

Deformationsvariationer och materialskillnader för höghus stomsystem

med avseende på vertikal belastning

Deformation variation and material differences for structural systems of high-rise buildings

in term of vertical loads

Felicia Hällin och Johannes Olsson

Examensarbete i byggt teknik

15 högskolepoäng

Vårterminen 2018

Handledare: Rolf Andersson

Förord

Examensarbetet har skrivits av Felicia Hällin och Johannes Olsson och ingår i utbildningen byggnadsingenjör på Malmö Universitet. Examensarbetet omfattar 15 högskolepoäng och skrivs med inriktning mot byggteknik på fakulteten för teknik och samhälle.Handledare för arbetet är Rolf Andersson, programansvarig för byggnadsingenjörsprogrammet på Malmö Universitet. Extern handledare har varit Robert Danewid från Danewids Ingenjörbyrå AB.

Sammanfattning

Förtätning är en lösning för att utveckla och expandera städer. Att bygga på höjden och utnyttja ytorna mer effektivt är en metod för att förtäta stadskärnor. Projektering av höghus är komplext och kräver noggrann planering. För att genomföra ett sådant projekt är samverkan viktigt. Att utforma ett stomsystem innefattar många krav och önskemål. Utförandet av ett stomsystem anpassas för de verkande lasterna, efterfrågad utformning och vilken typ av system som lämpar sig bäst för antalet våningar.

Med avseende på den vertikala lastnedföringen uppkommer över tid en ökande deformation. Den axiella deformationen för ett stomsystem i betong beräknades för att undersöka variationen och storleken samt hur den påverkar begränsningar som uppkommer till orsak av övriga beståndsdelar i en byggnation. Begränsningarna påverkas främst av fasader, stela ledningar och lättväggar. Beräkningarna utfördes på solida betongpelare utan armering endast utsatt för egentyngd och en variabel last för kontor. Beräkningsmodellen utgick från ett stomsystem av pelare med mellanliggande bjälklag i betong och baserades på den europeiska standarden. För en uppfattning av hur deformationen påverkas av den lagstyrda beräkningsmetodiken genomfördes även beräkningarna med karakteristiska värden. Beroende på betongkvalité och pelardimension begränsades våningsantalet med avseende på brottvillkor. Ett stomsystem med pelare av samma dimension över samtliga våningsplan resulterade i en mindre deformation än ett stomsystem med varierande pelardimension anpassade efter en spänning mellan 10–15 MPa. Deformationen som uppkom i produktion blev endast en fjärdedel av den slutgiltiga, för pelaren på grundplan. Beräkningarna visade på att deformationerna inte orsakar problem om hög betongkvalité används. Studien begränsades till 30 våningar. Resultatet visade på att det blir viktigt att ta hänsyn till långtidsdeformationer vid utformning av höghus med fler våningar.

Abstract

Densification is a solution for developing and expanding cities with focus on building higher and utilizing surfaces more efficiently. To achieve a high-rise project, cooperation is most important. Designing a structural system includes many requirements and desires. The implementation of a structural system is adapted to the vertical force, the requested design and the type of system that best suits the number of floors. With respect to the vertical load an increasing deformation occurs over time. The deformation of a structural system in concrete is calculated to investigate the variation and size as well as how it affects the constraints caused by the element. The calculations are carried out on solid concrete piles without reinforcement only exposed to dead loads and a variable load for office. The calculation model is build on load-bearing pillars of intermediate concrete slabs and is based on the European standard. Pillars of consistently dimension have a smaller deformation than a structural system with varying piles dimension with a stress between 10–15 MPa. It is difficult to adapt elements depending on change during production. The deformation that arises in production is only a quarter of what it is definitive for the pillar at ground level.

Innehållsförteckning

1	Inledning	1
1.1	Bakgrund	1
1.2	Problemformulering.....	2
1.3	Syfte.....	2
1.4	Frågeställningar	2
1.5	Avgränsningar	3
1.6	Metod och genomförande	3
2	Teori.....	5
2.1	Höga hus	5
2.1.1	Höghusens historia	5
2.1.2	Världens skyskrapor	6
2.1.3	Byggtekniska svårigheter	6
2.2	Stomsystem för höghus	7
2.2.1	Invändigt stomsystem.....	11
2.2.2	Utvändigt stomsystem	12
2.2.3	Stomstabilitet.....	13
2.3	Stommaterial.....	13
2.3.1	Betong	13
2.3.2	Stål.....	14
2.3.3	Samverkan stål och betong.....	15
2.4	Icke bärande element	15
2.5	Laster	16
2.5.1	Karakteristisk lastverkan	16
2.5.2	Brottgränstillstånd & bruksgränstillstånd.....	16
2.6	Deformationer.....	17
2.6.1	Krypning.....	17
2.6.2	Krympning	18
2.6.3	Elastisk deformation.....	18
2.6.4	Deformationssamband.....	19
3	Beräkningar	20
3.1	Beräkningsmodell.....	20
3.2	Brottgräns	23

3.3	Deformation.....	23
3.3.1	Elastisk deformation.....	24
3.3.2	Krypning.....	24
3.3.3	Krympning	26
3.4	Resultat	27
3.4.1	Brottgränstillstånd	27
3.4.2	Kvasi-permanent bruksgränstillstånd	28
3.4.3	Karakteristisk lastverkan	30
3.4.4	Krypningsvariation över tid	34
3.4.5	Deformation under produktion.....	34
3.4.6	Deformation vid varierande pelardimension	35
4	Analys	39
5	Diskussion	40
6	Slutsats.....	43
6.1	Råd inför fortsatta studier	44
	Referenser	45
	Bilaga 1	48
	Bilaga 2.....	49
	Bilaga 3.....	50

1 Inledning

1.1 Bakgrund

Förtätning av städer syftar till att fler människor bor och vistas på en ursprunglig yta och har föreslagits som en nationell utvecklingsstrategi (Boverket, 2016). Anledningen till behovet av förtätning beror bland annat på att populationen i Sveriges städer ökar. Detta ställer många krav på utvecklingen och produktionen av nybyggnad och hur ett hållbart samhälle kan främjas med avseende på detta, vilket syftar på både ekologisk- och social hållbarhet. Utmaningen ligger i att få en god bebyggd miljö där fler människor kan leva.

Att förtäta städer kan utföras på flera sätt. Exempelvis planeras nya bostadsområden tätare och med fler antal våningar, för att utnyttja marken mer effektivt (Boverket, 2016). Om städernas byggnader ökar på höjden gör det att stadskärnan inte behöver expandera i yta. Även översiktsplanen kan struktureras om, där exempelvis grönytor och andra allmänna ytor prioriteras lägre än bebyggd miljö. Om förtätningen sker på höjden ställer den andra krav än om städerna expanderar till yta, exempelvis utnyttjandet och utformning av mark.

Internationellt finns det flera storstäder där stadskärnan består av en mängd höghus. För en stad bestående av höghus kan ytan vara relativt liten i jämförelse med mängden människor som bor och arbetar där. Med allt fler människor som flyttar in till storstäderna nationellt, är en lösning att efterlikna andra storstäder med höghus som grundpelaren i uppbyggnaden. Detta för att bibehålla stadskärnans storlek.

Utöver att effektivt utnyttja städernas fria ytor med höghus, medför även höghus utrymme för fler människor att bosätta sig på en mindre yta (Marcuz & Kuang, 2014). Utifrån ett ekonomiskt perspektiv, bidrar höghusprojekt till en ökad arbetsmarknad i städer, då fler företag med olika kompetensområden inkluderas (Tonnquist, 2016). Detta gör att fler människor sätts i arbete. Om byggnaden är lokaliserad centralt kan det leda till att färre bilar krävs, då fler människor bor centralt och har nära till arbeten. Höghus leder till en utveckling i samhället, där informationsutbyte, arbeten och butiker finns nära till hands.

Förtätning på höjden resulterar i en annan omgivning än vad Sveriges storstäder har idag. Höga hus orsakar bland annat mer skuggning på omkringliggande omgivning och större påfrestningar på mark samt grundkonstruktion. Förstärkta vindar är en annan påverkan som uppkommer kring höghus. Höghus leder ner mer vind än en lägre byggnad längs fasaden, men förändrar även vindriktningen nere på gatunivå. Den förstärkta vinden skapar virvlar och en högre vindhastighet (WSP & What! arkitektur, 2015). Är avståndet till närmsta hus mindre än höghusets egna höjd kommer vinden förstärkas ytterligare, då turbulens uppstår omkring byggnaden. Utöver dessa aspekter så skapar höghus mer utrymme till fler människor i byggnader, vilket också ökar trafikbelastningen runt omkring kvarteret, där höghuset befinner sig. (WSP & What! arkitektur, 2015). Ett höghus kan byggas som en påbyggnad på ett redan befintligt hus alternativt en nybyggnad. En påbyggnad begränsas av den befintliga bärförmågan och vanligtvis kan endast ett fåtal våningar adderas.

Förutom en förändrad stadsbild uppstår det andra svårigheter för att uppnå krav på en specifik byggnad om den konstrueras högre (Bolvede & Fajerson, 2012). Det är många svårigheter som uppkommer när en byggnad projekteras, där lagkraven bestämmer och påverkar utformningen.

För ett höghus blir kraven svårare att uppnå gällande bland annat brand, ventilation och hållfasthet.

1.2 Problemformulering

När ett höghus projekteras är det en lång process som ska samordnas och fungera. De olika disciplinerna inom projekteringen ska gemensamt komma fram till en funktionell och säker byggnad.

De beräkningar som genomförs på ett stomsystem ska resultera i, inom angivna begränsningar, lämplig och säker utformning. Problem uppkommer om den verkliga deformationen överstiger den beräknade. Detta kan skapa problem för installationer och icke bärande element som riskerar att gå i brott vid för stor deformation på stommen. En färdigställd byggnad är inte oföränderlig och kommer över tid röra sig. Dessa deformationer kan ge stora belastningar på exempelvis fasadelement eller sprinklersystem.

En lösning för att fastställa deformationernas storlek kan vara att kontrollera dem i produktion. En noggrann kontroll och inmätning i produktion kan lösa problematiken kring hur en byggnad ska anpassas efter deformationerna över tid. Däremot finns det inga direkta lösningar i projekteringskedet. Orsaken till att det inte finns några direkta lösningar beror på den nationellt begränsade erfarenheten för de discipliner som redan idag ställer krav på stomsystemets bärighet och deformation. Även om det nationellt inte finns en stor erfarenhet av projektering av höghus, är det inte ett begränsat problem att hantera deformationer över tid. Detta är något som påverkar för samtliga projekt runt om i världen.

Svårigheter ligger bland annat i hur väl beräkningar stämmer överens med verkligheten¹. De beräkningsmodeller som används baseras på materialvärden och beprövade metoder, men eftersom ett material inte är idealt är det svårt att förutse den exakta deformationen. En snedställning eller måttavvikelse kan ge upphov till både större horisontella laster men även en excentrisk lastnedföring. Därför är det av stort intresse att redan i projekteringskedet gemensamt utvärdera de riskmoment som kan uppkomma för höghus, likväl som för lägre byggnader.

1.3 Syfte

Denna studie har som avsikt att informera om de kunskapsluckor som finns för deformationer på höghus stomsystem, vilket har en stor betydelse vid projektering. Studien avser att ge byggbranschen en inblick i hur elastisk deformation, krympning och krypning påverkar stomsystemet och hur det ger upphov till svårigheter att bygga på höjden. Informationen ska ha som avsikt att förenkla valen och anpassningarna som måste göras för att skapa ett stomsystem för ett höghus. Detta med avseende på långtidsdeformationer orsakade av vertikal belastning, men även variationer som uppkommer beroende av material och dess kvalité.

1.4 Frågeställningar

Utefter det beskrivna problemet har frågeställningar framtagits för att utvärdera hur deformationerna kan begränsas.

- Hur påverkas deformationsbilden av vertikala laster, med avseende på elastisk deformation, krypning och krympning, för höghus och hur kan den begränsas?

¹ Robert Danewid Technologie licentiat Danewids Ingenjörbyrå AB, samråd november 2017.

- Hur kan planering påverka långtidsdeformationer i produktionen och vilken inverkan har betongkvalitén?
- Hur kan långtidsdeformationer begränsas och hur påverkas icke bärande element av dessa?

1.5 Avgränsningar

I denna studie behandlas höga byggnader enligt Sveriges lagar och krav. De lagar och krav som inte inkluderar konstruktion, stomsystem och hållfasthet med avseende på vertikal belastning frånses. Lastreduktion med avseende på variabel last över bjälklag och våningsantal frånses, detta då beräkningsmodellens influensarea är ett ungefärlig antagande och kan överstigas för ett verkligt fall.

Valet av stommaterial för byggnader är fler än vad som kommer behandlas i studien. De två dominerande materialen för höga byggnader är stål och betong (Isaksson, Mårtensson, & Thelandersson, 2016). För studien kommer endast vertikala laster att beaktas. De vertikala lasterna är egentygnd för stomsystemet och fasta installationer samt en nyttig last jämnt utbredd över bjälklag. Även om de horisontella lasterna inte inkluderas i beräkningar, kommer de teoretiskt behandlas för att ge en inblick i hur deformationerna hade kunnat förändras i storlek och påverka höghusets uppbyggnad.

De långtidsdeformationer som studeras är endast för ett stomsystem av betong. Beräkningar utgår från de europeiska konstruktionsstandarder (EKS) och genomförs endast på ett pelarsystem, där olika dimensioner och betongkvalitéer undersöks (SIS, 2005). Vid beräkning av långtidsdeformationer kommer varken sprickbildning eller geometriska imperfektioner tas hänsyn till. Excentricitet eller snedställning tas inte hänsyn till då det inte ökar den vertikala belastningen, som är den enda last som inkluderas i beräkningarna. Betongpelarna beräknas utan armering eftersom den endast antas utsättas för vertikal lastverkan. Armering frånses då den inte har en betydande inverkan på långtidsdeformationen i den beskrivna beräkningsmodellen².

Beräkningarna förutsätter även att pelarna i stomsystemet är platsgjutna. Att pelarna antages gjutas på plats påverkar pålastningstiden, vilken antas till femton dagar. Pålastningstiden är ansatt till den tid det ungefär tar att utföra ett våningsplan samt för betongen att ha tillräcklig härdningsålder för att belastas. Den ansatta tiden för långtidsdeformationerna är 25 år, vilket är efter en längre tid, men inte hela livslängden. Beräkningarna som genomförs efter en längre tid utgår från att den totala lasten placeras samtidigt. Detta menas att den varierande lasten under produktion frånses och antas utgå från den färdigproducerade byggnaden.

1.6 Metod och genomförande

För att få ökad förståelse kring hur stomsystem deformeras och höghus delvis projekteras genomförs en litteraturstudie. Utöver litteraturstudien kommer beräkningar enligt EKS att redovisas för att stärka resultatet. Genom att jämföra litteratur med beräkningar kan problem och begränsningar utvärderas och granskas. Arbetet ska utöka informationen för att under projektering kunna begränsa produktionens arbete och skapa ett välplanerat säkert höghus. Genom att utföra beräkningarna stärks informationen med en ungefärlig utvärdering om hur stor deformationerna kan bli.

² Robert Danewid Technologie licentiat Danewids Ingenjörbyrå AB, konsultation mars 2018.

Litteraturstudien innefattar hur belastningen påverkar stomsystemet och hur det idag behandlas. De rapporter och vetenskapliga artiklar som inkluderats knyter an till den utvecklingsfas som sker i Sverige idag. Utöver litteratur och rapporter som knyter an till ämnet har EKS inkluderats som beräkningsunderlag. Beräkningarna används för att urskilja variationer beroende av material samt hur projektering kan komma påverka produktion. Samtliga ekvationer kommer numreras enligt EKS. För förtydligande är numreringen även beskriven med "EC" innan, för att då hänvisa till Eurokod.

I EKS för långtidsdeformationer ska lastkombination kvasi-permanent bruksgränstillstånd (16.6b) användas. För överslagsberäkning av möjligt våningsantal innan brott sker används ekvation för brottgränstillstånd (6.10a och 6.10b). Utöver brott- och bruksgränstillstånd kommer även karakteristiska värden användas för beräkning av våningsantal och långtidsdeformationer.

2 Teori

Ett höghusprojekt är av stor omfattning, med mängder av problem, utmaningar och lösningar (Tonnquist, 2016). För att förstå hur ett höghus deformeras, endast i avseende av vertikala laster, måste en del begrepp förtydligas. Begreppen beskriver de övergripande delarna som involveras vid beräkning av deformationer över tid. Delarna syftar på stomsystemet, material, och det som är direkt kopplat till stommen. Teoretiskt beskrivs endast utformningen av stomsystem utifrån konstruktion och inte anpassat utefter övriga krav eller önskemål.

2.1 Höga hus

Det finns ingen konkret definition av höghus. Den vaga definitionen varierar även beroende på lokalisering och land (Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 2018a). En definition för höghus kan vara att det är en byggnad som i sin omgivning sticker ut, vilket syftar på att byggnaden är högre än andra byggnader i närområdet. Höjden behöver inte vara den avgörande faktorn för ett höghus. Om byggnadens stomsystem är utformat likt ett för höghus kan då även byggnaden definieras som detta. Den nationella definitionen av höghus beskrivs som en byggnad med minst fem våningar och en skyskrapa definieras som en mycket hög byggnad med relativt liten basyta (Nationalencyklopedin, u.å). Enligt dessa definitioner skulle till exempel ett höghus i Sveriges storstäder inte benämnas som sådant om det befunnit sig i en storstad som redan har en väl exploaterad bebyggelse av höga hus.

2.1.1 Höghusens historia

Idag är Sveriges högsta byggnad Turning Torso, som stod klar 2005 i Malmö (se tabell 2.1). Höghus i dagens utförande började utvecklas i takt med den industriella revolutionen på 1800-talet (Gullers & Imberg, 2017). Utvecklingen berodde på stålproduktionen och att den förädlades och effektiviserades. Utöver stålets expansion utvecklades även hissarna, som i sin tur underlättade för höghusens etablering. Uppkomsten av den säkra hissen underlättade både i produktion och under förvaltning. Förutom industrialismen och utveckling av säkra hissar hade samhället byggt upp en infrastruktur och transportsystem, vilket gjorde förutsättningarna goda för att bygga höghus. Innan industrialiseringen begränsades höjden på flerbostadshus på grund av materialtillgångar och av att hissen ännu inte uppfunnits.

Historiskt har byggnadsverk såsom kyrkor, väderkvarnar och fyrorn varit de som utmärkt sig i höjd. Höga torn och utmärkande byggnader tydde på makt och välfärd. Ett tidigt exempel på höga byggnadsverk är pyramiderna i Egypten.

Sveriges historia efterliknar den som tidigare nämnts, där kyrkor, klock- och fyrorn har varit utmärkande. Däremot har expansionen av höghus inte varit densamma som för en del storstäder i USA/Nordamerika. Sveriges idag högsta byggnader, listade i tabell 2.1, hade inte varit utmärkande om de varit lokaliserade i en storstad som Chicago eller New York.

Tabell 2.1 Sveriges fem högsta byggnader (Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 2018b).

Fastighet	Ort	Höjd	Klar
Turning Torso	Malmö	190 m	2005
Kista Science Tower	Stockholm	124 m	2003
Victoria Tower	Stockholm	117,6 m	2011
Kista torn	Stockholm	111,7 m	2015
Gothia New Tower	Göteborg	100 m	2014

2.1.2 Världens skyskrapor

Sverige har ett fåtal byggnadsverk, vilka stod klara innan 2000-talet och som överstiger 100 meter (m), dessa inkluderar även kyrkor och torn. Med ny teknik och förtätning av städer blir behovet att bygga på höjden aktuellt. Från 2000-talet och framåt stod fem höghus högre än 100 m klara (Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 2018b). Denna siffra är låg i jämförelse med andra storstäder i världen och mängden höghus. År 2021 kommer Sverige troligtvis att ha 13 höghus som överstiger 100 m, dessa inkluderar Karlatornet i Göteborg och Point Hyllie i Malmö (Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 2018b). Internationellt finns det idag byggnader som överstiger 500 m (Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 2018c). Det är framförallt i miljonstäderna som de högsta byggnaderna i världen finns. Detta beror på populationen, där antalet invånare per ytenhet är hög. En annan anledning är att det är prestigefullt att skapa en utmärkande skyskrapa. De fem högsta byggnaderna i världen redovisas i tabell 2.2, där höjden utgår från högsta punkt. I jämförelse med Turning Torso, som är den högsta byggnaden i Sverige, är världens högsta byggnad cirka fyra gånger dess höjd.

Tabell 2.2 Världens högsta byggnader (Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 2018c).

Fastighet	Stad	Land	Höjd
Burj Khalifa	Dubai	Förenade Arabemiraten	828 m
Shanghai Tower	Shanghai	Kina	632 m
Makkah Royal Clock Tower	Mecca	Saudiarabien	601 m
Ping An Finance Centre	Shenzhen	Kina	599,1 m
Lotte World Tower	Seoul	Sydkorea	554,5 m

2.1.3 Byggtekniska svårigheter

Nationellt produceras byggnader utifrån minimikrav som baseras på lagverk (Boverket, 2017a). Beräkningarna utgår från PBL (Plan- och bygglagen) och EKS, där de dimensionerande hållfasthetsvärdena är betydligt lägre än de karakteristiska. Denna säkerhet beror på att ett material aldrig har idealisk struktur och som gör att den fullständiga hållfastheten inte kan anses dimensionerande (Blanksvärd & Hedlund, 2017). Ett material med defekter kan heller inte garanteras att fästas och placeras med den precision som används vid beräkning, med anledning av den mänskliga faktorn. Med defekter menas sprickbildning, ojämnheter och luftfickor som kan uppkomma vid tillverkning, men även skador som kan uppkomma under transport.

Ett material dimensioneras enligt EKS med en säkerhetsmarginal. Säkerhetsmarginalen leder till en beständig och vid användning säker byggnad. Säkerhetsmarginalerna utgår från empiri och sannolikhetsteori, baserad på en mängd data, för att skapa marginaler och tillförlitlighet. De framtagna marginalerna är utgångspunkten för en säker beräkningsmodell. Säkerhetsfaktorerna ska ta hänsyn till de defekter som uppkommer när ett material förädlas och installeras i produktion. Däremot baseras teorin för en generell säkerhet för allt material, vilket innebär att om ett material av bättre kvalitet används blir säkerhetsfaktorerna avsevärt stora och den verkliga utnyttjandegraden mycket lägre än beräknat. För att utnyttja materialets fulla potential krävs stor kunskap och erfarenhet kring både marginalerna samt det valda materialet i konstruktionen.

En svårighet med avseende på deformationer är de begränsningar som uppkommer till orsak av ställmått och rörelsemöjligheter. Stela ledningar, som används för sprinkler- och vattensystem skapar begränsningar då de inte har möjligheten att tryckas eller böjas utan att problem kan uppstå (Arvidson & Nordling, 2004). Om det i projekteringskedet inte utformas efter

totaldeformationen som kan uppstå finns det risk att det över tid kan skapa läckage. Även om deformationen över ett våningsplan inte är av den storlek att den överskrider den acceptabla avvikelserna kan ledningarna sträcka sig över flera våningar och då utsättas för större förändring.

En annan byggteknisk svårighet i utformningen av höga hus är brand. Alla byggnationer ska dimensioneras för brand, men kraven ökar ju fler våningar som planeras för nybyggnad (Föreningen för brandteknisk ingenjörsvetenskap, 2015). Boverkets byggregler (BBR) redovisar hur brand ska hanteras för en byggnation, där till exempel ytskikt, brandcellsindelning och utförande av trapphus beskrivs. Brandkraven är inte utförda specifikt för höghus, utan beror på byggnad- och verksamhetsklass. Byggnadsklassen för nybyggnad beror på hur stort skyddsbehov som krävs (Boverket, 2017b). Ett höghus med fler än 16 våningar ska projekteras i byggnadsklass Br0, vilket kräver stort skyddsbehov. Enligt BBR ska vid högsta byggnadsklass brandgasventilation, stigarledningar och brandhissar installeras. Beroende av antalet våningar varierar mängden krav och åtgärder för att konstruera en säker byggnad. Det är även viktigt att under projektering av stomsystem välja ett material och uppbyggnad som hanterar brandkraven. Det bärande systemet ska ha en beständighet, isoleringsförmåga och täthet som uppfyller kraven.

Brandgasventilationens huvudsyfte är att aktivt försöka förändra de tryckförhållanden som uppstår vid brand (Svensson, 2006). Avsikten är att släppa ut de giftiga brandgaserna från byggnaden. För höghus är tryckförhållandet varierande beroende av höjden, detta är viktigt att inkludera vid projektering. Stigarledningar används för att säkerhetsställa släckvatten i höga hus. En byggnad på en byggnadshöjd över 24 m ska använda sig av stigarledningar och vid 40 m och uppåt ska ledningarna även vara trycksatta. (Föreningen för brandteknisk ingenjörsvetenskap, 2015). Brandhissar används för att se till att få ut personer högt uppe i en brinnande byggnad, dessa hissar ska finnas för byggnader med mer än tio våningsplan och ska utformas enligt räddningstjänstens föreskrifter.

2.2 Stomsystem för höghus

Stomsystemet är det skelett som bär upp byggnaden. Beroende av hur hög byggnaden planeras vara är vissa material och system mer lämpade (Isaksson, Mårtensson, & Thelandersson, 2016). Ett stomsystem kan delas in i primär- och sekundärstomme, där den primära stommens uppgift är att leda ner lasterna till grunden medan sekundärstommens uppgift är att leda lasterna till de primära elementen (Isaksson, Mårtensson, & Thelandersson, 2016). Klimatskalet, vilket är det yttre skalet på en byggnad, som skyddar mot regn, vind och andra yttre faktorer, inkluderas i sekundärstommen. I ett stomsystem finns det vertikala och horisontella element. De vertikala elementen i ett stomsystem är de bärande element som i första hand hanterar de vertikala belastningarna. Elementen kan även utnyttjas som stomstabiliserande, detta innebär att de även hanterar horisontella laster.

Dimensionering av stomsystem innebär val av dimensioner, materialkvalité och andra parametrar som påverkar bärförmågan och funktionen (Isaksson, Mårtensson, & Thelandersson, 2016). En viktig del av utformningen för stomsystemet är infästningar och andra anslutningar mellan konstruktionselement. Avgörande vid dimensionering är krav vid brott, men även tillfredsställande funktion vid användning. Det är viktigt att ta hänsyn till konstruktionens livslängd och de deformationer som uppkommer över tid. Valet av stomsystem ska uppfylla krav under hela livslängden och dessa krav påverkar hur det färdiga systemet

kommer utformas. Stomsystemets egenskaper och utformning bestäms av vilka belastningarna det kommer utsättas för och de estetiska krav som begärs.

För att uppfylla säkerhetskraven är det viktigt att använda väl valda säkerhetsmarginaler, att vidta åtgärder för oförutsedd last men att även vid osäkerhet använda högre säkerhetsfaktorer i beräkningsmodellen. En avvägning måste även göras mellan kostnad och sannolikheten för ett brott om en högre säkerhetsmarginal ska tillämpas (Isaksson, Mårtensson, & Thelandersson, 2016). Den ekonomiska aspekten innebär arbetskostnader, men även material och montering, och har en betydande inverkan på ett projekt.

Det finns olika typer av strukturer för det bärande stomsystemet (Ali & Moon, 2007). Beroende av hur många våningar som efterfrågas finns det system som lämpar sig bättre än andra. Med ökad höjd blir systemen mer komplexa och upptar större yta och begränsar de utrymmen som sedan kan användas vid förvaltning. Höjden ställer även högre krav på brandskydd och ventilationssystem, vilket leder till fler utrymningsvägar, hissar och större aggregat som också begränsar utrymmet i byggnaden.

De exempel på stomsystem som beskrivs i tabell 2.3, visar en skillnad på begränsning i våningsantal vilket skiljer sig mellan stål och betong (Ali & Moon, 2007). Våningsantalet beror även på om den bärande strukturen främst placeras inne i byggnaden (eng. interior structures) eller ute vid fasad (eng. exterior structures). I tabell 2.3 redovisas de vanligaste typerna av uppbyggnad för ett stomsystem. Dessa typiska stomsystem kombineras för att få den mest gynnsamma och effektiva uppbyggnaden. Stomsystemet är utformat så att det hanterar horisontella laster som verkar på systemet, utöver den vertikala lastverkan. De vanligaste typerna av stomsystem beskrevs av Fazlur Kahn (Ali & Moon, 2007). Uppbyggnaden av dessa stomsystem skapades för att hantera verkande laster samtidigt som utseendet och ekonomin inte skulle bli lidande. Kraven som uppkom skapades för ett flertal olika strukturella uppbyggnader vilka kan appliceras för att skapa ett högt byggnadsverk.

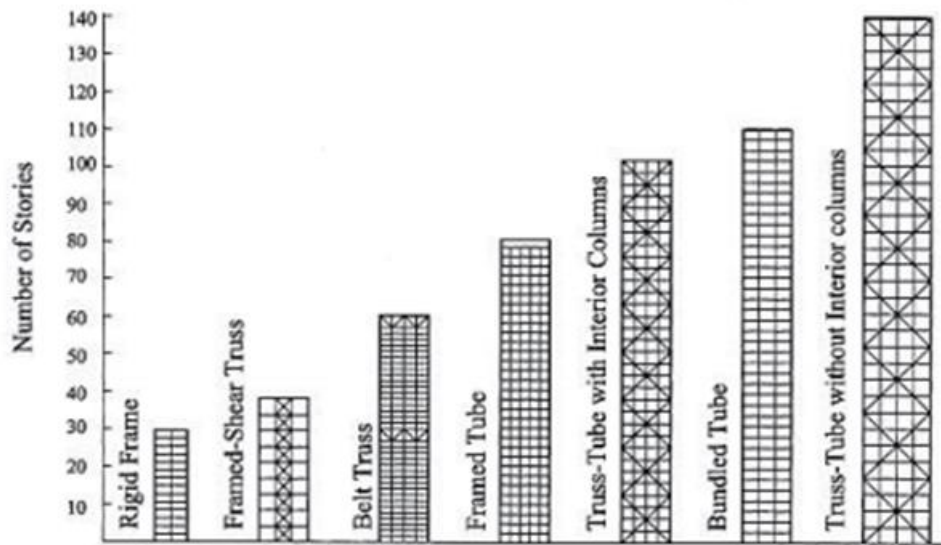
Tabell 2.3 Bärande stomsystem för höghus (Ali & Moon, 2007).

Stomsystem	Förklaring	Våningar (betong/stål)	Engelsk benämning
Invändiga bärsystem			Interior structures
Stela ramar, styvt ramsystem	De flesta tidiga höghusen bestod av detta systemet i stål. Systemet är uppbyggt av vertikala och horisontella element. Infästningarna är helt fixerade eller fria att rotera. Systemet ger stora friheter i bostadsutformning.	20/30	Rigid frames
Stagade ledade ramar	Ett ledat stomsystem, som för horisontell lastverkan är stagade.	- /10	Braced hinged frames
Skjuvväggar, ledade ramar	För att motverka horisontella laster är detta stomsystemet ett av de som används mest. Kombinerat system med betongväggar och ledad ram i stål.	35/35 (kombinerat)	Shear wall/hinged frames

Samverkanssystem	Kombinerat system av ramar, fackverk och skjuvväggar. Beroende av sammansättning av system och material varierar våningsantalet. Stomsystem av Skjuvväggar och ram i betong genererar flest våningar för denna typ.	70/40	Shear wall (or shear truss) – frame interaction system
Kombinerat stomsystem, invändig kärna med utvändigt stöd.	En kärna av skjuvväggar eller fackverk, kombineras även med utvändigt system. Kan exempelvis kompletteras med pelare.	150/150	Outrigger structures
Utvändiga bärsystem			Exterior structures
Tub-system, tätt placerade pelare som bildar ett ihåligt rör.	Stomsystemet består av tätt placerade pelare som samverkar och skapar ett enhetlig ihåligt rör och verka som detta.	60/80	Framed tube
Likt tidigare nämnt system, med stabiliserande stag.	Liknar ovanstående stomsystem men med stag som extra stabilisering. Detta skymmer visserligen vyn men genererar en högre byggnad.	100/100	Braced tube
Tätt placerade pelare som istället för ett rör, bildar flera sammansatta rör i ett system.	Ett av de mest effektiva stomsystemen mot horisontell lastverkan. Istället för att skapa ett rör av tätt placerade pelare, så skapas flera hopbuntade rör vilket utgör ett sammansatt system.	110/110	Bundled tube
Tätt placerade pelare som bildar rör i rör.	Med tätt placerade pelare skapas rör i rör-system. Stomsystemet resulterar i ett yttre rör och byggs sedan på inåt.	80/80 (kombinerat)	Tube in tube
Diagonalt rutnät	Diagonalt uppbyggt stomsystem. Systemet har inga vertikala delar. Utvecklat från stagat rör-system	60/100	Diagrid
Fackverksramar	Utgår från stagade rör-systemet. Stomsystemet är uppbyggt av diagonala fackverk som ansluter samman i vertikala pelare.	- /150	Space Truss Structures
Superram	Stomsystemet är uppbyggt av stora pelare uppbyggt likt fackverk. Dessa kopplas samman över flera våningsplan	100/160	Superframes
Utvändigt stomsystem	Ramverket är placerat utanför ytterväggar.	- /100	Exoskeleton

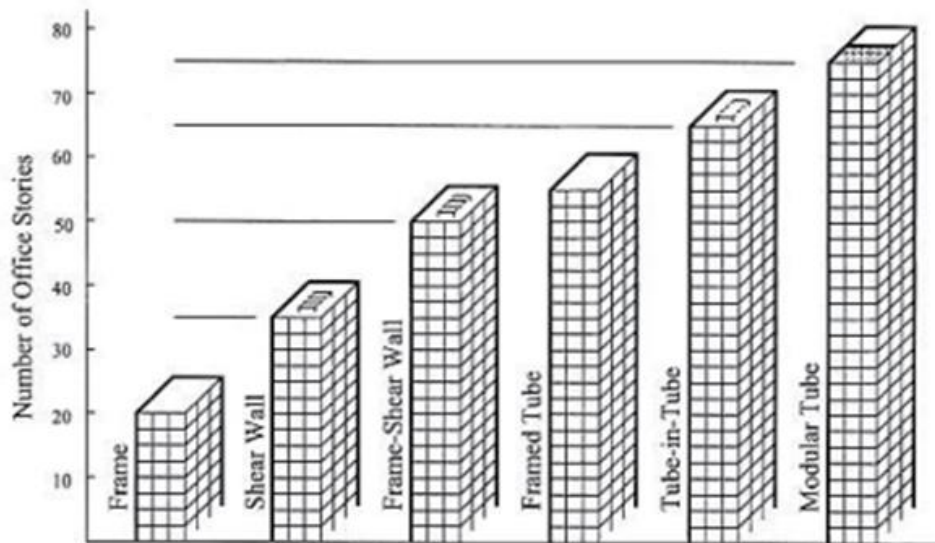
De vanligaste stomsystemen som benämns för höghus kan delas in och kategoriseras efter både material och lokalisering i byggnaden. Lokaliseringen syftar på om det är invändiga eller

utvändiga stomsystem (Ali & Moon, 2007). Materialvalet påverkar säkerhet och anpassning med avseende på samtliga faktorer i BBR. Därmed kan det vara fördelaktigt att utgå från säkerhetskrav och detaljplan innan stomsystem preciseras, utefter det kan sedan mest lämpade material påbörja utformningen. De vanligaste stomsystemen (beskrivna i tabell 2.3), är ett underlag till utformningen av ett höghus bärande system. I figur 2.1 redovisas olika stomsystem av stål och i figur 2.2 redovisas de stomsystem som rekommenderas för att projektera en byggnad i betong.



Figur 2.1 Olika stomsystem av stål (Ali & Moon, 2007).

En byggnad vilken belastas endast av vertikala laster är en del utav den verkliga bilden. Även om belastningen endast vore vertikal kan den komma placeras excentriskt i produktion vilket leder till större resulterande laster. En vertikal last som inte placeras fullständigt centriskt kommer bidra till en större momentverkan. Excentricitet och horisontell lastverkan bidrar till ett större moment, vilket leder till en större deformation över tid (Persson & Strand, 2013). Stomsystem som utformas för att hantera horisontella laster har som uppgift att minska de deformationer som uppkommer (Gustafsson & Hehir, 2005). Att begränsa deformationerna gör att stomsystem kan utvecklas och anpassas bättre efter andra krav och önskemål som ställs på nybyggnad.

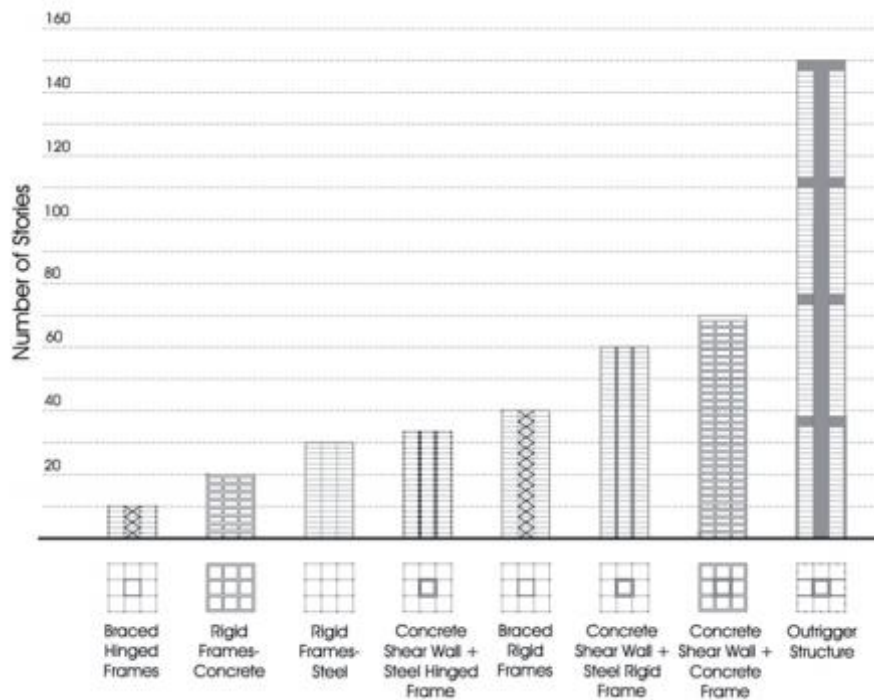


Figur 2.2 Olika stomsystem av betong (Ali & Moon, 2007).

De olika typerna av stomsystem används i princip för samtliga höghus. För att applicera dessa tpsystem på ett svenskt byggnadsverk kan Turning Torso exemplifiera detta trots sin aningen udda formgivning. Turning Torso är uppbyggt av en cylinder, med en avtagande tjocklek med höjden (Woldemariam, 2010). Byggnaden är uppdelad i kuber med stålpelare längs fasaden. Ett stålfackverk monterades även på utsidan av konstruktionen. Stombegränsningen beror på byggnadens utformning, vilket inte gav utrymme till annat bärande stomsystem. Exemplet visar på en kombination och samverkan mellan olika typer av karakteristiska stomsystem.

2.2.1 Invändigt stomsystem

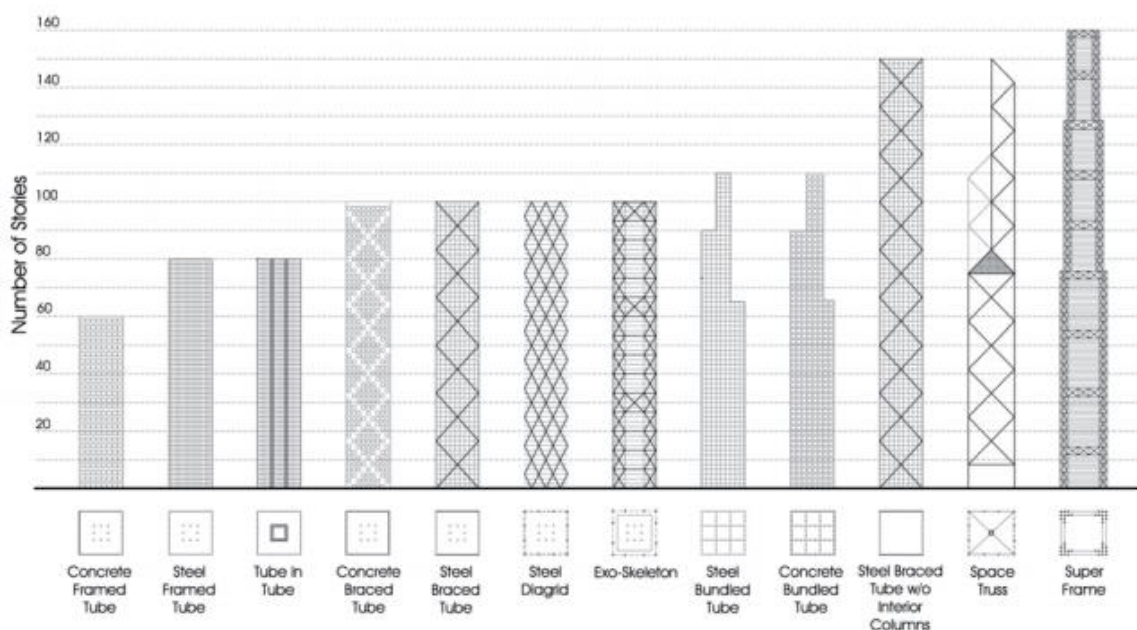
Ett invändigt stomsystem är det som i huvudsak har bärverket inne i konstruktionen (Woldemariam, 2010; Ali & Moon, 2007). Det invändiga syftar på en vertikal bärande kärna, exempelvis ett hisschakt eller liknande utformade skjuvväggar. En kärna sträcker sig genom hela byggnaden, och kan liknas med en pelare vilken är fast inspänd i en grundplatta. Den invändiga kärnan hanterar vertikala belastningar, medan den horisontella lasten istället resulterar i ett stort böjmoment i grunden. För att hantera horisontella laster adderas därför stabiliserande och bärande element ut från kärnan, detta för att fördela lasterna. De typiska stomsystemen redovisas i figur 2.3, där våningsantalet varierar mellan 10 och 150.



Figur 2.3 Olika invändiga stomsystem (Ali & Moon, 2007).

2.2.2 Utvändigt stomsystem

Ett utvändigt stomsystem är det som i huvudsak har sitt bärverk synligt vid fasaden (Woldemariam, 2010; Ali & Moon, 2007). Denna typ av stomsystem hanterar de horisontella lasterna bättre än det invändiga bärverket. Ett utvändigt system genererar även en mer flexibel planlösning, men begränsar istället fasadens utformning och utseende. Dessa typer av stomsystem är vanligtvis uppbyggda som kuber vilka placeras ovanpå varandra och bildar ett så kallat tub-system. För att jämföra med ett invändigt stomsystem liknas de placerade pelarna som en gemensam ihålig pelare vilken är fast inspänd i grunden. De vanligast förekommande utvändiga stomsystemen redovisas i figur 2.4, dessa pendlar mellan 60 och 160 våningar.



Figur 2.4 Olika utvändiga stomsystem (Ali & Moon, 2007).

Att kombinera de vanligaste invändiga och utvändiga stomsystemen är det mest effektiva rent byggtekniskt. Detta beror på att de olika stomsystemen hanterar lasterna olika. Det finns däremot andra faktorer som i sin tur blir lidande om en utformning endast sker efter stomsystemet. En avvägning bör göras för varje enskilt projekt, där krav och önskemål från projekteringen genererar det bäst lämpade stomsystemet. Det blir därför viktigt att samarbetet mellan de olika parterna i projektet är starkt och tydligt (Tonnquist, 2016).

2.2.3 Stomstabilitet

Stomstabilitet syftar på det bärande systemet som hanterar den horisontella lastverkan. Den last som uppstår är främst från vind, men kan även uppkomma vid snedställning och excentriska laster. Stomstabilisering medtas för att motverka den horisontella lastverkan (Adolfsson & Carlsson, 2014). Fackverk, skivor eller ramverkan med fast inspända pelare är system som används för stomstabilisering.

2.3 Stommaterial

De vanligaste stommaterialen som används för höghus är betong och stål (Woldemariam, 2010). Detta är på grund av deras tekniska egenskaper som beständighet, hållfasthet och formbarhet. Betong har en hög tryckhållfasthet, men betydligt lägre draghållfasthet, och används främst för att ta upp tryckkrafter i byggnader. Betong är ett sprött material, vilket inte tillåter stora deformationer innan sprickbildning uppstår. Det kan vara både materialtekniska sprickor, sprickbildning av belastning och springbildning av bristande arbetsutförande (Axèn, 2014). Stål har en hög hållfasthet (Burström, 2007). Detta gör att användningsområdena är många, ett exempel där stål används i stor utsträckning är i fackverkssystem där tryck- och dragkrafter uppstår. Stål är ett segt material och tillåts att få en större elastisk deformation, vilket skiljer sig från betongens deformationsbild.

2.3.1 Betong

Ett av det viktigaste byggnadsmaterial som används idag är betong (Burström, 2007). De materialegenskaper som är betydande vid dimensionering av stomsystem är dess hållfasthet och styvhet. Det är materialets tryckhållfasthet som är den väsentliga vid byggnation (Isaksson, Mårtensson, & Thelandersson, 2016). Skjuvväggar utformas som bärande väggelement eller bjälklagsskivor och utförs vanligtvis av betong, detta beror på deras förmåga att hantera horisontella laster samt bibehålla stabilitet länge vid uppkomst av brand. Stomsystem av betong blev mer vanligt i och med möjligheten att pumpa upp betong till högre höjder och att gjuta slankare betongelement (Ali M. , 2001). Utvecklingen har gjort att betongstommens egentyngd kan reduceras och gjutas högre. Utöver möjligheten att bygga högt med platsgjutna betongelement, så har industrin för prefabricerad betong utvecklats och effektiviserats (Svensk Betong, 2018a). Framstegen med standardiserade rutiner inom projektering, produktion och montage resulterar i en kortare byggtid och lägre kostnader för processen.

Element av betong gjuts vanligtvis med armering (Isaksson, Mårtensson, & Thelandersson, 2016). Att inkludera stål i en betongkonstruktion kompenserar för betongens svagare egenskaper. Stålets egenskaper reducerar bland annat sprickbildningen i betongen. Armeringen möjliggör även att betongkonstruktionen kan göras slankare. Armering kan användas i fler syften, då det reducerar dragpåkänningar, tryckspänningar, skjuvning och sprickbildning.

Längsgående armering i en pelare motverkar böjbrott, detta brott beror på momentet och kan resultera i att pelaren knäcks (Laurén, 2011). Armering används i betong för att stärka pelaren

om den utsätts för drag eller utböjning. Om pelaren endast utsätts för tryck, med vertikala laster, är betongens hållfasthet hög och armering inte nödvändig. Den verkliga lastverkan på ett stomsystem skapar ett behov av armerad betong men i en modellerad verklighet, med endast vertikala laster som angriper centriskt är det inte nödvändigt att inkludera armering. Detta eftersom tryckkrafter tas upp av betongen och dragkrafter av armering.

I exemplet nedan antas en platsgjuten pelare med 1 m i bredd, med tio armeringsjärn, 20 millimeter (mm) i diameter.

$$A_a = \frac{10 \cdot \pi \cdot 20^2}{4} = 3142 \text{ mm}^2$$

$$A_b = 1000 \cdot 1000 = 1000000 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_a}{A_b} = 0,3 \%$$

Där A_a är armeringsarean och A_b är betongens area.

Armeringsarean bör uppnå en större andel av den totala arean för att påverka hållfastheten. Armeringsinnehållet är procentuellt så mycket mindre att dess inverkan på hållfastheten vid vertikal belastning inte är betydande. Däremot har armering en väsentlig påverkan vid horisontell lastverkan.

Existerande höghus som har ett stomsystem av betong når upp till en höjd av 420 m (Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 2018c). Byggnaden som uppnår denna höjd är bostadshuset 432 Park Avenue i New York. Användandet av betong som stomsystem, där byggnaderna utmärker sig i höjd, är lokaliserade främst i New York och Dubai. Det är även främst i USA och Södra Asien de flesta rekordhöga byggnaderna befinner sig, oberoende av stomsystemets material. I Sverige har både Turning Torso och Kista Torn ett stomsystem av betong. En påbörjad byggnad, med stomsystem av betong, är Point Hyllie. När denna byggnad är färdigställd kommer den vara en av Sveriges fem högsta byggnader, med en höjd på 110 m.

2.3.2 Stål

Stål är ett vanligt förekommande material i stomsystem. Stålets goda drag- och tryckhållfasthet, samt dess formbarhet gör att stålets användningsområden är många (Stålbyggnadsinstitutet, 2009). Stålpelare som används för byggnation är vanligtvis standardiserade, där tvärsnitt och system för geometriska data finns i tabeller. Denna data förutsätter att utförandet vid montering är utträttat såsom i teorin, det vill säga att pelare placeras korrekt (Claesson & Eliasson, 2011).

Några exempel på stålprofilers användningsområden är fackverkskonstruktioner, pelare, balkar och armering, för att nämna några som vanligen förekommer i höghus. Stål är det material som tidigare varit det genomgående valet för höghus (Ali M. , 2001). Stålets styvhetsgenskaper vid samverkan i ett stomsystem, likt ett fackverk, möjliggör att producera högre konstruktioner. En sådan konstruktion där fackverkssystem använts för att bygga på höjden är Eiffeltornet i Paris, vilket är 300 m högt (Wonders of the world, 2018). Andra höghus med ett stomsystem av stål är bland annat Willis Tower i Chicago, vilket stod klart 1974, men även Empire State Building, och Chrysler Building i New York. De två sistnämnda byggnaderna stod klara redan på tidigt 30-tal. (Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 2018c).

En konstruktion av enbart stål är vid uppkomst av brand ett osäkert materialval (Hägg & Lindqvist, 2007). Stål har högre värmeledningsförmåga än betong och dimensioneras i slankare profiler, vilket leder till att ett stomsystem av stål snabbare kommer upp i höga temperaturer. Vid höga temperaturer förlorar stål sina hållfasthetsegenskaper, där sambandet mellan spänning och töjning förändras. Under brand blir töjningen större vid en lägre spänning och leder till ett segt brott. En stålprofil, vilken inte är brandskyddad, förlorar sin bärförmåga då elasticitetsmodulen minskar hastigt vid brand (Elf & Cederth, 2013)

2.3.3 Samverkan stål och betong

En sammansatt struktur av betong och stål används för att öka utnyttjandegraden. Grundfunktionen med en samverkanpelare är att kombinera materialens olika egenskaper för att skapa en pelare med högre hållfasthet än om en pelare av ett material används (Alamerison & Tarek, 2009; Eriksson, 2017). Vanligtvis kringgjøts en stålpelare alternativt betongfylls den, detta beror på vilken typ av stålprofil som används och vilken funktion pelaren erhåller. En stålprofil som gjuts in har egenskaper likt en armerad betongpelare. Samverkanspelare har en deformationsbild vilket skiljer sig från ett byggnadsverk med pelare av enskilda material. Med hänsyn till brand är en betongfylld stålpelare bättre än kringgjøten stålpelare. I en samverkanpelare används betong bland annat som ett brandskydd för stålet.

2.4 Icke bärande element

En fasad tillför inte endast en estetiskt exteriör för en byggnad. Energikrav, ljusinsläpp, ljudisolering och brandkrav är andra aspekter som måste medtas vid utformning av klimatskal (Strandberg, 2014). De andra aspekterna begränsar stomsystemet med anledning av att det endast inte går att utforma efter materialens hållfasthet. I och med den mängd krav som ställs på en byggnad kommer stomstabiliteten anpassas utefter dessa. Ett väl utformat stomsystem uppfyller god säkerhet och är anpassat efter de lagar och krav som styr en byggnation, utöver detta är det även viktigt att medta beställarens önskemål. Vid en god projektering är samtliga discipliner samordnade och önskemålen uppfylla.

Fasadmaterial och andra element som fästs emot den bärande stommen har en annan uppbyggnad och dimension än stomsystemet. Hänsyn måste tas för icke bärande element vid beräkning för stomsystem (Liao, Pimentel, Jadeja, & Han, 2014). Stomsystemet måste anpassas efter de begränsningar som uppkommer av innerväggar, installationer och fasaders förmåga att formas.

Fasader bidrar till stor del till det karakteristiska utseendet för en byggnad. Vanligtvis väljs exteriör av arkitekten och i samordningen diskuteras om valet är genomförbart för specifik byggnad. Om fasad eller innerväggar inte har ett stabiliserande syfte i stomsystemet kan det uppstå problem vid uppkomst av långtidsdeformationer (Isaksson, Mårtensson, & Thelandersson, 2016). Då deformationen uppstår i det bärande systemet och inte i de icke bärande elementen kan en ojämn deformation förekomma. Om långtidsdeformationerna på stomsystemet blir för stora kommer exempelvis infästningar, bjälklag och fasader behöva ha ett stort ställmått alternativt kunna anpassas utefter deformationer.

En icke bärande innervägg kan vid en stor deformation börja verka likt ett extra stöd över bjälklaget. Om detta sker finns risk att väggen inte hanterar lasterna. Den överbelastning som inträffar kan utveckla sprickor i väggen (Axèn, 2014). Om detta sker, men väggen är tillräckligt

styv, kan istället bjälklaget utsättas för ett ytterligare moment från den egentliga icke bärande väggen och sprickor uppstår i bjälklaget istället.

Byggmaterialet glas är ett populärt fasadmateriale (Hållbart byggande, 2016). Ett sätt att fästa glasfasad är att den monteras in på bjälklagen. Point Hyllie i Malmö använder sig av just denna infästning. Vid stora långtidsdeformationer på stomsystemet, kan ställmålet komma överskridas, vilket kan resultera i att glaset spricker³. Den produkt Point Hyllie använder är en enhetsfasad, där infästningen klarar av att expandera eller komprimeras 7,5 mm.

2.5 Laster

De laster som verkar på en byggnation definieras olika beroende av dess påverkan. Med anledning av de olika definitionerna kommer storleken av en ursprunglig last variera beroende på de bestämmelserna.

Enligt EKS ska den karakteristiska lasten definieras i bruks- eller brottgränstillstånd för att uppfylla en säker byggnad.

2.5.1 Karakteristisk lastverkan

Den karakteristiska lastverkan är lastens verkliga storlek, som sedan beräknas om för att definieras i ett annat tillstånd anpassad för beräkning.

Om de karakteristiska materialegenskaperna även används, är dessa den fulla utnyttjandegraden och en total kapacitet uppnås. Karakteristiska värden ger inte utrymme för marginaler och blir därav inte en säker användning vid utformning av byggnader.

2.5.2 Brottgränstillstånd & bruksgränstillstånd

Brottgränstillståndet är en av två gränstillstånd som används för bestämmelse av bärande konstruktioner (Isaksson, Mårtensson, & Thelandersson, 2016). Det motsvarar brott i en del av konstruktion eller i hela konstruktionen. För att en konstruktion skall uppfylla kraven i brottgränstillståndet ska den dimensionerande lasteffekten vara mindre än konstruktionens dimensionerande bärförmåga (Isaksson, Mårtensson, & Thelandersson, 2016). Lasteffekter är ofta en snittkraft som moment, tvärkraft eller normalkraft som uppstår av en yttre last på konstruktionen.

Bruksgränstillstånd är det gränstillstånd som motsvarar oacceptabel funktion vid normal användning av konstruktionen (Isaksson, Mårtensson, & Thelandersson, 2016). Det syftar på att en konstruktion får deformeras till en viss acceptans, men går inte till brott. I bruksgränstillstånd finns det tre olika lastkombinationer, vilka är karakteristisk, frekvent och kvasi-permanent. Dessa kombinationer motsvarar de krav som eftersträvas i bruksgränstillstånd. Ju större acceptans, desto lägre laster kan användas vid beräkning av gränstillståndet. Kvasi-permanent är den kombination med lägst last. Detta beror på lastkombinationsfaktorerna ψ_0 , ψ_1 och ψ_2 . Dessa beskrivs nedan enligt SS-EN 1990:

”1.5.3.16

kombinationsvärde för en variabel last ($\psi_0 Q_k$)

värde som väljs – när det kan bestämmas på statistiska grunder – så att sannolikheten att

³ Robert Danewid Technologie licentiat Danewids Ingenjorsbyrå AB, samråd november 2017.

de effekter som orsakas av kombinationen kommer att överskridas är ungefär densamma som för det karakteristiska värdet av en individuell last. Det kan uttryckas som en bestämd del av det karakteristiska värdet genom att använda en faktor $\psi_0 \leq 1$

1.5.3.18

kvasipermanent värde för en variabel last ($\psi_2 Q_k$)

värde som bestäms så att den totala tidsperiod under vilket värdet kommer att överskridas är en stor del av referensperioden. Det kan uttryckas som en bestämd del av det karakteristiska värdet genom att använda en faktor $\psi_2 \leq 1$

1.5.3.19

samverkande värde för en variabel last (ψQ_k)

värde på en variabel last som samverkar med huvudlasten i en lastkombination.”

2.6 Deformationer

Långtidsdeformationer ingår i avvikelser för ett byggnadsverk (Svensk Betong, 2018b). Avvikelsena beskriver en godkänd förändring mellan beräkning, produktion och förvaltning. En tolerans ska resultera i säker användning och följa lagkrav. Avvikelsen ska redan under projektering beräknas och sedan kontrolleras under produktion. Långtidsdeformationer är en avvikelse som ökar med tiden. En avvikelse vid montering kan innebära en snedställning av element som skapar en excentrisk lastverkan. Vertikal lastverkan som placeras excentriskt resulterar i ett böjmoment. Momentet kan generera en större långtidsdeformation och en större avvikelse än projekterat. Om avvikelsen utökas kan problem uppkomma av toleransen för andra element. Det är därför viktigt att under projektering medta alla risker för större avvikelser som kan uppkomma under montering. Utöver snedställningslast, så genererar även horisontal lastverkan ett ökat moment.

Långtidsdeformationen beror av den verkande lasten och byggnadens utformning (Correia & Silva Labo, 2017). Laster påverkar byggnadens stomsystem både i vertikal och horisontell riktning. Eftersom deformationen över tid sker för varje byggnad är problemet inte begränsat till varken höghus eller lokalisering. För höghus blir däremot långtidsdeformationen av den storleksgrad att den måste beaktas under projektering och kring bestämmelserna av stomsystemet.

För beräkning utav långtidsdeformationer med avseende på vertikala laster, beskrivs den utav krypning, krympning och elastisk deformation som vidare kommer behandlas. Metoderna för analys av vertikal lastverkan beskrivs numeriskt och baseras på ett fåtal parametrar vilka beskriver materialets egenskaper och beteende.

2.6.1 Krypning

Deformation över tid beror på pålagd spänning och temperatur (Burström, 2007). Krypning sker under konstanta spänningsförhållanden. Krypningens storlek beror på vilket material som används och är proportionell mot spänningen. Den totala deformationen växer med tiden och

påverkas av den påförda lasten. Storleken på krypningen beror på flera faktorer såsom belastningsnivå, belastningstid, belastningstyp och luftfuktighet (Abdulkarim & Ahmadi, 2010). Den totala krypningen blir därmed större över tid men avtar i hastighet. Krypningen för betong blir större om uttorkning sker samtidigt som lasten verkar medan stål, vid normala temperaturer och spänningar, inte har någon krypning (Isaksson, Mårtensson, & Thelandersson, 2016).

Kryptalet är den faktor som beskriver deformationen och beror på betongens ålder vid pålastning, sammansättningen, dimensionen, lastnivån och dess varaktighet men även fuktkvoten (Isaksson, Mårtensson, & Thelandersson, 2016). Krypningen för betong beskrivs genom sambandet mellan kryptalet, spänningen och elasticitetsmodulen för materialet. Krypningens storlek förändras över tid och beskrivs i ekvationen nedan.

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (\text{EC 3.6})$$

2.6.2 Krympning

Betong innehåller ett flertal komponenter, där cement och vatten ingår. När cement och vatten blandas sker en kemisk reaktion, en så kallad hydratisering. Hydratisering binder cement och vatten och gör att betongen i sin tur blir resistent mot vatten. Krympningen sker både innan betongen hårdnat och efter på grund av uttorkningskrympning. Hydratiseringen gör att värme utvecklas och vatten från porerna torkar ut. Det leder till en volymminskning av betongen. När krympningen har avtagit uppstår det tvångspänningar i betongen, vilket kan leda till sprickbildning och kantresning (Burström, 2007). Krympning ger också upphov till långtidsdeformationer.

Den totala krympningen är sammansatt av två benämningar; uttorkningskrympning och autogen krympning. Autogen krympning utvecklas under de första dygna när betongen är ung (Bodin & Hoff, 2011). Krympningen sker inne i betongen och orsakas av hydratiseringen, vilket pågår tills reaktionen är slutförd. Det bidrag autogen krympning ger till den totala krympningen är väldigt liten. Därmed bidrar uttorkningskrympning till den största delen av den totala krympningen. Uttorkningen uppstår då vattenmängd, vilket inte har hydratiserats, sakta torkar ur under en längre period. Processen sker på grund av att fukt diffunderar till omgivningen, vilket resulterar i volymminskning.

Värdet på den totala krympningen ε_{cs} erhålls ur:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (\text{EC 3.8})$$

där:

ε_{cs} är total krympning

ε_{cd} är uttorkningskrympning

ε_{ca} är autogen krympning

2.6.3 Elastisk deformation

Elastisk deformation sker i material direkt vid pålastning och bidrar till den axiella deformationen som uppstår i och med materialens olika elasticitetsmoduler. Denna typ av

deformation beror på sambandet mellan materialets elasticitetsmodul och den verkande spänningen, där högre elasticitetsmodul resulterar i mindre förändringar. Elasticitetsmodulen för betong är betydligt lägre än för stål, i storleksordningen cirka fem, sex gånger mindre.

För att beräkna den elastiska deformationen används Hookes lag, vilket följer:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$$

2.6.4 Deformationssamband

Krypningen är direkt beroende av den elastiska deformationen. Krypningen är produkten av elastiska deformationen och kryptalet, där kryptalet är beroende av den relativa fuktigheten och hållfastheten, vilket även krympningen är. Krypningen beror även på pålastningstiden. Pålastningstiden är den tid då pelaren utsätts för en last och varierar beroende på om pelaren är platsgjuten eller prefabricerad. Härdningsprocessen för prefabricerade element sker under kontrollerade förhållanden och pålastningstiden i produktion sker senare. Om en högre betongkvalité ska användas förutsätter det att den prefabriceras⁴.

⁴ Robert Danewid Technologie licentiat Danewids Ingenjörbyrå AB, konsultation mars 2018.

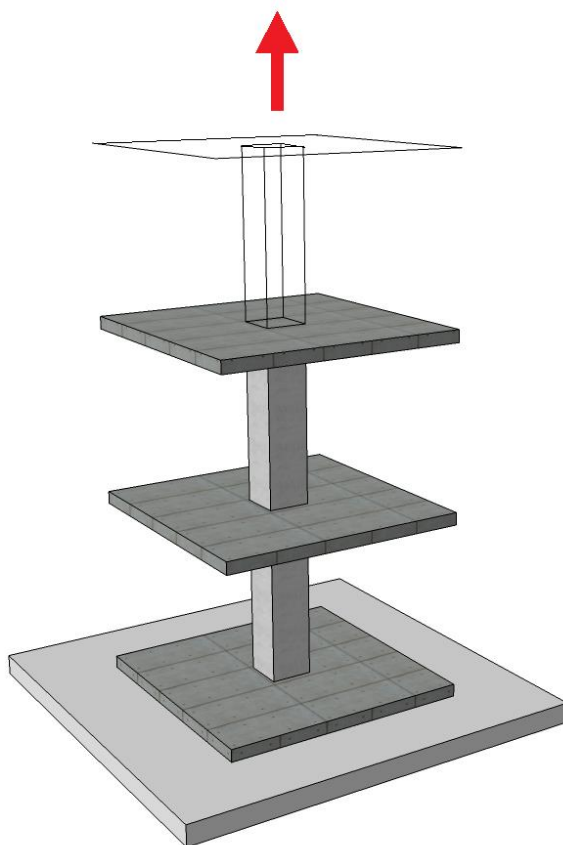
3 Beräkningar

Beräkningsmodellen utgår från ett stomsystem i betong, uppbyggt av pelare med mellanliggande bjälklag. Beräkningarna för långtidsdeformationerna följer EKS och genomförs för att utvärdera vilka faktorer som kan resultera i variation eller problem vid nybyggnad.

Beräkningarna ska numeriskt påvisa de skillnader som uppkommer vid val av material och varierande förutsättningar. Utefter de förutsättningar som beskrivs teoretiskt kan variabler i beräkningsmodellen definieras för att utforma ett så säkert stomsystem som möjligt med avseende på långtidsdeformationer.

3.1 Beräkningsmodell

Beräkningarna kommer utföras på modellen i figur 3.1, där ett bjälklag (6x6x0,3m) placeras på en solid pelare med varierande dimension, höjden på pelaren är 3,5 m.



Figur 3.1 Illustration av beräkningsmodell, där pilen illustrerar fler våningar med samma utformning.

Beräkningsmodellen efterliknar ett tub-system, se tabell 2.3. Dimensionerna för pelarsystemen är 0,5x0,5, 0,75x0,75 och 1,0x1,0 m. Betongkvalitéerna för pelarna är C20, C30, C40, C50 och C60. Olika dimensioner och betongkvalitéer används för att redovisa deformationsvariationer. Stomsystemet sträcker sig upp till 105 m, vilket i denna modell är 30 våningsplan. Byggtiden för ett våningsplan antas till 15 dagar. Tidsintervallen för den totala deformationen är satt från 0–25 år. Omgivande relativ fuktighet är 50 %, vilket är inom det rekommenderade intervallet för ett kontor (Dahlblom & Warfwinge, 2010).

En överslagsberäkning genomförs för att få fram ett ungefärligt antal våningar innan brott sker med avseende på tryck. Beräkningen görs med sambandet mellan area, verkande lasten för antalet våningar samt betongkvaliténs tryckhållfasthet. När lasten för antalet våningar överskrider tryckhållfastheten antas understa pelaren gå i brott. Beräkningen utförs på ett stomsystem med pelardimension 0,5 eller 1 m, samt i både brottgränstillstånd och med karakteristisk lastverkan. Genomgående kommer karakteristiska hållfasthetsparametrar användas i samband med karakteristisk last.

Utifrån tidigare nämnd modell kommer deformationsberäkningar för en pelare på våningsplan ett att redovisas. Beräkningar som jämför annat än dimension och betongkvalité antas ha 1 m i pelardimension och betongkvalité C40. Totaldeformationen med karakteristiska lastverkan jämförs med den i bruksgränstillstånd enligt EKS. De flesta beräkningar genomförs med en karakteristisk lastverkan, detta då våningsantalet inte uppnår 30 våningar innan brott om 6.10a används.

Utöver egentyngden från stomsystemet och installationer placeras även en variabel last jämnt utbredd över angiven area för bjälklag. I tabell 3.1 nedan redovisas de karakteristiska värdena för betong och parametrarna för lasterna.

Tabell 3.1 Verkande laster i vertikalled för beräkningsmodell.

Lasttyp	Tunghet [kN/m ³]	Last [kN/m ²]	Last [kN]	Ψ_0	Ψ_2
Egentyngd, bjälklag	25		270		
Egentyngd, betongpelare	25				
Installation		0,5	18		
Nyttig last (kontor)		2,5	90	0,7	0,3

Byggtiden för ett våningsplan är som tidigare nämnt 15 dagar. För denna beräkning är betongkvalitén C40 och den kvadratiske betongpelaren har en bredd på 1 m och en höjd på 3,5 m. Efter tio våningsplan monteras de första fasadelementen på våningsplan ett. Tidsspannet blir 150 dagar innan första fasaden monteras. Tidsspannets resulterande deformation jämförs med deformationerna efter 25 år. Beräkning av deformation innan första fasadelementet monteras utförs även på ett system med varierande pelardimension. Den vertikala lastverkan består endast av egentyngden för varje våningsplan, detta då den variabla lasten inte anses verka innan färdigställd byggnad. Omgivande relativ fuktighet är 50 %.

För att efterlikna ett mer verkligt stomsystem kommer även en beräkning utföras med varierande dimension på pelarna, där pelarna anges med mindre dimension högre upp i byggnaden. Tillåten spänning i pelarna är mellan 10–15 megapascal (MPa). Lasten som används är kvasi-permanent bruksgränstillstånd. Betongkvalitén som används för beräkningen är C40. Tidsintervallet för långtidsdeformationen är 0–25 år. Omgivande relativ fuktighet är 50 %.

För att beräkna lastverkan används formler tillämpade för olika typer av dimensioneringsmetoder.

Tillämpning av lasteffekter i brottgränstillståndet, enligt SS-EN 1990:

$$\gamma_d 1,35 G_{k,j,sup} + \Sigma \gamma_d 1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{EC 6.10a})$$

$$\gamma_d 1,2 G_{k,j,sup} + \gamma_d 1,5 Q_{k,1} + \Sigma \gamma_d 1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{EC 6.10b})$$

Tillämpning av lastkombinationer i bruksgränstillståndet, kvasi-permanent:

$$1,0 \cdot G_{k,j} + \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{EC 6.16b})$$

Tillämpning av lastkombinationer för karakteristiska värden:

Den karakteristiska lastverkan är summan av de fullständiga lasterna. Denna lastkombination används för att jämföra med beräkningar i brott- och bruksgränstillståndet vilka används enligt EKS. När de karakteristiska lasterna används i kombination med de karakteristiska hållfasthetsvärdena och elasticitetsmodulerna, vilka beskrivs i tabell 3.2.

Vid beräkning i brottgränstillståndet förstoras de permanenta lasterna. För att få ett mer realistiskt resultat används de karakteristiska lastvärdena och hållfasthetsparametrarna, däremot är det karakteristiska värdet för variabel last större än vad som förmodas realistiskt som konstant last över tid. Däremot utgörs den totala lasten till störst del av egentygnd och därför används den karakteristiska lasten som en jämförelse. Bruksgränstillståndet efterliknar en karakteristisk lastberäkning förutom för den variabla lasten, där lasten istället har en förminsande faktor.

Tabell 3.2 Karakteristiska värden för tryckhållfasthet och elasticitetsmodul.

Betong	f _{ck} [MPa]	E _{cm} [GPa]
C20	20	30
C30	30	33
C40	40	35
C50	50	37
C60	60	39

3.2 Brottgräns

Med beskriven modell kommer antalet våningar beräknas innan systemet går till brott. Beräkningen utgår från figur 3.1 där stomsystemet är uppbyggt av pelare, vilka placeras 6 m ifrån varandra.

Den vertikala belastningen verkar som en spänning enligt följande samband:

$$\sigma = \frac{F_{(i)}}{A}$$

När spänningen överstiger betongkvaliténs cylinderhållfasthet i tryck, så uppstår brott. För att jämföra de olika betongkvalitéerna används sambandet mellan tryckhållfastheten, lastverkan per våningsplan och pelarens bottenarea.

$$vån. = \frac{f_c \cdot A}{F_{(i)}}$$

Ekvationen används även för att beräkna antalet möjliga våningsplan innan pelaren överskrider den maximalt tillåtna spänningen.

3.3 Deformation

Enligt SS-EN 1992-1-1:2005:

”2.3.2.2 Krympning och krypning

Krympning och krypning är tidsberoende betongegenskaper. Deras inverkan bör i allmänhet beaktas i bruksgränstillstånd.

Betongens krypning och krympning beror av fuktigheten i omgivningen, bärverksdelens dimensioner och betongens sammansättning. Krypningen påverkas också av betongens mognad vid pålastning samt av lastens varaktighet och storlek.”

Beräkningsmodellen för att ta fram elastisk deformation, krypning och krympning beskrivs nedan i varsitt avsnitt. Formler är hämtade och numrerade enligt EKS (SS-EN_1992-1-1). Deformationsberäkningarna utförs enligt bruksgränstillståndet men även med karakteristiska värden. Enligt EKS kan långtidsdeformationer beräknas i det kvasi-permanenta bruksgränstillståndet. De karakteristiska värdena är i jämförelse med bruksgränstillståndet inte omräknade med faktorer. I beräkningsmodellen används benämningar på parametrar enligt bruksgränstillståndet. Hållfasthetsparametrar och lasterna varierar mellan bruksgräns och karakteristisk beräkningsgång.

3.3.1 Elastisk deformation

Den elastiska deformationen beräknas med hjälp av Hookes lag enligt följande:

$$\varepsilon_{el} = \frac{\sigma}{E} = \frac{F(t)}{A \cdot E}$$

Hookes lag syftar på att ett element kommer formförändras om det utsätts för spänning. Detta samband beror på materialets elasticitetsmodul.

3.3.2 Krypning

Den totala kryptöjningen är kryptalet multiplicerat med den elastiska deformationen för betong, enligt följande:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \frac{\sigma}{E_c} \quad (\text{EC 3.6})$$

Vid beräkning av krypning används tangentmodulen $E_c = 1,05 \times E_{cm}$

E_{cm} är sekantvärde för betongens elasticitetsmodul.

t är betongens ålder vid betraktad tidpunkt, i dagar.

t_0 är betongens ålder vid pålastning, i dagar

Kryptalet $\varphi(t, t_0)$ varierar över tid.

Kryptalet beräknas enligt följande:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (\text{EC B.1})$$

Där:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + (t - t_0))} \right]^{0,3} \quad (\text{EC B.7})$$

β_H är en koefficient som beror av den relativa fuktigheten (RH i %) och bärverksdelens ekvivalenta tjocklek (h_0 i mm).

För $f_{cm} \leq 35$ MPa

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \quad (\text{EC B.8a})$$

F_{cm} är medelvärde för betongens cylindertryckhållfasthet

För $f_{cm} \geq 35$ MPa

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad (\text{EC B.8b})$$

α_3 är koefficienter som beaktar inverkan av betongens hållfasthet:

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (\text{EC B.8c})$$

Det nominella kryptalet beräknas enligt följande

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (\text{EC B.2})$$

φ_{RH} är faktor som beaktar inverkan av relativ fuktighet:

För $f_{cm} \leq 35$ MPa

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad (\text{EC B.3a})$$

För $f_{cm} > 35$ MPa

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad (\text{EC B.3b})$$

RH är relativ fuktighet i omgivande miljö [%]

h_0 är bärverksdelens ekvivalenta tjocklek [mm]:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (\text{EC B.6})$$

A_c är tvärsnittsarean

u är den del av tvärsnittets omkrets som är i kontakt med luft

$\beta(f_{cm})$ är en faktor som beaktar inverkan av betongens hållfasthet:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (\text{EC B.4})$$

f_{cm} är betongens medeltryckhållfasthet vid 28 dagars ålder [MPa]

$\beta(t_0)$ är faktor som beaktar inverkan av betongens ålder vid pålastning, t_0 :

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} \quad (\text{EC B.5})$$

3.3.3 Krympning

Den totala töjningen med avseende på uttorkning över tid beskrivs av följande samband:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd0} \quad (\text{EC 3.9})$$

k_h är en koefficient som beror på den fiktiva tjockleken h_0

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{h_0^3}} \quad (\text{EC 3.10})$$

t är betongens ålder vid betraktad tidpunkt, i dagar

t_s är betongens ålder (dagar) vid början av uttorkningskrympningen

h_0 är den fiktiva tjockleken (mm) på tvärsnittet

$$\varepsilon_{cd0} = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (\text{EC B.11})$$

Där:

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (\text{EC B.12})$$

$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$

α_{ds1} är en koefficient som beror av cementtypen

= 3 för cementklass S

= 4 för cementklass N

= 6 för cementklass R

α_{ds2} är en koefficient som beror av cementtypen

= 0,13 för cementklass S

= 0,12 för cementklass N

= 0,11 för cementklass R

RH är omgivningens relativa fuktighet [%]

$RH_0 = 100 \%$

Den totala töjningen med avseende på den autogena krympningen beskrivs enligt följande samband:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (\text{EC 3.11})$$

Där:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (\text{EC 3.12})$$

där f_{ck} är i MPa.

Och

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5}) \quad (\text{EC 3.13})$$

t är betongens ålder vid betraktad tidpunkt, i dagar, och f_{ck} är betongens karakteristiska hållfasthet.

Den totala krympningen summeras sedan enligt följande:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (\text{EC 3.8})$$

3.4 Resultat

Resultaten följer beräkningsmodellen och avser ett höghus vilket används som kontor. Åldern som används vid beräkning är 25 år, vilket inte är den fullständiga livslängden. Den totala deformationen är summan av elastisk deformation, krympning och krypning över samtliga 30 våningar, om inget annat anges. Den totala höjden för 30 våningar är 105 m. När andra variabler utöver betongkvalité och dimension varierar, utgår beräkningarna från en pelare med dimension 1x1 m av betongkvalité C40.

3.4.1 Brottgränstillstånd

Antalet våningar som kan byggas innan pelaren går till brott med avseende på dimensionerande hållfastheten redovisas i tabell 3.3, pelarens dimension är 1x1x3,5 m samt 0,5x0,5x3,5 m. Antalet våningar jämförs mellan brottgränstillstånd och karakteristisk lastverkan, vilka tidigare beskrivits i kapitel 2.5.

Tabell 3.3 Antal våningar innan brott.

Betongkvalité	Våningsantal			
	Brottgränstillstånd	Karakteristisk lastverkan	Brottgränstillstånd	Karakteristisk lastverkan
	1 x 1 m pelare		0,5 x 0,5 m pelare	
C20	22	43	6	12
C30	33	64	9	18
C40	44	85	12	25
C50	55	107	16	31
C60	66	128	19	37

Om beräkningarna utförs enligt EKS i brottgränstillstånd halveras antalet våningar i jämförelse med de karakteristiska last- och hållfasthetsvärdena. Om pelarens bredd väljs till 0,5 m är det i storleksordning tre till fyra gånger färre våningar som kan byggas innan konstruktionen går i brott jämfört med en pelarbredd på 1 m.

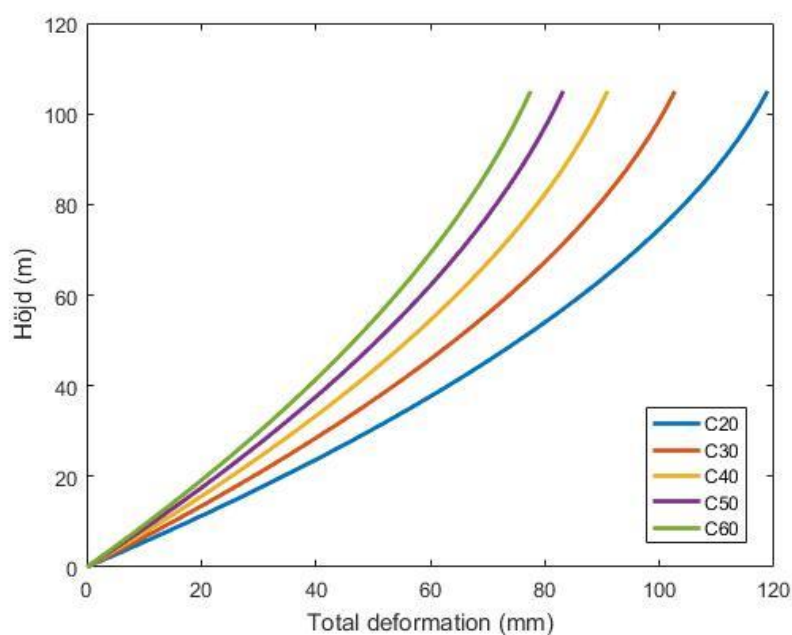
3.4.2 Kvasi-permanent bruksgränstillstånd

Deformationerna som uppstår har beräknats per våning och summerats för den totala axiella deformationen, för bruksgränstillstånd tidigare beskrivet i kapitel 2.5. Tiden vilket har använts vid beräkning är 25 år och antalet våningar är 30. Samtliga totala deformationer och längdförändringar listas i tabell 3.4. Variationen mellan betongkvalitéerna är cirka en centimeter. Däremot är den totala deformationen inte av avgörande storlek när en pelares dimension är 1x1 m, oberoende av betongkvalité. Detta med avseende på det acceptabla ställmått som tidigare nämnts för fasadelement i glas. För mer ingående resultat av beräkningen se bilaga 1.

Tabell 3.4 Totaldeformation i bruksgränstillstånd (1x1 m pelare).

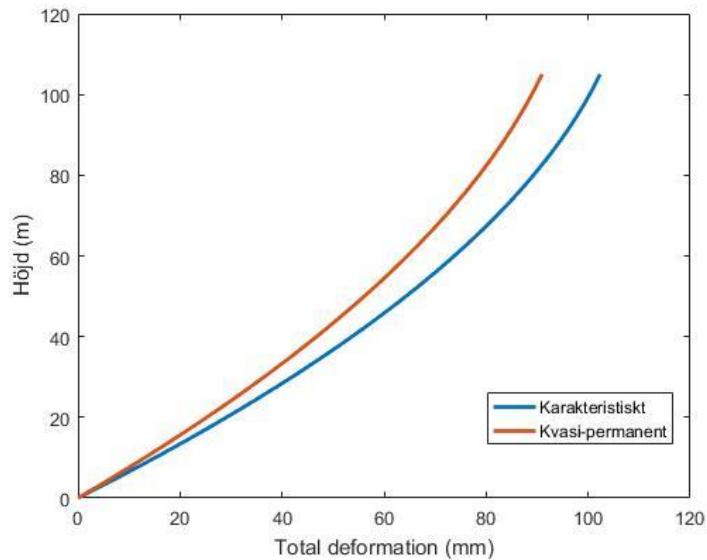
Betongkvalité	$\Sigma \epsilon_{el}$ [‰]	$\Sigma \epsilon_{cs}$ [‰]	$\Sigma \epsilon_{cc}$ [‰]	$\Sigma \epsilon$ [‰]	$\Sigma \Delta L$ [mm]	L [m]
C20	5,94	11,63	16,39	33,96	119	104,88
C30	5,40	11,15	12,79	29,34	103	104,90
C40	5,09	10,81	10,08	25,99	91	104,91
C50	4,82	10,59	8,36	23,77	83	104,92
C60	4,57	10,49	7,10	22,15	78	104,92

Den totala deformationen ökar mer hastigt i storlek över höjden om en lägre betongkvalité används, se figur 3.2. Skillnaden i den totala deformationens storlek är mindre mellan de högre betongkvalitéerna jämfört med de lägre kvalitéerna. Skillnaden mellan betongkvalitéerna är av större betydelse vid en högre byggnadshöjd. Innan 20 m följer kurvorna varandra utan större variation i storlek.



Figur 3.2 Total deformation beroende av betongkvalité i bruksgränstillstånd.

Den totala deformationen blir större om den karakteristiska lastverkan används istället för att följa EKS, se figur 3.3. Detta beror på lastens storlek och hållfasthetsvärde. Deformationen förändras till orsak av den variabla lasten, som enligt EKS beräknas med en förminskande faktor. Den variabla lasten är karakteristisk 2,5 kilonewton (kN), och i bruksgränstillstånd är den 0,75kN/m². Lasten påverkar den elastiska deformationen och då även kryppningen. Det är vid högre höjder skillnaden i deformationens storlek blir betydande. Vid färre våningar har omräkningsfaktorerna inte samma påverkan, men ju fler våningar som ska byggas desto större skillnad blir det i beräkningarnas resultat beroende av ingående parametrar.



Figur 3.3 Total deformation beroende av bruksgränstillstånd eller karakteristisk lastverkan.

Om beräkningarna utförs enligt EKS går stomsystemet i brott innan 30 våningar uppnås, det beror på vilken dimension och betongkvalité som används, vilket redovisas i tabell 3.5. Den totala deformationen blir således inte lika stor om våningsantalet begränsar beräkningarna.

Tabell 3.5 Totaldeformation enligt 6.16b med våningsantal (max 30) baserat på brottvillkor.

Pelardimension/betongkvalité	Våningsantal	$\Sigma \varepsilon$ [‰]	$\Sigma \Delta L$ [mm]	L [m]
1x1 m				
C20	22	29,13	101,96	76,90
C30	30	29,34	102,7	104,90
C40	30	25,99	90,95	104,91
C50	30	23,77	83,19	104,92
C60	30	22,15	77,53	104,92
0,75x0,75 m				
C20	13	30,22	105,76	45,40
C30	20	34,43	120,52	69,88
C40	27	35,01	122,53	94,38
C50	30	32,85	114,97	104,89
C60	30	30,17	105,6	104,89
0,5x0,5 m				
C20	6	31,44	110,04	20,90
C30	9	36,94	129,29	31,37
C40	12	39,47	138,14	41,86
C50	16	42,97	150,4	55,85
C60	19	43,22	151,28	66,35

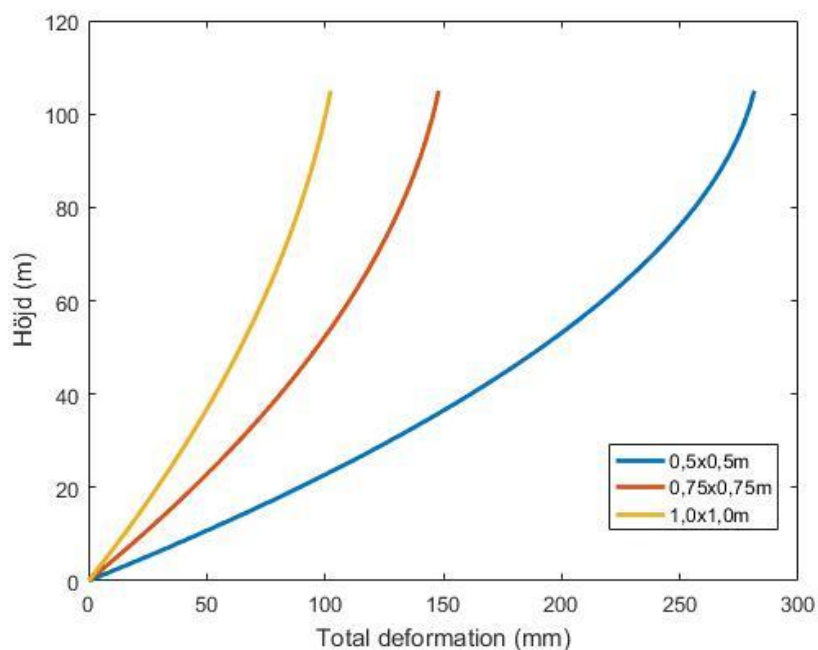
3.4.3 Karakteristisk lastverkan

Den totala längdförändringen fördubblas när pelarbredden ändras från 0,75 m till 0,5 m, se tabell 3.6. När pelardimensionen ökas till 1x1 m är den totala deformationen drygt två tredjedelar av den mindre beräknade dimensionen. Det är den elastiska deformationen och då även krypningen som bidrar till den förändrade längdförändringen. Krypningen förändras, men är inte direkt märkbart vid den totala längdförändringen.

Tabell 3.6 Totaldeformation för samtliga våningar (C40), pelardimension [m]

Pelardimension	$\Sigma \varepsilon_{el}$ [‰]	$\Sigma \varepsilon_{cs}$ [‰]	$\Sigma \varepsilon_{cc}$ [‰]	$\Sigma \varepsilon$ [‰]	$\Sigma \Delta L$ [mm]	L [m]
0,5	21,25	12,34	46,82	80,41	281	104,72
0,75	10,09	11,33	20,87	42,29	148	104,85
1	6,18	10,81	12,24	29,24	102	104,89

I figur 3.4 redovisas långtidsdeformationer efter 25 år för pelare vars dimension är 0,5x0,5, 0,75x0,75 och 1x1 m. Höjden utgår från byggnadens topp och deformationen ökar ju närmre pelaren är grunden. Den märkbara skillnaden mellan de olika dimensionerna beror på tvärsnittsareans storlek, detta syns tydligt på den elastiska deformationen, se tabell 3.6.



Figur 3.4 Totaldeformation för olika pelardimensioner.

Den totala långtidsdeformationen för samtliga våningar med pelardimension 0,5x0,5 m redovisas i tabell 3.7. Krypdeformationen är den förändring som påverkas mest om en bättre betongkvalité används.

Tabell 3.7 Totaldeformation för samtliga våningar (0,5x0,5 m pelare)

Betongkvalité	$\Sigma \epsilon_{el}$ [‰]	$\Sigma \epsilon_{cs}$ [‰]	$\Sigma \epsilon_{cc}$ [‰]	$\Sigma \epsilon$ [‰]	$\Sigma \Delta L$ [mm]
C20	24,79	13,58	76,10	114,47	401
C30	22,54	12,88	59,38	94,80	332
C40	21,25	12,34	46,82	80,41	281
C50	20,10	11,95	38,82	70,87	248
C60	19,07	11,69	32,96	63,72	223

Den totala långtidsdeformationen för samtliga våningar med pelardimension 0,75x0,75 m redovisas i tabell 3.8.

Tabell 3.8 Totaldeformation för samtliga våningar (0,75x0,75 m pelare)

Betongkvalité	$\Sigma \epsilon_{el}$ [‰]	$\Sigma \epsilon_{cs}$ [‰]	$\Sigma \epsilon_{cc}$ [‰]	$\Sigma \epsilon$ [‰]	$\Sigma \Delta L$ [mm]
C20	11,77	12,29	33,92	57,98	203
C30	10,70	11,74	26,47	48,91	171
C40	10,09	11,33	20,87	42,29	148
C50	9,55	11,05	17,30	37,90	133
C60	9,06	10,89	14,69	34,64	121

Den totala långtidsdeformationen för samtliga våningar med pelardimension 1x1 m redovisas i tabell 3.9. För mer ingående resultat av beräkningen se bilaga 2. Den elastiska deformationen och krypningen fördubblas när pelardimensionen minskar med 0,25 m. Krypningen är

ungefär densamma oberoende av pelardimension. Samtliga deformationer för varje separat våningsplan, med pelardimension 1x1 m redovisas i bilaga 3.

Tabell 3.9 Totaldeformation för samtliga våningar (1x1 m pelare).

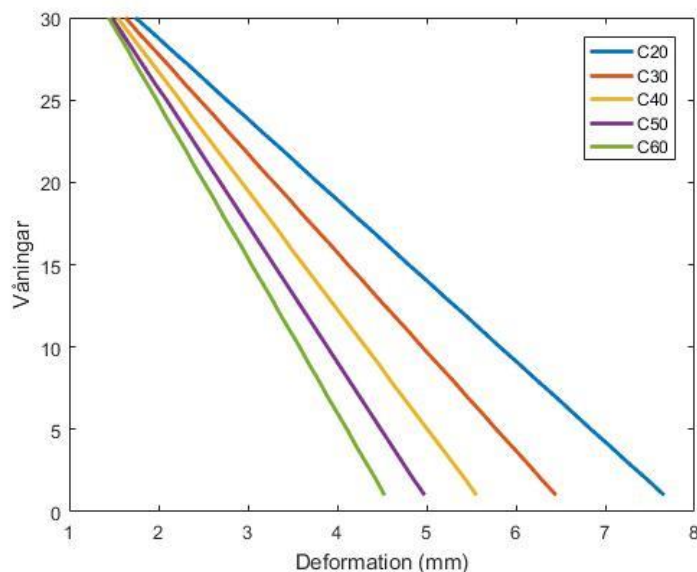
Betongkvalité	$\Sigma \epsilon_{el}$ [‰]	$\Sigma \epsilon_{cs}$ [‰]	$\Sigma \epsilon_{cc}$ [‰]	$\Sigma \epsilon$ [‰]	$\Sigma \Delta L$ [mm]
C20	7,22	11,63	19,90	38,75	136
C30	6,56	11,15	15,53	33,24	116
C40	6,18	10,81	12,24	29,24	102
C50	5,85	10,59	10,15	26,59	93
C60	5,55	10,49	8,62	24,65	86

Längdförändringen i översta våningens pelare är drygt tre till fyra gånger mindre än för pelaren på bottenplan, se tabell 3.10. Längdförändringen ökar med ungefär 1 mm var femte våning för den lägsta beräknade betongkvalitén och minskar ner till 0,5 mm längdförändring för den högsta betongkvalitén.

Tabell 3.10 Deformationsvariationen mellan våningsplan (1x1 m pelare) [mm].

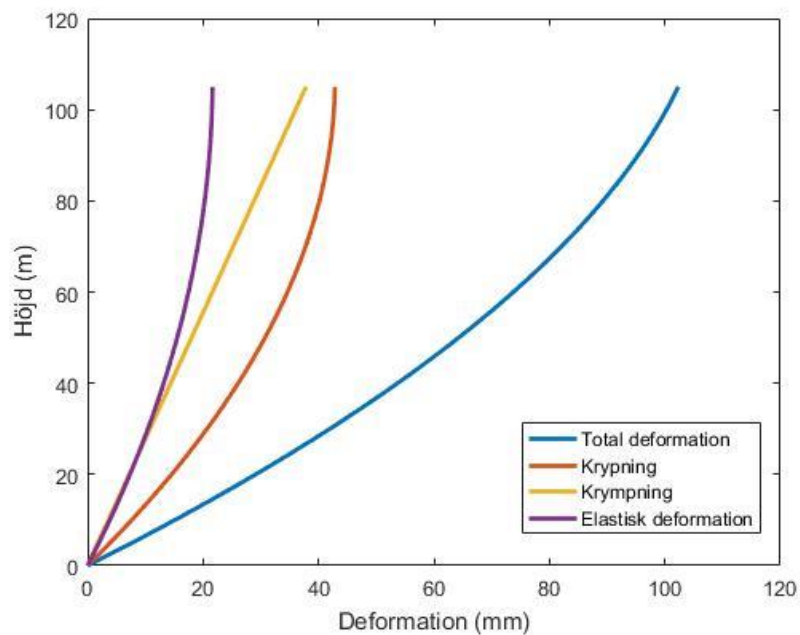
vån.	1	5	10	15	20	25	30
C20	7,48	6,66	5,64	4,62	3,60	2,58	1,56
C30	6,29	5,62	4,79	3,96	3,13	2,30	1,47
C40	5,42	4,87	4,17	3,48	2,79	2,09	1,40
C50	4,85	4,37	3,76	3,16	2,56	1,96	1,36
C60	4,42	4,00	3,46	2,93	2,40	1,86	1,33

Variationen av deformationen per våningsplan redovisas i figur 3.5. Längdförändringen är som minst för de översta våningsplanen, vilket beror på spänningen pelaren utsätts för. Sambandet mellan deformationen och antalet våningar är linjärt, där deformationen är större för de pelarna längre ner i byggnaden. Den linjära grafen beror på att deformationen är direkt beroende av lasten som ökar kontinuerligt över våningsplan.



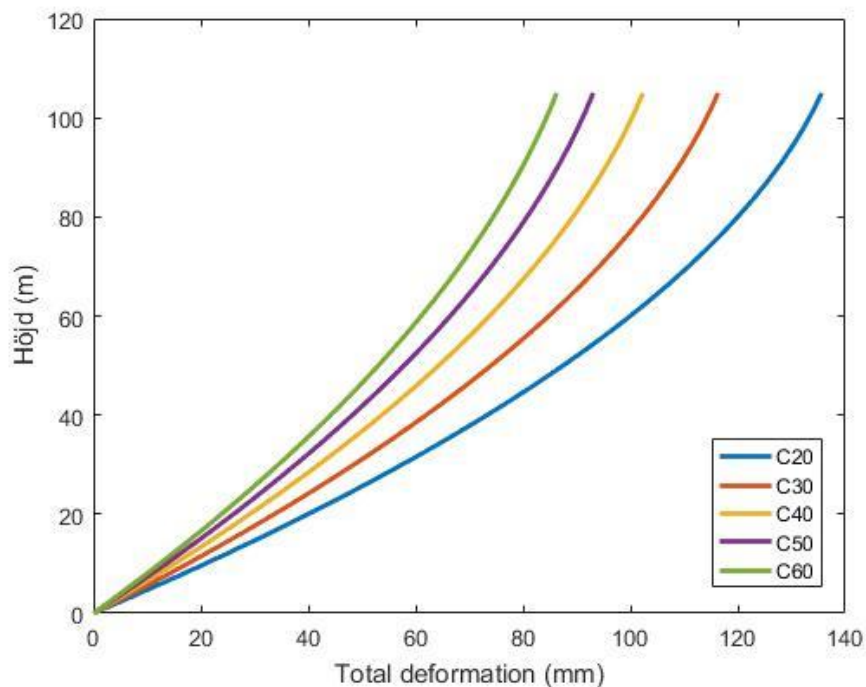
Figur 3.5 Deformationsvariationen mellan våningsplan (1x1 m pelare).

De olika deformationerna varierar i storlek, beroende av spänningen, och redovisas i figur 3.6. Höjden utgår från byggnadens topp och deformationerna ökar ju närmare grunden pelaren placeras.



Figur 3.6 Deformation för betongpelare, C40.

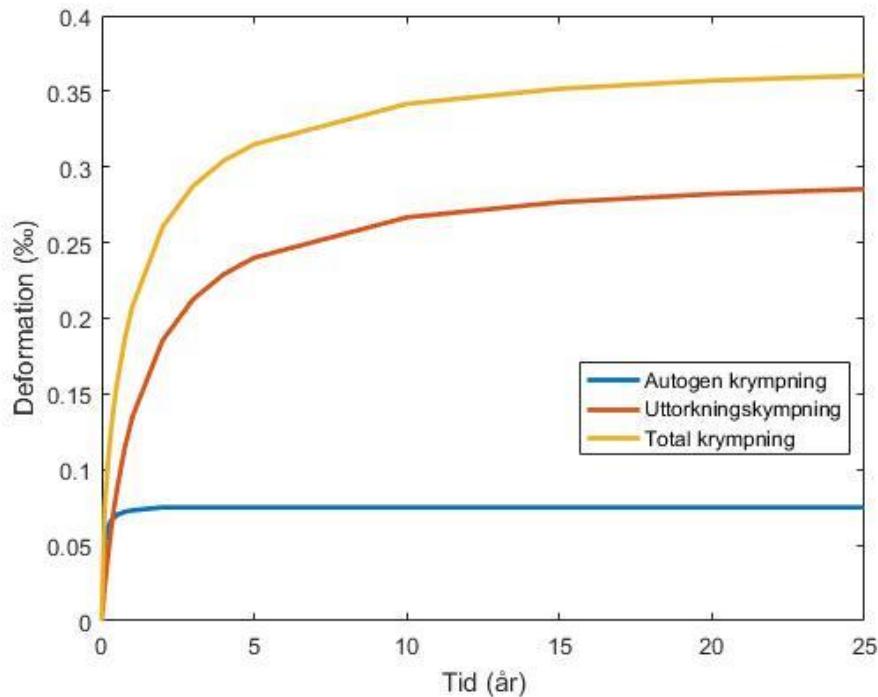
Den totala deformationen ökar hastigare i storlek över höjden om en lägre betongkvalité används, se figur 3.7, nedan. Skillnaden i den totala deformationens storlek är mindre mellan de högre betongkvalitéerna jämfört med de lägre kvalitétéerna.



Figur 3.7 Total deformation för betongpelare.

3.4.4 Krympningsvariation över tid

Krympningen avtar över tid och den autogena deformationen kommer att uppnå maximal förändring efter cirka ett år, se figur 3.8. Uttorkningskrympningen har en brant utveckling och avtar efter ett par år.



Figur 3.8 Betongens krympningsvariation över tid i promille.

3.4.5 Deformation under produktion

Resultatet från undersökningen för en betongpelare av betongkvalité C40 på våningsplan ett, visar att deformationen ökar med tiden, se tabell 3.11. Den verkande lasten är endast konstruktionens egentygnd. Den autogena krympningen är som störst under första kvartalet. Eftersom pelaren utsätts för en högre lastverkan för varje våningsplan som byggs, ökar den elastiska deformationen, vilket i sin tur gör att krympningen ökar. Efter 150 dagar när fasadelementen ska monteras har pelaren deformerats med 1,29 mm.

Tabell 3.11 Deformation för pelare på våningsplan ett (C40, 1x1 m).

Dagar	Våning	ϵ_{cd} [‰]	ϵ_{ca} [‰]	ϵ_{cs} [‰]	ϵ_{el} [‰]	ϵ_{cc} [‰]	$\Sigma \Delta L$ [mm]
15	1	0,009	0,040	0,049	0,011	0,000	0,21
30	2	0,018	0,050	0,068	0,021	0,012	0,36
45	3	0,027	0,055	0,082	0,032	0,023	0,48
60	4	0,040	0,059	0,094	0,043	0,034	0,60
75	5	0,043	0,062	0,104	0,054	0,047	0,72
90	6	0,050	0,064	0,113	0,064	0,060	0,83
105	7	0,056	0,065	0,122	0,075	0,073	0,95
120	8	0,063	0,067	0,130	0,086	0,087	1,06
135	9	0,069	0,068	0,137	0,097	0,102	1,17
150	10	0,075	0,069	0,143	0,107	0,117	1,29

I tabell 3.12 redovisas deformationen efter 25 år, i denna beräkning har även en nyttig last inkluderats. Deformationen efter 25 år är 5,42 mm, vilket är mer än fyra gånger så stor som deformationen är efter 150 dagar.

Tabell 3.12 Deformation för pelare på våningsplan ett (C40, 1x1 m), efter 25 år.

Dagar	ϵ_{cd} [‰]	ϵ_{ca} [‰]	ϵ_{cs} [‰]	ϵ_{el} [‰]	ϵ_{cc} [‰]	$\Sigma \Delta L$ [mm]
9125	0,285	0,075	0,360	0,399	0,790	5,42

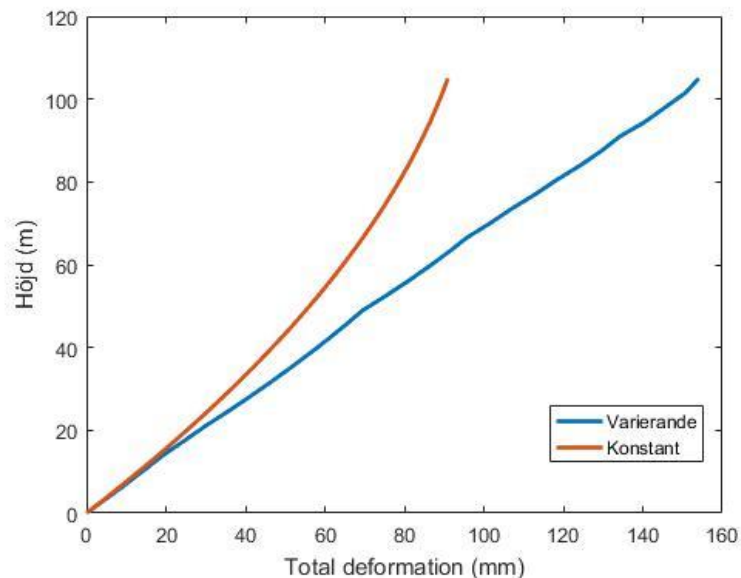
3.4.6 Deformation vid varierande pelardimension

Deformationen för ett stomsystem med varierande pelardimension redovisas i tabell 3.13. Spänningen som varje pelare utsätts för är inom intervallet 10–15 MPa, förutom pelaren på våning 30, vilket har dimensionen 0,25x0,25 m. Längdförändringen för varje pelare summeras och den totala längdförändringen efter 25 år för pelarsystemet blir 154 mm.

Tabell 3.13 Totaldeformation per våningsplan och längdförändring med varierande pelardimension.

Vån.	σ [MPa]	Pelardimension	$\Sigma \varepsilon$ [%]	$\Sigma \Delta L$ [mm]
1	13,02	0,9x0,9	1,44	5,03
2	12,54	0,9x0,9	1,40	4,89
3	12,07	0,9x0,9	1,36	4,75
4	11,59	0,9x0,9	1,32	4,62
5	14,07	0,8x0,8	1,53	5,37
6	13,49	0,8x0,8	1,49	5,21
7	14,68	0,75x0,75	1,61	5,62
8	14,04	0,75x0,75	1,55	5,43
9	13,39	0,75x0,75	1,50	5,24
10	12,74	0,75x0,75	1,44	5,06
11	12,09	0,75x0,75	1,39	4,87
12	11,45	0,75x0,75	1,34	4,68
13	10,80	0,75x0,75	1,28	4,49
14	10,15	0,75x0,75	1,23	4,30
15	14,85	0,6x0,6	1,66	5,81
16	13,89	0,6x0,6	1,58	5,52
17	12,92	0,6x0,6	1,49	5,23
18	11,96	0,6x0,6	1,41	4,94
19	11,00	0,6x0,6	1,33	4,65
20	14,45	0,5x0,5	1,67	5,84
21	13,10	0,5x0,5	1,55	5,43
22	14,51	0,45x0,45	1,70	5,95
23	12,87	0,45x0,45	1,55	5,44
24	14,21	0,4x0,4	1,70	5,94
25	12,15	0,4x0,4	1,51	5,30
26	10,10	0,4x0,4	1,33	4,66
27	14,30	0,3x0,3	1,79	6,27
28	10,71	0,3x0,3	1,46	5,11
29	10,26	0,25x0,25	1,45	5,07
30	5,13	0,25x0,25	0,96	3,37
			Σ	154,09

I figur 3.9 jämförs den varierande pelardimensionen med en konstant pelardimension på 1x1 m som har samma betongkvalité. Deformationen för stomsystemet med varierande pelardimension ökar linjärt, detta beror på spänningsintervallet. Stomsystemet med varierande pelardimension är med avseende på deformationen inte mer lämpligt än stomsystemet med genomgående pelare vars bredd är 1 m. Även om spänningen minskar med den lägre resulterande lasten från pelarna är det inte en tillräckligt stor förändring för att minska deformationen.



Figur 3.9 Totaldeformation för varierande pelardimension och konstant dimension.

Resultatet från undersökningen för en betongpelare av betongkvalité C40 på våningsplan ett, visar att deformationen ökar med tiden, se tabell 3.14. Den verkande lasten är endast konstruktionens egentyngd. Pelardimensioner beror på spänningen som varje pelare utsätts för och utgår från samma dimension som i tabell 3.13. Den autogena krympningen är som störst under första kvartalet. Eftersom pelaren utsätts för en högre lastverkan för varje våningsplan som byggs, ökar den elastiska deformationen, vilket i sin tur gör att krympningen ökar. Efter 150 dagar när fasadelementen ska monteras har pelaren deformerats med 1,41 mm. Liknande beräkning genomfördes med en kontinuerlig pelardimension på 1x1 m, se tabell 3.11. Jämförelsevis är den totala deformationen efter 150 dagar 1,29 mm med en kontinuerlig pelardimension. Medan det för stomsystemet med varierande pelardimension är 1,41 mm för pelaren på bottenvåningen, se tabell 3.14. De deformationer som skiljer sig är uttorkningskrympningen och den elastiska deformationen.

Tabell 3.14 Deformation för pelare på våningsplan ett (C40, 0,9x0,9 m).

Dagar	Våning	Pelardimension	ϵ_{cd} [‰]	ϵ_{ca} [‰]	ϵ_{cs} [‰]	ϵ_{el} [‰]	ϵ_{cc} [‰]	$\Sigma \Delta L$ [mm]
15	1	0,9x0,9	0,011	0,040	0,051	0,012	0,000	0,22
30	2	0,9x0,9	0,022	0,050	0,072	0,024	0,014	0,39
45	3	0,9x0,9	0,031	0,055	0,086	0,036	0,027	0,52
60	4	0,9x0,9	0,041	0,059	0,100	0,048	0,040	0,66
75	5	0,8x0,8	0,049	0,062	0,111	0,060	0,054	0,79
90	6	0,8x0,8	0,058	0,064	0,122	0,071	0,068	0,92
105	7	0,75x0,75	0,065	0,065	0,130	0,083	0,083	1,04
120	8	0,75x0,75	0,072	0,067	0,139	0,094	0,099	1,16
135	9	0,75x0,75	0,079	0,068	0,147	0,105	0,115	1,28
150	10	0,75x0,75	0,086	0,069	0,155	0,117	0,132	1,41

I tabell 3.15 redovisas deformationen efter 25 år, i denna beräkning har en nyttig last inkluderats. Deformationen efter 25 år är 5,03 mm, vilket är mer än tre gånger så stor som deformationen är efter 150 dagar. Jämförelsevis är deformationen för stomsystemet med kontinuerlig pelare fyra gånger så stor efter 25 år. Skillnaden på deformationerna i produktion med avseende på pelardimension är i storleksordning ungefär lika om kontinuerliga och varierande pelare jämförs.

Tabell 3.15 Deformation för pelare på våningsplan ett (C40, 1x1 m), efter 25 år.

Dagar	ϵ_{cd} [‰]	ϵ_{ca} [‰]	ϵ_{cs} [‰]	ϵ_{el} [‰]	ϵ_{cc} [‰]	$\Sigma \Delta L$ [mm]
9125	0,293	0,075	0,368	0,354	0,719	5,03

4 Analys

Det som påverkar deformationen för betongen mer direkt är pålastningstiden och härdningsåldern. Med avseende på tid är det bara pålastningen som kan styras. Den autogena krympningen är beroende av hydratiseringen och är en direkt deformation i ett långt tidsperspektiv. Den autogena krympningen kommer till skillnad från de andra långtidsdeformationerna vara konstant i ett längre tidsintervall, och förändras i ett tidigt skede eftersom betongen fortfarande härdar samt uppnår sin fulla hållfasthet. Den autogena krympningen blir även större ju högre betongkvalité som används, detta skiljer sig från resterande beräknade deformationer (se bilaga 1 och 2). Med avseende på endast vertikal lastverkan, för en betongpelare, blir deformationen mindre om en betong med hög hållfasthet används. Om pålastning sker efter fullständig härdning och placeras i ett optimalt fuktigt klimat blir deformationen även mindre. Den totala deformationen blir således större om betongen placeras i ett torrt utrymme. Den torra luften påverkar fuktkvoten i betongen och påskyndar deformationen. Betongkvalitén påverkar även deformationens storlek. En betongkvalité med lägre hållfasthet deformerar även mer totalt.

Antalet våningar innan brott beror på den verkande lasten och arean på pelaren. Större dimension, mindre last och högre betongkvalité resulterar i fler våningar innan brott. När beräkningarna följer EKS blir våningsantalet betydligt lägre än om karakteristiska värden används. Den dimensionerande lasten i brottgränstillstånd i EKS är 6.10a i denna studien, detta beror på att lasten utgörs till största del av egentygnd vilket multipliceras med en högre faktor än för 6.10b. Det skilda våningsantalet beror på beräkningsmetodernas olika storlekar på last och hållfasthet, för samma dimension och betongkvalité. För den lägsta undersökta betongkvalitén hade beräkningsmodellen enligt EKS gått till brott innan 30 våningar även med en pelardimension på 1x1 m, med karakteristiska värden hade stomsystemet uppnått 43 våningar innan brott med samma förutsättningar.

Om samtliga beräkningar hade följt EKS angivningar hade antalet tillåtna våningar blivit färre. Deformationerna hade också blivit mindre beroende av det angivna kvasi-permanenta bruksgränstillståndet för långtidsdeformationer men även för att spänningarna hade blivit mindre då färre våningar hade inkluderats. Om pelardimension hade valts efter ett specifikt tillåtet spänningsintervall hade deformationerna varierat linjärt. Ju högre spänningsintervall, närmare brottgränstillstånd, desto större deformationer. Ett lägre spänningsintervall hade resulterat i mindre deformationer, men större pelardimensioner. Långtidsdeformationer är även svåra att förutse, då det under produktion endast deformerats en fjärdedel av den totala deformationen enligt genomförda beräkningar. Detta gör det svårt att i projektering planera och hantera deformationer, då de påverkas av många faktorer.

5 Diskussion

Eftersom Sveriges lagar och krav för byggnader är många och strikta, är det viktigt att förstå att hantering av långtidsdeformationer endast utgör en del av det som möjliggör att bygga på höjden. Stomsystemets bärförmåga är en viktig del av det som blir ett komplext projekt, men det är andra aspekter, framförallt brandsäkerhetskrav, som vanligtvis leder till de parametrar som påverkar dimensionering av stomsystemet och utformningen av en nybyggnad. Huvudsyftet är säkerhet vid användning, men ett väl projekterat höghus kan även ha goda egenskaper gällande miljö, underhåll och energihushållning.

Det är viktigt att inkludera de discipliner som berörs av långtidsdeformationernas storlek. främst påverkas installationer och stela ledningar vid höghusbyggande och påverkar då discipliner som har hand om sprinkler, ventilation och vatten. Ledningar och stela rörsystem får större påfrestningar om deformationerna blir stora. De discipliner som projekterar sprinkler, brandgasventilation och andra stela ledningar, bör vidare undersöka hur långtidsdeformationer påverkar systemen. Utöver att andra discipliner måste inkluderas, kan långtidsdeformationerna påverka utformningen av väggelement som inte är bärande.

Om pelarna prefabriceras med stor noggrannhet i fabrik och monteras väl i produktion blir deformationerna mer förutsägbara. Med denna noggrannhet kan snedställningslast och geometriska imperfektioner elimineras och i sin tur minska den totala långtidsdeformationen, annars hade defekterna skapat ett moment som i sin tur hade förstärkt deformationen. Betongens deformation kan även minskas om uttorkningen sker i fabrik och pålastning på element sker vid en högre mognad. Ett prefabricerat stomsystem skapar möjlighet att under kontrollerade förhållanden skapa ett så idealt element som möjligt. För att skapa ett projekt med prefabricerade stomelement ställer det andra krav på planering och montering, vilket även påverkar tiden i studiens beräkningsmodell. Prefabricering av betongpelare ger möjlighet att använda högre betongkvalité och hantera den autogena krympningen som till störst del sker i tidigt skede.

De beskrivna stomsystemen i tabell 2.3 är utformade för att hantera de vindlaster som uppkommer och ökar med höjden på byggnaden. Med avseende på den vertikala belastningen är det fördelaktigt att dimensionera stomsystemet slankare högre upp i byggnaden. Med avseende på vindlasten, som ökar med höjden, är det av större betydelse att stomsystemet har stabiliserande element. Dessa element leder till en större egentyngd och spänning, även om pelarna som hanterar den vertikala lasten har en reducerande inverkan med anledning av pelardimensionens minskande mått. Vid beräkningar med varierande pelardimension, ökar totaldeformationen linjärt då den anpassats inom ett visst spänningsintervall. Om stomstabiliserande element hade inkluderats i modellen, hade spänningen förändrats då lasten ökats.

Den vertikala belastningen och deformationen som uppstår påverkar installationer och stela ledningar samt uppbyggnaden av infästa element. De känsliga elementen har en avgörande betydelse i planeringen och om det är genomförbart att bygga ett höghus med tillräckligt små deformationer. Pelarsystem har som uppgift att leda last nedåt, medan det främst är bjälklagen som hanterar den horisontella lasten.

De beräkningar som genomfördes med en viss förskjutning i tid, och med färre våningsplan ska efterlikna den antagna produktionen och vad som kan komma ske med stomsystemet innan

fasader monteras. Deformationerna som uppkommer under det korta tidsintervallet är en liten andel av vad den totala förväntas bli. Detta skapar svårigheter i hur anpassningar med avseende på deformationer kan utföras i produktion. Beräkningarna med varierande pelardimension visar förvisso på en totaldeformation av 150 mm över 30 våningsplan. Om den totala deformationen antas vara densamma över samtliga våningsplan blir den 5 mm, vilket är mindre än 1 % av den totala pelarhöjden. Om beräkningsmodellen vore mer noggrann, hade deformationen kunnat öka upp mot de mått som anses kritiska för tidigare nämnda ställmått för glasfasader.

Beräkningsmodellen illustrerar ett stomsystem med betongpelare. Ett verkligt stomsystem har ett annat utförande med fler stående element mellan våningsplanen, i varierande material. Om stomsystemet är uppbyggt av fler, större eller högre element kommer det resultera i en större egentyngd och bärförmåga. En större egentyngd resulterar i en större deformation. Den modell som används i rapporten visar därför på en förändring, men som troligtvis resulterar i en större deformation för ett verkligt höghusprojekt. Ett stomsystem inkluderar fler bärande delar om stomstabilitet tas till hänsyn i modellen. Även om egentyngden hade ökats med ett mer ingående, realistiskt stomsystem, hade även lastfördelningen blivit annorlunda. Därmed är det svårt att avgöra om lasten hade ökat drastiskt, då den totala egentyngden ökas men influensarean för lastnedgången minskas.

De avgränsningar som antagits har påverkat deformationens storlek. Om horisontella laster, snedställning och geometriska imperfektioner medtagits hade de resulterande lasterna även påverkat storleken av den vertikala resultanten. De stomstabiliserande elementen som inte är inkluderade i beräkningsmodellen hade bidragit till både en större egentyngd men även en vertikal resultant. Om armering i betong inkluderats med en betydande andel hade deformationen förändrats och hanterat den horisontella lastens resulterande utböjning. Avgränsningen att inte inkludera reduktionsfaktorer för area och våningsantal hade resulterat i en mindre deformation, detta då den reducerar lastens storlek. Samtliga avgränsningar hade resulterat i både större och förminskande värden, vilket gör det svårt att avgöra hur stor den totala deformationen faktiskt hade blivit.

Vid dimensionering av ett bärande stomsystem beräknas detta enligt brottgränstillstånd. När dimensionerna är bestämda beräknas deformationerna enligt bruksgränstillståndet, vilket innebär att de permanenta lasterna inte formuleras med en förstörande faktor samt att den variabla lasten beskrivs med en förminskande faktor. Anledningen att den variabla lasten beskrivs med en förminskande faktor är att stomsystemet sannolikt, över ett långt tidsspann, inte kommer ha en konstant belastning av den storleken som anges enligt EKS. När beräkningarna genomfördes med karakteristisk last blir deformationerna större, detta beroende av den variabla lasten. Däremot används även de karakteristiska hållfasthetsparametrarna, vilket i sin tur borde resultera i mindre dimensioner. Därmed är deformationen i större utsträckning beroende av den verkande lasten och inte hållfastheten.

Pelarsystemet i beräkningsmodellen har en höjd på 3,5 m och är begränsad till 30 våningar, vilket ger en höjd på sammanlagt 105 m. Det finns däremot många byggnader som är betydligt högre än vad som beräknas i studien. Med ökad höjd kommer spänningen och således deformationen bli större. I resultatet med kvasi-permanent lastverkan och varierande pelardimension beräknades den totala deformationen till 154,09 mm, se tabell 3.13. Pelaren på våningsplan ett deformeras i det fallet 5,03 mm. Om byggnaden haft fler våningar hade deformationen ökat och känsliga fasadelement, som exempelvis glasfasaden för Point Hyllie,

inte kunnat justerats tillräckligt efter en längre tidsperiod. Om fallet vore sådant hade en avvägning mellan största ställmått och beräknad deformation behövts hanteras.

6 Slutsats

För att utforma ett stomsystem lämpligt för ett höghus är det många aspekter som måste beaktas. Det är viktigt att redan i planeringsskedet skapa en uppfattning om hur stora deformationerna kan komma att bli i jämförelse med de begränsningar som uppkommer vid bland annat installation och infästningar. Deformationerna är under produktion inte märkbara vilket gör det svårare att anpassa samtliga steg som resulterar i en framtida begränsning. Problem som kan uppstå på grund av långtidsdeformationer är aktuellt för samtliga höghus oberoende av lokalisering. Även om studien har sitt fokus nationellt kvarstår fortfarande problemen världen över. Detta visar sig då artiklar och studier vilka baseras på andra länders höghus beskriver samma problematik.

Deformationerna med avseende på vertikal lastnedgång, ökar med antalet våningar. För höghus kan långtidsdeformationerna bli så pass stora att de påverkar utformning och tillgänglighet. Deformationsbilden är beroende av betongkvalité och dimension på pelare. Högre betongkvalité och större dimension resulterar i en mindre deformation.

De olika undersökta deformationerna påverkar möjligheten i val av installationer och icke bärande element. Långtidsdeformationerna kan uppnå en storlek som överskrider de avvikelser som kan tillkomma av installationer eller fasader. Deformationerna påverkar val av stomsystem och material. Om fasaden är monterad på stomsystemet kommer den följa deformationerna. Det finns fasadelement som monteras och har strikta avvikelser eller ställmått som inte får överskridas.

Beräkningsmetoder som används nationellt är beskrivna i EKS, dessa påverkar lastens storlek och ska resultera i säker utformning. Förändringen som uppkommer när beräkningsmetodiken används är att lasterna förstoras vid beräkning i brottgränstillstånd. Medan de permanenta lasterna är oförändrade och de variabla lasterna förminskas i bruksgränstillståndet. Beräkningarna som genomförs under projektering kommer därför skilja sig från den verkliga pålastningen i produktion. I och med skillnaderna mellan projekterade och producerade resultat är det svårt att i förväg veta den exakta påverkan. Beräkningsmetoden enligt EKS leder till färre våningar och en mindre långtidsdeformation i beräkningsexemplet. Förutsatt att den variabla lasten stämmer överens i förvaltning och projektering vore det vid beräkning av deformation mer tillförlitligt att använda karakteristiska värden, vilket innebär att EKS frånses. Detta visar på att det kan finnas ett behov av att utvärdera den lagstyrda beräkningsmetodiken gällande långtidsdeformationer.

Beräkningarna visade på att deformationen som kommer uppstå under produktion är ~~betydligt~~ mindre än efter ett längre tidsperspektiv. Det blir därför svårt att i produktion anpassa höghuset utifrån de deformationer som uppkommit, därför är beräkningar i planeringsskedet avgörande. För att anpassa stomsystemet redan i projektering måste de förväntade deformationerna även styra projektering av installationer och andra element som har en begränsad möjlighet att deformeras. Anpassningarna som krävs för långtidsdeformationer blir helt beroende av planering, och vilka åtgärder som ska vidtas redan innan produktionen.

En hög betongkvalité resulterar i en mindre totaldeformation, detta då hållfastheten även är högre. Även om den totala deformationen blir mindre med högre betongkvalité är den autogena krympningen större. Ett stomsystem av betong kan projekteras så att deformationerna blir så små som möjligt. Vid beräkning resulterar en pelare av störst undersökt dimension och högst

betongkvalité minst långtidsdeformation, vilket beskrivs i EKS. Även om dimensionerna på pelarna är varierande, och blir mindre högre upp i byggnaden är deformationerna större än för det stomsystem med en genomgående dimension, detta beror av det använda spänningsintervallet. För mindre deformation hade ett lägre spänningsintervall kunnat väljas men detta hade resulterat i större dimension på pelare. De varierande pelardimensionerna skapar däremot en jämnare spänningsfördelning per våningsplan, men med slankare pelare blir den elastiska deformationen större.

Studien visar på att deformationerna inte behöver orsaka dilemman när ett höghus ska projekteras, däremot är det av vikt att välja material och element anpassade efter stora belastningar över ett långt tidsspann. Även om det redan innan beräkningar stod klart att dimensionen och betongkvalitén skulle ha en avgörande betydelse, var det efter beräkningar tydligt att skillnaderna är tillräckligt stora för att rekommendera att den lägre kvalitén och mindre pelardimensioner inte bör användas i denna typ av projekt.

Det är inte alltid lämpligt att utgå från minsta möjliga dimension på pelare, även om den är tillräcklig i brottgränstillstånd. Fördelarna finns däremot med att anpassa pelardimensionen efter ett lägre spänningsintervall än vad som gjordes i studien. Detta då deformationerna per våningsplan blir inom ett mer kontrollerat spann. En jämnare fördelning av deformationerna gör att anpassningar som möjligen kommer behöva utföras är detsamma för varje våningsplan.

Om ett höghus planeras att vara över 100 m kan det bli mer aktuellt att noggrant granska de deformationer som kan uppkomma oberoende av betongkvalité och pelardimension. Fler våningar resulterar i större spänningar och även mindre möjlighet att utforma byggnaden efter önskemål.

6.1 Råd inför fortsatta studier

För en tydligare och mer korrekt, slutsats vore det av vikt att medta de horisontellt verkande lasterna och stomstabiliserande elementen. Detta hade möjliggjort och förtydligat vikten av armering och samverkan mellan betong och stål som material. En bredare beräkningsmodell och mer noggrann analys hade även visat en tydligare bild av snedställning, lutande element och hur det även kan förstora deformationerna och ge upphov till problem kring avvikelser. För att utreda storleken av långtidsdeformationen med fler våningar, rekommenderas även att utgå från brottgränstillståndet utan gräns för maximalt antal våningar vilket gjordes i denna studie. Beräkningsmodellen utgår från ett pelarsystem i betong, vilket kan liknas med det nämnda tubsystemet. Denna typ av stomsystem anges kunna användas för byggnader med betydligt fler våningar än vad som användes i studien.

Referenser

- Abdulkarim, B., & Ahmadi, S. (2010). *Deformationsegenskaper och möjliga spännvidder för prefabricerade betongbjälklag*. 2010: Lunds Tekniska Högskola.
- Adolfsson, L., & Carlsson, L. (2014). *Stomstabilisering av prefabricerade betonghus - Fördelning av vindlast till stabiliserande väggar*. Helsingborg: Lunds Tekniska Högskola.
- Alamerison, S., & Tarek, K. (2009). *Samverkanspelare av stål i icke bärande fasadelement*. Västerås: Mälardalens Högskola.
- Ali, M. (2001). Evolution of Concrete Skyscrapers: from Ingalls to Jinmao. *Electronic journal of Structural Engineering*, 1, ss. 2-14.
- Ali, M., & Moon, K. (den 13 Juni 2007). Structural Developments in Tall Buildings: Current Trends and Future Prospects. *Architectural Science Review*, 50(3), ss. 205-223.
- Arvidson, M., & Nordling, B. (2004). *Sprinklerrör i plast*. Borås: SP Sveriges Provnings- och Forskningsinstitut.
- Axèn, Å. (2014). *Sprickor i anläggningskonstruktioner av betong*. Department of Building materials. Lund: Lunds Tekniska Högskola.
- Blanksvärd, T., & Hedlund, H. (2017). *Icke-förstörande provning i samband med tillståndsbedömning*. Luleå: Luleå Tekniska Universitet.
- Bodin, G., & Hoff, C. (2011). *Sprickminimering hos industrigolv utsatta för krympning*. Byggt teknik och Design. Stockholm: Kungliga Tekniska Högskolan.
- Bolvede, J., & Fajerson, N. (2012). *Analys av förtätning genom kompletteringsbyggnation*. Institutionen för bygghvetenskap. Lund: Lunds Tekniska Högskola.
- Boverket. (Mars 2016). Rätt tätt - en idéskrift om förtätning av städer och orter. Boverket, Myndigheten för samhällsplanering, byggande och boende.
- Boverket. (Juli 2017a). *Boverket*. Hämtat från www.boverket.se: <https://www.boverket.se/sv/byggande/bygga-nytt-om-eller-till/byggregler/> den 14 Maj 2018
- Boverket. (April 2017b). *Boverket*. Hämtat från www.boverket.se: <https://www.boverket.se/sv/PBL-kunskapsbanken/regler-om-byggande/boverkets-byggregler/brandskydd/byggnadsklass-och-verksamhetsklasser/> den 4 Maj 2018
- Burström, P. (2007). *Byggnadsmaterial - Uppbyggnad, tillverkning och egenskaper* (Vol. Andra upplagan). Lund: Studentlitteratur.
- Claesson, E., & Eliasson, E. (2011). *Stabilisering av prefabbetong - En jämförande studie*. Ekonomi och Teknik. Halmstad: Halmstad Högskola.
- Correia, R., & Silva Labo, P. (September 2017). Simplified Assessment of the Effects of Columns Shortening on the Response of Tall Concrete Buildings. *Procedia Structural Integrity*, 5, ss. 179-186.

- Council on Tall Buildings and Urban Habitat. (2018a). *CTBUH*. Hämtat från <http://www.ctbuh.org>:
<http://www.ctbuh.org/HighRiseInfo/TallestDatabase/Criteria/tabid/446/language/en-US/Default.aspx> den 18 April 2018
- Council on Tall Buildings and Urban Habitat. (2018c). *The Skyscraper Center*. Hämtat från www.skyscrapercenter.com: <http://www.skyscrapercenter.com/buildings> den 2 Maj 2018
- Council on Tall Buildings and Urban Habitat. (2018b). *The Skyscraper Center*. Hämtat från www.skyscrapercenter.com: <http://www.skyscrapercenter.com/country/sweden> den 2 Maj 2018
- Dahlblom, M., & Warfwinge, C. (2010). *Projektering av VVS-installationer*. Lund: Studentlitteratur.
- Elf, A., & Cederth, K. (2013). *BRANDSKYDD AV STÅLKONSTRUKTIONER - Lathund för brandskyddsdimensionering av stålprofiler*. Värsterås: Mälardalens högskola.
- Eriksson, F. (2017). *Samverkanskonstruktioner i stål och betong: prestanda, lönsamhet och utförande - Jämförelse mellan samverkanskonstruktioner och platsgjutna, slakarmerade betongkonstruktioner*. Institutionen för teknikvetenskaper, byggt teknik. Uppsala: Uppsala Universitet.
- Föreningen för brandteknisk ingenjörsvetenskap. (2015). *Insatsstödande åtgärder i höga byggnader upp till 16 våningar*. Malmö: Föreningen för brandteknisk ingenjörsvetenskap.
- Gullers, J., & Imberg, T. (2017). *Stomkonstruktioner för höga hus - struktur och utformning av stabiliserande element*. Västerås: Mälardalens Högskola.
- Gustafsson, D., & Hehir, J. (2005). *Stability of Tall Buildings*. Department of Civil and Environmental Engineering. Göteborg: Chalmers Tekniska Högskola.
- Hållbart byggande. (2016). *Hållbart byggande*. Hämtat från www.hallbartbyggande.com:
<http://hallbartbyggande.com/teknisk-utveckling-talar-for-mer-glas/> den 14 Maj 2018
- Hägg, A., & Lindqvist, A. (2007). *Finita elementanalys av en brandutsatt fackverksbalk i stål*. Lund: Lunds Tekniska Högskola.
- Isaksson, T., Mårtensson, A., & Thelandersson, S. (2016). *Byggkonstruktion* (Vol. Tredje upplagan). Lund: Studentlitteratur.
- Laurén, S. (2011). *Dimensionering av betongkonstruktioner - en jämförande studie av BBK 04 och Eurokod 2 vid dimensionering av balkar och pelare*. Stockholm: Kungliga Tekniska Högskolan.
- Liao, S., Pimentel, B., Jadeja, D., & Han, S. (April 2014). Accommodation to reinforced concrete high-rise building deformations and movements. *Structure magazine*, ss. 16-18.
- Marcuz, M., & Kuang, Z. (2014). *En studie på höghusbyggande med avseende stomsystem och lastpåverkan*. Byggt teknik och Design. Stockholm: Kungliga Tekniska Högskolan.

- Nationalencyklopedin. (u.å). Hämtat från <http://www.ne.se> den 2 Maj 2018
- Persson, A., & Strand, M. (2013). *Stabilization of concrete structures*. Stockholm: Kungliga Tekniska Högskola.
- SIS. (2005). SS-EN 1992-1-1:2005 - Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner. Stockholm.
- Strandberg, B. (2014). *Bygga hus - illustrerad bygglära* (2:1 uppl.). Lund: Studentlitteratur.
- Stålbyggnadsinstitutet. (2009). *Stålbyggnadsinstitutet*. Hämtat från www.sbi.se: http://sbi.se/uploads/source/files/Artiklar/Stalets_egenskaper.pdf den 4 Maj 2018
- Svensk Betong. (2018a). *Svensk Betong*. Hämtat från www.svenskbetong.se: <https://www.svenskbetong.se/bygga-med-betong/bygga-med-prefab> den 3 Maj 2018
- Svensk Betong. (2018b). *Svensk Betong*. Hämtat från www.svenskbetong.se: <https://www.svenskbetong.se/svensk-betong/press/pressmeddelande/15-bygga-med-prefab/696-toleranser-for-betongelement> den 4 Maj 2018
- Svensson, S. (2006). *Brandgasventilation*. Räddningsverket.
- Tonnquist, B. (2016). *Projektledning*. Stockholm: Sanoma Utbildning.
- Woldemariam, N. (2010). *Stomval & Produktionsteknik - En studie om höga konstruktioner*. Department of Structural Engineering. Lund: Lunds Tekniska Högskola.
- Wonders of the world. (2018). *Wonder of the world*. Hämtat från www.wonder-of-the-world.net: <https://www.wonders-of-the-world.net/Eiffel-Tower/Construction-of-the-Eiffel-tower.php> den 14 Maj 2018
- WSP & What! arkitektur. (2015). *Höga hus, centralområdet*. Göteborg: Stadsbyggnadskontoret.

Bilaga 1

Samtliga variabler i beräkningsmodellen, för nedersta våningen, med en pelarbredd av 1 m enligt bruksgränstillstånd; 6.16b kvasi-permanent.

ELASTISK DEFORMATION

Betongkvalité	30:e vån.	ε_{el} [‰]
C20	0,0000128	0,3833333
C30	0,0000116	0,3484848
C40	0,0000110	0,3285714
C50	0,0000104	0,3108108
C60	0,0000098	0,2948718

AUTOGEN KRYMPNING

Betongkvalité	β_{as}	$\varepsilon_{ca.25}$ [‰]	$\varepsilon_{ca(t)}$ [‰]
C20	1,00	0,025	0,025
C30	1,00	0,05	0,050
C40	1,00	0,075	0,075
C50	1,00	0,1	0,100
C60	1,00	0,125	0,125

UTTORKNINGSKRYMPNINGENS TILLVÄXT

Betongkvalité	A [m ²]	L ₁ [m]	h ₀ [mm]	k _h	β_{ds}	β_{RH}	$\varepsilon_{cd.0}$ [‰]	$\varepsilon_{cd(t)}$ [‰]
C20	1	4	500	0,70	0,95	1,36	0,54	0,362823973
C30	1	4	500	0,70	0,95	1,36	0,48	0,321795997
C40	1	4	500	0,70	0,95	1,36	0,43	0,285407446
C50	1	4	500	0,70	0,95	1,36	0,38	0,253133697
C60	1	4	500	0,70	0,95	1,36	0,34	0,224509449

KRYMPNING

Betongkvalité	α_1	α_2	α_3	β_H	$\beta_c(t, t_0)$	$\beta(f_{cm})$	$\beta(t_0)$	φ_{RH}	φ_0	$\varphi(t, t_0)$	ε_{cc} [‰]
C20	1,17	1,05	1,12	1000,08	0,97	3,17	0,55	1,63	2,85	2,76	1,057145781
C30	0,94	0,98	0,96	1000,08	0,97	2,73	0,55	1,63	2,44	2,37	0,824953393
C40	0,80	0,94	0,85	963,55	0,97	2,42	0,55	1,53	2,04	1,98	0,650404232
C50	0,70	0,90	0,78	944,28	0,97	2,21	0,55	1,47	1,79	1,73	0,539223068
C60	0,63	0,88	0,72	929,43	0,97	2,04	0,55	1,43	1,60	1,55	0,45786925

LÄNGDFÖRÄNDRING

Betongkvalité	$\varepsilon_{cd(t)}$ [‰]	$\varepsilon_{ca(t)}$ [‰]	ε_{cs} [‰]	ε_{el} [‰]	ε_{cc} [‰]	L [m]	$\Sigma\Delta L$ [mm]
C20	0,36	0,02	0,39	0,38	1,06	3,494	6,40
C30	0,32	0,05	0,37	0,35	0,82	3,495	5,41
C40	0,29	0,07	0,36	0,33	0,65	3,495	4,69
C50	0,25	0,10	0,35	0,31	0,54	3,496	4,21
C60	0,22	0,12	0,35	0,29	0,46	3,496	3,86

Bilaga 2

Samtliga variabler i beräkningsmodellen, för nedersta våningen, med en pelarbredd av 1 m med karakteristiska värden.

ELASTISK DEFORMATION

Betongkvalité	30:e vån.	ε_{el} [‰]
C20	0,0000155	0,4655000
C30	0,0000141	0,4231818
C40	0,0000133	0,3990000
C50	0,0000126	0,3774324
C60	0,0000119	0,3580769

AUTOGEN KRYMPNING

Betongkvalité	β_{as}	$\varepsilon_{ca,25}$ [‰]	$\varepsilon_{ca(t)}$ [‰]
C20	1,00	0,025	0,025
C30	1,00	0,05	0,050
C40	1,00	0,075	0,075
C50	1,00	0,1	0,100
C60	1,00	0,125	0,125

UTTORKNINGSKRYMPNINGENS TILLVÄXT

Betongkvalité	A [m ²]	L ₁ [m]	h ₀ [mm]	k _n	β_{ds}	β_{RH}	$\varepsilon_{cd,0}$ [‰]	$\varepsilon_{cd(t)}$ [‰]
C20	1	4	500	0,70	0,95	1,36	0,54	0,362824
C30	1	4	500	0,70	0,95	1,36	0,48	0,321796
C40	1	4	500	0,70	0,95	1,36	0,43	0,2854074
C50	1	4	500	0,70	0,95	1,36	0,38	0,2531337
C60	1	4	500	0,70	0,95	1,36	0,34	0,2245094

KRYPNING

Betongkvalité	α_1	α_2	α_3	β_H	$\beta_c(t, t_0)$	$\beta(f_{cm})$	$\beta(t_0)$	φ_{RH}	φ_0	$\varphi(t, t_0)$	ε_{cc} [‰]
C20	1,17	1,05	1,12	1000,08	0,97	3,17	0,55	1,63	2,85	2,76	1,283742681
C30	0,94	0,98	0,96	1000,08	0,97	2,73	0,55	1,63	2,44	2,37	1,001780359
C40	0,80	0,94	0,85	963,55	0,97	2,42	0,55	1,53	2,04	1,98	0,789816965
C50	0,70	0,90	0,78	944,28	0,97	2,21	0,55	1,47	1,79	1,73	0,65480436
C60	0,63	0,88	0,72	929,43	0,97	2,04	0,55	1,43	1,60	1,55	0,556012528

LÄNGDFÖRÄNDRING

Betongkvalité	$\varepsilon_{cd(t)}$ [‰]	$\varepsilon_{ca(t)}$ [‰]	ε_{cs} [‰]	ε_{el} [‰]	ε_{cc} [‰]	L [m]	$\Sigma\Delta L$ [mm]
C20	0,36	0,02	0,39	0,47	1,28	3,493	7,48
C30	0,32	0,05	0,37	0,42	1,00	3,494	6,29
C40	0,29	0,07	0,36	0,40	0,79	3,495	5,42
C50	0,25	0,10	0,35	0,38	0,65	3,495	4,85
C60	0,22	0,12	0,35	0,36	0,56	3,496	4,42

Bilaga 3

Samtliga beräknade deformationer med karakteristiska värden. Pelardimensionen är 1x1 m.
Separat tabell för vardera betongkvalité.

C20						
våning	$\Sigma \varepsilon_{el}$ [‰]	$\Sigma \varepsilon_{cs}$ [‰]	$\Sigma \varepsilon_{cc}$ [‰]	$\Sigma \varepsilon$ [‰]	$\Sigma \Delta L$ [mm]	L [m]
1	0,47	0,44	1,28	2,19	7,66	3,492
2	0,45	0,44	1,24	2,13	7,46	3,493
3	0,43	0,44	1,20	2,07	7,25	3,493
4	0,42	0,44	1,16	2,01	7,05	3,493
5	0,40	0,44	1,11	1,96	6,84	3,493
6	0,39	0,44	1,07	1,90	6,64	3,493
7	0,37	0,44	1,03	1,84	6,44	3,493
8	0,36	0,44	0,98	1,78	6,23	3,494
9	0,34	0,44	0,94	1,72	6,03	3,494
10	0,33	0,44	0,90	1,66	5,82	3,494
11	0,31	0,44	0,86	1,61	5,62	3,494
12	0,29	0,44	0,81	1,55	5,42	3,495
13	0,28	0,44	0,77	1,49	5,21	3,495
14	0,26	0,44	0,73	1,43	5,01	3,495
15	0,25	0,44	0,68	1,37	4,80	3,495
16	0,23	0,44	0,64	1,31	4,60	3,495
17	0,22	0,44	0,60	1,26	4,40	3,496
18	0,20	0,44	0,56	1,20	4,19	3,496
19	0,19	0,44	0,51	1,14	3,99	3,496
20	0,17	0,44	0,47	1,08	3,78	3,496
21	0,16	0,44	0,43	1,02	3,58	3,496
22	0,14	0,44	0,39	0,96	3,38	3,497
23	0,12	0,44	0,34	0,91	3,17	3,497
24	0,11	0,44	0,30	0,85	2,97	3,497
25	0,09	0,44	0,26	0,79	2,76	3,497
26	0,08	0,44	0,21	0,73	2,56	3,497
27	0,06	0,44	0,17	0,67	2,36	3,498
28	0,05	0,44	0,13	0,61	2,15	3,498
29	0,03	0,44	0,09	0,56	1,95	3,498
30	0,02	0,44	0,04	0,50	1,74	3,498
	Σ			40,30	141	104,859

C30

våning	$\Sigma \epsilon_{el}$ [‰]	$\Sigma \epsilon_{cs}$ [‰]	$\Sigma \epsilon_{cc}$ [‰]	$\Sigma \epsilon$ [‰]	$\Sigma \Delta L$ [mm]	L [m]
1	0,42	0,42	1,00	1,84	6,45	3,494
2	0,41	0,42	0,97	1,80	6,28	3,494
3	0,39	0,42	0,93	1,75	6,12	3,494
4	0,38	0,42	0,90	1,70	5,95	3,494
5	0,37	0,42	0,87	1,65	5,78	3,494
6	0,35	0,42	0,83	1,61	5,62	3,494
7	0,34	0,42	0,80	1,56	5,45	3,495
8	0,32	0,42	0,77	1,51	5,29	3,495
9	0,31	0,42	0,73	1,46	5,12	3,495
10	0,30	0,42	0,70	1,42	4,95	3,495
11	0,28	0,42	0,67	1,37	4,79	3,495
12	0,27	0,42	0,63	1,32	4,62	3,495
13	0,25	0,42	0,60	1,27	4,45	3,496
14	0,24	0,42	0,57	1,23	4,29	3,496
15	0,23	0,42	0,53	1,18	4,12	3,496
16	0,21	0,42	0,50	1,13	3,96	3,496
17	0,20	0,42	0,47	1,08	3,79	3,496
18	0,18	0,42	0,43	1,04	3,62	3,496
19	0,17	0,42	0,40	0,99	3,46	3,497
20	0,16	0,42	0,37	0,94	3,29	3,497
21	0,14	0,42	0,33	0,89	3,12	3,497
22	0,13	0,42	0,30	0,85	2,96	3,497
23	0,11	0,42	0,27	0,80	2,79	3,497
24	0,10	0,42	0,23	0,75	2,63	3,497
25	0,08	0,42	0,20	0,70	2,46	3,498
26	0,07	0,42	0,17	0,66	2,29	3,498
27	0,06	0,42	0,13	0,61	2,13	3,498
28	0,04	0,42	0,10	0,56	1,96	3,498
29	0,03	0,42	0,07	0,51	1,79	3,498
30	0,01	0,42	0,03	0,47	1,63	3,498
Σ				34,62	121	104,879

C40

våning	$\Sigma \varepsilon_{el}$ [‰]	$\Sigma \varepsilon_{cs}$ [‰]	$\Sigma \varepsilon_{cc}$ [‰]	$\Sigma \varepsilon$ [‰]	$\Sigma \Delta L$ [mm]	L [m]
1	0,40	0,40	0,79	1,59	5,56	3,494
2	0,39	0,40	0,76	1,55	5,43	3,495
3	0,37	0,40	0,74	1,51	5,29	3,495
4	0,36	0,40	0,71	1,47	5,15	3,495
5	0,35	0,40	0,68	1,43	5,01	3,495
6	0,33	0,40	0,66	1,39	4,87	3,495
7	0,32	0,40	0,63	1,35	4,73	3,495
8	0,31	0,40	0,61	1,31	4,59	3,495
9	0,29	0,40	0,58	1,27	4,46	3,496
10	0,28	0,40	0,55	1,23	4,32	3,496
11	0,27	0,40	0,53	1,19	4,18	3,496
12	0,25	0,40	0,50	1,15	4,04	3,496
13	0,24	0,40	0,47	1,11	3,90	3,496
14	0,23	0,40	0,45	1,07	3,76	3,496
15	0,21	0,40	0,42	1,04	3,62	3,496
16	0,20	0,40	0,39	1,00	3,48	3,497
17	0,19	0,40	0,37	0,96	3,35	3,497
18	0,17	0,40	0,34	0,92	3,21	3,497
19	0,16	0,40	0,32	0,88	3,07	3,497
20	0,15	0,40	0,29	0,84	2,93	3,497
21	0,13	0,40	0,26	0,80	2,79	3,497
22	0,12	0,40	0,24	0,76	2,65	3,497
23	0,11	0,40	0,21	0,72	2,51	3,497
24	0,09	0,40	0,18	0,68	2,37	3,498
25	0,08	0,40	0,16	0,64	2,24	3,498
26	0,07	0,40	0,13	0,60	2,10	3,498
27	0,05	0,40	0,11	0,56	1,96	3,498
28	0,04	0,40	0,08	0,52	1,82	3,498
29	0,03	0,40	0,05	0,48	1,68	3,498
30	0,01	0,40	0,03	0,44	1,54	3,498
	Σ			30,46	107	104,893

C50

våning	$\Sigma \epsilon_{el}$ [‰]	$\Sigma \epsilon_{cs}$ [‰]	$\Sigma \epsilon_{cc}$ [‰]	$\Sigma \epsilon$ [‰]	$\Sigma \Delta L$ [mm]	L [m]
1	0,38	0,35	0,65	1,39	4,85	3,495
2	0,36	0,35	0,63	1,35	4,73	3,495
3	0,35	0,35	0,61	1,32	4,61	3,495
4	0,34	0,35	0,59	1,28	4,49	3,496
5	0,33	0,35	0,57	1,25	4,37	3,496
6	0,31	0,35	0,55	1,21	4,25	3,496
7	0,30	0,35	0,52	1,18	4,13	3,496
8	0,29	0,35	0,50	1,14	4,01	3,496
9	0,28	0,35	0,48	1,11	3,89	3,496
10	0,26	0,35	0,46	1,08	3,76	3,496
11	0,25	0,35	0,44	1,04	3,64	3,496
12	0,24	0,35	0,41	1,01	3,52	3,496
13	0,23	0,35	0,39	0,97	3,40	3,497
14	0,21	0,35	0,37	0,94	3,28	3,497
15	0,20	0,35	0,35	0,90	3,16	3,497
16	0,19	0,35	0,33	0,87	3,04	3,497
17	0,18	0,35	0,31	0,83	2,92	3,497
18	0,16	0,35	0,28	0,80	2,80	3,497
19	0,15	0,35	0,26	0,77	2,68	3,497
20	0,14	0,35	0,24	0,73	2,56	3,497
21	0,13	0,35	0,22	0,70	2,44	3,498
22	0,11	0,35	0,20	0,66	2,32	3,498
23	0,10	0,35	0,17	0,63	2,20	3,498
24	0,09	0,35	0,15	0,59	2,08	3,498
25	0,08	0,35	0,13	0,56	1,96	3,498
26	0,06	0,35	0,11	0,53	1,84	3,498
27	0,05	0,35	0,09	0,49	1,72	3,498
28	0,04	0,35	0,07	0,46	1,60	3,498
29	0,03	0,35	0,04	0,42	1,48	3,499
30	0,01	0,35	0,02	0,39	1,36	3,499
			Σ	26,59	93	104,907

C60

våning	$\Sigma \varepsilon_{el}$ [‰]	$\Sigma \varepsilon_{cs}$ [‰]	$\Sigma \varepsilon_{cc}$ [‰]	$\Sigma \varepsilon$ [‰]	$\Sigma \Delta L$ [mm]	L [m]
1	0,36	0,35	0,56	1,26	4,42	3,496
2	0,35	0,35	0,54	1,23	4,32	3,496
3	0,33	0,35	0,52	1,20	4,21	3,496
4	0,32	0,35	0,50	1,17	4,10	3,496
5	0,31	0,35	0,48	1,14	4,00	3,496
6	0,30	0,35	0,46	1,11	3,89	3,496
7	0,29	0,35	0,44	1,08	3,78	3,496
8	0,27	0,35	0,43	1,05	3,68	3,496
9	0,26	0,35	0,41	1,02	3,57	3,496
10	0,25	0,35	0,39	0,99	3,46	3,497
11	0,24	0,35	0,37	0,96	3,36	3,497
12	0,23	0,35	0,35	0,93	3,25	3,497
13	0,21	0,35	0,33	0,90	3,14	3,497
14	0,20	0,35	0,32	0,87	3,04	3,497
15	0,19	0,35	0,30	0,84	2,93	3,497
16	0,18	0,35	0,28	0,81	2,82	3,497
17	0,17	0,35	0,26	0,78	2,72	3,497
18	0,16	0,35	0,24	0,75	2,61	3,497
19	0,14	0,35	0,22	0,72	2,50	3,497
20	0,13	0,35	0,20	0,68	2,40	3,498
21	0,12	0,35	0,19	0,65	2,29	3,498
22	0,11	0,35	0,17	0,62	2,18	3,498
23	0,10	0,35	0,15	0,59	2,08	3,498
24	0,08	0,35	0,13	0,56	1,97	3,498
25	0,07	0,35	0,11	0,53	1,86	3,498
26	0,06	0,35	0,09	0,50	1,76	3,498
27	0,05	0,35	0,07	0,47	1,65	3,498
28	0,04	0,35	0,06	0,44	1,54	3,498
29	0,02	0,35	0,04	0,41	1,44	3,499
30	0,01	0,35	0,02	0,38	1,33	3,499
	Σ			24,65	86	104,914