

Montagetida stabilitet, aspekter att ta i beaktande

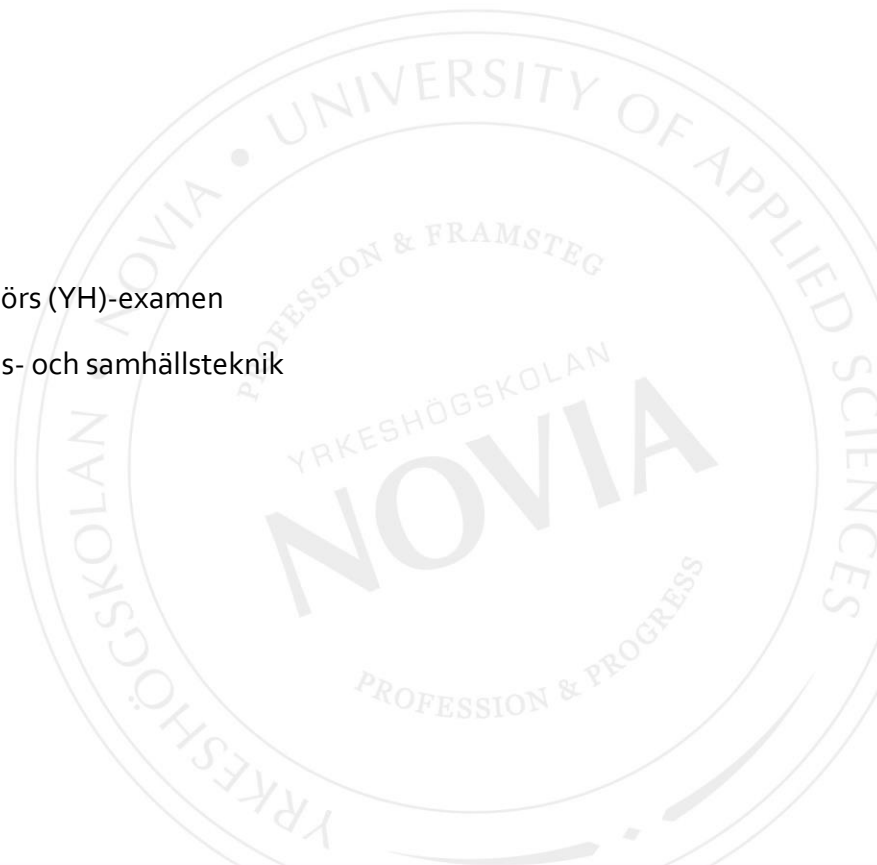
Hallbyggnader med stålstomme

Lukas Ede

Examensarbete för ingenjör (YH)-examen

Utbildningen för byggnads- och samhällsteknik

Vasa 2019



EXAMENSARBETE

Författare: Lukas Ede
Utbildning och ort: Byggnadsteknik, Vasa
Fördjupning: Konstruktionsteknik
Handledare: Anders Borg (Novia)
Markus Rönn (Ruukki)

Titel: Montagetida stabilitet, aspekter att ta i beaktande
Hallbyggnader med stålstomme

Datum Sidantal: 36 Bilagor: 1

Abstrakt

Detta examensarbete gjordes på beställning av Ruukki Construction Oy. Arbetet behandlar de saker som är viktiga att tänka på under planeringen av stålstommars montering, från konstruktörens synpunkt. En hallbyggnads bärande stomme är oftast inte stabil innan alla konstruktionsdelar är monterade och stommen har fått sin slutliga utformning. Det är på konstruktörens ansvar att göra upp en plan för hur monteringen ska ske, i vilken ordning och på vilket sätt, för att stabiliteten under byggets alla skeden ska vara tillräcklig.

Det är oftast vindlasten som är avgörande för att tillfälliga stöd behövs under monteringen för att säkerställa tillräcklig stabilitet. Därför tas det upp i detta examensarbete hur man beräknar vindlasten på stommar utan beklädnad, det vill säga innan väggar och tak är monterade. Även en litteratursökning om vindlastens inverkan på stommar kan reduceras på grund av den skuggningseffekt man får när man har flera identiska ramar på rad efter varandra har utförts.

Resultatet av detta arbete blev en bilaga som konstruktören kan ha som hjälpmedel vid sitt dagliga arbete när planeringen av monteringen ska utföras, samt en redogörelse för vad som hittats gällande skuggningseffekter på efterföljande ramar.

Språk: svenska Nyckelord: monteringsplan, EN 1991-1-6, vindlast

OPINNÄYTETYÖ

Tekijä:	Lukas Ede
Koulutus ja paikkakunta:	Rakennustekniikka, Vasa
Suuntautumisvaihtoehto:	Rakennesuunnittelu
Ohjaajat:	Anders Borg (Novia) Markus Rönn (Ruukki)

Nimike: Asennusaikainen stabiliteetti, huomioitavat asiat
Hallirakennukset teräsrungolla

Päivämäärä: Sivumäärä: 36 Liitteet: 1

Tiivistelmä

Tämä opinnäytetyö on tehty tilaustyönä Ruukki Constructions Oy:lle. Työ käsittelee asioita jotka ovat suunnittelijan näkökulmasta tärkeitä, kun suunnittelee teräsrungon asennusta. Hallirakennuksen kantava runko on harvoin vakaa ennen kuin kaikki rakenneosat ovat asennettu ja runko on saanut lopullisen muotonsa. Suunnittelijan vastuulla on tehdä suunnitelma siitä, miten asennus toteutetaan ja missä järjestyksessä sekä millä tavalla tulisi toimia, jotta runko olisi tarpeeksi vakaa asennuksen jokaisessa vaiheessa.

Tuulikuorma on yleisin tekijä, jonka syystä tarvitaan tilapäisiä tukia asennuksen aikana, jotta voidaan varmistaa tarvittava vakaus. Opinnäytetyö käsittelee sitä, millä tavalla voidaan laskea tuulikuormaa paljaalle teräsrungolle, ennen kuin seinät ja katto ovat kiinnitettyjä. Tässä opinnäytetyössä on tehty myös kirjallisuusselvitys siitä, jos tuulikuorman vaikutusta teräsrunkoihin voidaan vähentää sillä varjostuksella seurauksena mikä saadaan, kun asetetaan useita identtisiä teräsrunkoja peräkkäin.

Tämän opinnäytetyön tulos on liite, jota suunnittelija voi käyttää apuvälineenä jokapäiväisessä työssä, kun asennuksen suunnitelmia tehdään. Lisäksi opinnäytetyön lopputulokset selventävät minkälaisia varjostuksen vaikutuksia peräkkäisillä rungoilla on.

Kieli: ruotsi Avainsanat: asennussuunnitelma, EN 1991-1-6, tuulikuorma

BACHELOR'S THESIS

Author: Lukas Ede
Degree Programme: Construction Engineering, Vaasa
Specialization: Structural Engineering
Supervisors: Anders Borg (Novia)
Markus Rönn (Ruukki)

Title: Structural stability during construction, aspects to consider
Low-rise buildings with steel frame

Date Number of pages: 36 Appendices: 1

Abstract

This Bachelor's thesis was done on behalf of Ruukki Construction Oy, and summarizes the aspects that are important to consider during the planning of steel frame erection, from the designer's point of view. The structural frame of a low-rise building is usually not stable before all the structural parts are mounted and the frame has its final design. It is at the designer's responsibility to draw up a plan for how the assembly is to take place, in which order and in which way, for the stability during all the stages to be sufficient.

It is usually the wind load that causes that temporary support is needed during assembly to ensure enough stability. Therefore, it is addressed in this thesis how to calculate the wind loads on frames without cladding, that is before the walls and ceiling are mounted. A literature search has also been made, regarding whether the impact of the wind load on frames can be reduced due to the shielding effect one gets when having several identical frames in a row after each other.

The result of this thesis is an appendix that the designer can have as an assistance in his daily work when the planning of the erection is to be carried out, as well as a compilation of what has been found regarding shielding effects on subsequent frames.

Language: Swedish Key words: erection plan, EN 1991-1-6, wind load

Innehållsförteckning

1	INLEDNING	1
1.1	Beställare	1
1.2	Bakgrund	1
1.3	Syfte och mål	2
1.4	Metodval och avgränsningar.....	2
2	SÄKERHETSASPEKTER.....	3
2.1	Aspekter som konstruktören bör beakta.....	3
2.2	Innehållet i en fullständig monteringsplan	5
3	STOMSTABILISERING AV HALLBYGGNADER.....	6
3.1	Fast inspänd eller ledad infästning	6
3.2	Stomstabilisering med vindförband	8
3.3	Stomstabilisering med ramverkan	9
3.4	Stomstabilisering med skivverkan	10
4	VINDLAST PÅ BÄRVERKSDELAR.....	11
4.1	Karakteristiskt vindhastighetstryck	12
4.2	Formfaktorer.....	14
4.2.1	Bärverksdelar med rektangulärt tvärsnitt	15
4.2.2	Fackverk.....	18
5	PLANERING AV MONTAGE.....	20
5.1	Exempel på montageordning.....	20
5.2	Laster under byggskedet.....	21
5.2.1	Laster att beakta	21
5.2.2	Lastkombinationer under montage.....	23
5.2.3	Efterföljande ramar – samma last på alla eller kan lasten reduceras?	26
5.3	Pelarfot.....	31
5.4	Tillfälliga stöd	31
5.4.1	Stämpstöd.....	32
5.4.2	Väggstöd.....	33
5.4.3	Vajer.....	33
6	SAMMANFATTNING.....	34
6.1	Utmaningar	34
6.2	Slutsatser och diskussion	34
6.3	Vidareutveckling.....	35
7	KÄLLFÖRTECKNING	36

1 INLEDNING

Detta är det inledande kapitlet av mitt examensarbete på yrkeshögskolenivå omfattande 15 studiepoäng. Det kommer att behandla vem som är beställare till arbetet, bakgrunden till arbetets uppkomst, syftet och målet med arbetet samt vilka metodval och avgränsningar som använts.

1.1 Beställare

Beställaren av detta arbete är Ruukki Construction Oy. Företaget grundades 1960 under namnet Rautaruukki, men bytte namn till Ruukki Construction år 2004 och tio år senare slogs det samman med SSAB. SSAB är ett globalt stålföretag som är verksamt i över 50 länder och har cirka 15 000 anställda, med produktion i Sverige, Finland och USA. Ruukki Construction säljer, planerar och tillverkar bygg- och konstruktionslösningar i Nord- och Östeuropa och har ungefär 2500 anställda med produktion på 15 anläggningar runtom i Europa. Omsättningen för Ruukki Construction år 2018 var 588 miljoner euro, detta var 8% av SSAB:s totala omsättning. (SSAB, u.d.)

1.2 Bakgrund

I maj 2018 började jag sommarjobba vid Ruukki Constructions kontor i Vasa, och under hösten utförde jag även min företagsförlagda utbildning där. I samband med uppförandet av ett större hallprojekt uppdagades behovet för en grundligare undersökning av de laster som påverkar en byggnadsstomme i montageskedet. På grund av att hallprojektet hade så höga pelare, och de yttre dimensionerna för hallen var så stora så blev den totala vindlasten som behövdes tas upp av de tillfälliga stöden betydande. Detta löstes genom användandet av vajrar, som lades i kryss på många ställen, som i sin tur bidrog till att man fick ett nät av vajrar som gick lite här och var. Detta försvårar monteringen när personliftar och maskiner ska förflyttas på byggarbetsplatsen.

Därför kom detta arbete som beställning från Ruukki Construction, för att försöka ta reda på om man kan få vindlasterna reducerade under montageskedet med hjälp av en eventuell skuggningseffekt som man får när man har många identiska ramar efter varandra med jämt mellanrum. På så sätt skulle man få minskat de tillfälliga stöden som behövs för att stabilisera bygget mot vindlastens påkänningar.

1.3 Syfte och mål

Syftet med detta examensarbete är att sammanställa de saker som man behöver tänka på och beakta vid monteringen av stålstommar för hallbyggnader. Utöver denna sammanställning så ska jag även undersöka den litteratur som finns om vindlast på stommar utan beklädnad, och eventuella skuggningseffekter som kan reducera vindlasten på ramarna. Frågor som jag försöker finna svar på är om det överhuvudtaget finns forskning som beaktar hur skuggningseffekten påverkar stommar under monteringen, och ifall det finns hur de eventuellt kan reducera vindlasterna under monteringskedet.

Målet för examensarbetet är att sammanställa en checklista med de viktigaste aspekterna att beakta, samt få en överblick av tidigare forskning kring ämnet om reducering av vindlaster för stommar utan väggar och tak. Detta för att få reda på om det är möjligt att minska på de tillfälliga stöden under monteringen.

1.4 Metodval och avgränsningar

Detta är en litteraturstudie om montering av stålstommar, med sammanställning av de viktigaste aspekterna att beakta. En praktisk del har även utförts, med försök att använda programmet Autodesk Robot Structural Analysis för att se om programmets vindsimulatorfunktion går att använda för att analysera skuggningseffekten på flera efterföljande rammar.

Arbetet avgränsas till att behandla endast hallbyggnader, samt att arbetet behandlar endast vad konstruktören bör beakta vid planeringen av monteringen. Detta för att arbetet annars skulle bli för stort om man även tar med vad som berör arbets- och projektledningen samt tillverkningen av stålstommarna.

2 SÄKERHETSASPEKTER

2.1 Aspekter som konstruktören bör beakta

För varje projekt som genomförs behöver en monteringsplan uppgöras. Konstruktören uppgift i monteringsplanen är att redovisa för hur monteringen av bygget ska utföras, med fokus på att stabiliteten under byggskedet inte får äventyras. En konstruktör bör dessutom alltid ha ett sådant tankesätt under planeringsskedet där det är fokus på hur och i vilken ordning konstruktioner ska monteras, och så att anslutningar planeras så de är praktiskt genomförbara.

Konstruktörens del i monteringsplanen bör enligt EN1090-2:2018 bland annat innehålla uppgifter om följande:

- Maximala storleken på konstruktionsdelar samt dess vikt
- Montageordning av konstruktioner
- Stabilitetsplan för det halvfärdiga bygget, med hänsyn till tillfälliga stag och stämpningar.
- Stämpplan för bjälklag
- Anvisningar för när borttagning av tillfälliga stöd får göras
- Skeden eller specialarrangemang som kan vara en säkerhetsrisk under byggskedet
- Montagesätt för pelarfot och i vilket skede undergjutning senast behöver vara gjord
- Användningen av profilerad plåt som stabiliserande element
- Lyft av konstruktioner

Utöver vad EN1090-2:2018 anger så säger även Statsrådets förordning om säkerheten vid byggarbeten (§36) följande om monteringsplaner för elementbyggande:

”De planer som gäller elementbyggande ska finnas i skriftlig form på byggarbetsplatsen. Konstruktionsplaneraren ska till den som genomför monteringen ge för utarbetandet av planen för montering tillräckliga uppgifter om elementens monteringsordning, det tillfälliga stöttandet av dem under monteringen och om den slutliga fastsättningen av elementen så, att stabiliteten bevaras i alla monteringskedan. Dessutom ska ges uppgifter om hur elementen lyfts och hanteras på ett säkert sätt samt om monteringsplattformar, skyddsräcken och andra säkerhetsanordningar under den tid som arbetet varar och om deras fästningspunkter. I de geotekniska planer som gäller byggandet ska den tillfälliga belastning som lyftanordningar och lagringen av elementen medför beaktas.” (Statsrådets förordning om säkerheten vid byggarbeten 26.3.2009/205, §36)

Vid lyft av stålkonstruktioner är det viktigt att kontrollera att man satt fast lyftredskapen rätt, sam att man hålls inom lyftkapaciteten för redskapen som används. Sättet man lyfter olika konstruktioner får inte orsaka krafter som konstruktionsdelen inte är dimensionerade för. Man behöver till exempel beakta vid lyft av ett fackverk att man lyfter på rätt sätt, så inte tryckkrafter uppstår i underramen som oftast endast är dimensionerad för dragkraft. Exempel på vad som kan ske ifall man lyfter ett fackverk fel syns i figur 1.



Figur 1. Ett exempel på vad som kan hända ifall man lyfter ett fackverk på fel sätt. I detta fall har man fått tryckkraft i underramen som endast ska ta dragkraft och därav har knäckning inträffat med kollaps som följd. Detta är ofta ett problem som behöver beaktas vid slanka konstruktioner. Fackverket på bild har en spännvidd på över 40 m. (Ruukki Powerpoint om stålbroars montageprinciper)

2.2 Innehållet i en fullständig monteringsplan

Den som i huvudsak genomför byggprojektet bör se till att en fullständig monteringsplan för projektet görs upp (Statsrådets förordning om säkerheten vid byggarbeten 26.3.2009/205). Innan montering av stommen får påbörjas, måste monteringsplanen vara godkänd. Detta dokument skall vara en detaljerad plan på hur byggprojektet är tänkt att färdigställas och kan hänvisa till olika specifika arbetsinstruktioner. Vad som behöver vara med i en monteringsplan kan variera från projekt till projekt, beroende på utformning och komplexitet på projektet. Men bland annat dessa punkter behöver monteringsplanen innehålla uppgifter om:

- En beskrivning av projektet
- En beskrivning av montageplatsen
- Montagetidtabell och montageordning
- Plan över arbetsområdet
- Tillverkningsplan och transportplan till arbetsplatsen
- Lyft och förflyttningar på arbetsplatsen
- Montagetida stabilitet
- Svetsplan
- Fastsättningar och bultförband
- Ytbehandling
- Brandskydd
- Arbets säkerhet
- Beaktande av miljön
- Granskningsplan och granskningar
- Dokumentation
- Hantering av avvikelser
- Godkännande av monteringsplanen

3 STOMSTABILISERING AV HALLBYGGNADER

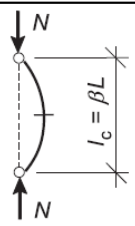
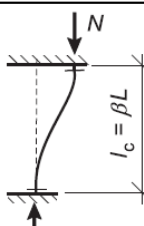

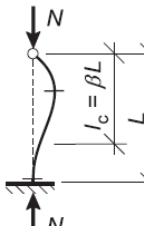
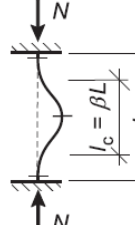
Med stomstabilisering avses de bärande system som fördelar de horisontella lasterna (till exempel vindlaster och snedställningslaster) neråt så att grundkonstruktionen kan ta hand om dem. Detta kan verkställas på flera olika sätt, och i detta avsnitt tas det upp de vanligaste stabiliseringssätten för hallbyggnader i Finland och Sverige. I andra delar av världen ger även jordbävningar upphov till horisontella laster. Dessa jordbävningsslaster och stabiliseringen mot dem behandlas ej i detta arbete.

Vilket stomsystem man väljer får stora konsekvenser vid t.ex. dimensioneringen av grundkonstruktioner och anslutningar mellan grunden och stålstommen. Därför är det mycket viktigt att i början av planeringsskedet ta i beaktande de ekonomiska och statiska lösningarna som bestäms vid valet av stomlösning. Även hur flexibel man vill att hallen ska vara att bygga ut i ett senare skede påverkas i hög grad av valet av stomlösning. (Isaksson, Mårtensson, & Thelandersson, 2016).

3.1 Fast inspänd eller ledad infästning

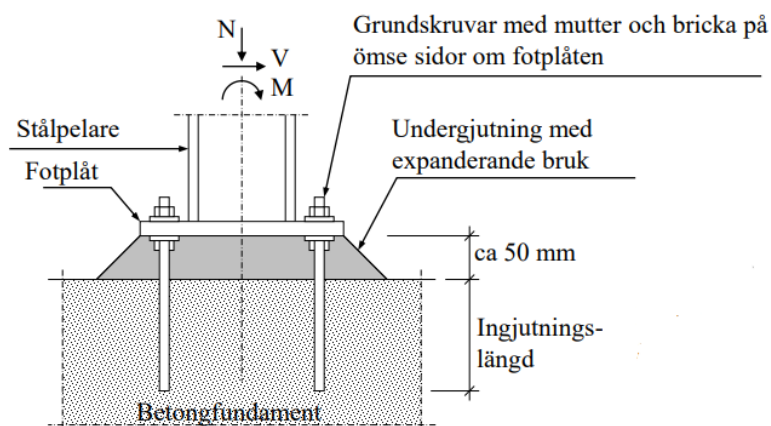
En stav kan tolkas som fast eller ledad infäst i ändarna. Beroende på kombinationen som väljs så påverkas knäcklängden för staven enligt figur 2. Knäcklängden i sin tur påverkar hur mycket staven kan belastas innan den knäcker ut i sin vekare riktning. Men man kan även tolka infästningar som varken fast inspända eller ledade, utan någonstans där emellan, det vill säga delvis inspänd. Om detta görs så behöver man beräkna anslutningens rotationsstyvhet, som anger hur pass momentstyv anslutningen är, enligt kapitel 6 i EN1993-1-8 (Stålbyggnadsinstitutet, 2011). En vanlig lösning för pelarfotens anslutning till betongfundamentet visas i figur 3.

Det är egentligen omöjligt att i praktiken åstadkomma fast inspänning eller led. För man får inte fast inspänt en pelare så bra att vinkeländringen skulle vara noll, och kan inte heller på något enkelt sätt utforma en led vid balkupplaget på sådant vis att balken fritt kan vinkeländras. (Isaksson, Mårtensson, & Thelandersson, 2016).

Upplagsfall	Centrisk tryck	Upplagsfall	Centrisk tryck
Stång ledad i båda ändrar.	 $\beta_{cd} = 1$ $\beta_{th} = 1$	Stång fast inspänd i båda ändrar. Upplagen förskjutbara i sidled.	 $\beta_{cd} = 1,2$ $\beta_{th} = 1$
Stång fast inspänd i ena änden, fri i den andra.	 $\beta_{cd} = 2,1$ $\beta_{th} = 2$	Stång fast inspänd i ena änden, ledad i den andra. Fixa knutpunkter.	 $\beta_{cd} = 0,8$ $\beta_{th} = 0,7$
Stång fast inspänd i båda ändrar. Fixa knutpunkter.	 $\beta_{cd} = 0,6$ $\beta_{th} = 0,5$		

Figur 2. Figur som visar hur stavens infästning i vardera ändan påverkar knäckningslängden l_c . Här visas den teoretiska faktorn β_{th} enligt Eulers knäckningsteori, men också faktorn β_{cd} som beaktar att det är en stav av stål. (Boverket, 2007, figur 6:232)

Vid dimensionering av bärverk under montageskedet är det viktigt att tänka på hur man tolkar knäcklängden. Vid till exempel en hallbyggnad med pelare som är beräknade med knäcklängden $1.0 \cdot L$ i färdigt tillstånd, behöver man även beräkna montagetida hållfasthet eftersom pelaren då tolkas som en mastpelare med knäcklängden $2.1 \cdot L$ tills den är ansluten till takplan och takplanet är stabilt. Detta måste också beaktas vid dimensioneringen av pelarens fotplåt, grundbultar och fundament.

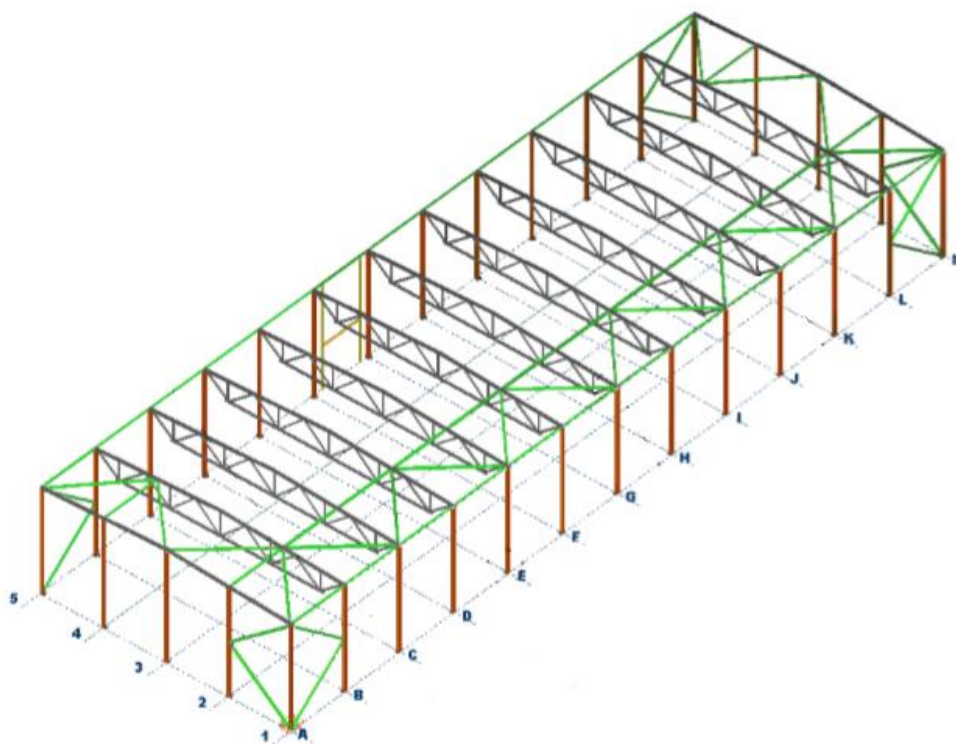


Figur 3. Bilden ovan visar ett exempel på en fast inspänd pelarfot. En ledad pelarfot kan utföras på precis samma sätt, förutom att grundskruvarna skulle vara av mindre dimension. Detta ger en viss töjning i grundskruvarna och bidrar till att pelaren kan vinkeländras. (Isaksson, Mårtensson, & Thelandersson, 2016).

3.2 Stomstabilisering med vindförband

En stålstomme som förstyvas genom vindförband utförs med liggande fackverk i takplanet, och vindförband i väggarna enligt figur 4. Det liggande fackverket i hallens längdriktning överför horisontalkrafterna som verkar i byggnadens tvärriktning vidare till gavlarna, där vindförbanden för vidare krafterna till grundkonstruktionen. Gavlarnas liggande fackverk tar hand om horisontalkrafterna som verkar i hallens längdriktning, och överför dem till långsidornas vindförband som för ner krafterna till grundkonstruktionen.

Pelarna i denna stomme tolkas ofta som pendelpelare, d.v.s. de antas vara ledat inspända både nertill mot grunden och upptill mot anslutande fackverk och stag. Men p.g.a. att pelarna behöver kunna stå för sig själva under montageskedet, innan vindförbanden och övriga stomdelar är monterade, så utförs anslutningen mot grunden så att den i praktiken mer kan betraktas som fast inspänd än ledad. Därför anses det vara rimligt att se pelarna som fast inspända nertill och ledade upptill, som ger en teoretisk knäcklängd på $0,7 \cdot L$. Det är däremot på säkra sidan att anta att pelarna är ledade i båda ändarna, vilket ger knäcklängden $1,0 \cdot L$. (Isaksson, Mårtensson, & Thelandersson, 2016).



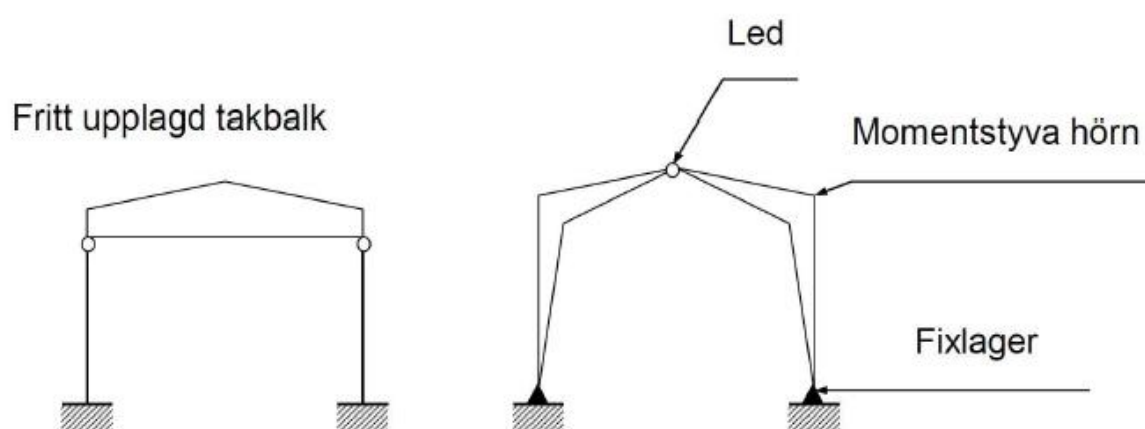
Figur 4. Stålstomme stabiliserad med vindförband i väggar och tak. (Rautaruukki Oyj, 2011)

3.3 Stomstabilisering med ramverkan

Stomstabilisering med ramverkan innebär att horisontalkrafterna tas upp genom momentstyva anslutningar mellan konstruktionsdelar. En vanlig lösningen för stålkonstruktioner med ramverkan är i grunden fast inspända pelare och ledad anslutning till fackverket eller takbalken, detta kallas även pelar- och balksystem. Ett annat sätt att använda sig av ramverkan är en treledsram, där utförs en momentstyv anslutning i ramhörnet och ledad anslutning i nocken och i infästningen till grunden. Fördelen med en treledsram jämfört med ett pelare- och balksystem är att treledsramen är statiskt bestämd, vilket ger lättare beräkningar. Vid en statiskt obestämd konstruktion får man extra krafter i ramen om pelarna sätter sig ojämnt. (Isaksson, Mårtensson, & Thelandersson, 2016)

Detta sätt att stabilisera hallbyggnader är vanligt i Finland, främst för att delar att montera är färre och planeringstiden är mindre än vid stabilisering med vindförband och att det inte finns begränsningar för hur lång hallen kan byggas. Dock passar detta bäst för låga hallbyggnader, på grund av att momentet vid den fast inspända pelarfoten kan bli mycket stort vid höga byggnader. Stomsystem med ramverkan är en stor fördel ifall hallen skall förlängas i ett senare skede. (Rautaruukki Oyj, 2011).

En sak att ta i beaktande är att grundkonstruktionen blir dyrare när pelarna är fast inspända, detta orsakas av att grundkonstruktionen ska dimensioneras för att kunna ta emot momentet som uppstår i anslutningen av den fast inspända pelaren, vilket medför en större mängd betong.



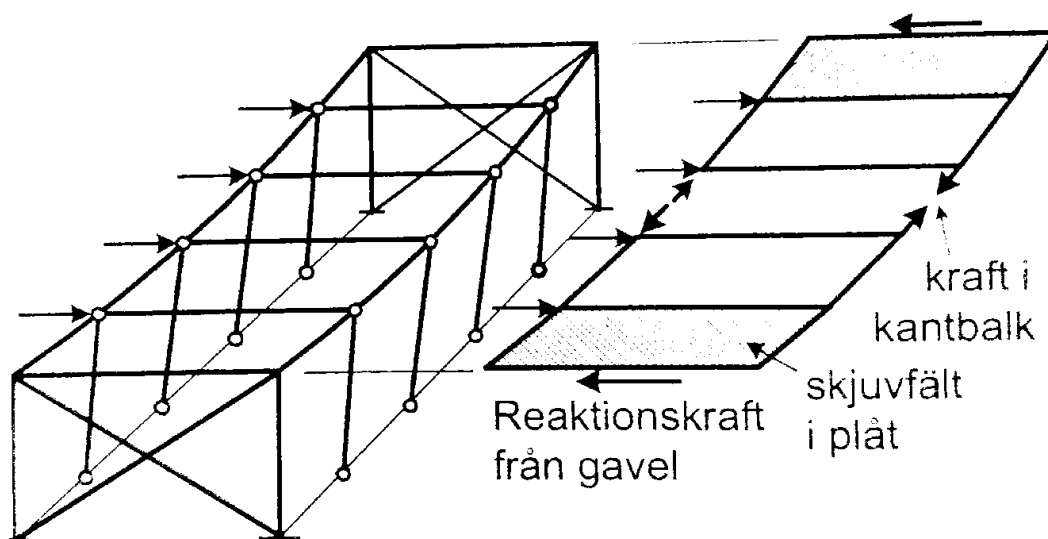
Fast inspända pelare

Figur 5. Två exempel på ramverkanskonstruktioner, den till vänster är ett pelar- och balksystem, och den till höger är en treledsram. (Isaksson, Mårtensson, & Thelandersson, 2016, fig. 4.4.)

3.4 Stomstabilisering med skivverkan

Ett vanligt sätt att stabilisera hallbyggnader i Sverige är genom att ersätta vindförbanden i taket med trapetsprofilerad plåt. Denna plåt utnyttjas som en styv skiva, och överför horisontalkrafterna som verkar på byggnaden vidare till vindförbanden i väggarna. Den trapetsprofilerade plåten och kantbalkarna fungerar tillsammans som en balk med väldigt högt och tunt liv. Takskivan tillhör byggnadens bärande systemet och är lika viktig för stabiliteten som balkarna och pelarna. Därför behövs takplåten och dess infästningarna dimensioneras noga för att kunna ta hand om både horisontalkrafterna och fördelningen av snölasten som verkar på byggnaden. (Höglund, 2012).

Monteringen av en hall som stabiliseras genom skivverkan i taket med trapetsprofilerad plåt är lite mera utmanande med tanke på att stommen inte får sin slutgiltiga stabilitet innan alla takets plåtar är fastskruvade. Detta måste beaktas genom tillräcklig användning av tillfälliga stöd under monteringen av projektet.

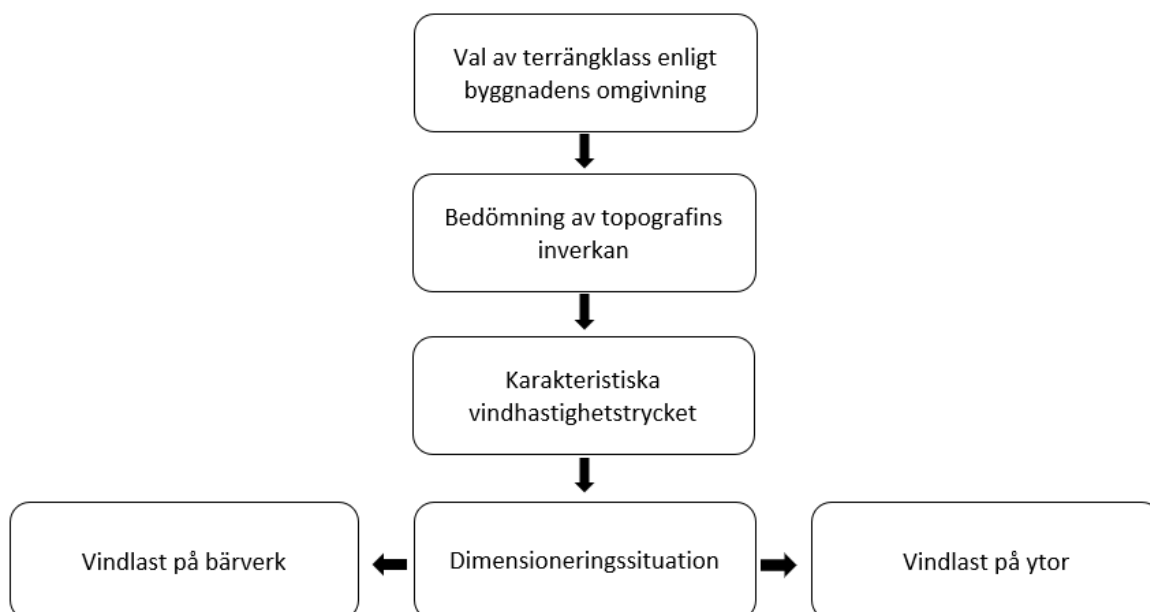


Figur 6. Skivverkan med takplåt. Taket fungerar som en liggande hög balk som överför last till gavlarna. (Höglund, 2012)

4 VINDLAST PÅ BÄRVERKSDELAR

Framtagandet av vindlasten är ett komplicerat kapitel i sig med många parametrar som behöver bestämmas och med många olika metoder att beräkna vindlasten. På grund av att detta examensarbete bland annat behandlar hur man kan tolka vindlaster på efterföljande ramar, så redovisas också hur man tar fram vindlasterna för ramar utan beklädnad. I detta kapitel tas det upp hur man går tillväga för att få fram det karakteristiska vindhastighetstrycket för att senare kunna räkna ut den totala vindlasten på bärverksdelar.

Beräkning av vindlast ska utföras enligt EN1991-1-4 och som hjälpmedel för att lättare kunna tolka denna Eurokod så kan man använda sig av handboken RIL 201-1-2011 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. De kapitel i denna handbok som berör vindlast är baserade på EN1991-1-4, och tar i beaktande de nationellt valda parametrarna för Finland. I handboken hittas ett flödesschema som visas i figur 7 för hur beräkningsgången går till, detta för att klargöra i vilken ordning vindlasten tas fram.



Figur 7. Flödesschema av beräkningsgången hur vindlasten tas fram. (RIL 201-1-2011: Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat, fig. 3.1S)

4.1 Karakteristiskt vindhastighetstryck

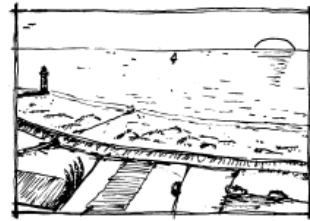
Det karakteristiska vindhastighetstrycket kan bestämmas på flera olika sätt, dels med hjälp av beräkningar men även direkt ur tabeller. I RIL 201-1-2011 finns färdiga tabeller där man direkt kan få fram vindhastighetstrycket bara man vet byggnadens höjd och terrängklassen som den hör till. Om man vill beräkna vindhastighetstrycket enligt EN1991-1-4 så behöver man beakta ett flertal parametrar, dessa är:

- Vindturbulens
 - Som beaktar att vinden aldrig blåser i en jämn ström, utan kan variera kraftigt med ökning och minskningar i vindstyrkan.
- Medelvindhastighet
 - Är beroende av terrängens råhet, referensvindhastighet samt topografin
- Topografi
 - Beaktar vindens hastighetsökning på grund av lovartsidans lutning, till exempel om en byggnad är belägen på en ås så ökar vindens hastighet på lovartsidan. I Finland kan denna topografifaktor i nästan alla fall försummas, på grund av att landskapet är så flackt.
- Terrängens råhet
 - Beaktar terrängen som byggnaden är omgiven av samt byggnadens höjd över markytan.
- Referensvindhastighet
 - Vindhastighetens grundvärde under 10 minuter på höjden 10 meter över markytan samt med råhetsfaktorn 0,05. Detta grundvärde överskrids i genomsnitt en gång på 50 år. I Finland fås referensvindhastighetens från Miljöministeriet och dess värde är 21 m/s i hela landet, även vid havs- och fjällområdena.

Detta sätt att beräkna det karakteristiska hastighetstrycket är mera tidskrävande än att läsa det ur tabellen som kan finnas i den Nationella bilagan till EN1991-1-4. För Finlands del så finns inte någon sådan tabell i den Nationella bilagan, men i RIL201-1-2011 hittas en motsvarande tabell som är beräknad enligt Eurokoden. För att kunna använda tabellen behöver man terrängklassen som byggnaden tillhör och den kan man bestämma med hjälp av figur 8. När man vet vilken terrängklass som ska användas och byggnadens höjd över marken så får man reda på det karakteristiska hastighetstrycket enligt tabell 1.

Terrängtyp 0

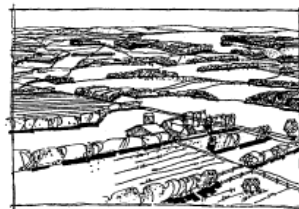
Havs- eller kustområde exponerat för öppet hav.

**Terrängtyp I**

Sjö eller plant och horisontellt område med försumbar vegetation och utan hinder.

**Terrängtyp II**

Område med låg vegetation som gräs och enstaka hinder (träd, byggnader) med minsta inbördes avstånd lika med 20 gånger hindrens höjd.

**Terrängtyp III**

Område täckt med vegetation eller byggnader eller med enstaka hinder med största inbördes avstånd lika med 20 gånger hindrens höjd (t. ex. byar, förorter, skogsmark).

**Terrängtyp IV**

Område där minst 15 % av arean är bebyggd och där byggnadernas medelhöjd är > 15 m.



Figur 8. Anvisningar för bestämmande av terrängklass (EN1991-1-4, Nationella bilaga figur A1)

Tabell 1. Tabell för avläsande av karakteristiskt vindhastighetstryck i enheten kN/m^2 , med beaktande av terrängklass och byggnadens totala höjd över markytan samt referensvindhastighet 21 m/s.

z (m)	Terrängklass				
	0	I	II	III	IV
0	0,66	0,42	0,39	0,35	0,32
1	0,66	0,42	0,39	0,35	0,32
2	0,78	0,52	0,39	0,35	0,32
5	0,96	0,65	0,53	0,35	0,32
8	1,05	0,73	0,61	0,43	0,32
10	1,09	0,76	0,65	0,47	0,32
15	1,18	0,83	0,72	0,55	0,40
20	1,24	0,88	0,77	0,60	0,45
25	1,29	0,92	0,82	0,65	0,50
30	1,33	0,95	0,85	0,68	0,54
35	1,37	0,98	0,88	0,72	0,57
40	1,40	1,01	0,91	0,74	0,60

Framtagandet av vindlasten enligt RIL201-1-2011 handboken kan användas på de flesta vanliga byggnadsprojekt, dock inte för byggnader högre än 100m och specialkonstruktioner såsom broar, fackverksmaster, master med stag, skorstenar eller kraftledningar. (RIL 201-1-2011: Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat)

4.2 Formfaktorer

Beroende på vilken typ av bärverk som ska dimensioneras så behöver man använda sig av olika metoder för att bestämma vindlasten på valda bärverk enligt EN1991-1-4. Vilken formfaktor som ska användas påverkar på vilket sätt vindlasten tas fram, i tabell 2 visas vilken formfaktor som rekommenderas för olika typer av bärverk. I detta examensarbete redovisas endast framtagandet av formfaktorn för kraft på grund av att det är den som ska användas vid beräkning av vindlaster på pelare och fackverk, innan väggar och tak är monterade. För bestämmande av vindlasten för hela byggnader så används formfaktorn för in- och utvändig vindlast, där byggnaden delas upp i flera olika zoner med ytor som har tryck- och sugkrafter beroende på byggnadens utformning.

Tabell 2. Rekommenderat val av formfaktor beroende på typ av bärverk som ska dimensioneras.

Typ av bärverk eller bärverksdel	Rekommenderad typ av formfaktor		
	För in- och utvändig vindlast	För netto-vindlast	För kraft
Byggnader	X		
Cirkulära cylindrar	X		X
Fristående skärmtak		X	
Fristående väggar, bröstningar och staket		X	
Skärmar			X
Bärverksdelar med rektangulärt tvärsnitt			X
Bärverksdelar med skarpkantade tvärsnitt			X
Bärverksdelar med tvärsnitt i form av en regelbunden polygon			X
Klot			X
Fackverk och byggnadsställningar			X
Flaggor			X

(Eurokodhandboken - Allmänna grunder och laster, 2010, tab. 6.3)

Vid beräkningar med formfaktorn för kraft så får man fram den totala vindlasten på ett bärverk eller bärverksdel. Kapitel sju i EN1991-1-4 behandlar beräkningar av formfaktorer och är det mest omfattande kapitlet i denna Eurokod, med 46 sidor som förklarar framtagandet av formfaktorer för de bärverk som är uppräknade i tabell 2. Här redogörs endast beräkningarna av formfaktorn för kraft för bärverksdelar med rektangulärt tvärsnitt samt för fackverk. Detta för att de är några av de vanligast bärverken som används i hallbyggnader med stålstomme.

4.2.1 Bärverksdelar med rektangulärt tvärsnitt

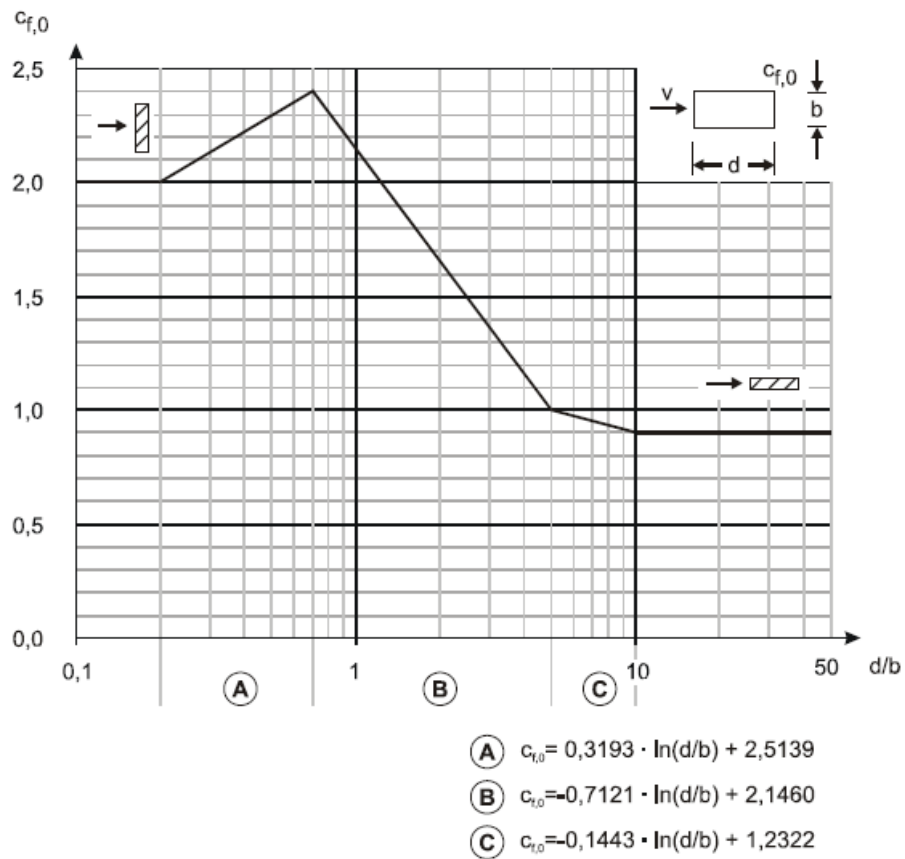
Rektangulära tvärsnitt används ofta som pelare, strävor och som fackverksprofiler i stålstommar. Därav är det viktigt att kunna beräkna vindlasten på dessa för att kunna avgöra ifall tillfälliga stöd behövs under monteringen. Formfaktorn för kraft betecknas med c_f , och fås fram för rektangulära tvärsnitt med följande formel ur EN1991-1-4, kapitel 7.6:

$$c_f = c_{f,0} \times \psi_r \times \psi_\lambda \quad [1]$$

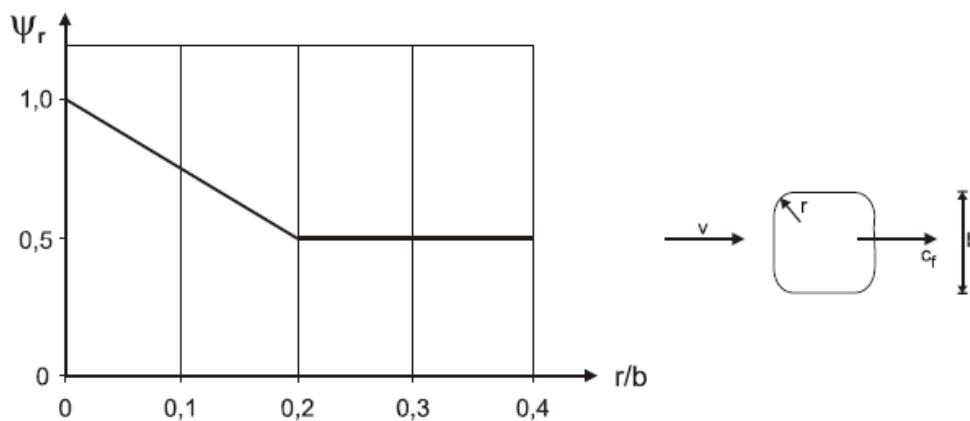
$c_{f,0}$ är formfaktorn för kraft för rektangulära skarpkantiga tvärsnitt med försumbar strömning över bärverkets ändrar, enligt figur 9

ψ_r är en reduktionsfaktor för kvadratiska tvärsnitt med avrundade hörn, enligt figur 10

ψ_λ är en reduktionsfaktor som tar hänsyn till strömningen över bärverkets ändrar enligt tabell 3 och figur 11



Figur 9. Graf för att få fram $c_{f,0}$ genom att dividera profilens djup med dess bredd vinkelrät mot vindriktningen. (EN1991-1-4:2005, figur 7.23)

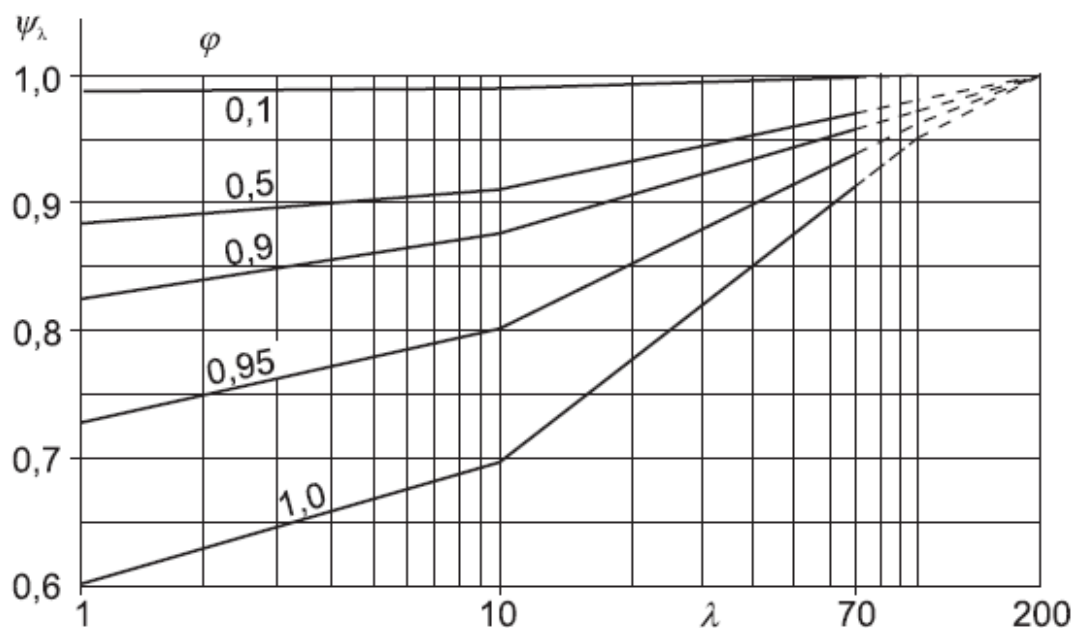


Figur 10. Graf för att avläsa reduktionsfaktorn ψ_r , som tar hänsyn till att tvärsnittet har avrundade hörn, kan läsas ut genom att dividera tvärsnittets rundningsradie med bredden vinkelrät mot vindriktningen. (EN1991-1-4:2005, figur 7.24)

Tabell 3. Rekommenderade värden för att beräkna effektiva slankheten för olika bärverk vinkelrät mot vindriktningen, som behövs för att avläsa ψ_λ ur figur 11.

Nr.	Bärverkets läge Vindriktningen är vinkelrät mot denna sidas plan	Effektiv slankhet λ
1		För polygona-, rektangulära-, och skarpkantade tvärsnitt samt för fackverk: för $\ell \geq 50$ m gäller det minsta av $\lambda=1,4 \ell/b$ och $\lambda=70$, för $\ell < 15$ m gäller det minsta av $\lambda=2 \ell/b$ och $\lambda=70$.
2		För cirkulära cylindrar: för $\ell \geq 50$ m gäller det minsta av $\lambda=0,7 \ell/b$ och $\lambda=70$, för $\ell < 15$ m gäller det minsta av $\lambda=\ell/b$ och $\lambda=70$.
3		Mellanliggande värden på ℓ kan beräknas med linjär interpolation
4		för $\ell \geq 50$ m gäller det största av $\lambda=0,7 \ell/b$ och $\lambda=70$, för $\ell < 15$ m gäller det största av $\lambda=\ell/b$ och $\lambda=70$, Mellanliggande värden på ℓ kan beräknas med linjär interpolation

(EN1991-1-4:2005, tabell 7.16)



Figur 11. Graf för att bestämma ψ_λ värde med beaktande av den effektiva slankheten som kan bestämmas enligt tabell 3 och fyllnadsgraden φ (EN1991-1-4:2005, figur 7.36)

Fyllnadsgraden ϕ som behövs för att kunna få ut värdet på ψ_λ enligt figur 11 beaktar om det finns öppningar eller hål i profilen. Den bestäms genom att dividera nettoarean vinkelrät mot vindriktningen med bruttoarean, det vill säga den area som profilen skulle ha om den var utan urtagningar. Om det inte finns några öppningar eller hål är fyllnadsgraden 1.0 för tvärsnittet.

När man har tagit reda på alla parametrar som behövs enligt ovanstående kan man räkna ut formfaktorn för kraft för det rektangulära tvärsnittet. För att räkna ut den totala vindlasten för bärverket i fråga multipliceras formfaktorn c_f sedan med det karakteristiska hastighetstrycket samt med den nettoarea av bärverket som belastas av vinden vinkelrät mot vindriktningen. Förutom dessa ska man även multiplicera med bärverksfaktorn c_{s,c_d} som tar hänsyn till bärverkets svängningar och att det karakteristiska hastighetstrycket inte uppträder samtidigt över en större yta. Värdet på c_{s,c_d} kan enligt EN1991-1-4 sättas till 1.0 i bland annat följande fall:

- a) För byggnader lägre än 15 m
- b) För fasad- och takelement med en egenfrekvens över 5 Hz
- c) För ramverksstommar med avstyvande väggar, som är lägre än 100 m och vars höjd är mindre än 4 gånger längden i vindens riktning
- d) För cirkulära skorstenar med höjden mindre än 60 m och 6,5 gånger diametern

För övriga fall kan man bestämma bärverksfaktorn c_{s,c_d} enligt kapitel 6.3 i EN1991-1-4.

4.2.2 Fackverk

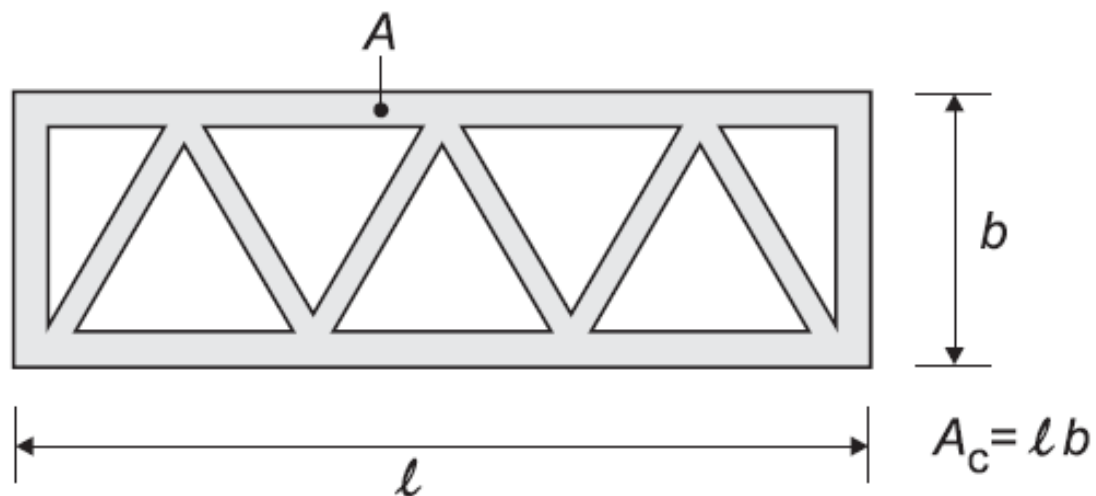
Beräkning av den totala vindlasten på plana fackverk utförs enligt samma principer som för bärverk med rektangulära tvärsnitt. Skillnaden ligger främst i att ingen reduceringsfaktor för rundningen på profilerna beaktas samt att man använder ett annat sätt att beräkna fyllnadsgraden. Beräkningen av formfaktorn för kraft för fackverk görs med följande formel:

$$c_f = c_{f,0} \times \psi_\lambda \quad [2]$$

$c_{f,0}$ är formfaktorn för kraft för fackverk med försumbar strömning över bärverkets ändrar som funktion av fyllnadsgraden, enligt figur 13

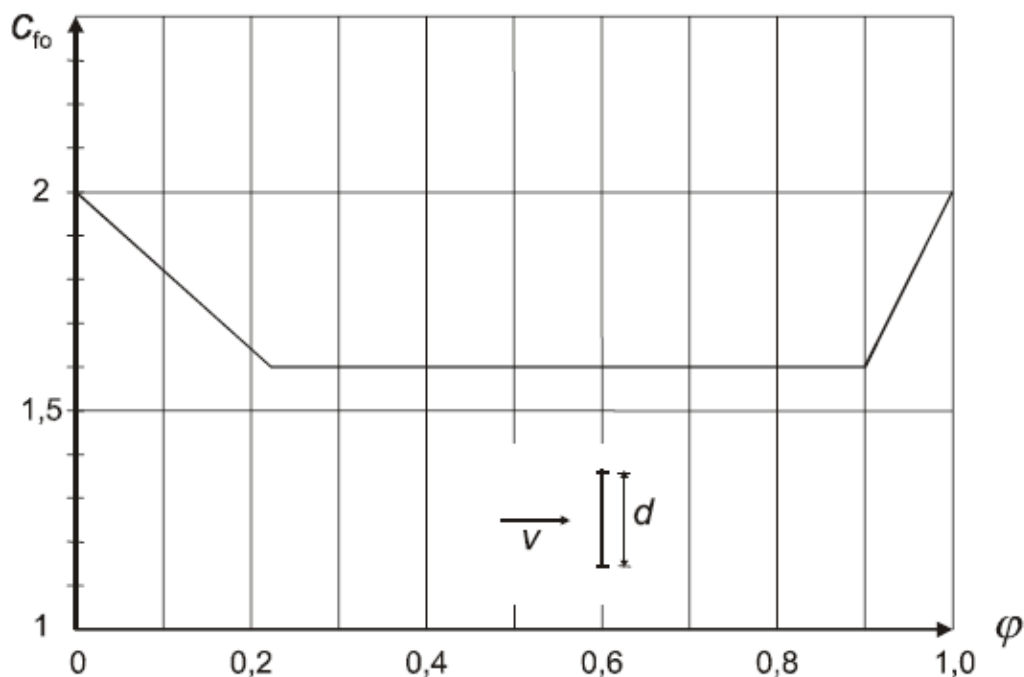
ψ_λ är en reduktionsfaktor som tar hänsyn till strömningen över bärverkets ändrar enligt tabell 3 och figur 11

Fyllnadsgraden för ett fackverk beräknas genom att dividera den verkliga arean på fackverket, med dess totala arean enligt figur 12, med andra ord $\varphi = \frac{A}{A_c}$.



Figur 12. Anvisningar för att beräkna fyllnadsgraden, φ , för ett fackverk. (EN1991-1-4:2005, figur 7.37)

När man har beräknat fyllnadsgraden kan man använda sig av tabell 3 för att beräkna den effektiva slankheten och därefter läsa ut ψ_λ från figur 11.



Figur 13. Graf för att bestämma formfaktorn för kraft, $c_{f,0}$, med hänsyn till fyllnadsgraden, φ , vinkelrät mot vindriktningen. (EN1991-1-4:2005, figur 7.33)

När dessa parametrar är bestämda kan formfaktorn för kraft, c_f , beräknas enligt formel 2. Vid beräkning av den totala vindlasten på fackverket så gör man på samma sätt som vid beräkningen för rektangulära tvärsnitt. Det vill säga man multiplicerar formfaktorn för kraft, c_f , med det karakteristiska hastighetstrycket, fackverkets nettoarea vinkelrät mot vindriktningen, och slutligen med bärverksfaktorn c_{scd} . På detta sätt får man fram den totala kraften i kN som fackverket belastas av när vinden blåser vinkelrät mot dess plan.

5 PLANERING AV MONTAGE

5.1 Exempel på montageordning

Under planeringsskedet är det viktigt att ha i åtanke i vilken ordning de olika konstruktionerna skall monteras för att arbetet ska löpa smidigt, säkert och vara praktiskt genomförbart. Montering av en hallbyggnad med stålstomme går i vanliga fall ut på att grundbultarna placeras i betongformen på sin exakta position med hjälp av mallar och gjuts fast på samma gång som fundamenten gjuts. När betongen har hårdnat så reses pelarna enligt den ordning som är bestämd i monteringsplanen. När monteringen planeras är det bra att om möjligt börja med de pelare som har permanenta vindförband mellan sig, på så sätt får man en stabil startpunkt varifrån man kan fortsätta montera pelarna ifrån för att bibehålla en stabil konstruktion. Ifall pelarna behöver stagas görs detta enligt konstruktörens krav i monteringsplanen.

När pelarna är fastspända i grundbultarna och vindförbanden är monterade kan man lyfta på och bulta fast fackverken och de anslutande stagen i enlighet med monteringsplanen. I detta skede är det viktigt att konstruktören har beräknat när undergjutningen av pelarfoten måste vara gjord, så man inte överbelastar grundbultarna. När fackverken är på plats och alla nödvändiga stag och eventuella håldäcksplattor är monterade kan man påbörja monteringen av den bärande profilerade takplåten, och när pelarna är undergjuta kan väggelementen monteras.

5.2 Laster under byggskedet

De krafter som verkar på bärverksdelarna under monteringen av byggnaden kan skilja sig väsentligt från de krafter som verkar när byggnaden är färdigställd. Den halvfärdiga byggnaden är mera känslig för horisontallaster på grund av att byggnadens egenvikt är mycket mindre än när den är färdigställd. Det kan även uppkomma vind- och snölast på bärverk som i den färdiga byggnaden inte kan utsättas för dessa, och därför inte nödvändigtvis är dimensionerade mot denna typ av last. Därför behövs tillfälliga stag och stöd för att ta hand om de krafter som uppkommer i de skeden av byggprocessen som bärverken är i tills de får sin slutgiltiga belastning när bygget är klart. I Eurokod 1: Del 1–6: Last under byggskedet, ges anvisningar för vilka laster som behöver tas i beaktande under byggskedet.

5.2.1 Laster att beakta

Laster som behöver beaktas under montageplaneringen skiljer sig från de laster som den färdiga byggnaden måste dimensioneras för. Förutom de vanliga lasterna, som snö-, nytto-, olycks- och vindlast samt egenvikt av materialen, måste även tillfälliga laster tas i beaktande. Dessa laster är sådana som kan uppstå under monteringen av konstruktionerna, på grund av arbetssätten som används. I EN 1991-1-6: Allmänna laster - Last under byggskedet, beskrivs de vanligaste förekommande lasterna som man behöver beakta vid monteringen. Dessa laster beskrivs i tabell 4:

Tabell 4. Beskrivning av olika bygglaster som ska beaktas

Bygglaster (Q_e)				
Last		Modellering och klassificering	ANM. och kommentarer	ANM. och kommentarer
Typ	Beskrivning			
Personer, och handverktyg	Q_{ca} Arbetande personal, ledning och besökare, som kan bära handverktyg eller annan lätt utrustning.	Modelleras som jämnt utbredd last, q_{ca} , som placeras på mest ogynnsamma sätt	ANM. 1 Karakteristiskt värde på den jämnt utbredda lasten, $q_{ca,k}$, kan anges i den nationella bilagan eller för aktuellt projekt. ANM. 2 Rekommenderat värde är $1,0 \text{ kN/m}^2$. Se även 4.11.2.	
Lagring av flyttbara föremål	Q_{cb} Tillfällig lagring av material och utrustning, t.ex.: – byggmaterial, förtillverkade betongelement och – utrustning	Klassificeras som fri last och bör antingen modelleras som: – jämnt utbredd last, q_{cb} , eller; – koncentrerad last, F_{cb} .	ANM. 3 Det karakteristiska värdet av den jämnt utbredda lasten och den koncentrerade lasten kan anges i den nationella bilagan eller för aktuellt projekt. För broar rekommenderas följande minimivärden: – $q_{cb,k} = 0,2 \text{ kN/m}^2$; – $F_{cb,k} = 100 \text{ kN}$ där $F_{cb,k}$ får fördelas över en nominell nominal area vid dimensionering av detaljer. För tungheter på byggmaterial, se EN1991-1-1.	
Icke permanent utrustning	Q_{cc} Icke permanent utrustning som används under byggskedet; endera: – statisk (t.ex. formluckor, ställningar, stödställningar, maskiner, containrar) eller – rörlig (t.ex. rörlig form, lanseringsbalkar och lanseringsnos, motvikter)	Klassificeras som fri last och bör modelleras som: – jämnt utbredd last, q_{cc} .	ANM. 4: Dessa laster kan anges för aktuellt projekt på basis av information från leverantör. Om ingen noggrannare information finns tillgänglig kan lasterna modelleras som jämnt utbredda med ett rekommenderat minsta karakteristiskt värde, $q_{cc,k} = 0,5 \text{ kN/m}^2$. Många dimensioneringsstandarder från CEN är tillgängliga, se t.ex. EN 12811. För dimensionering av former och stödställningar se EN 12812.	
Rörliga tunga maskiner och rörlig utrustning	Q_{cd} Rörliga tunga maskiner och rörlig utrustning, vanligtvis på hjul eller spårbundna, (t.ex. kranar, hissar, fordon, truckar, elutrustning, domkraner, tung lyftutrustning)	Om inget annat anges bör lasten modelleras och klassificeras på basis av information i tillämpliga delar av EN 1991.	Om last av fordon inte anges i bygghandlingarna kan de hämtas från EN 1991-2. Information kranlaster finns i EN 1991-3.	
Anhopning av byggavfall	Q_{ce} Anhopning av byggavfall (t.ex. överskott av byggmaterial, schaktmassor eller rivningsmaterial)	Möjligt tryck mot horisontella, lutande eller vertikala delar (som väggar) bör beaktas.	ANM. 5: Dessa lasters storlek kan variera betydligt både i rum och tid beroende på t.ex. typ av material, klimatiska betingelser, den hastighet med vilken bygget fortskrider och tid för upprepning.	
Last från delar av bärverket som befinner sig i ett övergångsstadium	Q_{cf} Last från delar av bärverket som befinner sig i ett övergångsstadium (under uppförande) innan de slutliga dimensionerande lasterna börjar verka (t.ex. last vid lyftning)	Modelleras för de planerade byggfaserna, inklusive deras konsekvenser (t.ex. lasteffekt eller omvänd lasteffekt orsakad av särskilda arbetsmoment i utförandet, som montering)	Se även 4.11.2 för tilläggslast från färsk betong	

(EN 1991-1-6, tabell 4.1)

Förutom de nämnda bygglasterna, så behöver givetvis de vanliga lasterna som kan verka på en byggnad tas i beaktande. Under korta byggskedet får man reducera de klimatlaster (snö- och vindlaster) som verkar, om man kan tilldela dem en nominell varaktighet som är lika med eller större än den förutsedda varaktigheten för den aktuella byggfasen. Dessa reduceringar är baserade på återkomsttiden som visas i figur 14.

Varaktighet	Återkomsttid (år)
≤ 3 dagar	2 ^a
≤ 3 månader (men > 3 dagar)	5 ^b
≤ 1 år (men > 3 månader)	10
> 1 år	50

^a En nominell varaktighet på tre dagar, som kan väljas för en kort byggfas, motsvaras av en betydligt längre tid för att ge tillförlitliga meteorologiska förutsägelser för byggplatsens läge. Denna kan även vara tillämplig för en något längre byggfas om lämpliga organisatoriska åtgärder vidtas. Begreppet återkomsttidens medelvärde är i allmänhet inte tillämpligt vid kort varaktighet.

^b För en nominell varaktighet på upp till tre månader kan lasten bestämmas med beaktande av tillämpliga årstids- och kortidsvariationer i klimatet. T.ex. beror vattenföringen i en älv på aktuell årstid.

ANM. 2 En minsta vindhastigheten under byggskedet kan anges i den nationella bilagan eller för aktuellt projekt. Rekommenderat värdet på vindhastighetens grundvärde för varaktigheter upp till 3 månader är 20 m/s enligt EN 1991-1-4.

ANM. 3 Förhållandet mellan karakteristiskt värde och återkomsttid ges i tillämpliga delar av EN 1991.

Figur 14. Beaktande av olika byggskedens varaktighet, för bestämning av karakteristiska värden för klimatlaster. (EN 1991-1-6, tabell 3.1)

5.2.2 Lastkombinationer under montage

För att få fram de dimensionerande lasterna under monteringskedet, så behöver man kombinera de lastfall som samtidigt verkar på konstruktionen. De lastfall som man kan anta att verkar samtidigt ska kombineras med hjälp av olika partialkoefficienter. Uppdelningen av olika laster görs enligt följande:

- Permanenta laster (G) – Består av egenvikter och tyngd av fast utrustning, som man kan anta att verkar under hela byggnadens planerade livslängd.
- Variabla laster (Q) – Är nyttolaster vars angreppspunkt och storlek kan variera. Exempel på dessa är nyttig last på bjälklag och balkar, bygglast, samt vind- och snölast.
- Olyckslaster (A) – En kortvarig last, som kan orsakas av t.ex. explosion eller påkörning av fordon.

Vid framtagande av laster enligt EN 1991, så får man först fram en så kallad karakteristisk last, det vill säga en lasts egenvärde som inte ännu har multiplicerats med säkerhetskoefficienten. Denna karakteristiska last (Q_k, G_k), används endast vid beräkningar i bruksgränstillstånd för att kontrollera nedböjning, förskjutningar och vibrationer.

När man sedan ska få fram de olika lastkombinationerna så används dessa karakteristiska laster, som i de olika lastkombinationerna multipliceras med tillhörande säkerhets- och partialkoefficienter så man får fram de dimensionerande lasterna i brottgränstillstånd.

De vanligaste lastkombinationerna som används för stålkonstruktioner vid permanenta och tillfälliga dimensioneringssituationer i brottgränstillstånd är följande:

$$1.15 \cdot K_{FI} \cdot \sum G_{k,j} + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot Q_{k,1} + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot \sum \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad [3]$$

$$0.9 \cdot \sum G_{k,j} + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot Q_{k,1} + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot \sum \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad [4]$$

$$1.35 \cdot K_{FI} \cdot \sum G_{k,j} \quad [5]$$

Dessa lastkombinationer hittas i tabell A1.2(STR/GEO, uppsättning B) i den nationella bilagan till EN1990 och gäller för dimensionering av bärverk i brottgränstillstånd. Det första värdet i lastkombinationerna (1.15, 0.9 och 1.35) är en partialkoefficient, som uppförstorar eller förminskar egenviktens inverkan i lastkombinationen. Samma princip gäller för värdet 1.5 i formlerna 3 och 4, som är en partialkoefficient som ökar de variabla lasternas värden med 50 %. Dessa partialkoefficienter används som en säkerhetsfaktor för att beakta osäkerheten i de karakteristiska lasterna, för att få dimensionerande laster som är på säkra sidan.

K_{FI} -faktorn i sin tur tar i beaktande vilken konsekvensklass byggnaden tillhör enligt tabell B1 (se tabell 5) i nationella bilagan till EN1990. Valet av byggnadens konsekvensklass beaktar vilka följder ett eventuellt ras av hela byggnaden eller en del av den får, med beaktande av dödfall eller ekonomiska konsekvenser. En byggnad vars konsekvensklass är CC3, ger K_{FI} värdet 1.1, vilket uppförstorar lasten i fråga med 10 %. För CC2 är värdet 1.0 och för CC1 ska 0.9 användas.

Tabell 5. Beskrivning av vilken konsekvensklass olika byggnader hör till

Konsekvensklass	Beskrivning	Exempel på byggnader och anläggningar
CC3	Hög risk för dödsfall, <i>eller mycket stora</i> ekonomiska, samhälleliga eller miljöbetingade konsekvenser	Läktare, offentliga byggnader där konsekvenserna av en kollaps är allvarliga (t.ex. konserthallar)
CC2	Normal risk för dödsfall, betydande ekonomiska, samhälleliga eller miljöbetingade konsekvenser	Bostadshus och kontorsbyggnader, offentliga byggnader där konsekvenserna av en kollaps är normala (t.ex. kontorsbyggnader)
CC1	Liten risk för dödsfall, <i>och små eller försumbara</i> ekonomiska, samhälleliga eller miljöbetingade konsekvenser	Jordbruksbyggnader där personer normalt inte vistas (t.ex. lagerbyggnader), växthus

(EN1990, Tabell B1)

Ψ_0 är en kombinationsfaktor enligt tabell 6, som anger hur stor del av samverkande laster som ska beaktas beroende på vilken typ av last det gäller. Bygglastens Ψ_0 -koefficient anges inte i denna tabell men hittas i EN1991-1-6 nationella bilaga, det rekommenderade värdet för Ψ_0 är 1.0. Gällande kombinationsfaktorn Ψ_2 som används för kombinerings av laster i olycksituation används värdet 0.3, detta är dock mycket sällsynt för konstruktioner dimensioneras normalt inte för olyckslaster under byggskedet.

Tabell 6. Tabell som anger vilka värden på ψ_0 som ska användas för olika typer av laster

Last	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nyttiga laster i byggnader, klass (se SFS-EN 1991-1-1)			
Klass A: bostadsutrymmen	0,7	0,5	0,3
Klass B: kontorsutrymmen	0,7	0,5	0,3
Klass C: samlingsutrymmen	0,7	0,7	0,3
Klass D: affärsutrymmen	0,7	0,7	0,6
Klass E: lagerutrymmen	1,0	0,9	0,8
Klass F: trafikerade utrymmen, fordonsvikt ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Klass G: trafikerade utrymmen, 30 kN $<$ fordonsvikt ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Klass H: yttertak	0	0	0
Snölast (se SFS-EN 1991-1-3) ^{*)} när			
$s_k < 2,75$ kN/m ²	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75$ kN/m ²	0,7	0,5	0,2
Islast ^{**)}	0,7	0,3	0
Vindlaster på byggnader (se SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Byggnaders inre temperatur (ej brand) (se SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
^{*)} På uteterrasser och balkonger $\psi_0 = 0$ i samband med klassema A, B, F och G. Obs: Om det i byggnaden finns olika lastklasser som inte kan separeras till egna klara grupper, används ψ -värden som ger mest ogynnsam inverkan. ^{**)} Tillägg till Finlands nationella bilaga.			

(EN1990, tabell A1.1)

På detta sätt bygger man upp många olika lastkombinationer, så att man i tur och ordning låter en variabel last verka som dominerande och de andra samtidigt verkande variabla lasterna som reducerade laster. Det lastfall som sedan är dimensionerande är det som ger störst påkänning på valda konstruktionsdel.

5.2.3 Efterföljande ramar – samma last på alla eller kan lasten reduceras?

En väsentlig del av detta examensarbete har bestått av att söka efter litteratur för huruvida det är tillåtet att reducera vindlasterna på stålstommar utan vägg- och takbeklädnad. Eurokoderna anger endast att man ska använda formfaktorer för enskilda element eller fackverk, men nämner inget om någon möjlighet för reduktion av vindlaster för efterföljande ramar. En viss skuggning kan man ju ändå anta att verkar så därför är det intressant att undersöka om möjligheten finns att reducera vindlasterna, och på så vis kunna minska på tillfälliga stöd som behövs under monteringen. Eurokoderna som ligger till grund för dimensionering i Europa så behandlar inte detta område i sina standarder, därav har litteratursökningen breddats till andra standarder och källor. I detta kapitel sammanfattas den litteratur som hittats inom området.

Vindlast på ramar enligt amerikanska standarder

Den amerikanska standarden *ASCE/SEI 37-14* som är publicerad av *American Society of Civil Engineers* behandlar i avsnitt 6.2.2 stommar utan beklädnad. Denna standard föreslår följande:

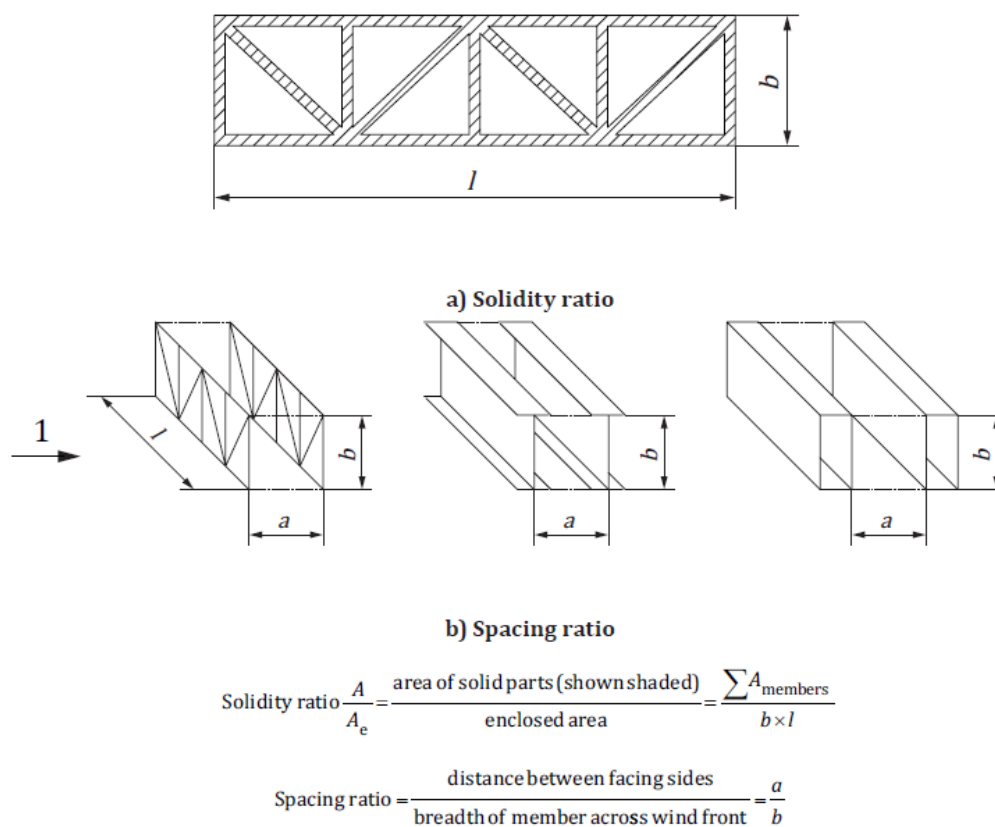
1. För vindlasten på de tre första ramarna parallellt med vindriktningen ska ingen reduktion beaktas från skuggningseffekten
2. På den fjärde och de därpå följande ramarna är det tillåtet att reducera vindlasten med 15 %
3. Vindlasten ska beräknas för alla utsatta inre konstruktioner, väggar, tillfälliga inklädningar, byggmaterial, och utrustning som belastar stommen. Dessa laster ska adderas till den totala lasten för bärande stommen.

Beräkningar för vindlast ska utföras för båda primäraxlarna av byggnaden. För varje beräkning ska det antas att 50 % av vindlasten vinkelrätt mot vindriktningen verkar samtidigt.

Reducering av vindlasten enligt ISO 4302:2016

ISO (the International Organization for Standardization) är ett världsomfattande förbund som sammanställer olika standarder. Dessa standarder ersätter inte nationella lagar som gäller i specifika länder, utan kan endast ses som komplement där landet i fråga inte har egna regler för aktuellt område.

ISO 4302:2016 behandlar vindlasten på kranar vilket i sig inte detta examensarbete handlar om. Men i kapitel 5.5 tar den upp skuggningsfaktorer för flera ramar eller konstruktionsdelar, som man kan ha nytta av vid andra tillfällen än just bara gällande kranar. Principen går ut på att man beräknar enligt figur 16 soliditetsgraden för konstruktionen och förhållandet mellan höjden på konstruktionen jämfört med avståndet mellan konstruktionerna.



Figur 15. Anvisningar för att ta fram soliditetgraden (Solidity ratio) och avståndet mellan konstruktionsdelarna (Spacing ratio). (ISO 4302:2016 figur 2.)

När man har räknat ut dessa så kan man avläsa ur tabell 7 den så kallade skuggningsfaktorn. Den används sedan i formel [6] och [7] för att räkna ut den totala vindlasten som verkar på det antal identiska ramar man har. När man har identiska ramar med samma avstånd mellan dem är det enligt ISO 4302:2016 acceptabelt att anta att skuggningseffekten ökar upp till den nionde ramen, och därefter är den konstant.

Tabell 7. Tabell för att få fram skuggningsfaktorn, η , med beaktande av soliditetsgraden och avståndet mellan konstruktionsdelarna.

Spacing ratio a/b	Solidity ratio (see Figure 2) A/A_e					
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	$\geq 0,6$
0,5	0,75	0,4	0,32	0,21	0,15	0,1
1,0	0,92	0,75	0,59	0,43	0,25	0,1
2,0	0,95	0,8	0,63	0,5	0,33	0,2
4,0	1	0,88	0,76	0,66	0,55	0,45
5,0	1	0,95	0,88	0,81	0,75	0,68
6,0	1	1	1	1	1	1

(ISO 4302:2016 tabell 4.)

För de åtta första ramarna får man beräkna den totala vindlasten enligt följande formel:

$$F_n = \frac{1-\eta^n}{1-\eta} \times A \times p \times C_f \quad [6]$$

Där:

F_n Är den totala vindlasten för n antal rammar

η Är skuggningsfaktorn enligt tabell 4

A Är den karakteristiska arean, d.v.s. projektionen av den solida yta som är vinkelrätt mot vindriktningen

p Vindtrycket som verkar enligt kapitel 4 i EN1991-1-4

C_f Formfaktorn för den konstruktionsdel som beaktas, kan beräknas enligt kapitel 7 i EN1991-1-4

För den nionde och därpå följande ramarna beräknas den totala vindlasten enligt följande formel:

$$F_{(n \geq 9)} = \left[\frac{1-\eta^9}{1-\eta} + (n-9) \times \eta^8 \right] \times A \times p \times C_f \quad [7]$$

På detta sätt kan man räkna ut den totala lasten som påverkar stommen under montageskedet, beroende på hur många identiska rammar i följd man har i projektet.

Vindlast enligt brittiska normer

Det finns en gammal brittisk sammanställning som heter Design guide for wind loads on unclad framed buildings during construction som är utgiven år 1990 av BRE (Building Research Establishment). Denna sammanställning ger råd för hur man kan beräkna laster på stommar utan beklädnad, samt hur skuggningen av permanenta intilliggande byggnader inverkar på vindlasten för stommar. Denna är baserad på de normer de hade i Storbritannien innan de tog i bruk Eurokoderna.

En nyare förkortad utgåva av denna sammanställning har publicerats år 2004, som heter SD 5 wind loads on unclad structures. Denna utgåva har även tagit till viss del Eurokod 1991-1-4 i beaktande, men hänvisar också till den gamla utgåvan i vissa fall. I huvudsak behandlar den vindlaster på flervåningsstommar med pelare, primärbalkar och sekundärbalkar, men går eventuellt att tillämpa på hallbyggnader också. Räknesättet bygger på att man har identiska ramar, och beräknar den totala fyllnadsgraden enligt den verkliga area av en ram som tar emot vind dividerat med ramens bredd gånger dess höjd. Man räknar ut den totala vindlasten enligt följande formel:

$$P = (q_{s(z)} \times C_{f,max} \times A_{ref}) \times (1 + C_r) \quad [8]$$

Där:

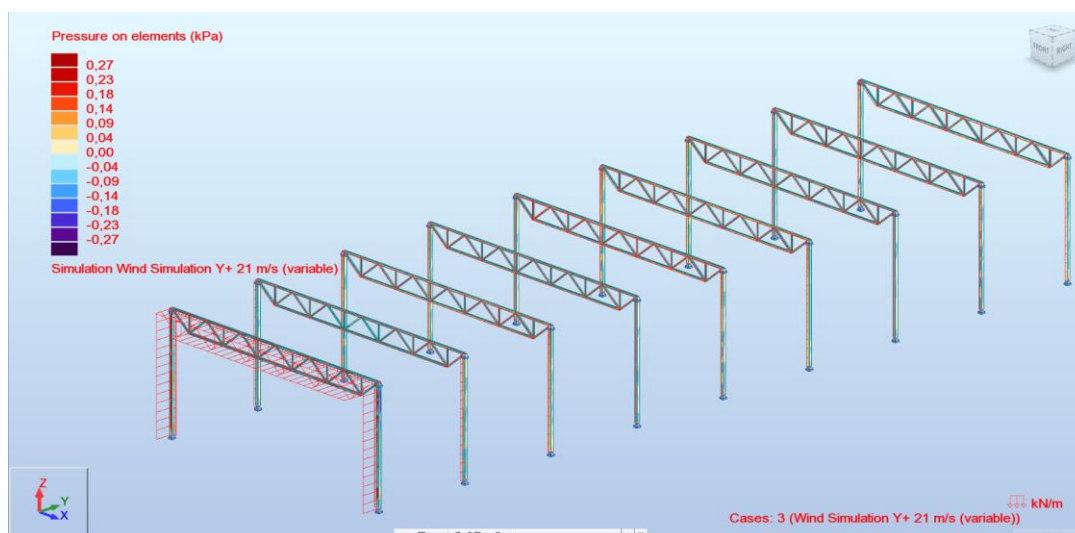
- P Den totala vindlasten som verkar på ramarna
- $q_{s(z)}$ Det karakteristiska vindhastighetstrycket enligt EN1991-1-4
- $C_{f,max}$ Formfaktorn för kraft, som beaktar antalet identiska ramar samt avståndet mellan dem. Finns att läsa ur grafer i SD 5 wind loads on unclad structures, figurerna 11–14, beroende på förhållandet mellan ramarnas bredd och avståndet mellan dem, samt fyllnadsgraden
- A_{ref} Referensarean av en ram, det vill säga bredden gånger höjden på ramen
- C_r Dynamisk förstärkningsfaktor, enligt BS 6399–2:1997, figur 3. Fås värden mellan 0,0–0,245 beroende på typ av byggnad enligt tabell 1, samt byggnadens totala höjd

Den dynamiska förstärkningsfaktor fås från standarden BS6399-2:1997 Loading for buildings Part 2 Wind loads, som är en brittisk standard som användes innan Eurokoderna togs i bruk. På det här sättet räknar man ut den totala vindlasten som verkar på byggnaden, och det behöver göras för båda riktningarna (byggnadens x och y-axel). På grund av den maximala vindlasten fås vid mellan 10 och 40 graders vinkel, när pelarnas skuggningseffekt på varandra är borta, bör man beräkna vindlasten för de element som bidrar till stabiliteten i båda riktningarna (till exempel hörnpelare) genom att räkna att 50 % av vindlasten vinkelrät mot vindriktningen verkar samtidigt för dessa.

Test med Robot Structural Analysis

Förutom litteratursökning så har jag också försökt använda mig av vindsimulatore som finns i programmet Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018. Med denna vindsimulator kan man generera vindlaster på konstruktioner genom att ställa in vindhastigheten eller vindtrycket som verkar, samt göra upp vindprofiler som beaktar vilken terrängklass som används. Även vindens riktning kan man ställa in i 45 graders intervaller. Många olika test har utförts på modellhallen enligt figur 15, och som sammanfattning kan man konstatera att enligt Robots vindsimulator vid vind längs y-axeln i modellen, så reduceras vindlasten från första ramen till andra med cirka 70 %. De följande ramarna i testhallen får i princip samma last som den andra, vilket visar att Robot analyserar så att den första ramen tar emot all vindlast, och endast 30 % blåser förbi och belastar de följande ramarna. Hur mycket Robots vindsimulator reducerar vindlasten så beror även på vilket avstånd det är mellan ramarna, som i detta test var 8 meter.

Att använda Robots vindsimulator för att eventuellt få reducera vindlaster på efterföljande ramar ger troligen inte så användbara resultat. Robot reducerar lasterna alldeles för optimistisk för att vara pålitligt. Orsaken till detta är troligen för att Robots vindsimulator är anpassad för att generera vindlaster på inklädda byggnader, d.v.s. med ytterväggar och tak på plats. Jag har varit i kontakt med Autodesk gällande detta om man kan använda deras vindsimulator på öppna konstruktioner, men inte fått något svar.



Figur 16. Skärmbild ur Robot-modellen med vind längs y-axeln. Avståndet mellan ramarna i testhallen är 8 meter. Som synes tar den första ramen nästan all vindlast, och endast en mycket liten del blåser förbi och belastar de därpå följande ramarna.

5.3 Pelarfot

Anslutningen mellan grundkonstruktionen och pelaren brukar allmänt kallas för pelarfot. För stålpelare innebär denna anslutning vanligen att en fotplåt svetsas i pelarprofilen, som sen vid montering spänns fast med muttrar och brickor i de ingjutna grundbultarna (se figur 3). Fotplåtens uppgift är att fördela pelarens last vidare till grunden, och grundbultarnas uppgift är att ta hand om tvärkraft samt dragkrafter som uppstår av eventuella moment. Vid planeringen av en pelarfot behöver man utgå från att anslutningen ska ha minst 4 grundbultar, detta gör att monteringen blir lättare och pelaren står stabilare innan undergjutningen är gjord. Man får inte enbart ha grundbultarna för att säkra ostagade pelare, om man inte vid dimensioneringen av grundbultarna har beaktat det lastfallet. (Stålbyggnadsinstitutet, 2011).

Efter att pelaren har blivit monterad och fastspänd i grundbultarna ska en undergjutning göras under fotplåten. Detta görs med expanderande betongbruk för att hela tomrummet under fotplåten ska fyllas.

Under montering av stålkonstruktioner brukar man ofta ha som mål att kunna undergjuta så många pelarfötter som möjligt på samma gång. Detta bidrar till att pelare kan stå ganska länge på bygget utan att undergjutningen har blivit gjord. Som konstruktör är det viktigt att beräkna i vilket skede av uppförandet som pelarfötterna senast skall undergjutas, så att man undviker att grundbultarna belastas för mycket innan undergjutningen har blivit gjord. Risken vid för stor belastning är att grundbultarna knäcks och i värsta fall faller pelaren och de anslutande konstruktionerna till marken med ekonomiska och eventuella personskador som följd.

Flera tillverkare av grundbultar har egna beräkningsprogram, där man kan kontrollera bultarnas bärförmåga både med och utan undergjutning.

5.4 Tillfälliga stöd

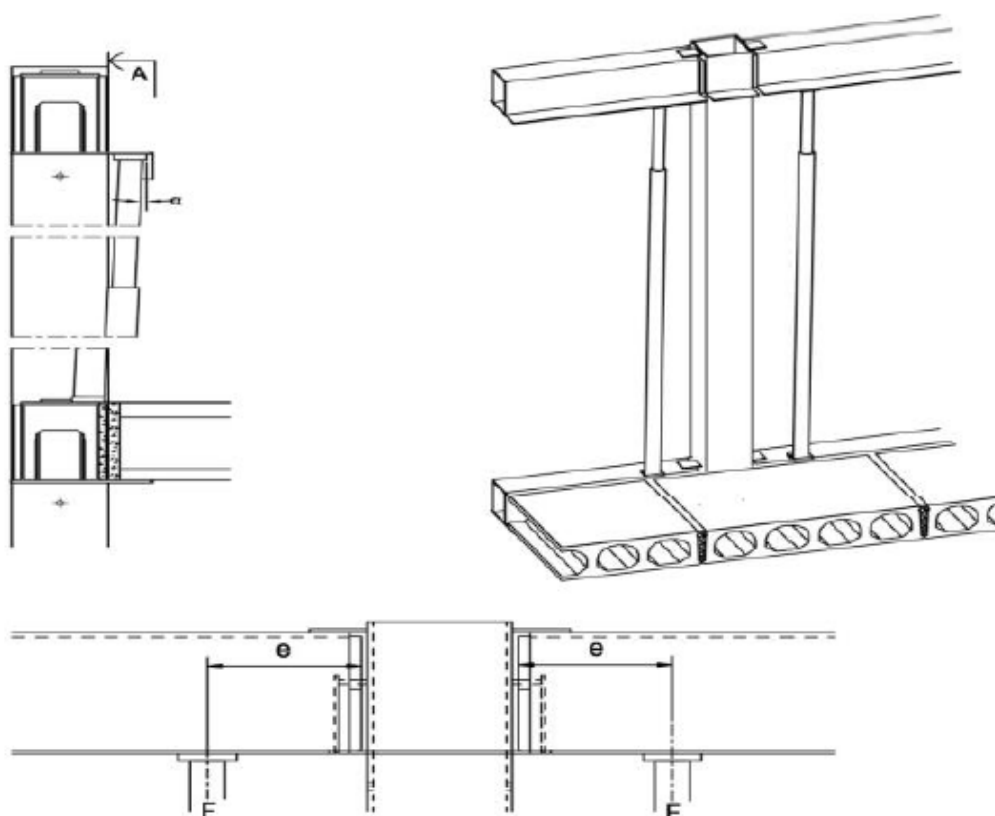
Vid montering av stålkonstruktioner behövs oftast tillfälliga stöd, för att säkerställa stabiliteten hos den halvfärdiga konstruktionen. Dessa stöd är till för att ta upp laster som uppstår innan konstruktionen är färdigt sammanfogad, för det är först då den har fått sin slutgiltiga stabilitet. Byggplatsen lever hela tiden, och laster som påförs på de olika konstruktionsdelarna kan skilja sig från dag till dag. Beroende på i vilket skede bygget är så måste man beakta olika saker. I början av byggskedet när bara pelarna och fackverken är

uppsatta så har man en betydligt mindre vindlast på konstruktionerna än vad man har när monteringen av takplåtar och väggelement har påbörjats. Snölasten behöver också beaktas när takplåten har monterats, vilket kan orsaka ännu större krafter som måste tas upp av de tillfälliga stöden. I detta kapitel tas det upp lite om vilka olika tillfälliga stöd det finns på marknaden att använda.

5.4.1 Stämpstöd

Stämpstöd används oftast som stöd vid platsgjutning av bjälklag. Ett annat användningssätt av stämpstödet är att avlasta WQ-balkar, detta för att förhindra att WQ-balken vrider sig vid monteringen av håldäck. Håldäcken monteras på WQ-balkens flänsar, och detta orsakar att balken vrids ifall man inte lyfter på håldäcken samtidigt på båda flänsarna. Här är montageordningen viktig, för man stämper den sida av balken var man först lyfter på håldäckselementen. Även vid renoveringar eller ombyggnationer kan stämpstöd vara mycket användbara, som tillfälliga stöd vid rivning av väggar eller pelare. Ifall man har stora laster som man behöver stöda, kan även stämptorn användas.

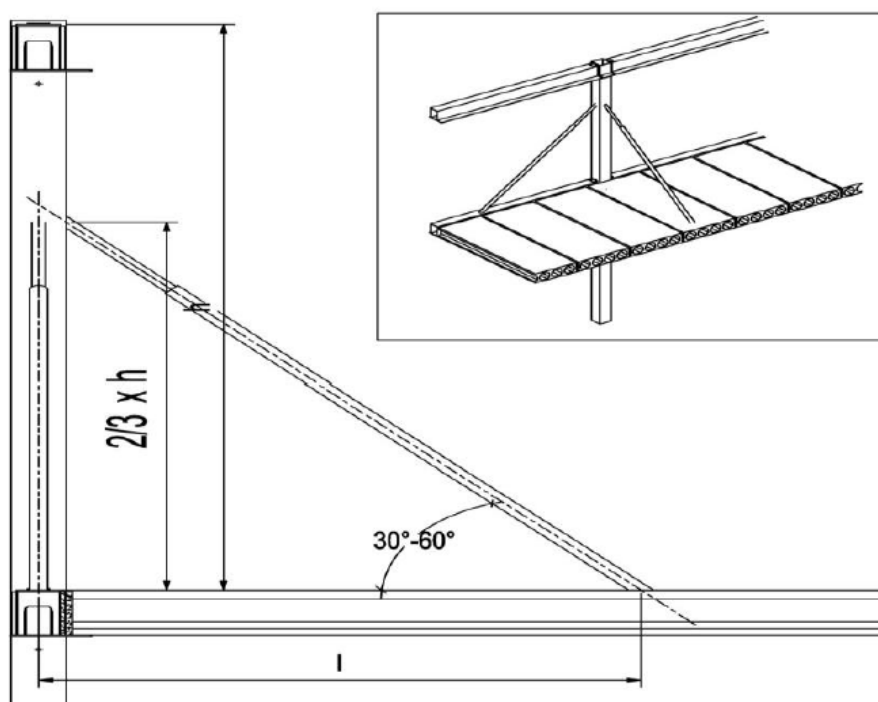
Det finns många tillverkare av stämpstöd, och dessa har alla sina egna belastningstabeller på vad deras stöd klarar vid olika längder.



Figur 13. Ett exempel på användning av stämpstöd för WQ-balkens fläns. (Ruukki, 2016)

5.4.2 Väggestöd

Väggestöd används för att stabilisera väggar och pelare mot horisontalkrafter. En pelare behöver i allmänhet stagas från två riktningar för att stå stabilt under monteringen, detta tack vare att väggestöden klarar av att ta hand om både tryck och dragkrafter. För att få optimalt ut av väggestöden så ska de fästas i pelaren vid $\frac{2}{3}$ av höjden, och i golvet så att vinkel är mellan 30–60 grader. Väggestöden används också för att rikta in pelarna i båda riktningarna så de står rakt och i linje med varandra tills anslutande konstruktioner är på plats. Det finns många tillverkare av dessa stöd, och många olika längdalternativ beroende på hur hög vägg eller pelare man har och hur stora horisontalkrafter som behöver tas upp av stödet.



Figur 14. Rekommendationer vid användning av väggestöd. (Ruukki, 2016)

5.4.3 Vajer

Vid höga pelare eller konstruktioner kan det vara svårt att använda väggestöd som klarar av att föra vidare horisontalkrafterna. Väggestödets begränsning ligger i att ju längre de är, desto mindre last klarar den av. I dessa fall kan vajar passa bättre, dels för att man kan fästa dem högre upp på pelaren men också för att den har samma dragbärförmåga oavsett hur lång den är. Men i och med att en vajer endast kan ta emot dragkraft, så sätts dessa oftast i kryss mellan pelare så att alltid en vajer är dragen.

6 SAMMANFATTNING

Syftet med detta examensarbete var att redogöra för de aspekter som en konstruktör bör beakta vid planeringen av montaget av stålstommar, med fokus på montagestabiliteten. De mest centrala delarna sammanfattas i bilagan till detta arbete. Även en undersökning om eventuella reduceringsmöjligheter för vindlasten på efterföljande ramar har blivit gjord. Utöver det som skrivits i detta examensarbete har jag även gjort en tillämpning i Ruukki's Excel-tabell över profilrör, där det har tillsatts en funktion som beräknar formfaktorn för kraft för alla de olika rektangulära profilrör som de använder.

6.1 Utmaningar

Det som jag anser har varit mest krävande med detta examensarbete är utredningen om en eventuell reduktion av vindlasterna för efterföljande ramar, på grund av bristen på litteratur inom ämnet. Den litteratur som jag har hittat har ofta varit gamla normer och rapporter, som varit svåra att få tag på. Även försök till fjärrlån via Tritonia har gjorts, men utan resultat. En annan utmaning var att hitta primärkällor gällande stomstabiliseringsmetoder som beskrivs i kapitel 3, det finns många läroböcker inom området men dessa anses inte som bra källor i ett examensarbete. Även där kunde fjärrlån ha varit ett alternativ, men tiden har inte räckt till.

6.2 Slutsatser och diskussion

Slutsatserna som jag har fått fram genom detta examensarbete är att konstruktören har en viktig roll i hur säkert monteringen kan utföras på byggarbetsplatsen. Man har många aspekter att ta ställning till, så därför måste en monteringsplanen uppgöras. Gällande reduktionen av vindlast på efterföljande ramar så har ingen riktig slutsats kunnat dras, huruvida det är tillåtet att reducera dessa. Jag har varit i kontakt med Stålbyggnadsinstitutet i Sverige och Teräsrakenneyhdistys i Finland, och ingendera av dem hade några tips på källor eller hänvisningar gällande skuggningseffekten på efterföljande ramar. Därav kan man konstatera att detta ännu är ett ganska ostuderat område som man nog måste överväga ifall den reduktion man kunde göra på vindlasten är värt den osäkerhet som minskningen av tillfälliga stöden innebär. Med gällande beräkningssätt med full vindlast på alla ramar så får man beräkningar som är mycket på säkra sidan. Vid en reduktion av vindlaster med beaktande av skuggningseffekter får man troligen ett värde som är närmare verkligheten.

Kapitel 1.4(5) i EN1990 nämner följande om att avvika från Eurokodernas dimensioneringsprinciper:

”Det är tillåtet att använda alternativa dimensioneringsregler, som skiljer sig från de råd som anges i EN1990, under förutsättning att det påvisas att de alternativa reglerna uppfyller kraven i de aktuella principerna och leder till att minst den säkerhetsnivå, brukbarhet och beständighet uppnås som kan förväntas vid användning av Eurokoderna.”

Denna information gör att det är möjligt att använda sig av andra beräkningssätt för olika dimensioneringssituationer, dock måste man uppnå minst samma säkerhetsnivå, brukbarhet och beständighet som man uppnår vid beräkning enligt Eurokod. På grund av att Eurokoden inte nämner något om hur man beräknar vindlast på hela stommar, utan endast för enskilda bärverk, kunde man eventuellt få använda sig av andra beräkningssätt för att ta fram vindlasterna under montageskedet. Det som kan konstateras genom denna litteraturundersökning är varken att man kan använda reduceringarna rakt av, eller att Eurokoden helt utesluter detta.

6.3 Vidareutveckling

En intressant fortsättning på detta examensarbete vore att beräkna på olika modellhallar hur mycket tillfälliga stöd man behöver enligt vanliga sättet att enligt Eurokod räkna med full vindlast på alla ramar, och hur många man behöver ifall man använder sig av reduceringen enligt de alternativa beräkningssätt som har nämnts i detta examensarbete. Detta för att få en jämförelse över hur mycket stagande man kunde spara in på ett vanligt projekt.

För att vidare kunna undersöka skuggningseffekten av flera efterföljande ramar kunde man använda sig av vindtunneltest av en modellstomme. Detta för att se hur vinden bromsas upp i praktiken, och jämföra resultatet med lasterna som fås fram med Eurokoderna samt de nämnda andra alternativen. Detta är dock mest för intresse av hur vinden verkar på stommar utan beklädnad, och inte något som ett enskilt företag kan åta sig på grund av att det inte är någon ekonomisk lönsamhet i det. Ifall vidare tester med vindtunnelanalyser på stommar skulle utföras, kunde det kanske i så fall vara ett allmännyttigt statsfinansierat forskningsprojekt eller dylikt.

7 KÄLLFÖRTECKNING

- ASCE/SEI 37-14 Design Loads on Structures during Construction*. American Society of Civil Engineers.
- Blackmore, P. (2004). *BRE Digest SD5 Wind loads on unclad structures*. BRE Press.
- Boverket. (2007). *Boverkets handbok om stålkonstruktioner, BSK07* (4 uppl.). Elanders Sverige AB.
- EN1991-1-4:2005. *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions*. European Committee for Standardization.
- EN1991-1-6:2005. *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-6: General actions - Actions during execution*. European Committee for Standardization.
- Eurokodhandboken - Allmänna grunder och laster*. (2010). Boverket.
- Höglund, T. (2012). *Stabilisering genom skivverkan*. Stockholm: Stålbyggnadsinstitutet.
- Isaksson, T., Mårtensson, A., & Thelandersson, S. (2016). *Byggkonstruktion* (3 uppl.). Lund: Författarna och Studentlitteratur.
- ISO 4302:2016 Cranes - Wind load assessment*. the International Organization for Standardization.
- Rautaruukki Oyj. (2011). *Yksikerrosrakennukset, NE*.
- RIL 201-1-2011: Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat*. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.
- Ruukki. (2016). *Monikerrosrunkojen asennusaikainen tuenta*.
- SSAB. Hämtat från <https://www.ssab.se/ssab/om-ssab/var-verksamhet/ruukki-construction> 5.3.2019
- Statsrådets förordning om säkerheten vid byggarbeten 26.3.2009/205. Hämtat från www.finlex.fi 11.3.2019
- Stålbyggnadsinstitutet. (2011). *Pulbikation 183 Pelarfot*. Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm.
- Willford, M. R., & Allsop, A. C. (1990). *BRE Report 173 Wind loads on unclad framed buildings during construction*. BRE.

BILAGA 1

Aspekter att beakta vid planering av montage

Konstruktörens bilaga till monteringsplanen bör åtminstone innehålla uppgifter om följande enligt EN1090-2:2018:

- Maximala storleken på konstruktionsdelar samt dess vikt
 - Behövs för att kunna planera transport, lagring samt lyft av dessa på byggarbetsplatsen. Dessa uppgifter kommer oftast fram på sammanställningsritningarna.
- Montageordning av konstruktioner
 - Gör upp en plan för i vilken ordning de olika konstruktionerna ska lyftas på plats. Helst så tydliga som möjligt i ett textdokument med bild och förklaringar i steg för steg, så att de är svåra att missförstå.
 - I denna plan behöver även ingå var tillfälliga stöd behöver vara, vilken typ som ska användas, samt vilken belastning dessa stöd behöver klara av.
- Stämpplan för bjälklag
 - Ifall det finns betongbjälklag som ska gjutas på plats behövs en stämpplan uppgöras för dessa laster, med placeringar på stämpar samt vilka laster de behöver klara.
 - Även vid håldäck behöver en stämpplan uppgöras, där man redogör för hur man stöder balkens fläns så att inte balken vrider sig när håldäcken monteras.
- Anvisningar för när tillfälliga stöd får tas bort
 - I bilagan bör det tydligt komma fram i vilket skede de tillfälliga stöden tidigast får tas bort.
- Skeden eller specialarrangemang som kan vara en säkerhetsrisk under byggskedet
 - Ifall vissa skeden av projektet är extra krävande bör en skild monteringsplan uppgöras för dessa, med utförliga beskrivningar för hur arbetet kan utföras säkert.
- Montagesätt för pelarfot
 - Beskrivning för hur pelaren ansluts till grundkonstruktionen, samt anvisningar för i vilket skede pelarfoten senast måste vara undergjuten för att grundbultarna inte ska bli överbelastade.
- Stabilisering genom skivverkan i tak
 - Ifall trapetsprofilerad plåt används som stabiliserande element, bör det tydligt framkomma i montageplanen att den är stabiliserande och hur stabiliteten av bygget säkerställs innan plåten är monterad.

- Lyft av konstruktioner
 - Anvisningar för hur olika konstruktionsdelar ska lyftas på byggarbetsplatsen, innehållande placering av lyftpunkter så att lyften kan ske säkert och med god precision.

Utöver vad EN1090-2:2018 nämner så säger även Statsrådets förordning om säkerheten vid byggarbeten följande:

”De planer som gäller elementbyggande ska finnas i skriftlig form på byggarbetsplatsen. Konstruktionsplaneraren ska till den som genomför monteringen ge för utarbetandet av planen för montering tillräckliga uppgifter om elementens monteringsordning, det tillfälliga stöttandet av dem under monteringen och om den slutliga festsättningen av elementen så, att stabiliteten bevaras i alla monteringskedan. Dessutom ska ges uppgifter om hur elementen lyfts och hanteras på ett säkert sätt samt om monteringsplattformar, skyddsräcken och andra säkerhetsanordningar under den tid som arbetet varar och om deras fästningspunkter. I de geotekniska planer som gäller byggandet ska den tillfälliga belastning som lyftanordningar och lagringen av elementen medför beaktas.”
(Statsrådets förordning om säkerheten vid byggarbeten 26.3.2009/205, §36)

Mera information hittas i bilaga 3 till denna förordning, där listas de saker man behöver ha med vid monteringsplaner för elementbyggande.

Bygglaster som kan behöva beaktas beroende på byggsätt

Tabell 1. Beskrivning av olika bygglaster enligt EN1991-1-6, tabell 4.1.

Bygglaster (Q_e)				
Last		Modellering och klassificering	ANM. och kommentarer	
Typ	Beskrivning			
Personer, och handverktyg	Q_{ck} Arbetande personal, ledning och besökare, som kan bära handverktyg eller annan lätt utrustning.	Modelleras som jämnt utbredd last, q_{ck} , som placeras på mest ogynnsamma sätt	ANM. 1 Karakteristiskt värde på den jämnt utbredda lasten, q_{ck} , kan anges i den nationella bilagan eller för aktuellt projekt. ANM. 2 Rekommenderat värde är $1,0 \text{ kN/m}^2$. Se även 4.11.2.	
Lagring av flyttbara föremål	Q_{cb} Tillfällig lagring av material och utrustning, t.ex.: – byggmaterial, förtillverkade betongelement och – utrustning	Klassificeras som fri last och bör antingen modelleras som: – jämnt utbredd last, q_{cb} , eller; – koncentrerad last, F_{cb}	ANM. 3 Det karakteristiska värdet av den jämnt utbredda lasten och den koncentrerade lasten kan anges i den nationella bilagan eller för aktuellt projekt. För broar rekommenderas följande minimivärden: – $q_{cb,k} = 0,2 \text{ kN/m}^2$; – $F_{cb,k} = 100 \text{ kN}$ där $F_{cb,k}$ får fördelas över en nominell nominal area vid dimensionering av detaljer. För tungheter på byggmaterial, se EN1991-1-1.	
Icke permanent utrustning	Q_{ce} Icke permanent utrustning som används under byggskedet; endera: – statisk (t.ex. formluckor, ställningar, stödställningar, maskiner, containrar) eller – rörlig (t.ex. rörlig form, lanseringsbalkar och lanseringsnos, motvikter)	Klassificeras som fri last och bör modelleras som: – jämnt utbredd last, q_{ce} .	ANM. 4: Dessa laster kan anges för aktuellt projekt på basis av information från leverantör. Om ingen noggrannare information finns tillgänglig kan lasterna modelleras som jämnt utbredda med ett rekommenderat minsta karakteristiskt värde, $q_{ce,k} = 0,5 \text{ kN/m}^2$. Många dimensioneringsstandarder från CEN är tillgängliga, se t.ex. EN 12811. För dimensionering av formar och stödställningar se EN 12812.	
Rörliga tunga maskiner och rörlig utrustning	Q_{cd} Rörliga tunga maskiner och rörlig utrustning, vanligtvis på hjul eller spårbundna, (t.ex. kranar, hissar, fordon, truckar, elutrustning, domkrafter, tung lyftutrustning)	Om inget annat anges bör lasten modelleras och klassificeras på basis av information i tillämpliga delar av EN 1991.	Om last av fordon inte anges i bygghandlingarna kan de hämtas från EN 1991-2. Information kranlaster finns i EN 1991-3.	
Anhopning av byggavfall	Q_{ce} Anhopning av byggavfall (t.ex. överskott av byggmaterial, schaktmassor eller rivningsmaterial)	Möjligt tryck mot horisontella, lutande eller vertikala delar (som väggar) bör beaktas.	ANM. 5: Dessa lasters storlek kan variera betydligt både i rum och tid beroende på t.ex. typ av material, klimatiska betingelser, den hastighet med vilken bygget fortskrider och tid för upprepning.	
Last från delar av bärverket som befinner sig i ett övergångsstadium	Q_{ef} Last från delar av bärverket som befinner sig i ett övergångsstadium (under uppförande) innan de slutliga dimensionerande lasterna börjar verka (t.ex. last vid lyftning)	Modelleras för de planerade byggfaserna, inklusive deras konsekvenser (t.ex. lasteffekt eller omvänd lasteffekt orsakad av särskilda arbetsmoment i utförandet, som montering)	Se även 4.11.2 för tilläggslast från färsk betong	

Kombinationsfaktorn Ψ_0 för bygglast har värdet 1.0 enligt Finlands nationella bilaga, och för faktorn Ψ_2 som används för kombinerad last i olycksituation används värdet 0.3, detta är dock mycket sällsynt för konstruktioner dimensioneras normalt inte för olyckslaster under byggskedet.