byggs idag oftare flervåningshus. Förr var standard cirka 6-8 våningsplan, medan det idag byggs hus med betydligt fler. I allmänhet är det så att ju fler våningsplan ett hus har, desto mindre valmöjligheter finns det när den genomgående stomstabiliseringen av huset väljs. De tre metoderna för stabilisering som presenterats i Figur 2.1 kan användas för relativt höga byggnader, upp till åtminstone 15 våningar. En stor skillnad mellan ett lågt hus och ett riktigt högt hus är att det är påtagligt mer utsatt vid en jordbävning än ett lägre hus, och måste dimensioneras för detta [2].

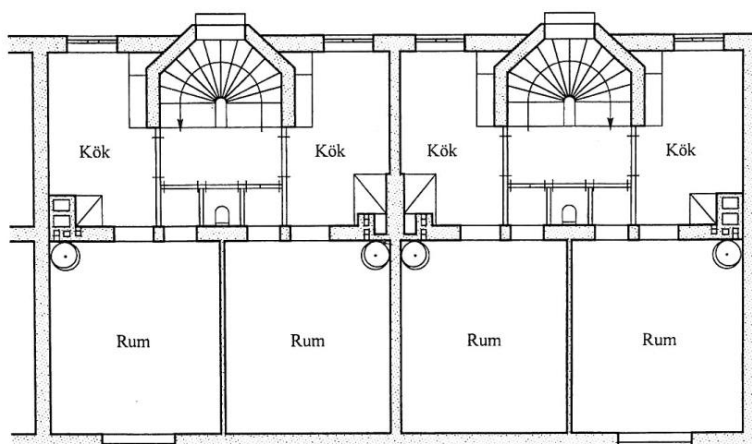
De flesta nybyggda höga byggnader är utformade med ett vertikalt schakt i sin mitt, där kommunikation i form av hissar och trapphus finns. Oftast kompletteras detta med ett balk-/pelarsystem som bildar en relativt styv ram runt huset. Denna ram tar upp stor del av vertikallasterna men hjälper också till att överföra de horisontella lasterna till de stomstabiliserande byggnadsdelarna. Figur 2.7 nedan visar sambandet mellan lämpligt stomsystem och våningsantal [2, 4].



Figur 2.7 Samband mellan stomsystem och byggnadshöjd [4].

I äldre höga byggnader, beaktades inte frågan om något separat stabiliserande system i lika stor grad som idag. Husen var då byggda med många väggar med stabiliserande funktion, och även innerväggarna var ofta stabiliserande. Detta gjorde att husen var så pass stabila att man i många fall inte beaktade frågan om huset var stabilt eller inte. Att bygga flertalet väggar i en byggnad med tunga, stabiliserande väggar kallas för att bygga med cellstomme, se Figur 2.8, [4].

Vanligt i cellstommar var att väggarna var uppmurade av tegel, där väggarna var tjocka och fönsteröppningarna var små. Bjälklagen var ofta uppbyggda av trä- eller järnbalkar eller en kombination av dessa. Därefter utvecklades byggtekniken och tegelvalv på järnbalkar blev vanligare, för att sedan utvecklas till dagens vanliga betongbjälklag, [4].



Figur 2.8 Äldre byggnadsstomme uppbyggd av korsande väggar och betongbjälklag, en s.k. cellstomme [4].

Eftersom byggtekniken med massiva, monolitiska cellstommar är tidskrävande och kräver stora materialresurser, utvecklades under 1940- och 50-talet ett mer upplöst byggsystem. Detta byggsystem används fortfarande idag och det typiska systemet består av vertikala pelare och ett minimum av stabiliserande väggar. I största möjliga utsträckning försöker man att minimera antalet bärande väggar för att minska produktionskostnaden för huset [4].

3 Laster

När stabiliteten för en byggnad ska säkerställas beaktas vertikala och horisontella laster. De vertikala lasterna utgörs vanligen av egentyingder, nyttig last, och snölast. Egentyngden är en permanent last medan nyttig last och snölast är variabla laster. De vertikala lasterna summeras våning för våning och förs via de bärande konstruktionsdelarna ner till grunden [4].

De vanligaste horisontella lasterna i Sverige är vindlast och snedställningslast. Av de laster som verkar på ett hus är det ofta vindlasterna som är de viktigaste att beakta när det gäller stomstabilisering. I många områden i världen är även jordbävninglast en mycket viktig horisontell last [4].

3.1 Horisontell last

3.1.1 Vindlast

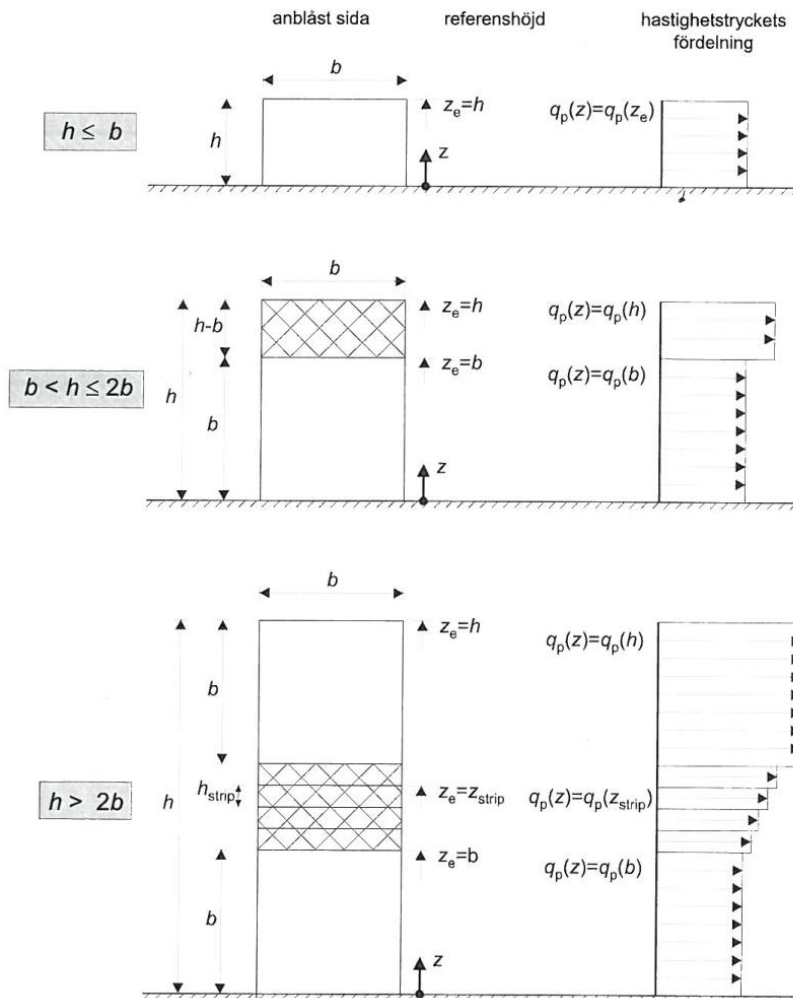
Vindlast är en variabel och bunden last, som bestäms enligt Eurokod 1 utifrån byggnadens geografiska belägenhet, terrängtyp, höjd och utformning [5].

För att kunna bestämma vindens hastighetstryck, q_p , måste man använda sig av en referensvindhastighet, v_b , som beskriver vindförhållandena i den region som är aktuell. Värdet på v_b är definierat som medelvindhastigheten under en 10-minutersperiod, på höjden 10 m i en öppen terräng, (terrängtyp II), som i genomsnitt överskrids en gång på 50 år [2, 5].

Beroende på hur terrängen ser ut runt omkring byggnaden väljer man terrängtyp, 0, I, II, III eller IV. Terrängtyp 0 är vid ett hav eller kustområde som är exponerat för öppet hav. Typ I är vid en sjö eller plant område med försumbar vegetation och hinder. Terrängtyp II beskriver ett område med låg vegetation, med enstaka träd och hinder. I typ III är byggnaden belägen i ett område täckt med vegetation eller byggnader, ofta byar, skogsmark och förorter. Den sista terrängtypen, IV, beskriver ett hus beläget i en tätort, där minst 15 % av arean är bebyggd och byggnadernas medelhöjd är större än 15 m [2, 5].

Vindlasten varierar gradvis efter höjden på byggnaden, och hastighetstrycksfördelningen ser olika ut beroende på hur förhållandet mellan byggnadens höjd och bredd är. Vid lägre byggnader räknas det normalt med att det vindtryck som råder vid byggnadens topp verkar på hela byggnaden. Vid högre byggnader kan det dock beaktas att vindlasten är lägre längre ner på byggnaden. För byggnader med rektangulär planform varierar den utvändiga vindlasten stegvis uppåt beroende på väggens höjd. Referenshöjden för en viss väggdel bestäms utifrån förhållandet höjd/bredd för byggnaden. Är höjden

lägre än bredden antas ett konstant vindtryck längs hela väggen. Om väggens höjd är större än bredden, men mindre än dubbla bredden, antas vindtrycket delas upp i två delar där den övre delen av byggnaden utsätts för ett större vindtryck än den undre. Sista fallet är om väggens höjd är mer än dubbelt så stor som bredden. Vindtrycket ökar då i flera steg längs med väggens höjd, se Figur 3.1, [5].

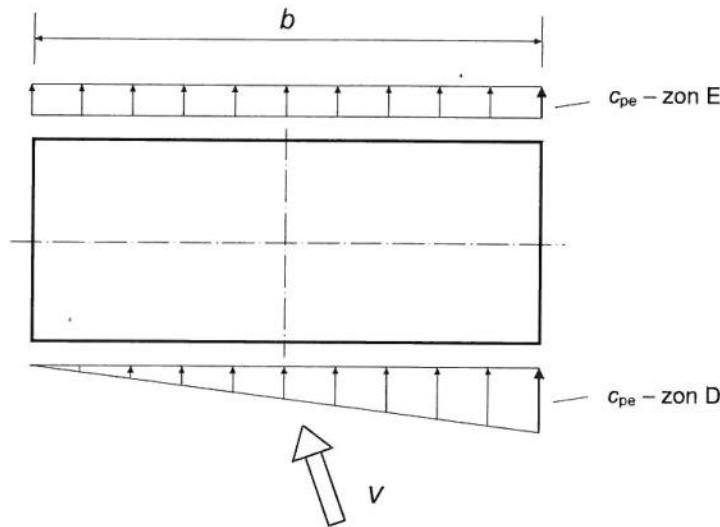


Figur 3.1 Fördelning av vindlast beroende av höjden [5].

Då vindlasten angriper huset har den olika effekter på olika delar av huset. För att bestämma vindlasten på husets olika delar multipliceras hastighetstrycket med olika formfaktorer, som beror på husets geometriska utformning och hur ytan förhåller sig till vindriktningen. Zonindelningen på huset bestämmer vilken formfaktor som ska tas hänsyn till beroende på vilken del av huset som beaktas [5].

Momentana variationer i vindtrycket kan ge upphov till asymmetrisk vindlast. Detta gör att byggnader med symmetrisk planform kan utsättas för ett vridmoment då det blåser mer på ena sidan av fasaden än den andra. För

byggnader som är känsliga för vridning bör detta lastfall beaktas. Formfaktorer för detta finns i Eurokod 1, se Figur 3.2, [5].



Figur 3.2 Lastfördelning för beaktande av vridningseffekten [5].

3.1.2 Snedställning

Snedställning är en oavsiktlig lutning av pelare och väggar vilket kan bero på monterings- eller utförandefel. Då en pelare eller vägg uppförs finns risken att den inte blir helt vertikal utan att det blir en liten vinkel mellan pelaren och vertikalen. Denna vinkel orsakar en horisontell last på bjälklagen, som det stomstabiliserande systemet måste dimensioneras för, [2, 4].

Står det flera pelare med systematisk snedställning på en rad adderas den horisontella kraften på konstruktionen. Vid slumpmässig snedställning lutar pelarna, som står i en rad, åt olika håll. Det kan göra att de horisontella lasterna som uppstår kan ta ut varandra i en konstruktion. Snedställning kommer inte att beaktas närmare i det här arbetet [2, 4].

3.2 Vertikal last

De vertikala lasterna som verkar på en byggnad utgörs av egentyngd, nyttig last och snölast.

3.2.1 Egentyngd

Egentyngden för en byggnad är en permanent, bunden last. Egentyngden beräknas som summan av tyngderna i de olika konstruktionsdelarna i byggnaden. Tyngden beräknas baserat på nominella mått och karakteristiska värden på tungheten, tyngdkraft per volymsenhet. Tungheter för olika material och konstruktionsdelar anges i Eurokod 1, eller i produktblad och handböcker [2, 6].

3.2.2 Nyttig last

Nyttig last är en variabel och fri last. Det är en last som påverkar en bjälklags- eller takyta beroende på vilket användningsområde byggnaden är avsedd för. Vanligast är att det är last från personer, möblemang och flyttbara föremål i en byggnad [2].

Den del av lasten som utgörs av inredning flyttas sällan, medan personlasterna varierar hela tiden beroende på aktiviteten i byggnaden. Det finns även extrema laster som uppstår t.ex. vid fester eller folksamlingar på en liten yta eller tillfälliga ansamlingar av möbler och saker på ett litet område. Dock förutsätts att nyttig last är en jämnt utbredd last. Att lasten är fri innebär att den skall förutsättas vara noll på delar av bjälklaget om detta är ogynnsamt. Bjälklag bör även dimensioneras efter att en koncentrerad punktlast kan angripa bjälklaget, dock aldrig samtidigt som den jämnt utbredda lasten. Detta lastfall är främst av intresse vid dimensionering av ytbärverket [2].

Vid bestämning av vilken nyttig last som ska användas måste aktiviteten i byggnaden eller för olika byggnadsdelar vara känd. Dessa karakteristiska nyttiga laster väljs enligt bestämmelserna i Eurokod 1, [6].

3.2.3 Snölast

Snölast är en variabel och bunden last som bestäms som kraft per horisontell ytenhet. Vid bestämning av byggnadens snölast måste byggnadens geografiska läge, utformning och omgivningens topografi vara känd [2].

Snölastens grundvärde på mark, s_k , är bestämt efter snölast på marken beroende på snöns djup och dess tyngd. Det avlånga landet Sverige har delats in i olika snözoner där detta värde varierar mellan 1,0 och 5,5 kN/m², [6].

För att göra en så korrekt bedömning av snölasten som möjligt, bör även omgivningens topografi vara känd. Den har betydelse för hur mycket av snön som blåser bort från taket, alternativt blåser till taket från omgivningen [2].

Takets utformning har också inverkan på snölasten, eftersom det på platta tak ligger större mängder snö kvar till skillnad från tak med branta taklutningar. Ett kritiskt moment vid dimensionering av snölasten är att det kan förekomma snödrift, som gör att snön fördelar sig ojämnt på taket. Det kan också uppstå snöfickor, där det kan samlas en större mängd snö på ett visst ställe uppe på taket. Detta måste beaktas om takkonstruktionen har en utformning som kan bidra till att snön kan samlas på ett visst ställe. För att bestämma snölasten för en konstruktion används standarderna i Eurokod 1, [2, 6].

3.3 Lastkombinationer

Byggnader dimensioneras enligt de normer och föreskrifter som finns i Eurokod. Dessa normer och föreskrifter reglerar hur permanenta laster, variabla laster och olyckslaster väljs. De reglerar också hur dessa laster skall kombineras i lastkombinationer. Lastvärden är indelade i karakteristiska värden, reducerade värden och långtidvärden. Lastvärdena kombineras sedan enligt regler i Eurokod och ges partialkoefficienter, [4].

Grundprincipen är att alla möjliga lastkombinationer måste undersökas. När byggnadens stomstabilisering undersöks är den horisontella lasten, vindlasten, oftast den kritiska som bör sättas till karakteristiskt värde (huvudlast) [4]. Vid dimensionering mot stjälpning är det i regel farligast med så liten vertikal last som möjligt, vilket innebär att variabla vertikala laster som snö och nyttig last, sätts till noll. För just detta fall skall lastkombinationen EQU väljas, där även egyptyngden ges ett reducerat värde [7].

4 Referenshustyp

4.1 Generellt om hustypen

Referenshuset i detta arbete enligt bilaga A är en typ av hus som byggs med ett förutbestämt komplett byggsystem. Många av byggnadsdelarna är prefabricerade och produceras i fabrik, vilket gör det enkelt att använda dem i olika projekt. Fördelarna med ett byggsystem av denna typ är många,

- Tillverkningsprocessen blir snabbare då den sker på fabrik
- Få konstruktiva begränsningar
- Fri arkitektonisk utformning
- Förbättrad effektivitet
- Byggtiderna kan förkortas väsentligt
- Behovet av arbetskraft på byggplatsen minskar
- Bättre arbetsmiljö

Dock krävs väl planerad och samordnad projektering och styrning av byggprocessen i tidiga skeden. [8] Referenshuset är tänkt att spegla en stor merpart av de hus som byggs med den här typen av byggsystem, där de specifika byggkomponenterna och detaljlösningarna är desamma och endast övergripande geometri av huset skiljer.

4.2 Stabiliserande system

Referenshusets stabiliserande system består av en tung stomme av betong, gjord av förtillverkade prefab-element. Dessa är både stabiliserande väggar och bjälklag vilka dimensioneras för att kunna ta upp de horisontella och vertikala laster som huset utsätts för. För vertikala laster finns även pelare utmed ytterväggarna. Centrerat i huset finns både hiss och trapphus, vilka är förankrade i översta våningens takbjälklag.

4.3 Grundplatta

Grundplattan är gjord som platta på mark i betong, och är dimensionerad för att klara alla husets laster.

4.4 Väggar

Prefabelementen finns uteslutande inne i husets uppvärmda delar, vilket gör att de inte behöver isolering, utan består endast av vertikal och horisontal armering och betong. De är 2,58 m höga (L) och finns med flera olika längder (h), men generellt är längden på ett enskilt väggelement inte längre än 5 m. I vissa prefabväggar på varje våningsplan finns det hål för dörrar. Ytterväggarna är uppbyggda av en lätt konstruktion i trä, vilken i huvudsak hålls uppe av pelare. Även innerväggarna är byggda med en lätt konstruktion av trä. Varken ytterväggar eller dessa lätta innerväggar är dimensionerade för att medverka i det stabiliserande systemet.

4.5 Bjälklag

Bjälklaget utgörs av TT/F-plattor som finns i flera olika storlekar, vilka väljs beroende på utformning av väggar osv. Plattorna är av modellen TT/F 270/60. Detta gäller även vindsbjälklaget.

4.6 Badrumsmodul

I varje lägenhet installeras en badrumsmodul, denna är förtillverkad och lyfts på plats med kran. Badrumsmodulen är monterad på ett sådant sätt, att den inte går att räkna hem som stabiliserande element.

4.7 Tak/Vind

Taket är en lätt konstruktion av typen uppstolpat tak och är gjord direkt på översta bjälklaget. Trapphuset går hela vägen upp till översta bjälklaget där även hisschaktet är förankrat. På vindsvåningen finns utöver ett trapphus och hisschakt ett fläktrum.

4.8 Referenshuset

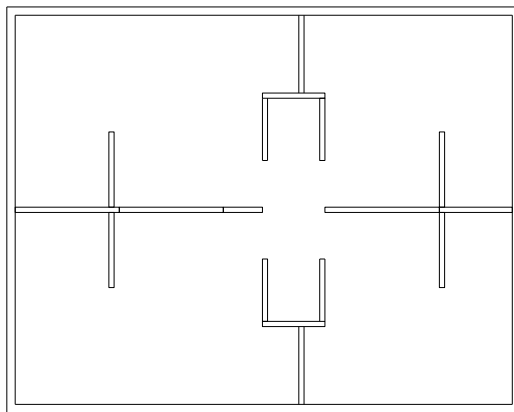
Det specifika referenshuset som analyseras i arbetet är placerat i Helsingborg, Skåne län. Staden ligger vid Öresunds smalaste del och är en tätbebyggd stenstad, vilket gör att vindberäkningarna utgår från terrängtyp III. Säkerhetsklass 2 är vald.

Referenshuset som är valt i kommande beräkningar är ett 8-våningshus, med fyra lägenheter på varje våning, förutom på entréplan där endast tre lägenheter finns. Lägenheterna är antingen 2 eller 3 rum och kök. Källare finns inte och alla gemensamma utrymmen, som tvättstuga och cykelförvaring finns på entréplan. Huvudentrén leder fram till en hiss och trappor som leder hela

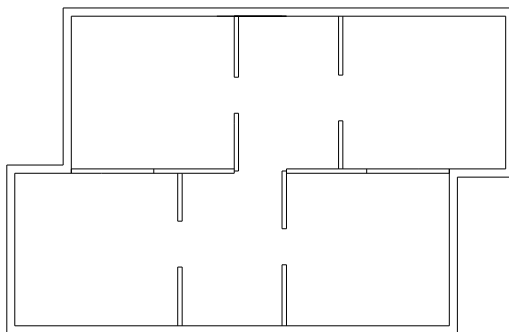
vägen upp i huset. Det är 19,8 m långt och 15,6 m brett, höjden till taknock är 24,8 m.

4.9 Olika planlösningar

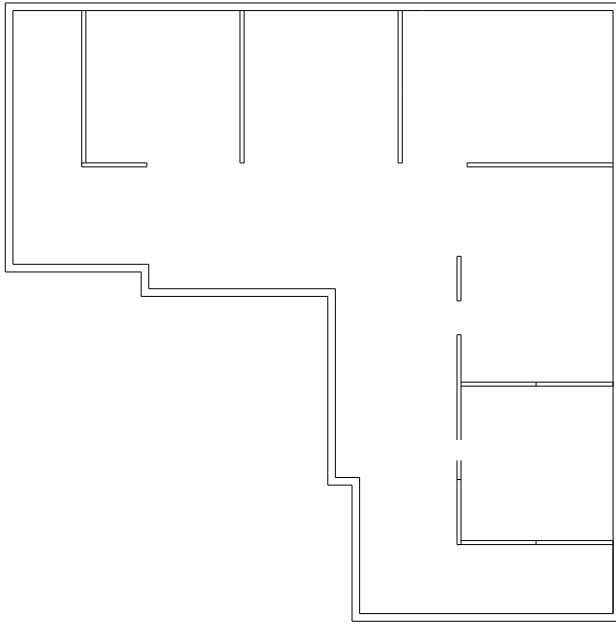
Referenshustypen kan vara uppbyggd på olika sätt, med olika geometri och olika placering av stabiliserande väggar. Nedan visas fyra olika planlösningar för referenshustypen där de stabiliserande innerväggarna är utritade. Referenshuset som är analyserat i detta arbete är det i Figur 4.1.



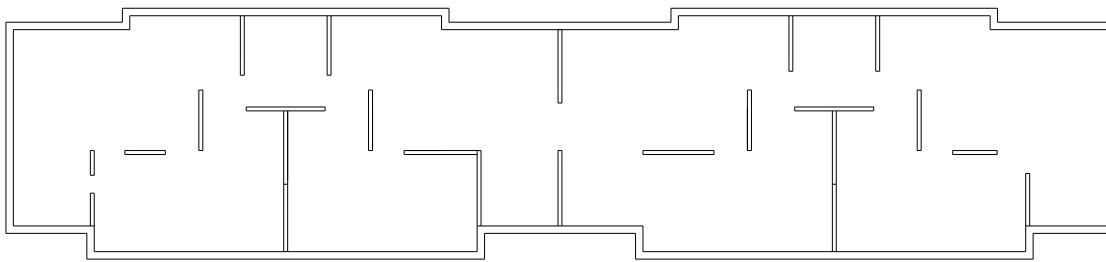
Figur 4.1 Planlösning för referenshuset vilket används i detta arbete.



Figur 4.2 Planlösning där två rektanglar förskjutits i förhållande till varandra.



Figur 4.3 Planlösning med rektanglar i vinkel.



Figur 4.4 Planlösning där två rektanglar placerats intill varandra.

5 Styvhet i skivor

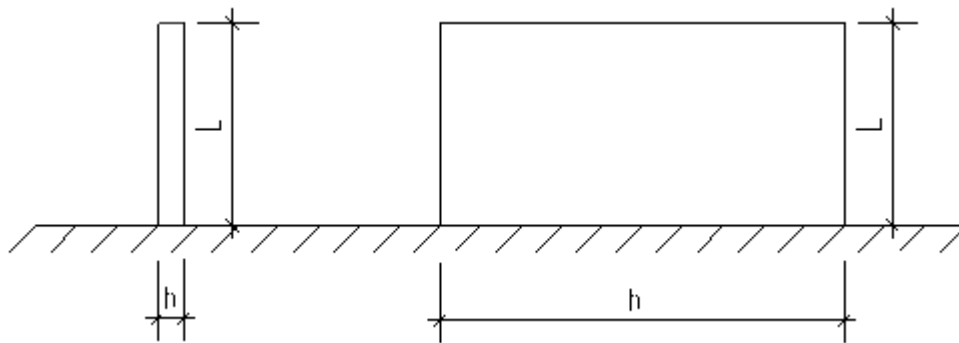
5.1 Metoder för att bestämma styvhet

För att bestämma vilken styvhet en skiva har, finns flera olika metoder. Det går att använda sig av balkteori, skivteori och numeriska metoder, t.ex. finita elementmetoden (FEM). Balkteori och FEM kommer att användas i detta arbete. Utöver dessa metoder kan experimentella mätningar göras, för att ta fram vilken styvhet en viss skiva har [9].

FEM tillåter analys av komplexa strukturer med godtyckliga former och randvillkor, det går även att ändra material eller tjocklek på elementen. Dock kan det vara en tidskrävande process att välja rätt indata för programmet. I vissa fall ger analytiska metoder som balkteori enklare och tillräckligt bra lösningar[9]. I detta kapitel jämförs FEM och analytiska metoder, i syfte att hitta en analytisk metod som ger tillräckligt bra resultat för de skivor som är aktuella i den studerade hustypen.

5.2 Parametrar som påverkar styvheten i en skiva

En intressant fråga är var gränsen går mellan en skiva och en balk. Skivans tvärsnittshöjd är ungefär lika stor som dess längd, medan balkens längd är betydligt större än dess tvärsnittshöjd, Figur 5.1, [2].



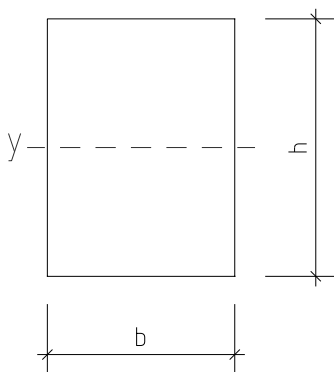
Figur 5.1 Till höger syns en balk och till vänster en skiva som ofta kallas för en hög balk.

I P.J. Gustafssons Kompendium i balkteori 2013, definieras skivor som att längden, L , skall vara mindre än fyra gånger skivans tvärsnittshöjd, h , Figur 5.1. Ett uttryck för sambandet mellan spännvidden och tvärsnittshöjden är $L/h \leq 4$. Gränsen mellan balk och skiva är flytande och detta är bara ett approximativt uttryck [10].

Styvheten i en långsmal balk beror på tvärsnittets form och mått, se Figur 5.2. Den parameter som beskriver detta är I , ytttröghetsmomentet. Ytttröghetsmomentet för rektangulära tvärsnitt är [11],

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

Där b är bredden och h är höjden på tvärsnittet. Ju större I är desto styvare blir balken [11].



Figur 5.2 Tvärsnitt med höjden h , och bredden b , där tvärsnittet böjs kring y -axeln.

De materialparametrar som spelar in när styvheten bestäms är framförallt elasticitetsmodulen, E , och skjuvmodulen, G . Dessa beror av vilket material skivan är tillverkad av. I detta arbete antas linjärt elastiskt material, vilket betyder att om ett material utsätts för belastning, återgår det fullt till sin odeformerade form när belastningen avlägsnas (elastiskt) samt att spänningen är proportionell mot töjningen (linjärt). Ett linjärt elastiskt isotropt material kan t.ex. beskrivas med elasticitetsmodulen E och skjuvmodulen G . Ju större E och G är desto större styvhet får skivan [1].

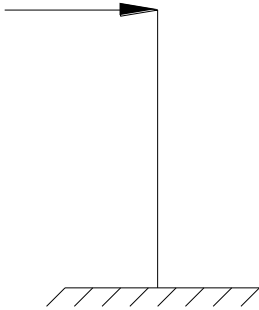
För ett isotropt material bestäms G ur ekvationen,

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (5.1)$$

Hur infästningen av skivan eller balken ser ut har betydelse för styvheten. Ett upplag definieras i [1] som balkens infästning i omgivningen. Vid beräkning av utböjning av en balk, måste upplagsvillkoren vara kända. Två vanligt förekommande upplag är fixlager och rullager [1].

Olika typer av upplag motsvarar olika typer av randvillkor. En konsolbalk är fast inspänd i den ena balkänden och fri i den andra, Figur 5.3. I detta fall är randvillkoren för den fast inspända balkänden att utböjningen och

vinkeländringen måste vara noll. Randvillkoren delas upp i kinematiska och statiska randvillkor, vilka är relaterade till förskjutningsstorheter respektive kraftstorheter [1].



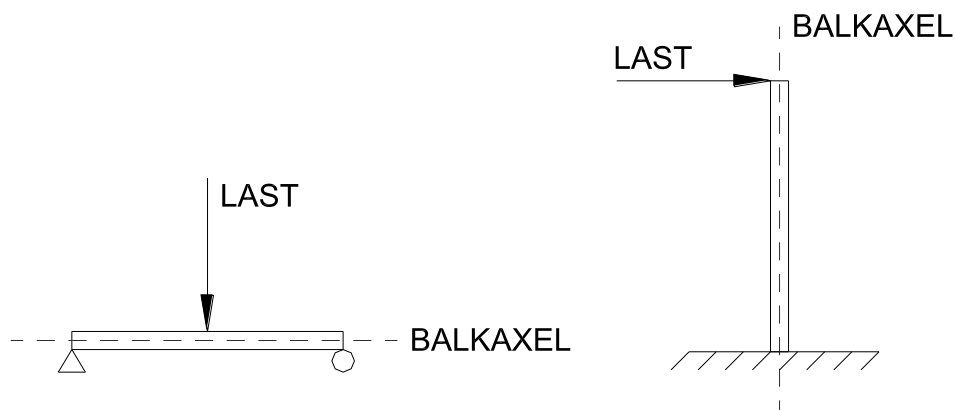
Figur 5.3 Konsolbalk med fast inspänd balkände respektive fri topp.

Dessa typer av upplag är idealiserade, i verkligheten fungerar en balks infästning i regel inte helt friktionsfritt eller oändligt styvt, vilket fixlager respektive fast inspänning föreskriver. Dock ligger det oftast tillräckligt nära verkligheten, och går därför att använda vid beräkningar, om det är på säkra sidan [1].

När ett helt våningsplan med väggar som samverkar med bjälklag ska modelleras kan det vara svårt att välja rätt typ av upplagsvillkor. Väggen monteras i två bjälklag, därför kan randvillkor användas som fast inspänd i nederkant, och föreskriven noll rotation i överkant. Detta eftersom väggen är monterad i bjälklaget i topp, vilket gör att utböjning för väggen försvåras. Om två väggar står bredvid varandra i samma plan och de utsätts för en last som vill deformera dem, vill båda väggarna böja ut, men en viss samverkan mellan de båda väggarna begränsar utböjningen. Detta är en komplicerad typ av randvillkor, då det inte är givet hur mycket deformationen begränsas av att väggarna står i samma plan, detta kommer beskrivas mer i kapitel 5.6.

5.3 Balkteori

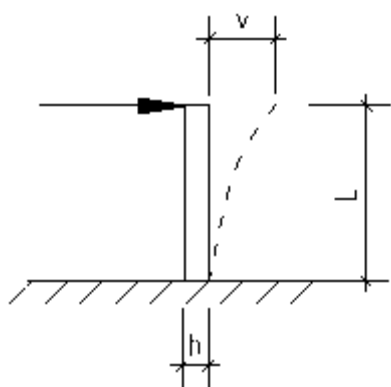
Följande beskriver P.J. Gustafsson, Kompendium i balkteori 2013, ”Balkteorier är beräkningsmodeller som är utformade för att beräkna spänningar och deformationer i balkar”, vidare beskrivs, ”Det typiska för balkteorier är att deras grundekvation innehåller funktioner som varierar med bara en lägeskoordinat, x . Detta skiljer balkteorier från t.ex. skiv- och platteorier” [10]. En balks verkningssätt kan delas upp i stångverkan och böjverkan. Då balken belastas längs balkaxeln verkar den som en stång. Lasterna som ger upphov till böjning av balken belastar balken vinkelätt mot balkaxeln, se Figur 5.4. Dessa laster kan vara i form av punktlaster eller utbredda laster [1].



Figur 5.4 Till vänster, en fritt upplagd balk och till höger en konsolbalk som båda angrips av en punktlast, vilken verkar vinkelrätt mot balkaxeln.

Den enklaste av balkteorierna är framtagen av Bernoulli-Euler, och beaktar endast böj deformationen i balken [1]. Utöver denna finns Timoshenkos balkteori. Timoshenkos balkteori utgår från Bernoulli-Eulers balkteori, och adderar skjuvverkan till denna [10]. Detta innebär att plana tvärsnitt fortfarande förblir plana enligt Timoshenkos balkteori, men inte längre vinkelräta mot balkaxeln. För de båda teorierna är förutsättningarna att materialet är elastiskt och homogent samt att deformationerna är små [2]. Utöver detta antas spänningen proportionell mot töjningen [1]. Skillnaden mellan Bernoulli-Euler och Timoshenkos balkteori är alltså att Bernoulli-Eulers balkteori inte tar hänsyn till skjuvdeformation [10].

När en fast inspänd balk utsätts för en horisontell last i dess topp kommer balken att deformeras, enligt Figur 5.5, [3].



Figur 5.5 En balk som är fast inspänd i underkant, vilken får utböjningen, v , när den utsätts för en horisontallast, P .

5.3.1 Styvhet enligt Timoshenkos balkteori

I Timoshenkos balkteori tar man hänsyn till skjuvtöjningar. I Bernoullis balkteori antas plana tvärsnitt förbli plana, och vinkelräta mot balkens medellinje. I Timoshenkos teori är tvärsnitten fortfarande plana men inte längre vinkelräta mot medellinjen. Tvärsnittens rotation beskrivs därför med en ny variabel θ , utöver v , som betecknar medellinjens förskjutning, [10].

I Bärande tegelmurverk, [3] finns det angivet ett uttryck för att räkna fram styvheten för en fast inspänd vägg och en fritt upplagd bjälklagsskiva. Dessa uttryck jämförs i kapitel 5.3.1.1 och 5.3.1.3 med Timoshenkos balkteori, för att visa att uttrycken bygger på Timoshenkos balkteori [3].

Böjverkan i en Timoshenkobalk beskrivs av två okopplade differentialekvationer,

$$\begin{cases} EI\theta''' = q_y \\ EIv'''' = q_y - EI \cdot \frac{q_y''}{GAK} \end{cases} \quad (5.2)$$

Den homogena lösningen till ekvationerna, som gäller för fall utan utbredd last är,

$$\begin{bmatrix} v \\ \theta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} x^3 & x^2 & x & 1 \\ 3(x^2 + 2\alpha) & 2x & 1 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A \\ B \\ C \\ D \end{bmatrix} \quad (5.3)$$

Där A , B , C och D är konstanter som bestäms av randvillkoren, x beskriver läget längs balken och,

$$\alpha = \frac{EI}{GAK} \quad (5.4)$$

Detta ger ett antal ekvationer för storheter som motsvarar randvillkor, vilka kan användas för att ta fram olika lastfall för Timoshenkobalkar, se kapitel 5.3.1.1-3,

$$v(x) = Ax^3 + Bx^2 + Cx + D \quad (5.5)$$

$$v'(x) = 3Ax^2 + 2Bx + C \quad (5.6)$$

$$\theta(x) = 3A(x^2 + 2\alpha) + 2Bx + C \quad (5.7)$$

$$\theta'(x) = 6Ax + 2B \quad (5.8)$$

$$M(x) = EI\theta' \quad M(x) = EI(6Ax + 2B) \quad (5.9)$$

$$V(x) = GAK(v' - \theta) \quad V(x) = -6AEI \quad (5.10)$$

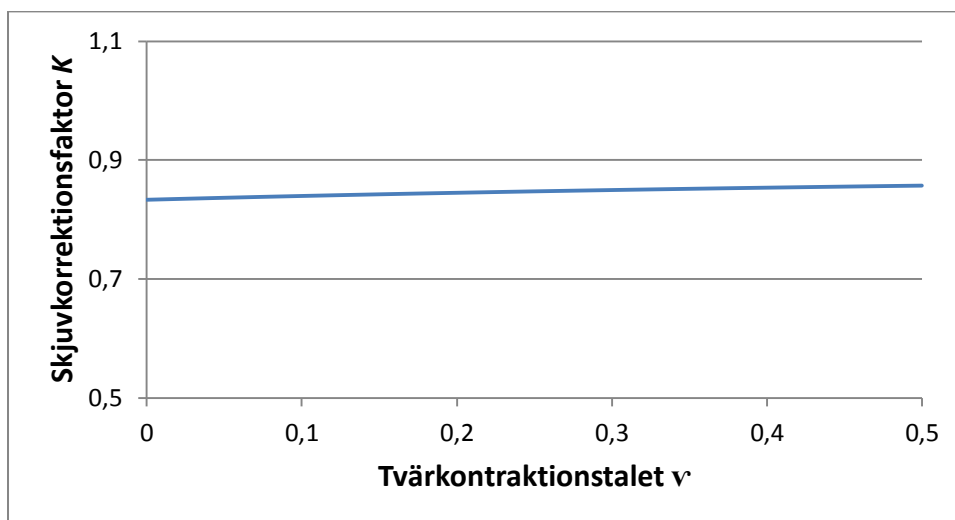
I Timoshenkos balkteori införs en skjuvkorrektionsfaktor, K . Denna korrektionsfaktor kompenserar för att plana tvärsnitt förutsätts förbli plana. Detta antagande gör att balkens skjuvstyvhet överskattas. Korrektionsfaktorn beror på balkens tvärsnittsform och är $\leq 1,0$, [10].

Skjuvkorrektionsfaktorn, K , för ett rektangulärt tvärsnitt beräknas enligt,

$$K = \frac{10(1 + \nu)}{12 + (11\nu)} \quad (5.11)$$

Där ν är tvärkontraktionstalet, vilken är en materialkonstant som beror på hur materialet deformeras i tvärsriktningen när det utsätts för tyck och dragkrafter. Material dras oftast ihop i tvärsriktningarna när materialet utsätts för dragkraft. Tvärkontraktionstalet är ett mått på hopdragningens storlek [10]. Enligt Eurokod 2, kan tvärkontraktionstalet sättas till 0,2 för osprucken betong och 0 för sprucken betong [12].

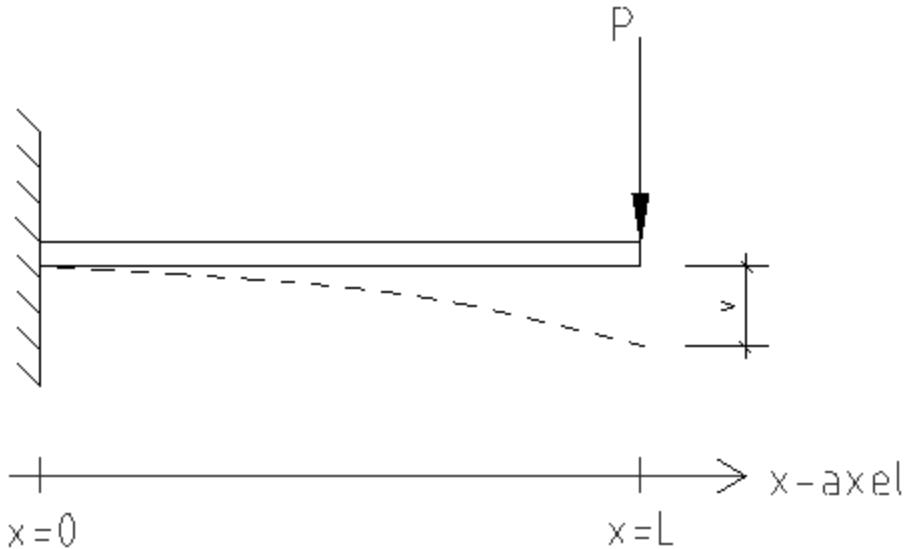
Om ν sätts till 0 i ekvation (5.11) blir $K = 5/6$, detta är ett antagande som enligt Figur 5.6 är väldigt nära K när ν sätts till 0,2. Figur 5.6 visar relationen mellan skjuvkorrektionsfaktorn och tvärkontraktionstalet. Figuren visar att tvärkontraktionstalets betydelse för skjuvkorrektionsfaktorn är väldigt liten. Skjuvkorrektionsfaktorn ökar bara lite, då tvärkontraktionstalet ökar.



Figur 5.6 Förhållandet mellan skjuvkorrektionsfaktorn och tvärkontraktionstalet.

5.3.1.1 Fast inspänd konsolbalk

Utböjningen v , i den fria änden skall bestämmas för en fast inspänd konsolbalk med en punktlast, P i den fria änden, med Timoshenkos balkteori, se Figur 5.7, [10].



Figur 5.7 Fast inspänd konsolbalk med en punktlast P i den fria änden.

Randvillkoren för den fast inspända konsolbalken är,

$$\begin{aligned}v(0) &= 0 & V(L) &= P \\ \theta(0) &= 0 & M(L) &= 0\end{aligned}$$

Med randvillkoren ovan insatta i ekvationerna (5.5; 5.7; 5.9; 5.10) fås,

$$\begin{aligned}v(0) &= D = 0 \\ \theta(0) &= 6A\alpha + C = 0 \\ V(L) &= -6EIA = P \\ M(L) &= EI(6AL + 2B) = 0\end{aligned}$$

Konstanterna A , B , C och D blir då,

$$A = \frac{P}{-6EI}$$

$$B = \frac{PL}{2EI}$$

$$C = \frac{P\alpha}{EI}$$

$$D = 0$$

För att få ut utböjningen vid läget x på konsolbalken, sätts konstanterna in i ekvation (5.6), vilket ger,

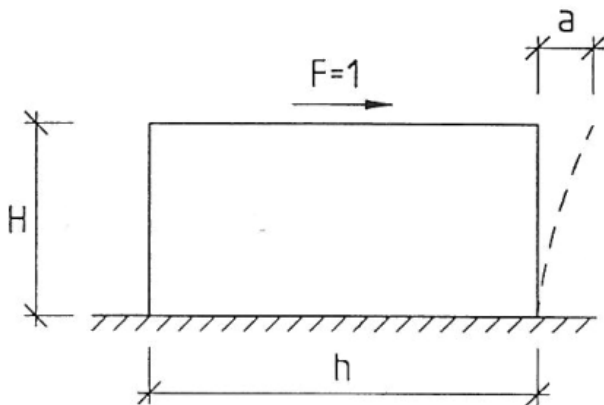
$$v(x) = \frac{P}{EI} \left(\alpha x + \frac{L}{2} x^2 - \frac{1}{6} x^3 \right) \quad (5.12)$$

För att få fram utböjningen i konsolbalkens fria ände, $x=L$, sätts L in i ekvationen (5.12). Utböjningen i den fria änden fås då som,

$$v = \frac{PL^3}{3EI} + \frac{PL}{GAK} \quad (5.13)$$

Motsvarande beräkning med Bernoullis balkteori skulle resultera i endast den första termen i ekvation (5.13). Första termen beskriver inverkan av böjdeformationer i en balk, medan den andra beskriver inverkan av skjuvdeformationer. Skivor utsätts för både böjdeformation och skjuvdeformation.

För detta fall finns ett uttryck för topputböjningen vid belastning med en enhetslast i Bärande Tegelmurverk [3], ekvation (5.14). I [3] är konsolbalken illustrerad som en väggskiva, se Figur 5.8. Formeln ger oss skjuvväggens utböjning a (v), av böjdeformation och skjuvdeformation [3].



Figur 5.8 Fast inspänd konsolbalk, illustrerad som en skiva [3].

Formeln i [3] är skriven som,

$$a = \frac{H^3}{3E_m I_m} + \frac{\beta H}{0,4E_m A_m} \quad (5.14)$$

Med beteckningar enligt följande,

a	= Skjuvväggens deformation	m
H	= Väggens höjd	m
E_m	= Elasticitetsmodul	Pa
I_m	= Tröghetsmoment	m ⁴
A_m	= Tvärsnittsarea, $t \cdot h$	m ²
t	= Väggens tjocklek	m
h	= Väggens längd	m
β	= 1,2 för rektangulära tvärsnitt	

Timoshenkos balkteori är enligt ekvation (5.13) [10],

$$v = \frac{PL^3}{3EI} + \frac{PL}{GAK} \quad (5.13)$$

För att se vad som skiljer ekvationerna åt jämförs ekvationerna, (5.14) och (5.13), med varandra

$$\frac{H^3}{3E_m I_m} + \frac{\beta H}{0,4E_m A_m} \quad \frac{PL^3}{3EI} + \frac{PL}{GAK} \quad (5.15)$$

För att kunna göra en bedömning av detta sätts lasten P , till 1, som är föreskrivet för ekvationen (5.14), vilket gör att lasten P , kan strykas från Timoshenkos formel. Sätts den första delen av varje ekvation lika med varandra ges,

$$\frac{H^3}{3E_m I_m} \quad \frac{L^3}{3EI} \quad (5.16)$$

Det visar sig att första delen av de båda formlerna är likadana. Fortsättningsvis undersöks andra delen av formeln. Här kan längden L förkortas bort,

$$\frac{\beta}{0,4E_m A_m} \quad \frac{1}{GAK} \quad (5.17)$$

Med skjuvmodulen G , insatt i ekvationen (5.17) blir,

$$\frac{\beta}{0,4E_m A_m} \quad \frac{2(1 + \nu)}{EAK} \quad (5.18)$$

Eftersom båda delarna innehåller elasticitetsmodulen, E och tvärsnittsarean, A kan dessa strykas, detta ger,

$$\frac{\beta}{0,4} = \frac{2(1 + \nu)}{K} \quad (5.19)$$

Med insättning av skjuvkorrektionsfaktorn K och konstanten $\beta = 1,2$, vilket anges för rektangulärt tvärsnitt, får vi följande,

$$\frac{1,2}{0,4} = \frac{2(1 + \nu) \cdot (12 + 11\nu)}{10(1 + \nu)} \quad (5.20)$$

Enligt Eurokod 2, kan tvärkontraktionstalet, ν sättas till 0,2 för betong, detta ger oss, [12]

$$\frac{1,2}{0,4} = 3$$

och,

$$\frac{2(1 + 0,2) \cdot (12 + 11 \cdot 0,2)}{10(1 + 0,2)} = 2,84$$

Formlerna överensstämmer alltså inte helt då $3 \neq 2,84$

Alltså räknar [3] med ett större värde på tvärkontraktionstalet än vad [12] föreskriver för betong. I övrigt kan det dock sägas att formeln i [3] överensstämmer med Timoshenkos balkteori.

Bärande Tegelmurverk [3] beskriver skjuvdeformationen enligt,

$$\frac{\beta H}{0,4 E_m A_m}$$

medan Timoshenkos balkteori beskriver den som,

$$\frac{PL}{GAK}$$

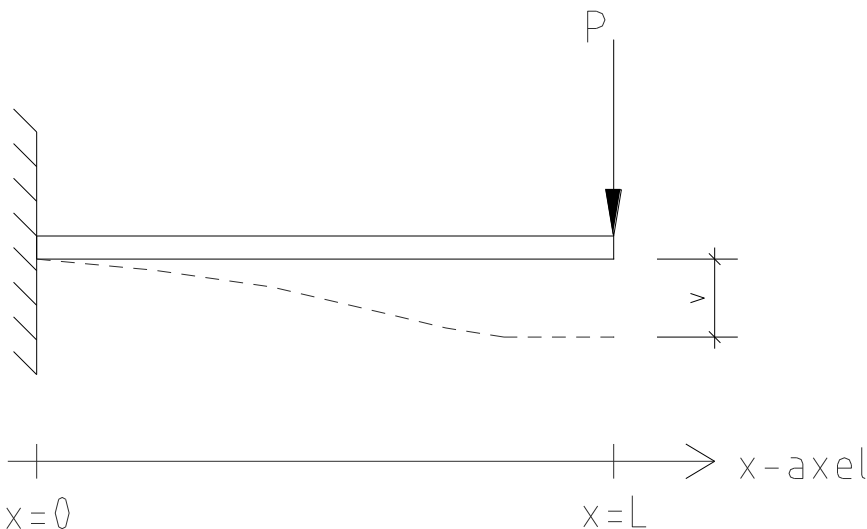
β i [3] motsvarar K i Timoshenkos balkteori. När det generella uttrycket för skjuvkorrektionsfaktorn, K används blir $\beta = 1,2$.

$$\frac{1}{5/6} = 1,2$$

Översättningsvis menar [3] att $G = 0,4E$. Skjuvmodulens ekvation (5.1) innehåller tvärkontraktionstalet. För att G ska vara lika med $0,4E$ måste ν sättas till 0,25. Vilket är det tvärkontraktionstalet som [3] använt sig av. I detta arbete kommer tvärkontraktionstalet sättas till 0,2 som Eurokod 2 förespråkar, och hela uttrycket, ekvation (5.11), för skjuvkorrektionsfaktorn kommer att användas vid vidare beräkning.

5.3.1.2 Fast inspänd konsolbalk med noll rotation i toppen

Utböjningen i den fria änden skall bestämmas för en fast inspänd konsolbalk med noll rotation i toppen, med en punktlast P i den fria änden, enligt Timoshenkos balkteori, se Figur 5.9.



Figur 5.9 Fast inspänd konsolbalk med noll rotation i toppen.

Randvillkoren för konsolbalken i Figur 5.9 är,

$$\begin{aligned} v(0) &= 0 & V(L) &= P \\ \theta(0) &= 0 & \theta(L) &= 0 \end{aligned}$$

En beräkning motsvarande den i föregående avsnitt ger

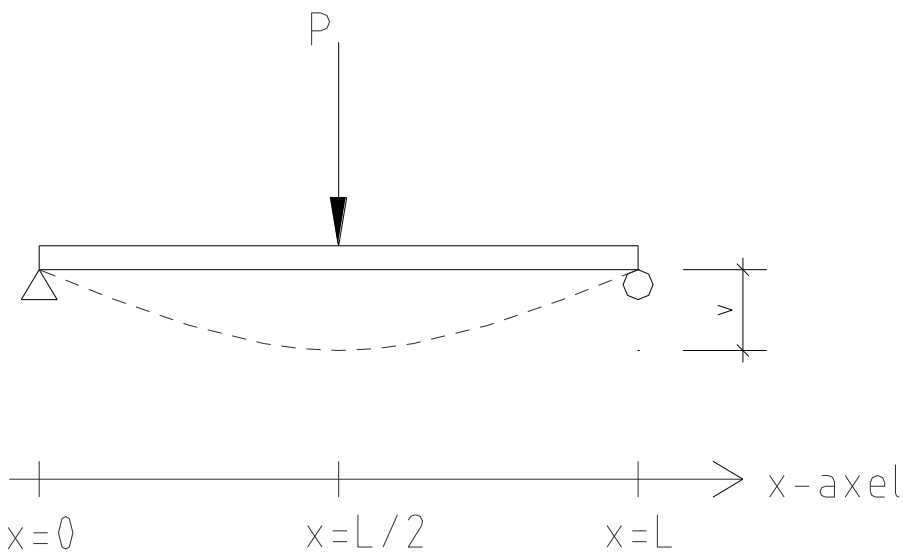
$$v(x) = \frac{P}{EI} \left(\alpha + \frac{L}{4}x^2 - \frac{1}{6}x^3 \right) \quad (5.22)$$

För att få fram utböjningen i konsolbalkens fria ände, $x=L$, sätts L in i ekvationen (5.22). Utböjningen i den fria änden erhålls då som,

$$v = \frac{PL^3}{12EI} + \frac{PL}{GAK} \quad (5.13)$$

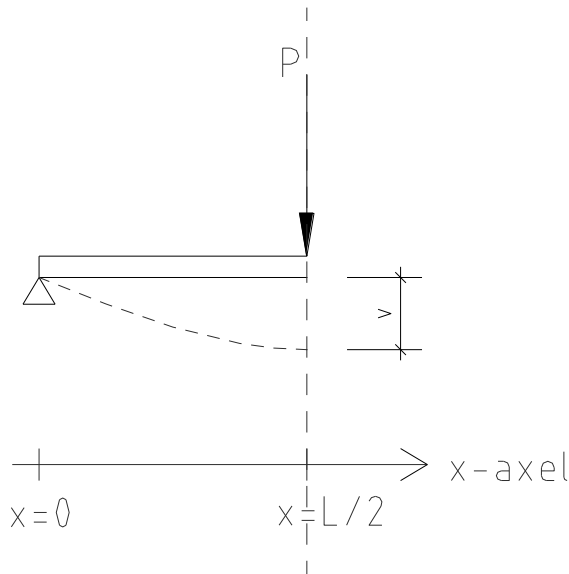
Detta innebär alltså att böjstyvheten ökar en faktor fyra jämfört med om balken är fri att rotera i den belastade änden, medan skjuvdeformationstermen är oförändrad.

5.3.1.3 Fritt upplagd balk



Figur 5.10 Fritt upplagd balk.

Utböjningen mitt på balken enligt Timoshenkos balkteori, skall bestämmas för en fritt upplagd balk med en punktlast, P , mitt på balken, se Figur 5.10. Eftersom symmetri råder analyseras endast vänstra halvan av balken. En snittlinje sätts därför i balkens symmetrilinje, vid $x = L/2$, för att använda randvillkoren vid denna. För balkändan med fixlagret blir utböjningen och momentet noll. I balkens symmetrilinje, i snittlinjen, blir vinkeländringen noll, och tvärkraften är här halva lasten.



Figur 5.11 Konsolbalken i Figur 5.10 med symmetrilinje, snittlinje, vid halva längden.

Randvillkoren för konsolbalken i Figur 5.11 är,

$$\begin{aligned} v(0) &= 0 & \theta\left(\frac{L}{2}\right) &= 0 \\ M(0) &= 0 & V\left(\frac{L}{2}\right) &= \frac{P}{2} \end{aligned}$$

Detta ger,

$$v(x) = \frac{P}{EI} \left(\frac{\alpha x}{2} + \frac{L^2}{16} x - \frac{1}{12} x^3 \right) \quad (5.24)$$

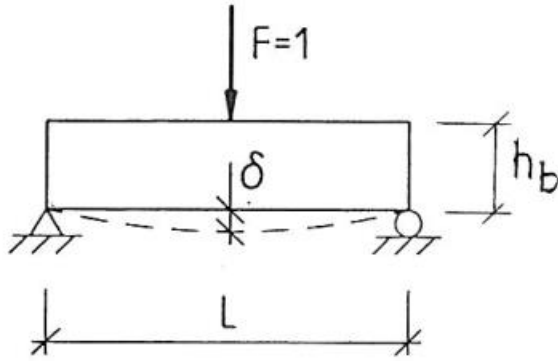
För att få fram utböjningen mitt på konsolbalken, vid $x = L/2$, sätts $L/2$ in i ekvation (5.24). Utböjningen mitt på konsolbalken erhålls då som,

$$v\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{PL^3}{48EI} + \frac{P\alpha L}{4EI}$$

Vilket förenklat med α insatt i ekvationen kan skrivas,

$$v = \frac{PL^3}{48EI} + \frac{PL}{4GAK} \quad (5.25)$$

För fallet med en fritt upplagd konsolbalk med ett fixlager i ena änden och ett rullager i andra, som är en statiskt bestämd balk, finns en formel i [3], ekvation (5.26). Den fritt upplagda balken är här illustrerad som en bjälklagsskiva, se Figur 5.12. Formeln ger oss bjälklagets utböjning δ (v) [3].



Figur 5.12 Fritt upplagd balk [3].

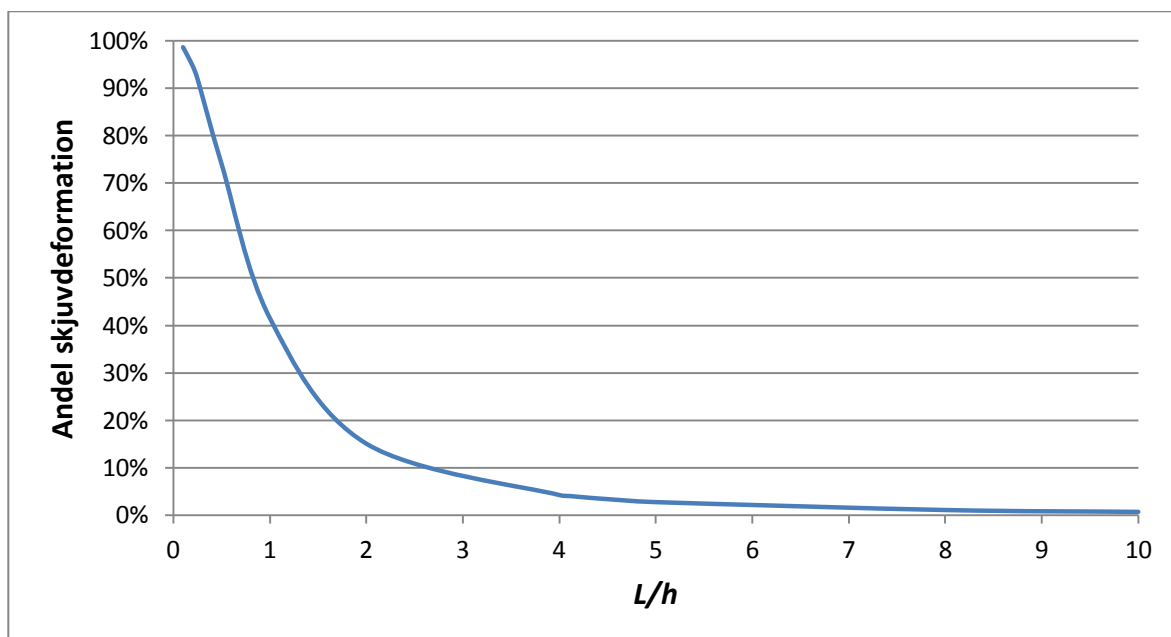
Formeln enligt [3] med beteckningar enligt detta arbete,

$$\delta = \frac{L^3}{48E_b I_b} + \frac{\beta L}{4 \cdot 0,4E_b A_b} \quad (5.26)$$

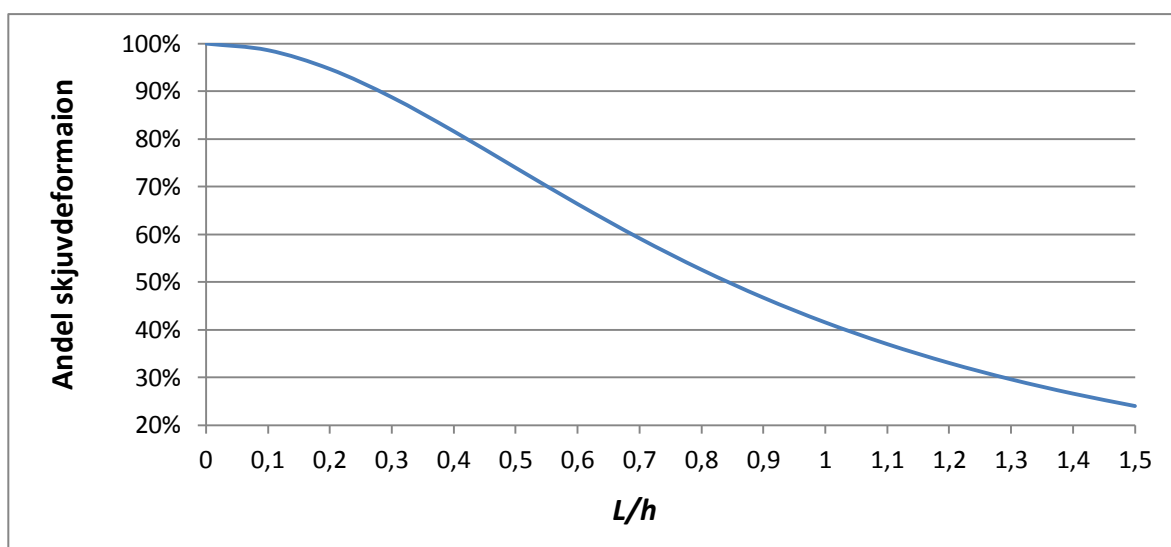
Alltså är ekvation (5.26) lik (5.25). Detta ger att slutsatsen för den fritt upplagda balken blir samma som för den fast inspända konsolbalken [3].

5.3.2 Förhållande mellan böjning och skjuvning

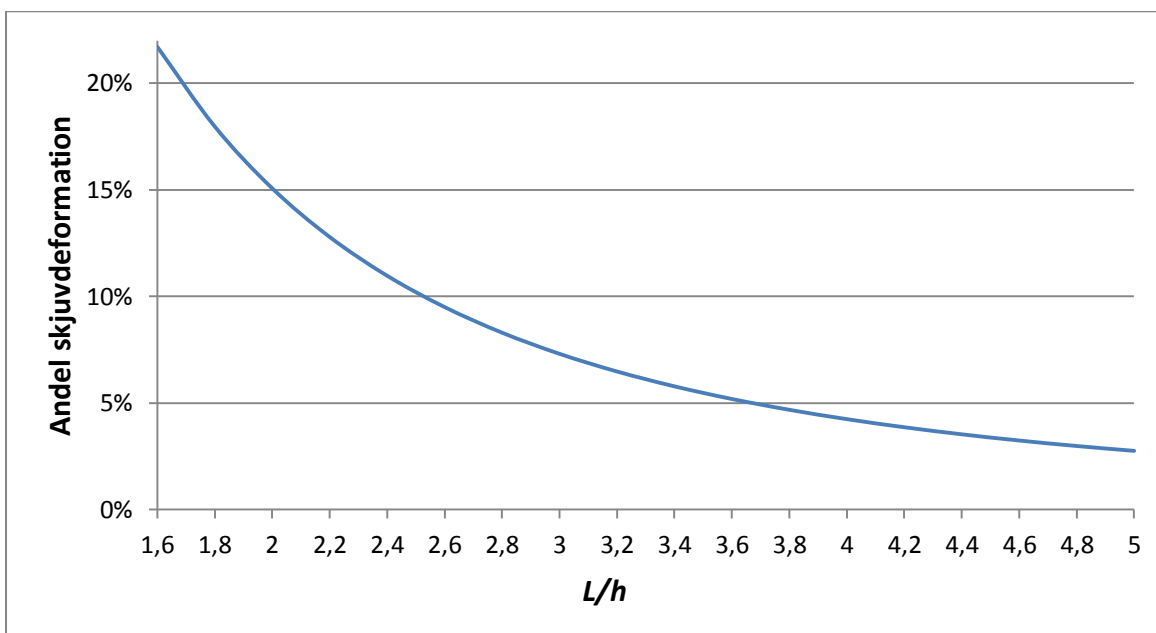
I Timoshenkos balkteori beaktas både böj deformation och skjuv deformation. En intressant fråga är hur stor del av den totala deformationen som utgörs av skjuv deformation vid olika längd/höjdförhållanden. Detta illustreras i Figur 5.13. Då skivan är lika lång som hög vid en konsolbalk med fast inspänning i nedkant och fri ovkant, utgör skjuv deformationen ca 43 % av den totala deformationen, vilket visas i Figur 5.14. Vidare gäller för en skiva med rektangulär sektion och längden fem gånger höjden, att skjuv deformationen utgör cirka 3 %, se Figur 5.15. Detta innebär att är skivan lång och har en liten tvärsnittshöjd, vilket liknar en pelare, har inte skjuv deformationen någon stor inverkan på den totala deformationen. Detta är intressant då prefabväggar av betong ofta placeras ovanför varandra i våningshöjd i höga hus, och beroende på hur de sitter ihop kan ibland skivorna räknas som en enda hög skiva, och längd/höjdförhållandet, kan ligga runt 5. Då utgör skjuv deformationen i många fall en relativt liten del av den totala deformationen och kan eventuellt försummas. Är längd/höjdförhållandet istället 3 blir den totala skjuv deformationen cirka 7,3 %, Figur 5.15, [4].



Figur 5.13 Förhållandet mellan skjuvdeformation och total deformation vid nedtill fast inspänd timoshenkobalk med fri ovkant.



Figur 5.14 Figur 5.13 förstord i intervallet $0 \leq L/h \leq 1,5$

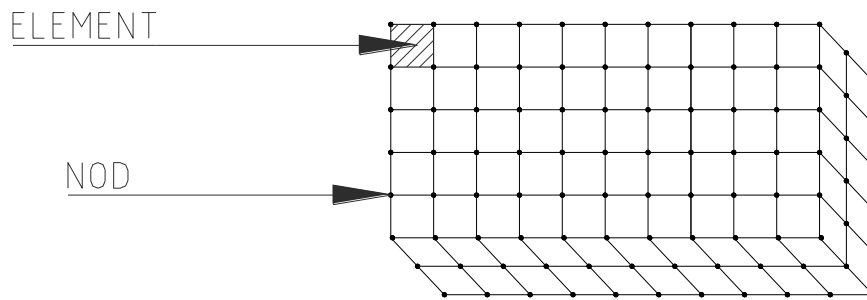


Figur 5.15 Figur 5.13 förstörd i intervallet $1,6 \leq L/h \leq 5$.

5.4 Finita elementmetoden

För att ge möjlighet till analys i fall då analytiska metoder inte fungerar eller blir för komplicerade finns en alternativ numerisk beräkningsmetod. Denna kallas Finita elementmetoden, FEM, och beräknar systematiskt hur lasten fördelas i elementen, se Figur 5.16, och kan även hantera komplicerade sammansatta element, till exempel stomsystem. Beräkningarna utförs på matrisform för att få en systematisk uppställning av beräkningarna. En stor fördel med denna beräkningsmetod är att det enkelt går att kombinera inverkan av olika byggnadsdelar, till exempel skivor, ramar och fackverk, för att direkt få ut ett resultat istället för att räkna dessa var för sig [4].

Med FEM kan man analysera komplicerade system i en snabbare och enklare takt. Dock är det en missbedömning att anta att detta är en exakt avbildning av verkligheten. I slutändan är det vilka värden som väljs som indata och vilka avgränsningar som görs, som avgör kvalitén på resultatet av beräkningen. Vanligen försummas till exempel betongens sprickbildning när metoden används, likaså finns osäkerhet i undergrundens elastiska inspänning, men detta försummas också ofta [4].



Figur 5.16 Indelning av en enhet i flera element, med noder, i punkter mellan varje element. Detta är huvudprincipen för finita elementmetoden.

Elementindelningen i detta arbete har valts efter två metoder, enligt Coon's metod och genom manuell bestämning av elementens storlek. För elementindelning vid FEM-beräkningar gäller, att resultatet blir mer noggrant ju mindre elementindelningen blir. Är elementindelningen för grov fås alltså dålig noggrannhet på resultatet. Därför väljs för alla analyser med FEM en elementindelning som är liten nog för att få ett så korrekt svar som möjligt. För varje beräkning har detta testats. I detta arbete har väggsnivorna delats in i element i två riktningar. Här har för alla väggsnivor föreskrivits samma antal element i x - respektive y -riktningen, t.ex. 5×5 , 10×10 o.s.v. För alla analyser av bjälklagsskivor och våningsplan har manuell bestämning av elementens storlek använts. Här har för de flesta analyser använts 0,5 m stora kvadratiska element. Samma elementindelning har alltså inte använts för de olika analyserna som har gjorts i detta arbete. Efter undersökning ger de två metoderna i princip samma resultat, där skillnaden är så pass liten att den är irrelevant för de undersökningar som gjorts i detta arbete [13].

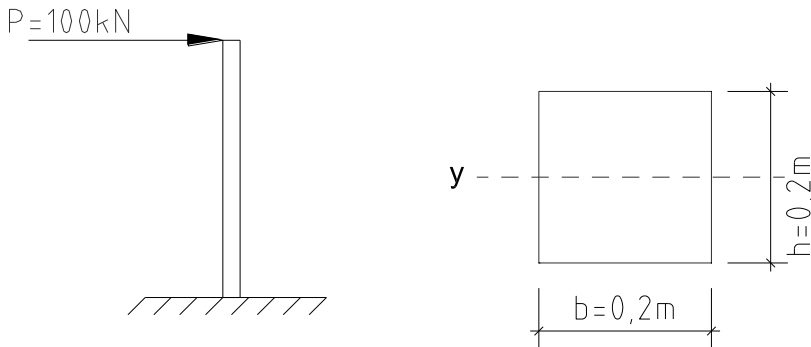
5.4.1 Autodesk Robot Structural Analysis

Ett program som har utvecklats för att modellera byggnadsverk med hjälp av finita elementmetoden är Autodesk Robot. Det är en avancerad mjukvara som gör det möjligt för konstruktörer att snabbare kunna utföra simuleringar av en mängd olika strukturer. Programvaran erbjuder ett brett utbud av analysfunktioner vilket medför stora analysmöjligheter för komplexa strukturer. Det går att undersöka linjära och olinjära beteenden hos olika strukturer [14]. Denna programvara har använts i detta arbete.

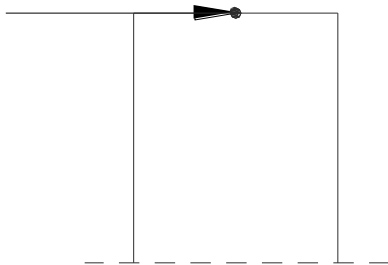
5.4.2 Verifiering av Bernoullis balkteori i Autodesk Robot

För att säkerställa att FEM-beräkningar med Autodesk Robot överensstämmer med analytiska beräkningar för renodlade fall har detta testats. Detta görs genom att välja en vägg med ett högt värde på L/h , alltså en mycket slank vägg. För att påvisa att Autodesk Robot ger samma resultat ska utböjningen bli så lik den analytiska beräkningen enligt Bernoulli-Euler som möjligt.

Eftersom balken är såpass långsmal har skjuvdeformationen en försumbar inverkan.



Figur 5.17 Fast inspänd konsolbalk, med längden 2,6 m, tvärsnittshöjden 0,2 m och tjockleken 0,2 m med punktlast på 100 kN i topp.



Figur 5.18 Figur 5.17 förstörd i toppen av väggbalken. Observera att vid beräkning enligt balkteori angripes lastens resultant centrerad i horisotallet på balken.

Med handberäkning för inspänd konsolbalk, Figur 5.17–18, enligt Bernoulli-Euler är beräkningen följande,

$$v = \frac{PL^3}{3EI} = \frac{100 \cdot 10^3 \cdot 2,6^3}{3 \cdot 33 \cdot 10^9 \cdot 1,33 \cdot 10^{-4}} = 0,13315 \text{ m} \approx 13,3 \text{ cm}$$

där,

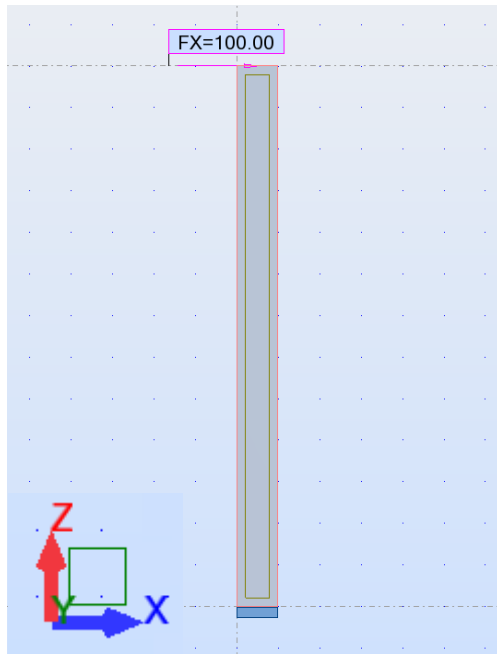
$$E = 33 \text{ GPa}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,2 \cdot 0,2^3}{12} = 1,33 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

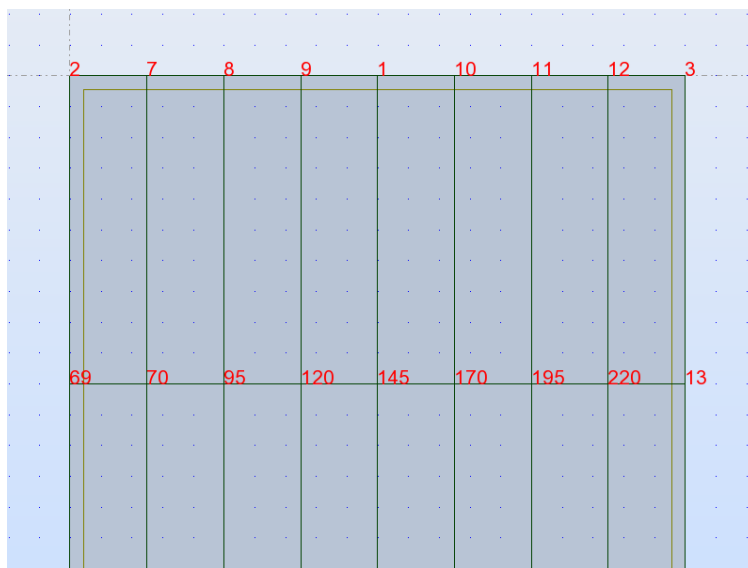
Detta ger alltså en utböjning på 13,3 cm.

För att jämföra handberäkningen med Autodesk Robot, modelleras samma konsolbalk i programmet enligt Figur 5.19. Beräkningen som görs i programmet har samma värden på P , L , E och I och är fast inspänd i

underkant, precis som i handberäkningen. För att ta fram ett representativt värde på utböjningen tas medelvärdet av alla värden i noderna i balkens ovkant. För att få resultaten i Tabell 5.1 krävdes en elementindelning enligt Coon's metod, på 5x5 element.



Figur 5.19 Vägg modellerad i Autodesk Robot.



Figur 5.20 Förstoring av Figur 5.19, toppen på väggbalken.



Figur 5.21 Ytterligare förstoring av Figur 5.19, av toppen av väggbalken. Beräknad utböjning åt höger är även utskrivet vid varje förflyttad nod.

Tabell 5.1 Utböjning av balken i Figur 5.19 för varje nod på toppen av balken enligt Figur 5.21.

Nod	Utböjning [cm]
1	13,4
2	13,3
3	13,3
7	13,3
8	13,3
9	13,3
10	13,3
11	13,3
12	13,4
Σ Summa [cm]	119,9

Utböjningen är inte exakt lika i alla noder och det slutgiltiga resultatet tas som medelvärdet av dessa,

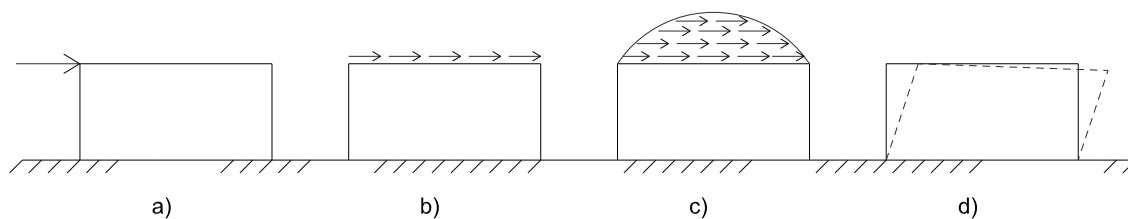
$$\frac{119,9}{9} = 13,322 \text{ cm} \approx 13,3 \text{ cm}$$

Verifierat är alltså att Autodesk Robot stämmer med den analytiska beräkningen för detta fall, där elementindelningen var 5x5.

5.4.3 Olika sätt för horisontallasten att angripa skivan

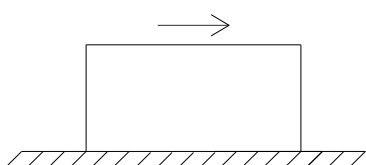
I en FEM-beräkning finns det olika sätt att lägga på lasten på skivan. I Figur 5.22 visas några exempel på olika metoder:

- Punktlast som angriper i vänstra kanten av skivan
- Konstant linjelast
- Linjelast med parabolisk fördelning
- Föreskriven förskjutning



Figur 5.22 Olika antaganden om hur den horisontella lasten angriper i ovkant på skivan, där, a) visar en punktlast, b) en linjelast, c) linjelast med parabolisk fördelning d) föreskriven förskjutning.

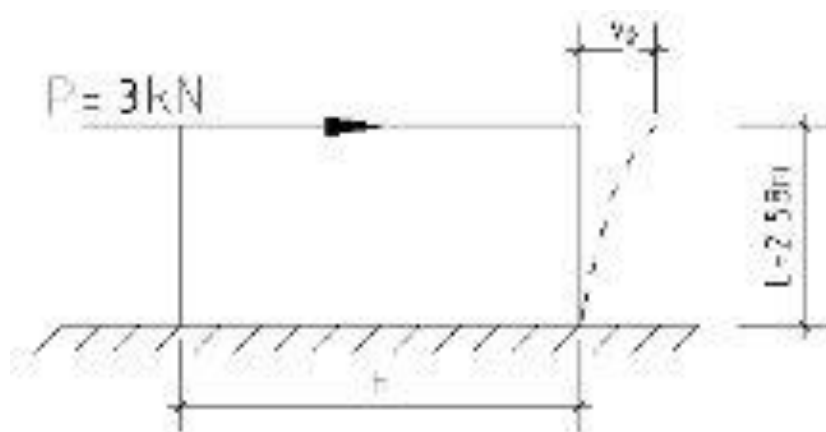
I litteraturen är ofta en last endast redovisad som att den ligger i ovkant av skivan, men sällan hur, se Figur 5.23, [11].



Figur 5.23 De ovan redovisade angreppssätten av horisontella lasten Figur 5.22, är ofta endast redovisade i litteraturen som en last som ligger i ovkant av skivan.

För att undersöka om sättet att lägga på lasten har någon betydelse för resultatet har detta testats. De sätt som är testade är fall b) och d) enligt Figur 5.22.

Timoshenkos balkteori, ekvation, (5.13), används som jämförelse för att ta fram deformationen i form av utböjningen för väggen i Figur 5.24.



Figur 5.24 Väggskiva som är utsatt för en horisontal last på 3 kN. Längden L för väggen är 2,58 m, tvärsnittshöjden h är 3 m.

Med Timoshenkos balkteori för väggen i Figur 5.24 är beräkningen följande,

$$v_0 = \frac{PL^3}{3EI} + \frac{PL}{GAK} = \frac{3 \cdot 10^3 \cdot 2,58^3}{3 \cdot 33 \cdot 10^9 \cdot 0,45} + \frac{3 \cdot 10^3 \cdot 2,58}{1,3753 \cdot 10^{10} \cdot 0,2 \cdot 3 \cdot 0,845}$$

$$= 2,266739 \cdot 10^{-6} \text{ m} \approx 0,0022667 \text{ mm} \quad (5.27)$$

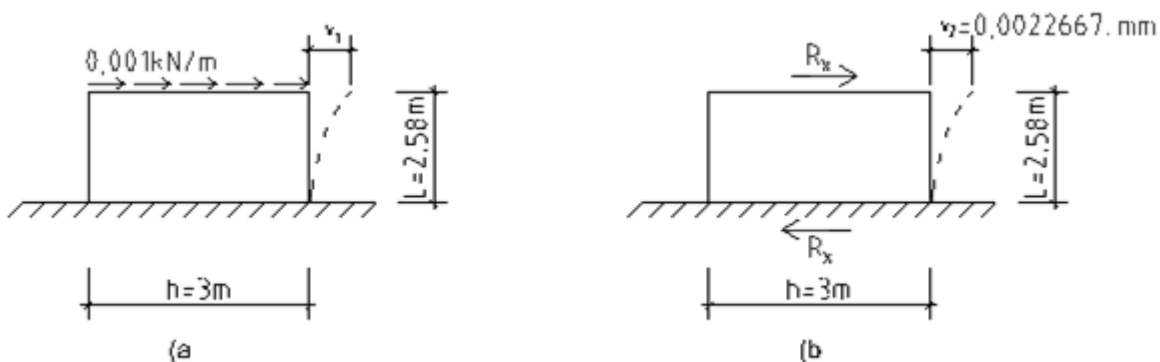
där,

$$E=33 \text{ GPa}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,2 \cdot 3^3}{12} = 0,45 \text{ m}^4$$

Utböjningen blir alltså 0,0022667 mm när Timoshenkos balkteori används.

Motsvarande beräkning görs med FEM. Lasten angriper på två olika sätt, redovisade som b) och d) i Figur 5.22, som en konstant linjelast eller som en föreskriven förskjutning av väggen. Linjelasten som används blir då, $\frac{3 \text{ kN}}{3000 \text{ mm}} = 0,001 \text{ kN/mm}$, enligt Figur 5.25a, och utböjningen v_1 blir resultatet. Den föreskrivna förskjutningen sätts till utböjningen, $v_0=0,0022667 \text{ mm}$ som räknades fram med Timoshenkos balkteori, ekvation (5.27), se Figur 5.25b. Detta ger upplagskrafter R_x , i x -led, vilka totalt sett ska vara lika stora i under-, som överkant.



Figur 5.25 a) Vägg med linjelast och b) Förskjutning i topp.

Väggarna delas in i 20x20 element med Coon's elementindelningmetod, detta ger 21 noder i ovankant på varje vägg, liknande Figur 5.20. I varje nod kan upplagskraft och utböjning läsas ut.

Vid konstant linjelast fås värden enligt Tabell 5.2,

Tabell 5.2 Resultat från Autodesk Robot, där utböjning i varje nod i ovankant är redovisad, för en vägg med linjelast, 0,001 kN/m i topp.

Nodnummer	Utböjning i x-led [mm]
1	0,002480
2	0,002372
3	0,002437
4	0,002400
5	0,002362
6	0,002325
7	0,002291
8	0,002259
9	0,002231
10	0,002208
11	0,002190
12	0,002179
13	0,002174
14	0,002175
15	0,002184
16	0,002199
17	0,002220
18	0,002247
19	0,002278
20	0,002312
21	0,002345
Σ Summa	0,047866

Medelförskjutningen för väggen med linjelast i topp, Tabell 5.2 ges av,

$$v_1 = \frac{0,047866}{21} = 0,002279 \text{ mm}$$

Vid föreskriven förskjutning fås värdena enligt Tabell 5.3,

Tabell 5.3 Resultat från Autodesk Robot, där upplagskrafter i varje nod i ovankant och underkant är redovisade, för en vägg med föreskriven förskjutning, 0,0022667 mm i ovankant.

Nodnummer	Reaktioner i x-led [kN]	
	Ovankant	Underkant
1	-0,005010	0,143003
2	0,018693	-0,428890
3	0,035479	0,102288

4	0,068481	0,062356
5	0,098959	0,021442
6	0,126884	-0,013200
7	0,152099	-0,043460
8	0,174361	-0,070280
9	0,193378	-0,094320
10	0,208831	-0,116130
11	0,220391	-0,136160
12	0,227726	-0,154820
13	0,230497	-0,172580
14	0,228364	-0,189890
15	0,220985	-0,207350
16	0,208025	-0,225670
17	0,189165	-0,245830
18	0,164127	-0,269230
19	0,132697	-0,298020
20	0,094759	-0,337540
21	0,050330	-0,364940
ΣSumma	3,039219	-3,039220

Den föreskrivna förskjutningen, som presenteras i Tabell 5.3 påvisar att för att generera denna förskjutning krävs en last på 3,039 kN.

Alltså verifieras följande, vid en elementfördelning med 20x20, blir de resulterande krafterna i under- och ovankant för väggen med föreskriven förskjutning är lika och stämmer nästintill exakt med Timoshenkos teori. Dock fås en kraft som är något större än 3 kN. Detta är som förväntat eftersom en föreskriven förskjutning innebär att skivan inte kan deformeras som den vill och detta innebär att skivan blir lite styvare. Likaså, utböjningen för väggen med linjelast i topp är i högsta grad lika, $v_0 \approx v_1$. Alltså verifieras att resultaten med Autodesk Robot ger ett liknande resultat som med beräkning med Timoshenkos balkteori och att det inte blir stor skillnad beroende på hur lasten läggs på. Fortsättningsvis kommer ändå båda sätten för hur lasten angriper skivan att testas.

5.5 Jämförelse balkteori - FEM

För att kunna bedöma hur horisontallasten fördelas mellan de stabiliserande väggarna behövs ett mått på deras styvhet. I detta avsnitt jämförs styvhetsberäkningar för Bernoullis och Timoshenkos balkteorier med styvhetsberäkningar med FEM för att undersöka hur resultaten förhåller sig till varandra.

Styvhet hos väggskivor beror på parametrar som presenterats i kapitel 5.2. För styvheten används generellt ett uttryck där styvheten k , är kvoten mellan last och utböjning.

$$k = \frac{P}{v} \quad (5.28)$$

där v är utböjningen för väggskivan när den utsätts för en last P .

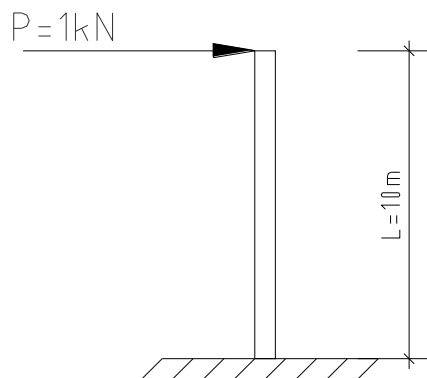
För att undersöka hur stor skillnaden är mellan olika beräkningsmetoder har samma vägg analyserats med fyra olika beräkningsmetoder,

1. Bernoullis balkteori.
2. Timoshenkos balkteori.
3. Finita elementmetoden där skivan utsätts för linjelast i överkant.
4. Finita elementmetoden där skivan utsätts för föreskriven förskjutning i överkant.

För varje beräkningsmodell har väggar med två olika tvärsnittshöjder, h valts, 1 m respektive 5 m. Dessa representerar storleksordningen för de minsta respektive största väggarna i referenshustypen. För varje tvärsnittshöjd har flera olika längder, L , analyserats. Styvheten, k , enligt ekvation (5.28) används för att enkelt kunna jämföra resultaten från de olika beräkningsmetoderna.

Väggskiva med tvärsnittshöjd $h=1$ m.

För en fast inspänd väggskiva med längden 10 m och punktlasten 1 kN i topp räknar vi fram styvheten, k , enligt Bernoullis och Timoshenkos balkteori. Väggskivan i Figur 5.26 har L/h -förhållandet 10. Detta görs sedan för väggar med flera olika längder och resultaten presenteras i Tabell 5.6.



Figur 5.26 Väggskiva med tvärsnittshöjden 1 m, längden 10 m och tjockleken 0,2 m.

Bernoullis balkteori:

$$v = \frac{PL^3}{3EI} = \frac{1 \cdot 10^3 \cdot 10^3}{3 \cdot 33 \cdot 10^9 \cdot 0,0166} = 6,06303 \cdot 10^{-4} \text{ m} \approx 0,6063 \text{ mm}$$

$$E = 33 \text{ GPa}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,2 \cdot 1^3}{12} = 0,0166 \text{ m}^4$$

$$k = \frac{P[\text{kN}]}{v[\text{mm}]} = \frac{1}{0,6063} = 1,649 \approx 1,65 \text{ kN/mm} \quad (5.29)$$

Timoshenkos balkteori:

$$v = \frac{PL^3}{3EI} + \frac{PL}{GAK} = \frac{1 \cdot 10^3 \cdot 10^3}{3 \cdot 33 \cdot 10^9 \cdot 0,0166} + \frac{1 \cdot 10^3 \cdot 10}{1,3753 \cdot 10^{10} \cdot 0,2 \cdot 1 \cdot 0,845}$$
$$= 6,10364 \cdot 10^{-4} \text{ m} \approx 0,6105 \text{ mm}$$

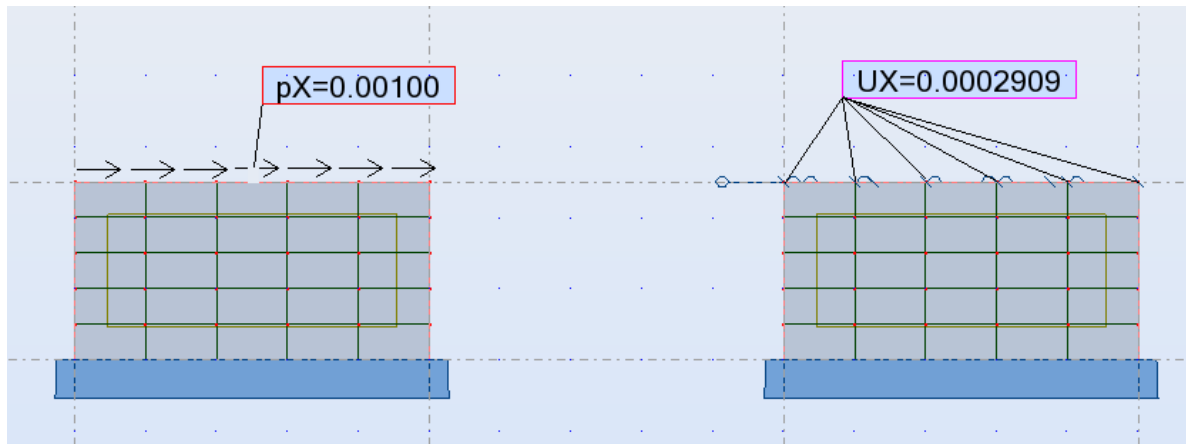
$$k = \frac{1}{0,6105} = 1,6383 \approx 1,64 \text{ kN/mm} \quad (5.30)$$

För att ta fram värden för k med hjälp av finita elementmetoden används Autodesk Robot på samma sätt som i kapitel 5.4.3, med elementindelningen 5x5. Ett exempel på en beräkningsmodell för en väggskiva med längden 0,5 m, tvärsnittshöjden 1 m och tjockleken 0,2 m, där L/h -förhållandet blir 0,5, visas i Figur 5.27. I det ena fallet belastas den med en linjelast i topp och i det andra med en föreskriven förskjutning av väggskivan. Linjelasten som används är för denna skjuvvägg $\frac{1 \text{ kN}}{1000 \text{ mm}} = 0,001 \text{ kN/mm}$. Förskjutningen har tagits som ett medelvärde av förskjutningarna för noderna i ovankant och styvheten har beräknats enligt,

$$k = \frac{\text{Total last}}{\text{Medelförskjutning}} \quad (5.31)$$

Den föreskrivna förskjutningen har valts enligt Timoshenkos balkteori, 0,0002909 mm, och här har lasten utvärderats som summan av upplagskraften i ovankant och styvheten enligt,

$$k = \frac{\sum \text{Last i ovankant}}{\text{Förskjutning}} \quad (5.32)$$



Figur 5.27 Beräkningsmodell i Autodesk Robot, till vänster en väggskiva med linjelasten 0,001 kN/mm och till höger en väggskiva med föreskriven förskjutning 0,0002909 mm. Väggskivan har längden 0,5 m, tvärsnittshöjden 1 m och tjockleken 0,2 m.

Resultaten presenteras i Tabell 5.4 respektive 5.5 för de båda modellerna i Autodesk Robot.

Tabell 5.4 Utböjningen [mm] i varje nod, summan av dessa och medelvärdet av den totala utböjningen, vid linjelast som i Figur 5.27.

<i>L/h</i>	0,25	0,5	0,75	1
Nod 1	0,000168	0,000362	0,000647	0,001096
Nod 2	0,000133	0,000314	0,000599	0,001050
Nod 3	0,000117	0,000305	0,000589	0,001035
Nod 4	0,000101	0,000269	0,000551	0,000100
Nod 5	0,000099	0,000262	0,000544	0,000994
Nod 6	0,000109	0,000284	0,000567	0,001018
∑ Summa [mm]	0,000728	0,001796	0,003497	0,006192
Medelvärde	0,000121	0,000299	0,000583	0,001032

<i>L/h</i>	1,5	2	3	5	10
Nod 1	0,002719	0,005686	0,017440	0,076799	0,600091
Nod 2	0,002672	0,005631	0,017363	0,076645	0,599576
Nod 3	0,002657	0,005622	0,017373	0,076700	0,599793
Nod 4	0,002621	0,005584	0,017325	0,076632	0,599629
Nod 5	0,002617	0,005579	0,017316	0,076609	0,599557
Nod 6	0,002642	0,005604	0,017340	0,076625	0,599549
∑ Summa [mm]	0,015927	0,033705	0,104156	0,460010	3,598194
Medelvärde	0,002655	0,005617	0,017359	0,076668	0,599699

Tabell 5.5 Upplagskraften [kN] i varje nod, samt summan av dessa vid föreskriven förskjutning, som i Figur 5.27.

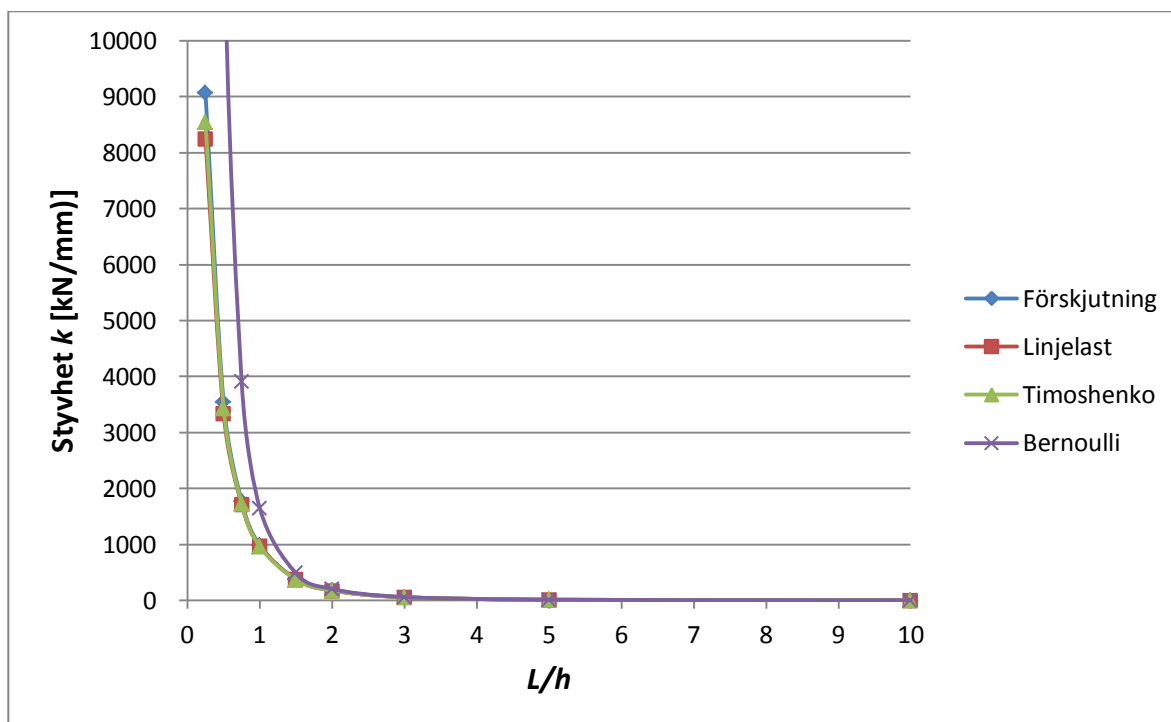
<i>L/h</i>	0,25	0,5	0,75	1
Nod 1	0,032348	0,016890	0,014053	0,012320
Nod 2	0,070911	0,058750	0,056122	0,054740
Nod 3	0,212678	0,182030	0,179744	0,184460
Nod 4	0,261392	0,280050	0,282804	0,285010
Nod 5	0,263005	0,290240	0,293289	0,291310
Nod 6	0,221019	0,204980	0,199861	0,195630
∑ Summa [kN]	1,061353	1,032940	1,025873	1,023470

<i>L/h</i>	1,5	2	3	5	10
Nod 1	0,004787	-0,006940	-0,038940	-0,163930	-1,036188
Nod 2	0,053571	0,053660	0,054510	0,055070	0,030188
Nod 3	0,191756	0,194500	0,196960	0,225120	0,540785
Nod 4	0,289359	0,292350	0,300940	0,332200	0,555964
Nod 5	0,289747	0,292180	0,301680	0,333590	0,517656
Nod 6	0,192097	0,194310	0,203260	0,234660	0,409838
∑Summa[kN]	1,021315	1,020060	1,018410	1,016710	1,018242

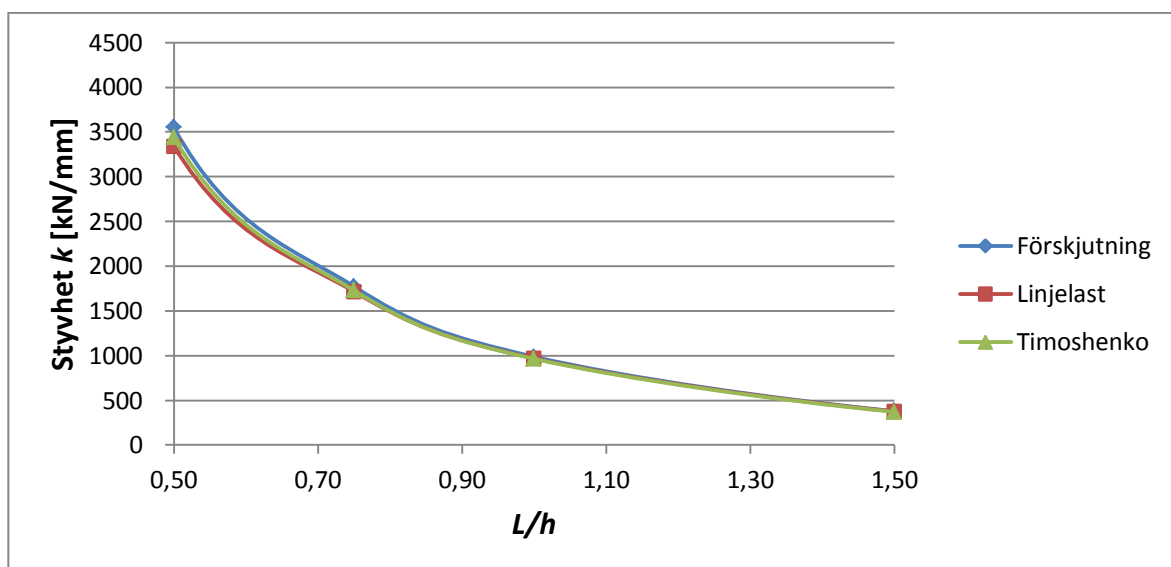
För väggskivor med L/h -förhållande mellan $0,25 \leq L/h \leq 10$ har styvheten k tagits fram enligt ekvation (5.31–32). Styvheten för de olika fallen är sammanställda i Tabell 5.6 och illustreras i Figur 5.28 och Figur 5.29.

Tabell 5.6 Sammanställning av styvheten k [kN/mm] för $0,25 \leq L/h \leq 10$, enligt de fyra ovan beskrivna beräkningsmetoderna.

<i>L/h</i>	Bernoulli	Timoshenko	Linjelast	Förskjutning
0,25	105600,00	8543,03	8245,16	9067,18
0,50	13200,00	3437,29	3341,50	3550,51
0,75	3911,11	1728,80	1716,00	1773,53
1,00	1650,00	964,88	969,07	987,52
1,50	488,89	371,61	376,71	379,54
2,00	206,25	175,16	178,02	178,67
3,00	61,11	56,64	57,61	57,69
5,00	13,20	12,84	13,04	13,05
10,00	1,65	1,64	1,67	1,67



Figur 5.28 Styvheten, k , enligt Tabell 5.8, för $0,25 \leq L/h \leq 10$, enligt de fyra olika beräkningsmetoderna.



Figur 5.29 Förstoring av Figur 5.28 som visar styvheten, k för $0,5 \leq L/h \leq 1,5$.

För att förtydliga hur stor skillnad det blir mellan styvheterna beräknade med de olika metoderna, visas i Tabell 5.7 hur många procent av styvheten beräknad med FEM och föreskriven förskjutning de olika styvheterna utgör.

Tabell 5.7 Styvhetsens andel av styvheten beräknad med FEM och föreskriven förskjutning.

<i>L/h</i>	Bernoulli [%]	Timoshenko [%]	Linjelast [%]	Förskjutning [%]
0,25	1164,6	94,2	90,9	100,0
0,50	371,8	96,8	94,1	100,0
0,75	220,5	97,5	96,8	100,0
1,00	167,1	97,7	98,1	100,0
1,50	128,8	97,9	99,3	100,0
2,00	115,4	98,0	99,6	100,0
3,00	105,9	98,2	99,9	100,0
5,00	101,2	98,4	99,9	100,0
10,00	98,8	98,1	99,9	100,0

Väggskiva med tvärsnittshöjd $h=5$ m.

Motsvarande beräkningar som för fallet $h=1$ m har gjorts för fallet $h=5$ m, och resultaten redovisas i Tabell 5.10 och Tabell 5.11. Vid FEM-beräkningar har en elementindelning på 10x10 element valts för att beräkningen gäller väggskivor med större area än föregående beräkning.

Tabell 5.8 Utböjningen [mm] i varje nod, summan av dessa och medelvärdet av den totala utböjningen, vid linjelast.

<i>L/h</i>	0,52	1,03	1,55	2,06
Nod 1	0,000651	0,001376	0,003132	0,006442
Nod 2	0,000063	0,000940	0,002762	0,006010
Nod 3	0,000550	0,001263	0,003007	0,006305
Nod 4	0,000489	0,001213	0,002955	0,006241
Nod 5	0,000421	0,001165	0,002915	0,006198
Nod 6	0,000348	0,001118	0,002886	0,006166
Nod 7	0,000279	0,001076	0,002866	0,006145
Nod 8	0,000217	0,001041	0,002854	0,006132
Nod 9	0,000167	0,001020	0,002850	0,006125
Nod 10	0,000134	0,001010	0,002848	0,006119
Nod 11	0,000119	0,001004	0,002840	0,006102
∑ Summa [mm]	0,003438	0,012226	0,031913	0,067985
Medelvärde	0,000313	0,001112	0,002901	0,006180

<i>L/h</i>	2,58	3,1	3,61	4,13
Nod 1	0,011756	0,019563	0,030360	0,044645
Nod 2	0,011229	0,018925	0,029596	0,043740
Nod 3	0,011604	0,019392	0,030169	0,044430
Nod 4	0,011525	0,019298	0,030057	0,044299
Nod 5	0,011475	0,019238	0,029985	0,044215
Nod 6	0,011438	0,019195	0,029934	0,044154

Nod 7	0,011412	0,019163	0,029896	0,044109
Nod 8	0,011394	0,019139	0,029866	0,044072
Nod 9	0,011381	0,019120	0,029840	0,044037
Nod 10	0,011368	0,019099	0,029808	0,043993
Nod 11	0,011337	0,019053	0,029746	0,043912
∑ Summa [mm]	0,125918	0,211184	0,329257	0,485605
Medelvärde	0,011447	0,019199	0,029932	0,044146

Tabell 5.9 Upplagskraften [kN] i varje nod, samt summan av dessa vid föreskriven förskjutning, som i Figur 5.27.

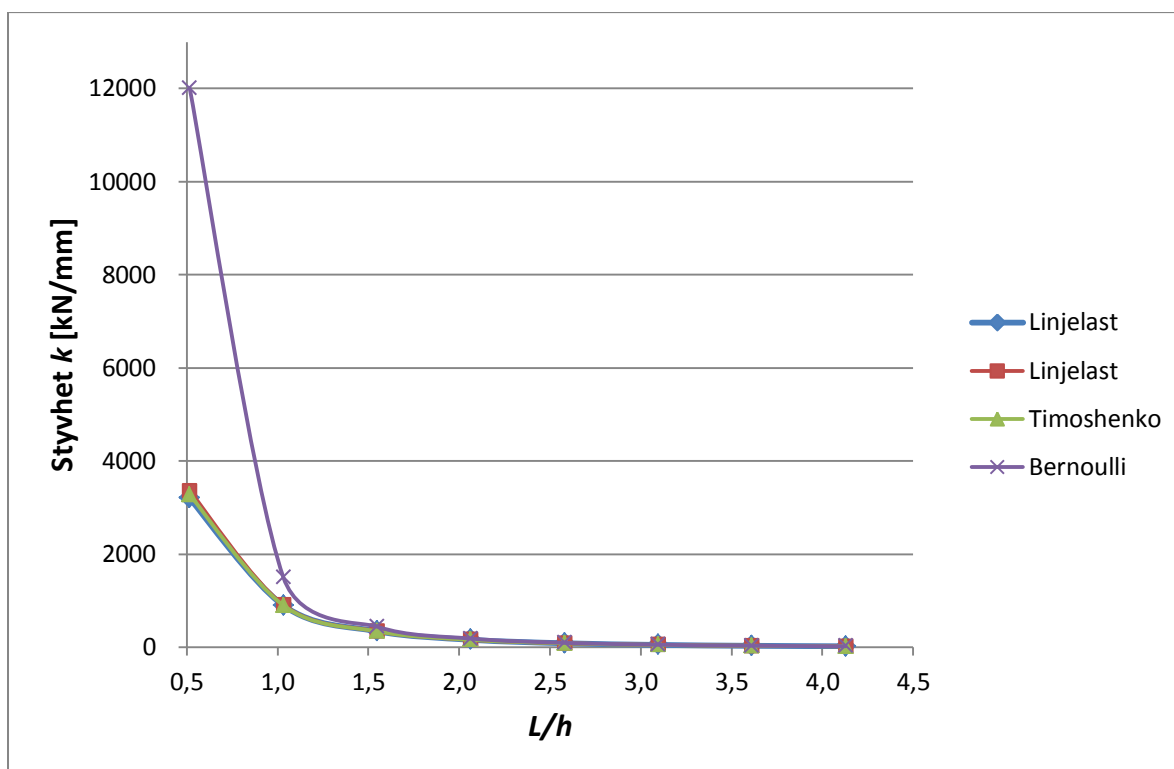
<i>L/h</i>	0,52	1,03	1,55	2,06
Nod 1	-0,12495	-0,12370	-0,14631	-0,18748
Nod 2	0,14457	0,14095	0,16100	0,19862
Nod 3	-0,06752	0,01179	0,05242	0,05543
Nod 4	-0,05401	0,03333	0,09285	0,09849
Nod 5	0,00547	0,06758	0,12253	0,12860
Nod 6	0,07871	0,10993	0,14212	0,14606
Nod 7	0,14967	0,15126	0,15098	0,15115
Nod 8	0,21040	0,18040	0,14773	0,14415
Nod 9	0,25136	0,18622	0,13098	0,12531
Nod 10	0,25285	0,15963	0,10009	0,09494
Nod 11	0,17973	0,09607	0,05571	0,05331
∑ Summa [kN]	1,02628	1,01346	1,01010	1,00858

<i>L/h</i>	2,58	3,1	3,61	4,13
Nod 1	-0,24104	-0,30647	-0,38399	-0,47370
Nod 2	0,24764	0,30754	0,37850	0,46064
Nod 3	0,05443	0,05418	0,05431	0,05472
Nod 4	0,09721	0,09691	0,09691	0,09677
Nod 5	0,12761	0,12740	0,12753	0,12763
Nod 6	0,14568	0,14579	0,14618	0,14665
Nod 7	0,15153	0,15206	0,15273	0,15353
Nod 8	0,14528	0,14624	0,14719	0,14833
Nod 9	0,12708	0,12837	0,12960	0,13108
Nod 10	0,09704	0,09846	0,09982	0,10156
Nod 11	0,05521	0,05660	0,05789	0,05915
∑ Summa [kN]	1,00767	1,00708	1,00667	1,00636

Tabell 5.10 Sammanställning av styvheten k för $0,52 \leq L/h \leq 4,13$, för de fyra ovan beskrivna beräkningsmetoderna.

L/h	Bernoulli	Timoshenko	Linjelast	Förskjutning
0,52	12009,77	3275,25	3199,91	3361,32
1,03	1501,22	900,71	899,71	912,83
1,55	444,81	343,13	344,69	346,60
2,06	187,65	160,84	161,80	162,22
2,58	96,08	86,82	87,36	87,48
3,10	55,60	51,77	52,09	52,13
3,61	35,01	33,21	33,41	33,43
4,13	23,46	22,52	22,65	22,66

Resultaten presenteras i Figur 5.30.



Figur 5.30 Styvheten, k , enligt Tabell 5.10, för $0,25 \leq L/h \leq 10$, enligt de fyra olika beräkningsmetoderna.

Tabell 5.11 Styvhetens andel av styvheten beräknad med FEM och föreskriven förskjutning.

L/h	Bernoulli [%]	Timoshenko [%]	Linjelast [%]	Förskjutning [%]
0,52	357,3	97,4	95,2	100,0
1,03	164,5	98,7	98,6	100,0
1,55	128,3	99,0	99,4	100,0
2,06	115,7	99,1	99,7	100,0

2,58	109,8	99,2	99,9	100,0
3,10	106,7	99,3	99,9	100,0
3,61	104,7	99,3	99,9	100,0
4,13	103,5	99,4	100,0	100,0

Av Tabell 5.7 kan utläsas att för en mycket lång och slank väggskiva, $L/h \geq 10$, är styvheten för de olika beräkningsmetoderna alla mycket lika varandra, med elementindelningen 5x5. Detta eftersom geometrin för skivan är sådan att i princip hela deformationen kommer vara böj deformation. För en väggskiva med ett lågt L/h -förhållande, 0,25, är det Timoshenkos balkteori som överensstämmer bäst med skivan som är modellerad med föreskriven förskjutning. Detta säger oss att Timoshenkos balkteori ger en så pass bra beskrivning av deformationen att den är säker att använda för denna typen av vägg, med tvärsnittshöjden 1 m. För låga L/h -förhållanden kan även sägas att Bernoullis balkteori som endast beaktar böjning ger fel resultat och ger 10 gånger större styvhet.

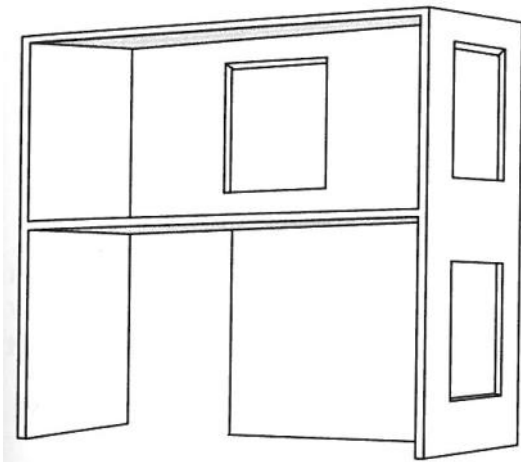
Av Tabell 5.11 kan utläsas att för en vägg med tvärsnittshöjden 5 m är det även här Timoshenkos balkteori som ger närmst värden jämförelsevis med föreskriven förskjutningen, med elementindelningen 10x10. Tabellen visar även att med den utbredda linjelasten blir värdena mer lika den föreskrivna förskjutningen än vad de blev för väggen med tvärsnittshöjden 1 m. Ju lägre våningshöjd på skivan, desto mer fel blir det att räkna deformationen för skivan med Bernoullis balkteori. Detta beror på att Bernoullis balkteori inte beaktar skjuvverkan överhuvudtaget, utan bara böj deformation.

För de båda väggarna med tvärsnittshöjden 1 m respektive 5 m, fungerar alltså den analytiska beräkningsmetoden för Timoshenkos balkteori bäst att utgå från.

5.6 Styvhet i väggar

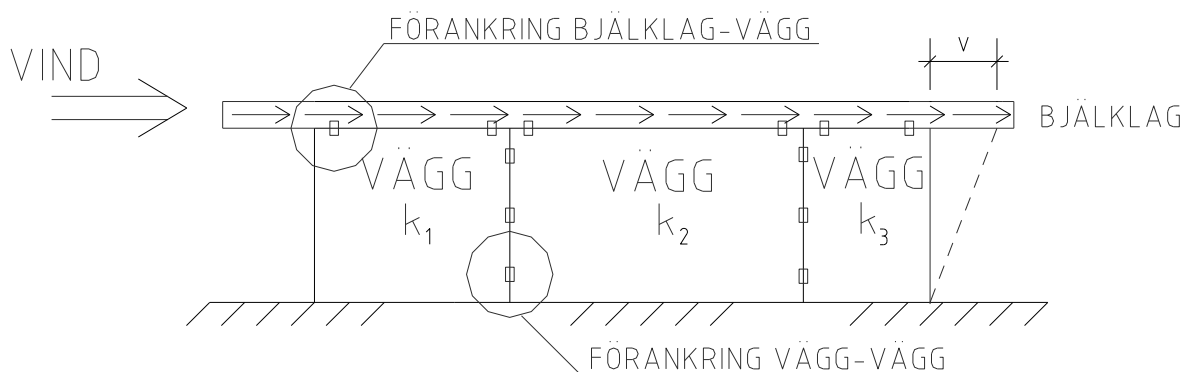
5.6.1 Stabiliserande väggar i samma plan

I de stabiliserande väggarna i en konstruktion kan det förekomma väggar med håltagningar i. En skiva med håltagningar, t.ex. en vägg med ett fönster eller dörröppning, får en annan utböjning än vad en vägg utan hål får, Figur 5.31. Framförallt är det deformationen av tvärkraft som ökar, och sprickbildningar och brott kan uppstå i de smalare partierna. Därför minskar styvheten och dess funktion som stabiliserande skjuvvägg, ganska kraftigt när det finns öppningar i väggen [3, 4].



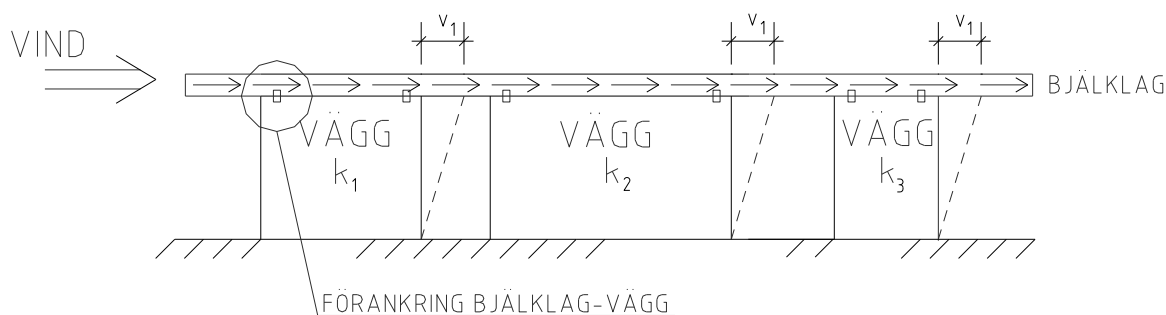
Figur 5.31 Stabiliserande väggar med håltagningar [2].

I det stabiliserande systemet ingår ofta väggskivor med olika dimensioner, som är förankrade i varandra, se Figur 5.32. Dessa samverkar eftersom förankring mellan dem kan fördela den horisontella lasten i vertikalled mellan väggarna. Detta gör att den totala styvheten blir större, ju mer last förankringen mellan väggarna klarar att ta. Väggarna har alla olika styvheter k_1 , k_2 , och k_3 , men skulle förankringarna vara fästa på ett sådant sätt att det föreligger en total samverkan kan alla tre väggarna räknas som en vägg. Detta hade gett den minsta deformationen i form av utböjning, v . Dock är verkligheten sällan sådan, vilket gör beräkningen av väggarnas totala styvhet komplicerad [3].



Figur 5.32 Tre väggar med styvheter k_1 , k_2 och k_3 vilka är förankrade i varandra och utsätts för en vindlast som vandrar genom bjälklaget.

Om flera väggskivor med olika dimensioner står på en och samma rad får de genom hopkopplingen med bjälklaget samma utböjning, v_1 , förutsatt att bjälklaget är tillräckligt styvt. Den vägg som är styvast, vilket för Figur 5.33 är k_1 , är den som har störst betydelse för vilken utböjning som uppstår [3].



Figur 5.33 Våningshöga öppningar i en skjuvvägg.

Den resulterande styvheten beräknas genom att addera de olika väggarnas styvhet enligt, [3]

$$k_{Total} = k_1 + k_2 + k_3 \quad (5.33)$$

Vid vidare beräkningar är det denna metod som kommer att användas där flera stabiliserande väggar i samma plan står i en och samma rad.

5.6.2 Stabiliserande väggar i flera plan

Vindlasten som påverkar bjälklaget fördelas ut till väggarna beroende på hur styva de är. Mest last fördelas till den styvaste väggen. Hur horisontallasten fördelas mellan väggskivorna har också att göra med hur väggarna är förankrade i varandra i vertikalled. Är kopplingarna mellan väggskivorna mycket bra kan skivorna samverka och får då en större styvhet. Finns det däremot inga kopplingar mellan väggarna samverkar de inte utan verkar som enskilda väggar våning för våning [5].

5.6.3 Modellering av väggar i referenshuset

För referenshuset är väggarna prefabricerade och kommer som färdiga element till byggarbetsplatsen. Väggarna kan komma att vara placerade kloss intill en annan vägg i samma plan, men mellan dem finns inga fästansordningar. Detta gör att väggarna inte kan samverka som en lång vägg, utan ur stabiliserande synpunkt ses de som enskilda element och styvheten beräknas enligt ekvation (5.33). Hade förankringar existerat hade det kunnat leda till att väggarna agerar som en enda lång skiva och därmed blir betydligt styvare.

Vid beräkningarna i detta arbete har det valts att inte räkna med de väggar som har någon form av öppning, och på så sätt bidrar de inte till den stabiliserande verkan. Detta är en förenklad beräkning som är på säkra sidan då väggarna med håltagningar givetvis bidrar till stabiliseringen, dock inte lika bra som ett solitt väggelement.

Vid beräkningarna i detta arbete betraktas väggarna som sammankopplade i vertikalled. Detta antagande görs eftersom det är mycket komplicerat att uppskatta hur fogen mellan elementen inverkar på styvheten.

5.7 Styvhet i bjälklag

5.7.1 TT/F plattor

TT/F-plattor görs prefabricerade i fabrik. De är utformade med en betongplatta som samverkar med två symmetriskt placerade balkar vilka tillverkas antingen breda för bjälklag eller tunnare för takbjälklag. Plattorna tillverkas i stålformar och förspänns med trådar eller linor. Den vanliga betongkvaliteten är C60. Fördelen med TT/F-plattorna är att de har låg egyptyngd och stor bärförmåga. Ur deformations- och hållfasthetssynvinkel är elementen i stort sett likvärdiga för alla olika tillverkare [8].

5.7.2 Modellerings av bjälklag i referenshuset

Referenshusets bjälklagsskivor är så kallade TT/F bjälklag. Modelleringen av huset i detta arbete utgår från en bjälklagsskiva som endast är den solida plattan utan dess balkar. Denna är i referenshuset 0,06 m tjock. Längs ytterkanterna i bjälklagsskivan finns det extra dragstagsarmering som spänner runt ytterkanten på huset, och hjälper till så att alla bjälklagsskivor som ligger på en våning verkar som en hel skiva. Detta gör att ett antagande om att de olika bjälklagsskivorna fungerar som en enda stor platta kommer att väljas i detta arbete. Det bortses från plattornas ortotropi som orsakas av att balkarna och spännarmeringen ligger i ena riktningen.

Vid monteringen av väggar och bjälklag gjuts de prefabricerade elementen fast med ny betong på plats. Fogarna måste kontrolleras så att de inte går sönder när den dimensionerande horisontella lasten angriper i fogen. Bjälklagen har urgröpningar längs långsidan som bildar fogarna och gör att den nya betongen gjuts in ordentligt mellan bjälklagsskivorna. Över och under fogen placeras även de prefabricerade väggarna som gjuts fast.

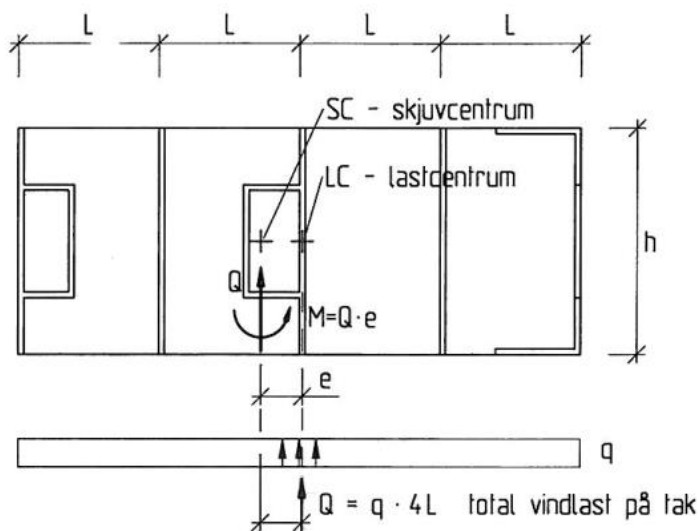
Vid bestämning av bjälklagets styvhet, som behövs för att veta hur lasten fördelas mellan väggarna, används Timoshenkos teori för att beräkna utböjningen av en fritt upplagd balk med en längd som motsvarar det längsta facket i huset [5]. Utifrån denna utböjning bestäms styvheten på bjälklaget enligt ekvation (5.28).

6 Fördelning av horisontallast till väggar

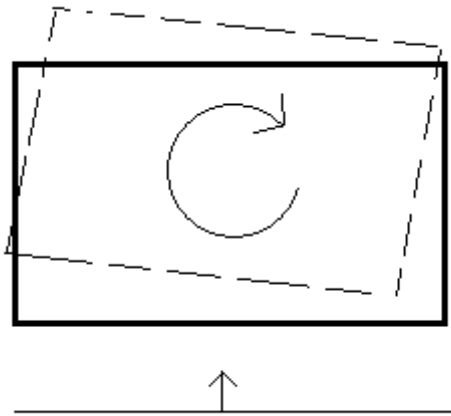
När en horisontell vindlast påverkar en byggnad fördelas lasten till varje bjälklag, och därefter till varje vägg. Vindlasten fördelas olika mycket till de olika stabiliserande väggarna som finns. Hur mycket last som fördelas till varje vägg beror på väggens styvhet, vilken i sin tur beror på flera olika parametrar, beskrivna i kapitel 5.2. Fördelningen beror också på förhållandet mellan bjälklagsskivans och väggarnas styvheter [3].

Ovanstående gäller så länge betongen kan räknas som linjärt elastisk, alltså innan den har börjat spricka eller liknande. Om de olika delarna har kapacitet till plastisk deformation under konstant eller nästan konstant last så kan lasten omfördelas efter uppsprickning. När en vägg inte kan ta mer last omfördelas tillkommande last till andra enheter. I ett ytterlighetsfall då alla delar i systemet har tillräcklig plastisk deformationskapacitet kan antas att lasterna i brottgränstillståndet fördelas efter deras bärförmåga. Detta antagande förekommer till exempel i samband med stabiliserande skivbeklädda regelväggar. [15] I detta arbete antas lasterna fördelas efter styvhet.

Ytterligare en faktor som spelar roll vid fördelning av laster till väggar är om skjuvväggarna är symmetriskt placerade eller ej. Är de inte det så sammanfaller inte lastcentrum med skjuvcentrum, se Figur 6.1. Detta gör att väggarna kommer att utsättas för dels translation direkt från vindlasten, dels en rotation som uppstår då skjuvväggarna inte är symmetriskt placerade, se Figur 6.2. I ett flervåningshus, där alla skjuvväggar ofta är identiskt placerade i alla våningar, ligger skjuvcentrum på samma ställe för alla våningar [3].



Figur 6.1 Moment vid osymmetrisk väggplacering vilket uppstår då skjuvcentrum inte sammanfaller med lastcentrum [3].



Figur 6.2 Bjälklagsskiva som utsätts för translation och rotation p.g.a. vindlast.

Ett vanligt antagande vid fördelning av vindlast till väggar är att bjälklaget antas verka som en styv skiva. Detta är dock ett antagande som måste kontrolleras. I många fall måste särskilda åtgärder införas i projekteringsfasen för att säkerställa att skivan verkligen verkar som en styv skiva. Att översta bjälklaget verkar som en styv skiva är en viktig del för att binda ihop byggnadens stabiliserande väggar. Detta kan t.ex. göras genom att välja en styv takskiva eller genom att utnyttja fackverk [4].

6.1 Principer för lastfördelning

Fördelning av horisontell vindlast till väggar kan ske enligt [3], där fördelningen sker beroende på skivans respektive bjälklagets styvhet. För att beskriva förhållandet mellan bjälklagsskivan och skjuvväggarnas styvheter införas en storhet, C , som indikerar hur styvhetsförhållandet mellan dessa är, [3],

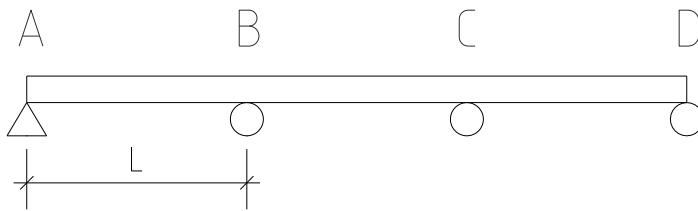
$$C = \frac{v_{Fast\ inspänd\ konsolbalk}}{v_{Fritt\ upplagd\ balk}} \quad (6.1)$$

$v_{Fast\ inspänd\ konsolbalk}$ = Skjuvväggens utböjning vid enhetslast

$v_{Fritt\ upplagd\ balk}$ = Bjälklagsskivans utböjning vid enhetslast

Ju mindre värde på C , desto mer vek är bjälklagsskivan. Ju större värde på C , desto mer närmar man sig att bjälklagsskivan är oändligt styv. För att enklare se sambandet mellan dessa kan en balk på fyra stöd studeras, se Figur 6.3. För denna har [3] tagit fram värden för konstanten k_C , i upplagskraftens ekvation (6.2). [3] Tabell 6.1 illustrerar tydligt att fördelningen av lasten till stöden beror på C .

$$R = k_C \cdot q \cdot L \quad (6.2)$$



Figur 6.3 Balk på 4 stöd.

Tabell 6.1 Konstanten $k_C = R/qL$ för kontinuerlig skiva eller balk på fjädrande stöd.

Tabellen avser en balk på 4 stöd med inbördes lika facklängd [3].

C	0	1	3	10	30	100	∞
R_A	0,400	0,41	0,45	0,52	0,61	0,69	0,75
R_B	1,100	1,09	1,05	0,98	0,89	0,81	0,75

Det som avgör fördelningen av vindlasten på väggarna är alltså enligt [3] det relativa förhållandet mellan bjälklagsskivans och skjuvväggarnas styvheter. Med hjälp av detta kan det bestämmas vilken beräkningsmetod som är mest relevant vid fördelning av laster till väggar. I kapitel 6.1.1–6.1.3 är tre olika metoder redovisade [3].

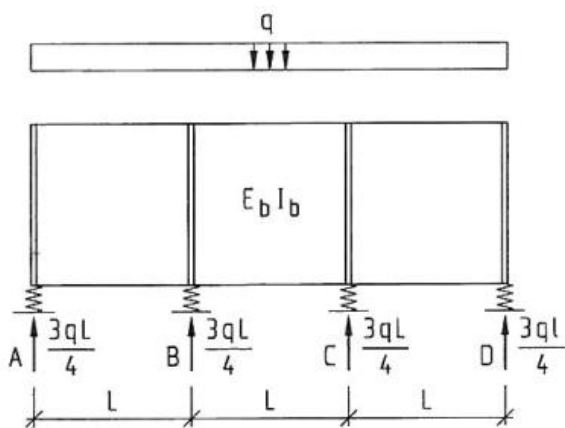
Lastfördelningen som sker mellan bjälklagsskivor och skjuvväggar kan i ett flervåningshus bero på hur högt det är. Är skjuvväggarna på bottenplan många gånger vekare än bjälklagsskivan kan lasten fördelas som för en styv skiva på elastiska stöd, enligt kapitel 6.1.1. Är det däremot så att förhållandet mellan deformationen i skjuvväggen och bjälklagsskivan skulle vara avsevärt olika i byggnadens olika våningar, kan det uppstå en situation där metoden för beräkning av lasterna varierar. Den översta delen av byggnaden kan fungera som en styv skiva på elastiska stöd, för att längre ner övergå till att lastfördelningen sker i proportion till varje skjuvväggs andel av vindutsatt fasadyta enligt kapitel 6.1.2, till att beräkningen görs som en kontinuerlig balk på fasta stöd längst ner i byggnaden enligt 6.1.3. Det är därför lämpligt att kontrollera förhållandet mellan bjälklagsskivan och skjuvväggarnas deformation, vilket kontrolleras genom att räkna fram konstanten C , enligt Ekvation 6.1. Om C för den nedersta våningen skulle vara ≥ 100 , kan lastfördelningen göras med antagandet att alla bjälklagsskivor är styva skivor på elastiska stöd [3].

6.1.1 Mycket styvt bjälklag

För en mycket styvt bjälklagsskiva, vilken är många gånger styvare än skjuvväggen, kommer vindlasten att fördelas som för en oändligt styv skiva/balk på elastiska stöd, se Figur 6.4. Vid detta fall tas hänsyn till ett eventuellt vridmoment som uppstår vid osymmetriskt placerade väggar, se Figur 6.2. Bjälklagsskivan kommer att förbli odeformerad, helt styvt under lastens inverkan. Lasterna fördelas till skjuvväggarna beroende på väggens styvhet. Konstanten C , för förhållandet mellan bjälklagsskivan och skjuvväggen är för ett mycket styvt bjälklag, [3],

$$C = \frac{v_{Fast\ inspänd\ konsolbalk}}{v_{Fritt\ upplagd\ balk}} = \infty \quad (6.3)$$

I de fall där ett vridmoment uppstår i byggnaden kommer lastfördelningen även att bero av detta vridmoment. För väggar som är placerade på ena sidan om rotationscentrum kommer effekten av vridmomentet att adderas på den redan existerande kraften p.g.a. translation. De väggar som ligger på andra sidan om rotationscentrum kommer att få sin kraft reducerad, eller byta håll och bli riktad mot vindlasten [3, 4].

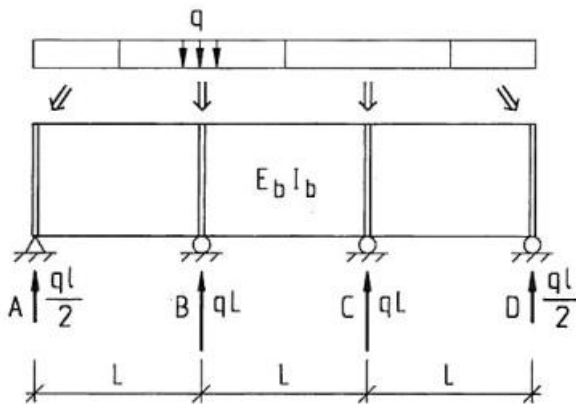


Figur 6.4 Styvt bjälklagsskiva på eftergivliga skjuvväggar där vindlasten fördelas som för en styv skiva/balk på elastiska stöd [3].

6.1.2 Lika styvhet på bjälklag och vägg

Enligt [3] finns en metod att fördela vindlasten till skjuvväggarna om bjälklagets och skjuvväggarnas styvheter är någorlunda lika varandra. Den föreskrivna metoden är en förenklad variant av verkligheten och är att vindlasten fördelas till varje skjuvvägg efter dess andel av fasadytan. I detta fall behöver inte vridmomentet beaktas enligt [3]. Metoden användas då konstanten C är, [3],

$$C = \frac{v_{Fast\ inspänd\ konsolbalk}}{v_{Fritt\ upplagd\ balk}} \approx 10 \quad (6.4)$$

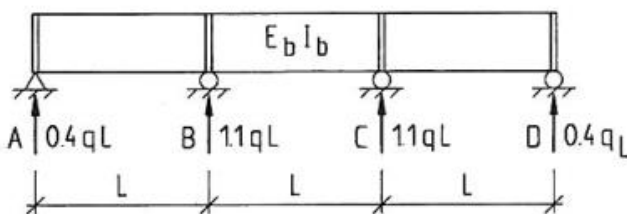


Figur 6.5 Ungefär lika styvhet för bjälklagsskivan som för skjuvväggar, vindlasten fördelas på det förenklade sättet i förhållande till varje skjuvväggs andel av fasadytan [3].

6.1.3 Vekt bjälklag

En bjälklagsskiva som är mycket vekare än skjuvväggarna deformeras innan ett vridmoment uppstår, därför beaktas inte vridmomentet enligt denna metod. Lasten fördelas som för en kontinuerlig balk eller skiva på fasta stöd. Konstanten C skall för beräkning med denna metod vara, [3],

$$C = \frac{v_{Fast\ inspänd\ konsolbalk}}{v_{Fritt\ upplagd\ balk}} = 0 \quad (6.5)$$



Figur 6.6 Vek bjälklagsskiva på styva skjuvväggar, vindlasten fördelas som kontinuerlig balk eller skiva på fasta stöd [3].

6.2 Handberäkningsmetoder

6.2.1 Mycket styvt bjälklag

För att undersöka om skjuvcentrum inte sammanfaller med lastcentrum, se Figur 6.1, bestäms skjuvcentrum enligt ekvationerna (6.6) och (6.7). Detta för att se om eventuella rotationskrafter verkar på huset. De nya koordinater som ekvation (6.6) och (6.7) ger, används som origo i det följande [3].

Där Q är den totala vindlasten som angriper på hela husväggen, och e avståndet mellan lastcentrum och skjuvcentrum.

Lasten som uppkommer av vridmomentet fördelas till väggarna både parallellt och vinkelrätt mot vindriktningen. Den fördelas med hänsyn till styvheten på väggen och dess avstånd från skjuvcentrum. Lasten som uppstår av vridmomentet, beskrivs enligt, [3],

$$F_i = \frac{k_i \cdot x_i}{\sum k_i \cdot x_i^2 + \sum k_i \cdot y_i^2} \cdot M \quad (6.10)$$

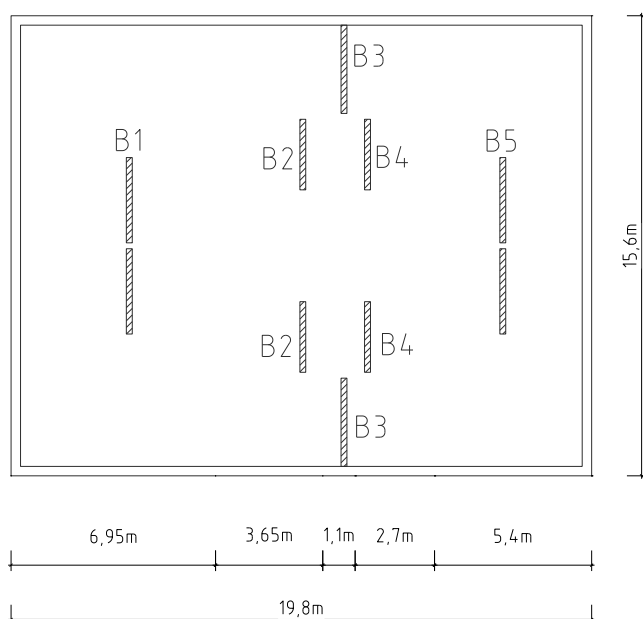
Vissa väggar kommer att utsättas för en större last då vridmomentet tillkommer, medan andra väggar kommer att få en reducerad last där vridmomentet och translationen verkar i motsatta riktningar. Total kraft för en vägg i x -riktning ges av ekvation (6.11), och för en vägg i y -riktning ekvation (6.12) [3, 8].

$$F_x = \frac{k_i}{\sum k_i} \cdot Q + \frac{k_i \cdot x_i}{\sum k_i \cdot x_i^2 + \sum k_i \cdot y_i^2} \cdot M \quad (6.11)$$

$$F_y = \frac{k_i \cdot y_i}{\sum k_i \cdot x_i^2 + \sum k_i \cdot y_i^2} \cdot M \quad (6.12)$$

6.2.2 Lika styvhet på bjälklag och vägg

Enligt kapitel 6.1.2 kan vindlasten fördelas på det förenklade sättet i förhållande till varje skjuvväggs andel av fasadytan, då konstanten C är cirka 10. Denna metod illustreras genom ett exempel. Fasadytan på en våning angrips av en last på 4,65 kN/m, vilken fördelas mellan väggarna. Enligt denna metod kommer lasten som fördelas till vägg B1 vara, 4,65 kN/m · 6,95 m ≈ 32,29 kN, se Figur 6.7 och Tabell 6.2.



Figur 6.7 Vindlasten fördelas i förhållande till varje skjuvväggs andel av fasadytan.

Tabell 6.2 Vindlast fördelas efter förhållandet mellan varje skjuvväggs andel av fasadytan.

Vägg	Fasadlängd, väggen tar last av [m]	Andel av fasaden [%]	Total kraft i varje vägg [kN]
B1	6,95	35,10	32,29
B2	3,65	18,43	16,95
B3	1,1	5,56	5,11
B4	2,7	13,64	12,55
B5	5,4	27,27	25,08

Värdena i Tabell 6.2 grundas på metoden i boken Bärande Tegelmurverk [3]. Där appliceras den på en skiva med samma facklängd mellan väggarna. Denna metod ger ett mycket litet värde på vägg B3, och större värde på de yttersta väggarna B1 och B5, trots att B3 är en i sammanhanget styv vägg som borde ta mer last än vad den gör enligt denna metod. Därför föreslås en alternativ metod för denna beräkning som görs efter andel av fasadyta men som tar hänsyn till styvhetsförhållande mellan de väggar som står tätt tillsammans. Detta görs eftersom väggarna i Figur 6.7 är osymmetriskt placerade och har oregelbunden facklängd, därför testas att fördela lasten i tre fack, två fack för vägg B1 och B5 och ett fack för de tre väggarna i mitten, vägg B2, B3 och B4. Därefter fördelas lasten procentuellt till de tre väggarna i mitten efter deras individuella styvhet. Detta redovisas i Tabell 6.3 och 6.4 och sammanställs i Tabell 6.5.

Tabell 6.3 Vindlast fördelas efter förhållandet mellan varje skjuvväggs andel av fasadytan för tre fack.

Vägg	Fasadlängd, väggen tar last av [m]	Andel av fasaden [%]	Total kraft i varje vägg [kN]
B1	6,95	35,10	32,29
B2,B3,B4	7,55	38,13	35,07
B5	5,4	27,27	25,08

Tabell 6.4 Vindlast fördelas efter styvhetsförhållande för de tre väggarna i mitten.

Vägg	Styvhet [Nm ⁻¹]	Styvhetsförhållande [%]	Total kraft i varje vägg [kN]
B2	1310727626	27,45	9,63
B3	2154222766	45,11	15,82
B4	1310727626	27,45	9,63

Tabell 6.5 Vindlast fördelas efter förhållandet mellan varje skjuvväggs andel av fasadytan och efter styvhetsförhållande för de väggarna som står tätt ihop i mitten.

Vägg	Total kraft i varje vägg [kN]
B1	32,29
B2	9,63
B3	15,82
B4	9,63
B5	25,08

6.2.3 Vekt bjälklag

Bjälklaget modelleras som en kontinuerlig balk eller skiva på fasta stöd enligt kapitel 6.1.2, för att kunna få fram den resulterande vindlasten i varje stöd. Detta har gjorts i Autodesk Robot och värdena visas i Tabell 6.6, här är styvhetsförhållandet $C = 0,002$ [3] Analytiskt kan detta t.ex. göras med stödvinkelmetoden [1].

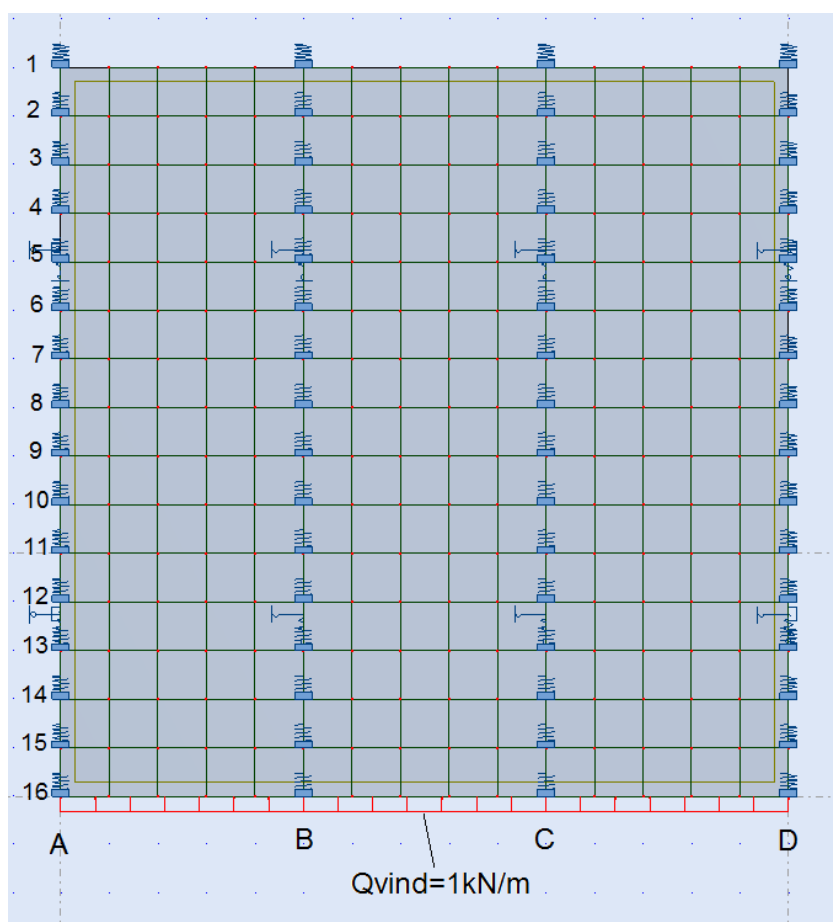
Tabell 6.6 Vek bjälklagsskiva på styva skjuvväggar, vindlasten fördelas som kontinuerlig skiva på fasta stöd [3].

Vägg	Total kraft i varje vägg [kN]
B1	29,67
B2	17,64
B3	12,37
B4	13,59
B5	18,80

6.3 Finita elementmetoden

För beräkningar för fördelning av laster kan finita elementmetoden användas för alla tre fall i kapitel 6.1, alltså för alla olika typer av bjälklag. Dock har metoden begränsningar där några av dessa är beskrivna i kapitel 5.4.

För att verifiera att finita elementmetoden fungerar på liknande vis som [3] verifieras att värdena för k_c , Tabell 6.1, som är framtagna av [3], stämmer. Detta görs genom att modellera en bjälklagsskiva med stor styvhet i programmet Autodesk Robot. Bjälklagsskivan har väggar i linjerna A-D, därför sätts fjäderkonstanter i dessa, alla med samma styvhet. För denna beräkning valdes att välja en elementstorlek på 1 m.



Figur 6.8 Bjälklagsskiva modellerad i Autodesk Robot med fjädrande upplag i linjerna A-D och anslutande vindlast i samma plan som skivan.

För modelleringen av bjälklagsskivan i Figur 6.8 har bjälklagsskivans mått valts till 15 m x 15 m, med tjockleken 0,06 m och elasticitetsmodulen 10000 TPa, vilket ger en skjuvmodul på 4,16 TPa. I linjerna A-D är fjädrar modellerade, alla med samma styvhet, $100 \cdot 10^6 \text{ Nm}^{-1}$. Lasten som angriper bjälklagsskivan är 1 kN/m, se Figur 6.8. Ur Autodesk Robot går att utläsa upplagskraften för varje nod i linjerna A-D, i Tabell 6.2 är dessa redovisade för noderna i linje A.

Tabell 6.7 Reaktionskraft i varje nod i linjen A, enligt Figur 6.8.

Nod	R_A
1	0,12
2	0,25
3	0,25
4	0,25
5	0,25
6	0,25
7	0,25
8	0,25
9	0,25
10	0,25
11	0,25
12	0,25
13	0,25
14	0,25
15	0,25
16	0,13
Σ Summa [kN]	3,75

$$k_c = \frac{R}{qL} = \frac{3,75}{1 \cdot 5} = 0,75$$

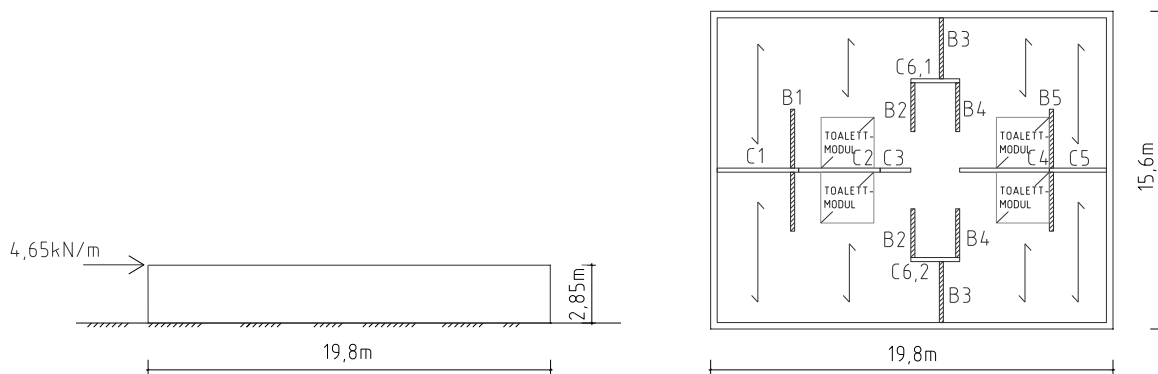
Detta verifierar att för en oändligt styv skiva i Autodesk Robot är konstanten $k_c = 0,75$, vilket är angivet i [3], med elementindelningen där en sida på kvadraten är 1 m.

6.4 Jämförelse handberäkningsmetoder - FEM

I detta kapitel har handberäkningsmetoder jämförts med finita elementmetoden för olika typer av våningsplan och våningshöjder.

6.4.1 Fördelning av last vid en våning

För ett våningsplan där skjuvväggarna är fast inspända i grunden och där toppen av väggen ansluter till ett bjälklag, se Figur 6.9, har inverkan av bjälklagets styvhet testats. Referenshusets planlösning har använts. Detta har gjorts genom att modifiera bjälklaget så att olika värden på konstanten C , enligt ekvation (6.1) erhålls.



Figur 6.9 Ett våningsplan med höjden $L=2,85$ m.

I Autodesk Robot har resulterande krafter i grunden för olika förhållanden mellan bjälklagsskivans och skjuvväggarnas styvhet tagits fram. De resulterande krafterna i grunden är redovisade i Figur 6.10, 6.11 och Tabell 6.8. För bjälklagsskivan i referenshuset är värdet på $C = 13,54$, varför denna också redovisas här, denna beräkning finns i kapitel 8.4.

Tabell 6.8 Värderna för resulterande krafter i grunden för varje vägg [kN], för olika styvhetsförhållanden mellan bjälklagsskivan och skjuvväggarna. Beräkningarna utförda i Autodesk Robot.

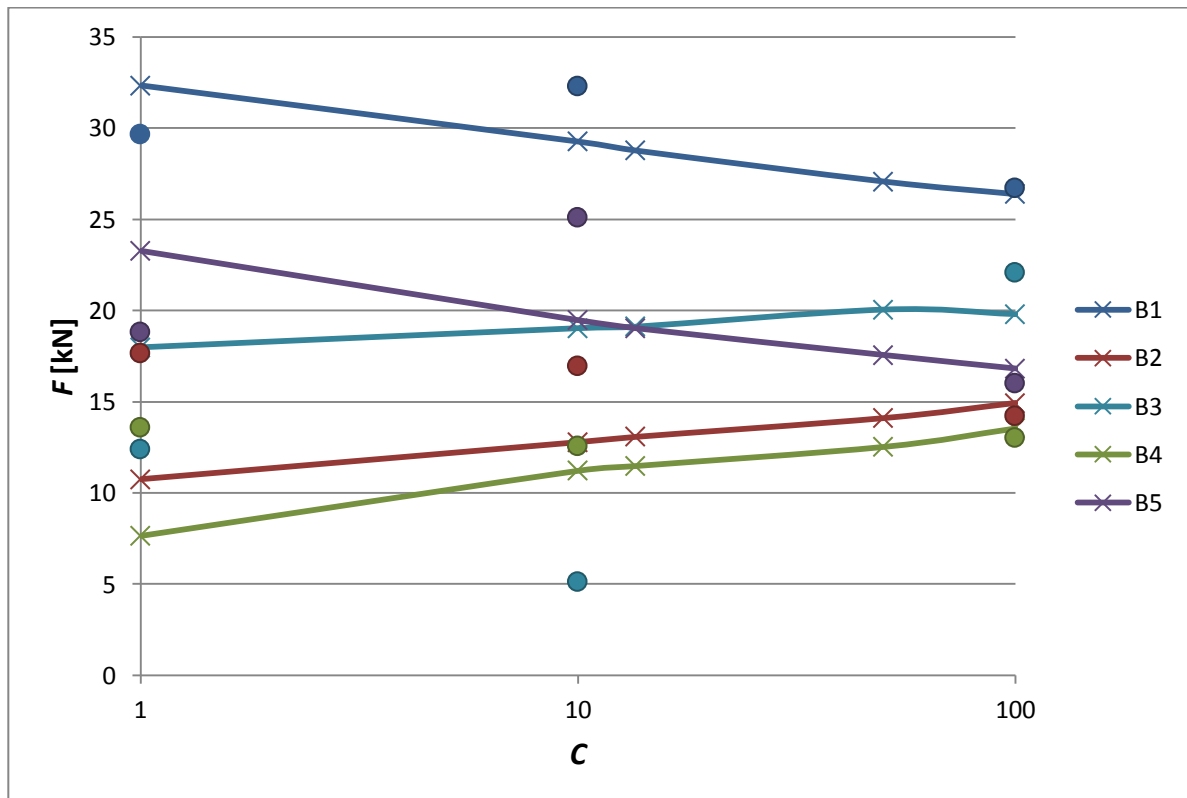
C	1	10	13,54	50	100
B1	32,34	29,26	28,77	27,07	26,38
B2	10,75	12,78	13,07	14,10	14,93
B3	17,98	19,03	19,11	20,05	19,80
B4	7,64	11,21	11,47	12,52	13,53
B5	23,27	19,47	19,03	17,56	16,82

För tre olika värden på konstanten C har beräkningar gjorts enligt metoderna i kapitel 6.2, dessa är redovisade i Tabell 6.9. För fallet att C är litet modelleras bjälklaget som en kontinuerlig balk eller skiva på fasta stöd och värdena är framtagna i Autodesk Robot, Tabell 6.6. För ett bjälklag som är lika styvt som väggarna, där C är cirka 10 har lasterna analytiskt fördelats i förhållande till varje skjuvväggs andel av fasadytan, för att få fram resulterande krafter i grunden under varje vägg, Tabell 6.2. För ett mycket styvt bjälklag, där konstanten C är oändligt har handberäkningen enligt kapitel 6.2.1 utförts, Tabell 6.10.

Dessa är redovisade i Figur 6.10 och 6.11.

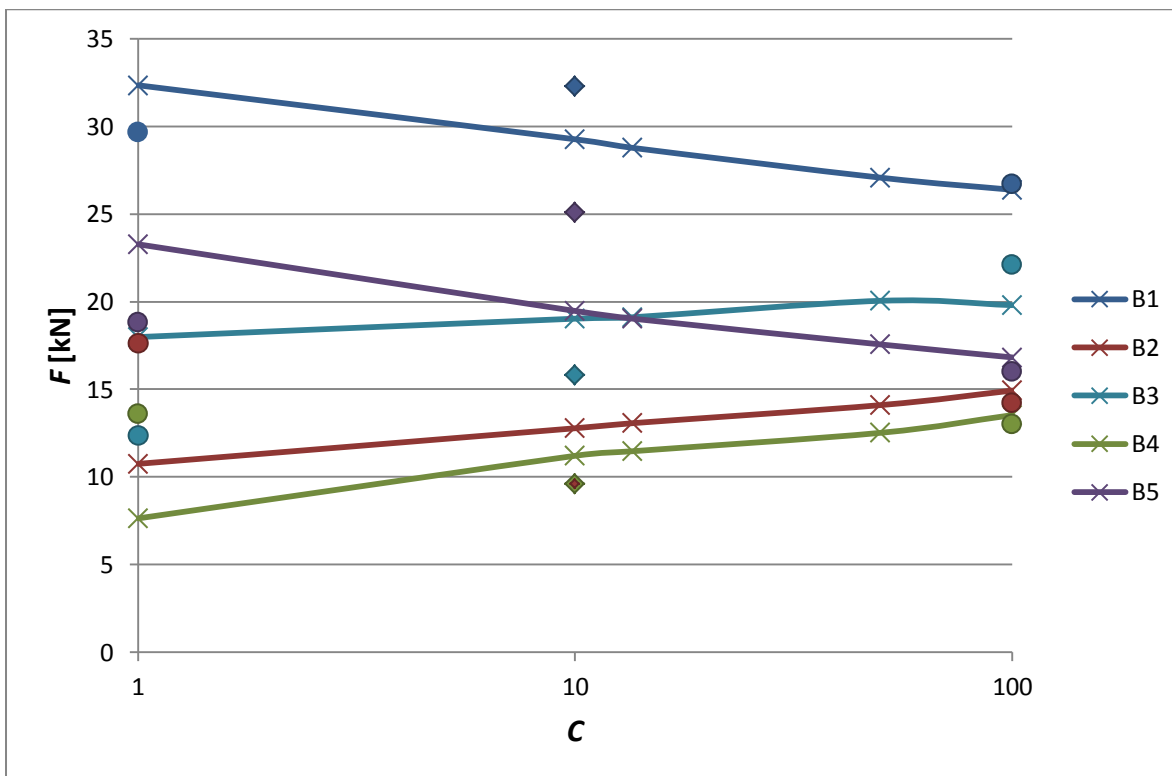
Tabell 6.9 Resultande krafter i grunden för varje vägg [kN], för styvhetsförhållandena 1, 10 och 100, där värdena för konstanten $C=10$ och $C=100$ är analytiskt beräknade och värdet för $C=1$ är framtaget med hjälp av Autodesk Robot.

C	1	10	100
B1	29,67	32,29	26,70
B2	17,64	16,95	14,21
B3	12,37	5,11	22,09
B4	13,59	12,55	13,00
B5	18,80	25,08	15,99



Figur 6.10 Förhållandet mellan den resulterande kraften i grunden för varje vägg för olika värden på konstanten C , dels för beräkningar utförda med Autodesk Robot (linje med kryss), dels med beräkningar enligt boken *Bärande Tegelmurverk* (punkter).

För ett styvhetsförhållande mellan bjälklaget och skjuvväggarna där C är 100 ger beräkning för hand och med modellering i Autodesk Robot liknande värden, enligt Figur 6.10. Vid fallet att bjälklaget är oändligt styvt kan alltså beräkning för hand göras. Däremot skiljer de två beräkningsmetoderna avsevärt vid ett förhållande på C mellan bjälklagsskivan och skjuvväggen på cirka 10. Alltså är beräkningen enligt kapitel 6.2.2, Tabell 6.2, inte applicerbar på referenshuset enligt kapitel 4 i detta arbete. Detta kan bero på att väggarna i referenshuset är osymmetriskt placerade. Därför redovisas i Figur 6.11 den alternativa beräkningen för C cirka 10, lastfördelning efter fasadyta med hänsyn till styvhetsförhållande, vilken är redovisad i kapitel 6.2.2, Tabell 6.5.



Figur 6.11 Förhållandet mellan den resulterande kraften i grunden för varje vägg för olika värden på konstanten C , dels för beräkningar utförda med Autodesk Robot (linje med kryss), dels med beräkningar enligt boken Bärande Tegelmurverk $C=1$ och $C=100$ (punkter) och med alternativa värden på C cirka 10 (romb).

Tabell 6.10 Procentuell skillnad mellan FEM-beräkning i Autodesk Robot med $C=13,54$ och dels för beräkning med skiva på fasta stöd där $C=0$, dels den alternativa lastfördelningen efter fasadyta + styvhetsförhållande där $C \approx 10$ och dels med handberäkning för $C > 100$.

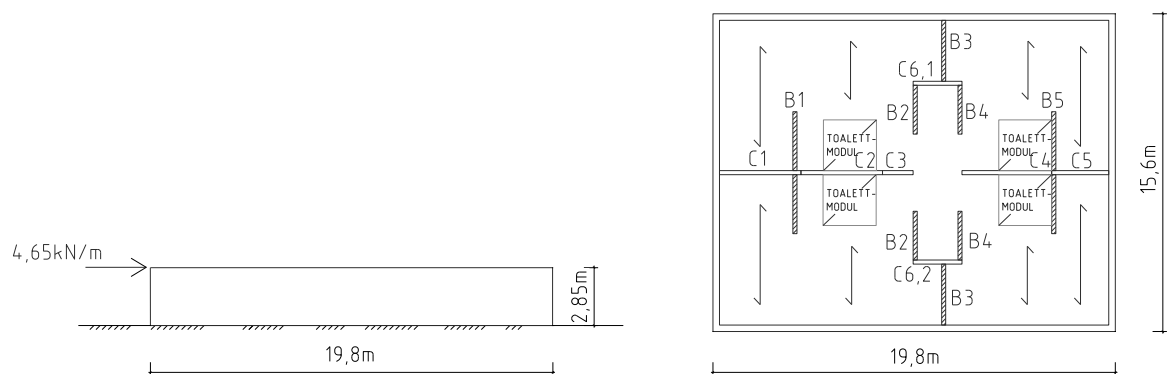
Vägg	SKIVA PÅ FASTA STÖD $C = 0$ [%]	FASADYTA + STYVHETS-FÖRHÅLLANDE $C \approx 10$ [%]	ROBOT $C = 13,54$ [%]	HANDBERÄKNING $C > 100$ [%]
B1	3,03	3,13	0	7,19
B2	25,91	34,97	0	8,72
B3	54,49	35,27	0	15,59
B4	15,60	18,48	0	13,34
B5	1,22	1,21	0	15,97

Punkterna som redovisas i Figur 6.11, för $C \approx 10$ där beräkning gjorts efter både fasadyta och styvhetsförhållande, stämmer bättre överrens med FEM-beräkningen än punkterna för $C \approx 10$ i Figur 6.10. I Tabell 6.10 redovisas den procentuella skillnaden mellan en FEM-beräkning för referenshuset och de olika analytiska metoderna. Den påvisar att det ändå är stora skillnader mellan FEM-beräkningen och handberäkningen för $C \approx 10$. Beräkningarna med

Autodesk Robot ger däremot mer liknande resultat vid samma förhållande, som när förhållandet går upp mot oändligheten, då den procentuella skillnaden mellan FEM-beräkningen och den analytiska beräkningen är lägst. Detta visar på att en beräkning för hand, där bjälklaget är oändligt styvt, inte avsevärt skiljer sig från en modellering i Autodesk Robot med styvhetsförhållandet cirka 10. Eftersom bjälklaget i referenshuset har styvhetsförhållandet 13,54 kan alltså beräkning göras för hand enligt kapitel 6.2.1 för att få fram resulterande krafter i grunden, för en våning. Följaktligen kommer lastfördelningen i handberäkningsmetoden ske efter ekvation (6.9).

I det följande presenteras hur lastfördelningen sker för beräkning för hand enligt kapitel 6.2.1 och modellering i Autodesk Robot för två olika styvheter på bjälklaget. Anledningen till att två olika styvheter på bjälklaget redovisas är att det ena är det mest verklighetstroga $C = 13,54$ och det andra en variant på handberäkningen, $C > 100$. I detta fall är det verklighetstroga och handberäkningen två ytterligheter. Detta ger oss tre olika värden att jämföra, ett för handberäkningen, ett för fallet som är mest likt verkligheten och ett som är ett mellanting av dessa två.

Detta görs för ett våningsplan, enligt Figur 6.12, där bjälklaget är oändligt styvt i handberäkningen, och där två olika värden på C har testats för modellering i Autodesk Robot, 13,54 och >100 . För dessa tre metoder har resulterande laster i grunden tagits fram för varje vägg i våningsplanet, se Tabell 6.11. Med beräkning förhand har metoden enligt kapitel 6.2.1 använts.



Figur 6.12 För ett våningsplan med höjden $L=2,85\text{m}$, har för handberäkning och modellering i Autodesk Robot, tagits fram resulterande laster i grunden.

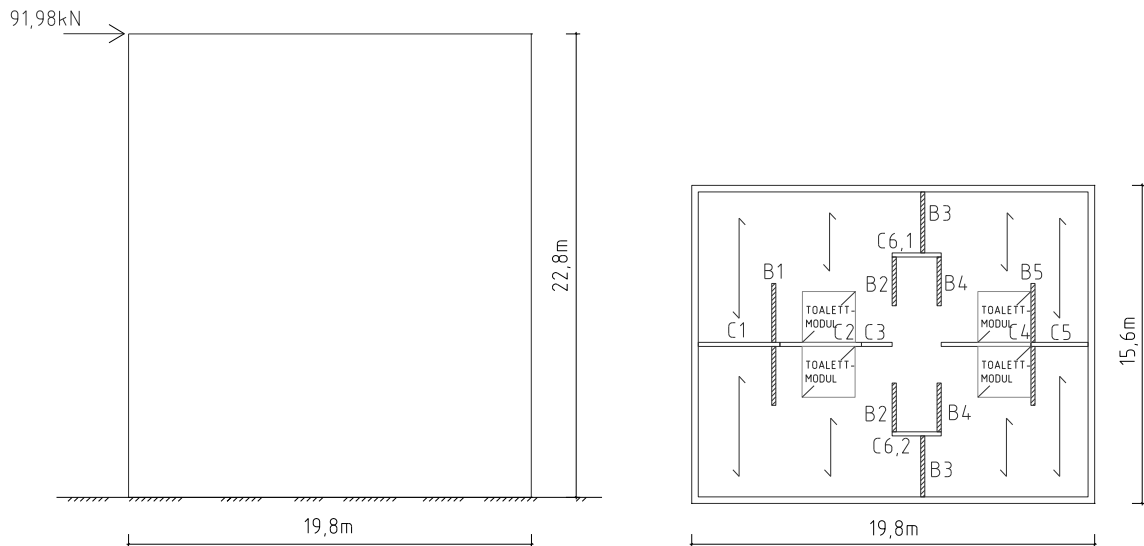
Tabell 6.11 Resultterande krafter i grunden för ett våningsplans väggar.

$L=2,85$ m	HANDBERÄKNING $C >100$	ROBOT $C >100$	ROBOT $C =13,54$
Vägg	Kraft i vägg [kN]	Kraft i vägg [kN]	Kraft i vägg [kN]
B1	26,70	25,76	28,77
B2	14,21	15,49	13,07
B3	22,09	20,46	19,11
B4	13,00	14,20	11,47
B5	15,99	15,72	19,03
C6,1	1,21	1,29	1,17
C6,2	-1,21	-1,29	-1,17
C1-5	0	0,36	0,53
Σ Summa kraft	91,98	91,98	91,98

Enligt Tabell 6.11 fördelas lasterna mellan väggarna relativt lika för de tre olika metoderna. För ett våningsplan kan alltså beräkning förhand användas vid fördelning av vindlast till väggarna i våningsplanet. Anledningen till att kraften för handberäkningen i väggarna C1-5 blir noll, är att de hamnar exakt i skjuvcentrum, vilket gör att hävarmen för kraften blir noll.

6.4.2 Fördelning av last vid flera våningar

Eftersom referenshuset enligt kapitel 4 är 8 våningar högt har samma tre beräkningar som i föregående kapitel gjorts för väggar som är 8 våningar höga. Detta har testats eftersom väggarnas styvhet reduceras om de verkar som hushöga, jämfört med våningshöga. Väggar modelleras som hushöga med höjden, $L = 22,8$ m, med endast ett bjälklag som sammanbinder dem på översta våningen, se Figur 6.13. Vindlasten som angriper det översta våningsplanet är 91,98 kN och är alltså den summerade punktlasten som angriper ett bjälklag. För detta har värden tagits fram för både Autodesk Robot och handberäkning, vilka är redovisade i Tabell 6.12.



Figur 6.13 Hushöga väggar med en punktlast på översta bjälklaget, $P=91,98$ kN.

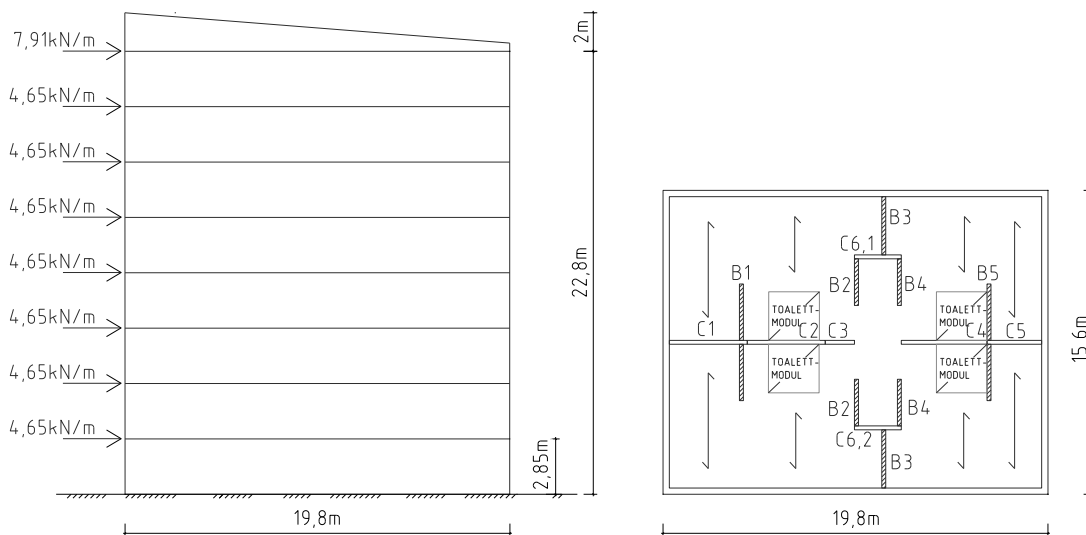
Tabell 6.12 Resultande krafter i grunden för varje vägg vilka är modellerade enligt Figur 6.13.

L=22,8	HANDBERÄKNING C >100	ROBOT C >100	ROBOT C =13,54
Vägg	Kraft i vägg [kN]	Kraft i vägg [kN]	Kraft i vägg [kN]
B1	27,47	23,58	26,87
B2	12,75	12,69	12,62
B3	23,48	22,83	22,38
B4	11,68	12,37	11,29
B5	16,6	20,4	18,23
C6,1	1,07	0,32	1,66
C6,2	-1,07	-0,32	-1,65
C1-5	0	0,11	0,59
Σ Summa kraft	91,98	91,98	91,98

Om man jämför Tabell 6.11 och 6.12 så ser man att lasten fördelas olika beroende på om lasten angriper på en höjd motsvarande en våning eller på en höjd som motsvarar hela husets höjd. Om alla väggar hade varit identiska så hade deras andel av den totala styvheten inte förändrats med höjden där lasten angriper. Om väggarna inte är identiska, och inte samtliga väggar domineras helt av skjuv- eller böj deformation, så kommer deras andel av den totala styvheten däremot att ändras med höjden och detta orsakar då att lasten fördelas olika beroende på vilken våning lasten angriper.

De resulterande krafterna för väggarna överensstämmer ganska väl med varandra. Detta kan bero på att det enda som skiljer de tre beräkningsmetoderna åt är bjälklaget. Här modelleras det som om det endast finns ett bjälklag i toppen av väggarna. För handberäkningen där det antas att bjälklaget är oändligt styvt blir värdena mer lika det mest verklighetstroga fallet där $C = 13,54$. Detta är något överraskande då de två beräkningarna med $C > 100$ i princip har samma indata, men skiljer sig mer åt än handberäkningen och det mest verklighetstroga fallet. Detta säger oss att metoden att räkna på hushöga väggar för att fördela lasten sinsemellan är okej.

Ett hus som är så likt referenshuset som möjligt har modellerats för att kunna jämföra en handberäkning med en finita elementberäkning. Vid handberäkningen används olika styvheter för varje våningshöjd. Även fast det inte är speciellt stor skillnad mellan vilken kraft som hamnar i respektive vägg om det är 1 våningshöjd eller 8 våningar tas här hänsyn till varje styvhet på respektive våningshöjd. För att få en bild av detta har alla stabiliserande väggar och bjälklag modellerats i Autodesk Robot, se Figur 6.14. Resultierande laster i grunden för varje vägg, har sedan sammanställts i Tabell 6.13. Våningshöjden är 2,85 m, vindlasten är 4,65 kN/m i varje bjälklag, förutom i topp där vinden är 7,90 kN/m i bjälklaget p.g.a. takets höjd. Antaganden har gjorts enligt kapitel 5.6.3 och 5.7.2.



Figur 6.14 Modell av alla stabiliserande väggar och bjälklag i Autodesk Robot. Vindlasten angriper i varje bjälklag, översta bjälklaget är utsatt för en större last p.g.a. takets höjd.

Tabell 6.13 Resultande krafter i grunden för varje vägg då referenshuset har modellerats för handberäkning som tar hänsyn till varje väggs inbördes styvhet beroende på våningsplan, och Autodesk Robot.

L=24,8m	HANDBERÄKNING C >100	ROBOT C >100	ROBOT C =13,54
Vägg	Kraft i vägg [kN]	Kraft i vägg [kN]	Kraft i vägg [kN]
B1	237,79	223,06	235,57
B2	113,32	136,41	122,15
B3	202,01	176,45	186,42
B4	103,77	125,17	107,58
B5	143,50	136,98	151,65
C61	8,79	12,27	14,59
C62	-8,79	-12,27	-14,15
C1-5	0	2,34	3,41
∑ Summa kraft	800,40	800,40	800,40

Den totala vindlasten ska bli samma som den resulterande kraften för väggarna. Den totala vindlasten ges av,

$$1,63 \text{ kN/m}^2 \cdot 19,8 \text{ m} \cdot 24,8 \text{ m} = 800,395 \text{ kN}$$

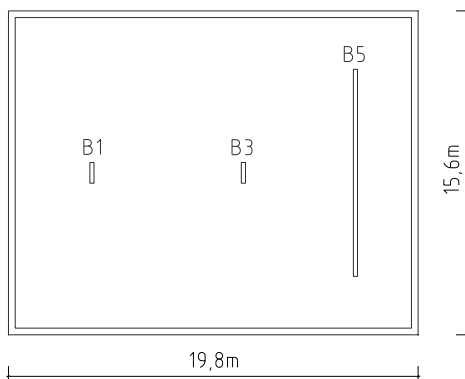
Den totala vindlasten blir alltså samma som den resulterande kraften i grunden för väggarna, alltså uppfyller värdena från beräkningen med Autodesk Robot jämvikten. Vid närmare granskning av de båda värdena framtagna med Autodesk Robot kan sägas att de skiljer något, detta kan bero på att bjälklaget för $C=13,54$ deformeras vid fördelning av last till väggarna. Detta gör inte bjälklaget för $C >100$, då det kan anses vara oändligt styvt och därmed odeformerbart.

I handberäkningen fördelas lasterna för en våning i taget, och hänsyn tas inte till att väggarna är låsta till varandra av bjälklag på flera olika nivåer. Om alla väggar är identiska så spelar detta ingen roll eftersom alla väggar då deformeras identiskt. Är väggarna däremot olika så har de inte samma deformationsform och detta sätt att fördela lasten är då en approximation. Att resultaten blir så pass lika tyder på att detta har ganska liten betydelse för typhuset.

Resultaten från Tabell 6.13, visar på att antagandet om att beräkna styvheterna för varje enskild våning och anta att bjälklaget är oändligt styvt överensstämmer bra med beräkningarna i Autodesk Robot.

6.4.3 Fördelning av last i hus med stor skillnad i väggars styvhet

För att undersöka om lastfördelningen mellan väggarna skiljer när väggarna har inbördes stor skillnad i tvärsnittshöjden, har våningsplanet enligt Figur 6.15 beräknats enligt samma metoder som för kapitel 6.4.1. Tre väggar med stor skillnad på väggarnas tvärsnittshöjd h har modellerats, de tre väggarna är B1, B3 och B5, där B1 och B3 är 1 m, och B5 10 m. Endast ett bjälklag modelleras på översta våningen. Väggarna är osymmetriskt placerade vilket gör att ett vridmoment uppstår i konstruktionen. Skjuvcentrum hamnar 0,1 m från vägg B5, på vänstra sidan i Figur 6.15. Denna modell jämförs jämföras med de ovan beskrivna metoderna, för två olika våningshöjder, 2,85 m och 11,4 m. De resulterande krafterna för väggarna i Figur 6.15 är sammanställda i Tabell 6.14 och 6.15.



Figur 6.15 Våningsplan med tre väggar där B1 och B3 har tvärsnittshöjden $h=1$ m, och B5 $h=10$ m.

Tabell 6.14 Resulterande krafter i grunden för varje vägg, med våningsplan enligt Figur 6.15 och våningshöjden 2,85 m.

$L=2,85$	HANDBERÄKNING $C >100$	ROBOT $C >100$	ROBOT $C =13,54$
Vägg	Kraft i vägg [kN]	Kraft i vägg [kN]	Kraft i vägg [kN]
B1	41,69	39,52	40,46
B3	17,78	17,54	18,38
B5	32,51	34,92	33,15
Σ Summa kraft	91,98	91,98	91,98

Tabell 6.15 Resultande krafter i grunden för varje vägg, med våningsplan enligt Figur 6.15 och våningshöjden 11,4 m.

L=11,4	HANDBERÄKNING C >100	ROBOT C >100	ROBOT C =13,54
Vägg	Kraft i vägg [kN]	Kraft i vägg [kN]	Kraft i vägg [kN]
B1	41,7	15,66	34,82
B3	17,75	6,71	14,87
B5	32,53	69,61	42,29
Σ Summa kraft	91,98	91,98	91,98

Värdena blir relativt lika varandra när endast en våning beaktas, enligt Tabell 6.14. Däremot när hushöjden går upp mot 11,4 m, Tabell 6.15, skiljer de sig markant, speciellt för modellen där $C > 100$. B5 som är den klart styvaste väggen angrips och tar den mesta lasten som konstruktionen utsätts för. Att denna skillnad uppstår kan bero på att vid modellering och beräkning med Autodesk Robot, har väggarna även en styvhet i x -led, som inte handberäkningarna kan ta hänsyn till. Denna styvhet är väldigt liten men får stor inverkan när rotation kommer in vid lastfördelning. Jämförs värdena för Autodesk Robot där $C = 13,54$ med handberäkningen är de mer lika varandra, dock är värdena opålitliga vilket gör inte att någon tydlig slutsats inte kan dras från detta.

För att undersöka fenomenet som uppstod vid modellering av Figur 6.15, med våningshöjden 11,4 m har detta undersökts ytterligare. Vid samma uppställning av väggarna som Figur 6.15 placeras nu lasten i skjuvcentrum. Detta gör att det inte uppstår något vridmoment i konstruktionen. I Tabell 6.16 redovisas hur krafterna fördelar sig mellan de olika väggarna när endast translation verkar på huset.

Tabell 6.16 Resultande krafter i grunden under varje vägg då lasten är placerad i skjuvcentrum, med våningshöjden 11,4 m.

L=11,4	HANDBERÄKNING C >100	ROBOT C >100	ROBOT C =13,54
Vägg	Kraft i vägg [kN]	Kraft i vägg [kN]	Kraft i vägg [kN]
B1	0,10	0,06	-0,20
B3	0,10	0,19	0,00
B5	91,77	91,73	92,19
Σ Summa kraft	91,97	91,98	91,99

Avrundning av värden leder till att det inte blir totalt 91,98 kN i handberäkningsmetoden. Här ses att resultaten blir väldigt lika varandra. Från detta dras slutsatsen att något händer med vridmomentet i konstruktionen som Autodesk Robot beaktar men som inte handberäkningen kan ta hänsyn till. Att ett hus skulle konstrueras på detta sätt, enligt Figur 6.15 är inte speciellt troligt, men av detta kan slutsatsen dras att det händer något med lastfördelningen beroende på höjden och rotationen i konstruktionen. Handberäkning bör inte göras om väggarna i planlösningen har en väldigt stor inbördes styvhetskillnad eller är placerade på så sätt att ett stort vridmoment uppstår i byggnaden.

6.5 Val av metod vid lastfördelning till vägg

Utifrån de undersökningar som har gjorts i kapitel 6 kan en handberäkning göras. Förslagsvis bör vindlasten fördelas i väggarna efter deras styvheter och ett antagande om att bjälklaget är oändligt styvt bör göras trots att styvhetsförhållandet mellan bjälklaget och väggarna är ca en faktor 10. Skillnaden på lastfördelningen mellan de krafter som hamnar i väggarna som beror på om de är hushöga eller våningshöga inte är speciellt stor, men det sker en viss omfördelning beroende på det är en våningshöjd på 1 eller 8 våningar. Vid handberäkningen används därför olika styvheter på väggarna för respektive våningshöjd för att få ett så noggrant resultat som möjligt.

7 Analys av stjälpning av vägg

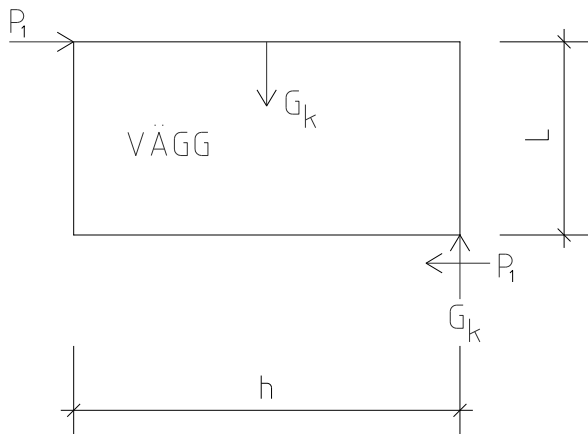
7.1 Stabiliserande verkan

När de stabiliserande väggarna utsätts för de horisontella lasterna bidrar det till att väggen vill stjälpas. Detta ger i sin tur upphov till tvärkrafter och moment vid inspänningen i grunden. För att motverka stjälpning av väggarna, och bidra till den stabiliserande verkan tillgodoräknas egentyingderna, och eventuellt andra permanenta vertikallaster som är direkt kopplade till stjälpande horisontallaster. Det stjälpande momentet måste vara mindre än det stabiliserande momentet. Det förutsätter också att väggarna kan fördela de horisontella krafterna och föra ner dem i grunden, annars bidrar inte väggen i något stabiliserande syfte. Om det är så att det stjälpande momentet skulle överstiga det stabiliserande momentet, måste väggen fästas med dragstag i grunden och vertikalt upp i väggen så att den hålls på plats, [2, 3].

De stabiliserande väggar som utsätts för den horisontella lasten måste alltså klara av att hålla emot det stjälpande momenten utan att välta. Detta problem åtgärdas med dragstag. Hur högt upp i väggen de måste fästas beror på hur stort det stjälpande momentet är, dragstagen kan spänna över en våning eller flera stycken. Dragstagen monteras på båda sidor i väggen då vinden givitvis kan angripa från olika håll på bygganden [3].

7.2 Beräkning med stelkroppsmodell

När de vertikala och horisontella lasterna har fördelats till varje vägg kan en analys göras av om huset stjälpas pga. vindlasterna. Förhoppningsvis visar det sig att vindlasterna inte är stora nog, och att husets egentyingd är stor nog för att se till att huset inte stjälpas. För stelkroppsmodellen antas att väggen välter runt nedersta, högra punkten. Modellen uppfyller jämvikten och ju mindre vertikallasten är desto mindre moment kan klaras. Problemet med denna modell är att spänningen blir oändlig i anliggningspunkten, och det tas inte hänsyn till att materialhållfastheten överskrids. [2, 16]



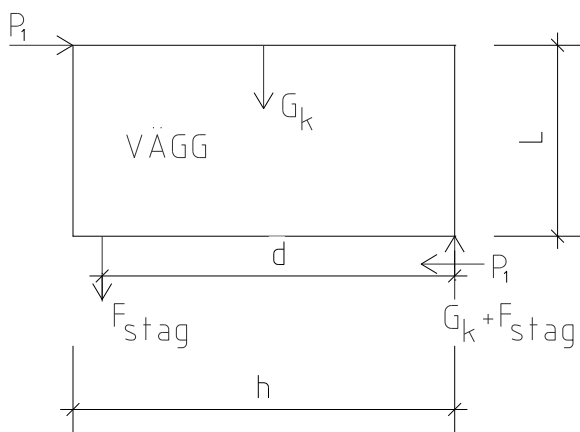
Figur 7.1 Vägg med längden L , tvärsnittshöjden h , och tjockleken t , vilken utsätts för vertikallast, G_k , och horisontallast, P_1 i form av vind.

Momentjämvikt kan ställas upp för väggen i Figur 7.1,

$$\varnothing: -P_1 \cdot L + \frac{G_k \cdot h}{2} = 0$$

Största kraft som kan fördelas till väggen utan att stjälpning uppstår är,

$$P_2 = \frac{G_k \cdot h}{2 \cdot L} \quad (7.1)$$



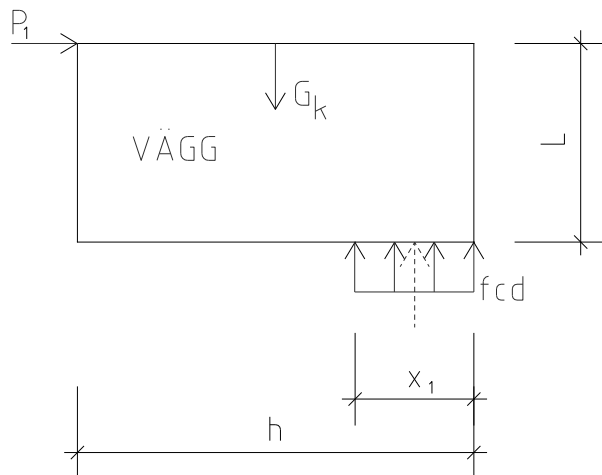
Figur 7.2 Friläggning motsvarande Figur 7.1 för fallet med dragstag.

Om inte detta räcker till beräknas erforderlig kraft i dragstag genom,

$$F_{stag} = \frac{P_1 \cdot L - \frac{G_k \cdot h}{2}}{d} \quad (7.2)$$

7.3 Beräkningsmodell med plasticitetsantagande och jämn fördelning av lasten

Den här beräkningsmodellen uppfyller jämvikten och tar hänsyn till materialhållfasthet. Det antas att materialet kan plasticeras. Ofta är den totala horisontella lasten som ska föras ner i väggarna större än vad väggen klarar av att stå emot, vilket innebär att de stabiliserande enheterna kan behövas förankras i grunden, så att de kan ta dragkrafter [2, 16].



Figur 7.3 Vägg med längden L , tvärsnittshöjden h , och tjockleken t , vilken utsätts för vertikallast, G_k , och horisontallast, P_1 i fram av vind. Jämt utbredd last antas från underlaget.

Kraft- och momentjämvikt kan ställas upp för väggen i Figur 7.3,

$$\begin{cases} \mathcal{O}: -P_1 \cdot L + G_k \left(\frac{h}{2} - \frac{x_1}{2} \right) = 0 \\ \uparrow: -G_k + f_{cd} \cdot t \cdot x_1 = 0 \end{cases} \quad (7.3)$$

Ur ekvation (7.3) kan ett värde på x_1 fås,

$$x_1 = \frac{G_k}{f_{cd} \cdot t} \quad (7.4)$$

Ett absolut krav på x_1 är,

$$x_1 \leq h$$

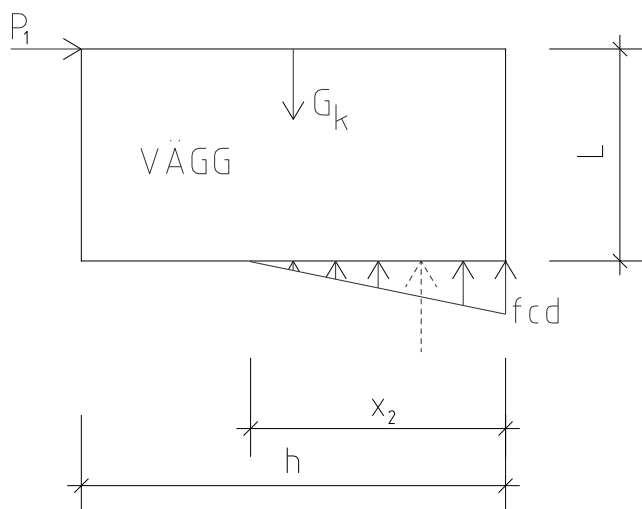
Största kraft som kan fördelas till väggen utan att stjälpning inträffar är,

$$P_2 = \frac{G_k \left(\frac{h}{2} - \frac{G_k}{f_{cd} \cdot t \cdot 2} \right)}{L} \quad (7.5)$$

Klarar väggen sig utan dragstag är $P_1 \leq P_2$, där P_1 är den kraft som angriper väggen.

7.4 Beräkningsmodell med linjär fördelning av lasten

Beräkningsmodellen med linjär fördelning av lasten uppfyller jämvikten och tar hänsyn till materialhållfasthet, dessutom fördelas lasten linjärt. Denna beräkningsmodell är mer på säkra sidan än vad de två föregående eftersom lasten antas fördelas linjärt, därför är det denna som används i rapporten. För att analysera om huset stjälp, och om dragstag behövs, analyseras en vägg i taget [2, 16].



Figur 7.4 Vägg med längden L , tvärsnittshöjden h , och tjockleken t , vilken utsätts för vertikallast, G_k och horisontallast, P_1 i from av vind. Med en linjärt fördelad last i grunden.

Kraft- och momentjämvikt kan ställas upp för väggen i Figur 7.4,

$$\begin{cases} \circlearrowleft: -P_1 \cdot L + G_k \left(\frac{h}{2} - \frac{x_2}{3} \right) = 0 \\ \uparrow: -G_k + \frac{f_{cd} \cdot t \cdot x_2}{2} = 0 \end{cases} \quad (7.6)$$

där G_k är den totala tryckkraften i form av egentynngd, nyttig last och snölast.

Ur ekvation (7.6) kan ett värde på x_2 fås, vilket är den referensbredden som behövs för att väggen ska kunna stå emot det tryck som den utsätts för utan att brott sker.

$$x_2 = \frac{G_k \cdot 2}{f_{cd} \cdot t} \quad (7.7)$$

Ett absolut krav på x_2 är,

$$x_2 \leq h$$

Största kraft som kan fördelas till väggen utan att stjälpning inträffar är,

$$P_2 = \frac{G_k \left(\frac{h}{2} - \frac{G_k \cdot 2}{f_{cd} \cdot t \cdot 3} \right)}{L} \quad (7.8)$$

Klarar väggen sig utan dragstag är $P_1 \leq P_2$, där P_1 är den kraft som angriper väggen.

Vid beaktande av en byggnad med flera våningar och laster som angriper byggnaden i bjälklagsnivå längs hela hushöjden kan det största momentet beräknas istället, detta görs enligt,

$$M_2 = G_k \left(\frac{h}{2} - \frac{G_k \cdot 2}{f_{cd} \cdot t \cdot 3} \right) \quad (7.9)$$

Värdet på M_2 jämförs mot de moment som uppstår av de horisontella lasterna som angriper huset. Denna kontroll görs på varje våning, med start ovanifrån. Översta våningen utsätts för lasten P_1 på en höjd L beräkningen utförs exempelvis enligt,

$$P_1 \cdot L = M_1, \text{ och om } M_1 \leq M_2 \text{ så behövs inga dragstag i väggen.}$$

För våningen under översta våningen kommer två vindlaster att angripa i översta bjälklaget och bjälklaget under. Vid kontroll om dessa två övre våningar stjälpes görs beräkningen enligt,

$$P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2 = M_1, \text{ och om } M_1 \leq M_2 \text{ så behövs inga dragstag i väggarna.}$$

Denna metod kan implementeras på väggar i flera våningar, för att se om dragstag behövs. Risken att det stjälpande momentet är större än det stabiliserande momentet blir större längre ner i huset.

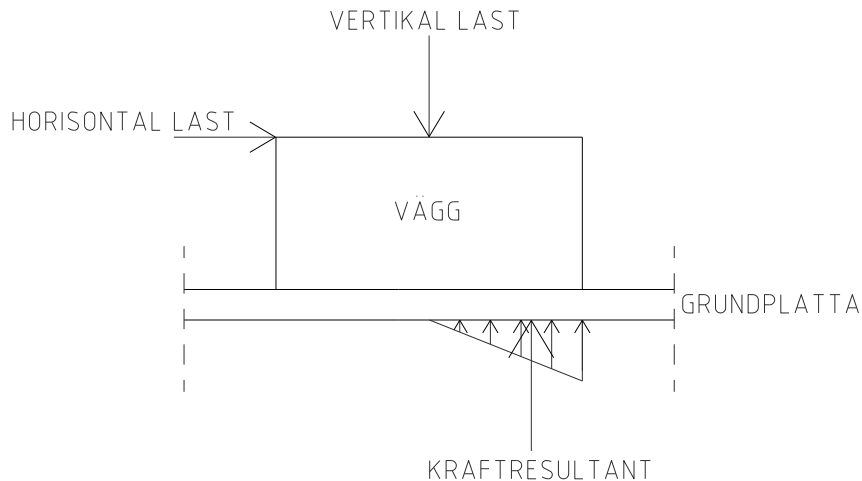
Vilken tryckkraft G_k som beräkningen görs för kan variera. För de flesta fall reduceras tryckkraften till med lastkombinationen EQU, enligt kapitel 3.3 när det stjälpande momentet ska beräknas. Dock kan det för vissa fall vara den största tryckkraften som är dimensionerande. Den tryckkraften som väljs att dimensioneras efter är den som ligger på säkra sidan, vilket kan beräknas.

7.5 Laster i grunden

Lasterna från konstruktionen kommer ner i grundplattan genom de stabiliserande väggarna. Dessa laster fördelas ut under väggarna till utbredda laster. Grundplattan måste därför dimensioneras för de laster som kommer ovanifrån samtidigt som markens bärförmåga inte får överskridas. Är det så att lasten överskrider markens bärförmåga finns det risk för sättningar och deformationer i marken under konstruktionen. Därför görs grundkonstruktioner oftast i armerad eller oarmerad betong, vilket beror av övriga tyngden i stommen. Grundkonstruktionen nedförs på ett frostfritt djup för att undvika tjälskador på byggnaden, och kan göras [2],

- Direkt på berg
- På plintar och pålar
- På utbredda plattor

För den utbredda lasten vid vertikal och horisontal belastning i en vägg som fördelas till grunden, kommer det uppstå större krafter i motsatt sida om väggen som det blåser på. Denna last kan vara en punktlast, en jämt utbredd last eller en linjärt fördelad last. Fördelas lasten som en triangellast kan även denna göras om till en punktlast med en kraftresultant, se Figur 7.5, [2].



Figur 7.5 Stabiliserande vägg som utsätts för både vertikal och horisontal last, detta ger en linjär triangellast vilken kan ersättas med en kraftresultant.

7.5.1 Eftergivlig grund

För att kunna räkna på väggar som till exempel står direkt på grundplattan förutsätter man ofta att väggarna är fast inspända i plattan, men så är endast fallet då grunden är helt oeftergivlig. Detta kan endast inträffa då plattan direkt ansluter på berget. I alla andra fall måste man förutsätta att skivorna ej är oeftergivligt inspända i inspänningssnitten. Ett sätt att se inspänningen på är att den är elastisk. Inspänningen bygger dock oftast på samverkan mellan jord och konstruktion, och detta fall fungerar sällan elastiskt. Tyvärr finns ingen enkel metod för att räkna på detta. Den elastiska inspänningen är den enda som inte kräver komplexa beräkningsmetoder och svårbedömda materialparametrar. Det råder alltså inget linjärt samband mellan inspänningsmomentet och deformationen, utan detta är endast en förenkling för att kunna ta fram en beräkningsmodell [4].

8 Beräkning för referenshus

Referenshuset som beskrivs i kapitel 4.8 och Bilaga A har i detta kapitel analyserats med avseende på stjälpning, med de handberäkningsmodeller som tidigare föreslagits. Beräkning görs endast för fallet vind mot husets långsida.

8.1 Vertikal lastnedräkning

För referenshuset har en vertikal lastnedräkning gjorts för att i kapitel 8.6 kunna beräkna det stabiliserande momentet för varje vägg, och därmed kunna avgöra om dragstag behövs. Beräkningarna har gjorts enligt regler och föreskrifter i Eurokod [11].

Förutsättningar

Säkerhetsklass 2

Terrängtyp III

Lastkombination i brottgränstillståndet

EQU

Permanent last G, -gynnsam

$$q_d = 0,9 \cdot G_k$$

Variabel last Q, -huvudlast

$$q_d = \gamma_d \cdot 1,5 \cdot Q_k$$

Variabel last Q, -övriga variabla laster

$$q_d = \gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_0 \cdot Q_k$$

Dimensioner referenshus

Längd: 19,8 m

Bredd: 15,6 m

Våningar: 8 st.

Vägghöjd: 2,58 m

Egentyngder

Tabell 8.1 Egentyngder av olika konstruktionsdelar.

Konstruktionsdel	Egentyngd [kN/m ²]
Tak	0,7 kN/m ²
Bjälklag Badrumsmodul	4,9 kN/m ²
Bjälklag	3,3 kN/m ²
Betongvägg	5 kN/m ²
Träregelevägg	0,3 kN/m ²

Dimensionering

$$\text{Tak: } 0,9 \cdot 0,7 = 0,63 \text{ kN/m}^2$$

Väggar stående på vindsplan

Väggarna som är placerade på vindsplan är tillverkade av trä medan de som kommer upp från hisschaktet består av betong. Därför har följande väggar olika egentyngd.

Väggarnas längd mäts på ritning och deras resulterande bestäms utifrån,

$$\text{Total egentyngd} = \text{höjd} \cdot \text{längd} \cdot \text{egentyngd per ytenhet}$$

Tabell 8.2 Total egentyngd för väggarna som står på översta bjälklaget, vindsplanet.

Vägg	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Höjd [m]	2,58	2,58	2,58	2,58	2,58	2,58
Längd [m]	5,7	5,7	5,9	9,9	2,8	2,8
Egentyngd [kN/m ²]	0,3	0,3	0,3	0,3	5,0	5,0
Total egentyngd [kN]	4,41	4,41	4,57	7,66	36,12	36,12

Summan av punktlasterna som angriper det översta bjälklaget i Tabell 8.2 är 93,29 kN. Denna last fördelas sedan ut till en jämt utbredd dimensionerande last över hela det översta bjälklaget enligt,

$$0,9 \cdot \frac{93,29}{19,8 \cdot 15,6} = 0,272 \text{ kN/m}^2$$

Vanligt bjälklag dimensionerande egentyngd,

$$0,9 \cdot 3,3 = 2,97 \text{ kN/m}^2$$

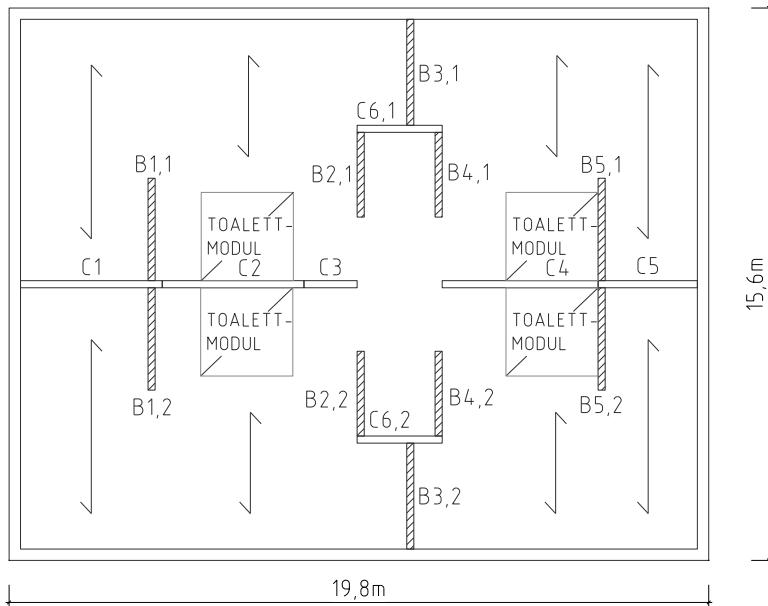
Väggar i betong dimensionerande egentyngd,

$$0,9 \cdot 5 \cdot 2,58 = 11,61 \text{ kN/m}$$

Takets egentyngd och den fördelade lasten från väggarna på vindsvåningen adderas på det översta bjälklagets egentyngd. Tillsammans utgör de en dimensionerande last som angriper väggarna på den översta våningen, och blir,

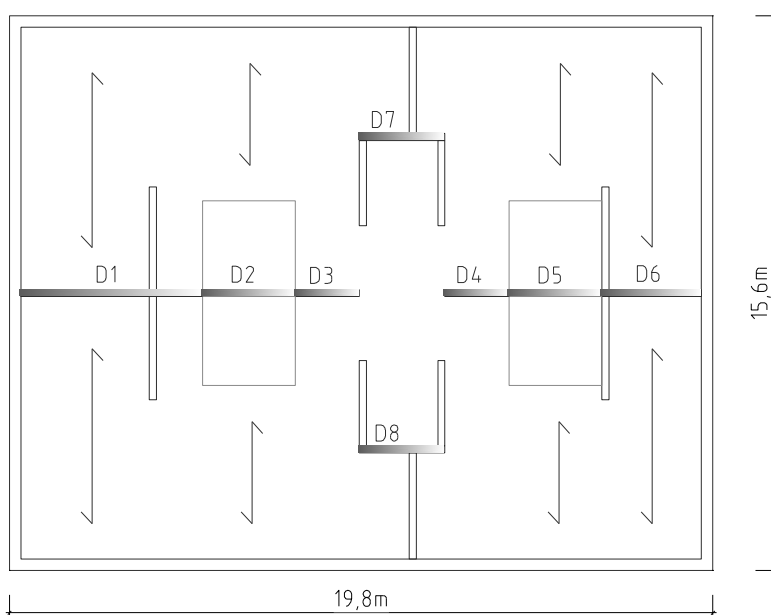
$$0,63 + 0,272 + 2,97 = 3,87 \text{ kN/m}^2$$

För att veta hur mycket av den ovanliggande lasten som fördelas till varje vägg i Figur 8.1, har vi uppskattat och genom mätning gjort ett antagande om hur stor area av bjälklaget som var och en av väggarna tar last från.



Figur 8.1 Våningsplan med stabiliserande väggar i x- och y-riktningen.

Lasten från översta vindsvåningen fördelas ut i varje vägg i Figur 8.1. Dock är det så på flera av väggarna att det blir olika stor last i olika delar av väggen. Att lasten blir större på vissa ställen kan t.ex. bero på att en badrumsmodul står på bjälklaget. Detta redovisas i Figur 8.2, där lasten är konstant i varje väggedel, D1-8.



Figur 8.2 Våningsplan med stabiliserande väggar i y-riktningen, badrumsmodul och väggdelar i x-riktningen vilka här kallas D1-8, för vilka lasten är konstant.

Bjälklagen ligger upplagda på väggarna i x -led, väggarna C1-6 i Figur 8.1. Bjälklagen är hopgjutna med varandra längs sina långsidor, och även ihopgjutna med väggarna. Därför antar vi att väggarna i y -led som benämns som B-väggar bär upp lite av lasten som kommer från bjälklagen.

På de 7 översta våningarna finns det 10 väggelement placerade i y -led, B-väggarna. Samma last fördelas längs med hela väggen, därför redovisas t.ex. väggarna B1,1 och B1,2 som en vägg, B1.

På *översta våningen* där bjälklaget är tyngre pga. egentyngheten av taket, utsätts de undre väggarna för följande last,

Tabell 8.3 Översta våningen, B-väggar.

Vägg	B1	B2	B3	B4	B5
Bär last från x meter bjälklag [m]	1	1	0,6	1	1
Dimensionerande last av egentynghet från översta bjälklaget [kN/m]	3,87	3,87	2,32	3,87	3,87
Dimensionerande last från väggar + översta bjälklaget [kN/m]	15,48	15,48	13,93	15,48	15,48

Tabell 8.4 Översta våningen, D-väggar.

Vägg	D1	D2	D3	D4
Längd på väggdel [m]	5,1	2,6	1,5	1,8
Bär last från x meter bjälklag [m]	7,4	2,2	7,4	7,4
Dimensionerande last av egentynghet av översta bjälklaget [kN/m]	28,64	8,51	28,64	28,64
Dimensionerande last från väggar + översta bjälklaget [kN/m]	40,26	20,13	40,26	40,26

Tabell 8.5 Översta våningen, D-väggar.

Vägg	D5	D6	D7	D8
Längd på väggdel [m]	2,6	2,6	2,4	2,4
Bär last från x meter bjälklag [m]	2,2	7,4	1,5	1,5
Dimensionerande last av egentynghet av översta bjälklaget [kN/m]	8,51	28,64	5,81	5,81
Dimensionerande last från väggar + översta bjälklaget [kN/m]	20,13	40,26	17,42	17,42

På *våning 2-7* är egentyngheten likadan på varje våning. Därför kan väggarnas egentynghet summeras, samt lasten som fördelas till väggarna från bjälklaget.

Dessa laster kan sedan multipliceras med antal identiska våningar som finns i huset, i detta fall är det 6 stycken.

$$q_d = 0,9 \cdot \text{egentyngd} \cdot \text{meter last väggen bär från bjälklaget}$$

Tabell 8.6 Våning 2-7, B-väggar.

Vägg	B1	B2	B3	B4	B5
Längd på den vägg som bär last [m]	5,8	4,8	6,0	4,8	5,8
Bär last från x meter bjälklag [m]	1	1	0,6	1	1
Dimensionerande last av egentyngd från bjälklag [kN/m]	2,97	2,97	1,78	2,97	2,97
Dimensionerande last från väggar + bjälklag [kN/m]	14,58	14,58	13,39	14,58	14,58
Dimensionerande last från väggar + bjälklag multiplicerat med antal våningar [kN/m]	87,48	87,48	80,352	87,48	87,48

Tabell 8.7 Våning 2-7, D-väggar.

Vägg	D1	D2	D3	D4
Längd på väggdel [m]	5,1	2,6	1,5	1,8
Egentyngd bjälklag [kN/m ²]	3,3	4,9	3,3	3,3
Bär last från x meter bjälklag [m]	7,4	2,2	7,4	7,4
Dimensionerande last av egentyngd av bjälklaget [kN/m]	21,978	9,702	21,978	21,978
Dimensionerande last från väggar + bjälklaget [kN/m]	33,588	21,312	33,588	33,588
Dimensionerande last från väggar + bjälklag multiplicerat med antal våningar [kN/m]	201,582	127,872	201,528	201,528

Tabell 8.8 Våning 2-7, D-väggar.

Vägg	D5	D6	D7	D8
Längd på väggdel [m]	2,6	2,6	2,4	2,4
Egentyngd bjälklag, kN/m ²	4,9	3,3	3,3	3,3
Bär last från x meter bjälklag [m]	2,2	7,4	1,5	1,5
Dimensionerande last av egentyngd av bjälklaget [kN/m]	9,702	21,978	4,455	4,455
Dimensionerande last från väggar + bjälklaget [kN/m]	21,312	33,588	16,065	16,065
Dimensionerande last från väggar + bjälklag multiplicerat med antal våningar [kN/m]	127,872	201,528	96,390	96,390

I planlösningen för *entréplanet* i detta hus står det en extra vägg, B6, som inte finns med på de andra våningarna, vilken bidrar till extra last i grunden, men som inte beaktas i senare i stabilitetsberäkningarna.

Tabell 8.9 Entréplan, B-väggar.

Vägg	B1	B2	B3	B4	B5	B6
Längd på den vägg som bär last [m]	5,8	4,8	6,0	4,8	5,8	3,0
Bär last från x meter bjälklag [m]	1	1	0,6	1	1	1
Dimensionerande last av egentvngd från bjälklag [kN/m]	2,97	2,97	1,78	2,97	2,97	2,97
Dimensionerande last från väggar + bjälklag [kN/m]	14,58	14,58	13,39	14,58	14,58	14,58

Tabell 8.10 Entréplan, D-väggar.

Vägg	D1	D2	D3	D4
Dimensionerande last från väggar + bjälklaget [kN/m]	33,588	21,312	33,588	33,588
Vägg	D5	D6	D7	D8
Dimensionerande last från väggar + bjälklaget [kN/m]	21,312	33,588	16,065	16,065

Den totala lasten i grunden fås fram genom att lägga ihop entréplan, 6 vanliga våningar och den översta våningen.

Tabell 8.11 Total last i grunden för B-väggarna.

Vägg	B1	B2	B3	B4	B5	B6
Total last i grund [kN/m]	117,54	117,54	105,68	117,54	117,54	14,58

Tabell 8.12 Total last i grunden för D-väggarna.

Vägg	D1	D2	D3	D4
Total last i grund [kN/m]	275,38	169,31	275,38	275,38
Vägg	D5	D6	D7	D8
Total last i grund [kN/m]	169,31	275,38	129,87	129,87

Den totala lasten i varje vägg kommer att bidra till att motverka det stjälpande momentet i väggen.

8.2 Beräkning av vindlast

Vindlasten som påverkar referenshuset har beräknats för att kunna göra beräkningarna för det stjälpande momentet i kapitel 8.6. Beräkningarna har gjorts enligt kapitel 3.1.1 och enligt regler och föreskrifter i [11].

Förutsättningar

Säkerhetsklass 2

Terrängtyp III

Helsingborg → referensvindhastigheten $v_b = 26$ m/s

Dimensioner referenshus

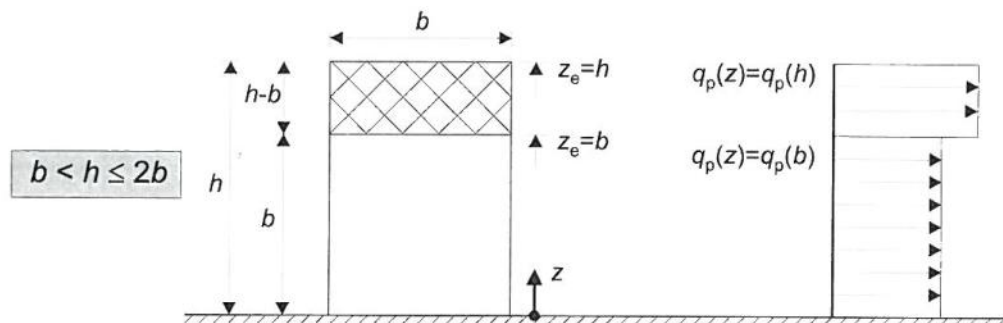
Längd: 19,8 m

Bredd: 15,6 m

Höjd: 24,8 m

Fördelningen av vindlasten på höjden görs enligt beskrivning i kapitel 3.1.1.

Referenshuset uppfyller $15,6 \text{ m} \leq 24,8 \text{ m} \leq 2 \cdot 15,6 \text{ m}$, därför får vinden på vårt hus få fördelas enligt Figur 8.3.



Figur 8.3 Fördelning av vindlast beroende av höjden [5].

För att vara på säkra sidan väljer vi att den mest kritiska lasten som angriper högst upp på byggnaden angriper hela vägen ner i grunden.

Utvändig vindlast bestäms enligt,

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

där,

c_{pe} = Formfaktor för utvändig vindlast

$q_p(z_e)$ = Karakteristiskt värde för vindens hastighetstryck enligt [11]

z_e = Referenshöjd för utvändig vindlast

För $v_b = 26$ m/s och Terrängtyp III läses värden ut ur [11],

För höjden 20 m är $q_p(z_e) = 0,84$ kN/m²

För höjden 25 m är $q_p(z_e) = 0,90$ kN/m²

Höjden på referenshuset är 24,8 m, därför måste en interpolering genomföras för att få ut det exakta värdet för vindlasten på vår referenshöjd, detta görs enligt,

$$q_p = 0,84 + (0,90 - 0,84) \cdot \left(\frac{24,8 - 20}{25 - 20} \right) = 0,8976 \text{ kN/m}^2$$

Den utvändiga vindlasten som angriper huset i Zon D och Zon E enligt Figur 1.4 i [11] fås genom formfaktorn, c_{pe} . Eftersom det är total last på hela huset som beräknas, används värdet för c_{pe10} , som fås ur tabell 1.13 i [11].

Zon D

$$\frac{h}{d} = \frac{24,8}{15,6} = 1,59 \rightarrow c_{pe,10} = 0,8$$

Utvändig vindlast bestäms enligt,

$$w_e = 0,8976 \cdot 0,8 = 0,718 \text{ kN/m}^2$$

Zon E

$$\frac{h}{d} = \frac{24,8}{15,6} = 1,59$$

Interpolering görs för att få fram $c_{p,10}$, i Zon E enligt,

$$q_p = -0,5 + (-0,7 - (-0,5)) \cdot \left(\frac{1,59 - 1}{5 - 1} \right) = -0,529$$

Utvändig vindlast bestäms enligt,

$$w_e = 0,8976 \cdot -0,529 = -0,475 \text{ kN/m}^2 \text{ (Sugkraft på väggen)}$$

Vindlasten i Zon D och Zon E bidrar till att en högre total utvändig vindlast verkar på huset, då Zon D utsätts för en tryckkraft och Zon E en sugkraft, därför adderas dessa enligt,

$$0,718 + 0,475 = 1,193 \text{ kN/m}^2$$

Dimensionerande vindlasten på huset blir då,

$$q_d = 0,91 \cdot 1,5 \cdot 1,193 = 1,63 \text{ kN/m}^2$$

Efter antagandet att dimensionera vindlasten efter den mest kritiska lasten, vilken angriper högst upp i byggnaden, fås den dimensionerande vindlasten till $1,63 \text{ kN/m}^2$, vilken används i de kommande beräkningarna i kapitel 8.

8.3 Skjuvning i fog

Mellan bjälklagen, och mellan bjälklagen och väggarna finns en fog som efter montering av dessa gjuts igen för att göra konstruktionen mer stabil. Detta är beskrivet i kapitel 5.7.2. Denna fog kontrolleras i detta kapitel så att den håller för den tvärkraftsöverföringen som sker i fogen p.g.a. den horisontella last som överförs mellan plattorna och mellan platta och vägg. I Eurokod 1 [6] finns ett krav som måste uppfyllas för skjuvspänningar i fogar gjutna av betong vid olika tidpunkter. Detta krav är,

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi}$$

där V_{Edi} är dimensioneringsvärdet på skjuvspänningen i fogen och bestäms enligt,

$$V_{Edi} = \frac{\beta_V \cdot V_{Ed}}{z \cdot b_i}$$

där,

Konstanten β är 1 enligt [6]. Tvärkraften V_{Ed} som fogen utsätts för bestäms efter vilken av väggarna som utsätts för mest kraft. I vårt referenshus är det vägg B1 som utsätts för en kraft på 26,70 kN. Vägghel B1 består av två väggar som står efter varandra och delar därför på den totala tvärkraften. Längs en av väggarna finns det två fogar. Kraften kommer även att delas upp på de båda bjälklagen på vardera sidan om väggen, men för att vara på säkra sidan räknar vi på att all last ska kunna komma i fogen på ena sidan.

$$V_{Ed} = \frac{26,70 \text{ kN}}{2 \text{ (väggar)} \cdot 2 \text{ (fogar)}} = 6,675 \text{ kN}$$

z är det sammansatta tvärsnittets inre hävarm och b_i är fogens höjd,

$$b_i = 0,0645 \text{ m}$$

$$z = 1,25 \text{ m}$$

$$V_{Edi} = \frac{1 \cdot 6,675 \cdot 10^3}{0,0645 \cdot 1,25} = 82,790 \text{ kPa}$$

$$V_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

där c och μ är faktorer som beror på fogytornas råhet, v reduktionsfaktor för hållfastheten och där f_{ctd} är draghållfastheten,

$$c = 0,20$$

$$\mu = 0,60$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctjk0,05}}{\gamma_C}$$

$$\alpha_{ct} = 1 \text{ enligt [6]}$$

$$f_{ctjk0,05} = 2 \text{ MPa, för betongkvalitet C30}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa, för betongkvalitet C30}$$

$$\gamma_C = 1,5$$

$$f_{ctd} = 1 \cdot \frac{2 \cdot 10^6}{1,5} = 1,333 \text{ MPa}$$

Minsta yttre kraft per ytenhet σ_n , verkande vinkelrät mot fogen samtidigt med skjuvkraften är positiv vid tryck $\sigma_n < 0,6f_{cd}$, och negativ vid drag. Om σ_n är negativ bör $c \cdot f_{ctd}$ sättas till 0.

$$\rho = \frac{A_s}{A_i}$$

där A_s är arean för armeringen som korsar fogen, inklusive eventuell ordinarie tvärkraftsarmering, med tillräcklig förankring i båda sidor om fogen. A_i är fogens area och α armeringens vinkel i fogen.

Vi räknar med att det inte finns någon armering i fogen för att se om den håller utan, men i den verkliga fogen finns det förankringsarmering. Denna term sätts alltså till 0.

$$v = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{30}{250} \right] = 0,528$$

$$V_{Rdi} = 0,2 \cdot 1,333 \cdot 10^6 \leq 0,5 \cdot 0,528 \cdot 20 \cdot 10^6$$

$$V_{Rdi} = 0,267 \text{ MPa} \leq 5,28 \text{ MPa}$$

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi}$$

$$82 \text{ kPa} \leq 267 \text{ kPa}$$

Fogen håller för den tvärkraft som den utsätts för utan att skjuvas av.

8.4 Beräkning av styvhet i väggarna

För att kunna fördela vindlasten till väggarna måste styvheterna beräknas för varje vägg. För att veta hur detta ska göras måste förhållandet, C , mellan bjälklagsskivans och skjuvväggarnas styvhet bestämmas enligt ekvation, (6.1).

$$C = \frac{v_{Fast\ inspänd\ konsolbalk}}{v_{Fritt\ upplagd\ balk}} \quad (6.1)$$

För att kontrollera detta ska den styvaste väggen i planlösningen jämföras med den bjälklagsskiva som spänner över det längsta facket. I vårt hus är det B3,1 och B3,2 som tillsammans kommer att bidra till att bli den styvaste väggen. Den är som styvast vid en höjd på 2,85 m.

Förutsättningar vägg

$$P = 1 \text{ N}$$

$$L = 2,85 \text{ m}$$

$$h = 3 \text{ m}$$

$$b = 0,2 \text{ m}$$

$$A = b \cdot h = 0,2 \cdot 3 = 0,6 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,2 \cdot 3^3}{12} = 0,45 \text{ m}^4$$

$$E = 33 \text{ GPa}$$

$$\nu = 0,2$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{33}{2(1 + 0,2)} = 13,75 \text{ GPa}$$

$$K = \frac{10(1 + \nu)}{12 + (11\nu)} = \frac{10(1 + 0,2)}{12 + (11 \cdot 0,2)} = 0,845$$

Väggens deformation, av böjdeformation och skjuvdeformation blir då enligt ekvation (5.13),

$$\begin{aligned} v_{vägg} &= \frac{PL^3}{3EI} + \frac{PL}{GAK} = \frac{1 \cdot 2,85^3}{3 \cdot 33 \cdot 10^9 \cdot 0,45} + \frac{1 \cdot 2,85}{13,75 \cdot 10^9 \cdot 0,6 \cdot 0,845} \\ &= 9,284 \cdot 10^{-10} \text{ m} \end{aligned}$$

Då väggarna B3,1 och B3,2 står efter varandra i längdriktningen kommer dessa två väggar att samverka och vi gör antagandet att se dem som en vägg enligt kapitel 5.6.3. Detta ger väggens utböjning kommer att utgöras av $9,284 \cdot 10^{-10} + 9,284 \cdot 10^{-10} = 1,857 \cdot 10^{-9} \text{ m}$.

Förutsättningar bjälklag

$$P = 1 \text{ N}$$

$$\text{Längsta facklängd, } L = 5,7 \text{ m}$$

$$\text{Tjocklek, } t = 0,06 \text{ m}$$

$$\text{Husbredd, } h = 15,6 \text{ m}$$

$$\text{Tvärsnittsarea, } A = b \cdot h = 0,06 \cdot 15,6 = 0,936 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,06 \cdot 15,6^3}{12} = 18,98 \text{ m}^4$$

$$E = 33 \text{ GPa}$$

$$\nu = 0,2$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{33}{2(1 + 0,2)} = 13,75 \text{ GPa}$$

$$K = \frac{10(1 + \nu)}{12 + (11 \cdot \nu)} = \frac{10(1 + 0,2)}{12 + (11 \cdot 0,2)} = 0,845$$

Bjälklagets deformation, av böj deformation och skjuv deformation blir då enligt ekvation (5.25),

$$\begin{aligned} v_{bjl} &= \frac{PL^3}{48EI} + \frac{PL}{4GAK} \\ &= \frac{1 \cdot 5,7^3}{48 \cdot 33 \cdot 10^9 \cdot 18,98} + \frac{1 \cdot 5,7}{4 \cdot 13,75 \cdot 10^9 \cdot 0,936 \cdot 0,845} \\ &= 1,372 \cdot 10^{-10} \text{ m} \end{aligned}$$

Förhållandet mellan väggarnas och bjälklagets styvheter blir följaktligen,

$$C = \frac{v_{vägg}}{v_{bjl}} = \frac{1,856 \cdot 10^{-9}}{1,372 \cdot 10^{-10}} = 13,54$$

Att anta att bjälklagsskivan endast är 0,06 m solid betong är ett extremfall som enligt ovan visar att bjälklagsskivan och skjuvväggarna är ungefär lika styva. Eftersom att det ligger spännarmering i bjälklaget och det har stöd i underkant, är det mer troligt att det i verkligheten är något styvare. Förhållandet mellan styvheten för väggen och bjälklaget hade troligtvis legat någonstans mellan ungefär lika styvheter och att bjälklaget är väldigt mycket styvare än väggen, alltså $10 \leq C \leq 100$.

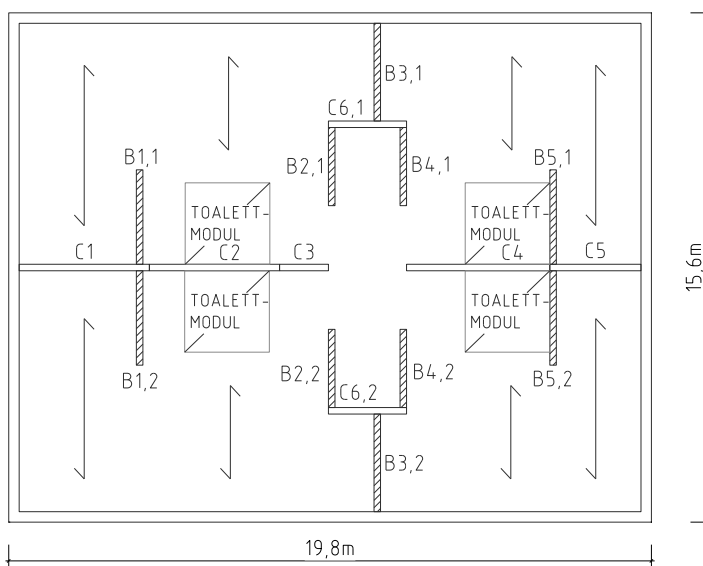
Styvhet i väggar,

Efter antagandet som gjordes i kapitel 5.6.3, att våra väggar är fast inspända i underkant och fria i ovankant görs beräkningar för styvheten för varje vägg i referenshuset. Detta görs först för ekvation (5.13) för en fast inspänd

konsolbalk, och därefter enligt ekvation (5.28), en fritt upplagd balk, då blir formeln, last genom deformationsenhet,

$$k = \frac{P}{v} \quad (5.28)$$

Styvhetsberäkningarna har gjorts för varje vägg på ett våningsplan i Figur 8.3 och är redovisade i Tabell 8.13. Lasten är vald till $P=1$ kN vid framtagning av styvheter. Vägg B6 som endast finns med på entréplan kommer inte bidra något speciellt till stabiliseringen i det stora hela därför väljer vi att inte ta med den i beräkningen.



Figur 8.3 Våningsplan för referenshuset med beteckningar på väggar.

Tabell 8.13 Styvhet för varje vägg, på en våningshöjd, i Figur 8.3.

Vägg	B1,1	B1,2	B2,1
k [N/m]	1001869456	1001869456	655363813
Vägg	B2,2	B3,1	B3,2
k [N/m]	655363813	1077111383	1077111383
Vägg	B4,1	B4,2	B5,1
k [N/m]	655363813	655363813	1001869456
Vägg	B5,2		
k [N/m]	1001869456		
Vägg	C1	C2	C3
k [N/m]	1901841734	1901841734	201023392
Vägg	C4	C5	C6,1
k [N/m]	2255205191	928420299	655363813
Vägg	C6,2		
k [N/m]	655363813		

Styvheterna för väggarna som står efter varandra i samma plan kommer att sammanslås till en styvhet, enligt ekvation (5.33). Dessa styvheter är redovisade i Tabell 8.14.

Tabell 8.14 Sammanlagda styvheter för väggar i samma plan, med en höjd på 2,85 m, vilket motsvarar 1 våning.

Vägg	B1	B2	B3
k [N/m]	2003738912	1310727626	2154222766
Vägg	B4	B5	
k [N/m]	1310727626	2003738912	
Vägg	C1-5	C6,1	C6,2
k [N/m]	7188332349	655363813	655363813

Styvheten förändras med höjden för väggarna, därför bestäms även styvheterna för väggarna för att de hade varit hushöga, 22,8 m, se Tabell 8.15. Detta är ett extremfall, eftersom vid korrekt beräkning hade skett för en vägg som var helgjuten i 8 våningar, sådana väggar görs inte. Dock kommer detta leda till den minsta styvheten som kan uppstå i huset.

Tabell 8.15 Styvhet för väggar med en höjd på 22,8m, vilket motsvarar 8 våningar

Vägg	B1	B2,3	B4	B5	B6
k [N/m]	6713413	3818914	3818912	6713413	7426210
Vägg	C1-5	C6,1	C6,2		
k [N/m]	32483422	1909457	1909457		

Likadana beräkningar görs för styvheterna på väggarna för varje våning, alltså om väggen har höjden 2,85 m, 5,7 m, 8,55 m osv. Dessa styvheter används i kommande beräkningar.

8.5 Lastfördelning till väggar

För att kunna göra en lastfördelning måste skjuvcentrum bestämas enligt ekvation (6.5) och (6.6), för att se om eventuella vridmoment verkar på referenshuset.

Var skjuvcentrum hamnar i x -led, beräknas enligt ekvation (6.5),

$$e_x = \frac{\sum k_{y,i} \cdot x_i}{\sum k_{y,i}}$$

Först mäts i ritning var B-väggarna är placerade i x -led, från kortsidan till centrum på väggen, Tabell 8.16.

Tabell 8.16 Avstånd från kortsida till centrum på respektive vägg.

Vägg	B1	B2	B3	B4	B5
Avstånd x_i [m]	4	9,9	11,3	12,1	16,7

Styvheterna för varje vägg tas från Tabell 8.14, dock kvittar det om styvheterna för en vägg med höjden 2,85 eller 22,8 m väljs. Skjuvcentrum blir detsamma för de båda höjderna.

$$e_x = \left(\frac{(2003 \cdot 4) + (1310 \cdot 9,9) + (1310 \cdot 12,1) + (2003 \cdot 16,7) + (2154 \cdot 12,2)}{(2003 + 1310 + 1310 + 2003 + 2154)} \right) \cdot 10^6 = 10,777 \text{ m}$$

Skjuvcentrum hamnar på ett avstånd från kortsidan i x -led på 10,78 m.

Var C-väggarna är placerade i y -led mäts på ritningarna, från långsidan till centrum på väggen, Tabell 8.17.

Tabell 8.17 Avstånd från långsida till centrum på respektive vägg.

Vägg	C1-5	C6,1	C6,2
Avstånd y_i [m]	7,8	3,4	12,2

$$e_y = \frac{\sum k_{x,i} \cdot y_i}{\sum k_{x,i}}$$

$$e_y = \left(\frac{(7188 \cdot 7,8) + (655 \cdot 3,4) + (655 \cdot 12,2)}{(7188 + 655 + 655)} \right) \cdot 10^6 = 7,80 \text{ m}$$

Skjuvcentrum hamnar på ett avstånd från långsidan på 7,8 m vilket i detta fall är precis i mitten i y -led. Detta kan ses direkt på planlösningen då C-väggarna, tillskillnad från B-väggarna är symmetriskt placerade.

Skjuvcentrum är alltså i punkten $(x;y)=10,78;7,8$, med origo placerat i nedre vänstra hörnet. Eftersom skjuvcentrum inte sammanfaller med lastcentrum medför detta att ett vridmoment uppstår i huset. Detta moment beror på vindlasten och avståndet mellan skjuvcentrum och lastcentrum. Momentet bestäms enligt ekvation (6.9),

$$M = Q \cdot e$$

Varje våningsplan utsätts för en punktlast enligt,

$$Q = q_d \cdot L \cdot h = 1,63 \cdot 19,8 \cdot 2,85 = 91,98 \text{ kN}$$

Det översta våningsplanet utsätts dock för en större vindlast då höjden är större här.

$$Q = q_d \cdot L \cdot h = 1,63 \cdot 19,8 \cdot 4,85 = 156,53 \text{ kN}$$

Avståndet e , mellan lastcentrum och skjuvcentrum är,

$$e = 10,78 - \left(\frac{19,8}{2}\right) = 0,877 \text{ m}$$

Detta ger ett moment enligt,

$$M = 91,98 \cdot 0,877 = 80,667 \text{ kNm}$$

Lastfördelningen till varje vägg på respektive våning gör enligt ekvation (6.11) följande resultat erhålls, i Tabell 8.18

Tabell 8.18 Last i varje vägg på respektive våning [kN].

Våning [kN]	B1	B2	B3	B4	B5
8	46,74	21,70	39,95	19,88	28,25
7	27,46	12,76	23,46	11,69	16,60
6	27,45	12,78	23,45	11,71	16,59
5	27,44	12,81	23,42	11,73	16,58
4	27,41	12,86	23,37	11,78	16,56
3	27,36	12,96	23,27	11,87	16,52
2	27,22	13,23	23,01	12,11	16,41
1	26,70	14,21	22,09	13,00	15,99

8.6 Kontroll med hänsyn till stjälpning

För att kontrollera om dragstag behövs i väggarna i referenshuset görs en kontroll för stjälpning av varje våningsplan enligt metoden vilken är redovisad i kapitel 7.4.

Det översta bjälklaget angrips av en vindlast på 156,53 kN eftersom lasten som angriper på taket hamnar i det, resterande bjälklag angrips av en last på 91,98 kN.

Först bestäms vertikallasten som verkar på varje vägg, för varje våning, med hjälp av de redan framtagna vertikallasterna enligt kapitel 8.1.

Tabell 8.19 Dimensionerande vertikallast för vägg för översta bjälklaget och resterande bjälklag.

Vägg	B1	B2	B3	B4	B5
Dimensionerande last från väggar + översta bjälklaget [kN/m]	15,48	15,48	13,93	15,48	15,48
Dimensionerande last från väggar + bjälklag [kN/m]	14,58	14,58	13,39	14,58	14,58

Lasten i Tabell 8.18 multipliceras för längden på respektive vägg. För våning 8 blir lasten G följande,

$$15,482 \cdot 5,8 = 89,80 \text{ kN}$$

Därefter blir lasten för våning 7 följande,

$$89,80 \text{ kN} + (14,58 \cdot 5,8) = 174,36 \text{ kN}$$

Detta är redovisat i Tabell 8.21.

Tabell 8.20 Längden på respektive vägg.

Vägg	B1	B2	B3	B4	B5
Längd [m]	5,8	4,8	6	4,8	5,8

Tabell 8.21 Total last i respektive vägg och våning.

Vertikal last [kN]	B1	B2	B3	B4	B5
Våning 8	89,80	74,31	83,560	74,31	89,80
Våning 7	174,36	144,30	163,95	144,30	174,36
Våning 6	258,92	214,28	244,30	214,28	258,92
Våning 5	343,49	284,27	324,65	284,27	343,49
Våning 4	428,05	354,25	405,01	354,25	428,05
Våning 3	512,62	424,23	485,36	424,23	512,62
Våning 2	597,18	494,22	565,71	494,22	597,18
Våning 1	681,74	564,20	646,06	564,20	681,74

Därefter beräknas hur stort moment som var och en av väggarna på varje våning tål, utan att behöva använda dragstag. Detta görs med hjälp av ekvation (7.6) och följande resultat erhålls,

Tabell 8.22 Största moment som väggen tål utan dragstag.

M_2 [kNm]	B1	B2	B3	B4	B5
Våning 8	259,06	177,43	249,63	177,43	259,06
Våning 7	500,58	341,11	485,13	341,11	498,04
Våning 6	734,18	502,8	717,99	502,80	734,12
Våning 5	976,45	668,77	956,40	668,77	976,45
Våning 4	1210,81	829,28	1187,68	829,28	1210,81
Våning 3	1442,79	988,17	1416,81	988,17	1442,79
Våning 2	1672,38	1145,41	1643,79	1145,41	1672,38
Våning 1	1899,59	1301,03	1868,62	1301,03	1899,59

Ovanstående värden måste därefter jämföras med de stjälpande moment som väggen utsätts för. Denna kontroll görs på varje våning för varje vägg, med start ovanifrån. Beräkningen görs på följande vis,

En vägg på översta våningen, våning 8, utsätts för lasten P_1 på en höjd L .

$$P_1 \cdot L_{1\text{vån}} = M_{Bi,\text{våning 8}}$$

$$P_{Bi,1} \cdot L_{2\text{vån}} + P_{bi,2} \cdot L_{1\text{vån}} = M_{Bi,\text{våning 7}}$$

På detta sätt räknas momentet fram för alla väggar på alla våningshöjder, resultaten redovisas i Tabell 8.23. P för varje vägg respektive våning finns redovisade i Tabell 8.18.

Tabell 8.23 Stjälpande moment som verkar i respektive vägg och våning.

M_I [kNm]	B1	B2	B3	B4	B5
Våning 8	133,21	61,85	113,86	56,66	80,53
Våning 7	344,69	160,09	294,58	146,65	208,36
Våning 6	634,40	294,74	542,15	270,00	383,48
Våning 5	1002,31	465,91	856,45	426,80	605,85
Våning 4	1448,34	673,72	1237,35	617,16	875,43
Våning 3	1972,36	918,47	1684,56	841,35	1192,08
Våning 2	2573,96	1200,93	2197,35	1100,07	1555,51
Våning 1	3251,66	1523,88	2773,08	1395,83	1964,49

För att dragstag inte ska behövas måste kravet $M_1 < M_2$ uppfyllas. Vid jämförelse mellan Tabell 8.22 och Tabell 8.23 erhålls om dragstag behövs och var det behövs. För att underlätta jämförelsen har Tabell 8.24 gjorts.

Tabell 8.24 I vilken våning och vägg det behövs dragstag.

<i>Behövs dragstag?</i> $M_1 < M_2$	B1	B2	B3	B4	B5
Våning 8	OK	OK	OK	OK	OK
Våning 7	OK	OK	OK	OK	OK
Våning 6	OK	OK	OK	OK	OK
Våning 5	Dragstag	OK	OK	OK	OK
Våning 4	Dragstag	OK	Dragstag	OK	OK
Våning 3	Dragstag	OK	Dragstag	OK	OK
Våning 2	Dragstag	Dragstag	Dragstag	OK	OK
Våning 1	Dragstag	Dragstag	Dragstag	Dragstag	Dragstag

Det visar sig att för referenshuset behövs det dragstag i alla väggarna. Tabellen 8.24 visar i vilken vägg dragstag behövs och hur högt upp i byggnaden de ska sättas.

9 Diskussion

Den ständiga frågan som genomgående dykt upp under genomförandet av detta arbete är vilka antaganden som bör göras, om de är på säkra eller på osäkra sidan och om de är verklighetstroga eller ej. Med detta i åtanke skrivs följande diskussion.

Med Timoshenkos balkteori visas i Figur 5.13 att för en fast inspänd väggskiva som är fri i toppen, och har en stor längd, L och en liten tvärsnittshöjd, h , utgör skjuvdeformation en liten del av den totala deformationen. Detta eftersom andra termen i ekvationen för utböjning enligt Timoshenkos balkteori blir så pass liten. Detta innebär att den deformation som uppstår främst utgörs av böjdeformation, inte skjuvdeformation. För en sådan vägg kan Bernoullis balkteori användas. Detta är intressant då prefabväggar vanligtvis placeras ovanför varandra våningsplan efter våningsplan. Om de förankras i varandra och gjuts ihop kan de ses som en enhet som har en stor längd, L , och en liten tvärsnittshöjd, h . För en sådan vägg kan L/h -förhållandet komma upp i runt 10, vilket innebär att i princip all deformation sker via böjdeformation om väggen belastas i ovankant.

För en väggskiva med liten längd, L , och stor tvärsnittshöjd, h , blir förhållandet däremot tvärtemot, här kommer den största delen av deformationen från andra termen i ekvationen enligt Timoshenkos balkteori. För en normal prefabvägg, lik de som finns i referenshuset är L/h -förhållandet cirka 0,5-1 för en våningshög vägg, vilket innebär att väggarna får runt 40-70% skjuvdeformation.

Olika metoder att bestämma styvhet på en väggskiva har undersökts. Detta har gjorts med två analytiska beräkningar, Bernoulli och Timoshenkos balkteori, och med två FEM-beräkningar, med utbredd linjelast och föreskriven förskjutning. För varje beräkningsmodell undersöktes två väggar med olika tvärsnittshöjder, h , 1 m respektive 5 m. Dessa valdes eftersom de representerar storleksordningen för de minsta respektive största väggarna i referenshustypen. För båda väggarna visade det sig att Timoshenkos balkteori bäst överensstämde med FEM-beräkningarna. Baserat på detta resultat valdes att fortsätta använda Timoshenkos balkteori vid fortsatta handberäkningar.

För styvheterna för väggar har i den analytiska beräkningen valts att summera styvheterna för de väggar som står i samma plan. Väggar med håltagningar bortses ifrån. Båda dessa antaganden gör att styvheten blir lägre än vad den i verkligheten antagligen är. Hade väggarna med håltagningar adderats och alla väggar varit förankrade i varandra hade styvheten ökat väsentligt och mer last hade fördelats till dessa väggar. Dock används styvheten som ett relativt mått

och hade en annan metod valts för att välja styvhet hade styvheter ökat med ungefär samma andel för varje vägg, vilket gör att den totala andelen last som fördelas i väggarna antagligen hade blivit lika. Utöver detta kan sägas att den totala last som fördelas till varje vägg är något större än i verkligheten då väggarna med håltagning, som bortses från, både kan bära vertikal- och horisontallast.

Bjälklagsskivan i referenshuset består av TT/F-plattor, vilka är svåra att analysera då de samverkar på ett mer komplext sätt än en solid betongplatta. Utöver det medför håltagningen för trapphuset och hisschaktet att bjälklaget försvagas, detta är också svår-analyserat. Runt bjälklagsplattan finns extra dragarmering som spänner runt ytterkanten på huset, dessutom gjuts plattorna samman med fogar mellan varandra och mellan plattorna och väggarna. Detta hjälper till så att alla bjälklagsplattor verkar som en. För att kunna göra antagandet om att bjälklaget verkar som en skiva vägs olika för- respektive nackdelar, hålet i bjälklaget försvagar det medan ribborna under TT/F-plattorna stabiliserar dem när de utsätts för last, dessutom är de spännarmerade. Därför görs alla beräkningar, både de som görs för hand och de som görs i FEM-program, med en 0,06 m tjock solid betongplatta som verkar som en. Alltså bortser vi från håltagningen, ribborna under plattorna och att de är spännarmerade.

Vid undersökningen av styvhetsförhållandet mellan bjälklag och vägg, erhöles resultatet att styvhetsförhållandet var, $C \approx 10$. Figur 6.10 visar resultaten för handberäkningar och analys i Autodesk Robot. Om fördelningen av last skulle ske enligt vad Bärande Tegelmurverk föreskriver när styvhetsförhållandet är lika, stämmer handberäkningen inte särskilt bra överrens med Autodesk Robots resultat. Den mittersta väggen B3 är den som avviker mest. Vid fördelning av last enligt andel av fasadyta, får B3 en väldigt liten andel av den totala fasadytan, och får därför liten last vid lastfördelningen. Samtidigt är B3 den styvaste väggen i referenshuset, vilket tyder på att den bör ska ta en stor del av den totala lasten i konstruktionen. Analysen i Autodesk Robot visar på att så också är fallet. Det är alltså inte rekommenderat att fördela lasten efter andel fasadyta för varje vägg när väggarna inte står på lika avstånd från varandra.

Den föreslagna alternativa analytiska beräkningsmetoden, då lastfördelningen sker efter fasadyta och styvhetsförhållande, visade sig stämma bättre överrens än att helt och hållet fördela efter fasadyta. Baserat på en procentuell jämförelse mellan de olika analytiska metoderna och en FEM-beräkning för $C = 13,54$ dras ändå slutsatsen att en analytisk beräkning för ett $C > 100$ är den analytiska metod som stämmer bäst överrens med en FEM-beräkning för referenshuset.

Om bjälklaget skulle vara många gånger styvare än väggarna, $C = 100$, i konstruktionen visar resultatet i Figur 6.10 att handberäkningsmetoden och analysen i Autodesk Robot ger snarlika värden. Noterbart är att för modellering där förhållandet mellan bjälklag och vägg är $C > 100$ i Autodesk Robot, matchar inte handberäkningens metod för att räkna ut krafterna, för $C > 100$ lika bra som för $C = 100$. Skillnaderna är väldigt små men de finns. Figuren visar även att trots att väggarna och bjälklaget är ungefär lika styva, $C \approx 10$, ger det för referenshuset ett bättre resultat att anta att lasten ska fördelas som om bjälklaget var oändligt styvt.

I rapporten presenteras resultat från två olika våningshöjder, motsvarande en våning respektive hela husets höjd. Jämförelsen har gjorts mellan handberäkningen och Autodesk Robot för ett oändligt styvt bjälklag och för modellering av ett 0,06 m tjockt bjälklag i Autodesk Robot. Sett på en våningshöjd är resultaten från de olika metoderna väldigt lika. Differensen är endast +/- 3 kN mellan handberäkningen och modelleringen av det mest verklighetstroga huset i Autodesk Robot. Vi anser att skillnaden är så liten att det inte behöver göras någon kompensation mellan handberäkningen och FEM-beräkningen i Autodesk Robot för att få handberäkningen att stämma bättre överens för att vara på säkra sidan vid dimensionering mot stjälpning. Skillnaderna mellan handberäkning och modellering i Autodesk Robot kan bero på att väggarna i y -riktningen har en styvhet i både x - och y -led i Autodesk Robot, medan handberäkningen endast beaktar styvheten i y -led.

Vid jämförelse mellan beräkningar som gjorts på höjd motsvarande åtta våningar med de olika metoderna, är resultaten även här väldigt lika. Här är den största differensen mellan handberäkningen och modelleringen av det mest verklighetstroga huset i Autodesk Robot, endast +/- 1,5 kN. Lastfördelningen mellan väggarna skiljer sig något mellan de olika höjderna, vilket det gör i både handberäkningen och FEM-beräkningen, detta beror på att styvhetsandelen mellan väggarna omfördelas med höjden. Denna skillnad är som högst 2 kN mellan den högsta och lägsta våningen. För ett åttavåningshus utgör detta en liten procentuell skillnad vilken inte påverkar lasterna i väggarna speciellt mycket. Hade däremot byggnaden varit betydligt högre hade kanske denna procentsats varit annorlunda, något som hade kunnat undersökas.

Eftersom undersökningarna visar att skillnaden i lastfördelning mellan 1 och 8 våningar är så pass liten, kan styvhetsberäkningen göras för en våning och sen appliceras på resterande våningar och ge ett någorlunda korrekt resultat för lastfördelningen mellan väggarna. Detta skulle dock ge en lite för hög total last i grunden för vissa väggar och för låg på andra. Men som tidigare nämnt är skillnaden så pass liten att ur ett dimensionerade syfte är den inte avgörande.

För en noggrannare beräkning bör styvheten för varje vägg på respektive våning beräknas och lastfördelningen mellan väggarna och våningarna göras utifrån detta. Det är denna metod som är tillämpad i handberäkningarna för referenshuset i detta arbete. Vid jämförelse i Tabell 6.7 är skillnaden för de största krafterna för respektive vägg +/- 9 kN, mellan handberäkningen och modelleringen av det mest verklighetstroga huset i Autodesk Robot. Även denna skillnad är så pass liten att den inte bör vara avgörande vid dimensionering av om huset stjälpes eller inte.

Vid analys av ett våningsplan där väggarna har inbördes stor tvärsnittshöjds-skillnad fördelas lasten på liknande sett vid de tre fallen. När undersökningen gjordes på en höjd av fyra våningar gav de olika modellerna spridda resultat. Här kan tyckas att handberäkningen bör stämma överens med modelleringen i Autodesk Robot för förhållandet mellan bjälklagsskivan och väggarna, $C = 100$. Det visar det sig att den stämmer mer överens med den mest verklighetstroga modelleringen i Autodesk Robot, dock inte bra nog för att verifiera att handberäkningen går att applicera på en hustyp som denna. Det kan ha att göra med att väggarna har styvhet i fler riktningar än vad de har i handberäkningen. Därför rekommenderas utifrån detta resultat att inte använda handberäkningsmetoden när en konstruktion är både hög och har väggar med väldigt stor inbördes skillnad i tvärsnittshöjd. Är fallet sådant bör detta analyseras med finita elementmetoden.

Vid kontrollen av om huset stjälpes eller inte, kontrollerades varje vägg för sig på respektive våningsplan och våningshöjd. För att vara på säkra sidan, med hänsyn till stjälpning, beräknas den vertikala kraften med lastkombinationen EQU. Vid kontrollen av risk för stjälpning i referenshuset visade sig den vertikala lasten inte vara tillräckligt stor för att hålla emot den horisontella vindlasten. Därför måste dragstag dimensioneras för väggarna, för att motverka de stjälpande momenten. Dragstagen måste monteras på båda sidor av väggen då vinden givetvis kan angripa från olika håll på bygganden.

Beräkningarna i detta arbete är gjorda efter antagandet att byggnaden är fast inspänd i grunden. I verkligheten kan det dock finnas viss eftergivlighet i grunden som bidrar till att horisontallasten omfördelas.

10 Slutsatser

Baserat på de analyser som har gjorts under arbetets gång, dras slutsatsen att för ett hus likt referenshuset kan stomstabiliteten säkras med en förenklad analytisk beräkning.

För att beräkna respektive väggs styvhet kan, och bör Timoshenkos balkteori användas.

Att göra den horisontella lastfördelningen genom att utgå från vad boken Bärande Tegelmurverk [3] föreskriver fungerar relativt dåligt för ett hus med osymmetrisk planlösning. Styvhetsförhållandet C blev för referenshuset 13,54 och [3] föreskriver då att lastfördelningen ska ske genom den förenklade metoden efter varje väggs andel av fasadytan. För att utveckla denna metod föreslås en alternativ metod av detta, då lastfördelning först sker efter andel fasadyta och därefter för de väggar som står tätt tillsammans efter styvhetsförhållande, med en beräkning där styvhetsförhållandet var oändligt, $C = 100$. Med denna metod visade det sig, trots att styvhetsförhållandet $C = 13,54$ för referenshuset, att FEM-beräkningen bättre överensstämde med beräkningen där styvhetsförhållandet var oändligt. Av detta resultat dras slutsatsen att, om lastfördelningen av vindlasten ska göras analytiskt, bör den göras med beräkningar där bjälklaget antas oändligt styvt.

Ska en beräkning göras där väggarna på våningsplanet har stor inbördes tvärsnittshöjdsskillnad, eller är osymmetriskt placerade bör den analytiska beräkningen inte användas, utan för detta fall rekommenderas en FEM-beräkning.

En FEM-beräkning kan göras mer förfinad än vad en analytisk beräkning kan, bl.a. eftersom FEM-beräkningen kan beakta styvheter i flera riktningar i respektive vägg. Dock visar det sig att skillnaderna är små, och därför stärks användbarheten av den analytiska beräkningen som gjorts för ett oändligt styvt bjälklag med respektive väggs individuella styvhet.

Dock rekommenderas att lägga på ett 5 % påslag på alla resulterande krafter som går in i respektive vägg för den analytiska beräkningen, för att vara på säkra sidan.

Undersökningarna visar att lasten omfördelas mellan väggarna med höjden. Därför görs lastfördelningen vid stjälpnings-beräkningen med hjälp av styvheten för respektive väggs våningshöjd. Denna beräkning är ett mellanting mellan att räkna fram styvheten för en våningshög vägg och addera

våningarna på varandra, och mellan att räkna styvheterna för hushöga väggar och göra lastfördelningen efter detta.

Från de undersökningar som gjorts i detta arbete, kan slutsatsen dras att en handberäkning kan ge realistiska resultat som väl överensstämmer med en FEM-beräkning. Referenshuset i detta arbete har en någorlunda symmetrisk planlösning och ett något förskjutet skjuvcentrum från lastcentrum. För vidare undersökningar hade det varit intressant att se hur bra en handberäkning korrelerar med en FEM-beräkning, när ett hus har större avvikelser, för att se om det även då går att göra en handberäkning som kan ge tillräckligt bra resultat.

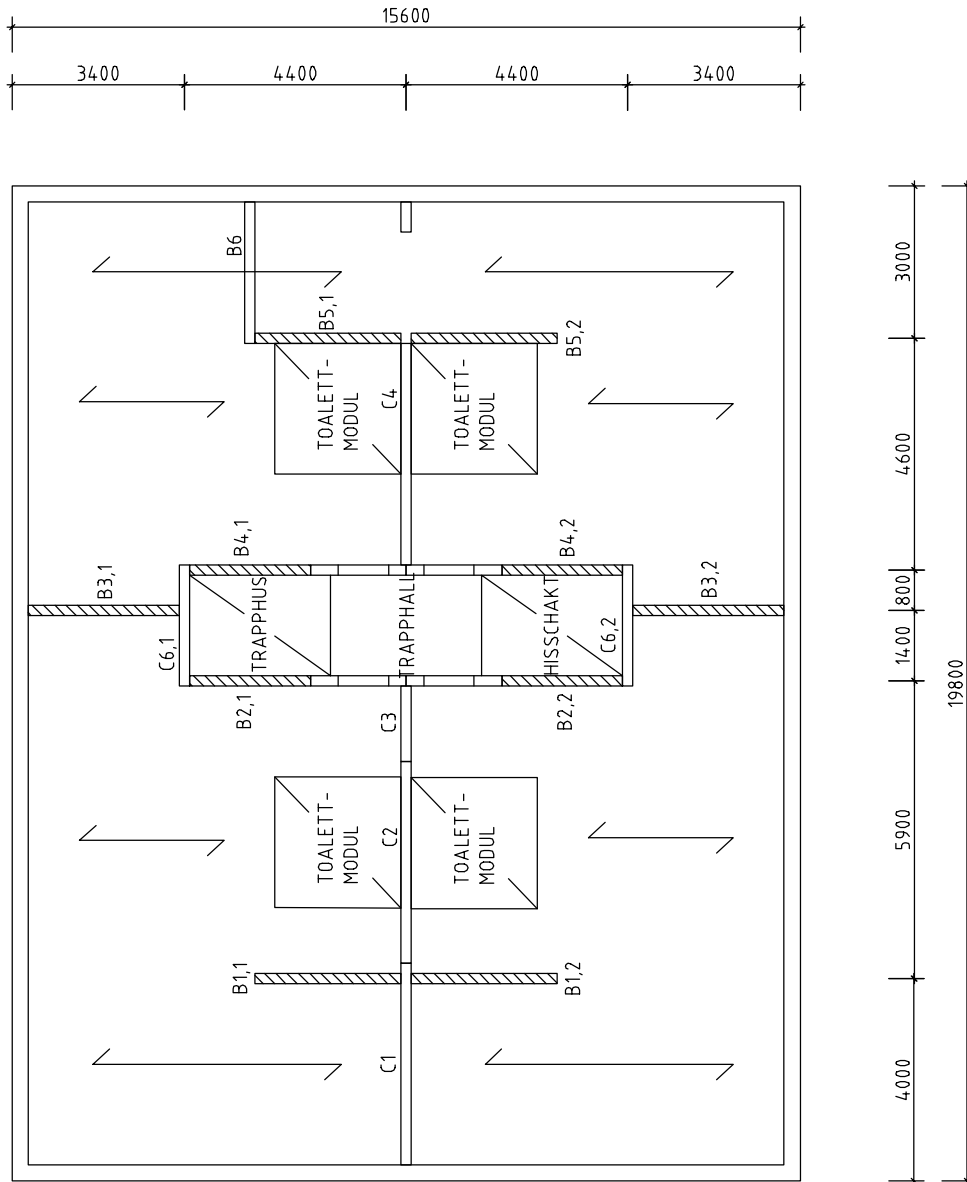
11 Referenser

1. Heyden, S., et al., *Introduktion till Strukturmekaniken*. 2008, Lund: Studentlitteratur.
2. Isaksson, T., S. Thelandersson, and A. Mårtensson, *Byggkonstruktion : baserad på Eurokod*. 2010, Lund: Studentlitteratur.
3. Cajdert, A., *Bärande tegelmurverk : en konstruktionshandbok för beräkning av bärande tegelmurverk*. 1997, Visby :: Mur och puts information (MPI) ;
4. Lorentsen, M., T. Petersson, and H. Sundquist, *Stabilisering av byggnader*. Trita-BKN. Rapport, 1103-4289 ; 27. 2000, Stockholm: Institutionen för byggkonstruktion, Kungl. tekniska högskolan.
5. *Eurokod 1: Laster på bärverk - Del 1-4: Allmänna laster- Vindlast*. SS-EN 1991-1-4. 2010, Stockholm, : Swedish Standards Institute, Sis förlag AB.
6. *Eurokod 1: Laster på bärverk -Del 1-1: Allmänna laster- Tunghet, egentynngd, nyttig last för byggnader*. SS-EN 1991-1-1. 2011, Stockholm, : Swedish Standards Institute, Sis förlag AB.
7. *Eurokod - Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*. SS-EN 1990. 2010, Stockholm, : Swedish Standards Institute, Sis förlag AB.
8. *Bygga med prefab : en handbok i teknik, estetik, kvalitet, ekonomi, miljö*. 1998, Bromma: Betongelementföreningen.
9. Zalka, K.A. and G.S.T. Armer, *Stability of large structures*. 1992, Oxford: Butterworth-Heinemann.
10. Gustafsson, P.J., *Kompendium i balkteori 2013*. 2013, Avdelningen för byggnadsmekanik, Lunds universitet: Lund.
11. Isaksson, T. and A. Mårtensson, *Byggkonstruktion : regel- och formelsamling : baserad på Eurokod*. 2010, Lund: Studentlitteratur.
12. *Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner -Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader*. SS-EN 1992-1-1. 2008, Stockholm, : Swedish Standards Institute, Sis förlag AB.
13. Saabye Ottosen, N. and H. Petersson, *Introduction to the finite element method*. 1992, New York: Prentice Hall.
14. Autodesk.com. 2014-05-05; Available from: <http://www.autodesk.com/products/autodesk-simulation-family/features/robot-structural-analysis/all/list-view>.
15. *Gyproc handbok*. A. 1997, Bålsta: Gyproc AB.
16. Westerberg, B., *Kompendium i stomstabilisering*. 1999, Tyréns Byggkonsult: Stockholm.

12 Bilagor

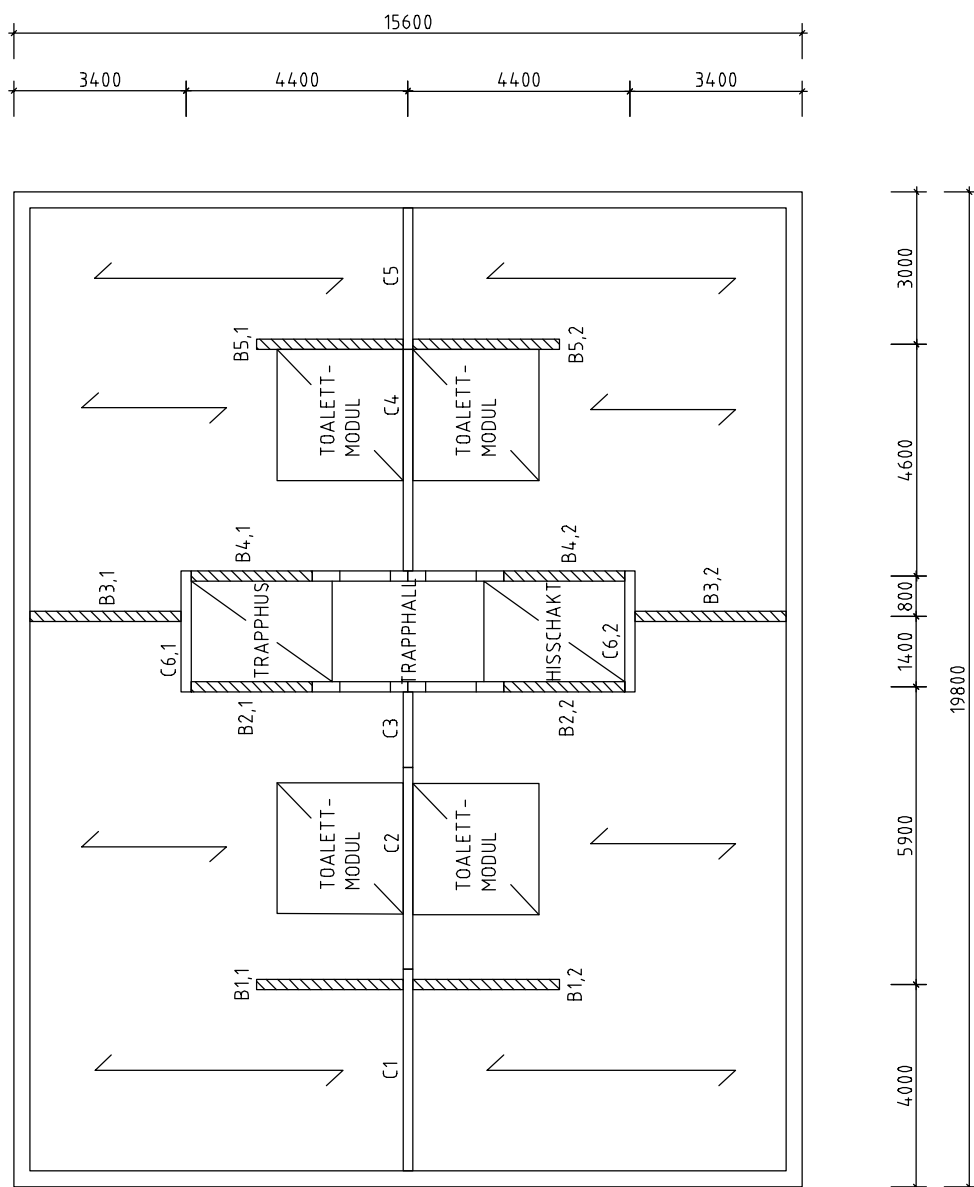
Bilaga A: Ritningar

BILAGA A



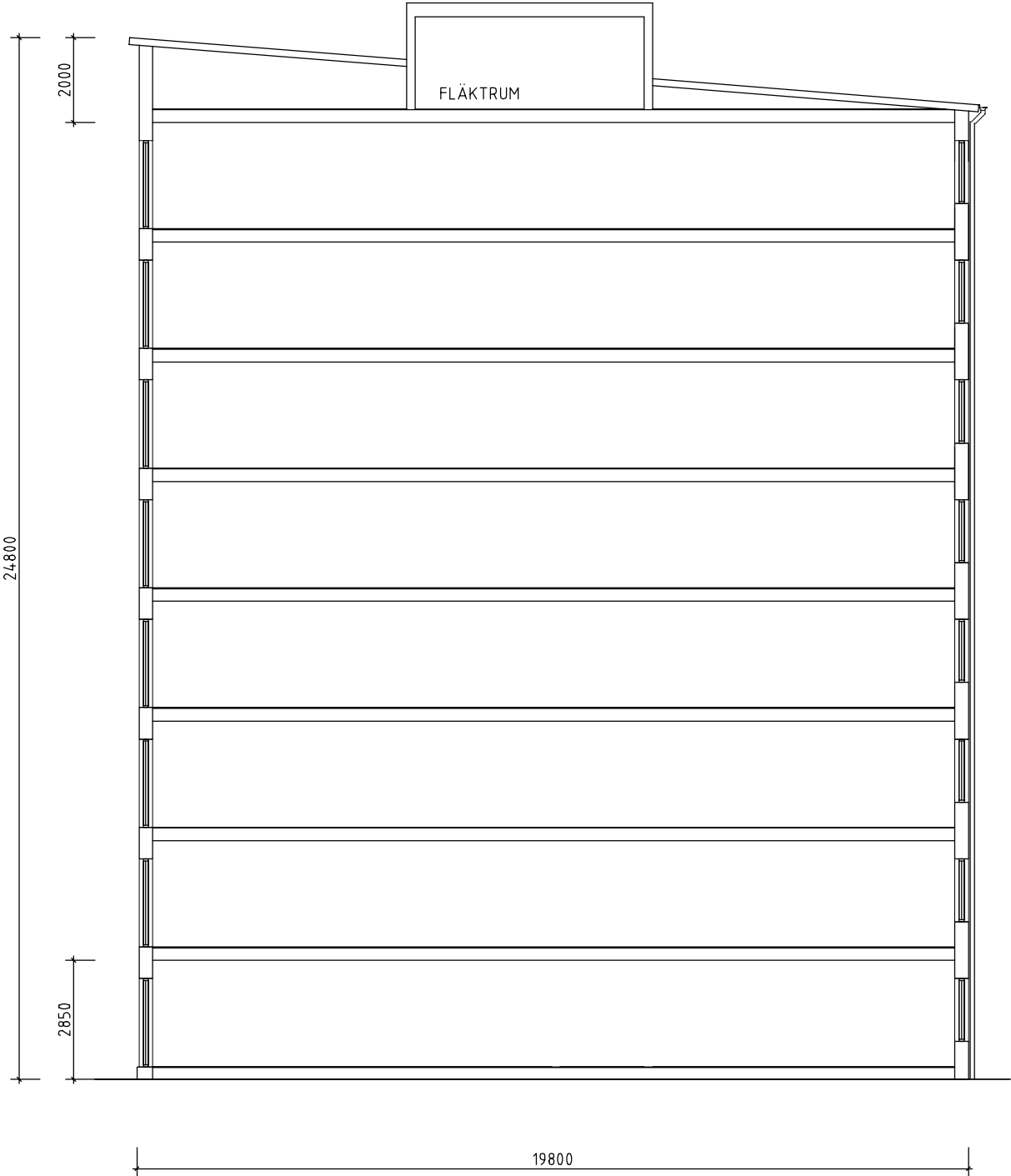
Entréplan

BILAGA A



Våningsplan 2-8

BILAGA A



Sektion