

Sannolikhetssteoretisk dimensionering av stomkonstruktioner

En undersökning av metodens bidrag till robusta och
kostnadseffektiva lösningar

Håkan Stenström

Luleå tekniska universitet

Civilingenjörsprogrammet
Väg- och vattenbyggnadsteknik
Institutionen för Samhällsbyggnad
Avdelningen för Byggkonstruktion

Sannolikheteoretisk dimensionering av
stomkonstruktioner – En undersökning av
metodens bidrag till robusta och
kostnadseffektiva lösningar

Håkan Stenström

December 2007

Avdelningen för Byggkonstruktion – Stålbyggnad
Institutionen för Samhällsbyggnad
Luleå tekniska universitet
971 87 Luleå

Förord

Denna rapport har skrivits för att redovisa det obligatoriska examensarbetet för civilingenjörstudenter vid Samhällsbyggnadsinstitutionen på Luleå tekniska universitet. Examensarbetet ska motsvara ett arbete på 20 veckors heltidsstudier, ekvivalent med 30 högskolepoäng. Målet med examensarbetet är att jag som student ska få möjlighet att använda mina kunskaper som har förvärvats under den fyra år långa utbildningen. Arbetet som redovisas nedan har gjorts på uppdrag av teknisk doktor Katarina Ljungquist, på Skanska Teknik i Växjö, och har pågått från juni till december 2007. Projektet är initierat av professor Ove Lagerqvist, chef för Skanska Teknik FoU.

Jag vill tacka Ove Lagerqvist för att han presenterade mig för projektet och för att jag fått möjlighet att jobba med det. Många frågor har också fått svar genom Oves försorg.

Vidare vill jag tacka Katarina Ljungquist för den tid och kunskap som hon har bidragit med under arbetets gång.

Tack riktas också till professor Bernt Johansson för sina synpunkter angående projektets inriktning, Thomas Axelsson, Per Ruus och Peter Svenmar på Skanska Stomsystem för deras hjälp med svar på frågor och underlag till rapporten, Carl Jonsson på Skanska Teknik i Malmö för hans tid samt Lennart Wern och Margitta Nord på SMHI för deras tillmötesgående vad gäller frågor om snölast. Jag vill också tacka kontaktade personer på Boverket och LTU, först och främst Tobias Larsson, och Barbro Ingmarsson på Skanska Teknicks kontor i Solna för det mycket trevliga mottagandet.

Avslutningsvis vill jag naturligtvis också tacka min familj för den otvivelaktiga supporten i alla lägen.

Luleå, december 2007

Håkan Stenström



Sammanfattning

Examensarbetet undersöker hur sannolikhetsteoretisk dimensionering går att tillämpa vid dimensionering av en stålstomme. Den nuvarande svenska dimensioneringsnormen, Boverkets konstruktionsregler, tillsammans med den inom en snar framtid efterföljande europeiska med namn Eurocodes, ger möjlighet att dimensionera konstruktioner utifrån sannolikhetsteori. En förutsättning för detta är först och främst att tillförlitliga indata finnas att tillgå. Att få fram mätdata på till exempel konstruktionsdelars egentyngder och materials hållfasthetsegenskaper har dock visat sig mycket svårt.

I Cajot et al (2005) anges att en materialreducering på 10 % är möjlig om sannolikhets-teoretisk dimensionering används istället för Eurocodes normer. Detta resultat har undersökts för att se hur väl det stämmer.

Ytterligare en fördel med att sannolikhetsteoretiskt dimensionera är att det finns möjlighet att, i dimensioneringsmodellen, ta med parametrar som i konventionella dimensioneringsnormer inte kan utvärderas. En sådan mycket viktig parameter är risken för mänskliga fel. I denna kategori fel ingår sådana fel som till störst utsträckning beror på bristande engagemang, okunskap eller ignorans hos dem som arbetar med ett byggprojekt (Hammarlund & Josephson, 2002). Detta gäller alla aktörer, från byggherren till underentreprenören. Dessa fel ligger i störst uträkning under uppförandefasen och dimensioneringsnormerna behandlar bara de färdiga konstruktionerna.

En parameter för mänskliga fel i konstruktionsberäkningarna skulle kunna ge ett redskap för att under projekteringen kunna utvärdera riskerna med till exempel olika stommar för att erhålla robustare konstruktionslösningar. Svar på en fråga som ”Ska en betongstomme eller stålstomme väljas?” skulle kunna besvaras utifrån mer än ett kostnadsperspektiv. Säkerhet och kvalitet skulle kunna säkras redan hos projektörerna. Dit är det dock långt och denna rapport ämnar ligga till grund för fortsatt arbete. Inga försök att integrera mänskliga fel i beräkningsmodellen har gjorts i detta arbete.

Rapporten innehåller två huvudmoment, dels dimensioneringen enligt båda metoderna och dels en utvärdering av hur mänskliga fel i byggbranschen kan reduceras.

Den stomme som har dimensionerats är tagen från ett flerbostadshus beläget i Gåshaga på Lidingö i Stockholm. Några modifikationer har gjorts med det ursprungliga huset för att förenkla beräkningarna. Ingen stabilitetsdimensionering har utförts då stommen stabiliseras av ett antal väggar bestående av betong. Endast vertikala laster har därmed ingått i dimensioneringen. Dimensioneringen enligt sannolikhetsteori har begränsats till att bara utföras för den mest belastade balken respektive pelaren.

Optimering av tvärsnitten har gjorts för att kunna jämföra de båda metoderna. För pelaren gav den sannolikhetsteoretiska dimensioneringen en reduktion på 18,6 % och för balken erhöles en reduktion på 14,1 %. Riktvärdet för dimensioneringen har varit att sannolikheten för brott ska vara lägre än 6/100000. Det motsvarar ett säkerhetsindex på 3,8 för en konstruktion med en livslängd på 50 år. Det är den nivå som säkerhetsklass 3, inom traditionell svensk dimensionering, baseras på. 1 700 000 itereringar genomfördes i de Monte Carlo-simuleringar som användes för att utföra de sannolikhetsteoretiska beräkningarna. Detta medför en variationskoefficient på cirka 10 %. Varje simulering tog 20-30 minuter.

En intervju med en erfaren stomkonstruktör, Thomas Axelsson på Skanska Stomsystem, har också genomförts. Detta för att försöka identifiera problem inom byggbranschen i allmänhet och stomkonstruktioner i synnerhet som kan härröras till mänskliga fel. Axelssons erfarenheter stämde ganska väl överens med studerad litteratur på ämnet och han anser att det mest effektiva sättet att reducera uppkomsten av mänskliga fel är att skapa standardiserade lösningar för konstruktioner.

Något annat att ta med sig från intervjun var att Axelsson identifierat ett tydligt samband mellan mänskliga fel relaterade till brist på engagemang på byggarbetsplatserna och standardlösningar för konstruktioner. Detta är viktigt på grund av det stora fokus som idag riktas mot industrialisering av byggbranschen. Standardlösningar tas fram för att eliminera riskerna för mänskliga fel, men kan alltså också ligga tillgrund för en del fel. Detta är dock inget som ska hindra en fortsatt industrialiseringen eftersom fördelarna är så stora ekonomiskt och kvalitetsmässigt. Fel i projekteringen är i de allra flesta fallen mycket dyrare än fel i produktionen.

För att kunna göra sannolikhetsteoretisk dimensionering till ett instrument för att eliminera risken för mänskliga fel måste flera stora arbetsinsatser utföras. Metoder för att samla in data måste skapas för att få ett tillförlitligt underlag och de riktvärden vad gäller sannolikheten att brott uppstår måste korrigeras.



Abstract

This master's thesis evaluates how probabilistic theory can be used in designing a steel frame for an apartment building. The now used Swedish code for evaluating construction reliability, *Boverkets konstruktionsregler*, together with the prospective European, *The Eurocodes*, gives us the opportunity to design constructions according to probabilistic theory. One basic and important condition for this is to be able to retrieve reliable input. That is not an easy task, for example retrieving self weights of construction parts and strength capacities of materials, has shown to be a hard task.

In a report of Cajot et al (2005) it is told that a reduction of material usage with 10 % is possible if probabilistic design methods are used instead of the Eurocodes. This result has been investigated in this report to see if it is an achievable outcome.

Another positive effect of using probabilistic design is that there is a possibility to integrate parameters in the model that in traditional designing codes are not possible to evaluate. One example of such a parameter is the risk of human errors. Human errors are errors that mainly are dependent of lack of knowledge, lack of engagement or ignorance by those who are involved in a construction project (Hammarlund & Josephson, 2002). This is valid for all actors, from the owner of the project to under entrepreneur. This category of errors is often made during the building face and the design codes such as the Eurocodes are developed to deal with the safety of the finished constructions.

A parameter for human errors in the design code would create a tool for the designers to evaluate the risks associated with for example different structural frames. An answer to a question like "Should a concrete or a steel structural frame be chosen?" could be given an answer considering more than the cost. Safety and quality could be secured already during the design face. To that point it is still far and this report should be seen as a start for further work. No effort has been made to integrate human errors to the design model in this report.

The report contains two main parts, the first and biggest is designing according to both the methods and second is an basic evaluation how human errors in the building industry can be reduced.

The designed structure is taken from an apartment building situated in Gåshaga on Lidingö in Stockholm. Some modifications have been done with the original building with the purpose to make the calculations easier. No calculations to check the stability against horizontal load effects have been performed because the frame gets its stability from concrete walls. The probabilistic design will only be performed for the most loaded beam and column.

Optimizations of the cross-sections have been done to make it possible to compare the two methods. The probabilistic design method reduced the cross-section of the column with 18,6 % and the cross-section of the beam with 14,1 %. The probabilistic target value of failure for the framework has been under 6/100000, which is the same as a safety index of 3,8 for a construction with a life length of 50 years. That is the same level that safety class 3, in traditional Swedish design of structures, is based on. 1 700 000 iterations were performed in each of the Monte Carlo simulations that where used in the probabilistic design method. That gives a coefficient of variation of circa 10 %. Each simulation took 20-30 minutes.

An interview with an experienced structural designer, Thomas Axelsson at Skanska Stom-system, has also been performed. That has been done in trying to identify problems in the building industry in general and structural frames in particular that can be in relation with human errors. Axelssons experiences were mainly the same as in studied literature on the subject and he is of the opinion that the most effective way to reduce the human errors is to create standard solutions for constructional design.

Another thing that Axelsson said was that he could see a connection between human errors depending of lack of engagement on the construction sights related to the use of standard solutions. This is of importance because of today's big focus on industrialization. One should keep in mind that solutions that reduce human errors in the design face could create another type of human errors on the construction sight. On the other hand is an error in the design face almost always more expensive than one on the construction sight. That because a design error might be mass produced.

To be able to turn probabilistic design into a tool in eliminating the risk of human errors it is still much work that has to be done. Methods of collecting basic data must be created in order to make a reliable staring point and the probabilistic target values according to failure must be corrected.



Innehållsförteckning

1	Inledning.....	1
1.1	Bakgrund.....	1
1.2	Syfte.....	2
1.3	Mål.....	2
1.4	Genomförande.....	2
1.5	Avgränsningar.....	3
1.6	Forskarens referensram.....	3
1.7	Problemägare och intressenter.....	3
2	Metod.....	5
2.1	Arbetsgång.....	5
2.1.1	Litteraturstudie.....	5
2.1.2	Insamling av data.....	5
2.1.3	Beräkningar.....	6
2.1.4	Intervju.....	6
2.2	Grundläggande benämning.....	6
2.3	Kommentar till disposition.....	6
3	Teoretisk bakgrund.....	8
3.1	Begrepp vid dimensionering enligt sannolikhetsteori.....	8
3.1.1	Tillförlitlighet.....	8
3.1.2	Sannolikhet och frekvens.....	8
3.1.3	Risk.....	9
3.1.4	Typer av osäkerhet.....	9
3.1.5	Sannolikhetsteoretiska metoder.....	10
3.1.6	Grunder för sannolikhetsteori.....	11
3.1.7	Grundläggande variabler.....	12
3.1.8	Beräkningsregler.....	14
3.2	Sannolikhetsteorisk modell enligt Nivå II.....	14
3.2.1	Säkerhetsindex.....	15
3.2.2	Bärförmåga.....	18
3.2.3	Lasteffekter.....	19
3.3	Bakgrund till Eurocodes.....	19
3.3.1	Historisk översikt.....	19
3.3.2	Eurocodes olika delar.....	20
3.3.3	EC jämfört med BKR.....	20
3.4	Introduktion till mänskliga fel.....	21
3.4.1	Skador och kostnader.....	21
3.4.2	Mänskliga fel såsom de analyseras i denna rapport.....	22
4	Dimensionering enligt Eurocodes.....	25
4.1	Förutsättningar & antaganden.....	25
4.1.1	Lasteffekter.....	26
4.1.2	Bärförmåga.....	26
4.2	Beräkningsmetodik.....	27
4.2.1	Lasteffekter.....	28
4.2.2	Bärförmåga.....	29
5	Sannolikhetsteoretisk dimensionering.....	33
5.1	Första ordningens andra momentteori (FOSM).....	33
5.1.1	Bakgrund.....	33
5.1.2	Exempel på dimensionering enligt FOSM.....	34

Innehållsförteckning

5.2	Monte Carlo-simulering	36
5.2.1	Så funkar det.....	36
5.2.2	Teori	36
5.3	Dimensioneringsmodell	37
5.3.1	Förutsättningar och gjorda antaganden	38
5.4	Indata	40
5.4.1	Bärförmåga.....	40
5.4.2	Lasteffekter.....	42
6	Resultat.....	47
6.1	Resultat – dimensionering enligt EC.....	47
6.2	Resultat – dimensionering enligt sannolighetsteori	47
6.2.1	Utan modellosäkerheter.....	47
6.2.2	Med stokastiska modellosäkerheter	48
7	Mänskliga fel.....	51
7.1	Intervju angående mänskliga fel.....	51
8	Slutsatser & Diskussion	53
8.1	Allmänna iakttagelser.....	53
8.2	Dimensioneringsjämförelsens resultat	53
8.3	Diskussion kring mänskliga fel	54
8.4	Fortsatt arbete	54
9	Referenser.....	57

Bilaga 1 – Indelning laster till balkar från håldäck

Bilaga 2 – Indatasammanställning för EC

Bilaga 3 – Beräkningar av knäcklängd

Bilaga 4 – Formler för kontroll av normalkraft och interaktion mellan normalkraft och moment

Bilaga 5 – Datasammanställning för Monte Carlo-simulering

Bilaga 6 – Graf över snödjup i Stockholm 1961-2007

Bilaga 7 – Frågeformulär



1 Inledning

Att bidra till en bättre miljö genom mindre utsläpp och mindre slöseri av resurser, har kommit att bli allt mer betydelsefullt i världen. För företag bidrar ett miljömedvetet arbetssätt inte bara till goodwill utan också till ekonomiska besparingar. Kan till exempelvis mindre stål användas vid ett husbygge kan antingen fler hus byggas eller mindre stål köpas vilket båda leder till ekonomiska fördelar.

Det beroende som människan har byggt upp kring ändliga naturresurser som exempelvis malm och framförallt olja är kortsiktigt, inte bara för miljön på jorden, utan även för världsekonomin. Med mindre tillgång och större efterfrågan, kommer priserna på dessa att tvinga fram andra alternativ.

1.1 Bakgrund

Vid allt byggande och inte minst vid husbyggande går stora mängder material åt som kostar stora summor pengar. Kan materialåtgången minskas, ger det naturligtvis ett billigare byggande. Besparingar såväl miljömässigt som ekonomiskt kan därmed uppnås.

En väg till resurssnålare byggande är mer exakta dimensioneringsmetoder. Detta examensarbete ska undersöka vilka möjligheter sannolikheteoretisk dimensionering har när det gäller att reducera materialåtgången för en stålstomme och samtidigt erhålla en robust stomlösning.

Dagens svenska konstruktionsnorm *Boverkets Konstruktionsregler*, BKR, och de inom en nära framtid obligatoriska europeiska reglerna *Eurocodes*, EC, bygger på partialkoefficientmetoden (Boverket, 2003; SIS, 2002-2003; ECS 2005). Detta är en metod som har sitt fundament i den sannolikheteoretiska dimensioneringen, men som också vilar på en stor del erfarenhet av praktisk dimensionering. Partialkoefficientmetoden är framtagen för att konstruktionerna ska bli säkra och ekonomiskt dimensionerade, men ska också förenkla dimensioneringsarbetet. Det senare medför att optimering av materialåtgången inte är möjlig. En av förenklingarna är att nominella värden kan användas på lasteffekter och bärförmåga.

Både EC och BKR ger möjlighet till att använda sannolikheteoretisk dimensionering, dock går EC ganska mycket längre och ger i Bilaga C till SS-EN 1990, *Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*, bakgrund och riktvärden för en sådan dimensionering. I tidigare genomförd forskning har en viss överdimensionering med Eurocodes kunnat påvisas (Cajot et al, 2005). En 10-procentig reduktion av materialåtgången blev dess resultat.

Partialkoefficienter tar hänsyn till variationer i de parametrar som ingår i last- och bärförmågemodeller, men de tar inte hänsyn till hur olika konstruktionslösningar påverkas av mänskliga fel. Det vill säga sådana fel som uppstår av till exempel bristande engagemang, okunskap eller ignorans hos byggprojektets aktörer såsom projektörer, konstruktörer, bygglidning och yrkesmän (Hammarlund & Josephson, 2002). I ett antal forskningsprojekt har skador och extrakostnader undersökts och resultaten visar att den största delen av dessa beror just på mänskliga fel (Matousek & Schneider, 1976).

Sannolikheteori kan ge möjlighet till att ta med mänskliga fel i dimensioneringen. Genom att ta med riskerna för mänskliga fel ges förutsättningar till att spara både tid och pengar i såväl projektering som byggnadsskede. Detta genom att riskerna med en specifik konstruktion på ett precisare sätt kan utvärderas. Någon modell för detta tas dock inte fram i detta

examensarbete eftersom en uppgift av den magnituden skulle kräva tid som mer ligger i jämförelse med en doktorsavhandling.

Det stora arbetet vid sannolikheteoretisk dimensionering ligger i att få fram tillförlitliga data på de ingående parametrarna.

1.2 Syfte

Detta examensarbete skall ses som ett första arbete i ett större projekt. Målet med det övergripande projektet är att ta fram en dimensioneringsmodell där mänskliga fel är en av variablerna för att finna robusta stomlösningar. I denna rapport kommer i första hand de möjligheter som erbjuds genom att dimensionera med hjälp av sannolikheteori att undersökas. Jämförelse ska göras mellan EC och sannolikheteoretisk dimensionering. Indata i dessa fall har varit svår att spåra och i denna rapport kommer referenserna till använd indata att vara av extra stort intresse.

Ett underliggande syfte är att medverka till utökad kunskap vad gäller mänskliga fel, men huvudsyftet är att ge insikt i hur stomkonstruktioner kan dimensioneras med sannolikheteoretiska metoder.

1.3 Mål

Målet med detta projekt är att ta fram ett stomexempel som dimensioneras både enligt EC och sannolikheteori. Riskerna med avseende på mänskliga fel för stomkonstruktioner ska analyseras separat.

I rapportavsnittet gällande sannolikheteoretisk dimensionering kommer en kort guidning att ges för hur tillvägagångssättet för sannolikheteoretisk dimensionering går till.

1.4 Genomförande

En stålstomme dimensioneras dels enligt EC och dels utifrån sannolikheteori. Som referensobjekt har ett av Skanskas Nya Hem-hus i Gåshaga på Lidingö valts efter diskussioner med ansvariga på Skanska Stomsystem. Projektet är känt inom Skanska och är av den anledningen lämpligt att ha som referensobjekt. Att ett referensobjekt överhuvudtaget har ansetts nödvändigt är för att ha dimensioner och laster att utgå ifrån och jämföra med under arbetets gång.

Dimensionering utifrån EC har gjorts utifrån följande fyra delar: SS-EN-1990 Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk (SIS, 2002), SS-EN-1991-1-1 Laster på bärverk (SIS, 2002), SS-EN-1991-1-3 Snölast (SIS, 2003) och EN-1993-1-1 Stålkonstruktioner (ECS, 2005).

Den sannolikheteoretiska dimensioneringen genomförs genom att ta fram värden på parametrar för att bestämma laster och bärförmåga. Sedan används Excel-applikationen @Risk för att optimera tvärsnittet utifrån sannolikheten för brott. Jämförelser görs sedan mellan de olika metoderna. Den avslutande diskussionen kretsar kring relevant litteratur och en intervju med en erfaren stomkonstruktör på Skanska Stomsystem, Thomas Axelsson.

Beräkningar har utförts både för hand och med hjälp av datorprogram såsom Excel, FEM-design och @Risk.

1.5 Avgränsningar

Projektet har begränsats till att beräkningarna enligt EC innefattar ett fyrvåningars flerbostadshus där balkonger och terrasser tagits bort. Stålstommen kontrolleras endast för vertikala laster såsom snölast, nyttig last och egentyngd. Denna förenkling kan göras eftersom trapphus och några ytterväggar, som är utförda i betong, agerar stabiliserande system.

För den sannolikheteoretiska dimensioneringen begränsas omfattningen till att bara den mest belastade pelaren och balken från EC:s beräkningar dimensioneras.

I rapporten kommer de sannolikheteoretiska beräkningarna utförligt att redovisas, detta gäller inte för Eurocodes. För mer utförligt redovisade beräkningsmetoder hänvisas till den serie av moduler för konstruktion med stål som ges ut i samarbete mellan Luleå tekniska universitet, Kungliga tekniska högskolan och Stålbyggnadsinstitutet (bl.a. Johansson, 2006).

1.6 Forskarens referensram

Rapportförfattaren är sistaårselev på civilingenjörsprogrammet Väg & vatten vid Luleå tekniska universitet. Detta forskningsprojekt utgör det obligatoriska examensarbetet och omfattar 30 högskolepoäng, det vill säga 20 veckors heltidsstudier.

Utbildningen har inriktats mot en examen inom konstruktion av byggnader.

1.7 Problemägare och intressenter

Initiativtagare till projektet är professor Ove Lagerqvist och doktor Katarina Ljungquist på Skanska Teknik.

Projektet ägs av Skanska Teknisk FoU-avdelning genom ovan nämnde Ove Lagerqvist och finansieras av Svenska Byggbranschens Utvecklingsfond, SBUF, och Skanska Sverige AB.

Arbetet ska som tidigare nämnts ses som ett första inledande arbete vad gäller försök med att färdigställa en användbar sannolikheteoretisk dimensioneringsmetod. Utöver detta kan personer med intresse av att få en grundläggande förståelse för sannolikheteoretisk dimensionering ha intresse av att läsa denna rapport.



2 Metod

Kapitlet kommer att redovisa arbetets gång och varför vissa val gjorts. En anmärkning till detta kapitel är att eftersom forskningsprojekt inom byggkonstruktion ofta följer en ganska väl utarbetad mall, har inte någon stor vikt lagts vid att utvärdera bästa möjliga metod.

2.1 Arbetsgång

Ett flertal moment har avverkats på väg mot färdigställandet av denna rapport, dessa redovisas nedan.

2.1.1 Litteraturstudie

Stor del av tiden för detta examensarbete har gått till att söka information. De första veckorna gick uteslutande till att komma in i ämnet sannolikheteoretisk dimensionering. Cajot et al (2005) mottogs under uppstartsmötet och denna var det första som studerades. Denna rapport består av två delar där den ena redogör för dimensionering av fyra olika byggnader dels enligt Eurocodes och dels enligt sannolikheteoretisk dimensionering och den andra delen är tänkt att vara en guidning till sannolikheteoretisk dimensionering. Vid ett flertal tillfällen togs Internet till hjälp för att söka information angående ord och begrepp i rapporten. I huvudsak användes sökmotorn på www.google.se.

Cajot et al (2005) hänvisade flera gånger till JCSS (2001) som är en kod för sannolikheteoretisk dimensionering. Det visade sig dock att tvetydigheter fanns vid jämförelser mellan dessa dokument. Dock har bristen på tillgänglig data gjort att flera indata inhämtats från dessa skrifter.

I de fall där Internet har använts så har sökord såsom probabilistic, probabilistic design, sannolikheteori, Monte Carlo method, nyttiga laster, mänskliga fel. Som nämnts ovan användes Google för sökningarna, men också Lucia (LTU:s biblioteksdata bas över litteratur, tidskrifter, mm) har använts.

Några gånger ledde funna dokumentens referenslistor vidare till bättre rapporter. De använda dokumenten har ansetts vara trovärdiga utifrån författare, var de har hittats och tidigare referenser.

2.1.2 Insamling av data

För snölasten och den nyttiga lasten gick sökandet tillbaka till litteratur från 1970-talet för att hitta information. SMHI, *Sveriges meteorologiska och hydrologiska institut*, kontaktades angående snölasten efter att Boverket meddelat att de inte hade några tillgängliga data. Boverket tipsade dock om publikationer vad gällde den nyttiga lasten som ledde fram till bakgrundsmaterial till dagens dimensioneringsregler.

SSAB Tunnbränsle i Borlänge kontaktades för att få data för stålets sträckgräns. En jämförelse hade varit intressant mot de värden som angavs i Cajot et al (2005) och JCSS (2001). Kontakten resulterade dock inte i några data.

Inte heller egentygnder på bärverksdelarna går att få tag på. Det som kontrolleras är toleranser för till exempel pelare, men ingen insamling sker av de verkliga måtten.

Detta medför att all data i detta examensarbete är sekundärdata det vill säga data som har tagits från andra källor. Primärdata, med andra ord data som endast insamlats för detta ändamål, har aldrig varit aktuell att ta fram.

2.1.3 Beräkningar

Dimensioneringsberäkningarna efter EC har gjorts för hand, men har med hjälp av Excel kunnat struktureras. Excel har också tillfört möjligheten att lättare kunna ändra på parametrarna.

För att kontrollera lastnedräkningen har FEM-design Plate använts och för de sannolikhets-teoretiska beräkningarna har @Risk använts. Inga handberäkningar har gjorts för denna dimensionering. Dock har ett stort antal grundläggande tester gjorts för att bli insatt i hur det hela fungerar.

2.1.4 Intervju

Som ett tillförlitligt forskningsunderlag har den genomförda intervjun inget värde eftersom bara en intervju gjorts. Tanken med intervjun var inte heller detta eftersom det finns mycket litteratur att undersöka på ämnet mänskliga fel innan någon djupare egen undersökning hade varit aktuell.

Istället var idén att, med någon som har jobbat inom byggkonstruktion ett flertal år, få kontrollera den litteratur som finns i ämnet. Frågorna gjordes utifrån de resultat som redovisas vad gäller mänskliga fel i Schneider (1997). Eftersom även denna undersökning är från 1970-talet ansågs det intressant att kontrollera om några skillnader kunde identifieras.

2.2 Grundläggande benämning

I rapporten benämns de kommande dimensioneringsreglerna med Eurocodes. Detta trots att den svenska benämningen är Eurokoderna. Anledningen till detta är att de inte samtliga standarder som ligger till bakgrund för denna rapport har översatts till svenska. För att inte förvirra med olika benämningar har därför det internationellt kända namnet valt att användas.

2.3 Kommentar till disposition

Den allra största delen av teorin återfinns i kapitel 3, dock har några undantag gjorts för den sannolikhetssteoretiska dimensioneringen. För att uppnå bättre förståelse har teori för möjliga beräkningsmetoder knutits till kapitel 5. Detta medför att grunderna för sannolikhetssteori ligger under kapitel 3, men teorin för dimensioneringsmetoderna ligger alltså under kapitel 5.

3 Teoretisk bakgrund

Anledningen till att dimensionera en byggnad är på det mest grundläggande planet att försöka uppnå en tillräcklig säkerhet för de eller det som byggnaden ska inhysa. Vad är då säkerhet? Att bygga något som är 100 % säkert är inte realistiskt eftersom *risk* att en oförutsägbar händelse uppstår alltid finns där. Dock kan risker reduceras.

Vid byggande av ett vanligt bostadshus finns riktvärden för vad en godtagbar risk är för att människor kommer till skada. Denna risk är mångt högre än den är för de förvaringsstationer för använt kärnkraftsbränsle som ska byggas eftersom ett fel får helt andra proportioner. Kostnaden är naturligtvis också en helt annan, vilket ganska väl illustrerar vad säkerhet är; risk kontra kostnad.

I denna sektion av rapporten beskrivs bakomliggande teori och fakta som har varit nödvändig för att utföra projektet och begrepp inom sannolikhetsteori förklaras lite närmare.

3.1 Begrepp vid dimensionering enligt sannolikhetsteori

Runt sannolikhetsteoretisk dimensionering kretsar ett stort antal begrepp som är viktiga att hålla reda på och förstå när beräkningar och utvärderingar ska genomföras. Många kan definieras olika beroende på vem som skriver vilket gör det krångligt att utnyttja litteratur från olika författare. I denna rapport används i störst utsträckning definitioner nyttjade i Schneider (1997) och Thoft-Christensen & Baker (1982), det vill säga litteratur som rör säkerhet för byggnadsverk.

3.1.1 Tillförlitlighet

Sannolikheten att något utför eller klarar det som det skapats för att göra kan sägas vara dess tillförlitlighet. Ett hus är tillförlitligt så länge de som bor där inte blir sjuka eller på annat sätt skadas eller ekonomiskt påverkas av husets utformning eller konstruktion.

Tillförlitligheten betecknas r (eng. reliability) och definieras som komplementet till sannolikheten för fel. Sannolikheten för fel betecknas i sin tur p_f och därmed ser tillförlitlighetens definition ut som följer av formel 3.1 (Schneider, 1997).

$$r = 1 - p_f \tag{3.1}$$

Till skillnad mot säkerhet går tillförlitlighet att mäta och ger ett mått, med en viss sannolikhet, på att till exempel en byggnad inte ska rasa.

3.1.2 Sannolikhet och frekvens

Att en händelse ska uppstå sker med en viss sannolikhet. Sannolikhet kan definieras på tre olika sätt; klassiskt enligt Laplace, som frekvens enligt von Mises och subjektivt enligt Bayes.

Den klassiska är den som i förgående avsnitt benämndes p_f och definitionen är att sannolikheten för en händelse är antalet gånger händelsen uppstår dividerat med antalet gånger händelsen har möjlighet att uppstå (Schneider, 1997). Exempel på detta är sannolikheten för att få en etta på ett tärningskast. Sannolikheten blir då $1/6$ eftersom en sida av de sex på tärningen innehåller en etta.

När det handlar om sannolikhet för händelser som inträffar inom vissa tidsintervall är det mer korrekt att relatera till frekvenser. Sannolikhetsfrekvensen av en händelse benämns h_f . Bäst stämmer dock denna definition när det handlar om stor upprepning av händelser som sker under likadana förhållanden (Schneider, 1997). Detta kan också sägas vara empirisk sannolikhet eftersom vetenskapen om en händelses sannolikhet att inträffa kan byggas på uppmätta resultat.

Den subjektiva definitionen säger att sannolikheten är den grad av möjlighet, som en individ anser att ett påstående har, om att en viss händelse verkligen inträffar (Schneider, 1997). Anledningen till att definitionen kallas subjektiv är just för att den bygger på någons personliga uppskattning. Beroende på personens erfarenhet av det bedömda ämnet kan olika nivå av trovärdighet fästas vid uttalandet.

För konstruktioner blir det bara den subjektiva som helt går att applicera, men för att matematiskt kunna uttrycka sig måste de andra två definitionerna användas (Schneider, 1997).

3.1.3 Risk

Det grundläggande begreppet när det gäller sannolikhetsteoretiskt dimensionering är risk. Definitionen av risk är dock bred och tvetydig. Risk kan sägas vara ett mått på storleken på olyckan (Schneider, 1997).

Nationalencyklopedin formulerar definitionen av risk i teknisk bemärkelse ”*som sannolikheten för att en specificerad omständighet (riskkälla) leder till en specificerad oönskad händelse eller effekt under en angiven tidsperiod*”. Efter ett exempel fortsätter texten med att ”*definitionen av risk innehåller två huvudkomponenter: sannolikheten för en oönskad konsekvens av en händelse samt konsekvensens storlek. För olycksrisker tillkommer en tredje komponent: sannolikheten för att händelsen överhuvudtaget äger rum*” (NE.se, 2007).

Matematiskt kan detta uttryckas på enklast möjliga sätt som,

$$R = p_f \cdot E(D) \tag{3.2}$$

eller

$$R = h_f \cdot E(D) \tag{3.3}$$

där R är risken, p_f och h_f är sannolikheten respektive frekvensen att den önskade händelsen E inträffar och $E(D)$ är medelvärdet av det förväntade resultatet D om händelsen E inträffar (Schneider, 1997).

Det ovannämnda kan illustreras med ett fiktivt exempel där formel 2.3 används. Frekvensen för att en viss sorts bärande pelare ska vara felaktig är 10 stycken per år (h_f). Man har vidare mätt att varje felaktig pelare resulterar i tre personskador ($E(D)$). Detta ger en risk för 30 stycken personskador per år (R).

3.1.4 Typer av osäkerhet

När en analys sker av en konstruktions tillförlitlighet utifrån sannolikhetsteori är det viktigt att man tar hänsyn till osäkerheter. Fysisk-, statistisk- och modellosäkerhet är de tre viktigaste (Thoft-Christensen & Baker, 1982).

3.1.4.1 Fysisk osäkerhet

För att kunna genomföra en fullgod analys måste det finnas exakta värden på last- och hållfasthetsparametrar. Mest troligt är att dessa varierar med både tid och rum vilket kan tas hänsyn till med hjälp av sannolikhetsteoretiska fördelningar och stokastiska variabler. Att inte veta exakt hur dessa variationer uppför sig ger upphov till fysisk osäkerhet (Thoft-Christensen & Baker, 1982).

3.1.4.2 Statistisk osäkerhet

De parametrar som utgås ifrån vid skapandet av sannolikhetsfördelningar kan i sig visa sig vara slumpvisa variabler. Till exempel kan volymen variera med tjockleken då man försöker bestämma massan som i sin tur ska ge egentygngen för en balk. För detta ändamål måste ofta stora mängder data insamlas. Detta datainsamlade begränsas i de flesta fallen av praktiska och ekonomiska skäl. Viss osäkerhet måste bestå och detta ger upphov till statistisk osäkerhet (Thoft-Christensen & Baker, 1982).

3.1.4.3 Modellosäkerhet

Analys och utformning av konstruktioner görs utifrån matematiska modeller som underlättar arbete genom att omforma verklighet till teori. Exempelvis kan nedböjningen i mitten av en fritt upplagd balk relativt lätt beräknas med denna typ av modell.

Dock är det ju modeller det handlar om och exaktheten kan variera från fall till fall. För till exempel byggnader finns det väldigt många komponenter som ska samverka och att förutspå hur dessa exakt påverkar varandra i olika situationer är i de flesta fall omöjligt. Denna osäkerhet kallas modellosäkerhet. Den betecknas med θ och kan beskrivas med formel 3.4.

$$\theta_{\text{unc},i} = \frac{\text{verkligt utfall}}{\text{förutspått utfall med modell}} \quad (3.4)$$

I många fall bör inte denna osäkerhet bortses ifrån eftersom inverkan kan vara betydande (Thoft-Christensen & Baker, 1982), men kan i vissa fall bli svår att uppskatta eftersom det verkliga utfallet inte är känt.

3.1.5 Sannolikhetsteoretiska metoder

Sannolikhetsteoretiska metoder delas in i tre olika nivåer.

- Nivå I-metoder, bygger på sannolikhetsteori
- Nivå II-metoder, använder ungefärliga upprepningar
- Nivå III-metoder, strikt sannolikhetsteoretiska

Vid dimensionering av en modern byggnad används idag, som nämnts i det inledande kapitlet, den svenska byggnormen BKR. Den ger precis som de nya EC möjlighet att utföra dimensionering med vilken nivå av metod som konstruktören önskar. Undersökningar har gjorts på området och för en stålstomme handlar det om upp till tio procents materialbesparing (European Commission, 2005), vid användande av Nivå II-metoder jämfört med att dimensionera enligt partialkoefficientmetoden som är en Nivå I-metod.

Varför genomförs då inte alltid dimensioneringen enligt Nivå II eller rent av Nivå III? Svaret på den frågan är att det i de flesta fall saknas indata till beräkningarna (European Commission, 2005). Därför används sådan dimensionering ganska sparsamt och direkta

vinster ses bara vid repetitivt byggande eftersom det då lönar sig att genomföra det stora datasamlade som i de flesta fall behöver genomföras.

3.1.5.1 Nivå I-metoder

Av denna anledning används inte ren sannolikhetsteori i konstruktionsnormerna utan istället används partialkoefficientmetoden. Denna metod är en Nivå I-metod, vilket innebär att osäkerhet endast beaktas med en parameter för varje variabel. För ett stål med karaktäristiskt böjmotstånd satt till 355 MPa så är detta värde femprocentsfraktilen av stålets egentliga böjhållfasthet. Med andra ord så är 95 % av allt stål bättre än vad man räknar med.

3.1.5.2 Nivå II-metoder

För en Nivå II-metod används två parametrar på varje variabel, medelvärdet och variansen. Dock kan nominella värden sättas på de variabler som kan anses vara deterministiska eller där fördelningen är okänd. Beräkningar enligt Nivå II ger ett mått på säkerheten som ges av säkerhetsindex β . Säkerhetsindexet kommer att förklaras under kapitel 3.2.

Dessa metoder använder sig av approximativa iterationer för att komma så nära sannolikheten för fel som möjligt (Thoft-Christensen & Baker, 1982). För att Nivå II-metoder ska kunna användas måste variablerna vara normalfördelade eller transformeras till normalfördelning.

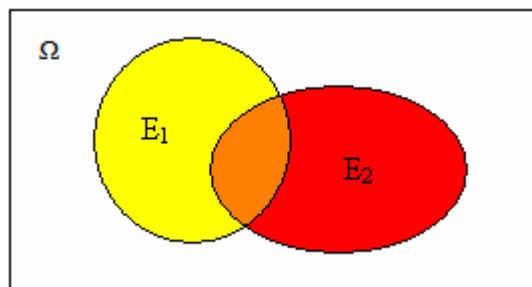
3.1.5.3 Nivå III-metoder

Nivå III-metoder är strikt sannolikhetsteoretiska. Vid användning av dessa metoder bestäms den exakta sannolikheten för brott för en konstruktionsdel eller konstruktion (Ljungquist, 2003). Nivå I-metoderna bygger på Nivå II-metoderna som i sin tur bygger på Nivå III-metoderna.

3.1.6 Grunder för sannolikhetsteori

Någon djupdykning i matematisk statistik kommer inte att göras i denna rapport. För de absoluta grunderna och bevis hänvisas till Vännman (2002). Dock kommer de viktigaste begreppen och definitionerna att redovisas.

Två begrepp som bör hållas isär är union och snitthändelse. I Figur 3.1 är unionen mellan E_1 och E_2 hela det färgade området och betecknas $E_1 \cup E_2$ (E_1 eller E_2 eller båda). Snitthändelsen är området som innefattar både E_1 och E_2 och betecknas $E_1 \cap E_2$ (både E_1 och E_2).



Figur 3.1 Venndiagram

Definition 1

$$0 \leq P(E) \leq 1 \quad (3.5)$$

För varje händelse E och där P är en funktion som benämns sannolikhetsmått. $P(E)$ är sannolikheten för att E ska inträffa.

Definition 2

$$P(\Omega) = 1 \tag{3.6}$$

Där Ω är utfallsrummet som kan ses i Figur 3.1.

Definition 3

$$P(E^c) = 1 - P(E) \tag{3.7}$$

Sannolikheten för komplementet E^c till händelse E vilket tidigare stiftats bekantskap med i formel 3.1.

Definition 4

$$P(E_1 | E_2) = P(E_1) \tag{3.8}$$

Händelserna är oberoende av varandra.

Definition 5

$$P(E_1 \cap E_2) = P(E_1) \cdot P(E_2) \tag{3.9}$$

För oberoende händelser är snitthändelsen produkten av sannolikheten för att händelserna inträffar.

3.1.7 Grundläggande variabler

Ett slumpmässigt prov kan beskrivas med så kallade *moment*. De fyra vanligaste är *medelvärde*, *varians* (och *standardavvikelse*), *snedfördelning* och *kurtosis* (Ljungquist, 2003). Som tidigare nämnts behövs bara de två första momenten för att använda sig av sannolikhetsteoretiska metoder av Nivå II. De andra två definieras för kännedom.

Medelvärde

$$m_x = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n x_i \tag{3.10}$$

Det första momentet är medelvärdet.

Varians

$$s_x^2 = \frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - m_x)^2 \tag{3.11}$$

Det andra momentet är variansen som är provets spridnings mått. Tar roten ur variansen blir det standardavvikelsen. Standardavvikelsen, s_x , anses ofta mer användbar eftersom den har samma dimension som provet.

Variationskoefficient

$$v_x = \frac{s_x}{m_x} \quad (3.12)$$

Standardavvikelsen dividerad med medelvärdet ger variationskoefficienten, v_x . Variationskoefficienten är ett mått på osäkerheten av det förutspådda värdet (Cornell, 1969).

Snedfördelning

$$d_x = \frac{1}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot s_x^3} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - m_x)^3 \quad (3.13)$$

Detta är ett mått på symmetrin på fördelningen. En normalfördelning har $d_x = 0$.

Kurtosis

$$e_x = \frac{n^2}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot (n-3) \cdot s_x^4} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - m_x)^4 \quad (3.14)$$

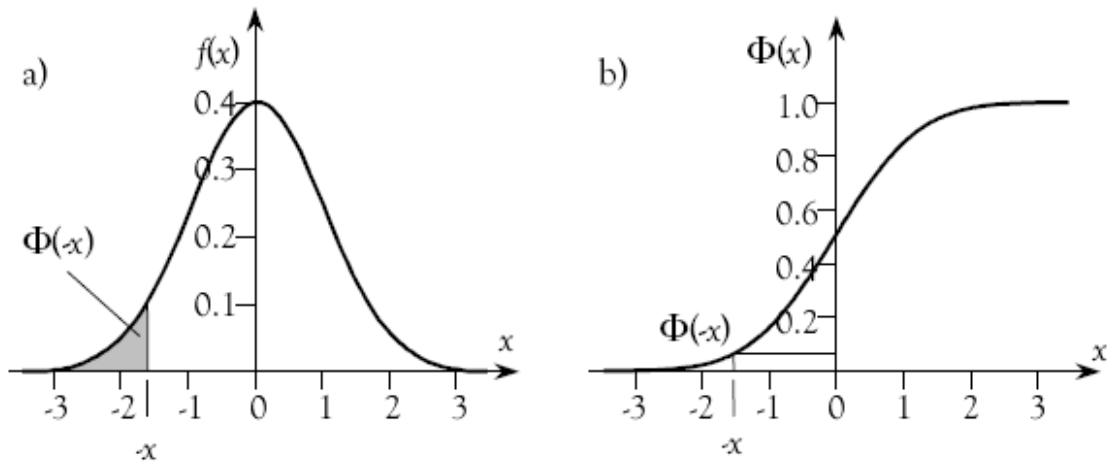
Detta är ett mått på toppigheten på fördelningen. Ju större värde desto mindre toppig är fördelningen. En normalfördelning har riktvärdet $e_x = 3$.

Variabler betecknas olika beroende på varifrån de kommer. Empiriskt insamlad data definieras som ovan med latinska bokstäver (m_x, s_x). Samma variabler i stokastisk form, det vill säga hela populationens värden, definieras med grekiska bokstäver (μ_x, σ_x).

Som stokastiska variabler definieras medelvärde och varians som formlerna 3.15 och 3.16 visar.

$$\mu_x = \int_{-\infty}^{\infty} x \cdot f_x(x) dx \quad (3.15)$$

$$\sigma_x^2 = \int_{-\infty}^{\infty} (x_i - \mu_x)^2 \cdot f_x(x) dx \quad (3.16)$$



Figur 3.2 Frekvensfunktionen för standardiserad normalfördelning i a) och dess kumulativa fördelningsfunktion i b) (Ljungquist, 2003)

Frekvensfunktionen betecknas $f_x(x)$ alternativt $f(x)$ och genom integration fås den kumulativa fördelningsfunktionen som betecknas $F_x(x)$ alternativt $F(x)$. För en standardiserad normalfördelning, $N(0, 1)$, är $F(x)$ detsamma som $\Phi(x)$.

3.1.8 Beräkningsregler

Avslutningsvis presenteras några beräkningsregler som är nyttiga för de kommande beräkningarna. Reglerna gäller för stokastiska oberoende variabler (Schneider, 1997). Dessa är grundläggande och kommer inte att refereras till i de avsnitt där de används.

Summan av två variabler

$$Z = a + b \cdot X + c \cdot Y \quad (3.17)$$

$$\mu_Z = a + b \cdot \mu_X + c \cdot \mu_Y \quad (3.18)$$

$$\sigma_Z^2 = b^2 \cdot \sigma_X^2 + c^2 \cdot \sigma_Y^2 \quad (3.19)$$

Produkten av två variabler

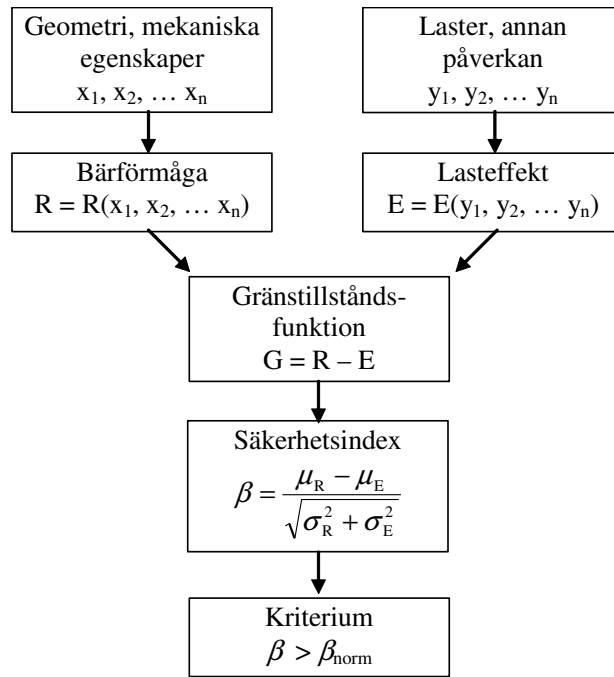
$$Z = a \cdot X \cdot Y \quad (3.20)$$

$$\mu_Z = a \cdot \mu_X \cdot \mu_Y \quad (3.21)$$

$$\sigma_Z^2 = a^2 \cdot (\mu_X^2 \cdot \sigma_Y^2 + \mu_Y^2 \cdot \sigma_X^2 + \sigma_X^2 \cdot \sigma_Y^2) \quad (3.22)$$

3.2 Sannolikhetsteorisk modell enligt Nivå II

De grundläggande tankarna för sannolikhetsteoretisk dimensionering kan ses i Figur 3.3.

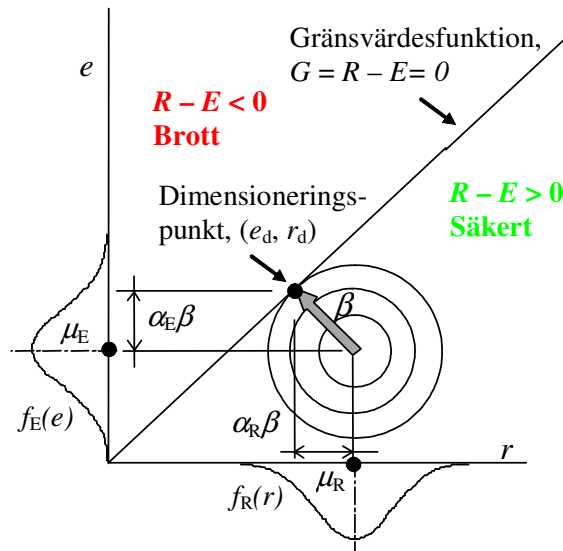


Figur 3.3 Säkerhetsfilosofisk modell för mekanisk påverkan på byggnadskonstruktioner

Genom att först identifiera indata kan gränstillståndsfunktionen definieras och därefter beräknas säkerhetsindex β .

3.2.1 Säkerhetsindex

Som Figur 3.4 visar är β -värdet den sökta punkten mellan lasteffekt och bärförmåga som ger den bästa dimensionen. Förhållandet gäller för vilka två variabler som helst, men eftersom det i detta fall uteslutande handlar om byggnade kommer terminologin också att återspeglas i detta faktum.



Figur 3.4 Illustration av säkerhetsindex β med två variabler, bärförmåga (R) och lasteffekt (E), med Hasofer & Linds definition som förebild

Nedan följer en kort redogörelse för hur säkerhetsindexet är definierat. Den definition som redovisas är den ursprungliga som togs fram av Basler 1961 (Schneider, 1997). Figur 3.4 visar dock Hasofer & Linds definition från 1974 (Schneider, 1997) som togs fram på grund av de

brister som upptäcktes i Baslers när det gällde mer komplexa gränsvärdesfunktioner. För en grundläggande förståelse är dock Baslers metod att föredra.

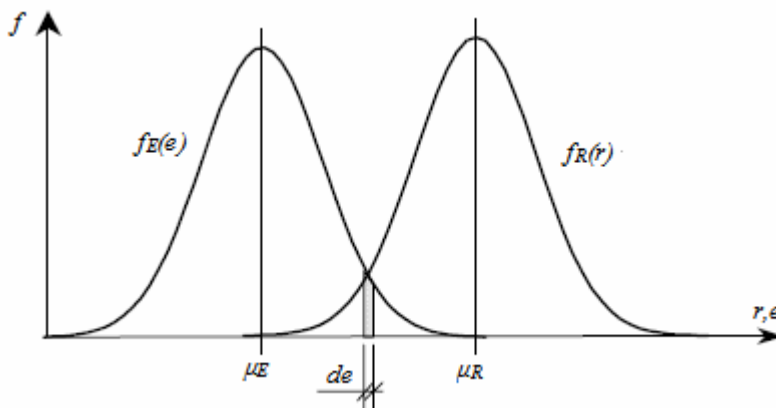
3.2.1.1 Definition

I enlighet med notationen i EC, beskrivs bärförmåga och lasteffekt som:

R = bärförmåga

E = lasteffekt

Dessa två variabler förutsätts vara statistiskt oberoende, det vill säga den ena sker utan att vara beroende av den andra och kan beskrivas utifrån sina frekvensfunktioner på det sätt som illustreras i Figur 3.5.



Figur 3.5 Frekvensfunktionerna för R och E (Ljungquist, 2003)

Sannolikheten att E ska hamna i det oändligt lilla området de är som formel 3.23 visar.

$$p_E = f_E(e)de \quad (3.23)$$

för att R ska hamna i eller nedanför detta område är sannolikheten:

$$p_R = \int_{-\infty}^e f_R(r)dr \quad (3.24)$$

Som formel 3.9 visade så är sannolikheten att p_R och p_E inträffar samtidigt densamma som produkten av dessa, det vill säga såsom formel 3.25 visar.

$$f_E(e)de \cdot \int_{-\infty}^e f_R(r)dr \quad (3.25)$$

Sannolikheten för att konstruktionen eller konstruktionsdelen går till brott, P_f , åstadkoms genom att beakta alla möjliga värden på e . Matematiskt görs detta genom att ta integralen över formel 3.25. Detta leder fram till formel 3.26.

$$P_f = \int_{-\infty}^{\infty} f_E(e) \cdot \left(\int_{-\infty}^e f_R(r)dr \right) de = \int_{-\infty}^{\infty} f_E(e)F_R(e)de \quad (3.26)$$

Skillnaden mellan de två variablerna kallas för säkerhetsmarginalen och är som Figur 3.4 visar:

$$G = R - E \quad (3.27)$$

För att kunna lösa integralen i formel 3.26 måste variablerna förutom det redan omnämnda oberoendet uppfylla kravet om att vara normalfördelade.

$$R \in N(\mu_R, \sigma_R) \quad (3.28)$$

$$E \in N(\mu_E, \sigma_E) \quad (3.29)$$

I och med detta ger den *centrala gränsvärdessatsen* (bl.a. Vännman 2002) att G också blir normalfördelad.

$$G \in N(\mu_G, \sigma_G) \quad (3.30)$$

Medelvärde och variansen blir enligt samma sats som följer.

$$\mu_G = \mu_R - \mu_E \quad (3.31)$$

$$\sigma_G^2 = \sigma_R^2 + \sigma_E^2 \quad (3.32)$$

Den normalfördelade frekvensfunktionen för G blir såsom formel 3.33 visar, enligt Vännman (2002).

$$f_G(x) = \frac{1}{\sigma_G \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{(x-\mu_G)^2}{2\sigma_G^2}} \quad (3.33)$$

Sannolikheten för att $G < 0$ som är det samma som brott enligt Figur 3.4 blir därmed som formel 2.34 visar.

$$P(G < 0) = \int_{-\infty}^0 f_G(x) dx = \frac{1}{\sigma_G \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^0 e^{-\frac{(x-\mu_G)^2}{2\sigma_G^2}} dx \quad (3.34)$$

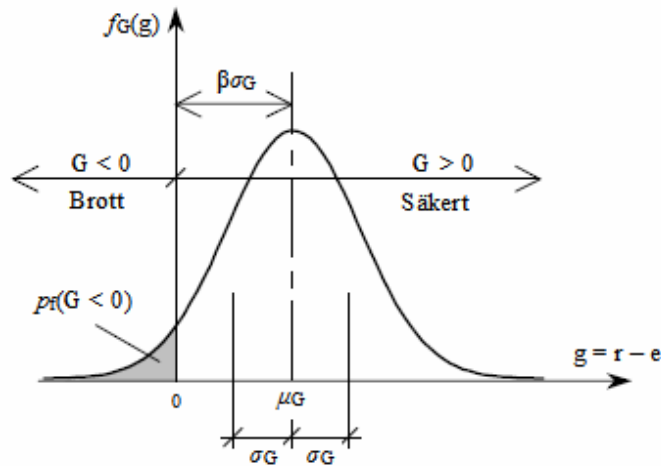
Standardiseras sedan normalfördelningen till $G \in N(0,1)$ med hjälp av formel 3.35 ger det formel 3.36.

$$y = \frac{x - \mu_G}{\sigma_G} \Rightarrow dy = \frac{1}{\sigma_G} dx \quad (3.35)$$

$$P(G < 0) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\frac{\mu_G}{\sigma_G}} e^{-\frac{y^2}{2}} dy = \Phi\left(\frac{0 - \mu_G}{\sigma_G}\right) = \Phi\left(\frac{\mu_E - \mu_R}{\sqrt{\sigma_E^2 + \sigma_R^2}}\right) \quad (3.36)$$

Utifrån detta kan säkerhetsindex β definieras som följer i formel 3.37. β är det antal standardavvikelser som μ_G överstiger noll med och detta illustreras i Figur 3.6.

$$P_f = \Phi\left(\frac{-\mu_G}{\sigma_G}\right) = \Phi(-\beta) \Leftrightarrow \beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (3.37)$$



Figur 3.6 Illustration av säkerhetsindex β utifrån Baslers definition (Ljungquist, 2003)

De koefficienter som kan ses i Figur 3.4 och som benämns α_R och α_E kallas viktfactorer. Dessa anger vilken vikt som varje variabel har för sannolikheten för brott. En variabel med stor spridning får en större viktfactor (Schneider, 1997). Viktfaktorerna beräknas som ses nedan.

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \quad (3.38)$$

$$\alpha_E = \frac{\sigma_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \quad (3.39)$$

$$\alpha_R^2 + \alpha_E^2 = 1 \quad (3.40)$$

Baslers modell kan ifrån detta utvecklas till ett dimensioneringskriterium, $\beta \geq \beta_{\text{norm}}$, och med hjälp av algebra kan formel 3.41 skapas. För hela beräkningsgången se Schneider (1997).

$$\mu_R(1 - \alpha_R \cdot \beta_{\text{norm}} \cdot v_R) = \mu_E(1 + \alpha_E \cdot \beta_{\text{norm}} \cdot v_E) \quad (3.41)$$

3.2.2 Bärförmåga

Grunden för modellen när det gäller bärförmågan följer i de flesta fall följande struktur (Schneider, 1997).

$$R = M \cdot f(F) \cdot f(D) \quad (3.42)$$

M = variabel för modellosäkerhet

F = materialegenskaper såsom hållfasthet, elasticitetsmodul, m.fl.

D = dimensioner och längder

Medelvärde och variationskoefficienten blir därmed:

$$\mu_R = \mu_M \cdot \mu_F \cdot \mu_D \quad (3.43)$$

$$v_R = \sqrt{v_M^2 + v_F^2 + v_D^2} \quad (3.44)$$

Samma grundidé för modellen tillämpas även för de olika lasterna.

3.2.3 Lasteffekter

För att kunna skapa en modell för lasterna måste hänsyn tas till den tid som lasten verkar. Egenvikten kan oftast anses vara en bestående last, medan till exempel snölast kan variera med tiden.

För detta examensarbete är egenvikter, nyttig last och snölast de laster som är av betydelse.

Exempel och hänvisningar vad gäller riktvärden för fördelningar, medelvärden och standardavvikelser går att finna i JCSS (2001).

3.3 Bakgrund till Eurocodes

Från och med år 2010 är de så kallade Eurocodes de bestämmande konstruktionsnormerna i Sverige och hela EU. Ett långt arbete har då kommit till ända för att skapa en gemensam norm som hela EU kan samsas om. Dock ges möjlighet att nationellt sätta värden på vissa av de partialkoefficienter som ligger till grund för normen. Guidning om detta sker i respektive huvuddels nationella bilaga.

3.3.1 Historisk översikt

1975 beslutade kommissionen av dåvarande Europeiska Gemenskapen, EG, om ett handlingsprogram som ska syfta till att underlätta teknisk utveckling och handel (Helsing, 2007).

På 80-talet kom den första upplagan av EC som framarbetades av en kommitté bestående av representanter från de dåvarande medlemsstaterna. 1989 lämnades stafettpippen över till den europeiska organisationen för standardisering, CEN. CEN:s uppdrag blev att utarbeta och publicera beräkningsreglerna som en gemensam europeisk standard (Eurocode.com, 2007).

Mellan åren 1992 och 1998 publiceras 62 förstandarder som benämns ENV. På grund av svårigheten att kombinera alla länders olika beräkningsmetoder gjorde CEN det möjligt för de enskilda länderna att välja värdet på vissa parametrar och koefficienter (Helsing, 2007).

1998 inleddes arbetet med att göra om ENV-standarderna till fullgoda standarder med benämningen EN. EN medger även de att nationella val görs till exempel vad gäller säkerhetsnivåer. Sådana parametrar benämns Nationally Determinated Parameters (nationellt valbara parametrar) och förkortas NDP och återfinns i den medföljande nationella bilagan, NA. Standarderna reglerar tydligt vilka parametrar som får väljas och inte och ger alltid rekommenderat värde (Helsing, 2007).

2002 började EN-standarderna ges ut och de ska vara klara 2008. I och med att dessa slutliga standarder blivit färdiga har konstruktörer i Europa kunnat använda dessa som ett alternativ till de nationella normerna. För att EN-standarderna ska kunna bli svensk norm måste det svenska standardiseringsorganet SIS göra dem till svensk standard. Detta medför bland annat att många delar översätts till svenska och alla NDP ses över. När detta sker byter standarderna återigen namn och som svensk standard används benämningen SS-EN. På SIS:s hemsida används dock benämningen EN även på SS-EN (Helsing, 2007; SIS.se, 2007).

I dagsläget måste, enligt Helsing (2007), svenska myndigheter som upphandlar byggprojekt möjliggöra att EC används. Från och med 2009 kommer Banverket och Vägverket att upphandla enligt EC. I Danmark finns planer på att införa normerna redan 2008. 2010 ska hela den Europeiska Unionen uteslutande använda EC (Helsing, 2007).

3.3.2 Eurocodes olika delar

Det som kallas EC är ett mycket stort och komplext regelverk. Det består av tio huvudkategorier som sedan bryts ner till en nivå där konstruktören kan använda det som är nödvändigt. Varje huvudkategori kan bestå av upp till tjugo separata dokument. För en konstruktion krävs dokument ur flera huvudkategorier. Huvudkategorierna är som följer:

SS-EN 1990 Grundläggande dimensioneringsregler
SS-EN 1991 Laster
SS-EN 1992 Betongkonstruktioner
SS-EN 1993 Stålkonstruktioner
SS-EN 1994 Samverkanskonstruktioner (stål och betong)
SS-EN 1995 Träkonstruktioner
SS-EN 1996 Murverkskonstruktioner
SS-EN 1997 Geokonstruktioner
SS-EN 1998 Jordbävning
SS-EN 1999 Aluminiumkonstruktioner

3.3.3 EC jämfört med BKR

De jämförelser som redovisas nedan är sådana som varit aktuella i detta arbete.

- Precis som för BKR använder EC uttrycket Lasteffekt \leq Bärförmåga för att kontrollera dimensioneringen. Dock uttrycker BKR detta som $S_d \leq F_d$ medan EC säger detta med uttrycket $E_d \leq R_d$.
- I EC används enbart uttrycket nyttig last jämfört med BKR som delar upp den nyttiga lasten i en fri och en bunden del.
- Bärverk är ett centralt begrepp i EC och syftar på alla konstruktionsdelar som dimensioneras. För svenska konstruktörer kan definitionen av bärverk kännas ovan med tanke på att ordet tidigare använts mer i sammanhang som härrör till hela bärande konstruktioner.
- Säkerhetsklassen tas hänsyn till i BKR genom att bärförmågan divideras med γ_n som kan anta värdena 1.0, 1.1 eller 1.2 beroende på om säkerhetsklassen ska vara 1, 2 eller 3. I EC tas säkerhetsklassen hänsyn till genom att lastfallen multipliceras med γ_d som kan anta värdena 0.83, 0.91 respektive 1.0. Detta betyder i praktiken att i BKR varierar bärförmågan med säkerhetsklassen medan i EC varierar lasten med densamma.

3.4 Introduktion till mänskliga fel

Risken för mänskliga fel tas inte direkt med i de dimensioneringsmetoder som konstruktören använder sig av. Både EC och BKR bygger som nämnts ovan delvis på praktisk erfarenhet och på så vis tas vissa osäkerheter med, men de ger ingen indikation på om till exempel en stålstomme i ett visst fall skulle medföra färre riskmoment än en i betong. Konstruktionsreglerna fokuserar på säkerheten för den färdiga konstruktionen, men bryr sig inte om hur den uppförs.

Detta finns möjlighet att ta med i en dimensionering som genomförs med sannolikhetsteori på nivå två eller tre. Dock behöver ingående arbete utföras med analyser av skadefall. För att kunna kvantifiera riskerna måste, som definitionen av risk i sektion 3.1.3 uttrycker det, inte bara antalet skadefall ses över utan också sannolikheten att skadan överhuvudtaget uppstår.

3.4.1 Skador och kostnader

Matousek och Schneider (1976) redovisar i sin rapport analyser som gjorts på 800 fall av skador på konstruktioner. Den viktigaste informationen från den rapporten ses i Tabell 3:1 nedan. N står för procentuella andelen av alla skadefall, K för procentuell andel av kostnaderna för skadorna och S för procentuella andelen fall då människor kommit till skada.

Tabell 3:1. Sammanställd data ur Matousek & Schneider (1976) tagen från Schneider (1997)

	N	K	S
Medvetet accepterad risk	25	10	15
Mänskliga fel	75	90	85
Utlösande komponenter:			
• Byggplats installationer och utgrävning	12	4	13
• Byggnadsställningar och temporära konstruktioner	9	11	22
• Konstruktion	44	72	48
Om mänskliga fel, så har det skett i:			
• Planering och utformning	37	40	20
• Utförande	35	20	46
• båda ovanstående	18	22	20
Om fel i Planering och utformning, så har det skett i:			
• Konceptet	34	18	15
• Konstruktionsanalys	34	49	40
• Diverse bygghandlingar såsom ritningar	19	9	8
• Förberedelser för utförandet	9	5	20

Tabellen är ett utdrag och en sammanställning av information som är intressant för denna rapport. Därför går det till exempel inte att summera ihop andelarna under kolumn N under "Om fel i Planering och..." och få detta till 100, andra anledningar är uteslutna.

Som en hjälp till att läsa Tabell 3:1 ges ett exempel. Mänskliga fel ligger tillgrund för 75 % av alla fel. Tittar man sedan på "Planering och utformning" så ligger 37 % av de mänskliga felen under denna kategori. Detta betyder att 28 % av *alla* fel kan härröras till planering och utformning av byggprojekten.

Intressant med denna undersökning är att många av de skador som uppstått på konstruktionerna härrör från uppförandet och även innan byggandet ens hunnit starta.

Vidare ligger en mycket stor del av de mänskliga skadorna i hur konstruktionen är planerad att utföras. Detta visar hur extremt viktigt det är att tid och pengar avsätts för projektering och konstruktion (Schneider, 1997).

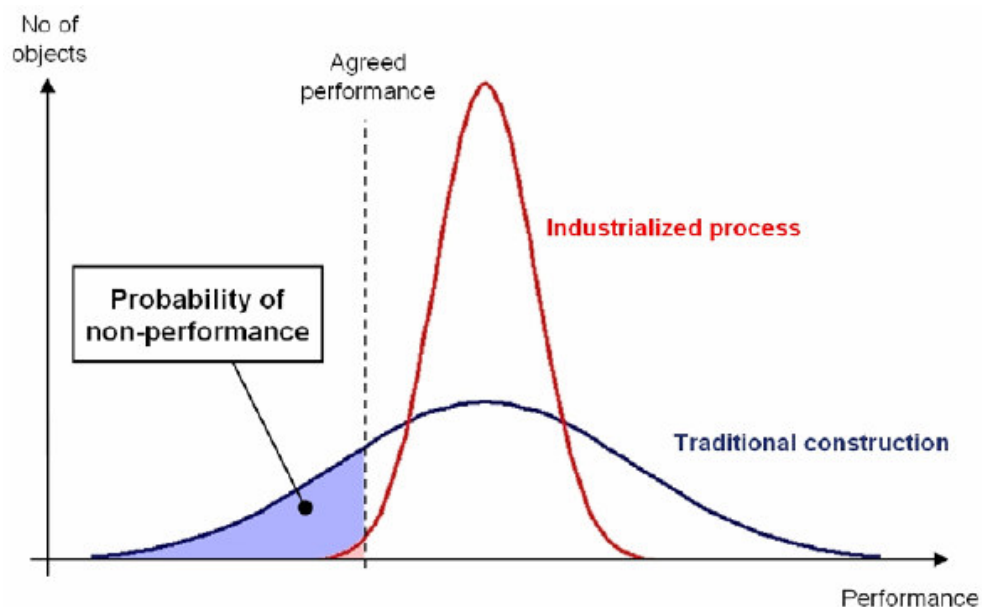
3.4.2 Mänskliga fel såsom de analyseras i denna rapport

I denna rapport kommer mänskliga fel kopplade till i första hand stålstommen att analyseras. Inget försök att integrera riskerna i dimensioneringen kommer att göras, dock ska problem från byggbranschen diskuteras.

I Toyotas produktionssystem *lean production* finns en del som kallas *poka yoke*. Detta är japanska och fritt översatt står det för *automatiska kontroller* av monteringen. Genom att analysera fel som uppstår skapar konstruktörerna lösningar som förhindrar felen att uppstå, det vill säga robusta lösningar. Istället för att lägga stora pengar på att inspektera konstruktionsdelar efter montage gör dessa lösningar att felen upptäcks med en gång och kan rättas till genast (Åhlström, 1997). Exempel på detta kan vara en våg som avgör om alla broschyrer ligger i en kartong genom att vågen larmar om vikten inte överensstämmer med den förprogrammerade innan kartongen ska förslutas.

På senare år har konceptet med *lean production* även börjat leta sig in i byggbranschen. Detta i och med att tankar på industrialisering av branschen väckts. Skanska, parallellt med flera andra byggföretag, utvecklar för tillfället flera koncept med industrialiserat byggande som mål (Apleberger et al, 2007).

Detta ger möjlighet att redan på projekteringsstadiet styra byggandet till att bli mindre känsligt för mänskliga fel. Genom väl utarbetade koncept kan riskerna både före och under uppförandet av konstruktionen reduceras. I Figur 3.7 illustreras fördelarna med ett industrialiserat byggande.



Figur 3.7 Jämförelse mellan industrialiserat och traditionellt byggande (Jonsson, 2007)

Figuren visar att med traditionella metoder är både risken för att en undermålig konstruktion levereras och möjligheten att en "för bra" konstruktion levereras större än i den industriali-

serade processen. Dras en parallell till bilbranschen så är det inte så svårt att förstå att om Toyota skulle bygga deras "första" bil varje gång så skulle prestationen variera något enormt. Dock är i stort sett varje bygge unikt med hänsyn till läge, klimat och grundförhållanden och detta är något som varje ivrare för industrialisering måste inse. Ett viktigt steg på vägen är kunskapsåterföring.



4 Dimensionering enligt Eurocodes

I detta examensarbete har endast en stålstomme undersökts och av denna anledning har antalet delar av EC som använts reducerats till dem som anges under kapitel 1.4. Vindlast har ej tagits med i beräkningarna eftersom det stabiliserande systemet i flerbostadshuset består av betongväggar.

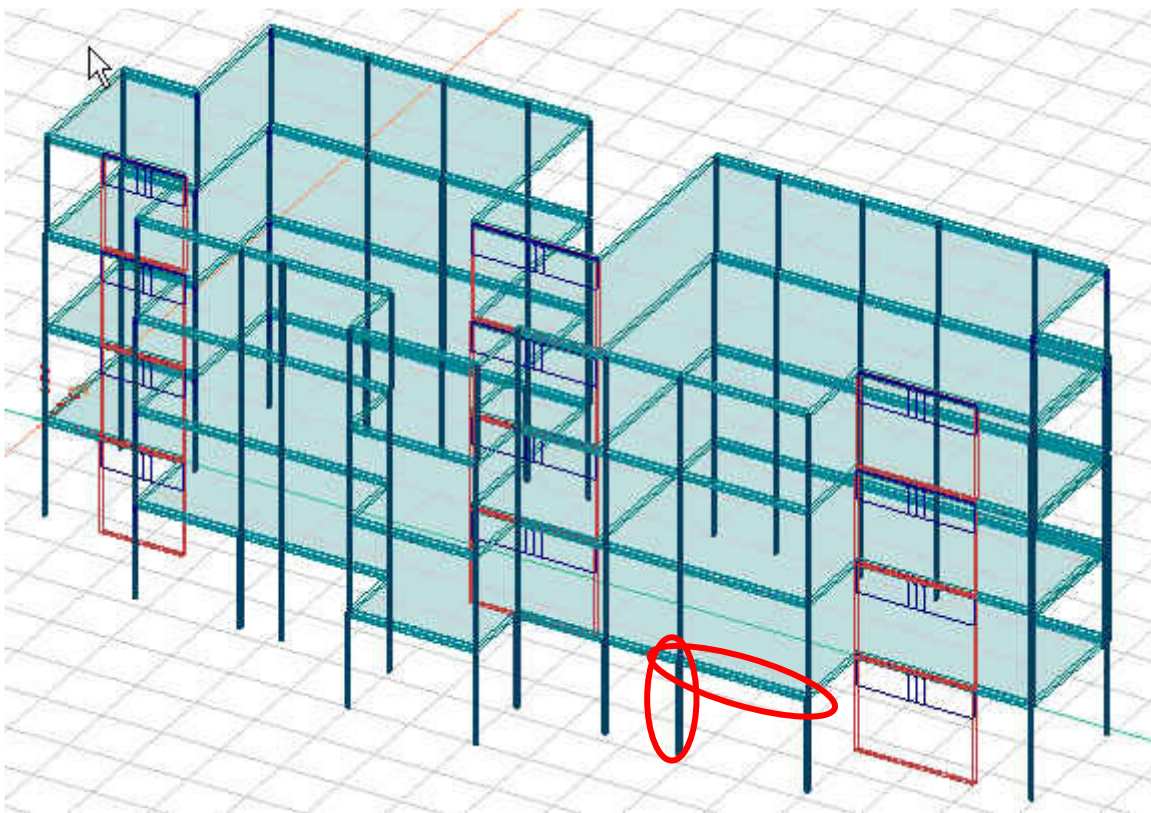
När beräkningarna genomförts i Excel med för examensarbete skapade Excel-dokument har kontroller av reaktionskrafterna gjorts med Strusofts *FEM-design Plate*.

Nedan redovisas hur och vad som beräknats. Sammanställning av alla numeriska indata för den mest belastade pelaren och balken återfinns i bilaga 2.

4.1 Förutsättningar & antaganden

Flerbostadshuset i Gåshaga på Lidingö har fem våningar i det verkliga utförandet. Det dimensionerade huset ingår i etapp fem för bostadsbyggandet vid Gåshaga Pirar. Då denna rapport skrivs byggs etapp sex. Flera olika typer av bostadshus har byggts såsom radhus, villor och dessa flerbostadshus. Byggandet sker i samarbete mellan Skanska Nya Hem och byggprojektbolaget Cisterna.

För att förenkla beräkningarna har den översta våningen tagits bort tillsammans med balkongerna. Inga bärande väggar finns inne i huset med undantag för trapphusets väggar. Mellan varje långsida sträcker sig håldäck. I Figur 4.1 visas den dimensionerade stommen.

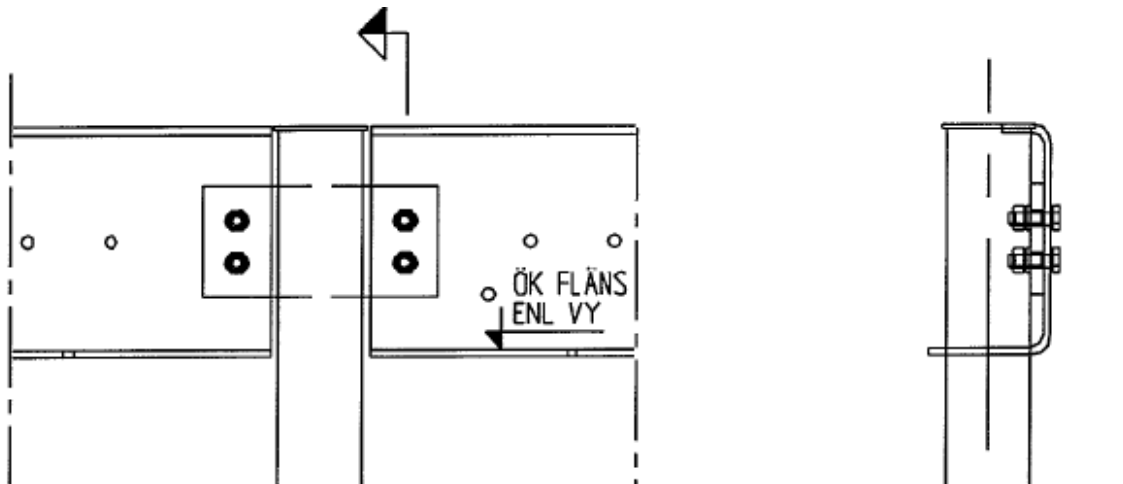


Figur 4.1 Illustration över den beräknade stommen (Bilden tagen ur *FEM-design 7.0 Plate*)

Pelarna sträcker sig över två våningar och skarven har antagits vara en led, det vill säga momentfri. Den nedersta halvan på de understa pelarna, med andra ord pelarna till våning ett,

har genom beräkningar (se bilaga 3) tilldelats en knäckningslängd på 0,63 l . Pelarna har dock beräknats som fyra separata pelare placerade ovanpå varandra i stället för två för att kunna utföra dimensionering av varje våningsplan. För beräkningarna har detta medfört att knäckningslängden, l_{cr} , för den understa våningen blivit 1,98 m. De andra knäcklängderna har satts till våningshöjden 3,15 m vilket medför beräkningar som håller sig mycket på den säkra sidan. Ingen optimering av dessa våningar har gjorts.

Balkarna bultas fast i pelarna så som ses nedan i Figur 4.2. Därmed har balkarna dimensionerats utifrån antagandet att de är fritt upphängda.



Figur 4.2 Ritning över balkarnas infästning i pelarna

Byggnaden dimensioneras för Livslängdsklass 4, det vill säga 50 år, och eftersom det är bostäder som ska byggas tillhör lasttyperna Kategori A. Kategorin avgör värdena på faktorn ψ som används tillsammans med den nyttiga lasten. Dimensioneringen har gjorts för brottgränstillstånd.

4.1.1 Lasteffekter

För att förenkla beräkningarna har den översta våningen tagits bort i detta examensarbete. En uppskattad egentynngd för taket har dock lagts på det översta håldäcksbjälklaget.

Innerväggarna har antagits vara permanent placerade, vilket medför att dessa tas med i egenvikten för bjälklaget och inte i den nyttiga lasten som förordas i 6.3.1.2(8) i SS-EN 1991-1-1.

De dimensionerade bygnadsdelarna kontrolleras för vertikala lasteffekter.

4.1.2 Bärförmåga

För att kunna jämföra dimensioneringen enligt EC med den sannolikhetsteoretiska optimeras tvärsnittet. Tjockleken på stålet har anpassats för att nå en nyttjandegrad på 1,0. För denna optimering måste det plastiska böjmotståndet, som benämns W_{pl} alt. Z , kunna beräknas exakt. Dock har de VKR-profiler (Varmbearbetade Konstruktionsrör) som använts varit svåra att finna ett gemensamt förhållande mellan tjocklek och hörnradie för. Förhållandet har bestämts till 1,14 för VKR 100x100x10,0 och 1,11 för VKR 100x100x6,3. Detta har gjorts utifrån tvärsnittens area.

4.2 Beräkningsmetodik

Fyra Excel-dokument skapades vart och ett för varje bjälklag. Därefter räknades lasterna ner i byggnaden; från taket och ner till pelarna i bottenvåningen.

Den mest belastade pelaren återfinns naturligtvis i den understa våningen och ses i Figur 4.1 och är av typ VKR 100x100x10,0. Vad gäller mest belastade balken så är det den längsta balken vilken kan ses i samma figur. Tilläggas ska att de båda ovanförvarande balkarna har samma last.

Lasterna på respektive bjälklag har räknats ut till balkarna som kontrolleras för böjmoment och tvärkraft. Reaktionskrafterna vid respektive upplag har sedan tagits upp av pelarna som normalkraft och pelarna kontrollerades för knäckning med ett tilläggsmoment på grund av icke centriskt påförd last.

Någon kontroll av initialkrokighet genomförs ej eftersom stålstommen är stabiliserad av betongväggar se Höglund (2006) sidan 69.

De formler som ses nedan är de dimensioneringsvillkor ska kontrolleras.

Moment

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1,0 \quad (4.1)$$

Tvärfkraft

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.2)$$

Normalkraft

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.3)$$

Interaktion mellan moment och normalkraft

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}} \leq 1,0 \quad (4.4)$$

$$\gamma_{M1} \quad \gamma_{M1}$$

Eftersom syftet med denna rapport inte är att lära läsaren att dimensionera efter EC kommer bara definitionerna på termerna i formel 4.4 att radas upp i bilaga 4. Nämnarna i formeln är de samma som nämnarna i formel 4.3 respektive formel 4.1. Vissa variabler i definitionerna kommer dock att tas upp senare i rapporten. Hela interaktionen är hämtad ur Höglund (2006) som bygger på EC.

4.2.1 Lasteffekter

De lastfall som använts vid dimensionering i brottgränstillstånd är de formler som i SS-EN 1990 betecknas ekvation 6.10a, formel 4.5 nedan, respektive ekvation 6.10b, formel 4.6 nedan. Värden för Sverige ges i Bilaga NA i SS-EN 1990.

$$E_{d1} = \gamma_d \cdot 1,35 \cdot G_{kj,sup} + \gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_0 \cdot \alpha_n \cdot Q_k + (\gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (4.5)$$

$$E_{d2} = \gamma_d \cdot 0,85 \cdot 1,35 \cdot G_{kj,sup} + \gamma_d \cdot 1,5 \cdot \alpha_n \cdot Q_k + (\gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (4.6)$$

Den första termen gäller för egentygden, den andra termen gäller i formel 4.5 för den största lasten medan den i formel 4.6 gäller för variabel huvudlast och den tredje termen gäller övriga laster.

Det högsta värdet av E_{d1} och E_{d2} används sedan i dimensioneringen. Rent generellt kan sägas att då lasterna utöver egentygdena är små blir formel 4.5 den dimensionerande och i det omvända fallet med stora yttre laster blir det formel 4.6.

Säkerhetsklassen har med hänsyn till Bilaga NB i ovan nämnda standard bestämts till 3, det vill säga γ_d är 1,0.

De fritt upplagda balkarna får det dimensionerade momentet givet att balklängden är l :

$$M_{Ed} = \frac{E_d \cdot l^2}{8} \quad (4.7)$$

och den dimensionerande tvärkraften:

$$V_{Ed} = \frac{E_d \cdot l}{2} \quad (4.8)$$

För pelarna blir normalkraften detsamma som E_d och momentbelastningen blir lastens excentricitet multiplicerat med normalkraften.

4.2.1.1 Laster på balkar

Ett flertal olika laster verkar på balkarna. De som tagits med i dimensioneringen är den nyttiga lasten för bjälklag i bostadshus, snölast och egenvikten för innerväggar, golv-påbyggnad, utfackningsväggar, håldäck och takpåbyggnad. Egenvikterna har givits schablonmässiga värden efter samtal med den ansvarige konstruktören Anders Nilsson på Kåver & Mellin AB.

Egenvikt

Egenvikterna har i de fall där de varit jämnt utbredda laster med enhet N/m^2 beräknats om till linjelaster med enhet N/m . Håldäckens area har fördelats mellan balkarna i ytterväggarna eftersom det inte finns några bärande innerväggar. Hur denna indelning gjorts ses i bilaga 1.

Snölast

Snölasten har beräknats utifrån antagandet att taket skulle vara i det närmaste platt och utan möjligheter för snön att samlas i fickor. Formel 4.9 nedan är ekvation 5.1 från sidan 14 ur SS-EN 1993-1-3. Snölasten definieras som variabel, bunden last.

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (4.9)$$

μ_i = formfaktor som på grund av det platta taket satts till 0,8

C_e = exponeringsfaktor som har givits värdet 1,0 eftersom huset står nära andra höga hus

C_t = den termiska koefficienten, ingen värmegenomsläpplighet genom taket antas vilket ger värde 1,0

s_k = karaktäristiskt snölastvärde som för Tyresö är 2,0 kN/m²

För lastfallen behövs faktor ψ_0 och för snölasten är den 0,7.

Nyttig last

Den nyttiga lasten är den last som läggs på bärverksdelen med hänsyn till i huvudsak möbler och människor.

Bjälklagen i Kategori A ska ges en karaktäristisk nyttig last, q_k , med värde 2,0 kN/m² enligt Tabell 6.2 på sidan 19 i SS-EN 1991-1-1.

För lastfallen behövs faktor ψ_0 och för den nyttiga lasten är den 0,7.

4.2.1.2 Laster på pelare

Hela lasten som pelaren dimensioneras för kommer av reaktionskrafterna från balkarna så några ytterligare laster finns inte att redovisa.

Dock bör nämnas att vid lastsammanräkning i EC används en faktor, α_n , för att reducera den totala nyttiga lasten tillsammans med snölasten.

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2) \cdot \psi_0}{n} \quad (4.10)$$

n = antalet våningar > 2

4.2.2 Bärförmåga

Vilken typ av analys som är möjlig beror på vilken tvärsnittsklass som bärverksdelarna tillhör (Johansson, 2006). Inget djupare försök att förklara detta begrepp görs här, mer än att säga att det finns fyra klasser där indelningen beror på de tryckta bärverksdelarnas slankhet. Detta avgör om plastisk eller elastisk analys ska utföras.

4.2.2.1 Balkar

Balkarna kontrolleras, som tidigare nämnts, för böjmoment och tvärkraft. Eftersom de är fritt upplagda kommer maximalt moment och tvärkraft inte att uppstå i ett och samma tvärsnitt vilket medför att interaktion inte behöver kontrolleras.

Balkarna är MKC-profiler (C-profilerad stål balk) som kan ses i Figur 4.2. Det ursprungliga tvärsnittet har dimensionerna 265x60x145-10.

Balktvärsnittets tryckta del, det vill säga liv och övre fläns, är i tvärsnittsklass 1. Detta gör plastisk analys möjlig, i enlighet med EN 1993-1-1 sektion 5.6 och Johansson (2006).

Moment

Balkens dimensionerande bärförmåga för böjandemoment är såsom kan ses nedan i formel 4.11 enligt ekvation 6.13 på sidan 50 i EN 1993-1-1.

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.11)$$

f_y = karaktäristisk sträckgräns för stålet som i detta fall är av kvalitet S355J2H och därmed har värdet 355 MPa.

γ_{M0} = partialfaktor för stål som är 1,0 enligt NOTE 2B på sidan 45 i EN 1993-1-1

W_{pl} = plastiskt böjmotstånd som kan beräknas med Excel-blad framtaget av Skanska Stomsystem. Definitionen för det plastiska böjmotståndet se i formel 4.12 som är hämtad ur Formelsamling för Väg & Vattenbyggare (2003).

$$W_{pl} = Z_y = \int_{A_t} z dA - \int_{A_c} z dA \quad (4.12)$$

$A_t = A_c = \frac{1}{2} A$ om balken inte belastas av någon normalkraft. A_c är den tryckspänningsbelastade delen av tvärsnittet.

Tvärkraft

På motsvarande sätt ser dimensionerande bärförmågan för tvärkraft ut som följer i formel 4.13 enligt ekvation 6.18 på sidan 50 i EN 1993-1-1.

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (4.13)$$

A_v = skjuvarean som i detta fall är livets area

4.2.2.2 Pelare

Pelartvärsnittet är i tvärsnittsklass 1, vilket gör plastisk analys möjlig, i enlighet med EN 1993-1-1 sektion 5.6.

Moment

Formel 4.11 används även här.

Normalkraft

Balkens dimensionerande bärförmåga för normalkraft är såsom kan ses nedan i formel 4.14 enligt ekvation 7.1 på sidan 75 i Höglund (2006).

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (4.14)$$

χ_y = reduktionsfaktor som definieras tidigare i denna sektion

γ_{M1} = partialfaktor för stål som är 1,0 enligt NOTE 2B på sidan 45 i EN 1993-1-1
 A = tvärsnittets area



5 Sannolikhetsteoretisk dimensionering

Generellt vad gäller sannolikhetsteoretisk dimensionering är att det inte är helt lätt att komma över indata. Till exempel vad det gäller stålets hållfasthetsparametrar så finns väldigt lite tillgänglig statistik.

Joint Committee on Structural Safety, JCSS, är en intresseorganisation som arbetar med att göra dimensionering enligt sannolikhetsteori mer lättillgängligt. De driver forskningsprojekt och har bland annat tagit fram en dimensioneringskod som finns tillgänglig på Internet (<http://www.jcss.ethz.ch/JCSSPublications/PMC/PMC.html>).

Riktvärden för säkerhetsindex β är för säkerhetsklass 3: 4,7 för en referensperiod på 1 år och 3,8 för en referensperiod på 50 år (SS-EN 1990, 2002).

Nedan kommer två metoder för sannolikhetsteoretisk dimensionering att tas upp. I den första, FOSM, är en analytisk metod medan den andra, Monte Carlo-simulering, är en iterativ metod. Dimensioneringen av balken och pelaren kommer att ske med Monte Carlo-simulering.

5.1 Första ordningens andra momentteori (FOSM)

Detta kapitel är av ren informativ karaktär, men ger möjlighet till att förstå säkerhetsindex β bättre.

5.1.1 Bakgrund

Med FOSM (eng. first-order second-moment theory) kan säkerhetsindex beräknas. Alla variabler behöver inte ursprungligen vara normalfördelade, men transformation måste genomföras. Det "andra momentet" syftar på att variablerna beskrivs av medelvärde (moment ett) och varians (moment två) medan "första ordningen" syftar på att gränsvärdessfunktionen ska vara linjär. Är inte det fallet kan en approximativ linjär funktion uppnås med hjälp av Taylorseriens första term (Ljungquist, 2003).

$$G \approx g(X_i) + \sum_{i=1}^n (\mu_{X_i} - x_i) \cdot \frac{\partial g}{\partial X_i} \quad (5.1)$$

$$\mu_G = g(X_i) \quad (5.2)$$

$$\sigma_G = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)^2 \cdot (\sigma_{X_i})^2 \quad (5.3)$$

g = säkerhetsfunktionen

X_i = valfri parameter som g beror av

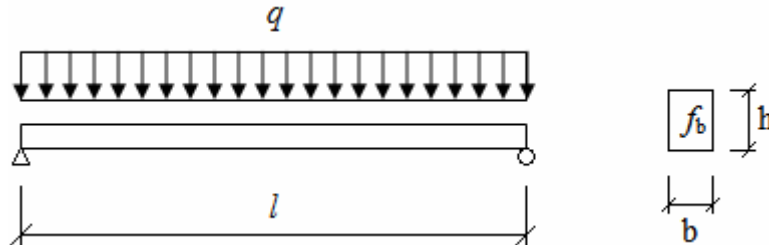
Hur man väljer den valfria parametern påverkar dock hur pålitlig den linjära approximationen blir.

5.1.2 Exempel på dimensionering enligt FOSM

En grundläggande dimensioneringsmodell kommer nedan att illustreras i ett exempel. Exemplet är taget från Fahleson (2006). Dimensioneringen sker genom att använda sig av FOSM.

5.1.2.1 Förutsättningar

En fritt upplagd träbalk (för enkelhetens skull) med rektangulärt tvärsnitt belastas med en jämt utbredd last.



Figur 5.1 Illustration av förutsättningar för exempel

Bärförmågan, R , är vid kontroll av böjmotståndet en funktion av f_b , h och b . Motsvarande för funktion för lasteffekten, E , är q och l .

De stokastiska parametrarna q , l , f_b , b och h betecknas med X_1 , X_2 , ..., X_n . Det vill säga de så kallade primära parametrarna blir därmed: $f_b = X_1$, $h = X_2$, $b = X_3$, $q = X_4$ och $l = X_5$.

5.1.2.2 Brottfunktionen

Brottfunktionen med hänseende på momentet blir i och med att bärförmågan för böjmoment är $f_b \cdot W$ och maximala momentet är $q \cdot l^2 / 8$:

$$g(f_b, h, b, q, l) = f_b \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} - \frac{q \cdot l^2}{8} \quad (5.4)$$

Säkerhetsmarginalen, G , blir därmed:

$$G(X_1, X_2, X_3, X_4, X_5) = X_1 \cdot \frac{X_3 \cdot X_2^2}{6} - \frac{X_4 \cdot X_5^2}{8} \quad (5.5)$$

G är en icke linjär funktion. Genom serieutveckling, formel 5.1, kan en linjär approximation erhållas.

5.1.2.3 Linjär approximation

Första ordningens Taylorutveckling av G kring respektive parameters medelvärde ger:

$$\begin{aligned} G &\approx g(m_{f_b}, m_h, m_b, m_q, m_l) + \sum_{i=1}^5 (X_i - m_{X_i}) \cdot \frac{\partial g}{\partial X_i} = \\ &= m_{f_b} \cdot \frac{m_b \cdot m_h^2}{6} - \frac{m_q \cdot m_l^2}{8} + \frac{m_b \cdot m_h^2}{6} \cdot (X_1 - m_{f_b}) + \\ &+ 2 \cdot m_{f_b} \cdot \frac{m_b \cdot m_h}{6} \cdot (X_2 - m_h) + \dots \end{aligned}$$

$$\mu_G = g(m_{f_b}, m_h, m_b, m_q, m_l)$$

$$\sigma_G^2 = \sum_{i=1}^5 \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)^2 \cdot (\sigma_{X_i})^2 = \left(\frac{m_b \cdot m_h^2}{6} \right)^2 \cdot \sigma_{f_b}^2 + \left(2 \cdot m_{f_b} \cdot \frac{m_b \cdot m_h}{6} \right)^2 \cdot \sigma_h^2 + \dots$$

Exemplet fortsätter nu med att siffror sätts in i formlerna för beräkning av säkerhetsindex β .

5.1.2.4 Insättning av siffror

Variablerna som definierades i Figur 5.1 ges nu följande fiktiva värden:

f_b	: $m_{f_b} = 10$ MPa	$\sigma_{f_b} = 2$ MPa
h	: $m_h = 200$ mm	$\sigma_h = 0$ (deterministisk)
b	: $m_b = 50$ mm	$\sigma_b = 5$ mm
q	: $m_q = 1,5$ kN/m	$\sigma_q = 0,5$ kN/m
l	: $m_l = 2,0$ m	$\sigma_l = 0$ (deterministisk)

Med numeriska värden blir säkerhetsmarginalen:

$$G = g(X_{f_b}, \dots) = X_1 \cdot \frac{X_3 \cdot 0,2^2}{6} - X_4 \cdot \frac{2^2}{8} = 6,67 \cdot 10^{-3} \cdot X_1 \cdot X_3 - 0,5 \cdot X_4$$

$$\mu_G = 6,67 \cdot 10^{-3} \cdot m_{f_b} \cdot m_b - 0,5 \cdot m_q = 6,67 \cdot 10^{-3} \cdot 10 \cdot 10^6 \cdot 0,05 - 0,5 \cdot 1,5 \cdot 10^3 = 2585$$

$$\begin{aligned} \sigma_G^2 &= (6,67 \cdot 10^{-3} \cdot m_b)^2 \cdot \sigma_{f_b}^2 + (6,67 \cdot 10^{-3} \cdot m_{f_b})^2 \cdot \sigma_b^2 + (0,5 \cdot \sigma_q)^2 = \\ &= (6,67 \cdot 10^{-3} \cdot 0,05)^2 \cdot (2 \cdot 10^6)^2 + (6,67 \cdot 10^{-3} \cdot 10 \cdot 10^6)^2 \cdot 0,005^2 + (0,5 \cdot 500)^2 = 618611 \end{aligned}$$

Värdena för μ_G och σ_G kan därefter användas för att uppskatta säkerheten genom att beräkna säkerhetsindex β .

5.1.2.5 Säkerhetsindex

Normalfördelningen på G gör att β kan definieras som:

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} \tag{5.6}$$

Detta ger ett säkerhetsindex på 3,28 som är det samma som en sannolikhet för brott på 1/2000.

5.1.2.6 Kommentarer till exemplet

Exemplet modell är den enklast möjliga. Gör formel 5.4 om för att gälla en kontroll av spänningarna, som formel 5.7 visar, så blir inte β det samma.

$$g(f_b, h, b, q, l) = f_b - \frac{q \cdot l^2}{8} \cdot \frac{6}{b \cdot h^2} \tag{5.7}$$

Det betyder att ingen entydig lösning finns för modellen vilket naturligtvis tyder på brister. Tas β fram ur denna funktion blir det 3,61.

Detta gör det nödvändigt att använda Hasofer & Linds definition av säkerhetsindexet. Utan närmare genomgång av denna definition så kan sägas att den bygger på en normaliserad brottfunktion på det sett som kapitel 3.2.1 visar med tillägg för att β här är punkten med koordinaterna α_{fb} , α_b och α_q (känslighetsfaktorerna). Sker beräkningarna för hand, löses den andragradsekvation som bildas enklast genom iterering. Med denna metod blir β , 3,58.

För att β ska kunna beräknas tillförlitligt måste brottfunktionen vara standardiserat normalfördelad. För andra fördelningar kan bara β ses som ett konventionellt mått på säkerheten. Det som i dessa fall kan kontrolleras är

$$P_s = 1 - P_f \quad (5.8)$$

som tidigare setts i formel 3.1.

5.2 Monte Carlo-simulering

I Monte Carlo-simuleringen, eller Monte Carlo-metoden som den också kallas, kan en deterministisk modell användas som grund för dimensionering. Varje variabel utvärderas sedan utifrån hur mycket den kan anses variera och för sådana variabler med stor variation byts dessa ut mot stokastiska variabler. Detta medför att det blir en stokastisk modell.

5.2.1 Så funkar det

Monte Carlo-simulering itererar fram sannolikheten att en viss händelse ska ske. Endast de två, tre senaste årtiondena har denna metod varit tillgänglig för den breda allmänheten eftersom relativt kraftiga datorer behövs för att klara den stora mängd iterationer som behöver göras (Thoft-Christensen & Baker, 1982). Bara några decennier bort var det endast dåtidens superdatorer som klarade detta.

För dimensionering av konstruktioner blir mängden iterationer än större eftersom riskerna för att människor ska komma till skada behöver vara så små.

Tabell 5:1 Samband mellan sannolikheten P_f och säkerhetsindex β (Tabell C1 i SS-EN 1990)

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

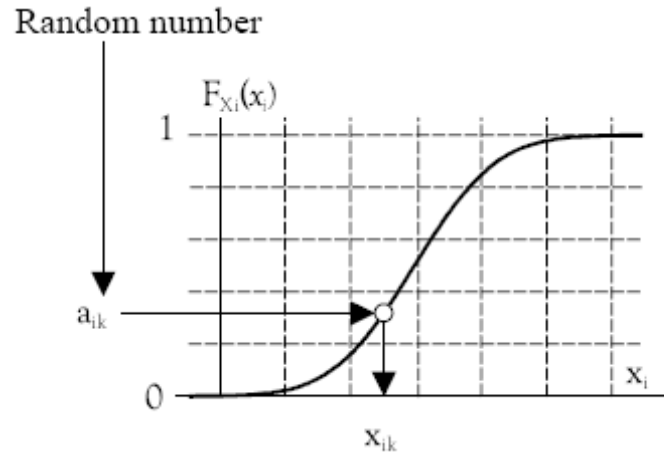
Som Tabell 5:1 visar så innebär en dimensionering i säkerhetsklass 3 för en konstruktion som beräknas brukas i 50 år att ett brott sker i ungefär en på tiotusen konstruktioner. I och med detta måste långt fler iterationer genomföras för att få något underlag för analys.

5.2.2 Teori

Med Monte Carlo-simulering itereras, som tidigare nämnts, ett stort antal tester med hjälp av en dator. I dess enklaste form innebär det att varje slumpmässig variabel X_i ges ett simulerat värde x_{ik} . Index k står för att det k :e iterationen av x_i . Varje upprepning ger ett värde:

$$g_k = G(a_0, x_{1k}, x_{2k}, \dots, x_{nk}) \quad (5.9)$$

Upprepade försök gör att en fördelning av G byggs upp. Den stora mängden försök gör att det statistiska materialet kan behandlas som vilket annat statistiskt underlag som helst.



Figur 5.2 Principerna vid Monte Carlo-simulering (Schneider, 1997)

En simulering går till så att en slumpnummargenerator tar fram nummer mellan 0 och 1 för a_{ik} . Varje sådant nummer är ett värde från den kumulativa fördelningsfunktionen $F_{X_i}(x_i)$ som ger värde på x_{ik} som tillhör X_i .

Som tidigare beskrivits är $G \leq 0$ det samma som brott och sannolikheten för brott, P_f , kan därmed skrivas:

$$P_f = P(G \leq 0) = \lim_{z \rightarrow \infty} \frac{z_0}{z} \quad (5.10)$$

z = totala antalet försök

z_0 = antalet försök som leder till brott

Ett stort antal brott, z_0 , gör sannolikheten för brott mer tillförlitlig. Som exempel kan tas om ett brott inträffar på hundra iterationer så kan sannolikheten för brott sägas vara 1/100. Vilket inte säger så mycket eftersom slumpen är för stor, men genomförs tusen iterationer och tio brott inträffar så är sannolikheten för brott fortfarande den samma. Dock har den större mängden iterationer tillsammans med ökningen på z_0 fört med sig att resultatet upplevs mer tillförlitligt vilket det också är (Schneider, 1997).

Det antal försök som behövs beror på den krävda variationskoefficienten. För små P_f kan enligt Schneider (1997) v_{P_f} uttryckas som:

$$v_{P_f} \approx \frac{1}{\sqrt{z \cdot P_f}} \quad (5.11)$$

Det betyder om variationskoefficienten är 10 % och sannolikheten för brott är 1/1000 så behövs 10^6 iterationer.

5.3 Dimensioneringsmodell

Samma formler kan användas för dimensioneringen som för de tidigare beräkningarna som utfördes enligt EC. Skillnaden är att nu används stokastiska variabler istället för numeriska

värden på vissa variabler. Avvägningar har försökt att göras vad gäller vilka variabelers variationer som kan tänkas påverka mest. Detta för att göra modellen så lättsimulerad som möjligt. Ett exempel på dimensioneringsformel ses nedan, denna gäller balkens bärförmåga för böjande moment.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{(E_d) \cdot l^2}{8 \cdot \theta_{uncm} \cdot W_{pl} \cdot f_y} \quad (5.12)$$

θ = modellosäkerhetsfaktor

Lastfallen har dock fått göras om och formel 4.5 ser nu ut som följer:

$$E_{d1} = G_{kj,sup} + \theta_{unc,1} Q_k + (\theta_{unc,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (5.13)$$

Till förfogande vid itereringarna har en laptop funnits vilket begränsat möjligheterna till hur stor modellen kunnat göras.

5.3.1 Förutsättningar och gjorda antaganden

Alla stokastiska variabler är kontinuerliga, det vill säga de kan anta vilka värden som helst mellan $-\infty$ och $+\infty$. Detta medför problem för laster såsom egenvikter som rent logiskt inte kan vara negativa. Av den anledningen har vissa variabler fått begränsas till att endast kunna vara positiva.

Varje simulering har bestått av 1 700 000 itereringar för att reducera variationen till 10 % på resultatet, se formel 5.11. För att sänka variationskoefficienten till 5 % skulle drygt 6 500 000 itereringar behövas. Detta har inte gjorts med hänsyn till ovan nämnd datorkapacitet. Tidsåtgången för varje simulering har varit mellan 20-30 minuter. Som riktvärde har risken för brott satts till 6/100000 som mycket nära överstämmer med β för säkerhetsklass 3 som är 3,8. Någon numeriskt exakt optimering såsom med EC är svår att åstadkomma genom denna metod.

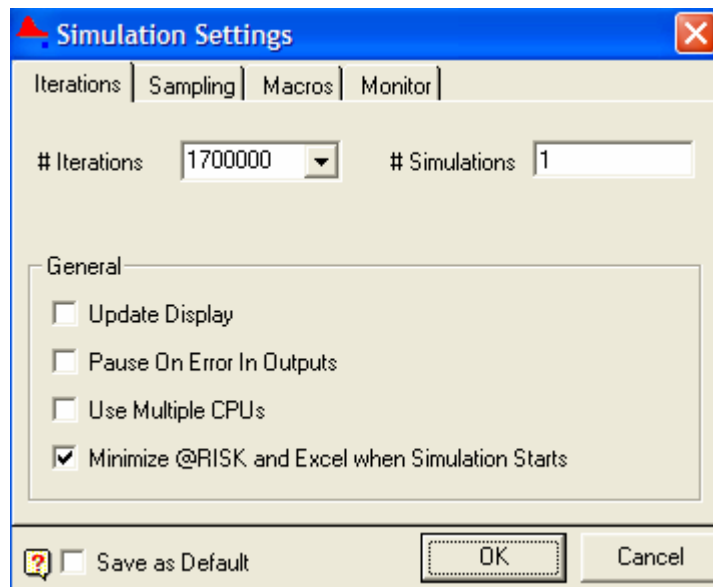
Ingen korrelation mellan variablerna har antagits. Detta innebär att alla variabler antas vara helt oberoende av varandra.

Dimensioneringen har gjorts med hjälp av programmet @Risk. @Risk är en tilläggsapplikation för Excel som framtagits och produceras av Palisade. I programmet kan medelvärde och standardavvikelse anges tillsammans med tänkt fördelning och då återger programmet fördelningskurvan. Dessutom kan mätdata inlagd i Excel analyseras med @Risk för att ta fram bäst fördelning.

Ett tillägg ska göras gällande fördelningarna. I en stor del av den litteratur som undersökts anses Gumbel-fördelningen vara den mest riktiga för extremvärden. @Risk saknar denna fördelning och därför har lognormal fördelning istället använts.

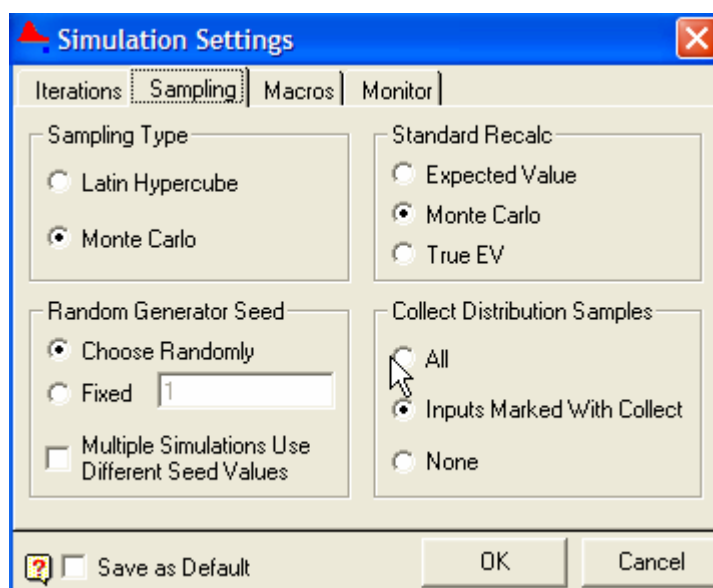
Vid användning av @Risk behöver ett antal inställningar göras för att få ut resultat som är önskvärda. I de två följande figurerna visas de inställningar som har använts vid detta projekts simuleringar.

I Figur 5.3 ses inställningar som kan göras för själva iterationen. Den bockade rutan gör att det blir lättare att jobba med datorn samtidigt som iterationerna fortgår.



Figur 5.3 @Risk-fönster där inställningar bland annat görs för antalet iterationer

I Figur 5.4 ses fönstret som ger möjlighet att välja utseendet på provet. Provtagningsstyp har satts till Monte Carlo eftersom jag inte kunnat se den direkta skillnaden på vad de två alternativen ger för resultat. Latin Hypercube är en förenkling av Monte Carlo-simulering som ger snabbare simulering, men eftersom det är Monte Carlo-simulering som utförs valde jag det alternativet. I rutan bredvid anges hur Excel-dokumentet uppdateras, spelar ingen roll för detta arbete. Det nedre vänstra hörnet ger möjlighet att styra värdena för slumpalsgeneratorm. Vid jämförelser kan det ibland vara lättare att köra samma slumpantal om och om igen. Den sista rutan anger vilken data som programmet ska samla under iterationen. Med "All" markerat tar större modeller väldigt lång tid att köra, dessutom är det bra att bara få fram den information som är intressant för det specifika fallet.



Figur 5.4 @Risk-fönster där inställningar bland annat görs för typen av provtagning

Egenspänningar för stålet har inte tagits med i modellerna på grund av att det inte någonstans står hur dessa ska behandlas. Några data för de använda profilerna finns inte heller tillgänglig.

5.4 Indata

Indata var ursprungligen menad att hämtas, i så stor utsträckning som möjligt, från samtida mätdata. Efter ett tags sökande stod det dock klart att sådana data är mycket svåråtkomlig. Därför har indata tagits från litteratur som kan anses väl representera dagens kunnande på området.

Flera indata har tagits ur JCSS:s kod för sannolikhetsteoretisk dimensionering kallad Probabilistic Model Code, PMC (JCSS, 2001). PMC består av tre delar; del ett ger generella dimensioneringsregler, del två berör laster och del tre berör material. Till detta finns ytterliggaren en del som består av några utvalda dimensioneringsexempel.

En sammanställning av indata finns att se i bilaga 5.

5.4.1 Bärförmåga

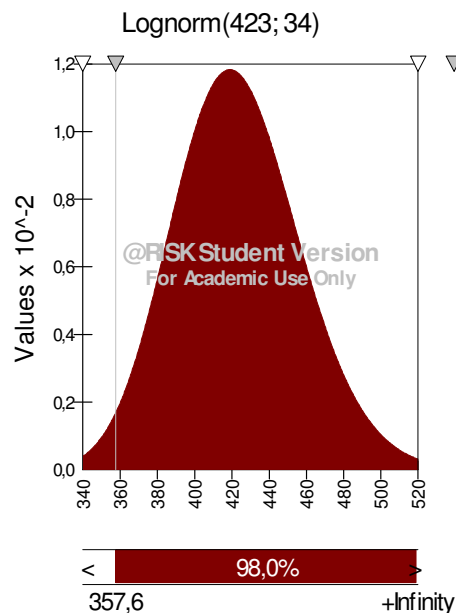
För bärförmågans indata så har alla medelvärden och standardavvikelser tagits från litteratur.

5.4.1.1 Balk

Stålets sträckgräns

Med ett deterministiskt värde på sträckgränsen som utgångspunkt kan medelvärde och standardavvikelse beräknas utifrån framtagna förhållanden i Cajot et al (2005). Fördelningen kan antas vara lognormal enligt samma källa. Medelvärdet kan sägas vara den karaktäristiska sträckgränsen $+2\sigma$ och standardavvikelsen $0,07\mu$, vilket kräver en iterering.

Med detta som utgångspunkt får ett stål med $f_{yk} = 355$ MPa ett medelvärde på 423 MPa och en standardavvikelse på 34 MPa.



Figur 5.5 Lognormalfördelning för stålets karaktäristiska sträckgräns

Med dessa värden och denna fördelning fås grafen i Figur 5.5. Som den visar så ligger ungefär endast två procent av alla sträckgränsvärden under det i vanliga fall använda värdet.

Geometriska parametrar

Både plastiskt böjmotstånd och tvärsnittets area är funktioner av tvärsnittets geometri. Litteraturen behandlar dock inte höjd och bredd som ingående parametrar. Istället sätts det upp tvetydiga riktvärden för just tvärsnittets plastiska böjmotstånd och area. Av dessa är det plastiska böjmotståndet den parameter som påverkar mest genom att den ingår i bärförmågan för det böjande momentet. Dock finns inga uppgifter som samstämmer vad gäller för fördelning eller definitionsvärden, olika värden ges på olika ställen i Cajot et al (2005) och uppgifter saknas i PMC. Det plastiska böjmotståndet har därför fått sättas deterministiskt.

Arean på tvärsnittet anses kunna sägas vara deterministisk. Arean spelar inte så stor roll i detta fall eftersom det bara är bärförmågan för tvärkraften som har med arean att göra och den bärförmågan är inte dimensionerande.

Längd

Balkens längd har antagits vara deterministisk, vilket innebär 4,15 m. Eftersom dessa tillverkas i fabrik anses noggrannheten vara tillräckligt god för detta antagande. Inget försök att finna data har gjorts.

5.4.1.2 Pelare

Stålets sträckgräns

Samma litteratur har använts här som för balken vilket medför samma resultat.

Geometriska parametrar

Det samma gäller för pelaren som för balken, data finns inte att tillgå.

Arean på tvärsnittet anses kunna sägas vara deterministisk.

Elasticitetsmodul

I PMC III anges Elasticitetsmodulen kunna anses vara normalfördelad med ett medelvärde som sammanfaller med det nominella, i detta fall 210 GPa. Standardavvikelsen är $0,03\mu$.

Längd

Pelarens längd har antagits vara deterministisk, vilket innebär 3,15 m. Eftersom dessa tillverkas i fabrik anses noggrannheten vara tillräckligt god för detta antagande. Inget försök att finna data har gjorts.

χ (reduktionsfaktor med avseende på buckling)

Denna faktor är en del av beräkning av pelarens bärförmåga mot normalkraft. Osäkerheten i denna faktor tas med i modellen i och med variabeln för modellosäkerhet som kan ses i avsnitt 5.4.1.3 nedan.

Interaktionsvariabler

Dessa har ansetts vara deterministiska eftersom de beror av flera andra variabler som har fördelningar.

5.4.1.3 Modellosäkerhet

Värden på modellosäkerheterna för bärförmågorna är tagna från Cajot et al (2005) Tabell 4.6. Fördelningarna kan anses lognormala enligt PMC III. För bärförmågan för böjande moment är $\mu = 1,1$ och $\sigma = 0,05$ och för modellosäkerheten för normalkraften eller rättare sagt mot

knäckning är $\mu = 1,2$ och $\sigma = 0,05$. För modellosäkerheten för tvärkraftsbärförmågan är $\mu = 1,17$ och $\sigma = 0,1$. Vid interaktion mellan moment och tvärkraft är modellosäkerhetsparametrarna $\mu = 1,31$ och $\sigma = 0,1$. Stora variationer finns dock bland de angivna värdena i litteraturen.

5.4.2 Lasteffekter

Även här har litteratur i stor utsträckning använts som underlag, men för snölasten har snödjupet tagits fram genom analys av data från SMHI.

5.4.2.1 Lastyta

Lastytorna anses vara exakt inmätta och är därmed deterministiska. För pelaren är lastytan $16,22 \text{ m}^2$ och för balken $24,00 \text{ m}^2$.

5.4.2.2 Egentyngder

Egentyngderna för alla delar utom för balk och pelare har ansetts vara deterministiska. Detta eftersom det inte finns någon riktigt bra information över hur de varierar mer än den generella teorin om att volymrelaterade mått kan anses vara normalfördelade.

Håldäckens egentyngd har på rekommendation av Per Ruus på Skanska Stomsystem angetts till $3,48 \text{ kN/m}^2$.

För balk och pelare har medelvärdet satts till det nominella värdet. Standardavvikelsen har sedan fått värdet $0,05\sigma$. Dessa data är tagna från Cajot (2005) och har valts i stället för de ur Schneider (1997) på grund av att de kommer från en nyare undersökning.

5.4.2.3 Excentricitet

Det moment som belastar pelaren uppkommer på grund av att lasten från balkarna inte påförs centriskt. Avståndet har tagits från ritningarna, men ingen undersökningar har gjorts för hur detta avstånd kan variera. Det ges därför ett deterministiskt värde på $0,1 \text{ m}$.

5.4.2.4 Snölast

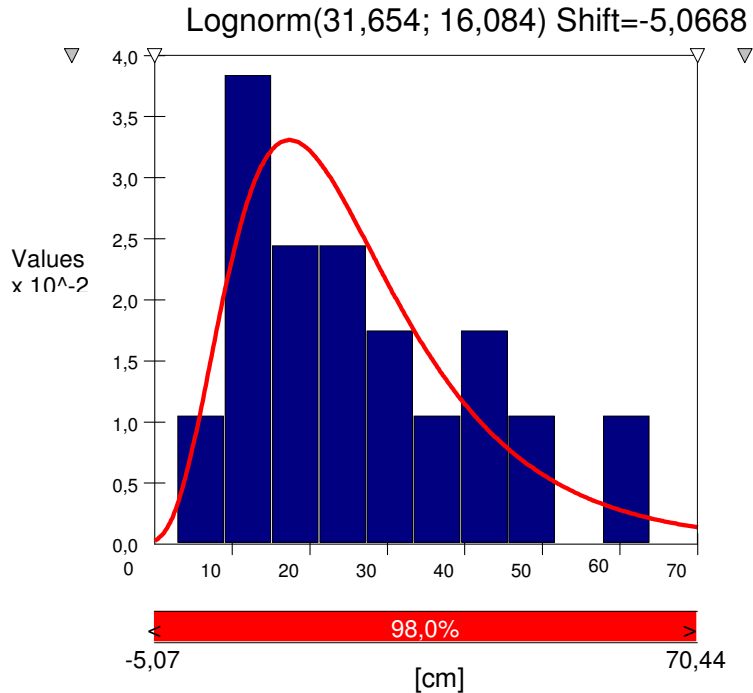
Värden för snölastens djup har hämtats från SMHI. För densiteten har medelvärde och standardavvikelse tagits ur Nord & Taeslers rapport från 1973. Just den rapporten ligger till grund för dagens dimensionerande värden i BKR och EC.

De snölastvärden som används i BKR och EC har enligt Nord (2007) tagits fram genom att man först för snödjupet tagit fram ett 50-årsvärde ur en extremvärdesfördelning (Fischer-Tippet 1). Detta har sedan följts av att 50-årsvärdet multiplicerats med ett schablonvärde för snödensiteten som enligt Nord (2007) bör ha varit 240 kg/m^3 för Stockholmsområdet.

Det framräknade värdet sätts sedan i EC:s formel för att transformera om snölasten till att gälla för tak. Med förhållandena i denna dimensionering ger det $0,8s_k$.

Snödjup

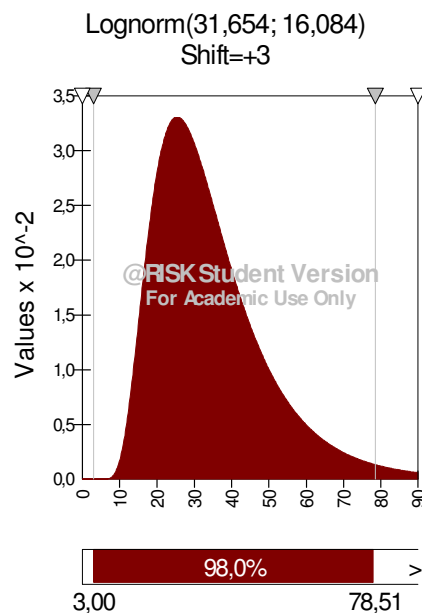
I Figur 5.6 visas hur @Risk har anpassat en fördelning efter de mätdata som införskaffats från SMHI. Värdena är de maximala snödjupen för respektive år mellan 1961 och 2007 från mätstation Observatoriekullen i Stockholm. Alla mätdata kan ses i bilaga 6.



Figur 5.6 Snödjupets fördelning framtagen med @Risk

Bland annat Schneider (1997) förordar den lognormala fördelningen. Denna fördelning har också valts. 98-procentsfraktilen ger dock då ett värde som inte passar helt bra överens med EC:s dimensioneringsvärde på 2,0 kN/m², men tillsammans med snödensitet ger den ändå väl fungerande värden. 98-procentsfraktilen är 70,44 cm vilket är det samma som det maximala djupet under ett år på en 50-årsperiod (Fahleson, 2006).

Som Figur 5.6 visar antar den valda fördelningen värden under noll vilket har korrigerats genom att inte anta den illustrerade grafen utan korrigeringar har gjorts för detta. Mätdata börjar vid 3 cm så därför har ”noll” satts där. Den använda fördelningen ses i Figur 5.7 och 50-årsvärdet blir därmed 78,51 cm.



Figur 5.7 Den använda fördelningen för snödjupet

Snödensitet

Nord & Taesler (1973) ger förslag på två medelvärden och standardavvikelser för snödensiteten, dessa är för norra respektive södra Sverige. Här har värden för södra Sverige av geografiska skäl använts. Dessa data kommer från undersökningar så långt tillbaka som 1909-1925. Några större undersökningar har sedan inte gjorts av snödensiteten mer än för Norrlandskusten efter de många olyckor som inträffade vintern 1987/88 (Persson & Thörneby, 1989).

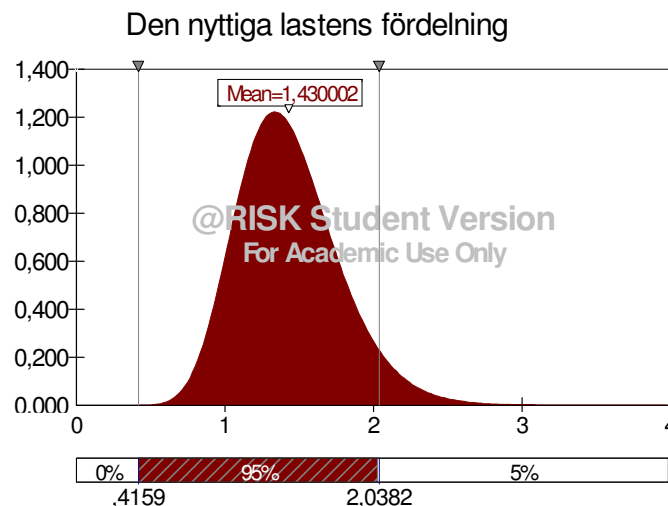
Utifrån grafer i Nord & Taesler (1973) och med tester i @Risk har lognormalfördelning valts. Medelvärdet är 215 kg/m^3 och standardavvikelsen är 71 kg/m^3 .

Tester har gjorts i @Risk med att ge snödensiteten ett deterministiskt värde på 240 kg/m^3 och det ger ungefär samma resultat som med den lognormala fördelningen, dock blev dessa något lägre. 98-procentsfraktilen hamnar runt $1,5 \text{ kN/m}^2$ för snölast på tak. Försök har även gjorts med högre snölast som är närmare de $1,6 \text{ kN/m}^2$ som EC föreskriver, men utslaget är så litet att Nord & Taeslers (1973) originalvärden behållits.

5.4.2.5 Nyttig last

De nyttiga lasterna har tagits ur CIB W81 (1989) som är en rapport med bakgrundsmaterial till EN-standarderna. Ganska mycket tid för examensarbetet har lagts på få tag på tillförlitlig data och de nyttiga lasterna har inte varit något undantag. Som referenser kan därför också ges Sentler (1975), som delvis ligger till grund för de använda värdena. Indata till Sentler (1975) har samlats genom att verkliga mätningar i drygt 100 lägenheter genomförts för att undersöka lastförhållanden och lastvärden.

I PMC II finns också uttryck för hur den nyttiga lasten ska beräknas och där innehåller den nyttiga lasten två värden, ett för långvarig och ett för kortvarig last. Samma upplägg som i BKR, men för att kunna använda PMC:s version måste det vara klart vilken typ av rum som golvytan är ämnad för. Detta för att lastmönster ska kunna bedömas. Detta har inte kunnat avgöras så denna metod har därmed inte använts.

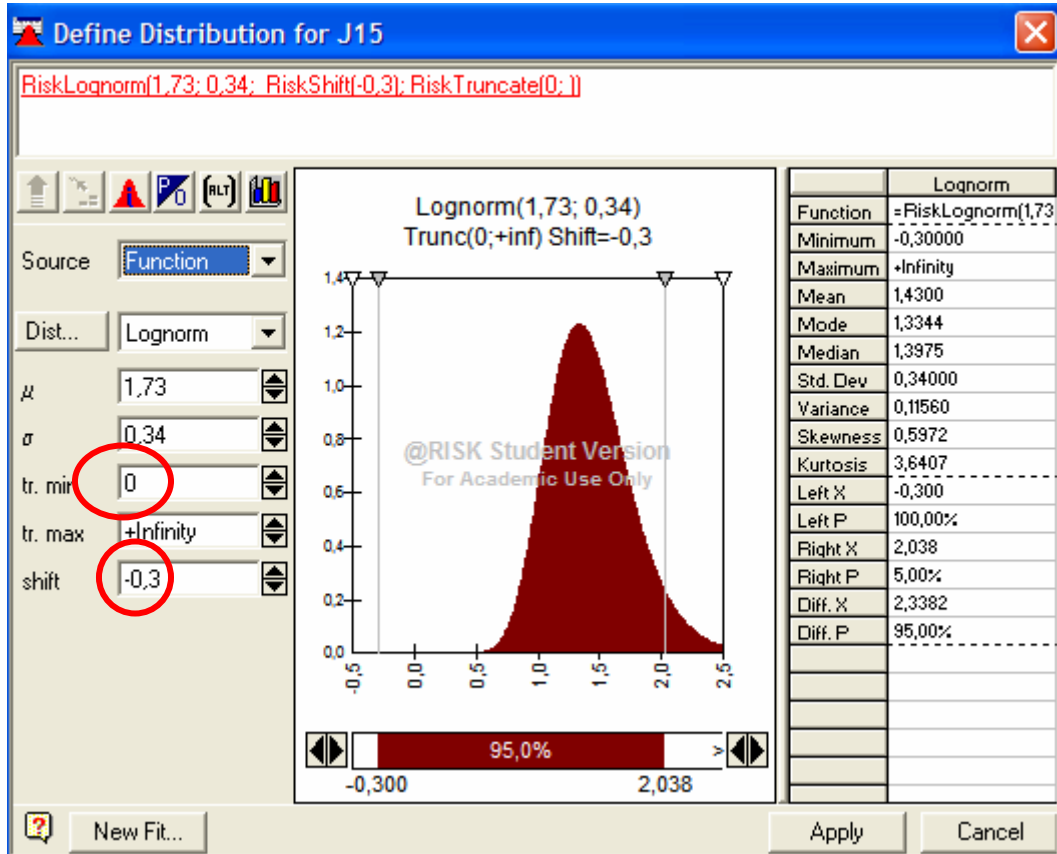


Figur 5.8 Den använda fördelningen för den nyttiga lasten

EC ger ett karaktäristiskt lastvärde på $2,0 \text{ kN/m}^2$. Som kan ses i Figur 5.8 stämmer den använda fördelningen väl överens med EC:s värden. Denna lognormala fördelning, som

testats mot gammalfördelning, har en liten förskjutning av kurvan och det ger ett värde på 2,04 kN/m² för 95-procentsfraktilen. I

Figur 5.9 ses hur fönstret för fördelningarnas inställningar ser ut och markeringarna visar de värden som ändrats. Anledningen till att tester genomförts för att passa in fördelningen är att olika skrifter förordar olika fördelningar.



Figur 5.9 Bild ur @Risk där de olika möjligheterna till justeringar illustreras

En varning skall dock ges vad gäller anpassningar av kurvorna. @Risk kan dock ha svårt att klarar av att förskjuta en kurva till vänster om noll och sedan utesluta värden som hamnar under noll. Tester måste göras för varje enskilt fall.

5.4.2.6 Modellosäkerhet

Värden på modellosäkerheterna vad gäller lasterna är tagna från Cajot et al (2005). Fördelningarna kan anses lognormala. För snölasten är $\mu = 1,0$ och $\sigma = 0,1$, för de nyttiga lasterna är $\mu = 1,0$ och $\sigma = 0,05$. Ingen modellosäkerhet anses råda för egentyngderna.



6 Resultat

Nedan redovisas resultaten av beräkningarna följt av jämförelser mellan resultaten.

6.1 Resultat – dimensionering enligt EC

Eftersom en våning och balkonger tagits bort belastas de olika bärverksdelarna mindre och optimeringen gjorde att tjockleken kunde reduceras ganska mycket från ursprungsdimensionerna som var 10 mm för båda.

Balken fick en ny godstjocklek på 8,838 mm och pelaren en godstjocklek på 6,634 mm. De båda tvärsnitten håller sig fortfarande i tvärsnittsklass 1 för de tryckta delarna.

Endast den egna egyptyngden har reducerats när lasterna beräknats vilket medför att lite för stora laster använts vid dimensioneringen av pelaren. Detta gäller dock även den sannolikhetsteoretiska dimensioneringen.

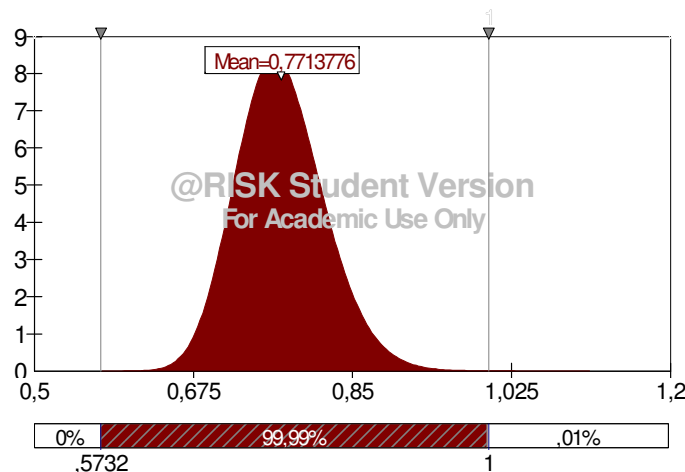
6.2 Resultat – dimensionering enligt sannolikhetsteori

Dimensioneringen har genomförts genom att testa olika godstjocklekar på pelare respektive balk. Många olika tester har genomförts för att kalibrera in den sannolikhetsteoretiska modellen mot de tidigare gjorda beräkningarna enligt EC. I figurerna beskriver x-axeln förhållandet mellan E/R .

Tester gjordes både med och utan modellosäkerheter för att kontrollera deras inverkan.

6.2.1 Utan modellosäkerheter

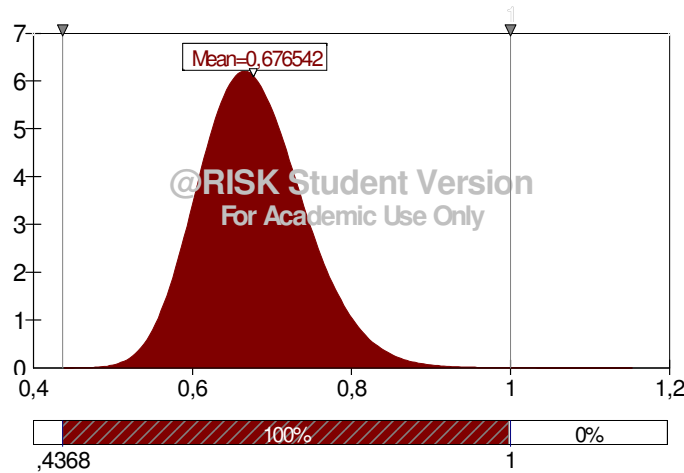
I Figur 6.1 ses fördelningskurvan för dimensioneringsvillkoret för interaktion mellan moment och normalkraft för pelaren utan modellosäkerheter. En reduktion av tvärsnittet var möjlig med 9,8 % mot värdena från EC vilket gav en tjocklek på 5,98 mm och en risk för brott på 5,36/100000. Risken för brott gäller för den visade fördelningskurvan.



Figur 6.1 Fördelningskurva för interaktionens dimensioneringsvillkor (moment och normalkraft) för pelaren, utan modellosäkerheter

I Figur 6.2 ses fördelningskurvan för momentets dimensioneringsvillkor för balken utan modellosäkerheter. En reduktion av tvärsnittet var möjlig med 7,9 % mot värdena från EC

vilket gav en godstjocklek på 8,14 mm och en risk för brott på 4,71/100000. Risken för brott gäller för den visade fördelningskurvan.

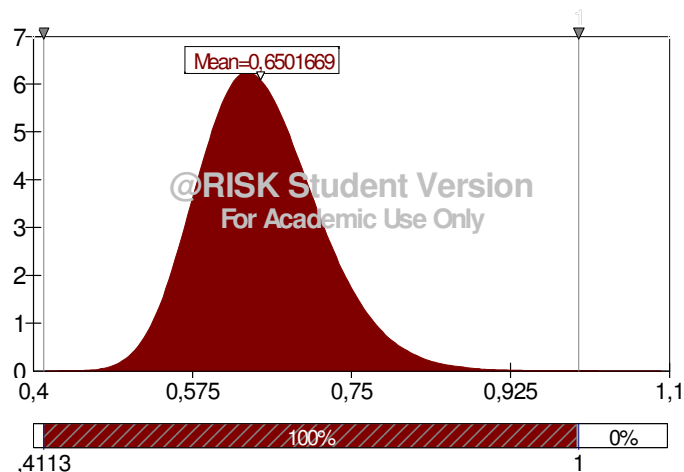


Figur 6.2 Fördelningskurva för momentets dimensioneringsvillkor för balken, utan modellosäkerheter

Båda fördelningarna ser ganska normalfördelade ut vilket också värdena för snedfördelning och kurtosis tyder på. Dock har de längre svansar åt höger vilket härstammar från att många variabler har lognormala fördelningar.

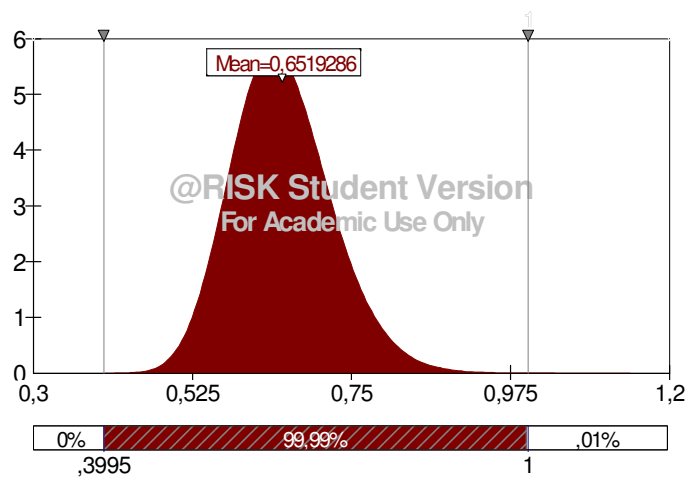
6.2.2 Med stokastiska modellosäkerheter

I Figur 6.3 ses fördelningskurvan för dimensioneringsvillkoret för interaktion mellan moment och normalkraft för pelaren med stokastiska modellosäkerheter. En reduktion av tvärsnittet var möjlig med 18,6 % mot värdena från EC vilket gav en tjocklek på 5,4 mm och en risk för brott på 3,3/100000. Risken för brott gäller för den visade fördelningskurvan.



Figur 6.3 Fördelningskurva för interaktionens dimensioneringsvillkor (moment och normalkraft) för pelaren, med stokastiska modellosäkerheter

I Figur 6.4 ses fördelningskurvan för momentets dimensioneringsvillkor för balken med stokastiska modellosäkerheter. En reduktion av tvärsnittet var möjlig med 14,1 % mot värdena från EC vilket gav en tjocklek på 7,59 mm och en risk för brott på 5,12/100000. Risken för brott gäller för den visade fördelningskurvan.



Figur 6.4 Fördelningskurva för momentets dimensioneringsvillkor för balken, med stokastiska modellosäkerheter

Som tydligt ses i alla fyra figurerna är inte @Risk gjort för att uppfatta så små risker som det handlar om när konstruktioner dimensioneras. Detta kommer att diskuteras i kapitel 8. Mer kunde ha gjorts för att optimera pelaren, men en simuleringstid på cirka 30 min gör det mycket tidskrävande.



7 Mänskliga fel

Detta kapitel kommer att redovisa de svar som har mottagits av Thomas Axelsson gällande några ställda frågor angående mänskliga fel. Thomas Axelsson jobbar på Skanska Stomsystem i Stockholm. Frågeformuläret kan ses i bilaga 7.

7.1 Intervju angående mänskliga fel

Enligt Axelsson är de absolut mest kostsamma mänskliga felen de som uppstår i projekteringen. Fel som uppstår här riskerar att massproduceras vilket, även om de upptäcks innan byggandet börjar, kan kosta mycket att rätta till.

En procentuell uppskattning av hur stor del av felen som kan relateras till den mänskliga faktorn landar för Axelsson på 75 %. Av dessa 75 % ligger bakgrunden till dem ungefär fördelat 50/50 på dåligt engagemang och okunskap. Vid konstruktion av en stomme idag är cirka 90-95 % typlösningar eller så kallade standardiserade lösningar. De andra lösningarna är produktspecifika lösningar som måste anpassas efter rådande förhållanden.

De fel som sker för speciallösningarna beror i största grad på okunskap. För att förhindra dessa fel försöker Skanska Stomsystem i så stor utsträckning som möjligt nyttja sig av konsulter som är väl förtrogna med de använda konstruktionssystemen. För de standardiserade lösningarna är det vanligast att brist på engagemang resulterar i fel. Slentrianen infinner sig till stor del på byggarbetsplatsen vilket som tidigare nämnts medför mindre kostnader än ett projekterat fel.

Axelsson anser att det mest effektiva sättet att reducera de mänskliga felen på bred front är att utvidga användningen av standardiserade lösningar eftersom de ekonomiska och kvalitetsmässiga fördelarna är så stora. Projekteringen blir med dessa säkrare. Det arbetas i dag aktivt med att utveckla fler standard lösningar.

Något som också är pågående är användningen av de kontrollprogram som tagits fram för att säkra kvaliteten på byggandet. Det bygger på egenkontroller som utförs i alla led från konstruktör till hantverkare/montör. Dessa egenkontroller uppger vad som ska kontrolleras och vid överlämnandet till kunden finns dokumentationen med som kvalitetssäkring. Inget system har ännu utarbetats för att kunna jämföra och lägga samman kvalitetsrapporterna. Alla kvalitetsrapporter är relaterade till varje enskilt projekt.

Axelsson säger avslutningsvis sig aldrig ha varit med om att ett projekterat fel legat till grund för att människor skulle ha kommit till skada. Fel upptäcks som regel under produktionens gång om inte tidigare. De skador som inträffar är i mycket stor utsträckning följer av frångångna säkerhetsrutiner.

Att det skulle ha varit några problem med stommarna till husen i Gåshaga är inte något Axelsson känner till.



8 Slutsatser & Diskussion

I detta kapitel diskuteras resultatet av undersökningen och vad som kan göras efter detta examensarbete.

8.1 Allmänna iakttagelser

Rent generellt kan sägas att det inte varit något lätt jobb att dimensionera med sannolikhets-teori. Bristen på data gör det dessutom osäkert. Att verkligen få fördjupa sig inom ett område har varit både roligt och intressant även om detta bara är en skrapning på ytan mot vad som finns att lära sig om sannolikhets-teoretisk dimensionering. Att arbeta med Eurocodes känns nyttigt med tanke på att det är framtiden inom dimensionering.

Kontakt har tagits med SSAB Tunnpå i Borlänge för att försöka få fatt i data för stålets sträckgräns, men inga data har gått att få tag på.

Vidare har försök gjorts att få uppgifter på håldäckens egentyngder, vilket även det inte gått eftersom sådana mätningar inte bedrivs enligt Peter Svenmar på Skanska Stomsystem.

Validiteten på arbetet kan anses god eftersom beräkningar och antaganden kontrollerats både mot relevant litteratur och av betrodda och kunniga personer inom berörda ämnen.

8.2 Dimensioneringsjämförelsens resultat

Av resultaten kan utläsas att de faktorer som spelar störst roll för den sannolikhets-teoretiska dimensioneringen är värdena på modellosäkerheterna. För att exakt dimensionering ska kunna genomföras måste dessa variabler mycket noggrant utvärderas. Cajot et al (2005) anger olika fördelningar och värden mot vad JCSS (2001) gör, vilket skapar förvirring. I Cajot et al (2005) har dock ett stort antal modellosäkerheter tagits fram, men oklarheten i vilken fördelning som bör användas minskar möjligheten att nyttja dessa värden.

Något som försvårat den sannolikhets-teoretiska dimensioneringen är att @Risk inte är gjort för att dimensionera med. Med sannolikheter för brott på runt 1/100000 blir det jobbigt när inte decimalantalet går att ändra. Exempel på detta ses i kapitel 5 där alla grafer anger att risken för brott är noll. Ett annat tydligt tecken på att @Risk inte riktigt är anpassat är att vid iterationerna kan man ange att @Risk självt ska bedöma när förändringen i utfallet är tillräckligt litet för att inte behöva iterera mera. @Risk stannar vid drygt 1000 iterationer vilket tydligt inte räcker. Programmet är i grunden framtaget som ett verktyg för att kunna göra ekonomiska förutsägelser.

Klara förtjänster kan helt klart göras med sannolikhets-teoretisk dimensionering att döma utifrån resultaten i kapitel 6. Så stor reduktion som 18,6 % erhöles på pelaren, men då ska ju också kommas ihåg att variationskoefficienten är 10 %. I denna modell har också ett flertal parametrar antagits vara deterministiska. Bristen på tillgänglig data gör att modellen har brister tillsammans med svårigheten att köra en så stor modell som det då skulle handla om.

En stor vikt måste läggas på modellosäkerheterna som under arbetets gång medfört stort huvudbry. Ursprungligen användes JCSS (2001) värden och detta medförde att balken inte höll i den sannolikhets-teoretiska dimensioneringen. Vidare så angav modellkoden att osäkerheterna skulle härröras till lasteffekt respektive bärförmåga vilket också medförde att varken pelare eller balk fick tillräcklig bärförmåga. Cajot et al (2005) anger att

modellösäkerheterna ska anges för varje enskild last där egentygnderna inte har någon osäkerhet.

Jämfört med de 10 % reducering av tvärsnittet som blev resultatet av Cajot et al (2005) som använde stokastiska variabler på alla parametrar så fås ju en något högre reduktion här. I den forskningsrapporten användes dock fabricerade balk- och pelartvårsnitt vilket inte görs här. En annan skillnad är att modellösäkerheterna är framtagna för den rapportens modeller vilket spelar roll med tanke på modellösäkerheternas inverkan. I och med att pelaren skulle ha gått att optimera ytterligare kan riktigheten för modellösäkerheterna ifrågasättas.

8.3 Diskussion kring mänskliga fel

Långt innan en färdigutvecklad metod för att ta med mänskliga fel i dimensioneringen finns att tillgå finns det många andra vägar att gå till en mer säker och precis projektering. Industrialisering som ett steg mot mindre mänskliga fel får stöd av alla de källor som har undersökts i detta examensarbete.

Något att hålla i bakhuvudet är det som Axelsson tar upp om brist på engagemang. De flesta mänskliga felen som uppkommer vid standardiserade lösningar beror på detta. Att engagera medarbetarna och då framförallt på byggarbetsplatserna kommer alltså att bli än viktigare när industrialiseringen väl får ett rejält fäste i byggbranschen. Redan dagens byggnadsarbetare anklagas för att sakna engagemang.

Återigen är det möjligt att titta på Toyota för att söka svar. De har trots en mycket strikt linjetillverkning lyckats engagera sina medarbetare. Delaktighet är grunden där alla medarbetare får vara med och förbättra. Eget tänkande är redan en grund bland hantverkare i Sverige och detta bör kunna utvecklas.

Eftersom inga komplikationer uppstått för stommen till husen i Gåshaga kommer inga förslag att ges på förbättringar just där. Mer generellt kan dock ett införande av poka yoke, som nämndes i kapitel 3.5, medföra att säkrare och effektivare konstruktionslösningar tas fram. Det är också ett redskap för att ge medarbetarna större motivation genom att integrera dem i hela byggprocessen. Det är oerhört viktigt att se att ens arbete leder någonsans.

Just nu håller 3D-modellering och projektering att vinna allt större mark inom byggbranschen. Detta innebär att arkitekter och konstruktörer får möjlighet att redan innan bygget startat på byggarbetsplatsen undersöka krockar mellan olika lösningar. I en 3D-bild kan upp till sex traditionella 2D-vyer rymmas vilket underlättar förståelsen för vad som ska byggas. Jobbet är i full fart med att implementera 4D- och 5D-projektering vilket innebär att tid och dessutom kostnad knyts till modellerna. Detta medför att logistik och ekonomi kan utvärderas på ett bättre sätt. Dessa redskap är förutsättningar som bör göra projekteringen mer exakt i framtiden.

8.4 Fortsatt arbete

För att kunna skapa tillförlitliga modeller måste ett stort arbete genomföras för att få tillgång till tillförlitliga data och för att kunna få med de mänskliga felen i dimensioneringsmodellerna finns det än mer att göra.

De variabler som ju spelar störst roll är modellösäkerheterna och där behöver fördelningar och värden vara noggrant undersökta för att användning ska möjliggöras.

Säkerhetsindex måste utvärderas och korrigeras för att göra sannolikheteoretiska modeller innehållande parametrar för mänskliga fel.

Ett annat viktigt arbete som bör inledas är att Skanska inför metoder för att mäta och sammanställa data över sin kvalitet. Detta bör ske parallellt med att samma krav ställs på alla leverantörer. Genom att inte bara kontrollera toleranser utan verkligen mäta dimensionerna på till exempel stålbalkar kan databankar skapas med denna information. Genom att skapa ett kvalitetssystem som mer liknar en ekonomisk rapportering med numeriska värden på kvaliteten som är möjlig att ta med sig från olika projekt kan en ökad total kvalitet skapas.

Mätdata från ett sådant kvalitetssystem skulle sedan kunna ligga till grund för optimerad sannolikheteoretisk dimensionering.



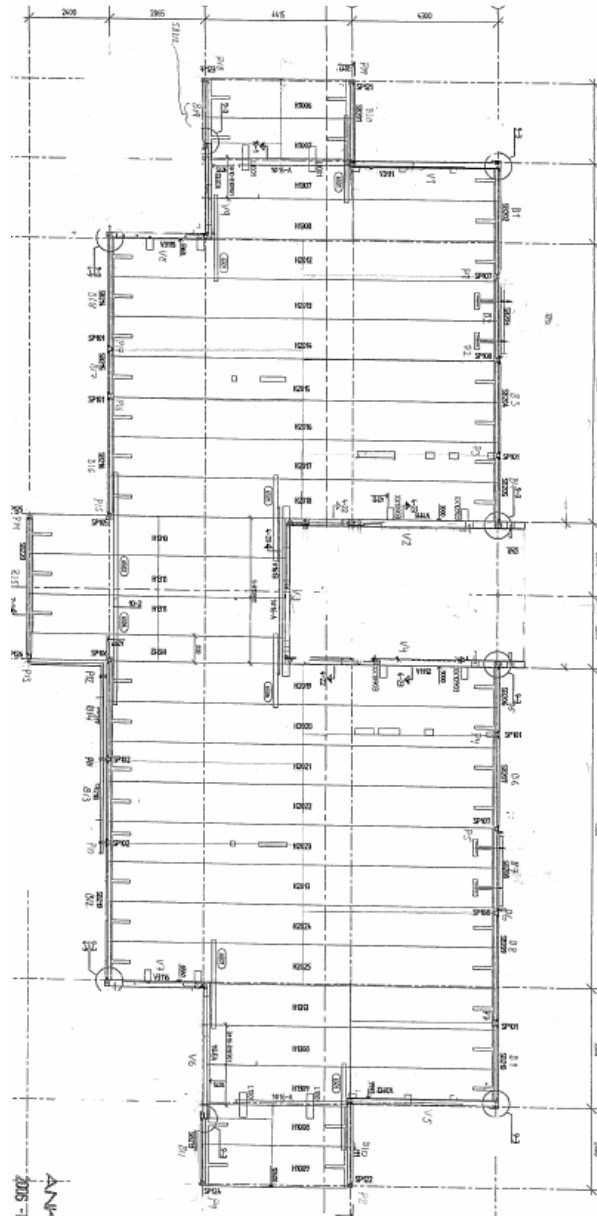
9 Referenser

- Apleberger L. & Jonsson R. & Åhman P. (2007) *Industrialiserat byggande – Nulägesrapport*. FoU-Väst Rapport 0701. ISSN 1402-7410
- Boverket. (2003) *Regelsamling för konstruktion – Boverkets Konstruktionsregler, BKR*. Utgiven av Boverket. Tryckeri: Erlanders Gotab. ISBN 91-7147-740-3
- CIB W81. (1989) *Actions on structures, Live loads on buildings*. Conseil International du Bâtiment pour la Recherche l'Etude et la Documentation (CIB). Publication 116. First Edition. Rotterdam.
- Cajot L. G, Cerfontaine F, Conan Y, Haller M, Johansson B, Kraus O, Lagerqvist O, Rondla J, Sedlacek G. (2005) *Probabilistic quantification of safety of a steel structure highlighting the potential of steel versus other materials*. Technical steel research. European Commission report: EUR 21695 EN. ISBN 92-894-9864-1
- Cornell C.A. (1969) *A probability-based structural code*. ACI-journal, 66 (12), 974-985
- Eurocode.com. (2005-12-04) *History overview*. Elektronisk. Informationssida för Eurocodes. http://www.eurocode.info/readarticle.php?article_id=1 (Läst: 2007-11-13)
- European Committee for Standardization. (2005) *EN 1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*.
- Hammarlund Y. & Josephson P-E. (2002) *Kvalitetsfelkostnader på 90-talet – en studie av sju byggprojekt, Del I: Resultat*. Report 49. FoU-Väst. Institutionen för byggnadsekonomi, Chalmers University of Technology
- Fahleson C. (2006-05-10) *Nivå II metoder*. Utskrifter. Föreläsningsanteckningar och PowerPoints från forskarsutbildningskursen: Riskanalys och riskhantering i tekniska system. Kurskod: ABK004F. Examinator: Prof. Thomas Olofsson.
- Helsing E. (2007-04-18) *Eurokoder – Bakgrund, status, upplägg*. Elektronisk. PowerPoint från seminarium för Vägverkets referensgrupp för brodimensionering. http://www.vv.se/filer/18936/ek_sem_bvv_bakgrund_eh.pdf (Läst: 2007-11-13)
- Höglund T. (2006) *Att konstruera med stål: Modul 6 – Stabilitet för balkar och stänger*. Läromedel för konstruktörer. LTU, KTH, SBI.
- JCSS, Joint Committee on Structural Safety. (2001) *Probabilistic Model Code, Part I-IV*. 12th draft. JCSS-OSTL/DIA/VROU-10-11-2000. Hämtad från: JCSS' hemsida, <http://www.jcss.ethz.ch/JCSSPublications/PMC/PMC.html>
- Johansson B. (2006) *Att konstruera med stål: Modul 5 – Tvärsnittsbärförmåga*. Läromedel för konstruktörer. LTU, KTH, SBI.
- Jonsson C. (2007) *Chapter 3 – Industrialized building process*. Arbetskopia, ännu ej utgiven.

- Lagerqvist O. (2006-08-12) *Att konstruera med stål: Modul 1 – Allmänna grunder*. Läromedel för konstruktörer. Arbetskopia, ännu ej utgiven. LTU, KTH, SBI.
- Ljungquist K. (2003) *Probabilistic design for evaluation of indoor environment*. Licentiatavhandling 2003:13. Department of Civil and Mining Engineering, Division of Steel Structures, Luleå University of Technology. ISSN 1402-1757.
- Matousek M. & Schneider J. (1976) *Untersuchungen zur Struktur des Sicherheitsproblems bei Bauwerken*. Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich. Bericht No. 59. ETH Zürich
- Nord M. & Taesler R. (1973) *Snötäckets densitet och massa i Sverige*. Rapport R21:1973. Statens institut för byggnadsforskning. ISBN 91-540-2123-5.
- Nord M. (2007) E-postväxling mellan Håkan Stenström (rapportförfattare) och Margitta Nord/Lennart Wern på SMHI från augusti 2007.
- Persson T. & Thörneby H. (1989) *Snölast och byggnadsskador*. Rapport R78:1989. Statens råd för byggnadsforskning. ISBN 91-540-5090-1.
- Palisade Corporation. (2002) *Guide to using @Risk*. Version 4.5. Elektronisk. <http://www.palisade.com>
- Schneider J. (1997) *Introduction to safety and reliability of structures*. Structural engineering documents 5. International Association for Bridge and Structural Engineering.
- Sentler L. (1975) *A Stochastic Model for Live Loads on Floors in Buildings*. Report 60. Division of Building Technology, Lund Institute of Technology. UDK 624.042
- SIS.se. (2007) *Publicerade Eurokoder*. Elektronisk. Information om Eurokoderna från SIS. <http://www.sis.se/DesktopDefault.aspx?tabName=%40projekt&PROJID=8400&menuitemID=6124> (Läst: 2007-11-13)
- Swedish Standards Institute. (2002) *SS-EN 1990 Eurokod - Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*. Utgåva 1. SIS Förlag AB.
- Swedish Standards Institute. (2002) *SS-EN 1991-1-1, Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-1: Allmänna laster – Tunghet, egentygnd, nyttig last för byggnader*. Utgåva 1. SIS Förlag AB.
- Swedish Standards Institute. (2003) *SS-EN 1991-1-3, Eurokod 1 – Laster på bärverk – Del 1-3: Allmänna laster – Snölast*. Utgåva 1. SIS Förlag AB.
- Thoft-Christensen P. & Baker M. J. (1982) *Structural reliability theory and its applications*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York. ISBN 3-540-11731-8
- Vännman K. (2002) *Matematisk statistik*. Studentlitteratur. Andra upplagan. ISBN 91-44-01690-5
- Åhlström P. (1997) *Sequences in the Process of Adopting Lean Production*. Stockholm. Ekonomiska forskningsinstitutet vid Handelshögskolan. ISBN 91-7258-456-4



Bilaga 1 – Indelning laster till balkar från håldäck



Figur B1.1 Indelning av håldäcken på varje balk, de lite ljusare strecken visar detta

Bilaga 2 – Indatasammanställning för EC

Grundvärden för laster

Gravitationsk. [N/kg]
9,81

Snölast [kN/m ²]	Takbeläggning [kN/m ²]	Golvpåb. [kN/m ²]
1,60	0,49	0,20

Nyttig last [kN/m ²]	Innerväggar [kN/m ²]	Ytterväggar [kN/m ²]
2,00	0,50	0,98

NI Tak [kN/m ²]
0,40

Mest belastade balken, laster

Balklängd [m]
4,15

Egentyngd [kN/m]	Håldäck [kN/m]	Övergjutning [kN/m]
0,34	20,03	1,16

Nyttig last [kN/m]	Innerväggar [kN/m]	Ytterväggar [kN/m]
11,57	2,89	3,09

Formel 3.14 [kN/m]
49,28

Tvärkraft [kN]	Moment [kNm]
102,26	106,09

Mest belastade pelaren, laster

Pelarlängd [m]
3,15

Excentricitet [m]
0,10

Egentyngd [kN]	Laster från balkarna [kN]	Snölast [kN]
0,92	91,27	30,76

Bilagor

Nyttig last [kN/m]	Nyttig last från vån 2+3 [kN]	Ovanliggande egenlaster [kN]
38,45	76,91	261,80

Formel 3.14 [kN/m]
608,30

Normalkraft [kN]	Moment [kNm]
608,30	4,09

Mest belastade balken, bärförmåga

Övre fläns [mm]	60
Balkhöjd [mm]	275
Undre fläns [mm]	145
Tjocklek [mm]	8,838 (10)

Moment

W_{pl} [mm ³]	$M_{c,Rd}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	Bärf.analys
328262	116,53	106,09	0,9104
298557	105,99	105,99	1,0000

Tvärkraft

A_{liv} [mm ²]	$V_{c,Rd}$ [kN]	V_{Ed} [kN]	Bärf.analys
2150	440,66	102,26	0,2321
1962	402,07	102,16	0,2541

Mest belastade pelaren, bärförmåga

Tvärsnittets Bredd/Höjd [mm]	100
Tjocklek [mm]	6,634 (10)
Hörnradie [mm]	7,56
Elasticitetsmodul, E [MPa]	210000
α [-]	0,21 Tabell 6.1 och 6.2, EN 1993-1-1 s. 57-58
f_y [MPa]	355
γ_{M1} [-]	1,0

Normalkraft

A [mm ²]	N_{cr} [N]	I [mm ⁴]	$\bar{\lambda}$	ϕ
3490	1969444,9	4620000	0,7931	0,8768
2429	1844328,6	3504463	0,6838	0,7846

Bilagor

λ	$N_{b,Rd}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	Bärf.analys
0,7996	990,7	608,30	0,6140
0,8552	737,5	607,92	0,8243

Moment

W_{pl} [mm ³]	$M_{c,Rd}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	Bärf.analys
116000	41,18	4,09	0,0994
84552	30,02	4,09	0,1364

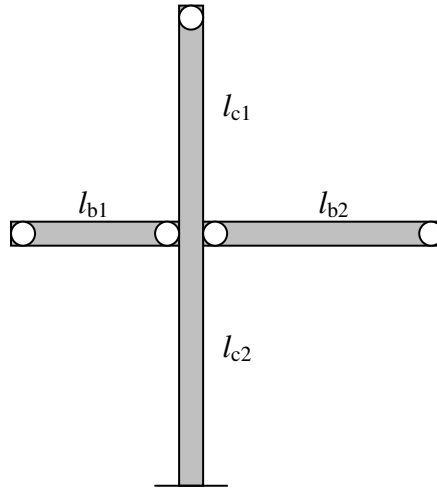
Interaktion

w_y	C_{yy}	C_{my}	k_{yy}
1,3	1,0	1,0093	1,3087
1,2	1,1	1,0099	1,2886

W_{el} [mm ³]	Interaktion
92400	0,7441
70089	1,0000

Bilaga 3 – Beräkning av knäcklängd

Stommen antas ha fixa knutpunkter (eng. non-sway) i och med de stabiliserande väggarna. Beräkningarna utförs i enlighet med det exempel som finns i Höglund (2006) på sidorna 15-16.



Figur B3.1 Illustration av pelare och balkar

För att ta fram den faktor som reducerar knäcklängden beräknas η_A och η_B och därefter används nomogrammet Figur 2.11 a) i Höglund (2006).

$$\eta = \frac{\sum 2I_c/l_c}{\sum kI_b/l_b} \quad (\text{B3.1})$$

η_b kan enligt Höglund (2006) sättas till 0,5 om tillräckliga inspänningsförhållanden råder mellan pelare och fundament. Pelaren är inte fast inspänd såsom Figur B3.1 visar, men tillräcklig styvhet finns i balkens riktning.

Tröghetsmomenten sätts till de ursprungliga värdena och reduceras alltså inte med hänsyn till optimeringen. Detta eftersom båda tvärsnitten reduceras.

Konstanten k får sitt värde beroende på inspänningsförhållanden, se sidan 15 i Höglund (2006).

$$\eta_A = \frac{\frac{2 \cdot I_{c1}}{l_{c1}} + \frac{2 \cdot I_{c2}}{l_{c2}}}{\frac{1,5 \cdot I_{b1}}{l_{b1}} + \frac{1,5 \cdot I_{b2}}{l_{b2}}} = \frac{\frac{2 \cdot 4620000}{3150} + \frac{2 \cdot 4620000}{3150}}{\frac{1,5 \cdot 42538502}{2380} + \frac{1,5 \cdot 42538502}{4150}} \approx 0,14$$

Detta ger en faktor för knäcklängden på 0,63.

Bilaga 4 – Formler för kontroll av normalkraft och interaktion mellan normalkraft och moment

$$k_{yy} = \frac{C_{my}}{\left(1 - \chi_y \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right) \cdot C_{yy}} \quad (\text{B4.1})$$

$$C_{my} = C_{my,0} \quad (\text{B4.2})$$

$$C_{my,0} = 1 + 0,03 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} \quad (\text{B4.3})$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{yy}}{l_{cr}^2} \quad (\text{B4.4})$$

$$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \cdot \left(2 - \frac{1,6}{w_y} \cdot C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot (1 + \bar{\lambda}_y)\right) \quad (\text{B4.5})$$

$$w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \leq 1,5 \quad (\text{B4.6})$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad (\text{B4.7})$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}} \quad (\text{B4.8})$$

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2) \quad (\text{B4.9})$$

Bilaga 5 – Datasammanställning för Monte Carlo-simulering

Indata pelare

	Variabel	dim.	kar. värde	Fördelning	μ	σ	Referens	
Laster	Egentyngd Våning 4, Pelare	$G_{4,p}$	kN	0,60	NO	0,60	0,03	Cajot (2005)
	Egentyngd Våning 4, Balk	$G_{4,b}$	kN	1,12	NO	1,12	0,06	Cajot (2005)
	Egentyngd Våning 4, HD/F 120/27	$G_{4,h}$	kN/m ²	3,48	det	-	-	
	Egentyngd Våning 4, Tak	$G_{4,t}$	kN	9,43	det	-	-	
	Snölast, djup	s_1	cm	-	LN	31,65	16,08	SMHI
	Snölast, densitet	s_2	kN/m ³	-	LN	215	71	M. Nord
	Egentyngd Våning 3, Pelare	$G_{3,p}$	kN	0,60	NO	0,60	0,03	Cajot (2005)
	Egentyngd Våning 3, Balk	$G_{3,b}$	kN/m	1,12	NO	1,12	0,06	Cajot (2005)
	Egentyngd Våning 3, HD/F 120/27	$G_{3,h}$	kN/m ²	3,48	det	-	-	
	Egentyngd Våning 3, Golvöverb.	$G_{3,g}$	kN	3,85	det	-	-	
	Egentyngd Våning 3, I/U-väggar	$G_{3,v}$	kN	19,70	det	-	-	
	Nyttiglast Bostad långtid	$Q_{3,l}$	kN/m ²	-	LN	1,73	0,34	CIB W81
	Egentyngd Våning 2, Pelare	$G_{2,p}$	kN	0,92	NO	0,92	0,05	Cajot (2005)
	Egentyngd Våning 2, Balk	$G_{2,b}$	kN/m	1,12	NO	1,12	0,06	Cajot (2005)
	Egentyngd Våning 2, HD/F 120/27	$G_{2,h}$	kN/m ²	3,48	det	-	-	
	Egentyngd Våning 2, Golvöverb.	$G_{2,g}$	kN	3,85	det	-	-	
	Egentyngd Våning 2, I/U-väggar	$G_{2,v}$	kN	19,70	det	-	-	
	Nyttiglast Bostad långtid	$Q_{2,l}$	kN/m ²	-	LN	1,73	0,34	CIB W81
	Egentyngd Våning 1, Pelare	$G_{1,p}$	kN	0,92	NO	0,92	0,05	Cajot (2005)
	Egentyngd Våning 1, Balk	$G_{1,b}$	kN/m	1,12	NO	1,12	0,06	Cajot (2005)
	Egentyngd Våning 1, HD/F 120/27	$G_{1,h}$	kN/m ²	3,48	det	-	-	
	Egentyngd Våning 1, Golvöverb.	$G_{1,g}$	kN	3,85	det	-	-	
	Egentyngd Våning 1, I/U-väggar	$G_{1,v}$	kN	19,70	det	-	-	
	Nyttiglast Bostad korttid	$Q_{1,k}$	kN/m ²	-	LN	1,73	0,34	CIB W81
	Lastyta	A_{last}	m ²	19,23	det	-	-	
	Pelarlängd	L_{pelare}	m	3,15	det	-	-	
	Balklängd	L_{balk}	m	4,15	det	-	-	
	Modellosäkerhet för snölast	uncs	-	-	LN	1,00	0,10	Cajot (2005)
	Modellosäkerhet för nyttig last	uncnl	-	-	LN	1,00	0,05	Cajot (2005)

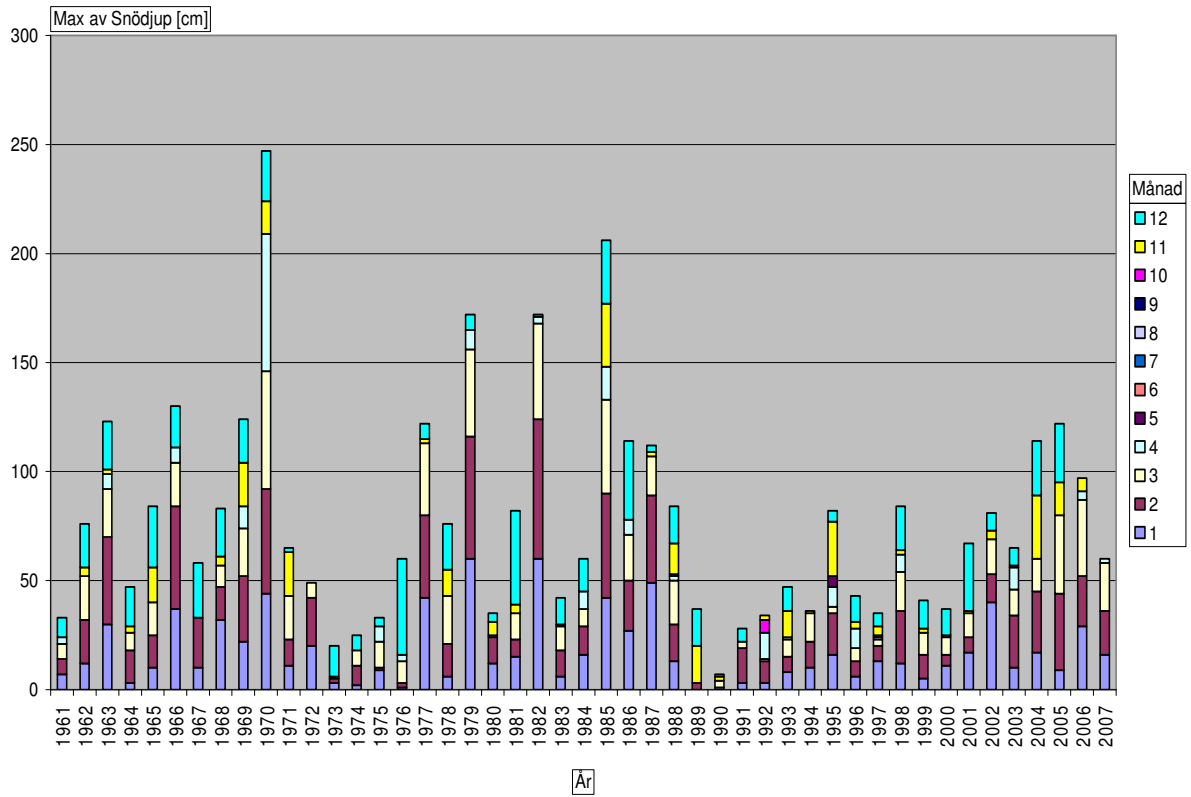
Motstånd	Sträckgräns stål S355	f_y	MPa	355	LN	422,62	33,81	Cajot (2005)
	Tvårsnittsarea, pelare	A	mm ²	3490	det	-	-	
	Plastiskt böjmotstånd	W_{pl}	mm ³	116000	det	-	-	
	Tröghetsmoment	I	mm ⁴	4620000	det	-	-	Cajot (2005)
	Elasticitetsmodul	E	GPa	210	NO	210	6,3	PMC III
	Modellosäkerhet för Bärf. Moment	uncm	-	-	LN	1,10	0,05	Cajot (2005)
	Modellosäkerhet för Bärf. Normalk	uncn	-	-	LN	1,20	0,10	Cajot (2005)
	Modellosäkerhet för Interaktion	unci	-	-	LN	1,31	0,10	Cajot (2005)

Bilagor

Indata balk

	Variabel	dim.	kar. värde	Fördelning	μ	σ	Referens	
Laster	Egentygd Våning 1, Balk	$G_{l,b}$	kN/m	1,12	NO	1,18	0,06	Schneider
	Egentygd Våning 1, HD/F 120/27	$G_{l,h}$	kN/m ²	3,48	det	-	-	
	Egentygd Våning 1, Golvöverb.	$G_{l,g}$	kN/m	1,16	det	-	-	
	Egentygd Våning 1, I/U-väggar	$G_{l,v}$	kN/m	5,98	det	-	-	
	Nyttiglast Bostad långtid	Q_l	kN/m ²	-	LN	1,73	0,34	CIB W81
	Lastyta	A_{last}	m ²	24,00	det	-	-	
	Balklängd	L_{balk}	m	4,15	det	-	-	
	Modellosäkerhet för nyttig last	uncnl	-	-	LN	1,00	0,05	Cajot (2005)
Motstånd	Sträckgräns stål S355	f_y	MPa	355	LN	422,62	33,81	Cajot (2005)
	Tvårsnittsarea, balk	A	mm ²	4385	det	-	-	
	Plastiskt böjmotstånd	W_{pl}	mm ³	328262	det	-	-	
	Modellosäkerhet för böjning	uncm	-	-	LN	1,10	0,05	Cajot (2005)
	Modellosäkerhet för tvärkraft	uncs	-	-	LN	1,17	0,10	Cajot (2005)

Bilaga 6 – Graf över snödjup i Stockholm 1961-2007



Figur B5.1 Graf över snödjupet i Stockholm 1961-2007, de använda data är maxvärdet för en månad per år

Bilaga 7 – Frågeformulär

Dessa frågor ska syfta till att identifiera de problem som finns med att uppföra byggnadsstommar. De svar som ges får helt och hållet bygga på personliga antaganden och egen uppfattning. Frågorna ska enbart relateras till problem med stommen.

Ett mänskligt fel antas vara fel som inte kan relateras materialparametrar eller beräkningsmodeller.

1. Vid problem med en stomkonstruktion, vilken är då de utlösande komponenterna? Tex kan problemen relateras till förarbeten, grundläggning, byggnadsställningar, själv konstruktionen eller någon annan faktor?
2. Hur stor andel av felen som uppstår vid uppförandet av en stomme skulle du säga beror på mänskliga faktorn?
3. Av dessa fel, om några, hur stor del skulle du vilja tillskriva produktionen kontra projektering, bygghandlingar eller konstruktionslösningar?
4. Upplever du att brist på engagemang, kunskap eller entusiasm ligger till grund för några av de fel du varit med om? Kan du rangordna de ovannämnda utifrån förekomst?
5. Har du förslag eller idéer på lösningar som skulle kunna minska risken för mänskliga fel såsom konstruktionslösningar som eliminerar risken för felmontage (tex Toyotas poke yoka)?
6. Vad görs idag för att minska riskerna för mänskliga fel vid uppförandet av stomkonstruktioner?
7. Hur ofta anser du att mänskliga fel utsätter människor för direkt fara?

Avslutningsvis har jag en specifik fråga gällande flerbostadshusen i Gåshaga.

8. Identifierade ni några svårigheter när ni byggde stommarna till dessa hus? (Infästningar mellan balkar och pelare, skarvar mellan pelare, mm)