

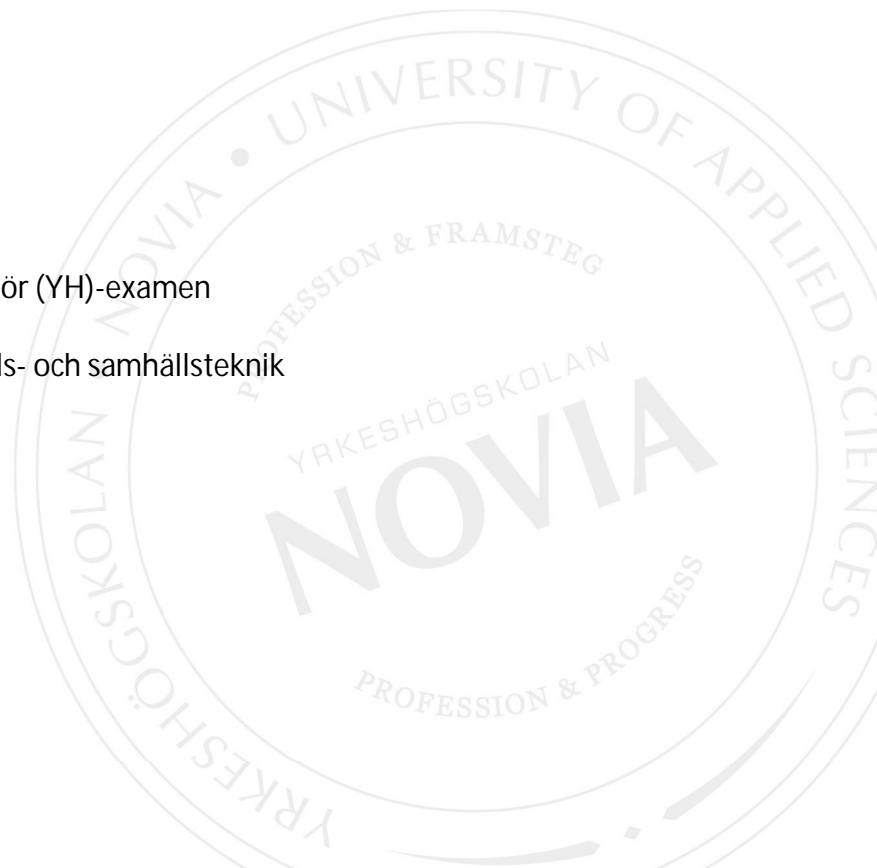
Räknesättets inverkan på elementfogarna i en betongelementbyggnad

Söderholm Jens

Examensarbete för ingenjör (YH)-examen

Utbildningen för Byggnads- och samhällsteknik

Raseborg 2019



EXAMENSARBETE

Författare: Jens Söderholm

Utbildning och ort: Byggnads- och samhällsteknik, Raseborg

Inriktningsalternativ/Fördjupning: Projektering och byggnadskonstruktion

Handledare: Johan Degerlund, Yrkeshögskolan Novia, Ilkka Mikkola, Ramboll Finland Oy och Torbjörn Brusas, Ramboll Finland Oy

Titel: Räknesättets inverkan på elementfogarna i en elementbyggnad

Datum 06.05.2019

Sidantal 40

Bilagor 1

Abstrakt

Detta är ett examensarbete som är gjort i samarbete med Ramboll Finland Oy.

I arbetet tas det upp vad det finns för olika sätt att beräkna krafter och laster i fogarna på en byggnad som är gjord av betongelement där betongelementen är den strävande konstruktionen och hur mycket de olika räknesätten skiljer från varandra. Det tas upp hur stora skillnader det är i resultaten beroende på vilket räknesätt som använts. Jag har valt att beräkna en påhittad kontorsbyggnad i sju våningar med tre olika räkneprogram och de är Excel, Rhinoceros och RFEM, jag kommer även att göra en enkel uträkning för hand på några väggar. Byggnaden är en pelar-balk-konstruktion med hålbjälklagsplattor som bjälklag. Byggnaden har två strävande väggar och ett schakt. De strävande konstruktionerna är lite osymmetriskt placerade för att få en liten vridning i byggnaden.

Arbetet behandlar även vad det finns för olika gjutgods i elementfogarna och vad de vanligaste alternativen är samt vad det finns för begränsningar på de olika armeringsalternativen för fogar. I arbetet tas det även upp hur man dimensionerar tapparna som tar upp skjuvkrafterna i betongelementfogarna.

Språk: Svenska

Nyckelord: Elementbyggnad, beräkning, jämförelse

OPINNÄYTETYÖ

Tekijä: Jens Söderholm

Koulutus ja paikkakunta: Rakennustekniikka, Raasepori

Suuntautumisvaihtoehto/Syventävät opinnot: Rakennesuunnittelu

Ohjaaja(t): Johan Degerlund, Yrkeshögskolan Novia, Ilkka Mikkola, Ramboll Finland Oy
ja Torbjörn Brusas, Ramboll Finland Oy

Nimike: Betonielementtirakennuksen laskentamenetelmän vaikutus elementtiliitoksiin

Päivämäärä 06.05.2019 Sivumäärä 40

Liitteet 1

Tiivistelmä

Tämä opinnäytetyö on tehty yhteistyössä Ramboll Finland Oy: n kanssa.

Opinnäytetyössä käsitellään millaisilla eri menetelmillä voi laskea betonielementtirakennuksen liitosten kuormat ja voimat sekä kuinka eri menetelmät eroavat toisistaan. Rakennuksen jäykistävät rakenteet ovat betonielementtejä. Työssä käsitellään kuinka suuret erot ovat tuloksissa, riippuen käytetystä laskentamenetelmästä. Olen päättänyt laskea kuvitteellisen seitsemän kerroksisen toimistorakennuksen kolmella eri laskentaohjelmalla. Työssä käytetyt laskentaohjelmat ovat Excel, Rhinoceros ja RFEM. Teen myös yksinkertaisen vertailulaskelman käsin yhdestä seinästä. Rakennuksessa on kaksi jäykistävää seinää ja yksi kuilu. Nämä jäykistävät rakenteet ovat sijoitettu hieman epäsymmetrisesti, jotta saadaan kiertoa rakennukseen.

Opinnäytetyö käsittelee myös, minkälaisia valutarvikkeita elementtisaumoille on olemassa. Lisäksi käsitellään mitkä ovat yleisimmin käytetyt valutarvike vaihtoehdot ja niiden rajoitukset. Opinnäytetyössä käsitellään myös, miten leikkaustapit mitoitetaan.

Kieli: Ruotsi

Avainsanat: Elementtirakennus, laskelma, vertailu

BACHELOR'S THESIS

Author: Jens Söderholm

Degree Programme: Construction Engineering, Raseborg

Specialization: Structural Engineering

Supervisor(s): Johan Degerlund, Novia University of Applied Sciences, Ilkka Mikkola, Ramboll Finland Oy and Torbjörn Brusas, Ramboll Finland Oy

Title: The Influence of Counting Method on the Element Joints in a Precast Building

Date 06.05.2019

Number of pages 40

Appendices 1

Abstract

This thesis is done in collaboration with Ramboll Finland Oy.

This thesis includes different methods for calculating forces applied on joints where the buildings supporting walls are precast and how much the results differ from each other. More specifically it looks at how big the differences are based on what method was used. I have chosen to calculate based on a made up seven storey office building with three separate calculation programs. The three different programs are Excel, Rhinoceros and RFEM and I will also include a calculation of my own done in Mathcad for a couple of different walls. The building has two supporting walls and a shaft. These supporting structures are purposely asymmetrically placed to induce torsion on the building itself.

The thesis includes also different reinforcement alternatives for the joints and the most commonly used alternatives and their restrictions. The thesis also includes how you calculate the minimum required size of the pins for them to withstand the force.

Language: Swedish

Key words: Precast building, calculation, comparison

Innehållsförteckning

1	Inledning.....	1
2	Allmänt om elementbyggnader	2
3	Strävning.....	3
3.1	Dimensionering av en byggnad med ett FEM program.....	7
4	Anslutningarnas dimensionering och fastsättningsmetoder	8
4.1	Vågräta fogar	9
4.1.1	Bultar och väggskor	10
4.1.2	Tappar	11
4.2	Lodräta fogar	14
4.2.1	Vajerlänkar	15
4.2.2	Kamståslänkar	17
5	Räknesätt.....	18
5.1	Microsoft – Excel	18
5.2	Rhinoceros 5.....	19
5.3	Dlubal Software - RFEM.....	20
6	Objektet	21
6.1	Förberedelse.....	24
7	Beräkning	26
7.1	Beräkning med Excel botten.....	26
7.2	Beräkning med Rhinoceros	29
7.3	Beräkning med RFEM	32
7.4	Beräkning för hand.....	34
8	Jämförelse av räknesätten.....	35
9	Slutsats	38
	Källförteckning.....	39
	Bildförteckning.....	40

1 Inledning

Detta är ett examensarbete för utbildningsprogrammet byggnads- och samhällsteknik vid Yrkeshögskolan Novia och görs i samarbete med Ramboll Finland Oy. Ramboll har konstaterat att armeringsbehovet i betongelementfogarna i de strävande väggarna har ökat på några år och vill nu ta reda på om armeringsbehovet är så stort som det är idag genom att jämföra tre olika räkneprogram med varandra.

I arbetet tas det upp vad det finns för sätt att beräkna fogarnas hållbarhet och vad de olika räknesättens skillnader är. Behandlar även eventuella skillnader i resultaten beroende på vilket räknesätt som använts i beräkningarna. De olika räknesätten som kommer att jämföras med varandra är räkneprogrammet Excel och Rhinoceros med RFEM och så görs även en simpel uträkning för hand på skilt utvalda väggar. Beräkningarna kommer att göras på en påhittad kontorsbyggnad i sju våningar där de strävande väggarna och schakten är lite osymmetriskt placerade för att få en liten vridning i byggnaden.

Arbetet behandlar även de olika gjutgodsen som finns för elementfogarna, de vanligaste gjutgodsen som används i betongelementens lodräta och vågräta fogar samt vad det finns för begränsningar på de olika armeringsalternativen för fogar.

2 Allmänt om elementbyggnader

I Finland har byggandet av betongelement ökat sedan 1970-talet och nu byggs bostads-, kontors-, affärs- och allmänna byggnader för det mesta i element för det är ett lätt, snabbt och kostnadseffektivt alternativ. Kraven på betongelementen har ökat på senaste åren och elementen görs allt färdigare redan i fabriken för att minska jobbet på arbetsplatsen. För att underlätta processen har man standardiserat anslutningar och fastsättningar (Suomen Betoniyhdistys r.y., 2004, s.441).

Betongelementbyggnader byggs oftast så att alla delar är av element för att undvika att flera olika arbetsgrupper jobbar om varandra. På vissa platser är det omöjligt för flera arbetsgrupper att jobba på samma ställe p.g.a. trånga utrymmen (Suomen Betoniyhdistys r.y., 2004, s.441).

Pelar-balk-konstruktioner är ett av de vanligaste sätten att bygga affärs- och kontorsbyggnader. Pelarna i pelar-balk-konstruktionerna tar upp de lodräta lasterna medan strävande väggar och schakt tar upp skjuvkrafterna och lasterna. De strävande väggarna är så kallade mastväggar och kan därmed ta upp momentet och skjuvkrafterna. Oftast är de strävande konstruktionerna trapphus, hisschakt och mellanväggarna mellan brandavdelningar (Elementtisuunnittelu.fi, 2018).

3 Strävning

Enligt Elementtisuunnittelu.fi är det strävningens uppgift att förflytta de vågräta krafter som påfrestar konstruktionen via bjälklag och väggar ned till husets grund som sedan till sist överför krafterna till marken eller berget. Krafterna består av egenvikter från byggnaden, variabellaster, vindlast, trafiklast, arbetsplatslast eller jordtryck samt olycksfall. Där det finns risk för olyckor ska man dimensionera konstruktionerna mot fortskridande ras så att inte hela byggnaden rasar om en pelare eller vägg blir förstörd.

I en betongelementbyggnad där väggarna är bärande så förflyttas bjälklagets lodräta- och vågrätalaster via väggarna ner till grunden och då måste väggarna dimensioneras för både stående och liggande krafter. Krafterna förflyttas inte endast via elementen utan också via fogarna och anslutningarna, därför är det viktigt att dimensionera byggnaden för olika skeden i byggnadsprocessen. Till exempel i installationsskedet så finns det inte så mycket andra konstruktioner som kan stöda så där bör elementet klara av att stöda upp sig själv. Medan i slutskedet strävar hela byggnaden sig själv och då behövs inte de enskilda delarna tas lika mycket i beaktande. Vid olycksfall bör anslutningarna hålla mer än bara en byggnadsdels laster (Elementtisuunnittelu.fi, 2018).

Strävning av en elementbyggnad är mestadels en krävande planeringsuppgift och det är viktigt att beakta en del saker i planeringen. Till exempel måste man se att kapaciteten av strävningen inte överskrids, att statiska balansen i byggnaden inte är för stor så att byggnaden kollapsar och att strävningen bör fungera under installationsskedet. Dessutom skall stabiliteten för installationsskedet undersökas skilt (Elementtisuunnittelu.fi, 2019). Det bör finnas ett monteringschema och anvisningar för elementen där det framgår hur elementen skall stödas ifall de inte klarar av att stå självständigt (Lorentsen, Petersson & Sundquist, 1995, s.11–12). Man skall även förebygga och begränsa fortskridande ras vid en olycka och se till att byggnadens form och placering hålls tillräckligt minimala så att det inte försämrar säkerheten och funktionsdugligheten av byggnaden (Elementtisuunnittelu.fi, 2019).

Vanligtvis förflyttar de vågräta konstruktionerna de vågräta krafterna till de strävande stående konstruktionerna och därför bör de vågräta konstruktionerna dimensioneras mot de vågräta krafterna. Även anslutningarna bör dimensioneras mot dessa krafter (Elementtisuunnittelu.fi, 2019).

Öppningar, hål och sprickbildning bör tas i beaktande vid dimensionering och planering av strävande väggar, speciellt då de strävande väggarna planeras som master. Ett schakt med

fyra väggar strävar alltid mer än fyra enskilda väggar, men då bör det tas i beaktande att väggarna och anslutningarna håller de krafter som uppstår i både fogarna och i väggarna (Elementtisuunnittelu.fi, 2019).

En preliminär strävningssplan bör göras redan i ett tidigt skede, senast dock vid utkastskedet. Det är viktigt att planera strävningssystemet i delar eller områden för att säkert och lämpligt få styva byggnadsdelar då man bygger en byggnad. Det finns vissa saker som bör kontrolleras och undersökas när den preliminära strävningssplanen görs. T.ex. byggnadens tillräckliga styvhet och att strävningssystemet bli så symmetriskt som möjligt så att inte byggnaden börja vrida sig. Om strävningssystemet inte är symmetriskt eller inte är möjligt att göra symmetriskt så kan byggnaden börja vrida sig vilket leder till extra krafter i de strävande konstruktionerna som bör tas i beaktande. Eventuella rörelsefogars påverkan på strävningssystemet samt den lodräta belastningen behöver tas i beaktande. Har byggnaden inte tillräckligt mycket lodrät belastning så att det blir drag i konstruktionerna så bör byggnaden förankras i berggrunden, vilket man i de flesta fall vill undvika (Elementtisuunnittelu.fi, 2019).

För att uppskatta byggnadens tillräckliga styvhet kan formel 1 användas och beteckningarna förklaras i figur 1.

$$\sum EI \geq \frac{q * h^3}{8} + \frac{Ph^2}{3} \quad (1)$$

$$q^* = b * q$$

h = byggnadens höjd (m)

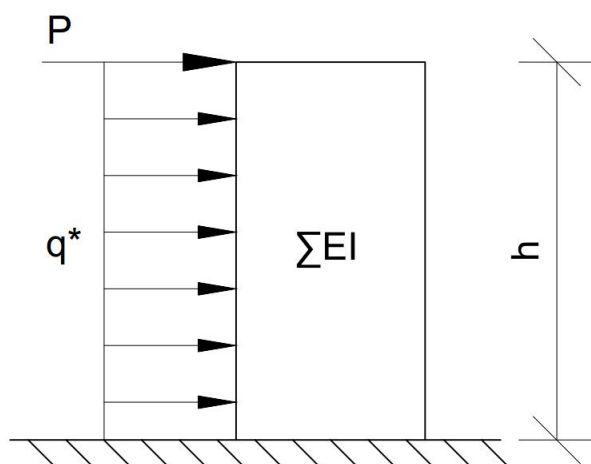
P = punktlast i byggnadens övre kant i bruksgränstillstånd (kN)

B = byggnadens bredd vinkelrätt mot beräkningsriktningen (m)

q = byggnadens vågräta kraft i bruksgränstillstånd, medräknat vind och tilläggskraft (kN/m^2)

$\sum EI$ = strävningstyvhetsens summa i det kontrollerade ledet (MN/m^2)

(Elementtisuunnittelu.fi, 2019)



Figur 1. Uppskattningsberäkningens beteckningar för byggnadens styvhet (Jens Söderholm, 2019).

Enligt Elementtisuunnittelu.fi, 2019 skall strävningen dimensioneras i brottgränstillstånd eftersom det påverkar den mänskliga säkerheten, konstruktionernas säkerhet och även ibland gods enligt SFS-EN 1990 och SFS-EN1992.

Vid kontroll av de strävande konstruktionerna i brottgränstillstånd skall följande faktorer kontrolleras: de styva konstruktionernas ojämnavikt, risken att konstruktionen förlorar sin stabilitet samt skada som uppstår av t.ex. utmattning. Även den statiska jämvikten runt den

punkten som bildas av de förstyvande konstruktionerna och de moment som försöker stjälp byggnaden skall kontrolleras (Elementtisuunnittelu.fi, 2019).

Enligt Elementtisuunnittelu.fi, 2019 skall de strävningssystem som i bruksgränstillstånd dimensioneras, dimensioneras enligt SFS-EN 1990 och SFS-EN1992. Att kontrollera byggnadens funktion i bruksgränstillstånd betyder att det inte uppstår för stora vibrationer, förskjutningar eller obehagliga känslor i byggnaden.

Vibration och böjning är oftast de dimensionerande faktorerna i höga byggnader. I Eurokoderna är gränsvärden för böjning och vibrationer inte definierade men det har använts allt från H/400 till H/1000 där H är byggnadens höjd, det vill säga att dessa värden varierar lite från fall till fall. De vågräta förskjutningarna är definierade till H/400 enligt EN 1993-1-1 NA (Elementtisuunnittelu.fi, 2019).

I SFS-EN 1990 kontrolleras dessa punkter i bruksgränstillstånd från punkt 3.4:

- Förskjutningar som påverkar utseende, användarnas bekvämlighet och konstruktionens funktion.
- Vibrationer som får användarna att känna obehag eller som begränsar konstruktionen funktionsduglighet.
- Skador som påverkar negativt på byggnadens utseende, hållbarhet eller funktion.

Punkt 7 i SFS-EN 1992-1-1 handlar om begränsning av spänningen, sprickbildningar och böjningar (Elementtisuunnittelu.fi, 2019).

3.1 Dimensionering av en byggnad med ett FEM program

Med ett FEM-program går det tryggt att beräkna en byggnads stabilitet, tvärkrafter och sprickbildningar. Modelleringen av 3D-modellen bör vara så nära verkligheten som möjligt för att få ut de rätta resultaten. Viktigaste är dock att få anslutningarna rätt modellerat. Om inte modellen är rätt modellerad så kan man få resultat som inte stämmer ihop med verkligheten. Speciellt i höga byggnader kan riktigt små modelleringsfel påverka väldigt mycket. Med en 3D-räknemodell kan man få ut sådana resultat som inte är möjliga med för hand gjorda beräkningar som t.ex. beräkningar med Excel och Mathcad. Det är också viktigt att kontrollera resultaten från en 3D-räknemodell med något annat räknesätt (Elementtisuunnittelu.fi, 2019).

Följande exempel bör tas i beaktande vid modellering av en 3D FEM-modell: Att säkerställa att anslutningarna mellan pelare och resten av konstruktionen är rätt modellerade och att väggkonstruktionernas anslutningar är rätt modellerade. Om en anslutning mellan vägg och en vågrät konstruktion är ledad i verkligheten så bör anslutningen också vara modellerad som en led i modellen för annars får man inte rätta svar från beräkningsmodellen. Utgående från beräkningsmodellen kontrolleras det att det inte uppstår sådana krafter i konstruktionerna mellan byggnadsdelarna som de inte kan överföra eller inte kan överföra från en byggnadsdel till en annan utan att konstruktionerna går sönder (Elementtisuunnittelu.fi, 2019).

Då höga byggnader planeras och modelleras så att golvplattan modelleras in mellan väggarna så bör det noga funderas på hur anslutningen modelleras in mellan golvet och väggen. För i golvplattans övre kant blir det drag och in nedre kanten tryck vid anslutningen till väggen och då uppstår det ett moment i anslutningen fast anslutningen egentligen är ledad. I hörnet av ett schakt där plattan är ansluten till schaktet så kan det uppstå sådana krafter i plattan som inte finns i verkligheten. Anslutningarna skall kontrolleras att de verkligen håller de krafter som beräkningsprogrammet ger ut. Man bör även kontrollera att de konstruktioner som bara bär i ett led är modellerade i rätt riktning och att materialegenskaperna för konstruktionerna är rätta (Elementtisuunnittelu.fi, 2019).

4 Anslutningarnas dimensionering och fastsättningsmetoder

I betongelementfogarna finns det många olika laster som verkar åt olika håll och det är planerarens uppgift att ta reda på hur stora lasterna är; i vilken riktning de verkar samt hur de ska ledas genom elementen ner till grunden. Finland har tagit i bruk Eurokodsyste­met 1.4.2011, som bör tas i beaktande då man dimensionerar eller planerar byggnader. Vid användning av eurokoderna i planering bör dessutom miljöministeriets bilagor beaktas. Anslutningarna skall dimensioneras så att säkerhetskraven uppfylls och att anslutningarna håller de uppskattade lasterna under byggnadens hela livslängd (Elementtisuunnittelu.fi, 2019).

Enligt SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC ska anslutningarna kunna ta upp de krafter som har beräknats att det uppstår i fogen och anslutningsdelarna bör ha en tillräcklig bra seghet så att en liten förändring är möjlig.

Fastsättningsprodukter som används för att förflytta krafter bör ha CE-märkning eller ett nationellt säkerhetscertifikat. Om inte produkten har en CE-märkning kan Suomen Betoniyhdistys r.y., 2016 ge ut ett utredningsdokument som är godkänt för en viss byggplats men byggnadstillsynen kan vid behov kräva noggrannare utredningar. Godkännande baserar sig på lagen för byggnadsprodukter 954/2012 som trädde i kraft 1.7.2013 (Suomen Betoniyhdistys r.y, 2016, s.126).

Det finns många olika krafter som verkar i fogarna. Krafter från konstruktioner, apparaters egenvikter, krympning och ojämn sättning är permanenta laster och betecknas med bokstaven G. Bokstaven Q används för variabel­last­er och är till exempel en last i form av vind och snö. A är krafter från olycksfall som kan uppstå från explosioner och fordonskrockar. Sedan finns det några olika laster till men de är inte relevanta för detta examensarbete (Elementtisuunnittelu.fi, 2019).

4.1 Vågräta fogar

De vågräta fogarnas och anslutningarnas uppgift är att binda ihop betongelementen till en strävande konstruktion. Anslutningarna mellan elementen tar upp skjuv- och normalkrafter som finns i fogarna. Normalkrafterna kan både vara tryck och drag. De vågräta fogarnas anslutningar görs med tappar eller bult- och väggskoanslutningar. Om normalkraften är negativ, det vill säga att det blir drag så kan inte enbart tappar användas och då används det bultar och väggskor för att ta upp dragkrafterna i fogen. Om normalkrafterna är positiva och det uppstår stora skjuvkrafter i fogarna så kan man tillägga tappar som hjälper till att ta upp skjuvkrafterna. Man kan även räkna att friktionen tar upp en del av skjuvkraften. Då element med bultar och väggskor är installerade och fastspända så bär anslutningen redan sig själv.

I SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC står det att om skjuvkrafterna är mindre än 10% av normalkrafterna så behöver man inte ta skjuvkrafterna i beaktande i uträkningarna. Elementfogarna som gjuts ihop med bruk, betong eller plast så får inte röra på sig under härdningstiden.

Det finns inte direkt skrivet i Eurokoderna hur tapparna skall dimensioneras men man kan använda sig av by210, punkt 4.3.4 – 4.3.5 (Ramboll Finland Oy, 2019).



Figur 2. Bultar och väggskor in placerade i element (Peikko Group, 2019).

4.1.1 Bultar och väggskor

I vågräta fogarna finns det olika sorters bultar och väggskor som kan användas för att ta upp de dragkrafter som finns i fogarna. Bultarna finns i många olika storlekar och modeller. Även väggskorna finns det många olika storlekar av. De vanligaste tillverkarna är Peikko och Anstar.

Bultarna och väggskorna behövs inte dimensioneras skilt i och med att tillverkarna har egna tabeller som visar hur mycket drag och moment deras bultar och väggskor håller och i tabell 1 är det skrivet hur mycket Peikkos väggskor + bult håller. I både Peikkos och Anstars anvisningar så tar väggskorna upp dragkrafterna i fogarna, men Anstar ASL-P tar även upp moment. Ingendera av tillverkarna uppger att bultarna till väggskorna tar upp skjuvkrafter.

Enligt Ilkka Mikkola (personlig kommunikation 23.4.2019) så har man förr räknat med att bultarna tar upp skjuvkrafter. Man kan även använda sig av exempelvis Peikkos bultar och Anstars väggskor men då bör man kontrollera att bulten sticker tillräckligt långt ut för Anstars ASL30H har 5 mm tjockare bottenplåt än Peikkos SUMO 30H.

Tabell 1. Draghållfasthet i väggskorna, informationen är tagen från Peikko.fi.

Seinäkenkä	Ankkurointipultti	Aluslevy	NRd [kN]
SUMO 16H	HPM 16	AL 16	62
SUMO 20H	HPM 20	AL 20	96
SUMO 24H	HPM 24	AL 24	139
SUMO 30H	HPM 30	AL 30	220
SUMO 39H	HPM 39	AL 39	383
SUMO 30P	PPM 30	AL 30	299
SUMO 36P	PPM 36	AL 36	436
SUMO 39P	PPM 39	AL 39	521
SUMO 45P	PPM 45	AL 45	697
SUMO 52P	PPM 52	AL 52	938

4.1.2 Tappar

Tapparna tillverkas oftast av kamstål och används för att förflytta skjuvkrafter i fogen mellan två betongelement. Tapparna skiljer sig från vanliga armeringar i och med den bara har full förankringslängd i ena elementet och på så vis inte har lika hög hållfasthet som vanlig armering. Tapparna placeras vanligtvis i övre kanten av elementet (Ramboll Finland Oy, 2019).

Efter att betongelementen är installerade så gjuts urtagen fast som befinner sig i nedre kanten av elementet. Då betongen torkar, krymper den en aning och bildar en springa mellan den gjutna betongen i urtaget och elementet. Hur mycket påverkar denna springa tappens upptagande av skjuvkraften i elementfogen. I Sverige gjuts urtagen och fogarna med en expanderande massa för att undvika att det bildas sprickor mellan elementen och på så sätt vara säkra på att tappen tar upp den skjuvkraft och fogen den friktion som är planerad.

Dimensionering av tapparna görs enligt formlerna 2-4, 5 nedan

$$V_{si.Rk} = \frac{1.3}{\gamma_v} \cdot (\sqrt{1 + 1.3\varepsilon^2} - 1.3\varepsilon)\phi^2 \cdot \sqrt{f_{sd} \cdot f_{cd.cube} \cdot (1 - \zeta^2)} < \frac{A_s \cdot f_{sd}}{\sqrt{3}} \quad (2)$$

$$\varepsilon = 3 \frac{e_v}{\phi} \cdot \sqrt{\frac{f_{cd}}{f_{sd}}} \quad (3)$$

$$\zeta = \frac{\sigma_s}{f_{sd}} \quad (4)$$

γ = Anslutningens säkerhetskoefficient = 1.25

ϕ = Tappens diameter

σ_s = Spänningen av dragkraften i stången

e_v = Skjuvkraftens verkningspunkt från betongytan

f_{cd} = Betongens dimensionerande tryckhållfasthet

f_{sd} = Stålets dimensionerande draghållfasthet

Om skjuvkraften verkar i elementets yta så används denna formel

$$V_{si.Rk} = \frac{1.3 \cdot \phi^2}{\gamma_v} \cdot \sqrt{f_{sd} \cdot f_{cd}} \quad (5)$$

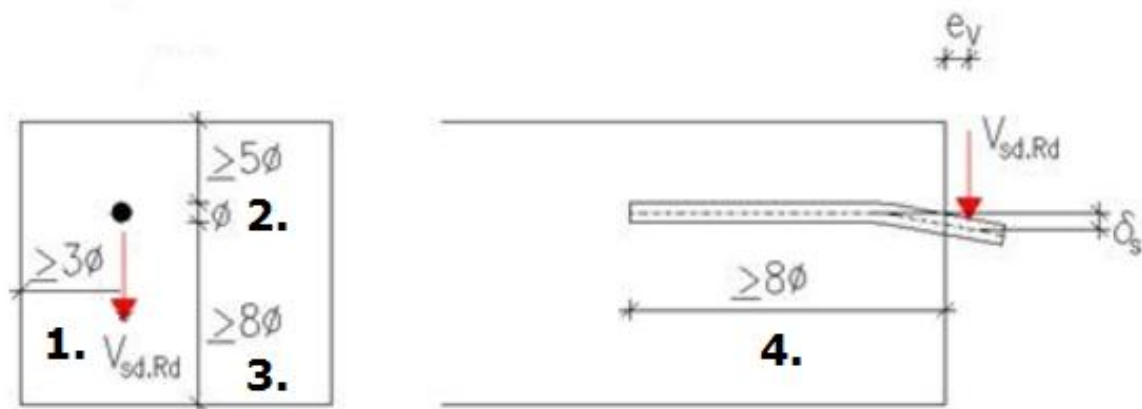
I tabell 2 är betongens hållfasthet runt tappen utskrivna för olika grovlekars tappar, men denna tabell stämmer bara om skjuvkraftens osymmetri är noll. Tabell 3 visar hur litet kantavståndet minst får vara och i figur 3 förklaras det var de olika avstånden befinner sig.

Tabell 2. Betongens hållfasthet (kN) i brottgränstillstånd (Ramboll, 2019).

Betongklass [N/mm ²]	Tappens diameter [mm]	Tappens halkisjor [mm]							
		6	8	10	12	16	20	25	32
15	15	2,3	4,0	6,3	9,1	16,2	25,3	39,5	64,7
20	20	2,6	4,7	7,3	10,5	18,7	29,2	45,6	74,8
25	25	2,9	5,2	8,2	11,8	20,9	32,6	51,0	83,6
30	30	3,2	5,7	8,9	12,9	22,9	35,8	55,9	91,6
35	35	3,5	6,2	9,7	13,9	24,7	38,6	60,4	98,9
40	40	3,7	6,6	10,3	14,9	26,4	41,3	64,5	105,7
50	50	4,2	7,4	11,5	16,6	29,6	46,2	72,1	118,2

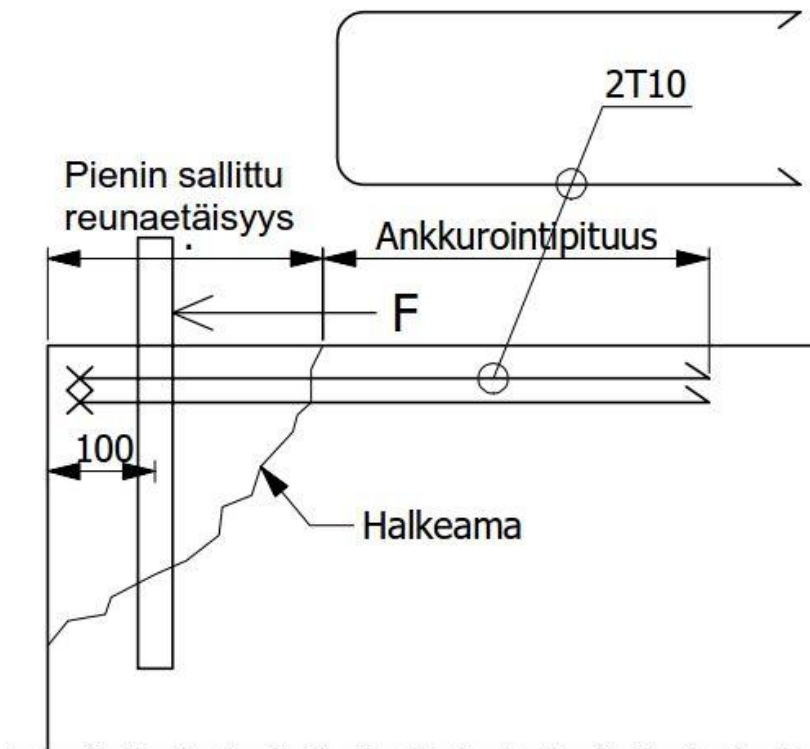
Tabell 3. Tappens minsta tillåtna kantavstånd (mm) (Ramboll, 2019).

Ettaisyyden numero	Tappens diameter [mm]	Tappens halkisjor [mm]							
		6	8	10	12	16	20	25	32
1	15	18	24	30	36	48	60	75	96
2	20	30	40	50	60	80	100	125	160
3	25	48	64	80	96	128	160	200	256
4	30	48	64	80	96	128	160	200	256



Figur 3. Tappens minsta tillåtna kantavstånd (Ramboll, 2019).

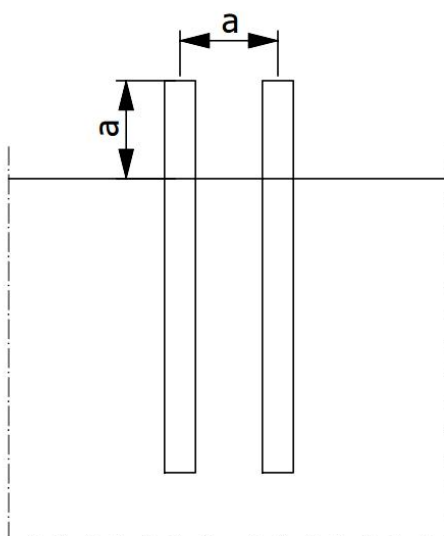
Om tappen bör placeras närmare kanten än vad beräkningarna bevisar så kan man med hjälp av byglar förminska kantavståndet så att bygeln tar upp den kraft som tappen tar upp och därmed förflyttar kraften ytterom det sprickande området som är visat i figur 4.



Figur 4. Förankring av en tapp med för litet kantavstånd (Ramboll, 2019).

Tapparna får inte heller vara för nära varandra. Mellanrummet mellan tapparnas mitt bör vara det större talet av följande värden:

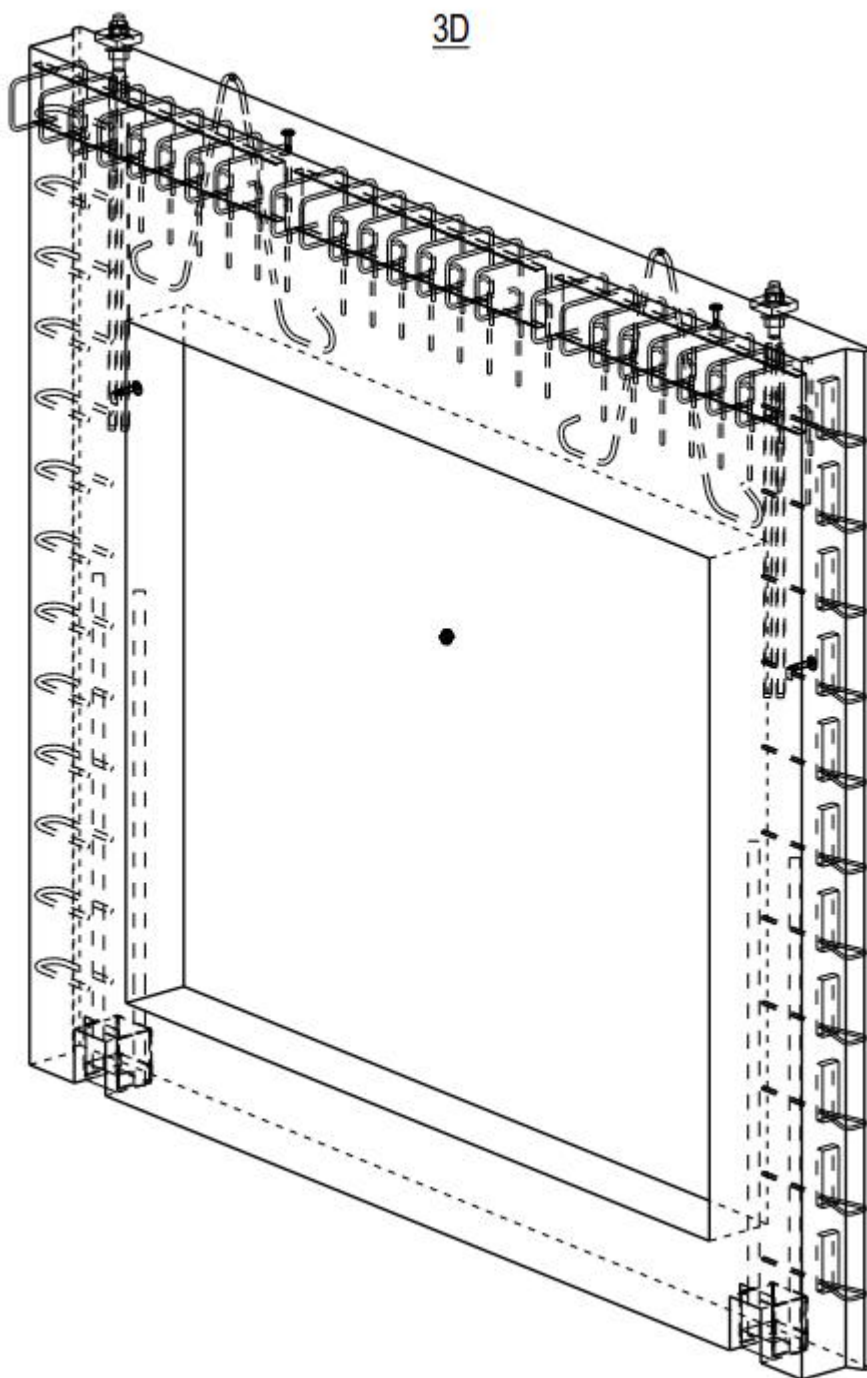
- Enligt figur 5.
- $5 \cdot d$, då d = tappens diameter



Figur 5. Minimi mellanrummet mellan två tappar (Ramboll, 2019).

4.2 Lodräta fogar

De lodräta fogarna mellan betongelementen fungerar nästan på samma sätt som de vågräta fogarna. I de lodräta fogarna görs anslutningarna av vajerlänkar eller kamståslänkar. Då länkarna går om varandra och fogjärnet läggs runt länkarna så bildar länkarna och fogjärnet en helhet som effektivt tar upp skjuvkrafterna i fogen. Till skillnad från de vågräta fogarna så får lodräta fogarna sin egenskap först när den är gjuten. Vajerlänkarna har lite mindre kapacitet än kamståslänkarna.

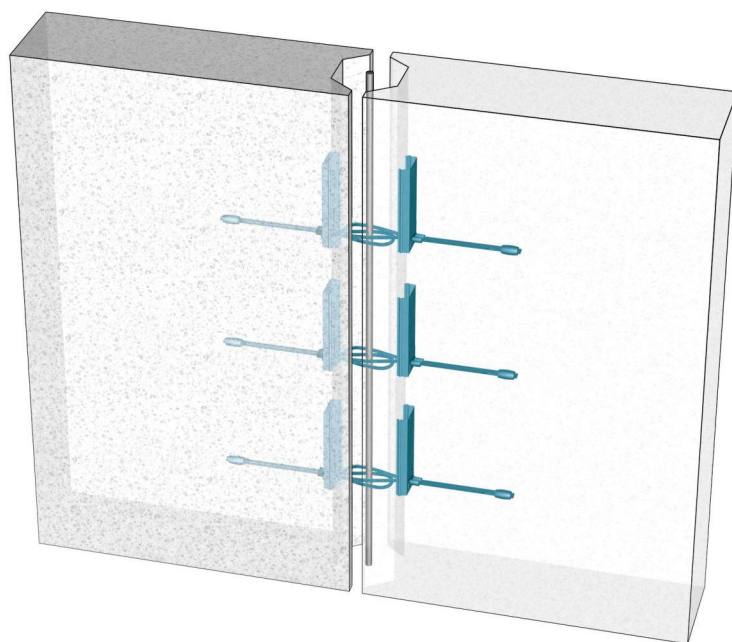


Figur 6. Exempel på ett betongelement med både vajer- och kamståslänkar (Ramboll, 2019).

4.2.1 Vajerlänkar

Vajerlänkarna är en kombination av både en vajerlänk och ett urtag som man kan se i figur 7. I figur 8 kan man se hur vajerlänken ser ut och att den har en plåtlåda som gjuts in i elementet. Lådan fungerar som ett skydd för vajerlänken då elementet gjuts och har sin andra funktion då elementfogen gjuts. Då fungerar lådan som ett urtag som tar upp skjuvkrafter. Beroende på tillverkaren så finns det krav på hur tjocka väggarna måste vara för att det skall gå att installera en vajerlänk. Efter att elementet blivit monterat på arbetsplatsen så viker man ut vajerlänkarna som är insatta i plåtlådan och sticker in en armeringsstång genom alla länkar från de två elementen som bildar fogen som skall gjas.

Enligt Peikko.fi, 2019 får man inte planera anslutningar i schakt med vajerlänkar som att väggarna är helgjutna. Det betyder att vid beräkning av så kan man inte beräkna ett schakt som en helhet utan man bör räkna det som fyra enskilda skilda väggar. I anvisningarna om Sementu.fi, 2019 vajerlänkar så får man igen inte laga momentstyva konstruktioner med vajerlänkar.

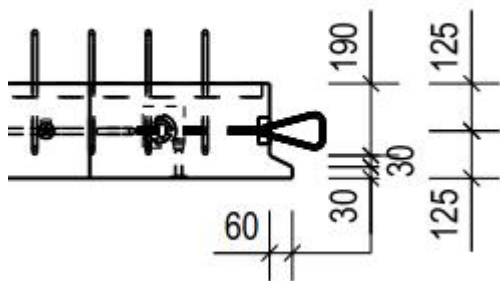


Figur 7. Elementfog med vajerlänkar (Peikko Group, 2019).

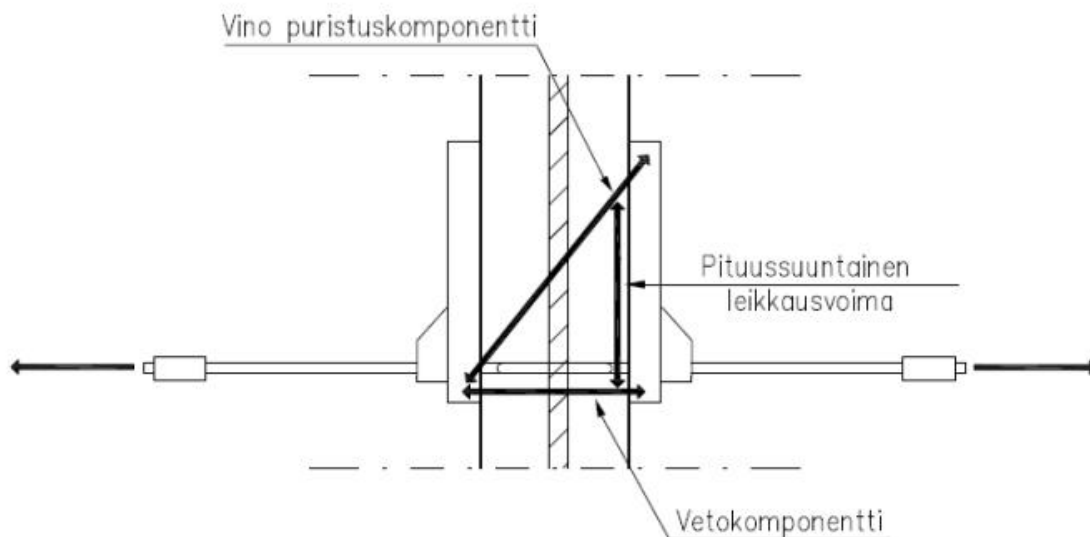


Figur 8. PVL-vajerlänk (Peikko Group, 2019).

Det är arbetstekniskt lättare att montera element med flexibla vajerlänkar än att montera element med stadiga kamståslänkar. Det finns även krav på hur långt länkparet får vara ifrån varandra, för om länkarna är för långt ifrån varandra så fungerar inte fogen som den ska, i figur 10 kan man se hur vajerlänken och urtaget fungerar. Enligt Peikko.fi, 2019 anvisningar om PVL-länken så får det maximalt bli en springa på 20 millimeter mellan länkarna. I figur 9 finns en detalj av en vajerlänk.



Figur 9. Exempel på vajerlänk (Ramboll, 2019).

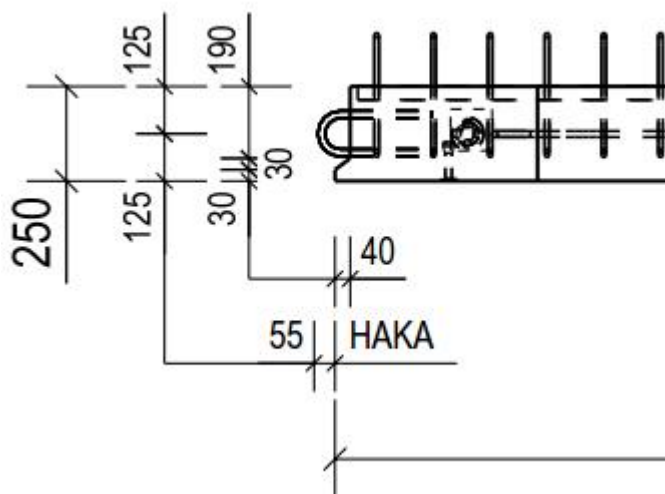


Figur 10. Hur vajerlänken och urtaget samarbetar (Betoniteollisuus ry, 2019).

4.2.2 Kamstålslänkar

Kamstålslänkarna görs som vanliga byglar bara att de står ut en visslängd från elementet. Dessa länkar behöver inte vara lika nära varandra som vajerlänkarna behöver vara, i figur 11 finns en detalj för kamstålslänkar.

Det är svårare att installera element med kamståls länkar när de inte böjer sig jämfört med element med vajerlänkar.



Figur 11. Exempel på kamstålslänk (Ramboll, 2019).

5 Räknesätt

5.1 Microsoft – Excel

Microsoft Excel med kommer med i Microsoft Officepaketet. Microsoft Excel är ett program för kalkyl och datahantering (Microsoft, 2019). Med Microsoft Excel kan man lätt göra egna uträkningar som man enkelt kan göra ändringar i och kontrollera. Programmet kräver dock lite mera förhandsuppgifter om till exempel hur stora areor som väggarna belastas av och var de lasterna påverkar. I figur 12 syns ett exempel på en Excelberäkning.

Jens Söderholm, toimisto			RAMBOLL	
0	Rakennuksen jäykistys väliseinien avulla, yhteenvetotaulukko		Sivu	3.000
13.4.2019			Positio	000
Seinä Y1	Vaakakuorma F_d	Pystykuorma N_d	Momentti M_d	
	kN	kN	kNm	
7.kerros	17,8	120	511,5	
2 - 7.kerrokset				
/krs	17,8	174,0		
Yhteensä	106,6	1044,0	1726,3	
1.kerros	17,8	174,0	63,9	
yhteensä		1338,0	2301,7	
Seinä X1	Vaakakuorma F_d	Pystykuorma N_d	Momentti M_d	
	kN	kN	kNm	
7.kerros	4,4	166	125,7	
2 - 7.kerrokset				
/krs	4,4	275		
Yhteensä	26,2	1650	424,2	
1.kerros	4,4	275	15,7	
yhteensä		2091	565,7	
Seinä Y2	Vaakakuorma F_d	Pystykuorma N_d	Momentti M_d	
	kN	kN	kNm	
7.kerros	16,7	240	480,9	
2 - 7.kerrokset				
/krs	16,7	174		
Yhteensä	100,2	1044	1623,2	
1.kerros	16,7	174	60,1	
yhteensä		1458	2164,2	
Seinä X2	Vaakakuorma F_d	Pystykuorma N_d	Momentti M_d	
	kN	kN	kNm	
7.kerros	8,0	436	229,7	
2 - 7.kerrokset				
/krs	8,0	577		
Yhteensä	47,9	3462	775,2	
1.kerros	8,0	577	28,7	
yhteensä		4475	1033,6	
Seinä Y3	Vaakakuorma F_d	Pystykuorma N_d	Momentti M_d	
	kN	kN	kNm	
7.kerros	14,7	240,0	422,0	
2 - 7.kerrokset				
/krs	14,7	174,0		
Yhteensä	87,9	1044,0	1424,2	
1.kerros	14,7	174,0	52,7	
yhteensä		1458,0	1899,0	
Seinä X3	Vaakakuorma F_d	Pystykuorma N_d	Momentti M_d	
	kN	kN	kNm	
7.kerros	12,9	376	370,4	
2 - 7.kerrokset				
/krs	12,9	570,0		
Yhteensä	77,2	3420,0	1250,0	
1.kerros	12,9	570,0	46,3	
yhteensä		4366,0	1666,6	
Seinä Y4	Vaakakuorma F_d	Pystykuorma N_d	Momentti M_d	
	kN	kN	kNm	
7.kerros	43,4	214	1250,6	
2 - 7.kerrokset				
/krs	43,4	275,0		
Yhteensä	260,5	1650,0	4220,7	
1.kerros	43,4	275,0	156,3	
yhteensä		2139,0	5627,6	
Seinä X4	Vaakakuorma F_d	Pystykuorma N_d	Momentti M_d	
	kN	kN	kNm	
7.kerros	0,0	0	0,0	
2 - 7.kerrokset				
/krs	0,0	0,0		
Yhteensä	0,0	0,0	0,0	
1.kerros	0,0	0,0	0,0	
yhteensä		0	0,0	

Figur 12. Utdrag ur Excel beräkningen på liggande- och stående krafter samt moment (Jens Söderholm, 2019).

5.2 Rhinoceros 5

Rhinoceros är ett modelleringsprogram som t.ex. används som en tilläggsdel för Grasshopper, som är ett algoritmiskt modelleringsprogram. Till Rhinoceros kan man också köpa tilläggsdelar om man vill modellera fritt. I detta slutarbete har endast programmet Rhinoceros använts, samt en skilt kodad del för att göra enkla stabilitetsuträkningar. Den skilt kodade delen är lite som en modern handberäkning. Modellen av byggnaden görs i 2D och programmet räknar ut moment, krafter i X-och Y-led samt vridningen både utritad som man kan se i figur 13 och i siffror.

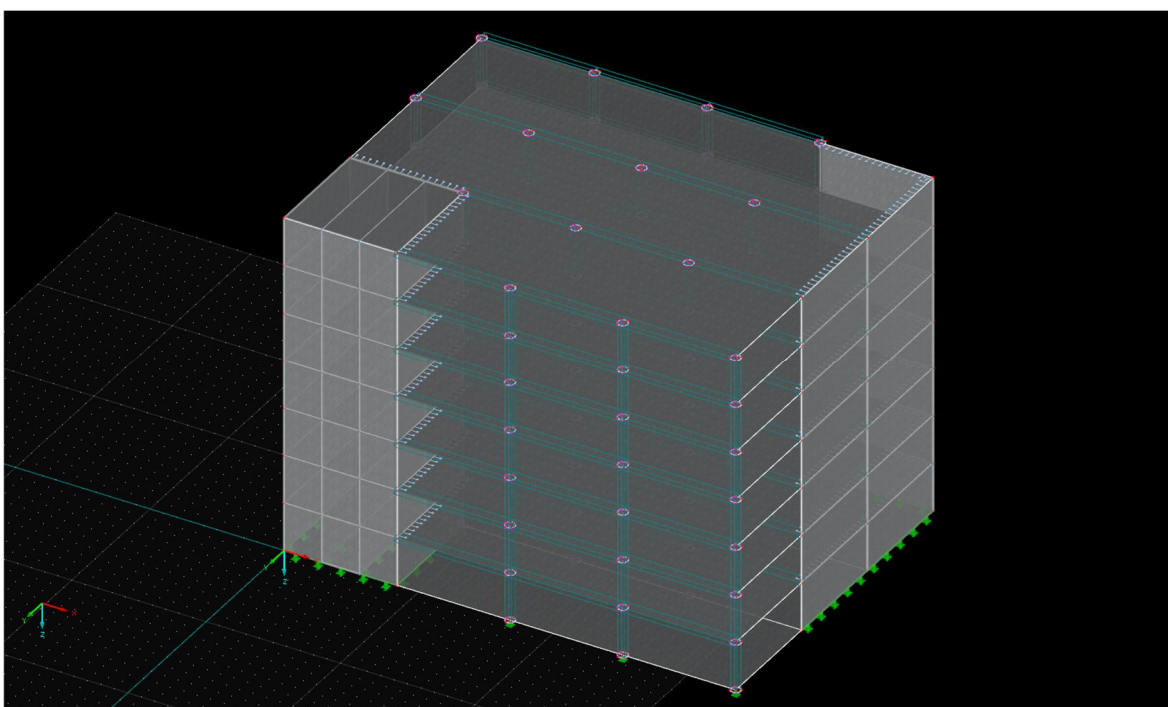


Figur 13. Modelleringsbottnet av programmet Rhinoceros (Jens Söderholm, 2019).

5.3 Dlubal Software - RFEM

Dlubal Software är grundat av diplomingenjören Georg Dlubal i Tyskland 1987 och RFEM är ett av Dlubal Softwares program. RFEM är ett konstruktions analyseringsprogram som används för att analysera 2D eller 3D modeller i stål-, betong- och träkonstruktioner mm. Programmet ger bland annat ut deformationer, stödkrafter och inre krafter. Dlubal Softwares program används av över 6000 företag i 71 olika länder. Företaget har ca. 200 anställda i sju länder (Dlubal Software, 2019).

I figur 14 syns en stavmodell modellerad i RFEM, i modellen är bara de väsentliga delarna modellerade så som pelare, balkar, bjälklagen samt de strävande- och bärande väggarna.



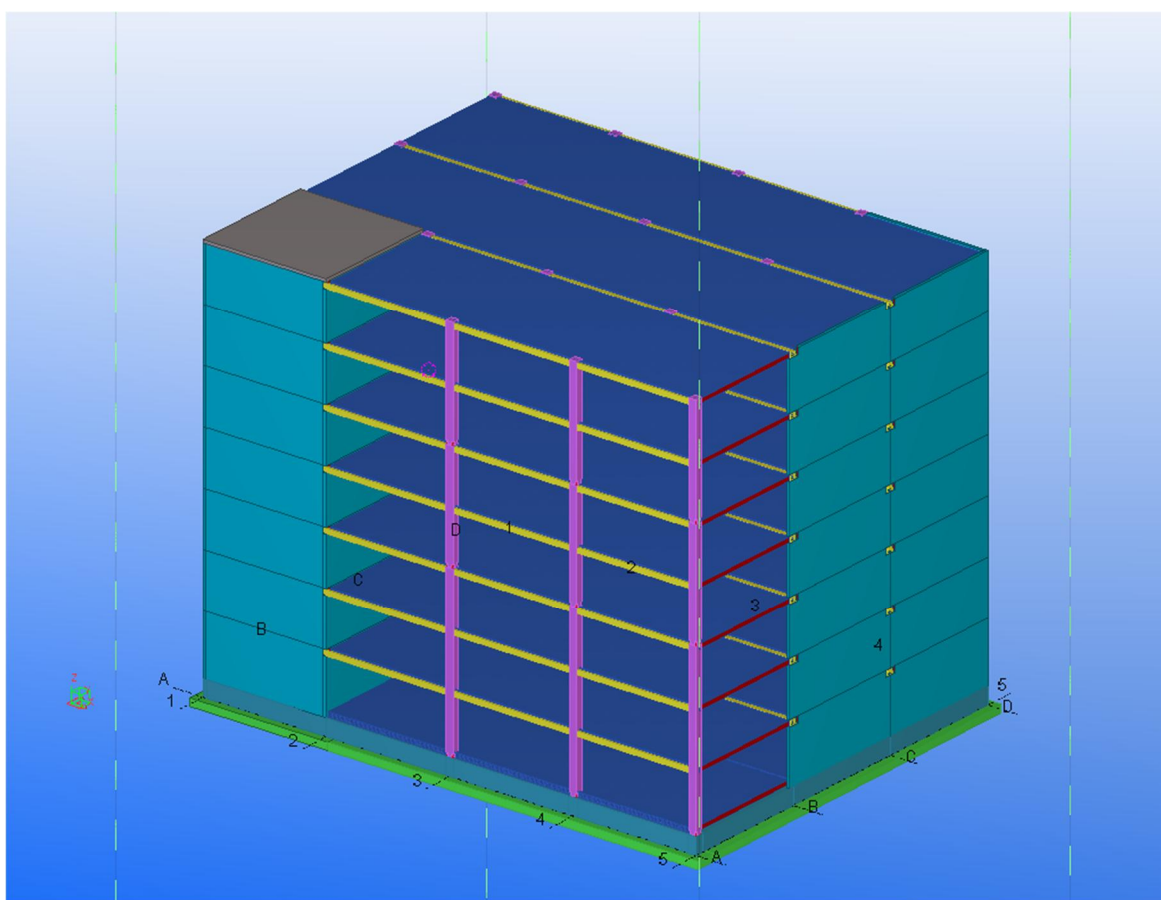
Figur 14. Byggnaden modellerad i RFEM (Jens Söderholm, 2019).

6 Objektet

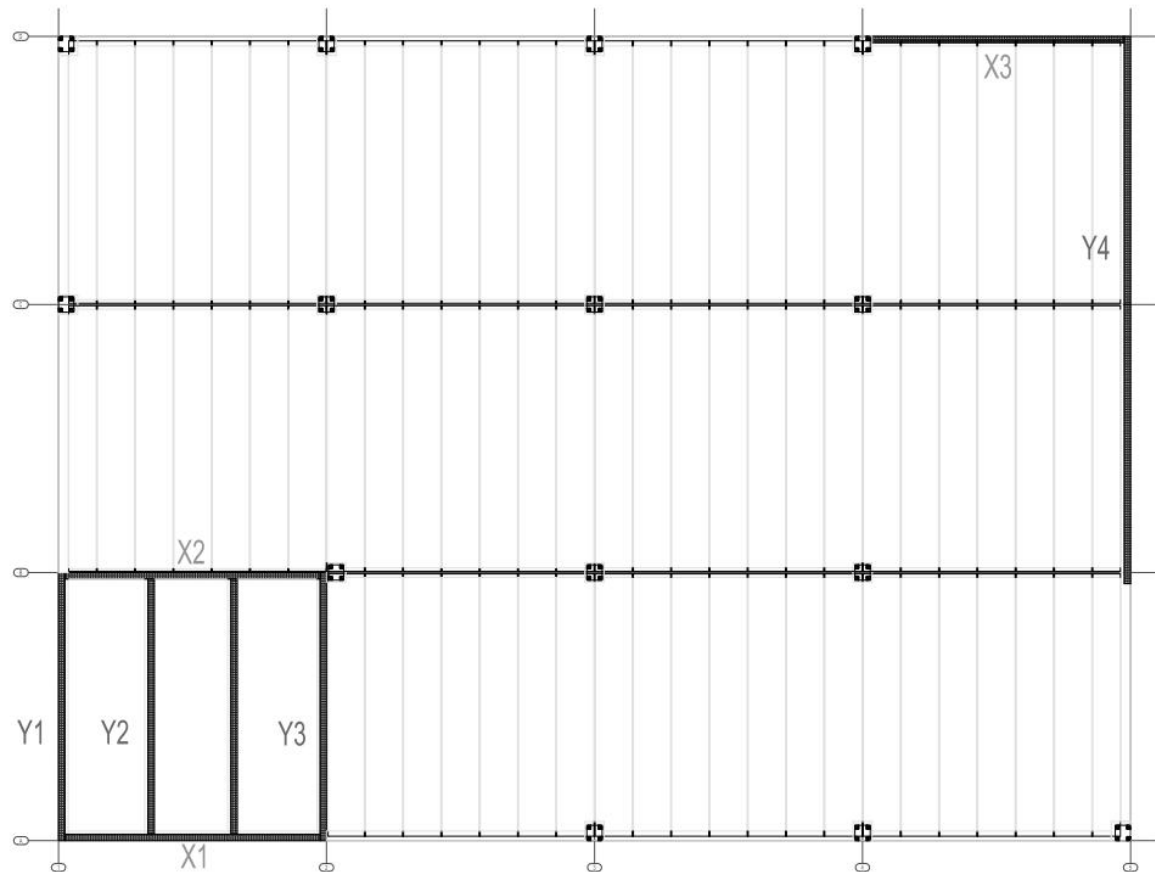
Objektet som skall beräknas på är en påhittad kontorsbyggnad. Byggnaden är sju våningar hög plus tak, som är det åttonde planet som syns i figur 15. Våningshöjden är 3,6m och byggnadens totala höjd är 26,7m. Kontorsbyggnaden är 33,6 meter bred och 25,2 meter djup vilket ger en våningsyta på ca 847 kvadratmeter. Byggnadens bärande stomme är en pelare-balk-konstruktion med hålbjälklag som mellanbjälklag.

Pelarna är 480x480 mm betongpelare och balkarna är Delta balkar som är fastsatta med PCs-konsoler. Bjälklaget är 320 mm höga hålbjälklagsplattor. Utanpå hålbjälklagsplattorna gjuts ett 80mm tjockt skikt med betong.

I byggnadens nedre vänstra hörn finns det ett stort schakt där det finns tre hissar och ett trapphus. I byggnadens högra övre hörn byggs det förstyvande väggar både på byggnadens långsida och gavel. Väggarna i både schaktet och de enskilda väggarna är 200 mm tjocka betongelement.

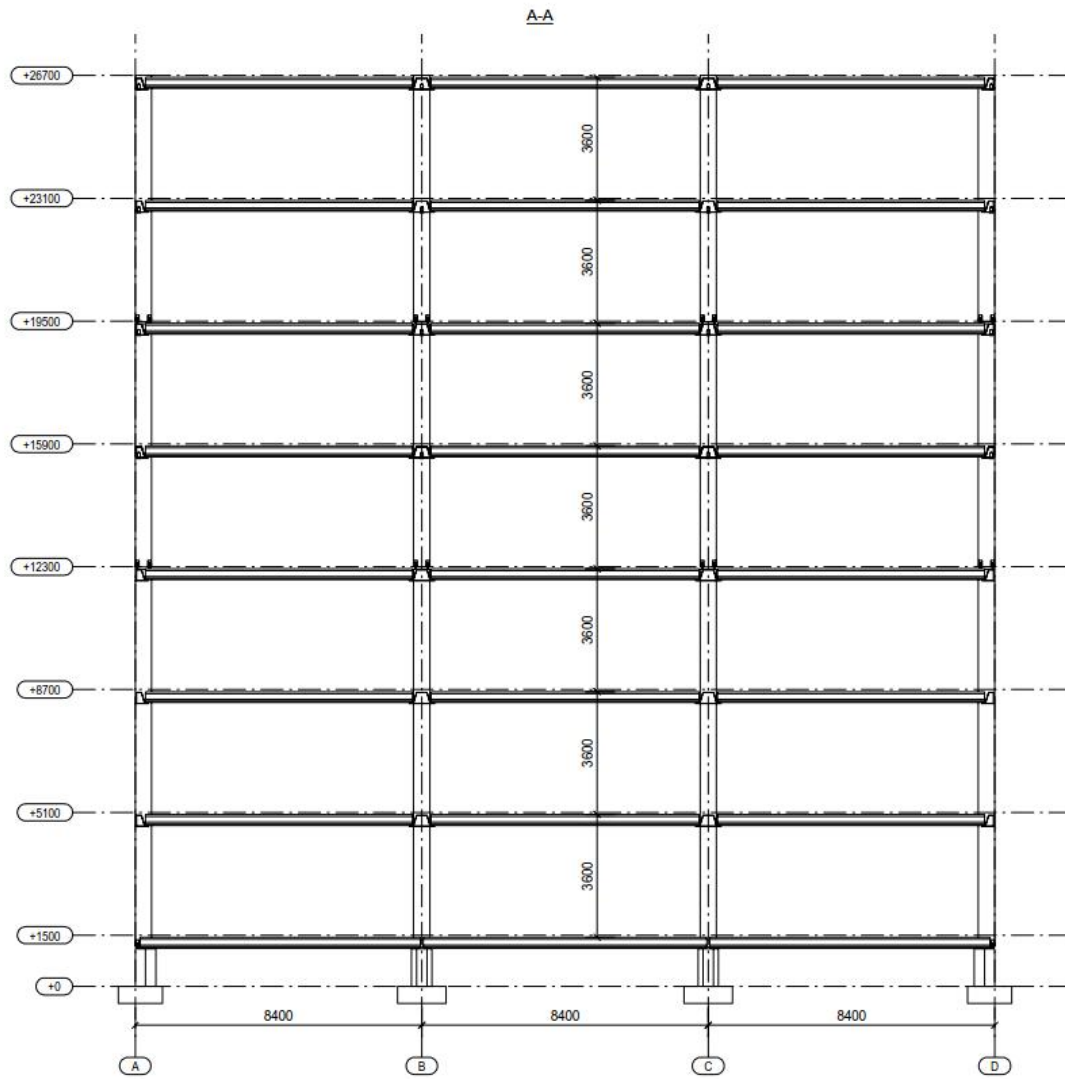


Figur 15. På bilden ser man hur kontorsbyggnaden är uppbyggd. Bilden är tagen ur Tekla (Jens Söderholm, 2019).



Figur 16. Planritning på byggnadens andra våning (Jens Söderholm, 2019).

I figur 16 kan man se schaktet för hissarna och trapphuset ner till vänster och uppe till höger de strävande väggarna. Hålbjälklagen är placerade tvärs över byggnaden och Delta-balkarna längs med byggnaden. Planets area är 847m^2 . Planet är uppdelat med moduler i 12 olika rutor var av en ruta är trapphuset och hisschaktet.

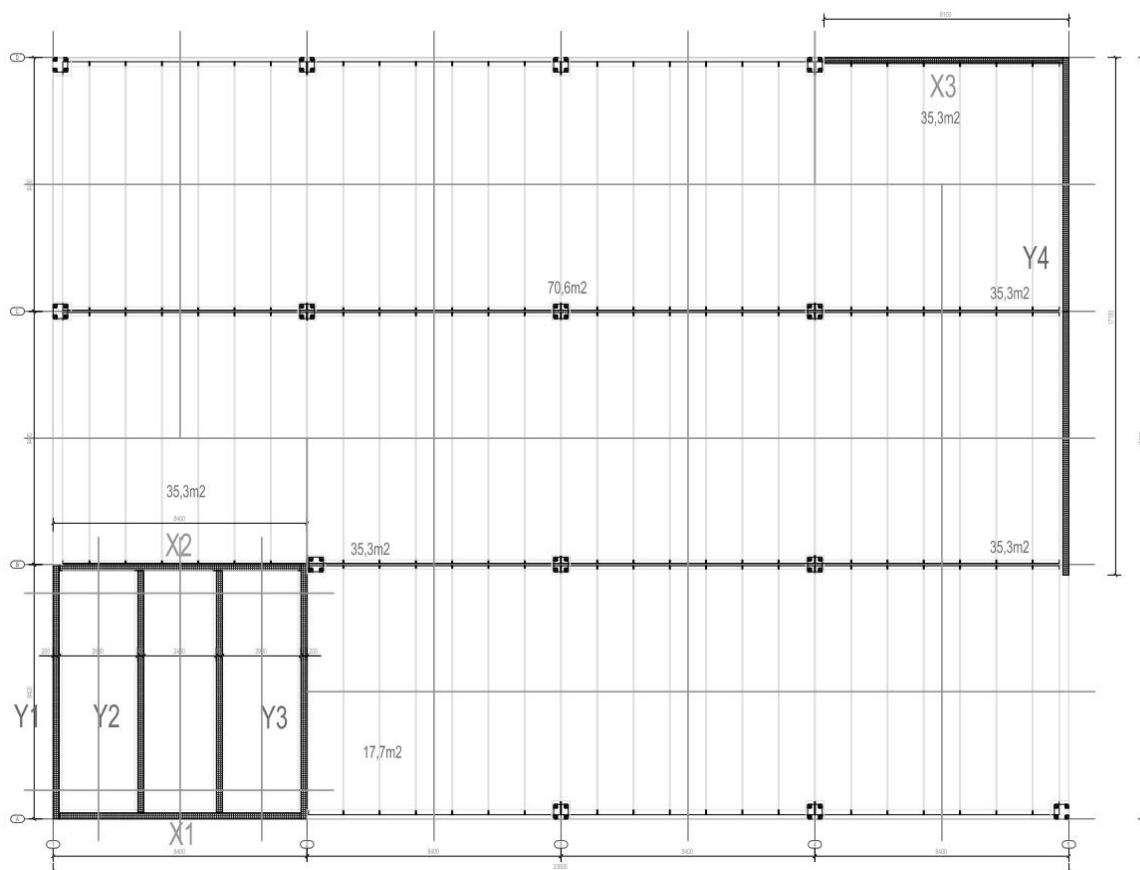


Figur 17. Skärning av kontorsbyggnaden (Jens Söderholm, 2019).

I figur 17 syns våningshöjden för varje våning och vid vilken våning pelarna är skarvade, vid +12.300 och vid +19.500. Även våningshöjden synns i skärningen i figur 17.

6.1 Förberedelse

Först diskuterades det med handledaren hurdan byggnad som skulle undersökas. Sedan gjordes det upp en skiss som användes till att göra en 3D modell i Tekla Structures. Efter att det modellerats en modell i Tekla så var det mycket lättare att få en helhetsbild av byggnaden och sedan på ett lättare sätt få reda på mängder och storlekar. Med hjälp av modellen gick det lätt att få ut planritningar och olika skärningar på byggnaden som sedan användes för att ta reda på vilka krafter som tas upp av vilka väggar och pelare för handberäkningarna.



Figur 18. I figuren är byggnadens laster är uppdelade (Jens Söderholm, 2019).

Figur 18 visar att vägg Y4 tar upp laster från halva balken på modullinje C mellan modullinje 4 och 5 samt att halva balken belastas av ett $35,3\text{m}^2$ stort område. Väggen tar även upp lasten från halva balken på modullinje B mellan modullinje 4 och 5. Vägg X3 tar upp laster från hålbjälklagen som stöder sig på den strävande väggens konsol. Det området är också $35,3\text{m}^2$ stort. Vägg Y1, Y2 och X1 tar bara upp laster från det strävande schaktet. Vägg X2 och Y3 tar igen upp laster både från schaktet och från en del av bjälklaget.

Tabell 4. I tabellen finns det vikter och mängder per byggnadsdel i den lodräta riktningen (Jens Söderholm, 2019).

	kN/enhet		enhet/vån.		kN/vån.	
Snölast (q)	2,5	kN/m ²	847	m ²	2117,5	kN
Variabel last (q)	3	kN/m ²	847	m ²	2541	kN
Jämningsgjuning 80mm	2	kN/m ²	776	m ²	1552	kN
Hålbjälklag P32	4	kN/m ²	776	m ²	3104	kN
Deltabalk D32-500	1,2	kN/m	58,8	m	70,56	kN
Deltabalk DR32-500	0,7	kN/m	50,4	m	35,28	kN
Pelare 480x480	5,8	kN/m	50,5	m	292,9	kN
Väggelement 200mm	18	kN/m	75,5	m	1359	kN

I tabell 4 ser man hur stora ytor det finns per våning och hur mycket de olika konstruktionerna väger. Denna information användes sedan för att fylla i Microsoft Excel filen där normal- och skjuvkraft och moment räknades ut för varje vägg. Även en viss del användes också för att modellera in lasterna i RFEM och Rhinoceros.

7 Beräkning

Detta kapitel behandlar vad de tre olika räknesätten och handberäkningen kom till för krafter. Beräkningarna görs med Microsoft Excel, Rhinoceros, RFEM och Mathcad.

7.1 Beräkning med Excel botten

Handberäkningen gjordes med ett Excel program där man fick ut skjuv och moment samt vridpunkten och momentet runt punkten. Beräkningarna baserar sig på Eurokoderna. Figur 19 och figur 20 visar var man fyllde i informationen om byggnaden. Hela beräkningen syns i bilaga 1.

	Juokseva nro	1		Kerros N:o	7
	Sivumitta ax :	33,6	m		
	Sivumitta by :	25,2	m		
Kuormitukset:					
Tuulikuorma:	varmuuskerroin	1			
	Muotokerroin	0,85			
	Tuulikuorma	0,9	kN/m ²		
	Tuulikuorman suunta:	Y			
	Kerroskorkeus	3,6	m		
	Mitta x _{F1,tuuli} :	0	m		
	Mitta x _{F2,tuuli} :	0	m		
	Mitta y _{F1,tuuli} :	0	m		
	Mitta y _{F2,tuuli} :	0	m		
Tuulikuorman resultantit:					
	F _{xtuuli}	0,0	kN		
	y _{Fxtuuli}	12,60	m		
	F _{ytuuli}	92,5	kN		
	x _{Fytuuli}	16,80	m		
Lisävaakavoimat:					
	Pystykuorma N _k	8,0	kN/m ²		

Figur 19. Informationen om byggnaden fylldes i på det här stället i programmet (Jens Söderholm, 2019).

Sedan fylldes det i väggarnas storlekar och placering från origo som är nere i vänstra hörnet. I figur 20 ser man t.ex. att vägg Y4 är 17,15 meter lång, 0,2 meter tjock och är 33,5 meter från origo.

SEINÄT SUUNNASSA Y:		Seinä Y1	Seinä Y2	Seinä Y3	Seinä Y4
	Pituus y [m]:	8,4	8,4	8,4	17,15
	Paksuus [m]:	0,2	0,2	0,2	0,2
	Etäisyys origosta x' [m]:	0,1	2,9	8,3	33,5

Figur 20. Här fylldes informationen om väggarna (Jens Söderholm, 2019).

I tabell 5 är svaren samlade från Excelberäkningens resultatflik och fliken sida syns i figur 20.

Tabell 5. Den vågräta lasten och momentet ihopsamlade (Jens Söderholm, 2019).

Excel	Skjuv (kN)	Moment (kNm)
X1	30,8	440
X2	56,0	803
X3	90,3	1296
Y1	124,6	1790
Y2	116,9	1683
Y3	102,9	1477
Y4	303,8	4377

Är skjuvkraften mindre än 10% av de lodräta lasterna så behöver man inte lägga dit tappar för att ta upp skjuvkraften. Som man kan se i Excel uträkningen från figur 21 så är skjuvkraften ca 8% av de lodräta lasterna så i teorin skulle det inte behövas några tappar för att ta upp skjuvkraften.

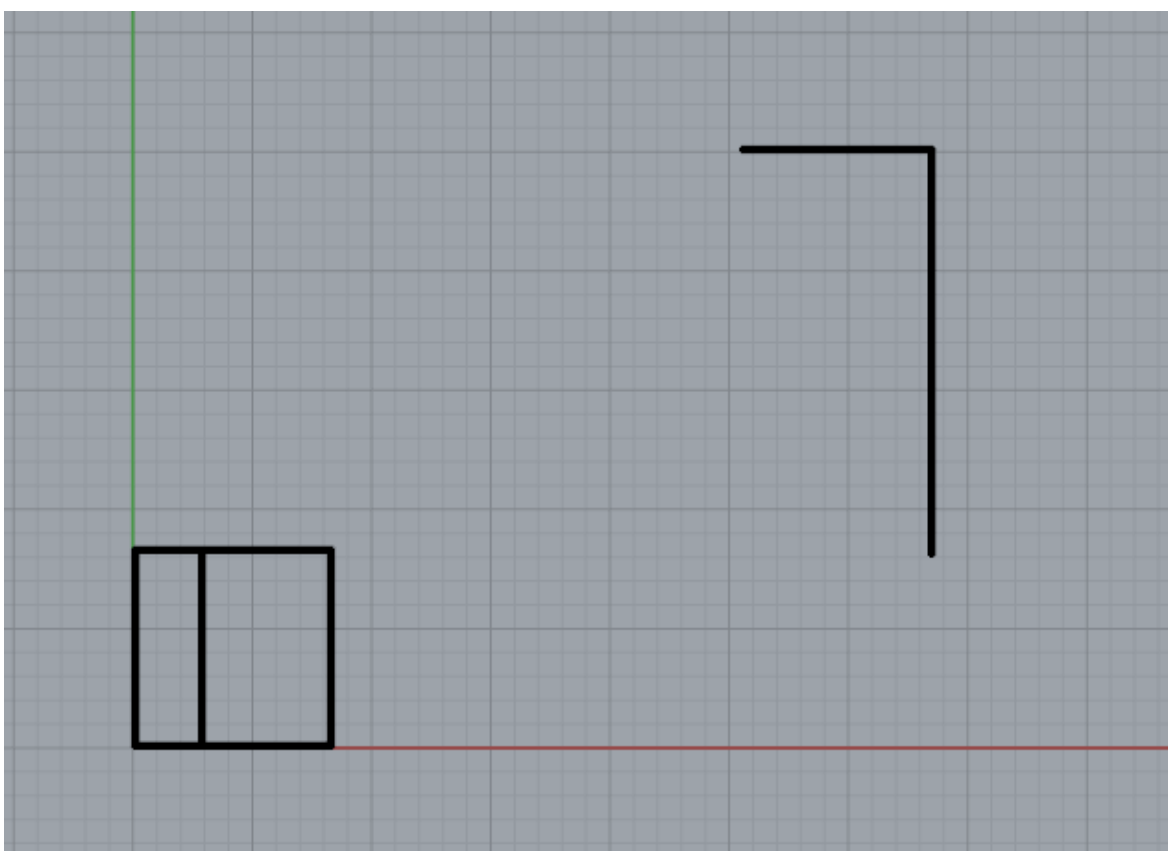
Jens Söderholm, toimisto			RAMBOLL	
0	Rakennuksen jäykistys väliseinien avulla, yhteenvetotaulukko		Sivu	3.000
20.4.2019			Positio	000
Seinä Y1	Vaakakuorma F_d	Pystykuorma N_d	Momentti M_d	
	kN	kN	kNm	
	7.kerros			
	17,8	120	447,6	
	2 - 6.kerrokset			
/krs	17,8	174,0		
Yhteensä	88,8	870,0	1278,7	
	1.kerros			
	17,8	174,0	63,9	
	yhteensä	1164,0	1790,2	
Seinä Y2	Vaakakuorma F_d	Pystykuorma N_d	Momentti M_d	
	kN	kN	kNm	
	7.kerros			
	16,7	240	420,8	
	2 - 6.kerrokset			
/krs	16,7	174		
Yhteensä	83,5	870	1202,3	
	1.kerros			
	16,7	174	60,1	
	yhteensä	1284	1683,3	
Seinä Y3	Vaakakuorma F_d	Pystykuorma N_d	Momentti M_d	
	kN	kN	kNm	
	7.kerros			
	14,7	240,0	369,2	
	2 - 6.kerrokset			
/krs	14,7	174,0		
Yhteensä	73,3	870,0	1055,0	
	1.kerros			
	14,7	174,0	52,7	
	yhteensä	1284,0	1477,0	
Seinä Y4	Vaakakuorma F_d	Pystykuorma N_d	Momentti M_d	
	kN	kN	kNm	
	7.kerros			
	43,4	214	1094,2	
	2 - 6.kerrokset			
/krs	43,4	275,0		
Yhteensä	217,1	1375,0	3126,4	
	1.kerros			
	43,4	275,0	156,3	
	yhteensä	1864,0	4377,0	
Seinä X1	Vaakakuorma F_d	Pystykuorma N_d	Momentti M_d	
	kN	kN	kNm	
	7.kerros			
	4,4	166	110,0	
	2 - 6.kerrokset			
/krs	4,4	275		
Yhteensä	21,8	1375	314,3	
	1.kerros			
	4,4	275	15,7	
	yhteensä	1816	440,0	
Seinä X2	Vaakakuorma F_d	Pystykuorma N_d	Momentti M_d	
	kN	kN	kNm	
	7.kerros			
	8,0	436	201,0	
	2 - 6.kerrokset			
/krs	8,0	577		
Yhteensä	39,9	2885	574,2	
	1.kerros			
	8,0	577	28,7	
	yhteensä	3898	803,9	
Seinä X3	Vaakakuorma F_d	Pystykuorma N_d	Momentti M_d	
	kN	kN	kNm	
	7.kerros			
	12,9	376	324,1	
	2 - 6.kerrokset			
/krs	12,9	570,0		
Yhteensä	64,3	2850,0	925,9	
	1.kerros			
	12,9	570,0	46,3	
	yhteensä	3796,0	1296,3	
Seinä X4	Vaakakuorma F_d	Pystykuorma N_d	Momentti M_d	
	kN	kN	kNm	
	7.kerros			
	0,0	0	0,0	
	2 - 6.kerrokset			
/krs	0,0	0,0		
Yhteensä	0,0	0,0	0,0	
	1.kerros			
	0,0	0,0	0,0	
	yhteensä	0	0,0	

Figur 21. Utdrag från Excelprogrammets resultat (Jens Söderholm, 2019).

7.2 Beräkning med Rhinoceros

Räkneavdelningen på Ramboll Finland Oy framförde ett önskemål att det också skulle göras en beräkning med Rhinoceros, för att även göra en jämförelse med detta program. Jag valde att ta med denna jämförelse i detta slutarbete för att få en jämförelse till. Det kräver inte så mycket tid för att få en enkel uträkning i Rhinoceros. Rhinoceros är också baserat på Eurokoderna, precis som Excel programmet.

Först modellerades de strävande väggarna ut i 2D som syns i figur 22. Efter det fylldes all behövlig information om byggnaden och de påverkande krafterna i som man kan se i figur 23. Till höger i figur 23 räknade programmet ut krafterna och momentet i roten av väggen.



Figur 22. 2D modellen av de strävande väggarna i byggnaden (Jens Söderholm, 2019).

Select shear walls: 7 shear walls are selected.

Module of Elasticity: 32 GPa Select the origin of coordinate system (in meter):

Maximum height of building: 26 m X: 0 Y: 0

Insert number of floors: 7

Level	Loading-X (kN)	Loading-Y (kN)	Resultant X (m)	Resultant Y (m)	Height Z (m)
1	0	109	16,8	12,6	1,8
2	0	109	16,8	12,6	5,4
3	0	109	16,8	12,6	9
4	0	109	16,8	12,6	12,6
5	0	109	16,8	12,6	16,2
6	0	109	16,8	12,6	19,8
7	0	109	16,8	12,6	23,4

Shear wall number	Fx-support reaction (kN)	Fy-support reaction (kN)	Mx-support reaction (kNm)	My-support reaction (kNm)	Selfweight (kN)	Minimum Stress (MPa)	Maximum Stress (MPa)
1	-37,56	-0,03	-0,38	-473,27	0	-0,235	0,235
2	-0,02	-367,14	-4626	-0,26	0	-0,474	0,474
3	0,01	-121,86	-1535,45	0,15	0	-0,723	0,723
4	30,11	-0,07	-0,93	379,36	0	-0,195	0,195
5	7,44	-0,07	-0,93	93,72	0	-0,061	0,061
6	0,01	-123,79	-1559,73	0,16	0	-0,666	0,666
7	0,01	-150,03	-1890,38	0,16	0	-0,807	0,807

Maximum translation: mm, 44 mm

Maximum rotation: -.02 mrad

Center of stiffness: 26,02,10,99 m

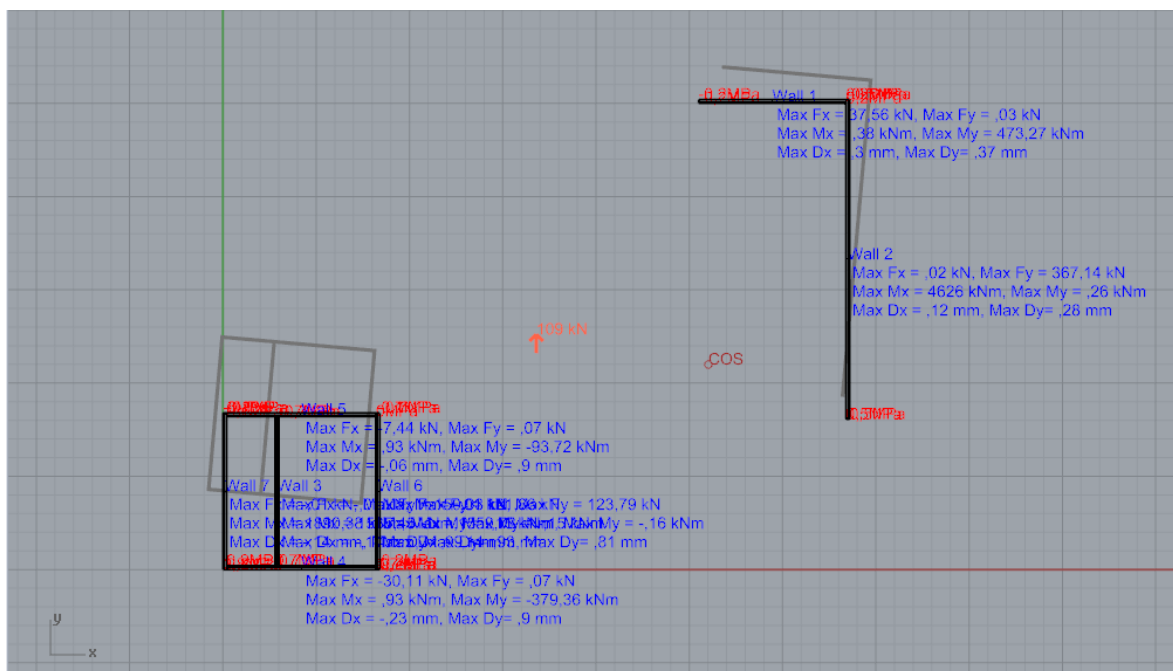
Set a point to check displacement of the selected location (in meter):
X: 0 Y: 0 1,01 mm

Scaling deformation: 4215

Calculate

Figur 23. Informationen fylldes i detta fönster (Jens Söderholm, 2019).

I figuren 24 nedan ser man krafterna utskrivna för varje vägg och byggnadens vridningspunkt är också utritad med benämningen COS. Även hur byggnaden vrider sig är utritat i programmen automatiskt. Byggnaden vridningspunkt syns även i figur 24.



Figur 24. Krafterna utskrivet för varje vägg skilt på modelleringsrutan (Jens Söderholm, 2019).

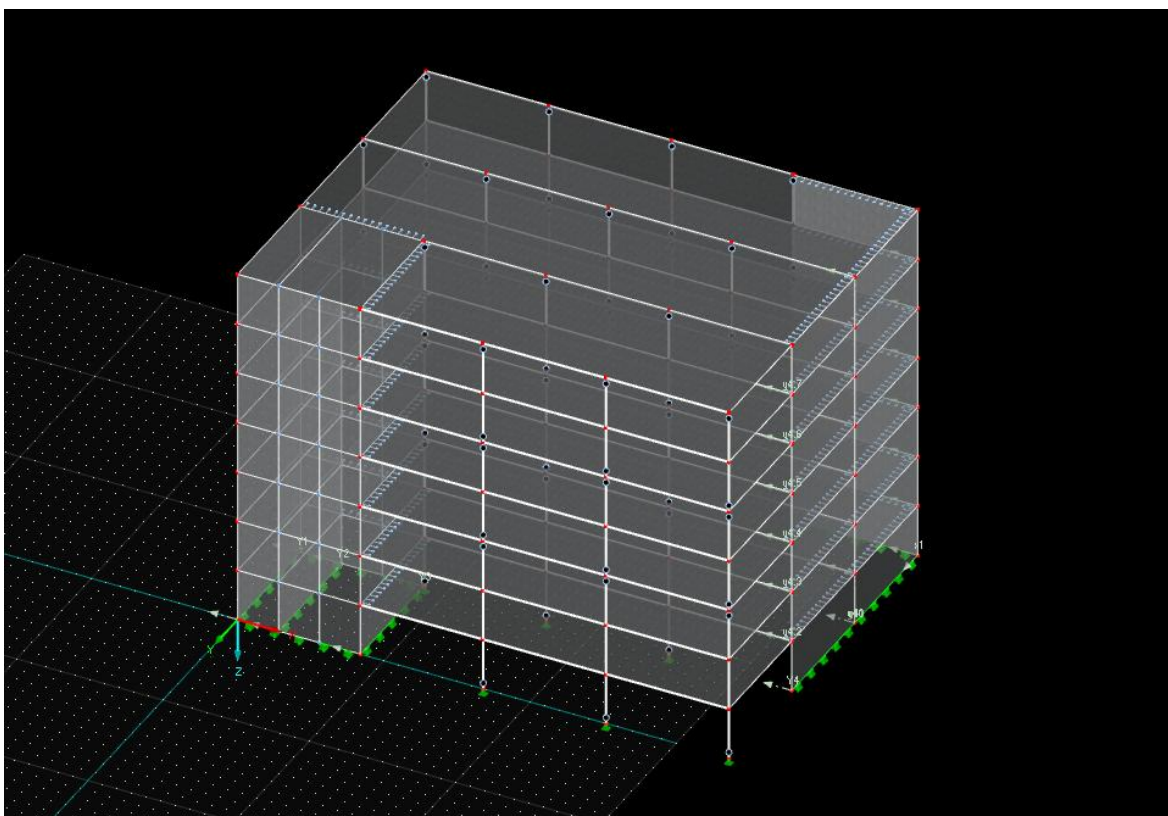
I tabell 6 är både skjuvkrafterna och momentet ihopsamlat till samma tabell för att göra jämförelsen enklare.

Tabell 6. Den vågräta lasten och momentet uppdelad per vägg (Jens Söderholm, 2019).

Rhino	Skjuv (kN)	Moment (kNm)
X1	7,5	94
X2	30,1	379
X3	37,6	473
Y1	150,1	1890
Y2	121,9	1535
Y3	123,8	1560
Y4	367,2	4626

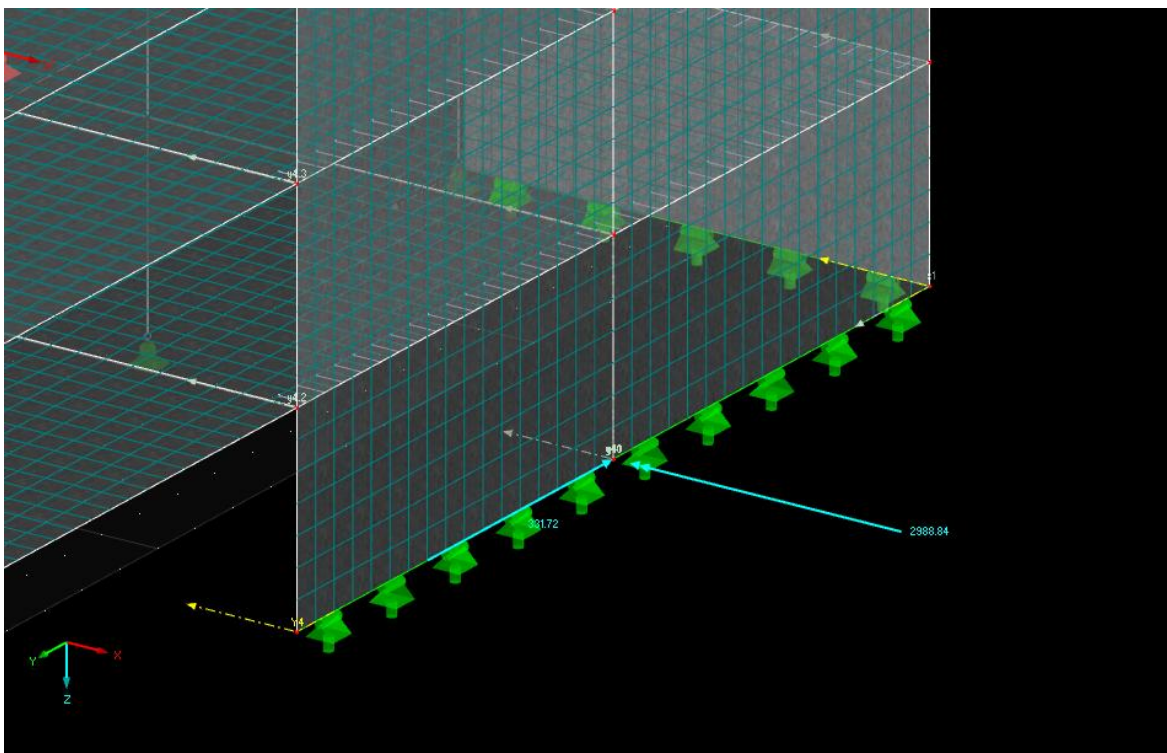
7.3 Beräkning med RFEM

Byggnaden modellerades i RFEM som en stavmodell, där det bara modellerades de bärande och vågräta konstruktionerna. Sedan sattes det ut stöd under de lodräta bärande konstruktionerna och frigjorde de ställen som inte skall stöda på de bärande konstruktionerna, t.ex. hålbjälklagsplattans långsida mot gavelväggen. De ställen som är frigjorda syns som små ljusblå pilar i figur 25. Hålbjälklagsplattorna är även frigjorda från moment där de stöder på väggarna för att undvika felaktiga resultat. Till sist sattes lasterna ut på bjälklaget och vind lasten på väggarna.



Figur 25. Stavmodellen modellerad med stödpunkter (Jens Söderholm, 2019).

I figur 26 ser man pilarna för skjuvkraften 331.7 kN i Y-riktningen och momentet 2989 kNm runt pilen i X-riktningen i nedre delen av vägg Y4. Sedan kollades krafterna för alla väggar och samlades ihop i tabell 7.



Figur 26. Skjuvkraften och momentet i nedre kanten av vägg Y4 (Jens Söderholm, 2019).

Tabell 7. Den vågräta lasten och momentet uppdelad per vägg (Jens Söderholm, 2019).

RFEM	Skjuv (kN)	Moment (kNm)
X1	3	10
X2	6,2	46
X3	12,6	324
Y1	105,1	649
Y2	143,4	574
Y3	178,6	678
Y4	331,7	2989

7.4 Beräkning för hand

Beräkningen som gjordes för hand på Mathcad baserar sig på Korkeamäki, 2018 undervisningsmaterial. Vindlasten räknades för varje våning och gjorde sedan en enkel beräkning på momentet för väggarna i Y-ledet som syns i figur 27.

$$\begin{aligned}
 q_{k,tuuli} &:= 109\text{kN} && \text{vindlast för varje våning} \\
 M_{d,Y1} &:= q_{k,tuuli} \cdot 0.19 \cdot (25.2\text{m} + 22.6\text{m} + 18\text{m} + 14.4\text{m} + 10.8\text{m} + 7.2\text{m} + 3.6\text{m}) = 2108.3\text{kN}\cdot\text{m} \\
 M_{d,Y2} &:= q_{k,tuuli} \cdot 0.18 \cdot (25.2\text{m} + 22.6\text{m} + 18\text{m} + 14.4\text{m} + 10.8\text{m} + 7.2\text{m} + 3.6\text{m}) = 1997.3\text{kN}\cdot\text{m} \\
 M_{d,Y3} &:= q_{k,tuuli} \cdot 0.16 \cdot (25.2\text{m} + 22.6\text{m} + 18\text{m} + 14.4\text{m} + 10.8\text{m} + 7.2\text{m} + 3.6\text{m}) = 1775.4\text{kN}\cdot\text{m} \\
 M_{d,Y4} &:= q_{k,tuuli} \cdot 0.47 \cdot (25.2\text{m} + 22.6\text{m} + 18\text{m} + 14.4\text{m} + 10.8\text{m} + 7.2\text{m} + 3.6\text{m}) = 5215.2\text{kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

Figur 27. Uträkningen som gjordes i Mathcad (Jens Söderholm, 2019).

Väggarnas uppdelning i procent är tagen från Excel-uträkningen. Det räknades bara momentet i Y-led för att det är de väggarna som tar upp kraften från vindlasten i det led som de övriga uträkningarna är gjorda i. Det var inte relevant att räkna skjuvkraften i Y-led för att en stor del av uträkningarna skulle vara baserade på Excel-uträkningarna.

8 Jämförelse av räknesätten

I detta kapitel behandlas jämförelserna av de tre olika räknesätten som gjordes i förra kapitlet. Det gjordes en tabell för att lättare kunna jämföra de tre sätten med varandra. Beräkningarna är gjorda på enbart vind lasten för att beräkningsprogrammet Excel och Rhinoceros inte kunde ta egenvikter och variabelaster i beaktande, där igen RFEM kan ta andra laster i beaktande.

Enligt tabell 8. var Excel programmet och Rhinoceros ganska nära varandra om man kollar på momentet på väggarna i Y-led och RFEM hade ca 30 % mindre moment än de två andra resultaten. Handberäkningarna gav lite större moment än de övriga räknesätten. I X-led hade igen Rhinoceros och RFEM nästan samma moment medan Excel hade över 50% större moment.

Enligt tabell 8 fanns det i inte större kast mellan räknesätten av skjuvkrafterna i Y-led. I X-led hade Excel de största krafterna och RFEM de minsta krafterna och Rhinoceros var ganska mitt i mellan Excel och RFEM.

Tabell 8. Jämförelse av den vågräta lasten och momentet mellan de tre programmen och handberäkningen (Jens Söderholm, 2019).

Skjuv kN				Moment kNm				
	Excel	Rhino	RFEM		Excel	Rhino	RFEM	Hand
X1	30,8	7,5	3,0	X1	440	94	10	
X2	56,0	30,1	6,2	X2	803	379	46	
X3	90,3	37,6	12,6	X3	1296	473	324	
Y1	124,6	150,1	105,1	Y1	1790	1890	649	2108
Y2	116,9	121,9	143,4	Y2	1683	1535	574	1997
Y3	102,9	123,8	178,6	Y3	1477	1560	678	1775
Y4	303,8	367,2	331,7	Y4	4377	4626	2989	5215

En jämförelse av vridningspunkten på byggnaden samt momentet som uppstod runt vridningspunkten gjordes också. I tabell 9 kan man se var programmen har placerat vridningspunkten och hur stort moment det blev runt den punkten.

Tabell 9. Byggnadens vridpunkt samt moment runt vridpunkten (Jens Söderholm, 2019).

Vrid- punkten	Excel	Rhino	RFEM
x (m)	25,8	26,0	14,9
y (m)	11,1	11,0	10,9
M (kNm)	-867		-1676

På Excel gjordes en uträkning för att få en bättre uppfattning hur stor skillnad det är mellan de olika räknesätten. Uträkningen är beräknad med noll osymmetri och med betong med en tryckhållfasthet på 30 MPa. I tabell 10 kan man se att beräkningarna för de olika räknesätten varierar lite och när de delades med vad en tapp håller så blev resultaten att enligt Excel behövs det tre tappar, enligt Rhinoceros skall det vara fyra tappar och med RFEM som har den största skjuvkraften bör det läggas fem tappar i fogen för att uppta skjuvkraften.

Tabell 10. Stycken tappar för vägg Y3 (Jens Söderholm, 2019).

	Excel	Rhino	RFEM
Vägg Y3 (skjuv, kN)	102,9	123,8	178,6
Tapp 20mm (kN)	35,8	35,8	35,8
Tappar/skjuv	2,87	3,46	4,99
Tappar (st)	3	4	5

Vid en (personlig kommunikation, 2019) med Ilkka Mikkola om skillnaderna på de olika räknesätten så nämnde han att det är mycket vanligt att RFEM har den största skjuvkraften. Han påpekade också om att vid beräkning med RFEM så blir det större skjuvkrafter om man lägger till egenvikter och variabelaster på bjälklagen.

Gjorde en liten beräkning med RFEM för att se hur stor skillnaden är mellan att man bara räknar med vind lasten och att man tillägger de övriga lasterna i beräkningen. Skillnaden mellan bara vind last och med de övriga blev ca 11% större vid beräkning med de övriga lasterna tillsatta. Det betyder att det skulle krävas ännu en tapp till i fogen för att klara av de laster som finns i fogen.

Enligt Ilkka Mikkola (personlig kommunikation, 2019) så skulle han inte planera elementen enligt resultaten av RFEM när han ser tabellen mellan de olika räknesätten. ”Förr har det gjorts beräkningar för hand och inget höghus har ännu rasat” nämnde Ilkka och sade sedan att han skulle gå enligt Excel beräkningarna, för friktionen mellan de olika elementen tar upp en stor del av skjuvkrafterna. Finns det bultar i elementen så tar också de automatiskt upp små skjuvkrafter fast man inte räknat med det och inte heller får räkna med det idag enligt tillverkarna för väggsorna.

RFEM är ett mycket invecklat program som kräver mycket kunskap om hur programmet fungerar, hur man använder det och hur resultaten kontrolleras. För att göra en 3D modell i RFEM så behöver man ha tillräcklig kunskap om programmet så att man kan göra modellen tillräckligt nära verklighet som möjligt. Den kodade tilläggsdelen i Rhinoceros som jag använde är mycket simpel att förstå men man får inte lika avancerade resultat som man får i

RFEM. Kräver även en hel del uträkningar av vindlasten samt höjder för varje våning från markytan som sedan fylls i programmet. Excel programmet kräver igen lite mera kunskap om Microsoft Excel och det behövs göras lite förhands beräkningar. Excel programmet ger ut mer resultat än Rhinoceros men mindre än RFEM, så man förstår programmet och resultaten med sedvanlig kunskap. Handberäkningen är mestadels baserad på uträkningarna från Excel, endast momentet är uträknat för hand.

Om man har en simpel byggnad så skulle jag inte göra någon större 3D räknemodell av byggnaden utan göra en Excel uträkning på byggnaden. Orsaken är att RFEM kräver mycket kunskap men ger också många svar medan Rhinoceros kanske inte ger alla de resultat som man behöver. Excel beräkningen ger de resultaten som behövs för att dimensionera byggnaden. Jag skulle kanske rekommendera att man kontrollerar beräkningarna med Rhinoceros för det gick så lätt att göra de beräkningarna.

9 Slutsats

Dimensionering av elementfogarna kräver en hel del beräkningar, varav stor del görs idag med något sorts program. Alla program gör sina beräkningar lite på olika sätt och ger därför lite olika resultat. För att kunna jämföra dessa olika beräkningar ingick enbart vindlasten i beräkningarna för att alla metoder inte tog i beaktande den lodräta lasten. Det betyder att den lodräta lasten inte framkommit i resultaten och därför gjordes det inte några jämförelser på hur mycket friktionen hade upptagit av skjuvkrafterna.

Syftet med detta examensarbete var att utreda hur stora skillnader det är mellan de olika räknesätten som det används idag. Att undersöka dessa i den påhittade byggnaden med tre olika räkneprogram och en handberäkning har gett en hel del erfarenhet i de olika programmen. Det var en utmaning att lära sig hur RFEM fungerade och hur man skulle se på resultaten när man aldrig använt programmet tidigare. Jag hade stort stöd från räkneavdelningen då jag gjorde mina uträkningar i Rhinoceros och RFEM.

Som fortsatta studier så kunde man fördjupa studierna runt beräkningarna i RFEM. Man kunde granska vad den lodräta massan har för påverkan i vågräta fogarna, när skjuvkrafterna i vågräta fogen steg med ca. 11%. Man kunde även göra djupare studier om vad det uppstår för olika krafter och var de uppstår i en enskild vägg.

Jag har kollat i Eurokoderna om hur elementfogarna fungerar samt i en motsvarande bok för elementbyggandet i Sverige som heter Stabilisering av byggnader. Jag har också tagit en hel del information från Elementtisuunnittelu.fi. Jag har även jämfört de olika tillverkarnas produkter med varandra och kommit till att de har nästan samma kapacitet med varandra.

Källförteckning

Anstar.fi, APK-C_Käyttöohje_2018.pdf. [online]

<https://www.anstar.fi/tuotteet/pultit-ja-kengat/> [hämtat: 29.4.2019]

Dlubal Software. RFEM - FEM Structural Analysis Software. [online]

<https://www.dlubal.com/en/products/rfem-fea-software/what-is-rfem> [hämtat: 3.1.2019].

Elementtisuunnittelu.fi. [online]

<http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/liitokset/liitosten-toiminta/voimien-siirto>

[15.11.2018].

Elementtisuunnittelu.fi. [online]

<http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/liitokset/liitosten-toiminta/liitosten-kuormat> [hämtat:

5.1.2019].

Elementtisuunnittelu.fi. [online]

<http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/rakennejarjestelmat/asuinrakennukset> [hämtat:

5.1.2019].

Elementtisuunnittelu.fi. [online]

<http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/rakennejarjestelmat/rakennuksen-jaykistys/jaykistysjarjestelmat> [hämtat: 11.1.2019].

Lorentsen, M., Petersson, T. & Sundquist, H., 1995. *Stabilisering av byggnader*. (6. uppl.) Stockholm: Institutionen för Byggkonstruktion Kungl Tekniska Högskolan.

Microsoft. *Microsoft Excel*. [online]

<https://products.office.com/fi-fi/excel> [hämtat: 19.4.2019].

Ramboll Finland Oy. 2019. *Internt dokument: Vaarnatapin mitoitus*. [20.2.2019]

Semtu.fi, VS-käyttöohje [online]

<https://www.semtu.fi/fi/tuotteet/raudoitustuotteet/vs-vaarnalennit> [hämtat: 29.4.2019]

SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsingfors 2015. Suomen standardoimisliitto SFS.

Suomen Betoniyhdistys ry. 2016. *Betoninormit 2016 by 65*. (2. uppl.) Helsingfors.

Suomen Betoniyhdistys ry. 2004. *Betonitekniikan oppikirja 2004 by 201*. (7. uppl.)
Helsingfors.

Korkeamäki T., 9.3.2018. *Undervisningsmaterial*. YAMK.

Peikko.fi [online]

<https://www.peikko.fi/tuotteet/tuote/pvl-vaijerilenkki/> [hämtat: 8.4.2019].

Peikko.fi, PVL®-vaijerilenkki, tekninen käyttöohje, 08/2016 (fi)PDF. [online]

<https://www.peikko.fi/tuotteet/tuote/pvl-vaijerilenkki/> [hämtat: 8.4.2019].

Peikko.fi, SUMO®-seinäkenkä, tekninen käyttöohje, 02/2015 (fi)PDF. [online]

<https://www.peikko.fi/tuotteet/tuote/sumo-seinakenka/> [hämtat: 13.4.2019].

Bildförteckning

Figur 2. *Peikko.fi*, SUMO®-seinäkenkä, tekninen käyttöohje, 02/2015 (fi)PDF, copyright Peikko Group. [online]

<https://www.peikko.fi/tuotteet/tuote/sumo-seinakenka/> [hämtat: 30.4.2019].

Figur 3. *Ramboll* [hämtat: 27.3.2019]

Figur 4. *Ramboll* [hämtat: 27.3.2019]

Figur 5. *Ramboll* [hämtat: 27.3.2019]

Figur 6. *Ramboll* [hämtat: 27.3.2019]

Figur 7. *Peikko.fi*, PVL®-vaijerilenkki copyright Peikko Group. [online]

<https://www.peikko.fi/tuotteet/tuote/pvl-vaijerilenkki/photos-and-videos/> [hämtat: 30.4.2019].

Figur 8. *Peikko.fi*, PVL®-vaijerilenkki copyright Peikko Group. [online]

<https://www.peikko.fi/tuotteet/tuote/pvl-vaijerilenkki/> [hämtat: 30.4.2019].

Figur 9. *Ramboll* [hämtat: 3.4.2019]

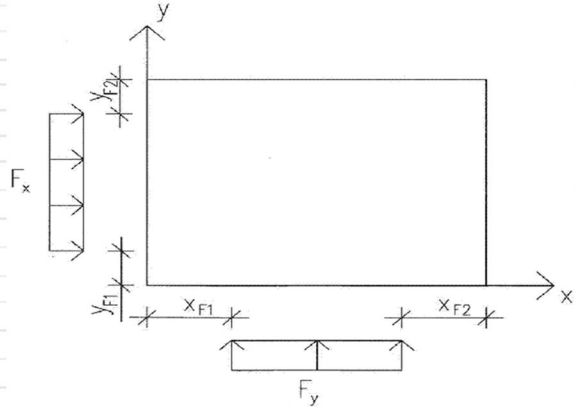
Figur 10. *Betoniteollisuus ry*, Elementtisuunnittelu, Vaijerilenkkiohje [online]

<http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/seinat> [hämtat:3.5.2019]

Figur 11. *Ramboll* [hämtat: 3.4.2019]

Bilaga 1: Beräkningssidan från Excel beräkningen.

Jens Söderholm, toimisto		RAMBOLL	
0	Rakennuksen jäykistys väliseinien avulla, 1.kerros	Sivu	3.001
20.4.2019		Positio	000
Kerros N:o 1			
Sivumitta a_x :		33,6	m
Sivumitta b_y :		25,2	m
Kuormitukset:			
Tuulikuorma:	varmuuskerroin	1	
	Muotokerroin	0,85	
	Tuulikuorma	0,9	kN/m ²
Tuulikuorman suunta:		Y	
	Kerroskorkeus	3,6	m
	Mitta $x_{F1,tuuli}$:	0	m
	Mitta $x_{F2,tuuli}$:	0	m
	Mitta $y_{F1,tuuli}$:	0	m
	Mitta $y_{F2,tuuli}$:	0	m
Tuulikuorman resultantit:			
	F_{xtuuli}	0,0	kN
	$y_{Fxtuuli}$	12,60	m
	F_{ytuuli}	92,5	kN
	$x_{Fytuuli}$	16,80	m
Lisävaakavoimat:			
	Pystykuorma N_k	10,6	kN/m ²
Viivakuormat			
		Lisävaakavoima 1	
	varmuuskerroin	1	
Lisävaakakuorma, suunta x :		1,0	kN/m
Lisävaakakuorma, suunta y :		0,0	kN/m
	Mitta $x_{F1,lisä}$:	0	m
	Mitta $x_{F2,lisä}$:	0	m
	Mitta $y_{F1,lisä}$:	0	m
	Mitta $y_{F2,lisä}$:	0	m
		Lisävaakavoima 2	
	varmuuskerroin	1	
Lisävaakakuorma, suunta x :		0,0	kN/m
Lisävaakakuorma, suunta y :		0,0	kN/m
	Mitta $x_{F1,lisä}$:	0	m
	Mitta $x_{F2,lisä}$:	0	m
	Mitta $y_{F1,lisä}$:	0	m
	Mitta $y_{F2,lisä}$:	0	m
Pistekuormat			
	varmuuskerroin	1	
Lisävaakakuorma F_x		0,0	kN
Lisävaakakuorma F_y		0,0	kN
		koordinaatit:	
	y_{Fxq}	0	m
	x_{Fyq}	0	m
Lisävaakavoimat yhteensä:			
	$F_{x,tot}$	25	kN
	$y_{Fx,tot}$	12,60	m
	$F_{y,tot}$	0	kN
	$x_{Fy,tot}$	#DIV/0!	m
Resultantit:			
Vaakakuorma F_{xd} :		25	kN
y_{Fxd}		12,60	m
Etäisyys kiertoakeskiöstä y_1 :		1,54	m
Momentti M_{Fxd} :		38,8	kNm
Vaakakuorma F_{yd} :		93	kN
x_{Fyd}		16,80	m
Etäisyys kiertoakeskiöstä x_1 :		-8,95	m
Momentti M_{Fyd} :		-828,2	kNm



SEINÄT SUUNNASSA Y:								
	Seinä Y1	Seinä Y2	Seinä Y3	Seinä Y4	Seinä Y5	Seinä Y6	Seinä Y7	Seinä Y8
Pituus y [m]:	8,4	8,4	8,4	17,15				
Leveys [m]:	0,2	0,2	0,2	0,2				
Etäisyys origosta x' [m]:	0,1	2,9	8,3	33,5				
Suhteellinen jäykkyys ky:	118,54	118,54	118,54	1008,84	0,00	0,00	0,00	0,00
Σky:	1364,5							
Kiertokeskiön etäisyys origosta x:	25,75	m		Suht. siirtymä vx=	0,076			
				vy=	0,068			
Laatasta kiertävä momentti M:	-867,0	kNm		Suht. kiertymä:	-0,003	(pos. vastapäivään)		
	Seinä Y1	Seinä Y2	Seinä Y3	Seinä Y4	Seinä Y5	Seinä Y6	Seinä Y7	Seinä Y8
Vaakakuormien osuus [kN]:	8,0	8,0	8,0	68,4	0,0	0,0	0,0	0,0
Momentin osuus [kN]:	9,7	8,7	6,6	-25,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Seinille tulevat vaakakuormat [kN]:	17,8	16,7	14,7	43,4	0,0	0,0	0,0	0,0
%:	19,2	18,0	15,8	46,9	0,0	0,0	0,0	0,0
SEINÄT SUUNNASSA X:								
	Seinä X1	Seinä X2	Seinä X3	Seinä X4	Seinä X5	Seinä X6	Seinä X7	Seinä X8
Pituus x [m]:	8,1	8,4	8,1					
Leveys [m]:	0,2	0,2	0,2					
Etäisyys origosta y' [m]:	0,1	8,3	25,1					
Suhteellinen jäykkyys kx:	106,29	118,54	106,29	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Σkx:	331,12							
Kiertokeskiön etäisyys origosta y:	11,06	m						
	Seinä X1	Seinä X2	Seinä X3	Seinä X4	Seinä X5	Seinä X6	Seinä X7	Seinä X8
Vaakakuormien osuus [kN]:	8,1	9,0	8,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Momentin osuus [kN]:	-3,7	-1,0	4,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Seinille tulevat vaakakuormat [kN]:	4,4	8,0	12,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
%:	17,3	31,6	51,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0