

Planering samt dimensionering av lagerbyggnad

Mathias Lundén

Examensarbete för (YH) ingenjörsexamen
Utbildningsprogrammet för byggnadsteknik
Vasa 2014



EXAMENSARBETE

Författare: Mathias Lundén
Utbildningsprogram och ort: Byggnadsteknik, Vasa
Inriktningsalternativ/Fördjupning: Konstruktionsteknik
Handledare: Allan Andersson

Titel: *Planering samt dimensionering av lagerbyggnad*

Datum: 17.4.2014

Sidantal: 59

Bilagor: 6

Abstrakt

Syftet för detta examensarbete var att planera samt dimensionera en byggnad på 400 m² avsedd för lagerverksamhet på Penvikens industriområde i Jakobstad. Beställaren för detta examensarbete var Ab PH-Bygg Oy. Utgångskravet enligt beställaren var att byggnaden till största del skulle kunna verkställas som en platsbyggd konstruktion med enkla och traditionella lösningar. Därtill skulle byggnaden även planeras så att byggnaden eller delar av byggnaden enkelt skulle kunna konverteras för att tjäna en annan form av verksamhet. Målsättning var att på basis av denna planering skapa behövliga ritningar för ansökande om bygglov.

Byggnadens stomme har primärt valts att utföras i trä, med betong för byggnadens grundkonstruktion. Beräkningarna för byggnadens bärande stomme är utförda i Microsoft Excel, och baserar sig på anvisningar samt handböcker utgivna av branschorganisationer inom byggnadsbranschen enligt gällande Eurokod-standard.

Språk: svenska

Nyckelord: lagerbyggnad, planering, dimensionering

Förvaras: Yrkehögskolornas webb bibliotek Theseus.fi

OPINNÄYTETYÖ

Tekijä: Mathias Lundén
Koulutusohjelma ja paikkakunta: Rakennustekniikka, Vaasa
Suuntautumisvaihtoehto: Rakennesuunnittelu
Ohjaajat: Allan Andersson

Nimike: *Varastorakennuksen suunnittelu ja mitoitus*

Päivämäärä: 17.4.2014

Sivumäärä: 59

Liitteet: 6

Tiivistelmä

Tämän opinnäytetyön päätarkoituksena oli suunnitella ja mitoittaa 400 m² suuruinen rakennus, jonka käyttötarkoitus oli varastotoiminta, Penviikenin teollisuusalueelle Pietarsaareen. Tämän opinnäytetyön tilaaja oli Ab PH-Bygg OY. Tilaajan alkuperäinen vaatimus oli, että rakennus suunniteltaisiin niin, että mahdollisimman paljon voitaisiin paikallerakentaa ja että rakenteet olisivat yksinkertaisia ja lisäksi, että perinteisiä ratkaisuja käytettäisiin. Rakennus pitäisi myös olla suunniteltu niin että koko rakennus tai sen osia voitaisiin helposti muokata palvelemaan muita käyttötarkoituksia. Päätaavoite oli sitten suunnittelun perusteella valmistaa tarvittavat pääpiirustukset rakennuslupaa varten.

Rakennuksen runkomateriaaliin on pääasiallisesti valittu puu ja rakennuksen perustuksiin betoni. Mitoituslaskelmat rakennuksen kantavalle rungolle ovat tehty Microsoft Exceliä käyttäen, ja perustuvat rakennusalan ammattijärjestöjen tuottamiin käsikirjoihin sekä ohjeisiin Eurokoodi-standardien mukaan.

Kieli: ruotsi

Avainsanat: varastorakennus, suunnittelu, mitoitus

Arkistoidaan: Ammattikorkeakoulujen verkkokirjastossa Theseus.fi

BACHELOR'S THESIS

Author: Mathias Lundén
Degree program: Construction engineering
Specialization: Structural design
Supervisor: Allan Andersson

Title: *Structural planning and –design of a warehouse*

Date: 17.4.2014

Number of pages: 59

Appendices: 6

Abstract

The primary purpose of this thesis was to plan and design a 400 m² large building intended for storage operations to the industrial area at Penviken, Pietarsaari. The thesis work was done on behalf of Ab PH-Bygg Oy. The initial requirement was a building that could be constructed on site, with simple and traditional methods. The building was also to be designed in a way that would allow for a conversion of the building or a specific part of the building into serving a different kind of function. Necessary drawings was to be created based on this planning, and then to be used for the construction of the building.

Wood has been chosen as the primary material for the building's frame, combined with concrete for the foundation of the building. The design calculations have been done with Microsoft Excel, and are based on supplements and instructions in accordance with the Eurocode standard created by organizations in the building field.

Language: Swedish

Keywords: planning, design, warehouse

Filed at: The web library Theseus.fi

Innehållsförteckning

1	Allmänt om uppdraget	1
1.1	Inledning	1
1.2	Uppdragsgivaren	1
1.3	Syfte och målsättning.....	1
1.4	Beskrivning av genomförande samt avgränsning	2
1.5	Redovisning av problematik	3
1.5.1	Tolkning av regelverk för dimensionering	3
1.5.2	Grundläggningsförhållanden för byggnadens tomt	4
2	Allmän byggnadsplanering för lagerbyggnaden	4
2.1	Byggnadens utformning.....	5
2.2	Byggnadens tomt	7
2.3	Byggnadens uppvärmning samt värmeisolering.....	9
2.4	Byggnadens ventilation.....	10
2.5	Byggnadens brandsäkerhet	10
2.5.1	Byggnadens brandklass	11
2.5.2	Brandfarlighetsklass samt skyddsgrad.....	11
2.5.3	Brandsektionering, begränsning av brandspridning	12
2.5.4	Krav för konstruktioners bärförmåga	14
2.5.5	Krav för invändiga ytor	14
2.5.6	Ventilering av brandrök.....	15
2.5.7	Utrymning vid brand	15
3	Konstruktionsplanering av byggnadens stomme	16
3.1	Initial planering av byggnadens stomme	16
3.1.1	Platsbyggd trästomme	16
3.1.2	Pelarbalkstomme av limträ	18
3.2	Vald konstruktionslösning för byggnadens stomme.....	19
4	Dimensionering av byggnadens stomme.....	20
4.1	Redovisning av använda regelverk för dimensionering.....	20
4.2	Byggnadens laster	22
4.2.1	Lasttyper	22
4.2.2	Dimensioneringstillstånd	23
4.2.3	Lasternas tidklass.....	23
4.2.4	Byggnadens konsekvensklass.....	24
4.2.5	Kombinering av laster till lastkombinationer	26
4.2.6	Egenvikt.....	28

4.2.7	Snölast	28
4.2.8	Vindlast.....	30
4.3	Dimensionering av byggnadens ytterväggsstomme	36
4.3.1	Laster på ytterväggskonstruktion	36
4.3.2	Ytterväggens hammarband.....	37
4.3.3	Ytterväggens bärbalk.....	37
4.3.4	Ytterväggens regler.....	39
4.3.5	Ytterväggens syll.....	40
4.3.6	Ytterväggens dörreglar	40
4.4	Dimensionering av ytterväggens förstyvande konstruktioner	41
4.4.1	Definition av skivförstyvning.....	41
4.4.2	Laster på ytterväggarnas förstyvande sektioner	44
4.4.3	Kontroll av kapacitet för förband mellan skivor samt regelstomme	45
4.4.4	Kontroll av kapacitet för ytterväggarnas förstyvande sektioner.....	45
4.5	Dimensionering av byggnadens grundmur	46
4.5.1	Laster på byggnadens grundmur.....	46
4.5.2	Kontroll av kapacitet för byggnadens grundmur.....	46
4.6	Dimensionering av byggnadens grundsula	47
4.6.1	Laster på byggnadens grundsula.....	48
4.6.2	Analys av undergrundens dimensionerande bärrighet.....	48
4.6.3	Kontroll av dimensionerande bottentryck	51
4.6.4	Kontroll av grundsulans stabilitet.....	52
4.6.5	Dimensionering mot momentbelastning, huvudarmering för grundsula.....	52
4.6.6	Dimensionering mot skjuvbelastning	53
4.6.7	Dimensionering i brukstillstånd	54
5	Sammanfattning samt slutdiskussion	54
5.1	Sammanfattning av byggnadens allmänna planering	54
5.2	Sammanfattning av byggnadens konstruktion	55
5.3	Vidareutveckling av detta examensarbete	55
5.4	Slutdiskussion	56
	Källförteckning	57

Bilageförteckning

Bilaga 1	Framtagning av lastkombinationer samt lasternas grundvärden
Bilaga 2	Dimensionering av byggnadens ytterväggsstomme
Bilaga 3	Dimensionering av ytterväggens förstyvande konstruktioner
Bilaga 4	Dimensionering av byggnadens sockel
Bilaga 5	Dimensionering av byggnadens grundsula
Bilaga 6	Bygglovsritningar

1 Allmänt om uppdraget

1.1 Inledning

Under december månad 2012 fick jag förfrågningen av min dåvarande arbetsgivare om jag skulle vara intresserad av och ha möjlighet att som examensarbete planera en mindre lagerbyggnad åt företaget.

Företaget ämnar i detta fall hyra ut lagerbyggnadens utrymmen i sin helhet eller i delar till kunder i behov av lagerutrymme, möjligen även till kunder som ämnar använda utrymmet för tillverkning.

Den aktuella tomt har tidigare varit under planering i syfte att verkställa en liknande typ av byggnad, men planeringen samt verkställande har lämnats på hälft p.g.a. tidsbrist. Denna tidigare planering kommer inte att beaktas, utan en helt ny planering kommer att utföras. Lagerbyggnaden är det första skedet i planering av den aktuella tomten, ett senare skede innefattar eventuellt en större industribyggnad.

Lagerbyggnaden är tänkt att kunna utföras till största del som platsbyggd konstruktion med traditionella samt enkla konstruktionslösningar. Detta för att enkelt kunna verkställas på basis av intressenternas tidskrav, samt även för att kunna anpassas efter eventuella verksamhetsändringar, men även med hänsyn till en framtida större industribyggnad.

1.2 Uppdragsgivaren

Uppdragsgivaren för detta examensarbete är OY PH-Bygg AB som är ett medelstort byggnadsföretag verksamt sedan år 2009 i Pedersöreregionen med omnejd. Företaget ägs och drivs av byggnadsingenjör Patrick Häggblom och dess huvudsakliga verksamhetsområde innefattar: nybyggnad, renovering samt sanering i både stor- och småskaligt format.

1.3 Syfte och målsättning

Uppdragets huvudsyfte består av att planera samt dimensionera en lagerbyggnad till Penvikens industriområde i Jakobstad. Lagerbyggnaden är tänkt att kunna hyras ut i sin

helhet eller i delar till kunder i behov av småskaligt lagerutrymme. Möjligen kan hallen även tänkas att hyras ut som produktionsutrymme.

Ett sekundärt syfte blev också givet för uppdraget. Det innefattar vidare planering av den tänkta tomten för möjlig vidare byggnation, i form av en eventuell större industribyggnad, utöver den initiala lagerbyggnaden.

Målsättningen är planera samt konstruera en lösning som är möjligt att till största del verkställa som platsbyggda konstruktioner med enkla konstruktions lösningar, samt producera behövliga ritningar för bygglov samt verkställande.

Tidpunkten för själva verkställandet av projektet har initialt lämnats öppen p.g.a. att uppdragsgivaren har andra projekt som prioriteras högre, men projektet bör kunna verkställas vid sådan tidpunkt att tid ges eller möjliga intressenter hittas.

1.4 Beskrivning av genomförande samt avgränsning

Arbetet kommer till största del att innefatta själva planeringen samt dimensionering av lagerbyggnadens konstruktion, men även allmän byggnadsplanering av byggnadens utformning. Planeringen av byggnadens utformning kommer delvis att baseras på uppdragsgivarens tänkta krav på storlek, utseende och användningsändamål.

Dimensioneringsberäkningarna ämnas utföras genom manuell beräkning med stöd av Microsoft Excel för att underlätta eventuella ändringar samt korrigerings. Som regelverk samt som stöd vid dimensioneringsberäkning används handböcker baserade på Eurokod-standarder.

Arbetet inleddes i början av januari 2013 med att en initial planering i samråd med uppdragsgivaren, för att fastställa byggnadens storlek samt preliminära utformning och kort därefter startade själva planeringen av projektet. Vid detta tillfälle sattes den preliminära tidpunkter för bygglov till våren 2013 samt byggstart till sommaren 2013.

Redan i det skede då jag började skapa mig en bild över detta projekt konstaterade jag att mycket tid kommer att behöva läggas ner på att planera samt dimensionera lagerbyggnaden. Således kommer arbetet att avgränsas så att vikten kommer att läggas på det som i detta fall är mest väsentligt för beställaren i nuläget, d.v.s. planering samt dimensionering av den tänkta lagerbyggnaden. Det sekundära syftet, d.v.s. eventuell vidare planering av tomten,

kommer endast att undersökas i den meningen att den aktuella hallen placeras fördelaktigt med hänsyn till vidare byggnation av tomten.

Med förbehåll för att tidsplanen för själva verkställandet av detta projekt skulle ha möjlighet att variera, och eventuellt flyttas, så togs beslutet att ytterligare avgränsa detta arbete så att behövliga ritningar för verkställande, d.v.s. arbets- och tillverkningsritningar, inte tas med i detta examensarbete. Dessa ritningar färdigställs i ett senare skede då byggnation blir aktuellt.

Genom dessa avgränsningar kan vikten läggas på ett specifikt mål, i form av planering samt dimensionering av den tänkta lagerbyggnaden samt ansökande av bygglov för denna.

1.5 Redovisning av problematik

Följande kapitel innefattar beskrivning av de problem som uppdagades i samband med arbetets inledningsskede.

1.5.1 Tolkning av regelverk för dimensionering

I och med att arbetet till största del består av dimensionering, så kommer detta att innebära att regelverk som beskriver kraven som ställs på bärande konstruktioner måste användas och följas för att säkerställa att konstruktionen håller och fungerar med tillräcklig säkerhet.

Eurokod-standarderna samt tillhörande nationella bilagor måste från och med år 1.11.2007 användas vid dimensionering av bärande konstruktioner. Tidigare, före 2007, har Finlands Byggnadsbestämmelsesamling definierat dessa krav. (Tietoa Eurokoodeista, Rakentamismääräykset ja Eurokoodisuunnittelu).

I ett tidigt skede av arbetet konstaterades det att Eurokod-standarderna i vissa fall kan vara mycket svårtolkade och klumpiga, speciellt med beaktande av att flera av de saker som skall dimensioneras samt kontrolleras inte, vid detta skede då arbetet med examensarbetet inleddes, behandlats i undervisningen.

Således valdes bl.a. Suomen Rakennusinsinöörien Liittos, RIL:s, handböcker, p.g.a. deras enkel- och begriplighet, att användas som huvudsakliga regelverk för dimensionering av byggnadens konstruktioner. RIL:s publikationer är baserade på gällande Eurokod-standarder

samt tillhörande nationella bilagor, och således helt erforderliga med hänsyn till användning som regelverk.

1.5.2 Grundläggningsförhållanden för byggnadens tomt

På den tänkta tomten för den aktuella hallen hade det ännu inte i det skedet, att arbetet med planeringen påbörjades, utförts någon markundersökning. Detta medför stora problem samt osäkerhet för själva dimensioneringsprocessen eftersom att grunden som hela byggnaden vilar på, och som skall fördela byggnadens last ner till marken, inte kan dimensioneras med tillräcklig säkerhet.

Denna osäkerhet orsakas av att dimensioneringen av grundsulor helt är beroende av det tillåtna bottentryck som den underliggande marken klarar av att bära, d.v.s. markens dimensionerande bärighet. (RIL 207-2009 kap. 2.4 samt 6.5.2).

Det tillåtna bottentrycket bör erhållas enligt direktiv i av geotekniker utförd geoteknisk markundersökningsrapport, som är utförd i enlighet direktiv i gällande standarder. (RIL 207-2009 kap. 2.8).

För att komma framåt i dimensioneringsprocessen har det, i samråd med uppdragsgivaren, tagits beslutet att det tillåtna bottentrycket, d.v.s. markens dimensionerande bärighet, antas till 0,20 MPa. Detta värde är baserat på en tidigare markundersökning som har blivit utförd på en angränsande tomt några år tidigare, men det antagna värdet för markens dimensionerande bärighet har sänkts i förhållande till detta riktvärde för att få någon form av säkerhet för själva planeringsskedet.

Dock måste detta antagna värde säkerställas genom att utföra en markundersökning på den aktuella tomten, varpå dimensioneringsberäkningarna kontrolleras enligt given rapport, innan själva byggnationen startar.

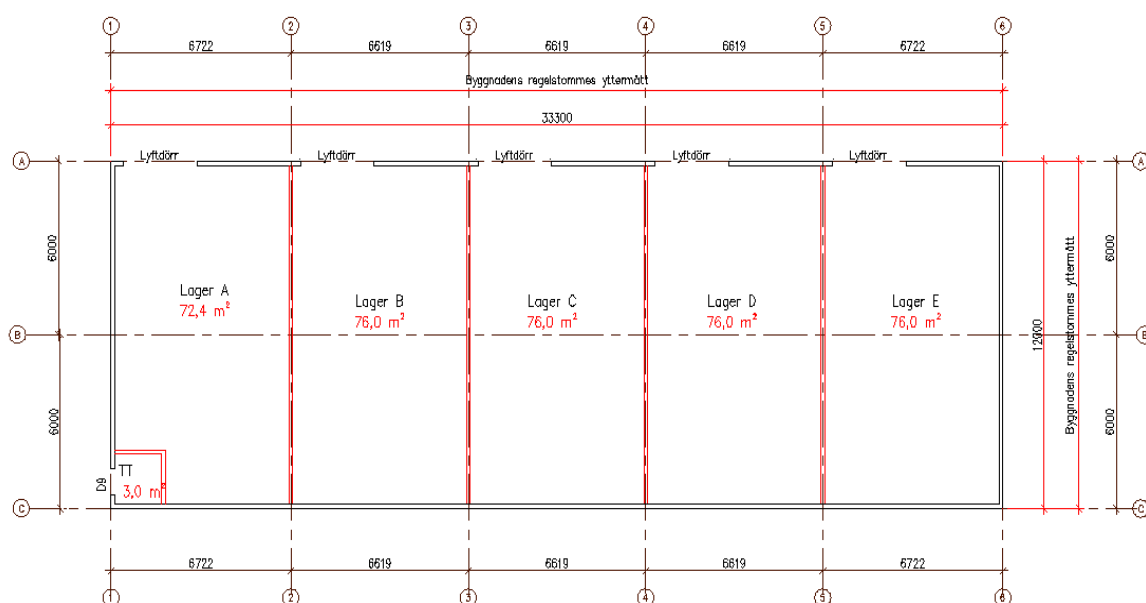
2 Allmän byggnadsplanering för lagerbyggnaden

Allmän byggnadsplanering innefattar här planering av hallens utformning samt övrig allmän planering i enlighet med förordningar och direktiv i Finlands Byggnadsbestämmelsesamling, som reglerar all form av byggnation i Finland.

Även den aktuella stadens, i detta fall Jakobstads, byggnadsförordning har beaktats för att tillgodose och uppfylla de lokala kraven som ställs på byggnation i vissa punkter.

2.1 Byggnadens utformning

Hallens utformning kommer att baseras på beställarens grundkrav. Enligt inledande planeringsmöte under januari 2013 fastslogs byggnadens preliminära storlek enligt beskrivning i följande planskiss.



Figur 1. Preliminär CAD-skiss över byggnadens plan.

Enligt definition i figur 1 så begränsas hallens storlek till omkring 400 m², med yttermått för byggnadens stomme på 33,3 m x 12,0 m. Lagerbyggnaden indelas preliminärt i fem stycken lagerdelar som skiljs åt från varandra genom mellanväggar. Lager del A innehåller även ett tekniskt utrymme för huvudcentral och inkommande vatten. För vidare främja för eventuell verksamhetsändring, så förses det tekniska utrymmet även med VVS-teknik för möjlig utbyggnad till sanitetsutrymme.

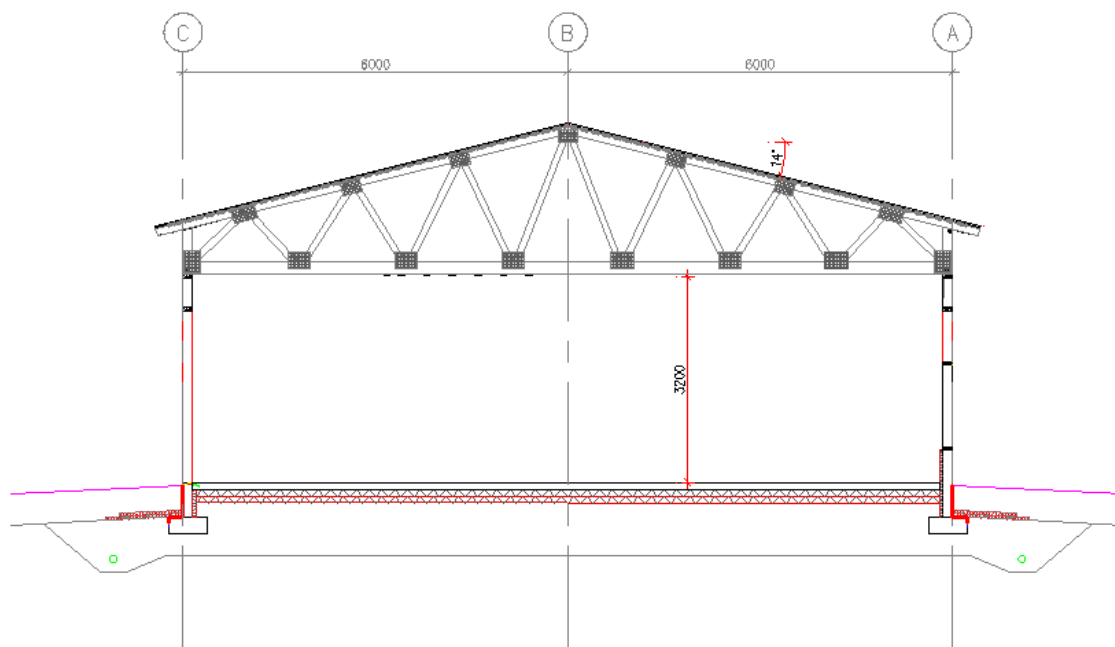
För att ännu utöka flexibiliteten för lagerdelarna, så bör man möjliggöra byggande av sanitetsutrymmen i varje lagerdel. Detta skulle utföras genom att, i samband med att hallens innergolv byggs, färdigt dra behövlig VVS-teknik till sanitetsutrymmenas tänkta placering. Dessa sanitetsutrymmen skulle i sådana fall placeras mot lagerdelarnas bakre väggar, på motsatt sida om lyftdörrarna.

Varje lager del förses med en lyftdörr med gångdörr för att underlätta rörelse. Lagerdelarnas lyftdörrar placeras intill de avskiljande mellanväggarna för att skapa utrymme för eventuell inredning i form av hyllor eller bord på motsatt vägg.

I detta skede togs beslutet att utföra hallens bärande stomme således att de lagerdelsavskiljande mellanväggarna utförs som icke-bärande, så att de eventuellt kan flyttas eller helt och hållet avlägsnas vid möjlig verksamhetsändring eller eventuell förstoring av någon lagerdel. Mellanväggarna bör även utföras så att de har kapacitet nog att fästa inredning i dessa.

Byggnaden ämnas uppföras med endast en våning med en fri innerhöjd på 3,2 m. Takets lutning sätts till 14° för att uppfylla de krav för minimilutning som maskinfalsade plåttak kräver. (Plannja kattotuotteet: Asennus- ja suunnitteluohjeet)

För att få en överblick över byggnadens utseende samt utrymme, skapades en preliminär skärningsskiss enligt figur 2.



Figur 2. Preliminär CAD-skiss över byggnadens skärning.

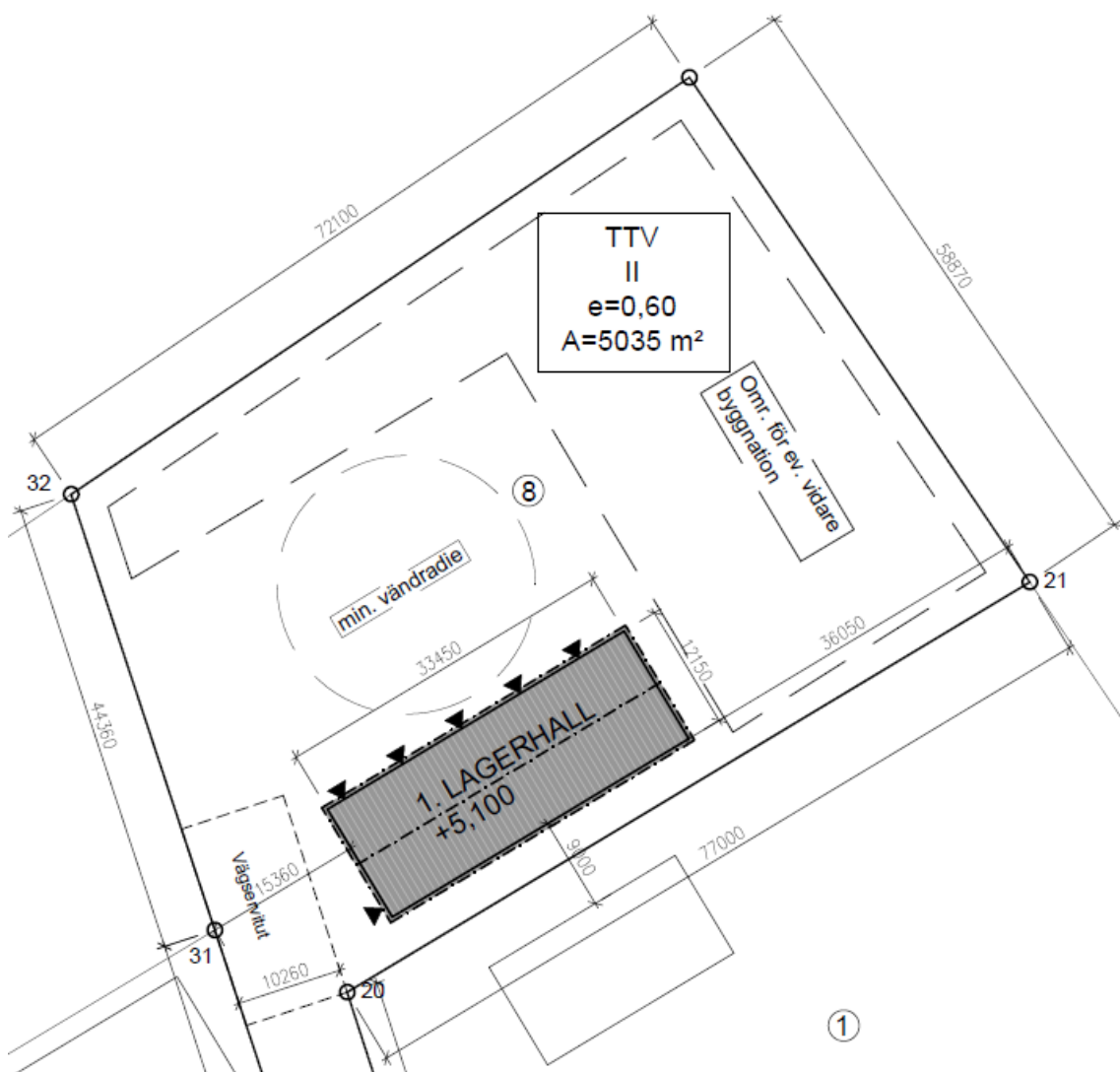
Modullinjerna C samt A i figur 2 skär ytterväggsstommens reglars ytterkant. Enligt följande skiss över byggnadens skärning i figur 2 fås byggnadens preliminära höjd från färdig mark som cirka 5,6 m.

Byggnadens sockel har höjts så att själva ytterväggens trästomme startar cirka 0,5 m från hallens innergolv. Detta ger en mera starkare och slagtåligare yta den sockeln utgörs av betong eller murverk som inte är lika känsligt för stötar som t.ex. gips. Ett fönster har även placerats in i respektive lager delars bakre vägg för möjliggöra ljusinsläppning.

2.2 Byggnadens tomt

Tomtens tillstånd vid starten för planering var att den var relativt klar för byggnation, eftersom att den var röjd från vegetation och växtlighet, samt att yt-material var bortschaktat från medparten av tomtens södra halva.

Tomten befinner sig på Penvikens industriområde i Jakobstad. Byggnadens tänkta placering på den aktuella tomten definieras i figur 3.



Figur 3. CAD-skiss över byggnadens placering på tomten.

Enligt definition i figur 3 så placeras byggnaden vid det sydvästra hörnet av tomten i närheten av tomtens infartsväg, dock så att trafik till och från tomten ännu löper smidigt.

En streckad cirkel med en radie på 12.5 m, framför den tänkta hallen, markerar den absoluta minimi svängradien för långtradare med full kombination. Den har satts in för att definiera det område som inte kan användas för byggnation ifall framtida behov av långtradartransport på tomten skall vara möjlig. (RT 98-10915 Ajoväylät, hitaasti liikennöitävät 2008).

Erforderligt skyddsavstånd med hänsyn till brandspridning till närliggande byggnader, enligt definition i Finlands Byggnadsbestämmelsesamling E1, är minst 8 meter, ifall detta avstånd underskrids skall byggnaden sektioneras för att förhindra denna möjliga spridning. Byggnaden bör således flyttas tre meter från den tomtgränsen som gränsat mot tomt nummer 1 för att skapa ett tillräckligt skyddsavstånd till på denna tomts befintliga byggnad.

Här har byggnaden flyttats fyra meter från tomtgränsens för att uppfylla de krav som Jakobstads byggnadsordning ställer. Skyddsavstånd med hänsyn till brandspridning behandlas vidare i kapitel 2.4.3. (E1 2011 Finlands Byggnadsbestämmelsesamling kap. 9.1, Byggarensguide: Jakobstad samt Larsmo, s. 48).

Vid tomtens infart finns ett punkt-streckat område, definierar ett väggsservitut till tomt nummer 6, som vetter mot tomtens nordvästra hörn, och detta måste beaktas vid placering av byggnaden för att möjliggöra användning av denna väg. Tomt nummer 6 har rätt att kunna använda området för väggsservitut vid infart, och således får området inte användas så att detta förhindras.

Då vidare byggnation beaktas, med hänsyn till begränsningar enligt vändradie, så lämnas ett stort område vid tomtens nordöstra gräns, om cirka 1700 m², samt ett litet avlångt område vid tomtens nordvästra gräns som kan användas för vidare byggnation. Det större området lämpar sig exempelvis för en större hallbyggnad och det mindre kunde eventuellt innefatta en mindre lagerbyggnad.

I detta skede av planeringen hade inte någon typ av kommunalteknik, d.v.s. vatten, el samt avlopp, dragits till tomten. Genom att placera byggnadens tekniska utrymme nära tomtens södra gräns så minimeras kostnaderna samt arbetsåtgången för detta.

2.3 Byggnadens uppvärmning samt värmeisolering

Denna byggnad kommer att planeras enligt kategorin: ”*delvis uppvärmt utrymme*” eller s.k. ”*halvvarm*”, p.g.a. att det inte är tänkt för normal vistelse. Således kommer kraven på byggnadsdelarnas värmegenomgångskoefficienter, d.v.s. kraven på byggnadens mantels värmeisoleringsförmåga, att minska och byggnaden behöver inte nödvändigtvis isoleras eller uppvärmas i samma mån som exempelvis ett normalt bostadshus. (C3 Finlands Byggnadsbestämmelsesamling kap. 1.2 samt 3.2.2).

Kraven för byggnadsdelars värmegenomgångskoefficienter, eller s.k. U-värde, för halvvarma byggnader erhålls enligt Finlands Byggnadsbestämmelsesamling C3 kapitel 3.2.2 enligt följande:

- Vindsbjälklag/övrebjälklag, (YP): 0,14 W/m²K
- Ytterväggar, (US): 0,26 W/m²K
- Bottenbjälklag/ bjälklag mot mark, (AP): 0,24 W/m²K
- Fönster och dörrar: 1,40 W/m²K

De tänkta konstruktionstypernas värmegenomgångskoefficienter har beräknats med hjälp av Puuinfos Excel-baserade beräkningsprogram, och erhålls enligt följande:

- Byggnadens övrebjälklag, (YP): 0,11 W/m²K
- Byggnadens ytterväggar, (US): 0,19 W/m²K
- Byggnadens bottenbjälklag, (AP): 0,12 W/m²K

(U-värden beräknade med Puuinfos: Alapohjan U-arvo.xlsx samt Puurakenteet U-arvo, hittas på www.Puuinfo.fi).

Då de beräknade värmegenomgångskoefficienterna jämförs mot kraven för en halvvarm byggnad så fås att de tänkta konstruktionerna uppfyller dessa krav. Byggnadens fönster och dörrar kommer att utföras med en värmegenomgångskoefficient om 1,0 W/m²K, som också uppfyller de krav som gäller för fönster och dörrar i halvvarma byggnader.

Byggnadens uppvärmning ämnas preliminärt, enligt uppdragsgivarens önskemål, utgöras av en stycken luftvärmepump per lager del. Detta för att separat kunna reglera värme i varje lager del enligt användarnas behov. Det tekniska utrymmet förses dock med någon form av värmeelement för att kunna bibehålla en konstant temperatur samt förhindra förfrysning av inkommande vatten i utrymmet.

2.4 Byggnadens ventilation

Enligt Finlands Byggnadsbestämmelsesamling D2 så ges det inga direkta samt specifika krav för ventilation i lagerbyggnader av denna typ. (D2 2012 Finlands Byggnadsbestämmelsesamling).

Byggnadens ventilation kommer att utgöras av självdragsventiler, där varje lager del förses med separat ventilation. I sådant fall att någon del eller eventuellt hela byggnaden konverteras till produktionsutrymme, så skall ventilationen planeras och uppdateras enligt den tänkta verksamhetens krav.

2.5 Byggnadens brandsäkerhet

Vid planering samt dimensionering av byggnader utgör brandsäkerheten en mycket viktig faktor. Byggnader måste planeras således att de är säkra att använda med hänsyn till eventuell brand. Kraven för byggnaders brandsäkerhet regleras i huvudsak av Finlands Byggnadsbestämmelsesamling, men även kommun- eller räddningsverksspecifika strängare krav kan förekomma.

Vid planering samt dimensionering av byggnad skall följande väsentliga krav med hänsyn till brandsäkerhet beaktas och uppfyllas:

- Uppkomsten av brand, d.v.s. brandrisken, skall strävas att minimeras.
- Bärande konstruktioner skall klara av att bibehålla sin bärande förmåga under en minimi tid som fastställs enligt typspecifika krav.
- Spridning av brand samt av brand uppkommen rök skall begränsas
- Personer skall kunna rädda sig eller räddas vid eventuell brand.
- Säkerheten för räddningspersonal smed hänsyn till eventuell brand skall beaktas

(E1 2011, kap 1.2).

Kraven på brandsäkerheten varierar i enlighet med byggnadens storlek, typ och användningsändamål. Exempelvis en skola har mycket högre krav för brandsäkerhet än ett normalt bilgarage. Dock måste alla typspecifika krav beaktas och följas, i planerings- samt själva verkställningsskedet, för att uppnå en brandsäker byggnad.

2.5.1 Byggnadens brandklass

Byggnader indelas enligt deras huvudsakliga användningsändamål i brandklasserna P1, P2 samt P3, varav brandklass P1 innehåller de strängaste kraven samt P3 de mildaste. Dessa brandklasser definierar därefter vilka krav som bör uppfyllas för respektive byggnad samt dess byggnadsdelar. Denna byggnad strävas till att uppföras i brandklass P3 för att minimera brandkraven. (E1 2011, kap. 3.1.1).

Denna byggnads tänkta användningsändamål är lagerbyggnad, och således bör de krav som ställs för byggnader av typen produktions- och lagerbyggnader beaktas och tillämpas. Vid händelse av eventuell verksamhetsändring så måste de krav på brandsäkerhet som gäller för det nya användningsändamålet beaktas och uppfyllas. (E1 2011, s. 7 samt kap 3.1).

Produktions- och lagerbyggnader i brandklass P3 får endast utföras med en våning samt ha en byggnadshöjd på högst 14,0 m, denna byggnadshöjd definieras som höjden från färdig mark till skärningspunkt mellan yttervägg och tak. Därtill begränsas även våningsarealen för byggnader i P3 med endast en våning i allmänhet till högst 2400 m², men då byggnaden i P3 utförs som lagerbyggnad erhålls det ingen specifik begränsning för våningsarealen. (E1 2011, tabell 3.2.1).

2.5.2 Brandfarlighetsklass samt skyddsgrad

Byggnader samt eventuellt byggnadsdelar i kategorin produktions- samt lagerbyggnader indelas i två brandfarlighetsklasser i enlighet med hur stor risken är att en brand inträffar, d.v.s. hur brandfarlig en specifik byggnad eller byggnadsdel är baserat på dess verksamhet.

Till Brandfarlighetsklass 1 hör verksamhet som endast medför liten brandfara och till Brandfarlighetsklass 2 hör verksamhet som medför stor brandfara eller explosionsrisk. (E2, kap. 2).

Eftersom det i denna byggnad preliminärt endast är tänkt att bedriva lagerverksamhet, faller byggnaden under kategorin Brandfarlighetsklass 1. Om verksamheten ändras bör dessa krav ses över och korrigeras enligt direktiv för ny verksamhet. (E2, kap. 2).

Byggnadens skyddsgrad definierar med vilka typer av medel byggnaden bör förses med, för att underlätta släcknings- samt räddningsarbete. Tre olika skyddsgrader förekommer:

- Skyddsgrad 1: Primärsläckningsutrustning (handsläckare samt/eller brandposter)

- Skyddsgrad 2: Primärsläckningsutrustning enligt Skyddsgrad 1 samt automatisk brandlarmanläggning som larmar lokal nödcentral.
- Skyddsgrad 3: Primärsläckningsutrustning enligt Skyddsgrad 1 samt automatisk släckningsanläggning, t.ex. sprinkleranläggning.

Byggnadens skyddsgrad definieras i enlighet med byggnadens brandfarlighetsklass. I vissa specialfall bör byggnadens brandsäkerhetsutrustning planeras i samråd med den lokala räddningstjänsten för uppnått en säker och fungerande lösning. (E2, kap 3.0).

Då byggnaden tillhör Brandfarlighetsklass 1 är släckningsutrustning i enlighet med Skyddsgrad 1 erforderligt. (E2, kap 3.0).

2.5.3 Brandsektionering, begränsning av brandspridning

Byggnaden skall, för att hindra spridning av brand, sektioneras i brandceller med hjälp av brandsektioner. Olika brandceller erhåller specifika krav i enlighet med deras användningsändamål.

En enskild brandcells storlek begränsas även enligt byggnadens brandklass samt användningsändamål, således kan en byggnad tvingas indelas i många olika brandceller ifall byggnaden är stor samt verksamheten varierar kraftig i byggnadens olika delar. Därtill måste även våningar sektioneras från varandra. Detta utförs vanligen genom att uppföra våningar som skilda brandceller. (E1 2011, kap. 5).

Brandsektionens sektioneringsförmåga/brandmotstånd, d.v.s. dess förmåga att isolera eller skydda mot brand, betecknas med bokstäverna E; I och M. Bokstaven E står för integritet, d.v.s. hindrande av brand- samt rökspridning; bokstaven I står för isolering, d.v.s. förmåga att isolera mot värmen som uppstår vid brand och bokstaven M står för slagstålighet. Bokstäverna följs av en siffra som beskriver minimikravet på motståndstiden. Exempelvis en sektionerande vägg med beteckningen EI 60 måste uppfylla minimikravet på 60 minuters brandmotstånd. (E1 2011, s. 5).

För en produktions- samt lagerbyggnader i brandklass P3, Brandfarlighetsklass 1 samt med Skyddsgrad 1 begränsas den största arealen för en brandcell till 2000 m². Detta gäller således för brandceller per våningsplan eftersom våningar måste sektioneras enskilt från varandra. (E2, kap. 6).

De arealsektionerande byggnadsdelarna för en produktions- samt lagerbyggnad i brandklass P3, Brandfarlighetsklass 1 samt med Skyddsgrad 1 måste uppföras med kraven EI-M 90, d.v.s. brandvägg som motstår brand, stänger ute rök, är av slagttåligt material samt isolerar mot värme i minst 90 minuter. (E2, kap. 6).

I denna byggnad kommer inte våningssektionering att bli aktuellt eftersom byggnad endast utförs med en våning. Arealsektionering samt sektionering enligt användningssätt skall dock beaktas. Byggnadens totala våningsyta är 406,4 m² och samma verksamhet utförs i hela byggnaden. Enligt Jakobstads Brandinspektion så skall dock de respektive lagerdelarna sektioneras från varandra med en sektionerande konstruktionsdel av typen EI30.

Denna sektionering är möjlig att utföra genom att uppföra väggarna mellan lagerdelarna som EI30 ända upp till byggnadens vattentak. En motivering till detta krav på sektionering var att eftersom lagerdelarna ämnas hyras ut till privatpersoner, så kan man inte helt säkerställa att dessa följer de begränsningar som ställs för ett utrymme som klassas som lager. (E1 2011, kap. 5.1).

Om verksamheten i någon lagerdel hel ändras skall den eller de berörda lagerdelarnas sektionerande konstruktioner uppdateras enligt de krav som ställs för brandsektionering enligt den verksamheten. (E1 2011, kap. 5.1).

Byggnader skall även sektioneras eller planeras således att brandspridning till närliggande byggnader förhindras till den grad att det inte äventyrar personsäkerheten. Ifall avståndet mellan närliggande byggnader är mindre än 8 m så skall brandspridningen begränsas genom konstruktiv sektionering, d.v.s. brandsektionering. (E1 2011, kap. 9.1).

För produktions- och lagerbyggnader i brandklass P3 gäller, då avståndet till närliggande byggnad underskrider 8 m, att dessa sektioneras med byggnadsdelar med brandkravet EI-M 60. (E1 2011, kap. 9.2).

Som ovannämnt i kapitel 2.2 uppfyller byggnaden kravet på brandsäkerhet med hänsyn till brandspridning till närliggande byggnader eftersom. att avståndet mellan byggnaden och närmaste intilliggande byggnad är 9,0 m.

2.5.4 Krav för konstruktioners bärförmåga

Bärande konstruktioner skall, under brandbelastning, kunna bibehålla sin bärförmåga enligt en viss minimitid som fastställs enligt konstruktionens typ samt byggnadens brandklass. Denna minimitid betecknas med bokstaven R följt av det gällande tidskravet för bärighet i minuter, exempelvis en bärande konstruktion med bärighetskrav R 60 betyder att konstruktionen skall kunna motstå brandbelastning i 60 minuter utan att förlora sin bärförmåga. (E1 2011, kap 6).

I vissa fall kan kravet på bärförmåga underskrida det kravet som ställs på integritet samt isolering, d.v.s. en sektionerande konstruktion kan ha ett krav på att bibehålla bärförmågan i minimum 60 minuter med att erhålla ett krav på integritet samt isolering i 90 minuter, i sådana fall skall det krav som ger längst krav för brandmotståndstid användas. (E1 2011, kap. 6.1.2).

För produktions- och lagerbyggnader i brandklass P3 ges inga specifika krav för bibehållande av konstruktioners bärförmåga, men för att beakta eventuella verksamhetsändringar i byggnaden så ämna ett krav om R15 tillämpas för byggnadens bärande konstruktioner. (E1 2011, tab. 6.2.1).

2.5.5 Krav för invändiga ytor

För att minska eventuell spridning av brand p.g.a. invändiga ytors material, skall byggnadsmaterial som används ha sådana egenskaper att de inte medverkar till fortsatt spridning av branden på ett sådant sätt att de inte ger upphov till fara. (E1 2011, kap 8.1).

För produktions- och lagerbyggnader i brandklass P3 samt Brandfarlighetsklass 1 måste invändiga ytor på väggar och tak uppfylla klasskravet D-s2,d2, vilket avser att byggnadsvaror vars medverkan till brand godkänns, avger ringa rökproduktion samt producerar brinnande droppar. (E1 2011, tab. 8.2.2 samt s. 5 - 6).

Enligt definitioner i detta krav kunde exempelvis byggnadens ytterväggar väljas att inte bekläs, utan istället lämnas helt öppna. Dock kommer ytterväggarna, av praktiska skäl, att bekläs med gips eller alternativ plåt.

2.5.6 Ventilering av brandrök

Ventilering av eventuell brandrök skall vara möjligt i byggnadens respektive utrymme. För produktions- samt lagerbyggnader i brandklass P3 samt med Skyddsgrad 1 kan ventilering av brandrök utföras genom självdrag genom att utnyttja byggnadens fönster, luckor eller stora och höga dörrar. Objektspecifikt tillvägagångssätt gällande ventilering av brandrök kan även förhandlas med den lokala räddningstjänsten. (E2, kap. 7).

För att en öppning skall kunna klassas som att vara lämpad för ventilering av brandrök så måste öppningens totalareal vara en andel på 0,25 – 2,0 % av brandcellens areal. Ifall fönster ämnas användas för ventilering av brandrök, måste dessa befinna sig i rumsutrymmets övre del samt vara öppningsbara eller enkla att söndra. (E2, kap 7.2.1).

I denna byggnad är det tänkt att ventilering av brandrök ska ske genom att utnyttja respektive lagerdelars lyftdörrar. För att vara på säkrare sidan så väljs att erforderlig totalareal för öppning avsedd för ventilering av brandrök att beräknas utgående från 1,5 % av cellens areal. Enligt detta fås att den erforderliga öppningsstorleken minst måste vara 6,1 m². Lyftdörrarnas öppningsareal är 7,3 m², vilket är tillräckligt för att kunna användas i ventileringssyfte.

Dock enligt direktiv från Jakobstads Byggnadsnämnd så kan ventilering av brandrök, för detta specifika projekt, utföras med de fönster som befinner sig i respektive lager dels bakre väggar, förutsatt att dessa fönster utförs som helt öppningsbara.

2.5.7 Utrymning vid brand

Vid en eventuell brand eller annan typ av nödsituation, måste de personer som befinner sig i byggnaden kunna utrymma byggnaden på ett säkert sätt. Med detta menas således att byggnaden skall ha tillräckligt många, tillräckligt rymliga samt lämpligt placerade lättanvändliga utgångar för detta ändamål. (E1 2011, kap. 10.1).

För produktions- och lagerbyggnader får förbindelsevägens största längd till utgång i allmänhet högst vara 45 meter, förutsatt att det finns flera än en stycken utgångar, i annat fall får förbindelsevägens största längd till utgång var högst 30 meter. Detta kommer inte att utgöra något problem i den aktuella hallen eftersom lagerdelarnas största rumsmått endast är 11,7 meter. (E2, kap. 10.2.2).

För ett utrymme i en byggnad där personer förutom tillfälligt vistas eller arbetar skall det finnas minst två stycken skilt förlagda utgångar. Eftersom den tänkta hallen preliminärt endast ska användas som lagerutrymme bör den inte uppfylla ovannämnda krav på antal utgångar. (E1 2011, kap. 10.3).

I E1 Finlands Byggnadsbestämmelsesamling definieras det inte några specifika krav för nödutgångar för byggnader av den aktuella typen samt storleken, och således undersöks inte andra möjliga alternativ till nödutgångar för detta projekt, utan utrymning är tänkt, för varje lager del, att ske via lyftdörrarnas gångdörrar eller alternativ lagerdelarnas fönster.

3 Konstruktionsplanering av byggnadens stomme

Följande kapitel innefattar konstruktionsplanering av hallens bärande stomme, samt en kort översikt över lämpliga stommelösningar för det aktuella projektet.

3.1 Initial planering av byggnadens stomme

Enligt krav från uppdragsgivaren, så ville denna ha en konstruktionslösning som går att verkställa som platsbyggd med enkla lösningar. Således blir det aktuellt med en spirad regelstomme som huvudbärverk i byggnadens ytterväggar. Det vill säga att byggnadens bärande stomme utgörs av traditionella lösningar för träkonstruktioner enligt samma princip som tillämpas på mindre träbyggnader, t.ex. egnahemshus. (RT 82-10820 Pientalon puurakenteet kap. 4 – 8).

För att ge uppdragsgivaren en översikt över alternativa lösningar, gjordes en kort studie i andra möjliga konstruktionslösningar för det aktuella projektet. Trä har valts att användas som huvudmaterial.

3.1.1 Platsbyggd trästomme

Då platsbyggd trästomme används kommer ytterväggarnas bärande stomme, enligt ovannämnt, att utgöras av en spirad regelstomme. Regelstommen kan tillverkas av lösvirke, eller i sektionselement som tillverkas på plats och som sedan reses upp och fixeras. Ytterväggens trästomme är även tänkt att förses med en förstärkning, vid ytterväggens övre

del, för att fördela last vid dörrar samt fönster. (RT 82-10820 Pientalon puurakenteet kap. 4 – 8).

Som huvudbärverk för vattentaket så används fackverkstakstolar, då dessa lämpar sig utmärkt då spännvidden är 12 m samt höjden för takstolarna är cirka 2,0 meter. Fackverkstakstolar bör beställas som prefabricerade p.g.a. kravet på deras mått noggrannhet, därtill är det inte fördelaktigt att tillverka dylika på plats p.g.a. den stora tidsåtgången. (RT 85-10495 Puuristikot- ja kehät kap. 2.4)

Byggnadens sockel kan utföras som platsgjuten grundmur av betong eller murad leca-sockel, som fördelar last ner till själva grundkonstruktionen. Alternativ kan sockelelement användas, men detta medför dock att dessa antingen måste beställas från betongelement tillverkare eller tillverkas på plats.

Grundkonstruktionen bör, då grundmur samt leca-sockel används, utföras med någon typ av långsträckt grundsula, d.v.s. väggsula, för att enkelt kunna fördela lasten från sockeln till bärande mark. I kombination med sockelelement kunde grundsulan alternativt tänkas att utföras som pelarsulor, d.v.s. med bärande sockelbalkar som spänner mellan pelarsulorna.

Detta skulle minska på den totala betongvolymen för grundkonstruktionen, men eftersom sockelbalken skulle vara tvungen att fördela all last från ytterväggen mellan pelarsulorna så skulle sockelbalkens kapacitet kraftig behöva ökas genom större dimensioner samt mer armering. För denna typ av enkel platsbyggd lösning anses det inte lämplig att utföra grunden med pelarsulor, utan den långsträckta väggsulan är mera lämpad.

För förstyvning av stommen i höjdlid kan man utnyttja skivverkan i form av skivförstyvning i byggnadens ytterväggar och för förstyvning av stommen i längdled kan man eventuellt också utnyttja skivförstyvning i byggnadens vindsbjälklag. (RIL 244-2007 kap. A3)



Figur 4. Exempel på platsbyggd trästomme för mindre träbyggnader (Trendikoti 29.10.2009).

3.1.2 Pelarbalkstomme av limträ

Som alternativt till den platsbyggda stomme kunde man tänkas använda pelarbalklösningar i limträ för den bärande stommen, d.v.s. med stora limträpelare som bär upp takets huvudbalkar, som i sin tur utgörs av limträbalkar. Lasten från taket fördelas av limträbalkar ner till pelarna. Pelarna fördelar sedan last ner till grundens pelarsulor, som i sin tur fördelar last ner till bärande mark. (Puuinfo Puuhallin rakenteet kap. 3.1 samt 5.0, Puuinfo Puuhallin suunnittelu kap. 5.2)

Denna stomme typ kräver någon form av stabiliserande och förstyvande konstruktion, exempelvis av vindkryss av stålprofiler eller av stålvajrar. Dessa kan användas för att förstyva byggnadens bägge riktningar, d.v.s. lång- och kortsidor. (Puuinfo Puuhallin rakenteet kap. 6.3.1 – 6.3.2)

Fasadbeklädnad kunde exempelvis utgöras av isolerade plåtelement som fästs till ytterväggens bärande limträpelare, och byggnadens sockel kunde uppföras med sockelbalkar som spänner mellan pelarsulorna. Ett annat alternativ för byggnadens sockel vore att uppföra

separata väggsocklar mellan pelarsulorna. Sockelbalkarna kunde således ersättas med mindre belastade sockelelement eller eventuellt en murad leca-sockel.



Figur 5. Principlösning för pelar-balkstomme i trä för hallbyggnader (Puuinfo Puuhallin suunnittelu kuva 5.2).

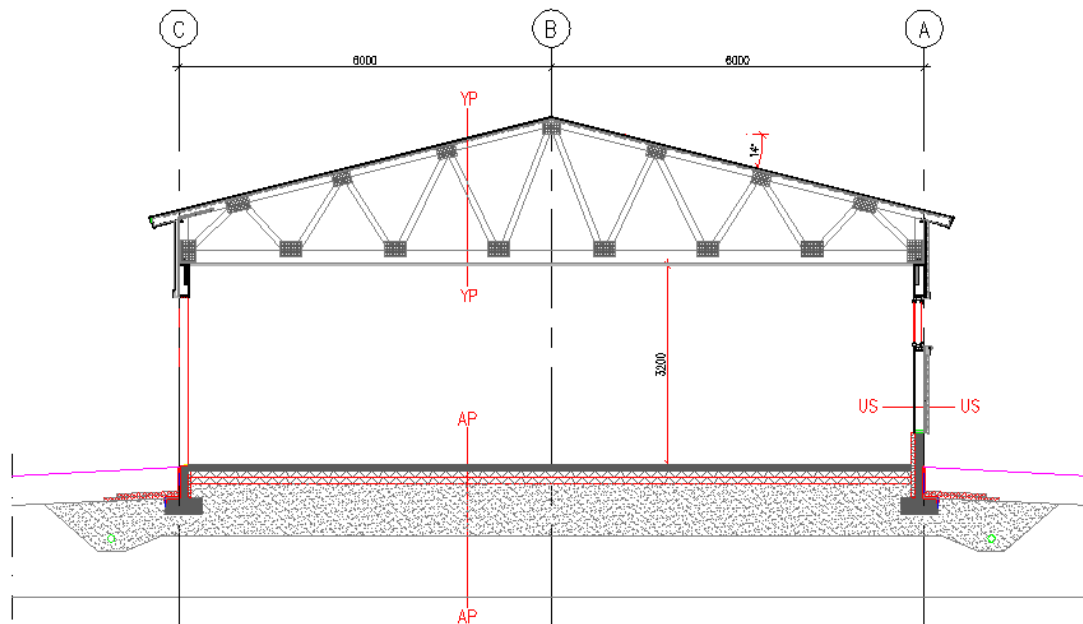
Denna lösning är tidsmässigt en mycket snabbare lösning men kräver dock att en stor del special lösningar tillämpas, t.ex. anslutningar mellan pelare och balkar, anslutningar mellan pelare och grundkonstruktion samt byggnadens förstyvande konstruktioner. Därtill tillkommer även kraven på förbeställda konstruktioner som tillverkas på annan ort, vilket kan minska lämpligheten i detta fall då byggnaden vill kunna uppföras så enkelt som möjligt. (Puuinfo Puuhallin rakenteet kap. 3.1 samt 5.0)

Pelar-balkstommen lämpar sig inte helt optimalt då denna typ av mindre hallar planeras, utan tillämpas primärt för något större och högre byggnader. Men ifall hallens storlek samt våningsantal ämnas ökas så blir den platsbyggda samt spirade regelstommens kapacitet otillräcklig och denna typ av stomlösning blir då aktuell.

3.2 Vald konstruktionslösning för byggnadens stomme

Enligt ovannämnda kriterier är det platsbyggda alternativet mera lämplig för detta projekt. Detta ger beställaren möjligheten att förverkliga projektet enligt dennes krav på verkställande. Ett planeringsmöte utfördes under mars 2013, varpå dessa, i kapitel 3.1.1 samt

3.1.2 nämnda, två stomlösningar presenterades. Valet föll på den platsbyggda trästommen, p.g.a. dess lämplighet med hänsyn till de eftersträlvade kraven. Utgående från dessa kriterier skapades en preliminär skärning av byggnaden enligt figur 6.



Figur 6. CAD-skiss över byggnadens skärning med slutlig konstruktionslösning.

Alternativet med en platsgjuten sockel av betong valdes istället för en murad leca-sockel. Detta p.g.a. att det kan anses som mycket arbetsamt och tidskrävande att mura en så hög sockel av leca till en så stor byggnad som denna hall. Därtill kommer sockelns isolering att gutas in i sockelväggen, för att skapa en slitstark betongyta i hallens insida.

4 Dimensionering av byggnadens stomme

Följande kapitel innefattar dimensionering av hallens bärande stomme enligt vald konstruktionslösning. Själva dimensioneringsberäkningarna är utförda i Microsoft Excel, och är förlagda i examensarbetets bilagor. Därtill innehåller bilagorna även punktspecifik beskrivning av tagna beslut samt redovisning av genomförande.

4.1 Redovisning av använda regelverk för dimensionering

Dimensionering av bärande konstruktioner i Europa samt Finland, regleras och definieras av Eurokod-standarderna, EN1990 – EN1999, samt landspecifika nationella bilagor som

reglerar specifika parametrar och tillvägagångsätt enligt de krav som ställs enligt land. Dessa standarder togs i bruk i Finland fr.o.m. år 2007 och skall användas tillsammans med deras nationella finländska bilagor vid dimensionering av bärande konstruktioner under finländska förhållanden. (Tietoa Eurokoodeista, Ympäristöministeriö)

För detta examensarbete behövs följande standarder tillämpas vid dimensionering:

- EN1990: Eurokoodi: Rakenteiden suunnittelu perusteet.
- EN1991-1-1: Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat: Yleiset kuormat, omapaino ja hyötykuormat.
- EN1991-1-3: Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat: Lumikuormat.
- EN1991-1-4: Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat: Tuulikuormat.
- EN1992-1-1: Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu: Yleiset säännöt ja rakennuksien koskevat säännöt.
- EN1995-1-1: Eurokoodi 5: Puurakenteiden suunnittelu: Yleiset säännöt ja rakennuksien koskevat säännöt.
- EN1997-1: Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu: Yleiset säännöt.
- Ympäristöministeriön asetukset Eurocode-standardien soveltamisesta talonrakentamisessa, NA(FI)

(Tietoa Eurokoodeista, Ympäristöministeriö)

Dessa standarder samt den nationella bilagan definierar de krav som ställs på de konstruktioner som förekommer i den tänkta hallens bärande stomme i detta examensarbete.

Med beaktande av problematiken som definieras i kapitel 1.5, angående tillämpning av dessa standarder i praktiska beräkningar så har beslutet tagits att finländska handböcker baserade på Eurokod-standarder, som är framtagna med hänsyn till användarvänlighet och praktisk tillämpning, kommer att användas.

Primärt har Suomen Rakennusinsinöörien liitos, RIL:s, publicerade handböcker undersökts som möjliga hjälpmedel p.g.a. av deras breda och stora utbud. Därtill har även Suomen Betoniyhdistys, BY:s, handböcker undersökts som eventuell stödlitteratur med hänsyn till tillämpning på hallens betongkonstruktioner. Enligt efterforskning har följande publikationer/handböcker valts att tillämpas som stödlitteratur samt regelverk vid dimensionering:

- RIL 201-1-2011: Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat: eurokoodit EN 1990, EN 1991-1-1, EN 1991-1-3, EN 1991-1-4.
- RIL 202-2011/BY61: Betonirakenteiden suunnitteluohje: eurokoodit EN 1992-1-1, EN 1992-1-2.
- BY210: Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008.
- RIL 205-1-2009: Puurakenteiden suunnitteluohje: eurokoodi EN 1995-1-1.
- RIL 244-2007: Puurakenteiden jäykistyksien ja halkeilun hallinta: Suunnittelu- ja valmistusohjeet.
- RIL 207-2009: Geotekninen suunnittelu: eurokoodi EN 1997-1 suunnitteluohje.

Dessa publikationer är alla framtagna i enlighet med de krav samt definitioner som definieras i deras motsvarande Eurokod-standard, och kan således användas istället för dessa för att dimensionera hallens bärande konstruktioner.

4.2 Byggnadens laster

Det mest väsentliga, d.v.s. grunden, vid dimensionering av bärande konstruktioner är framtagning av de laster som verkar på den analyserade byggnaden eller konstruktionen. Dessa laster krävs för att kunna dimensionera konstruktionen så att den håller för de belastningar som orsakas av användning eller av yttre krafter under byggnadens tänkta användningstid. (RIL 201-1-2011. del 0, kap. 2.1).

4.2.1 Lasttyper

Laster indelas i olika typer beroende på deras typ samt verkningsätt enligt följande:

- Egenvikter (G): Permanenta laster, exempelvis konstruktionens egenvikt.
- Nyttolaster (Q): Föränderliga yttre- eller inre laster, exempelvis snölast, vindlast eller last p.g.a. lagrat material.
- Olycks- eller brandlast (A): Laster på konstruktion p.g.a. olycka, exempelvis kollision med fordon och byggnad eller brandlast.

(RIL 201-1-2011, del 0, kap. 4.1.1).

För detta projekt kommer endast laster p.g.a. egenvikter samt nyttolaster att beaktas. Olycks- eller brandlast blir inte aktuellt för detta projekt då normala förhållanden beaktas, samt att

det inte finns några givna krav på bibehållande av konstruktioners bärförmåga vid brand enligt tidigare definition i kapitel 2.4.4. (RIL 201-1-2011, del 0, kap. 3.2).

4.2.2 Dimensioneringstillstånd

Vid dimensionering förekommer laster i två olika tillstånd, enligt följande definition:

- Bruksgränstillstånd: Lasterna effekt definieras enligt deras karakteristiska effekt under byggnadens användning.
- Brottgränstillstånd: Lasternas effekt uppförstoras med säkerhetskoefficienter.

Dimensionering i brukstillstånd innefattar kontroll av lasters påverkan på konstruktionen under byggnadens bruktid, som exempelvis kontroll av nedböjning eller deflektion. Vid dimensionering i bruksgränstillstånd används karakteristiska laster, d.v.s. verkliga effekter som lasterna orsakar på konstruktionen. (RIL 201-1-2011, del 0, kap. 3.4 samt kap 6.5)

Dimensionering i brottgränstillstånd innefattar kontroll av konstruktioners samt konstruktionsdelars kapacitet med hänsyn till verkande laster. Vid dimensionering i brottgränstillstånd används dimensionerande laster, d.v.s. laster som är uppförstorade med säkerhetskoefficienter för simulera den maximala tänkta belastning som konstruktionen skall klara av. (RIL 201-1-2011, del 0, kap 3.3 samt kap. 6.4)

Båda dimensioneringstillstånden måste beaktas och kontrolleras för konstruktionen samt dess konstruktionsdelar, för att kunna säkerställa erforderlig hållfasthet, stabilitet samt säkerhet under konstruktionens användningstid.

4.2.3 Lasternas tidklass

Lasterna skall indelas, enligt deras typ samt tänkta verkningstid, i tidsklasser. Lasternas tidsklasser definierar huruvida lång lastens varaktighet är. Nyttolaster, d.v.s. föränderliga laster, kan variera i varaktighet, men egenvikter definieras alltid som permanenta laster. (RIL 205-1-2009 kap. 2.3.1.2)

Fem stycken tidsklasser förekommer. Tidklasserna samt deras varaktighet definieras enligt följande:

- Permanent varaktighet: över 10 år
- Långvarig varaktighet: 6 månader till 10 år

- Medellång varaktighet: 1 vecka till 6 månader
- Kortvarig varaktighet: under 1 vecka
- Momentan

Laster skall kategoriseras och indelas till någon av dessa fem ovannämnda tidsklasser. (RIL 205-1-2009 tab. 2.4-FI)

Enligt RIL 201-1-2011 så ges inga specifika direktiv om vilka lasttyper som erhåller vilken tidsklass. I RIL 205-1-2009 så hittas dock ett exempel på denna indelning som väljs att tillämpas här.

Kuorman aikaluoikka	Ominaiskuorman vaikutusajan suuruusluokka	Kuormitukset
Pysyvä	yli 6 kuukautta	Omapaino, koneet, laitteet, kevyet väliseinät, varastoitu tavara
Keskipitkä	10 minuuttia - 6 kuukautta	Lumi, hyötykuormat, kosteusrasitukset, asennuskuormat
Hetkellinen	alle 10 minuuttia	Tuuli, onnettomuuskuormat

Figur 7. Exempel på indelning av laster i tidsklasser (RIL 205-1-2009, bilaga B, tab. B.2.6).

Lasterna för detta projekt indelas i tidsklasser enligt definition i exempel i figur 7 enligt följande:

- Egenvikter: Permanent varaktighet
- Snölast: Medellång varaktighet
- Vindlast: Momentan varaktighet

Tidsklasserna tillämpas även på lastkombinationer där den last som förekommer i kombinationen som har kortast tidsklass definierar hela lastkombinationens slutliga tidsklass. Vidare definiering av lastkombinationer i kapitel 4.2.5 nedan.

4.2.4 Byggnadens konsekvensklass

Lasterna påverkas även av byggnadens konsekvensklass, d.v.s. hur stora följderna är med hänsyn person-, materiella- eller miljöskador ifall byggnaden eller del av byggnadens stomme fallerar. Byggnader samt konstruktioner indelas i konsekvensklasser i enlighet med deras användningsändamål, samt med hänsyn till följderna ifall konstruktionen fallerar.

I Finland används tre typer av konsekvensklasser, och dessa definieras enligt följande:

- Konsekvensklass CC1: Små konsekvenser
- Konsekvensklass CC2: Medelstora konsekvenser
- Konsekvensklass CC3: Stora konsekvenser

Konsekvensklasserna påverkar laster genom lastkoefficienten, K_{FI} , som förstorar lasternas effekt då stora konsekvenser gäller, samt förminskar lasterna då konsekvenserna är små. Vid medelstora konsekvenser förblir lasternas effekt oförändrad. (RIL 201-1-2011, del 0, kap. 2.2 samt tab. 2.0S).

Taulukko B1 (FI). Seuraamusluokkien määrittely.

Seuraamusluokka	Kuvaus	Rakennuksia sekä rakenteita koskevia esimerkkejä
CC3	Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennuksen kantava runko ¹⁾ jäykistävine rakennusosineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä, kuten - yli 8-kerroksiset ²⁾ asuin-, konttori- ja liikerakennukset - konserttitalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot - raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset. Erikoisrakenteet kuten esim. suuret mastot ja tornit. Luiskat sekä penkereet ja muut rakenteet hienorakeisten maalajien alueilla siirtymien haittavaikutuksille herkissä ympäristöissä.
CC2	Keskisuuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1
CC1	Vähäiset seuraamukset ihmishenkien menetysten tai pienten tai merkityksettömien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä, kuten esim. varastot. Rakenteet, joiden vaurioitumisesta ei aiheudu merkittävää vaaraa, kuten - matalalla olevat alapohjat, ilman kellaritiloja - ryömintätilaiset vesikatot, kun yläpohja on varsinainen kantava rakenne - sellaiset ulko- ja väliseinät, ikkunat, ovet ja vastaavat, joihin pääasiassa kohdistuu ilman paine-eroista aiheutuva sivuttaiskuormitus ja jotka eivät toimi kantavan tai jäykistävän rungon osana - standardin SFS-EN 1993-1-3:n rakenneluokkien (structural class) II ja III muotolevyrakenteet - standardin SFS-EN 1993-1-3:n rakenneluokan (structural class) I muotolevyrakenteet levyyn taivutusta aiheuttaville pintaa vasten kohtisuorille kuormille 3).

Figur 8. Definition av konsekvensklasser samt lastkoefficient, K_{FI} (Utdrag ur RIL 201-1-2011 tab. B1(FI)).

Denna byggnad har valts att klassificeras som en byggnad av konsekvensklass CC2, d.v.s. med medelstora konsekvenser. Eftersom byggnaden primärt är tänkt som lager skulle den lämpligen kunna falla under kategorin konsekvensklass CC1, med små konsekvenser, men med beaktande av möjlig framtida verksamhetsändring har konsekvensklass CC2 valts att tillämpas på denna byggnad. (RIL 201-1-2011, del 0, kap. 2.2 samt tab. 2.0S).

4.2.5 Kombinerings av laster till lastkombinationer

Lasterna kombineras med varandra för att simulera tänkbara belastningsscenarioer för konstruktionen, för att kunna dimensionera konstruktionen så att den håller för all tänkbar belastning den kan tänkas utsättas för under dess användningstid. Lastkombinationerna skall vara så mångsidiga att de kan simulera de värsta tänkbara belastningarna för respektive konstruktion eller konstruktionsdel. Lasterna kombineras med varandra enligt krav som gäller för det analyserade dimensioneringstillståndet samt lasttypen.

Den mest primära principen för kombinerings av laster är då konstruktioners hållfasthet samt bärförmåga i brottsgränstillstånd analyseras, och definieras enligt RIL 201-1-2011 del 0, kapitel 6.4.6S, enligt följande.

b) Rakenteen tai rakenneosien kestävyys/geotekninen kantavuus (STR, Sarja B):

$$\left. \begin{matrix} 1,15 K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_P P + 1,5 K_{FI} Q_{k,1} + 1,5 K_{FI} \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

kuitenkin vähintään

(6.10S)

$$\left. \begin{matrix} 1,35 K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j}$$

Figur 9. Definition av grund formel för lastkombinerings vid analys konstruktioners hållfasthet, (Utdrag ur RIL 201-1-2011, formel 6.10S).

Koefficienterna som förekommer i grund formeln för lastkombinerings i figur 9 definieras enligt följande:

- $G_{k,j}$ Permanenta laster
- $Q_{k,1}$ Dominerande nyttolast (föränderliga laster)
- $Q_{k,j}$ Annan samtidigt verkande, sekundär nyttolast (föränderliga laster)

- Ψ Kombinationskoefficient för samtidigt verkande nyttolast
- K_{FI} Lastkoefficient enligt konsekvensklass
- P Förspänningslast
- γ_p Partialsäkerhetskoefficient för förspänningslast

(RIL 201-1-2011, sid 37).

Då flera än en nyttolast verka samtidigt så verkar den sekundära nyttolasten tillsammans med den dominerande nyttolasten via kombinationskoefficienten ψ , som är beroende av nyttolastens typ. Kombinationskoefficienter för nyttolaster definieras enligt följande:

Taulukko A1.1(FI). Yhdistelykertoimien ψ arvot rakennuksille.

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (katso EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Luokka G: liikennöitävät tilat, 30 kN < ajoneuvon paino ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (katso EN 1991-1-3)*), kun			
$s_k < 2,75$ kN/m ²	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75$ kN/m ²	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma (jään painosta johtuva)**)	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (katso EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (katso EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Figur 10. Kombinationkoefficienter för nyttolaster, (Utdrag ur RIL 201-1-2011 del 0, tab. A1.1(FI)).

Med hjälp av definition i formel i figur 9 samt kombinationskoefficienter i figur 10 så kombineras verkande laster med varandra för att erhålla möjliga, tänkbara lastkombinationer som simulerar belastningsscenario på konstruktionen.

Nyttolaster, d.v.s. föränderliga laster, deltar inte alltid i varje lastkombination, utan den dominerande nyttolasten varierar och verkar antingen ensamt, eller kombinerat med en annan sekundär nyttolast. Som exempel på detta kan man tänka sig scenariot ”full storm på

sommaren”, där snölast av naturliga skäl inte förekommer, utan endast vindlast verkar. Permanenta laster, exempelvis laster p.g.a. egenvikt, deltar alltid.

För detta projekt har totalt 15 st. lastkombinationer tagits fram för att simulera alla tänkbara belastningar på byggnaden, utgående från de laster som verkar. I bilaga 1 och kapitel 0 redovisas samt definieras de framtagna lastkombinationerna. Lasterna är framtagna med beaktande av alla dimensioneringssteg i projektet, och tillämpas genom hela dimensioneringsprocessen.

4.2.6 Egenvikt

Last p.g.a. egenvikt är, enligt definition i kapitel 4.2.1, en permanent last som alltid verkar på byggnaden. Last p.g.a. egenvikt för en konstruktionsdel skall erhållas eller beräknas på basis av konstruktionsdelens nominella mått och volymvikt. Till egenvikter räknas bl.a. bärande- samt icke-bärande konstruktioner, fasta maskiner/tekniska anordningar samt fyllnads material. (RIL 201-1-2011, del 1.1, kap 5.0).

Konstruktionsdelarnas samt materialens volymvikter har erhållits enligt tillverkarnas angivna värden eller via tabell i RIL 201-1-2011 bilaga A, där de mest vanliga byggnadsmaterialens volymvikter förevisas.

I detta examensarbete har de primära konstruktionsdelarnas, d.v.s. övrebjälklag samt ytterväggar, egenvikter beräknats skilt och dessa beräkningar samt definitioner av dessa hittas i bilaga 1, kapitel 1. Egenvikter för specifika konstruktionsdelar är beräknade i samband med att denna konstruktionsdel dimensioneras och förlagda i dennes bilaga.

4.2.7 Snölast

Nyttolast p.g.a. snölast är en föränderlig, s.k. ”naturlast”, d.v.s. en last som verkar på byggnaden p.g.a. naturliga fenomen. Snölastens karakteristiska effekt på byggnaders tak är baserat på snölastens grundvärde vid marknivå, som definieras regionsspecifikt för olika regioner av Finland, samt en formfaktor som beaktar takets lutning. (RIL 201-1-2011, del 1.3, kap. 5).

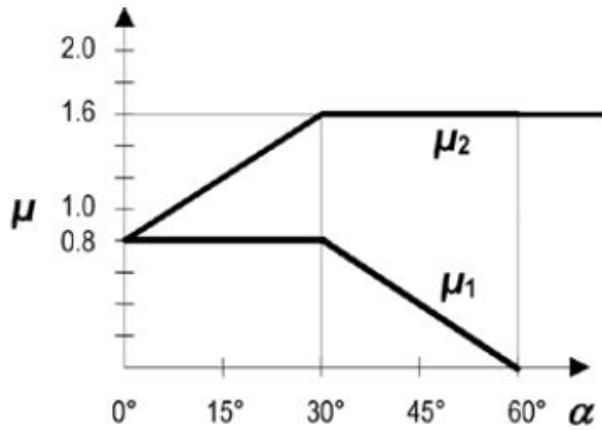
Snölastens karakteristiska värde erhålls enligt följande formel:

$$q_{k,s} = \mu_i \times s_k \quad (\text{RIL 201-1-2011, del 1.3, formel (5.1.1S)})$$

Där: μ_i = takets formfaktor

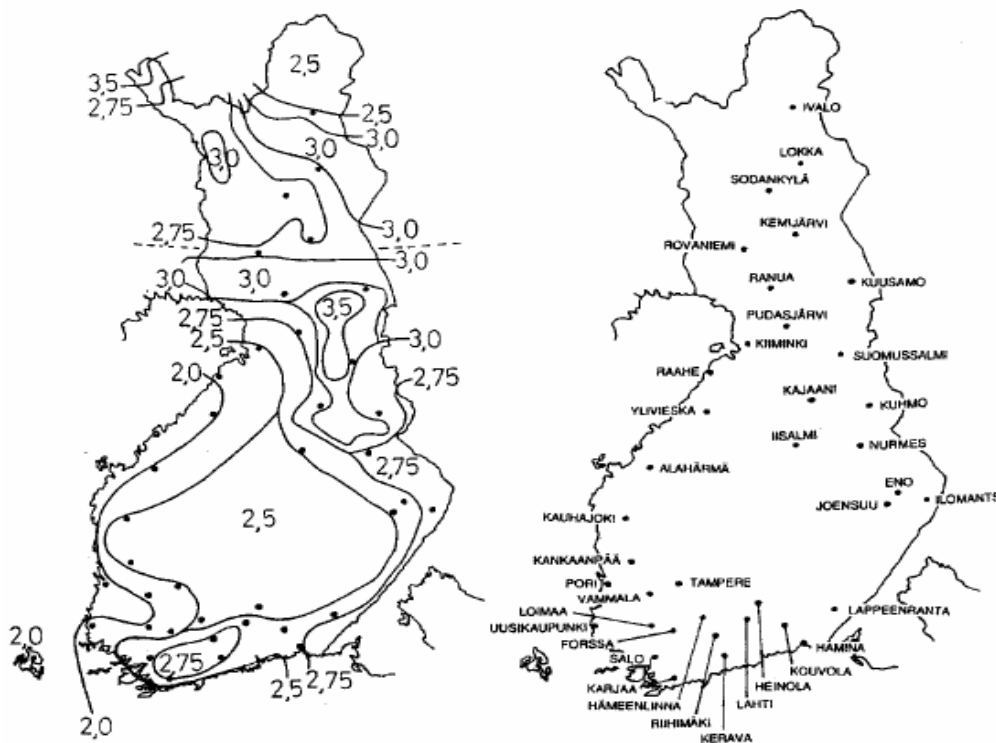
s_k = snölastens karakteristiska värde vid marknivå

Takets formfaktor erhålls, enligt ovannämnt, enligt takets lutning ur tabell enligt figur 11.



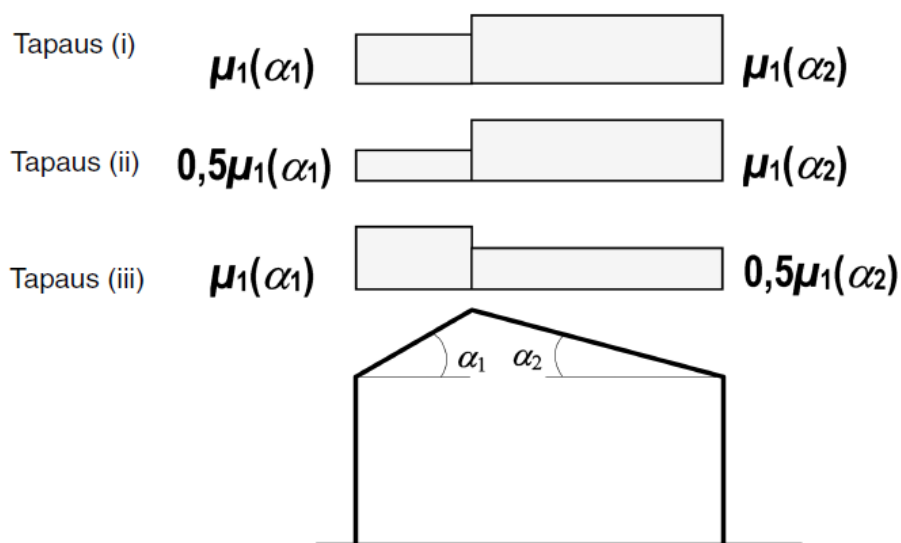
Figur 11. Tabell för definiering av takets formfaktor, μ_i (RIL 201-1-2011 del 1.3, bild 5.1).

Snölastens karakteristiska värde vid marknivå kan, ortspecifikt, bestämmas enligt RIL 201-1-2011 enligt definition i figur 12.



Figur 12. Snökarta för framtagning av snölastens karakteristiska värde för snölast vid marknivå. (RIL 201-1-2011 del 1.3, bild 4.1(FI)).

Takets formfaktor bör även beaktas i form av olika belastningsfall, som baseras på takets typ samt form. För taktypen åstak så definieras taktypens belastningsfall enligt figur 13.



Figur 13. Definition av belastningsfall för snölast för åstak (RIL 201-1-2011, del 1.3, bild 5.3).

Enligt figur 13 fås att tre stycken belastningsfall bör beaktas då tak av typen åstak undersöks. Således fås att ett fall där snölasten verkar med full effekt över båda takhalvorna, samt två fall där snölasten verkar med halverad effekt över en takhalva samt med full effekt över den andra bör undersökas. (RIL 201-1-2011 del 1.3, kap. 5.3.3)

Därtill bör drivning av snö beaktas, vid exempelvis innergirar eller då det förekommer höjd skillnader mellan två anliggande byggnadsdelar. Drivningen beaktas genom teoretisk drivningslängd, l_s , samt formfaktor μ_2 . (RIL 201-1-2011, del 1.3, kap. 5.3.6 – 6.0)

I detta projekt blir det inte aktuellt med drivning p.g.a. att det inte finns några angränsande, högre byggnadsdelar, eller innergirar. Således behöver detta fenomen inte beaktas.

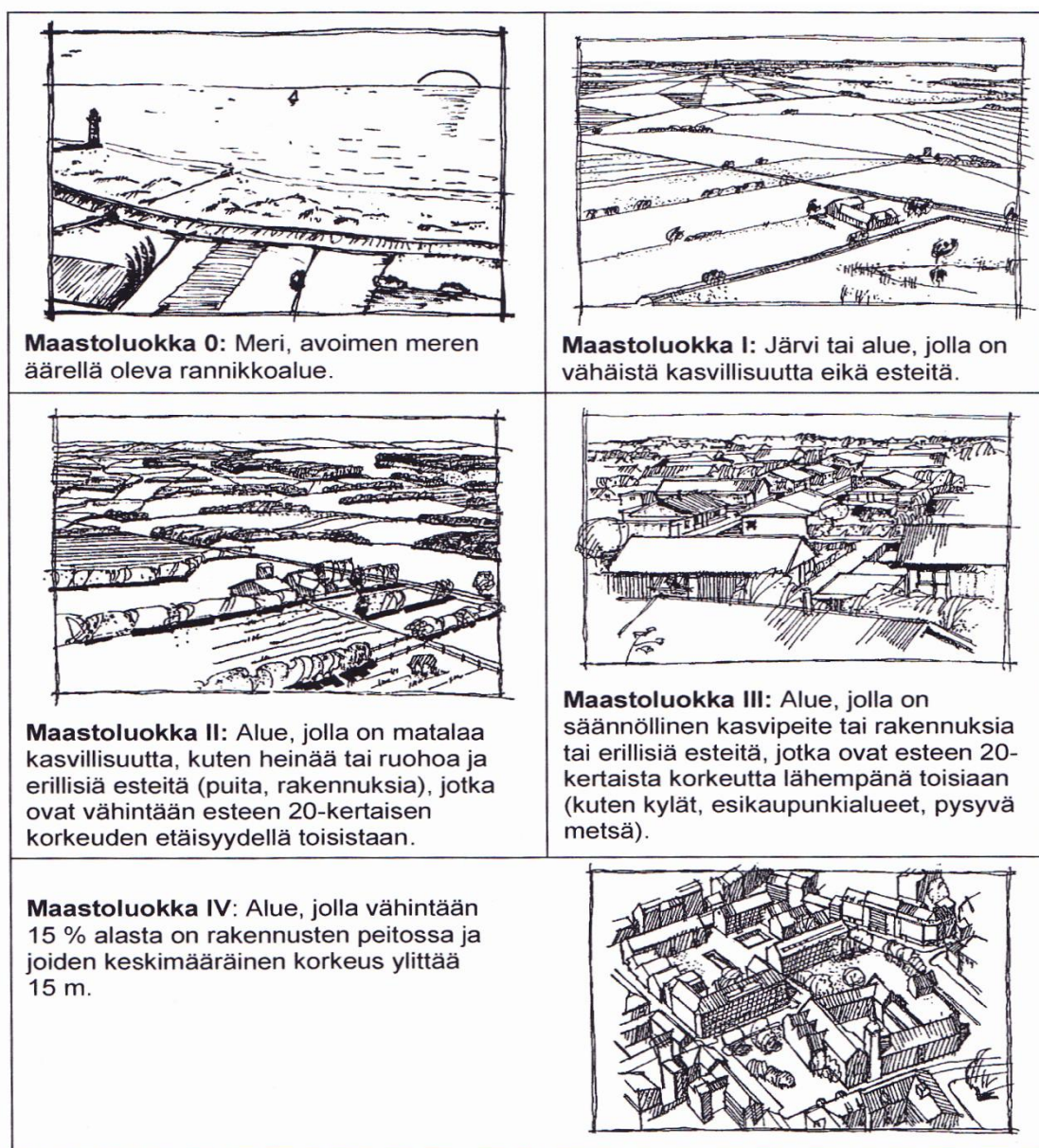
Framtagning av snölastens karakteristiska grundvärde, för snölast på byggnadens tak, för detta projekt är vidare definierat i bilaga 1 samt kapitel 2.

4.2.8 Vindlast

Nyttolast av typen vindlast är, i likhet med snölast, en s.k. ”naturlast” och verkar i form av belastning på byggnadens yttre delar, d.v.s. byggnadens mantel, i form av vindtryck.

Vindbelastning på byggnader påverkas bl.a. av terrängen som byggnaden befinner sig i, byggnadens form, förhållandet mellan byggnadens sidor och höjd samt vindens hastighetstryck. (RIL 201-1-2011 del 1.4, kap. 3 samt kap. 4)

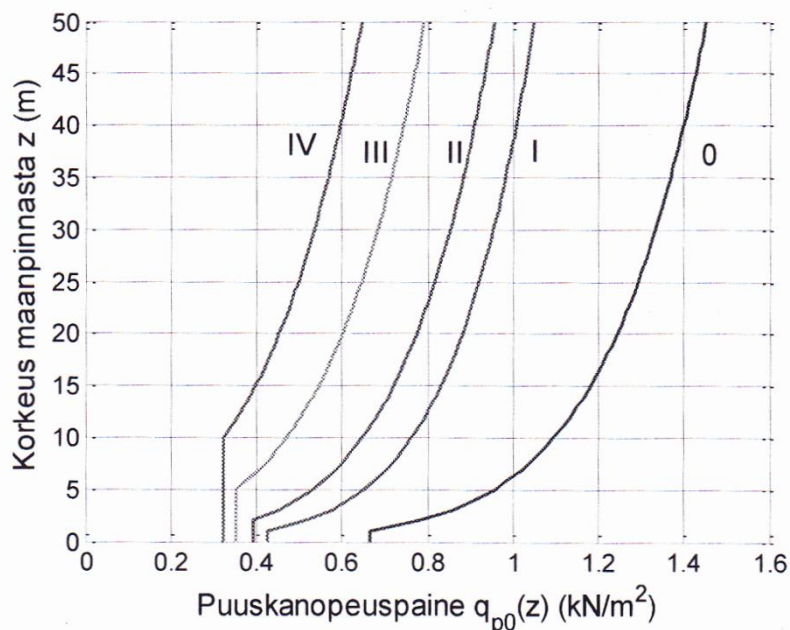
Byggnader indelas i fem stycken terrängklasser beroende på deras omgivande terräng och förhållandena i denna. Dessa terrängklasser definieras enligt definition i figur 14.



Figur 14. Definition av terrängklasser för byggnader, (RIL 201-1-2011 del 1.4, bild A.1).

Denna byggnad är belägen på ett industri område vid utkanten av Jakobstad. Tomten är på två sidor omgiven av barrskog samt angränsar till större hallbyggnader på resterande sidor. Således tolkas byggnaden falla under kategorin Terrängklass III enligt definition i figur 14.

Vindens hastighetstryck kan enligt RIL 201-1-2011 på basis av byggnadens terrängklass samt dess totala höjd, och fås enligt graf enligt definition i figur 15.



Figur 15. Definition av vindens hastighetstryck vid en specifik höjd i olika terrängklasser (RIL 201-1-2011 del 1.4, bild 4.5S).

Framtagning av vindlastens hastighetstryck för den aktuella byggnaden är vidare definierat i bilaga 1 samt kapitel 3.

Den karakteristiska vindlastens verkan på en byggnad eller en specifik byggnadsdel kan enligt RIL 201-1-2011 erhållas enligt två olika metoder:

1. Beräkning av vindlast genom tillämpning av kraftkoefficient c_f .
2. Beräkning av vindlast genom tillämpning av tryck på specifika del ytor samt tryckkoefficient c_p .

(RIL 201-1-2011 del 1.4, kap. 5.3.0S).

Metod 1 beaktar vindlastens verkan på byggnaden via kraftkoefficient c_f som baserar sig på förhållandet mellan byggnadens höjd och bredd för den yta som vindlasten projiceras på, kraftkoefficient c_f beaktar även friktion på yttre ytor p.g.a. vindbelastning. Vindlastens karakteristiska värde erhålls, då denna metod tillämpas, som en resultant som verkar i centrum av den yta mot vilken projiceringen sker. (RIL 201-1-2011 del 1.4, kap. 5.3.1S).

Då metod 1 tillämpas, erhålls vindlastens karakteristiska värde enligt följande formel:

$$F_w = c_s \times c_d \times c_f \times q_p(h) \times A_{ref} \quad (\text{RIL 201-1-2011 del 1.4, formel (5.3)})$$

Där: $c_s \times c_d$ = byggnadens strukturfaktor, som beaktar byggnadens form och storlek.

c_f = kraftkoefficient, som baserar sig på förhållande mellan byggnadens höjd samt bredd.

$q_p(h)$ = vindlastens hastighetstryck vid en given höjd h , modifierat enligt den typ av terräng som den analyserade byggnaden befinner sig i.

A_{ref} = vindens verkningsareal/projektionsyta på byggnaden, sett från vindens verkningsriktning.

(RIL 201-1-2011 del 1.4, kap (5.3.1S)).

Metod 2 baserar sig på vindlastens verkan på byggnadens del ytor via tryckkoefficienter c_p som beaktar de tryckförhållanden som råder vid en specifik del yta då vinden blåser med en given riktning. Tryckkoefficienterna beaktar tryckförhållandena som råder på byggnadens in- samt utsida. Vindlastens karakteristiska värde erhålls, då denna metod tillämpas, som en last som verkar för en specifik del yta av byggnaden. (RIL 201-1-2011 del 1.4 kap. 5.3.2.1S).

Då metod 2 tillämpas, erhålls vindlastens karakteristiska värde för analyserad del yta som summan av inre- och yttre belastningar p.g.a. av vindlast, då friktion inte beaktas, enligt följande formel:

$$F_w = F_{w,e} + F_{w,i} \quad (\text{RIL 201-1-2011 del 1.4, formel (5.8S)})$$

Där: $F_{w,e}$ = Yttre laster på analyserad del yta p.g.a. vindlast. Fås enligt följande.

$$F_{w,e} = c_s \times c_d \times w_e \times A_{ref} \quad (\text{RIL 201-1-2011 del 1.4, formel (5.5)})$$

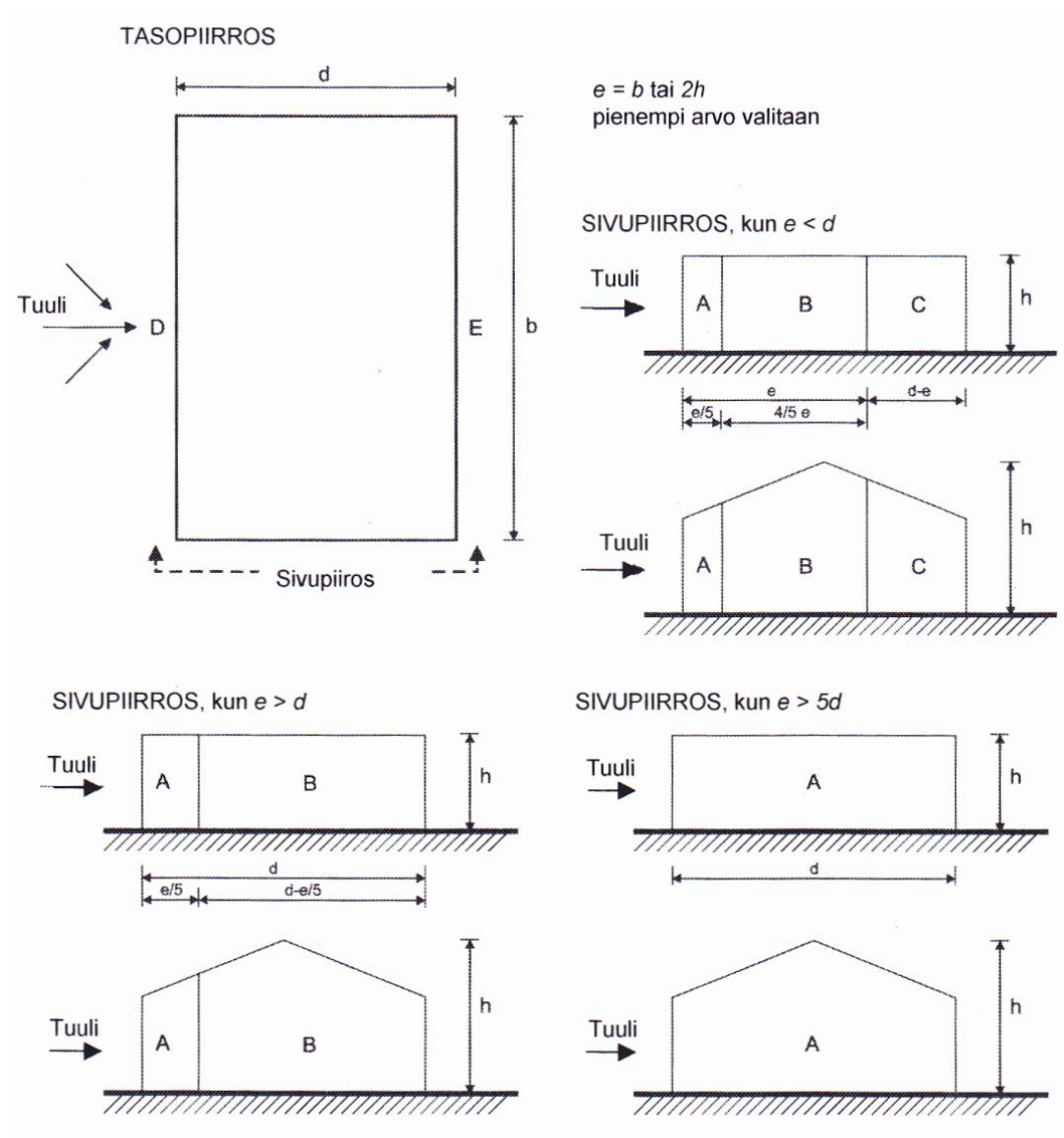
Där: w_e = vindtryck på analyserad yttre del yta

$F_{w,i}$ = Inre laster på analyserad del yta p.g.a. vindlast. Fås enligt följande:

$$F_{w,i} = w_i \times A_{ref} \quad (\text{RIL 201-1-2011 del 1.4, formel (5.6)})$$

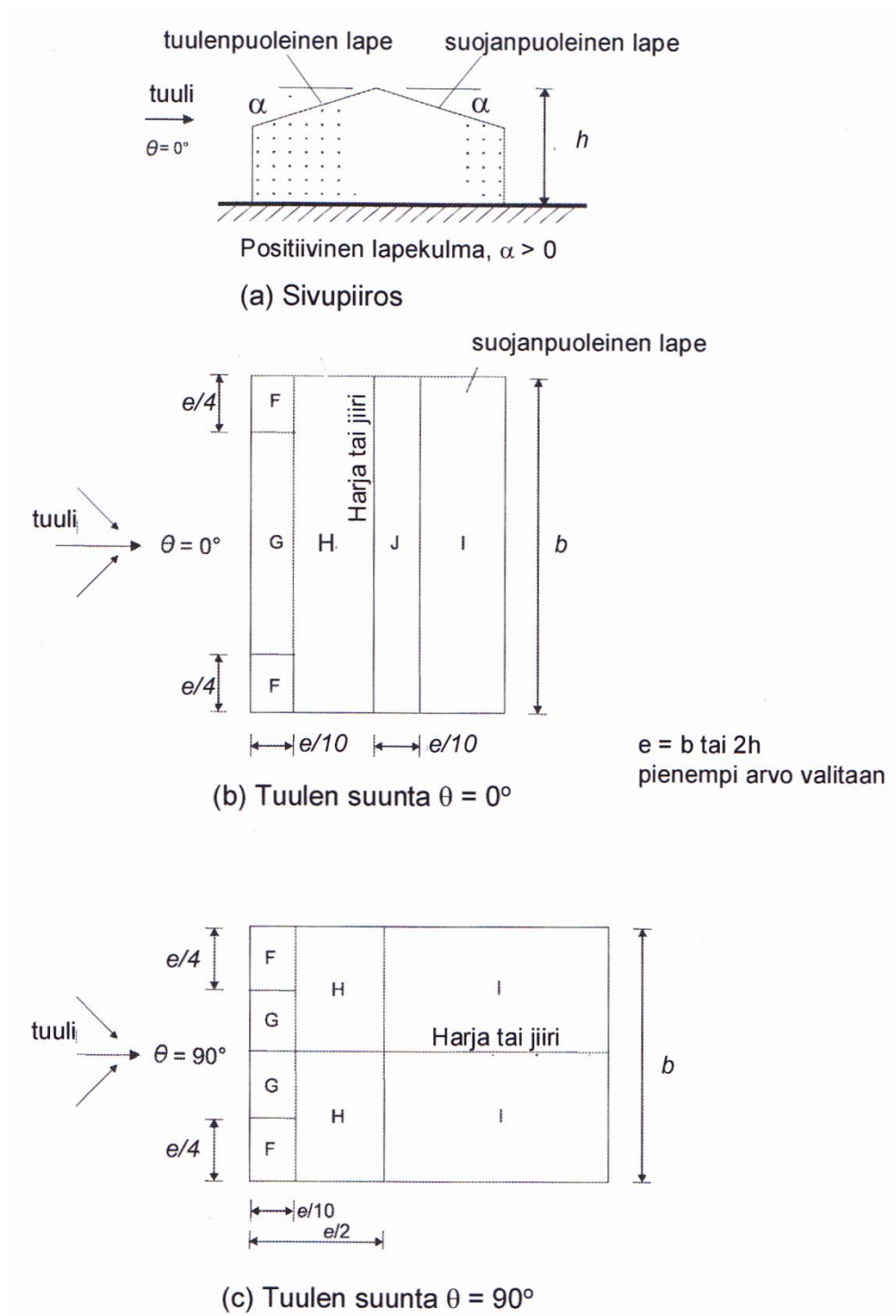
Där: w_i = vindtryck på analyserad inre del yta

Delytorna för byggnaders ytterväggar definieras enligt RIL 201-1-2011 enligt figur 16:



Figur 16. Definition av del ytor för ytterväggar, (RIL 201-1-2011 del 1.4, bild 7.5).

Delytorna för tak definieras olika enligt den taktyp som undersöks. För byggnader med åstak definieras dessa del ytor enligt RIL 201-1-2011 enligt figur 17:



Figur 17. Definition av del ytor för åstak (RIL 201-1-2011 del 1.4, bild 7.8S).

För att kunna konstatera vilken analysmetod som kommer att användas för framtagning av vindlast för detta projekt har beräkningsexempel i RIL 201-1-2011 del 1.4, kapitel 9.2.1S undersökts. I detta kapitel behandlas bägge metoder som definierat ovan genom praktiska beräkningsexempel. Därtill har även en publikation av Puuinfo, som behandlar dimensioneringsberäkningar för småhus, studerats där bägge metoder används. (RIL 201-1-

2011 del 1.4, kap. 9.2.1S samt Puuinfo: EC5 sovelluslaskelmat, asuinrakennus toinen painos, kap. 3.3).

Enligt dessa beräkningsexempel fås att metod 1 är ett mera snabbare och kortare metod som ger ett slutligt värde för vindlastens verkan som är något högt men således också på den säkrare sidan. Metod 2 är mycket mera ingående, noggrannare och ger ett mera exakt värde, och kan användas för att noggrant få fram den belastning som verkar vid en specifik byggnadsdel. (RIL 201-1-2011 del 1.4, kap. 9.2.1S).

På basis av detta kommer metod 1 att tillämpas för framtagning av vindlast för denna byggnad p.g.a. av dess enkel- och tillämpbarhet, vidare definition av tillvägagångssätt samt själva framtagningen av vindlasten hittas i bilaga 1 samt kapitel 3.

4.3 Dimensionering av byggnadens ytterväggsstomme

Följande kapitel innefattar dimensionering av byggnadens ytterväggsstommes bärande konstruktioner. Här förevisas primära tillvägagångssätt samt beslut angående dimensioneringen, själva dimensioneringsberäkningarna samt vidare definitioner är förlagda i bilaga 2. Ytterväggstommens träkonstruktioner har dimensionerats enligt kraven, samt definitioner i RIL 205-1-2009.

För att få en grund för dimensioneringsprocessen, så har preliminärt ytterväggsreglarnas typ antagits till normalt konstruktionsvirke med följande dimensioner: C24 48 x 150 c/600, d.v.s. normalt sågvirke av hållfasthetsklass C24, med dimensionerna 48 mm x 150 mm samt med ett innebördes centrum-centrum avstånd om 600 mm. Denna dimension samt hållfasthetsklass är relativt standard för platsbyggda regelstommar, därtill sammanfaller indelningen 600 mm med standard bredder för skivor som är 1200 mm.

Ytterväggstommens höjd, d.v.s. trästommens del i detta fall, är satt till 2650 mm. Detta möjliggör att standard längder för träreglar samt – skivhöjder på 2700 mm, kan användas vid verkställande av stommen.

4.3.1 Laster på ytterväggskonstruktion

Dimensionerande laster på ytterväggskonstruktionen som används för dimensionering av ytterväggs konstruktion är definierade samt framtagna i bilaga 2 samt kapitel 0.

4.3.2 Ytterväggens hammarband

Ytterväggens hammarband, d.v.s. ytterväggens övre bind varv, har i uppgift att binda samman ytterväggsreglarnas överdel för att skapa en styv och stabil helhet. Därtill fästs övrebjälklagets fackverkstakstolar även i hammarbandet.

Ytterväggens hammarbands dimension har valts till samma dimensioner som antagits för ytterväggsreglarna i punkt 4.3. Hammarbandet har kontrollerats mot belastning i form av tryck vinkelrätt mot fiberriktning, d.v.s. stämpeltryck, orsakat av den på hammarbandet ovanomliggande fackverkstakstolens undre bom.

Dimensioneringsberäkningar för ytterväggens hammarband hittas i bilaga 2 samt kapitel 1. Och enligt utförda beräkningar så fås en utnyttjandegrad på 85 %, vilket innebär att hammarbandet har tillräcklig kapacitet med hänsyn till verkande belastningar.

4.3.3 Ytterväggens bärbalk

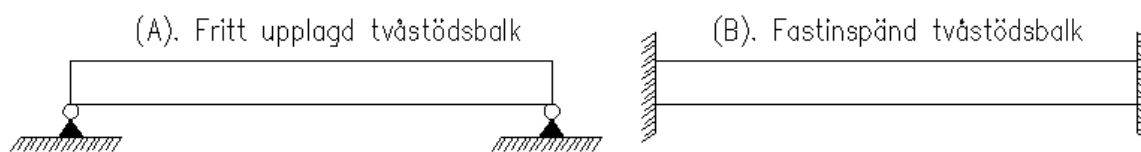
Ytterväggens bärbalk eller förstärkningsbalk har i uppgift att fördela lasten över ytterväggens ytterväggsreglar. I detta fall används bärbalken primärt för att fördela last över öppningar i ytterväggskonstruktionen som är större än ytterväggsreglarnas innebörders centrum-centrum avstånd, t.ex. dörr- och fönsteröppningar.

Två typer av lösningar för bärbalken har undersökts och dessa definieras enligt följande:

1. Konstruktionsalternativ 1: Bärbalken utförs endast vid öppningar för att fördela lasten över öppningarna till anliggande ytterväggsreglar.
2. Konstruktionsalternativ 2: Bärbalken utförs i hela ytterväggsstommen.

Konstruktionsalternativ 2 har valts att tillämpas p.g.a. att detta alternativ medför att dörröppningarna inte är låsta till en position eftersom att bärbalken finns längs med hela ytterväggstomme och kan således fördela denna last oberoende av öppningarnas placering.

I kombination med konstruktionsalternativ 2 så har även två olika statiska modeller för bärbalken valts att undersökas. Dessa har valts på basis av själva utförandet av balken och hur den kommer att skarvas. Bärbalkens statiska modeller definieras enligt figur 17.



Figur 17. Definition av bärbalkens statiska modeller.

Statisk modell A enligt figur 15 tillämpas då bärbalken skarvas vid dess upplag, d.v.s. vid dörreglar, och statisk modell B tillämpas då bärbalken skarvas förbi dörr reglar. Beroende av tillämpad statisk modell så varierar balkens dimensionerande påkänning, d.v.s. för tvåstödsbalk så är denna böjbelastning samt för fastinspänd är denna skjuvbelastning.

Vidare definition av detta hittas i bilaga 2 samt kapitel 2.1.

Initialt har bärbalkens dimension antagits till normalt sågvirke av typen: C24 48x200, för att få en grund att dimensionera ifrån. Enligt kontroll av bärbalkens kapacitet mot böjbelastning med denna dimension i bilaga 2 kapitel 2.1.1, så fås en utnyttjandegrad på 478,8 %, d.v.s. att detta tvärsnitts kapacitet är otillräcklig med hänsyn till de verkande belastningarna.

Således krävs större dimensioner samt starkare material, varpå beslutet togs att använda balkar av materialtypen fanérträ med följande dimensioner: Kerto-S 51 x 360. Bärbalken utförd i Kerto-S kontrollerades mot följande belastningar.

- Kontroll av kapacitet mot böjbelastning.
- Kontroll av kapacitet mot skjuvbelastning.
- Kontroll av deformation i form av slutlig nedböjning.

Dimensioneringsberäkningarna samt vidare definitioner för detta hittas i bilaga 2, kapitel 2.2 samt 2.4. Enligt kontroll av ovannämnda kapaciteter så fås att bärbalken av typen Kerto-S med de valda dimensionerna har erforderlig kapacitet i förhållande till verkande belastningar.

Utnyttjandegraderna enligt respektive statisk modell fås enligt följande:

- Fritt upplagd, Momentkapacitet: 66,5 %.
- Fritt upplagd, Skjuvkapacitet: 62,3 %.
- Fritt upplagd, Slutlig nedböjning: 46,2 %.

- Fastinspänd, Momentkapacitet: 55,9 %.
- Fastinspänd, Skjuvkapacitet: 70,7 %.
- Fastinspänd, Slutlig nedböjning: 14,3 %.

Alternativet med fritt upplagd tvåstödsbalk ger ett tvärsnitt av typen Kerto-S 51 x 360, samt alternativet med fastinspänd tvåstödsbalk ger ett tvärsnitt av typen Kerto-S 57 x 300. Båda alternativen kan väljas och detta ger beställaren en möjlighet välja hur han ämnar utföra bärbalken.

Trots att bärbalken av typen Kerto-S skulle vara möjlig att använda, valdes ännu ett tredje alternativ att undersökas för utförandet av bärbalken. Detta alternativ har benämnt som konstruktionsalternativ 3 och innefattar att utföra bärbalken i normalt sågvirke, men i kombination med en ringbalk i samma kombination. Ringbalken skulle placeras ovanpå hammarbandet och tillsammans med bärbalken fördela laster över öppningar.

Detta alternativ undersöktes för att få en uppfattning om det för detta projekt över huvudet taget är möjligt att verkställa bärbalken med normalt konstruktionsvirke, som är mera tillgängligt än fanérträbalkar av typen Kerto-S. Vidare definition av detta hittas i bilaga 2 samt kapitel 2.3.

Kombinationen bärbalk samt ringbalk kontrollerades mot böjbelastning, varpå beräkningarna gav en utnyttjandegrad på 239,4 %, d.v.s. att även denna kombination inte håller för belastningarna som verkar och är således inte möjlig att tillämpa. För dimensioneringsberäkningar angående detta, se bilaga 2 samt kapitel 2.3.2.

4.3.4 Ytterväggens regler

Ytterväggsreglarna utgör de primära bärverken i ytterväggsstommen som skall fördela lasten från det övrebjälklaget samt ytterväggen vidare ner till grundkonstruktionen.

Enligt valt utgångsvärde för ytterväggsreglarnas dimension i kapitel 4 så har en kontroll för ytterväggsreglarnas kapacitet mot följande belastningar samt fenomen utförts.

- Kontroll av kapacitet mot böjbelastning.
- Kontroll av kapacitet mot tryckbelastning.
- Kontroll av kapacitet mot instabilitet i form av knäckning.
- Kontroll av kapacitet mot skjuvbelastning vid ursparning för bärbalk.

Dimensioneringsberäkningar samt vidare definitioner hittas i bilaga 2 samt kapitel 3. Enligt erhållna resultat fås att de valda dimensionerna för ytterväggsreglarna är erforderliga för de belastningar som verkar. Den dimensionerande faktorn för ytterväggsreglarna visade sig i detta fall vara kapacitet mot knäckning, och utnyttjandegraden med hänsyn till detta erhöles som 24,3 %.

4.3.5 Ytterväggens syll

Ytterväggens syll, d.v.s. ytterväggens nedre bind varv, har i uppgift att binda samman ytterväggens ytterväggsreglars nederdel till en styv och stabil helhet. Därtill utgör den även i detta fall den konstruktionsdel i ytterväggsstommen som anligger mot sockelväggen, och således förankras ytterväggsstommen till sockeln och grundkonstruktionen via ytterväggens syll.

Ytterväggens sylls dimension har i likhet med hammarbandet valts till samma dimension som för ytterväggens ytterväggsreglar i punkt 4.3. Syllens har kontrollerats mot belastning i form av stämpeltryck, och denna kontroll kommer att vara avgörande ifall den valda preliminärt antagna dimensionen slutligen kommer att ha erforderlig kapacitet med hänsyn till verkande belastning, p.g.a. att man här helst vill utföra hammarband, ytterväggsreglar samt syll i samma dimension.

Kontroll av kapacitet mot stämpeltryck har utförs med beaktande av ytterväggsreglarnas- samt även dörreglarnas belastning, vidare definition av ytterväggens dörreglar i punkt 4.3.6.

Dimensioneringsberäkningar samt vidare definitioner hittas i bilaga 2 samt kapitel 4. Enligt erhållna beräkningar fås att syllens har erforderlig kapacitet med hänsyn till verkande stämpeltryck vid ytterväggsreglar samt dörreglar. Den dimensionerande faktorn för syllens var i detta fall kapaciteten med hänsyn till stämpeltryck vid ytterväggens dörreglar och utnyttjandegraden för detta erhöles som 68,4 %.

Således kan konstateras att den preliminärt valda dimensionen för ytterväggens ytterväggsreglar är erforderlig.

4.3.6 Ytterväggens dörreglar

Dörreglarna, d.v.s. de ytterväggsreglar som finns vid hallens dörröppningars sidor, har i uppgift att fördela last från bärbalken som spänner öppningen ner till sockeln. P.g.a. att det

här förekommer mycket större belastningar än för de dörreglar som finns i ytterväggsstommen och endast tar last från deras c/c-avstånd, så har här valts att utföra dörreglarna som dubbla ytterväggsreglar för att kunna klara denna belastning.

Således utförs dörreglarna med följande dimension: 2 x C24 48x150, d.v.s. dörreglarna har tvärsnittet 96 x 150. Dörreglarnas kapacitet kontrolleras enligt samma princip som för ytterväggsreglarna i punkt 4.3.4.

Dimensioneringsberäkningarna samt vidare definitioner hittas i bilaga 2 samt kapitel 5.0, och enligt utförda beräkningar så har tvärsnittet erforderlig kapacitet med hänsyn till de verkande belastningarna. I likhet med dimensionering av ytterväggsreglarna, så var det kapaciteten med hänsyn till knäckning som blev den avgörande faktorn för dörreglarna och enligt beräkningar erhöles en utnyttjandegrad på 30,4 %.

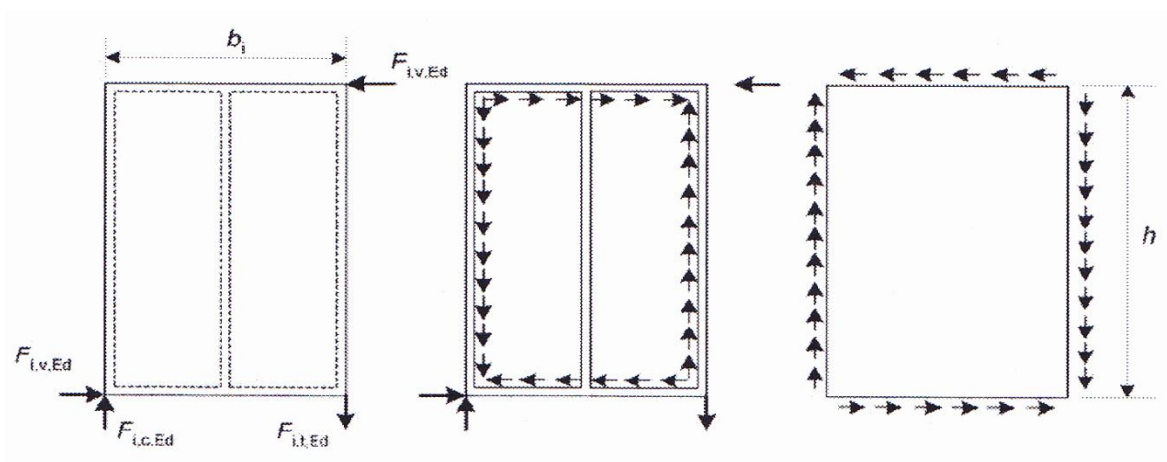
4.4 Dimensionering av ytterväggs förstyvande konstruktioner

Följande kapitel innefattar dimensionering av byggnadens ytterväggs förstyvande konstruktioner, d.v.s. de konstruktioner som skall stabilisera byggnadens ytterväggar mot horisontellt verkande och stjälpande krafter orsakade av vindlast. Dimensionering av ytterväggs förstyvande konstruktioner hittas i bilaga 3.

4.4.1 Definition av skivförstyvning

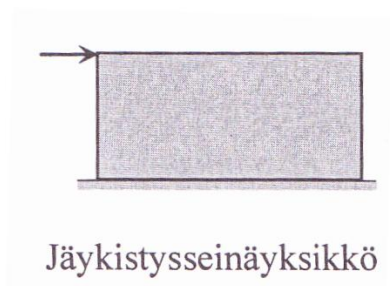
För denna byggnad, enligt tidigare definition i punkt 3.1.1, är det tänkt att skivförstyvning tillämpas för att förstyva byggnadens ytterväggar. Denna typ av förstyvning anses här vara lämplig p.g.a. att det finns två stycken skivor i ytterväggskonstruktionen som kan utnyttjas för denna princip, d.v.s. insidans inredningsskiva samt utsidans vindskyddsskiva.

En skivförstyvning består av skivor som fixeras till en stomme av reglar, som sedan binds samma av ett övre- samt nedre bind varv, d.v.s. en reglad väggkonstruktion beklädd med skivor. Principen för skivförstyvningen är då en s.k. förstyvande sektion, d.v.s. en skiva samt omgivande reglar som denna fästes till, belastas av en skjuvkraft så att denna kraft fördelas längs med skivans kanters förbindare och vidare via regelstommen till nästa förstyvande sektion. Denna fördelning förevisas nedan i figur 15. (RIL 244-2007 kap. A3.1.4)



Figur 18. Definition av kraftfördelning i en förstyvande sektion (RIL 205-1-2009 bild 9.10).

Således samarbetar en väggs förstyvande sektioner, för att ta emot den kraft som belastar denna, och bildar en enhetlig styv helhet, d.v.s. en förstyvande vägg. (RIL 244-2007 kap. A3.1.4).

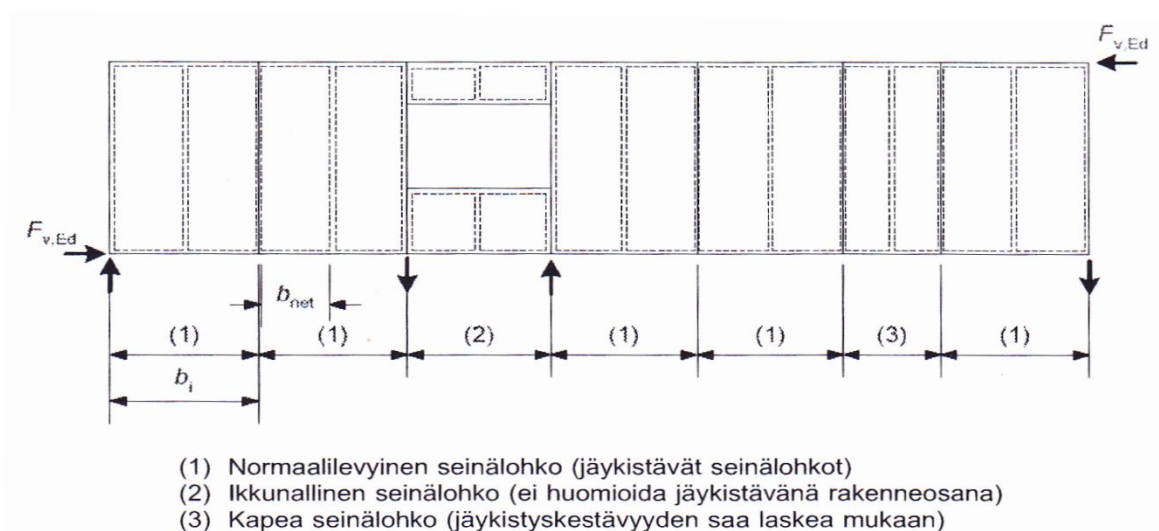


Figur 19. Definition av en förstyvande vägg som helhet (Utdrag ur RIL 244-2007 bild A.5).

Enligt RIL 205-1-2009, då den enklare analysmetoden A tillämpas, får endast de förstyvande sektioner som har full höjd, i förhållande till den förstyvande väggs totala höjd, samt inte innehåller öppning, som t.ex. fönster, delta med sin förstyvande kapacitet till väggs totala kapacitet. (RIL 205-1-2009 kap. 9.2.4.2).

Analysmetod A enligt beskrivning i RIL 205-1-2009, som är en förenklad analysmetod för analys av förstyvande väggsektioner, kommer att tillämpas för analys av denna byggnads förstyvande sektioner. (RIL 205-1-2009 kap. 9.2.4.2).

Detta innebär att sektioner som inte har full höjd eller innehåller öppningar inte bidrar med någon förstyvande kapacitet, utan för endast kraften vidare till nästa förstyvande sektion, se punkt (3) i figur 17 nedan. (RIL 205-1-2009 kap. 9.2.4.2).



Figur 20. Definition av deltagande, förstyvande sektioner för en förstyvande vägg (RIL 205-1-2009 bild 9.10).

En deltagande förstyvande sektion definieras även av dess effektiva bredd b_i , d.v.s. den maximala bredden för en förstyvande sektion är alltid den maximala bredden för den använda skivtypen. Oftast är denna bredd 1200 mm, och denna härrör från standard bredd för skivor. Således kommer de skivor som har full bredd att delta med deras totala skjuvkapacitet, d.v.s. den skjuvkapacitet som är maximal för de använda skivorna samt infästningarna, se punkt (1) i figur 17. Skivor i sektioner som således underskrider denna bredd deltar med reducerad kapacitet via en reduceringsfaktor, se punkt (3) i figur 17. (RIL 205-1-2009 kap. 9.2.4.2).

Sektioner som inte deltar med sin förstyvande kapacitet p.g.a. öppningar eller motsvarande, påverkas dock av vertikala krafter, se punkt (2) i figur 17, som uppkommer av väggens skivverkan. Dessa krafter skall kunna överföras till närmaste intilliggande förstyvnade sektion, eller förankras till under om väggen liggande konstruktioner. Dessa belastningar skall bland annat beaktas vid förankring av ytterväggsstommen till byggnadens grundkonstruktion. (RIL 205-1-2009 kap. 9.2.4.2)

Vidare beskrivning samt definitioner av hur de deltagande sektionerna för respektive ytterväggar tolkas i för denna byggnad hittas i bilaga 3 samt kapitel 2.0.2, 2.5.1, 3.0.2 samt 3.5.1.

För denna byggnad är det tänkt att dubbelsidig skivförstyvning skall användas. Eftersom det i ytterväggens finns både en inredningsskiva samt en vindskyddsskiva, så kommer båda tolkas bidra med sin förstyvande kapacitet till ytterväggarnas totala förstyvande kapacitet.

Då dubbelsidig skivförstyvning tillämpas erhålls vissa tilläggskrav angående kombinerings av de bägge skivornas kapacitet enligt RIL 205-1-2009 enligt följande:

- Kombineringsalternativ 1: Ifall skivorna samt deras infästningar är av samma mått samt typ så fås den totala skjuvkapaciteten för den dubbelsidiga förstyvningen som summan av de båda skivornas kapacitet.
- Kombineringsalternativ 2: Ifall skivorna är av olika typ men infästningar med samma styvhet används, så fås den totala skjuvkapaciteten för den dubbelsidiga förstyvningen som summan av 100 % av den starkare skivans kapacitet samt 75 % av den svagare skivans kapacitet.
- Kombineringsalternativ 3: Ifall kriterierna för alternativ 1 samt 2 inte uppfylls så fås den totala skjuvkapaciteten för den dubbelsidiga förstyvningen som summan av 100 % av den starkare skivans kapacitet samt 50 % av den svagare skivans kapacitet.

(RIL 205-1-2009 kap. 9.2.4.2, sid 150.).

Definiering av ytterväggarnas totala skjuvkapacitet för denna byggnad då dubbelsidig skivförstyvning används hittas i bilaga 3 samt kapitel 2.3 samt 3.3.

4.4.2 Laster på ytterväggarnas förstyvande sektioner

De primära lasterna som verkar på ytterväggens förstyvande konstruktioner, d.v.s. de belastningar som de förstyvande konstruktionerna skall klara av, är laster p.g.a. vindlast mot byggnadens ytterväggar.

För detta projekt har laster som verkar på de förstyvande sektionerna valts att tas fram enligt direktiv i Puuinfo: EC5 sovelluslaskemat, asuinrakennus, där den karakteristiska ytlasten p.g.a. vindlast mot byggnadens ytterväggar har beräknats om till en linjelast som verkar i nivå med ytterväggens överkant. (Puuinfo: EC5 sovelluslaskemat, asuinrakennus toinen painos).

Därefter fördelas denna linjelast till respektive ändväggar som punktlaster. De respektive ändväggarnas förstyvande sektioner skall sedan dimensioneras mot denna belastning. Således skall byggnadens kortsidors förstyvande sektioner ta hand om vindlast mot byggnadens långsida, och långsidornas förstyvande sektioner ta hand om vindlast mot gaveln.

För vidare definition av framtagning av denna last, se bilaga 3 samt kapitel 0.

4.4.3 Kontroll av kapacitet för förband mellan skivor samt regelstomme

Förbandet mellan de förstyvande skivorna samt ytterväggsreglarna har i uppgift att fördela den belastande kraften vidare mellan skivor och regler, samt att förankra skivorna till stommen.

I detta fall, då de förstyvande skivorna utgörs av gips- samt träfiberskivor, så måste förbandens kapacitet analyseras enligt de direktiv som ges av tillverkaren enligt använd skiv- och infästningstyp. (RIL 205-1-2009 kap. 9.2.4.1).

Som infästningsdon för respektive skivor har tillverkarens rekommenderade infästningstyper använts. För vindskyddsskivorna används maskinspikar som valts att placeras på ett innebörders avstånd, d.v.s. centrum-centrum avstånd, på 75 mm vid skivornas ytterkanter samt på 100 mm avstånd i skivans mitt.

Som infästningsdon för gipsskivorna har skruvar valts att användas och dessa placeras på ett innebörders avstånd på 150 mm vid skivornas ytterkanter samt i deras centrum. Vidare definition av detta samt kontroll av förbandens kapacitet hittas i bilaga 3 samt kapitel 1.

4.4.4 Kontroll av kapacitet för ytterväggarnas förstyvande sektioner

Respektive långsida- samt kortsidas förstyvande sektioners förstyvande kapacitet analyseras separat, enligt analysmetod A som beskrivs i punkt 4.4.1. Beräkningar samt vidare definition av detta hittas i bilaga 3 samt i kapitel 2 samt 3.

Enligt dimensioneringsberäkningar så erhålls att respektive ytterväggs förstyvande konstruktioner har erforderlig kapacitet med hänsyn till de laster som verkar på dessa. Utnyttjandegraden med hänsyn till förstyvningsskapacitet för högst utnyttjad långsida fås enligt beräkningar som 22,6 %, samt 96,7 % för högst utnyttjade kortsida, vilket ger att kortsida ytterväggars, d.v.s. gavelväggarnas, förstyvande konstruktioner blev dimensionerande i detta fall.

Som resultat fås då att det är möjligt att förstyva denna byggnads ytterväggar genom tillämpning av dubbelsidig skivförstyvning, som i detta fall utgörs av inredningsskiva i gips samt vindskyddsskiva i träfiber.

Man bör dock observera att utnyttjandegraden för den högst utnyttjade väggen är mycket nära 100 %. För att säkerställa kapaciteten för gavelväggarna så kunde man eventuellt förstärka dessa genom att placera en fanérskiva bakom ytterväggens inredningsskiva.

4.5 Dimensionering av byggnadens grundmur

Byggnadens sockel har i uppgift att fördela lasten från ytterväggarna vidare ner till grundsulan. I detta projekt, enligt tidigare definition i kapitel 3.2, så kommer byggnadens sockel att utföras som en platsgjuten grundmur av armerad betong.

Två olika konstruktionslösningar har undersökt, en lösning där sockelns isolering utförs på hallens insida, d.v.s. utanpå sockeln, samt en lösning där isolering gjuts in i sockelväggen i samband med plastgjutningen av denna. Det senare alternativet med ingjuten isolering är dock mera gynnsamt, dels med tanke på köldbryggor mellan sockelvägg och ytterväggsstomme, med även med beaktande av definition i punkt 3.1.1., d.v.s. att man får en slitstark yta i form av betong på byggnadens insida som inte är känslig för slag eller nötning.

Sockelns uppbyggnad, då isoleringen utförs på dess utsida, består av 150 mm armerad betong. Då isoleringen gjuts in i sockeln ämnas sockelns uppbyggnad bestå av ett yttre armerat betongskal på 75 mm, isolering 50 mm samt ett inre armerat betongskal på 75 mm.

Dimensioner på inre- och yttrebetongskal är baserat på ytterväggsstommens totala bredd, och grundmuren får då en total bredd på 200 mm. Bägge alternativ har valts att dimensioneras för att ge beställaren val möjligheter angående utförandet. Dimensioneringsberäkningar för byggnadens grundmur hittas i bilaga 4 och är utförda med stöd av samt enligt direktiv i RIL 202-2011/BY 61.

4.5.1 Laster på byggnadens grundmur

Framtagning av laster samt vidare definiering av detta hittas i bilaga 4 samt kapitel 0.

4.5.2 Kontroll av kapacitet för byggnadens grundmur

Vid dimensionering av byggnadens sockel har, enligt definition i RIL 202-2011, följande kapaciteter kontrollerats:

- Kontroll av kapacitet mot böjbelastning, dimensionering av sockelväggens huvudarmering.
- Kontroll av skjuvkapacitet.
- Kontroll av stål- samt betongspänningar.

De bägge konstruktionsalternativen gällande sockelns isolering har kontrollerats enligt dessa parametrar. Dimensionering av sockel utan ingjuten isolering hittas i bilaga 4 kapitel 1 samt dimensionering av sockel med ingjuten isolering hittas i bilaga 4 kapitel 2.

Enligt beräkningar fås att grundmur utan ingjuten isolering bör armeras med en armeringsmängd enligt principen som minimiarmerad platta, i detta fall fås att dubbelsidig nätarmering av typen # T8/8 k/250/250, d.v.s. stänger av diameter 8 mm med ett innebörders avstånd på 250 mm, som placeras i tvärsnittets bägge ytor.

För grundmur med ingjuten isolering fås en erforderlig armeringsmängd, då grundmuren dimensioneras enligt samma princip som för minimiarmerade plattor, som dubbelsidig nätarmering av typen # T8/8 k/200/200, d.v.s. stänger med diametern 8 mm med ett innebörders avstånd på 200 mm, som placeras i tvärsnittets bägge ytor.

Enligt utförda beräkningar erhålls att bägge konstruktionsalternativen är möjliga att utföra med hänsyn till de verkande belastningarna. Som det slutliga alternativet valde beställaren lösningen med ingjuten isolering.

4.6 Dimensionering av byggnadens grundsula

Byggnadens grundsula har i uppgift att fördela lasten från byggnaden ner till bärande mark, och är således den sista länken i en byggnads bärandestomme. För detta projekt ville beställaren utföra grundsulan som en platsgjuten långsträckt sula. Detta är mycket fördelaktiga med hänsyn till markens bärighet, p.g.a. lasten från byggnaden fördelas på en mycket större yta.

Därtill är en långsträckt sula även mycket lämplig att använda med tanke på hur byggnadens sockel är utförd. Ifall pelarsulor tillämpas, enligt tidigare beskrivning i punkt 3.1.1, så bör sockeln utföras enligt samma princip som för balkar med erforderlig balkarmering för att kunna bära och fördela laster mellan pelarsulorna.

Som tidigare nämnt i punkt 1.5.2 så finns det ingen geoteknisk markundersökning tillgänglig i detta skede att dimensioneringen utförs. Således har ett antaget värde för markens tillåtna bärlighet valts att användas. Dock skall dimensioneringsberäkningar utförda i detta kapitel granskas och revideras i det skede att en geoteknisk markundersökning har utförts innan själva byggnationen startar.

Som regelverk samt stödlitteratur har RIL 207-2009, RIL 202-2011/BY 61 samt BY210 2008 valts att användas vid dimensionering samt för att kunna definiera använda metoder.

4.6.1 Laster på byggnadens grundsula

Framtagning av laster som används för dimensionering av byggnadens grundsula hittas i bilaga 5 kapitel 0.

4.6.2 Analys av undergrundens dimensionerande bärlighet

Undergrundens dimensionerande bärlighet, d.v.s. den last som kan påföras marken, är den faktor som primärt definierar huruvida grundkonstruktionen har erforderlig kapacitet för den belastning som byggnaden orsakar på denna.

Själva definieringen av undergrundens dimensionerande bärlighet är en svårtolkad och problematisk historia, mestadels p.g.a. att många geotekniker samt utförare av geotekniska tjänster inte ännu tillämpar de krav som ställs på geoteknisk markundersökning enligt Eurokod-standard. Därtill förekommer det även en mängd olika metoder för att beteckna faktorer som berör denna bärlighet. Till följande följer en beskrivning hur detta har tolkats för dimensionering av denna projekts grundkonstruktion. Beräkningar angående detta kapitel hittas i bilaga 5 kapitel 1.

Enligt RIL 207-2009 så definieras kravet för undergrundens dimensionerande bärlighet enligt följande formel.

$$R_{d,v} \geq V_d \quad \text{(RIL 205-2007 formel (6.1))}$$

Där $R_{d,v}$ = Undergrundens dimensionerande bärlighet [kN]

V_d = Dimensionerande bottenstryck mot undergrund, under grundkonstruktion [kN]

Undergrundens dimensionerande bärförmåga skall enligt RIL 207-2009 erhållas på basis av på geoteknisk markundersökning baserade beräkningar. (RIL 207-2009 kap. 2.4 samt 6.5.2)

Undergrundens dimensionerande bärlighet erhålls enligt RIL 207-2009 enligt följande.

$$R_{d,v} = \frac{R_{k,v}}{\gamma_{R,v}} \quad (\text{RIL 207-2009 formel (2.2)})$$

Där $R_{k,v}$ = Undergrundens karakteristiska bärlighet [kN]

$\gamma_{R,v}$ = Partiallsäkerhetskoefficient för bärlighet

Undergrundens karakteristiska bärlighet skall, enligt ovannämnt, baseras på basis av geoteknisk markundersökning. Denna bärlighet erhålls, då den analys metod DA2* används, enligt definition i RIL 207-2009 kapitel 6.5.2.2. punkt D.4 enligt följande formel.

$$R_{k,v} = \frac{R}{A'} = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

(RIL 207-2009 formel (D.2))

Där γ' = undergrundens, d.v.s. markens, friktionsvinkel

c' = undergrundens, d.v.s. markens, kohesionsfaktor

Övriga faktorer definieras som bärlighets koefficient.

Denna formel har benämnts som: "bärlighetsformeln"

Enligt definition i RIL 207-2009 kapitel 6.5.2.2 så baserar sig bärlighetsformeln på markens friktionsvinkel samt kohesionsfaktor, d.v.s. dessa två faktorer definierar undergrundens bärlighet. Dessa faktorer skall erhållas enligt en geoteknisk markundersökning och är absolut nödvändiga för att kunna bestämma undergrundens dimensionerande bärlighet och utan dessa faktorer är det omöjligt att utföra enligt Eurokod-standard. (RIL 207-2009 kap. 6.5.2.2 punkt D.2)

Problemet med framtagning av bärligheten enligt Eurokod-standard är markens friktionsvinkel samt kohesionsfaktor p.g.a. att dessa måste tas fram genom testning i laboratorier, vilket i sin tur är mycket kostsamt och tidskrävande. På grund av detta används ofta en alternativ metod, som dock inte helt till fullo uppfyller de krav som Eurokoden ställer, i Finland.

Före ibruktagande av eurokoderna i Finland har en annan typ av metodik använts för att definiera markens dimensionerande bärlighet samt kraven för detta. En till faktor, som definierar den s.k. tillåtna bottenstrycket för grundkonstruktionen, förekommer bland

geotekniska rapporter i Finland. Denna faktor ges av geotekniker på basis av markundersökning och definierar således det maximalt tillåtna dimensionerande bottentrycket som får uppkomma under grundkonstruktionen, d.v.s. markens tillåtna maximala belastning. Det är mycket vanligt att man i Finland endast definierar kravet för undergrundens dimensionerande bärförmåga på basis av detta tillåtna bottentryck.

Enligt BY210 så definieras kravet för undergrundens dimensionerande bärförmåga enligt följande formel, formeln benämns som A.

$$\sigma_{g,Rd} \geq \sigma_{g,d} \leq \sigma_{g,adm} \quad (\text{BY210 2008 kap. 6.6. sid. 446})$$

Där $\sigma_{g,Rd}$ = Undergrundens dimensionerande bärlighet [MPa]

$\sigma_{g,d}$ = Dimensionerande bottentryck mot undergrund, under grundkonstruktion [MPa]

$\sigma_{g,adm}$ = Tillåtet dimensionerande bottentryck mot undergrund, under grundkonstruktion [MPa]

Ett problem som upptäcktes under forskning i detta ämne var att det finns många alternativa metoder angående de beteckningar som används i samband med analys av bärlighet. Här följer samma formel med alternativa beteckningar, formeln benämns som formel B.

$$P_{R,d} \geq P_{R,ed} \leq P_{R,ed,adm} \quad (\text{BY210 2008 kap. 6.6. sid. 452})$$

Där $P_{R,d}$ = Undergrundens dimensionerande bärlighet [MPa]

$P_{R,ed}$ = Dimensionerande bottentryck mot undergrund, under grundkonstruktion [MPa]

$P_{R,ed,adm}$ = Tillåtet dimensionerande bottentryck mot undergrund, under grundkonstruktion [MPa]

För dimensioneringsberäkningar i detta examens arbete har beteckningar enligt formel B valt att tillämpas. Därtill kommer undergrundens dimensionerande bärlighet även att undersökas med beaktande av kraven i RIL 207-2009, d.v.s. m.h.j.a. bärlighetsformeln. Således definieras kravet för undergrundens dimensionerande bärlighet i detta examensarbete enligt följande:

$$R_{d,v} \geq P_{R,ed} \leq P_{R,ed,adm}$$

Beräkning av undergrundens dimensionerande bärlighet samt vidare definition av tillvägagångssätt hittas i bilaga 5 kapitel 1.

4.6.3 Kontroll av dimensionerande bottentryck

Kontroll av dimensionerande bottentryck, d.v.s. kontroll av kravet för undergrundens dimensionerande bärlighet, utförs enligt definitionen ovan i punkt 4.6.2. Det dimensionerande bottentrycket är beroende av de laster som verkar på grundsulan men också av grundsulans storlek, d.v.s. en större grundsula kan fördela bottentrycket över en större yta och således minska belastningen på marken.

Det dimensionerande bottentrycket erhålls enligt definition i BY210 2008 enligt följande.

$$P_{R,ed} = \frac{N_{ed}}{A'} \quad (\text{BY210 2008 kap 6.6})$$

Där N_{ed} = Dimensionerande normalkraft på grundsulan i brottsgränstillstånd

A' = Effektiv area för grundsulan

Den effektiva area för grundsulan är en area som definierar hur stor yta av grundsulan som fördelar last till undergrunden i form av tryck. Att hela grundsulans yta inte fördelar last till grunden baserar sig på att då grundsulan belastas av en kombination av normalkraft samt moment, så orsakar detta en rotation i grundsulan, vilket i sin tur leder till att endast en viss del av grundsulans area fördelar last i form av tryck till underliggande mark. Vidare definiering av samt framtagning av denna effektiva area hittas i bilaga 5 kapitel 2.

För att således kontrollera kravet för den dimensionerande bärligheten måste grundsulans dimensioner antas. Dock är grundsulans dimension i längdled, d.v.s. grundsulans längd, redan låst med tanke på att grundsulan utförs som långsträckt väggsula.

I bilaga 5 samt kapitel 2 så kontrolleras det dimensionerande bottentryck för grundsulor med olika bredd. Enligt detta fås att en långsträckt grundsula med bredden 600 mm skulle vara mest optimal att använda i detta fall.

En grundsula av denna dimension ger en utnyttjandegrad på 92,8 % med hänsyn till antagen given bärlighet, samt en utnyttjandegrad på 38,6 % med hänsyn till beräknad bärlighet. Enligt detta väljs denna som den preliminära dimensionen för byggnadens grundsula.

Speciellt denna punkt skall säkerställas genom beräkning i det skedet att en geoteknisk grundundersökning har utförts för att med erforderlig säkerhet kunna fastställa grundsulans storlek.

4.6.4 Kontroll av grundsulans stabilitet

Enligt RIL 207-2009 så skall stabiliteten mot glidning samt stjälpning kontrolleras för grundkonstruktioner. (RIL 207-2009 kap. 6.5.1 samt 11).

Kontroll av stjälpning innebär kontroll av ifall grundkonstruktionen har erforderlig stabilitet med hänsyn till de stjälpande krafterna som verkar. I de flesta fall definieras dessa stjälpande krafter av det moment som verkar på grundkonstruktionen p.g.a. vindlast mot byggnaden.

Kontroll av glidning innebär kontroll ifall grundkonstruktionen har erforderlig kapacitet i form av friktion mellan grund och mark för att förhindra att grundsulen glider iväg, d.v.s. flyttas, då denna belastas med horisontellt verkande krafter.

Grundsulans stabilitet kontrolleras i bilaga 5 kapitel 3 och enligt utförda beräkningar så fås en utnyttjandegrad på 86 % med hänsyn till stjälpning, samt 29,5 % med hänsyn till glidning. Enligt detta fås att grundkonstruktionen har erforderlig stabilitet mot stjälpning samt glidning.

4.6.5 Dimensionering mot momentbelastning, huvudarmering för grundsula

Grundsulor kan utföras som armerade- eller oarmerade betongkonstruktioner. Ifall grundsulen utförs som oarmerad bör den ha erforderlig höjd för att kunna ta den momentbelastning verkar på grundsulen, därtill finns det en ökad risk för sprickbildning för oarmerade sulor. En armerad grundsulans höjd kan minskas i förhållande till en oarmerad, p.g.a. att betongen och armeringen samverkar. Här väljs en armerad grundsula att användas för undvika problemen med eventuell sprickbildning. (BY210 2008 kap. 6.6.2).

Grundsulans huvudarmering skall dimensioneras mot det moment som verkar i grundsulen p.g.a. bottenstrycket under grundsulen. Vidare definition av detta moment samt dimensioneringsberäkningar för grundsulans huvudarmering hittas i bilaga 5 kapitel 4.

Enligt utförda dimensioneringsberäkningar så erhålls att denna grundsula bör armeras med armering av typen T10 k/150, d.v.s. armering av diameter 10 mm med innebörders centrum

avstånd på 150 mm, i grundsulans längsled och armering av typen 4 T10, d.v.s. fyra stycken stänger av diametern 10 mm, i grundsulans breddled för att ha erforderlig kapacitet för den verkande momentbelastningen.

4.6.6 Dimensionering mot skjuvbelastning

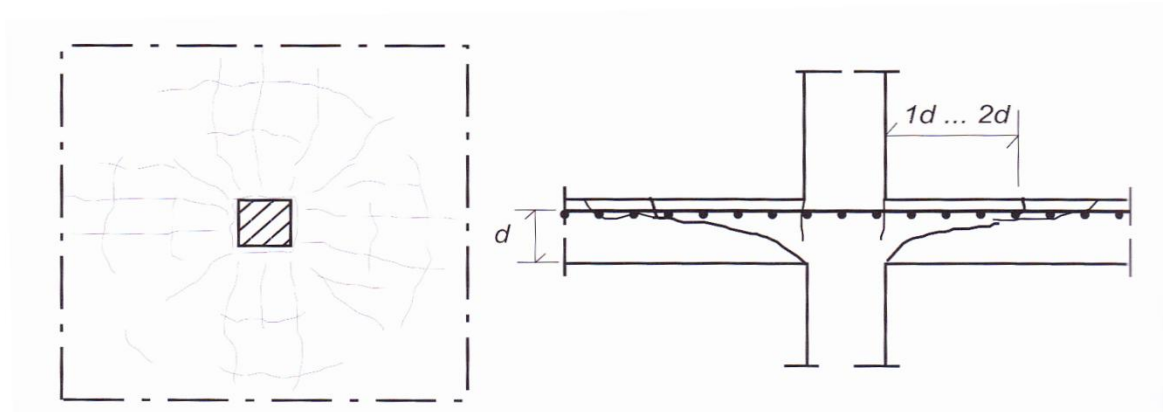
Grundkonstruktioner strävas primärt till att utföras utan specifik skjuvarmering, d.v.s. så att enbart betongen har tillräcklig kapacitet för att klara den verkande skjuvbelastningen. (BY210 2008 kap. 6.6.2)

Enligt BY210 2008 bör två saker kontrolleras i samband med att skjuvkapaciteten kontrolleras. Dessa två punkter definieras enligt följande.

- Kontroll av skjuvkapacitet mot ren skjuvningbelastning.
- Kontroll av kapacitet mot genomstansningsbrott.

Kontroll av skjuvkapacitet innefattar kontroll av ifall grundkonstruktionen har erforderlig kapacitet för den verkande skjuvkraften då grundsulan inte armeras med någon specifik skjuvarmering, d.v.s. en icke skjuvarmerad betongkonstruktion.

Kontroll av kapacitet mot genomstansning innebär kontroll ifall grundkonstruktionen har tillräcklig kapacitet för att förhindra att grundsulan genomstansas, d.v.s. att den ovanomliggande sockelväggen inte stansas igenom grundsulan p.g.a. skjuvbelastning. Principen för genomstansning för betongkonstruktioner definieras enligt figur 21.



Figur 21. Definition av genomstansning för betongkonstruktioner (BY210 2008 bild 1/4.4.)

Kontroll som vidare definitioner av skjuvkapacitet samt kapacitet mot genomstansning för grundsulan hittas i bilaga 5 kapitel 5. Enligt utförda beräkningar så erhålls en utnyttjandegrad

på maximalt 20 % med hänsyn till skjувkapacitet samt en utnyttjandegrad på 30,0 % med hänsyn till genomstansningskapacitet. Enligt detta fås att grundsulan har erforderlig kapacitet med hänsyn till skjувbelastning och någon specifik skjuvarmering behöver inte utföras.

4.6.7 Dimensionering i brukstillstånd

Dimensionering i brukstillstånd, enligt beskrivning punkt 4.2.2, innefattar för grundkonstruktionernas del, kontroll av sprickvidd samt betong- samt stålspänningar.

Kontroll av sprickvidd samt spänningar hittas i bilaga 5 kapitel 6. Sprickvidden har kontrollerats på basis av kravet för begränsning av spänningar, enligt definition i B210 kapitel 5.1.3., och innefattar analys av sprickrisken, d.v.s. ifall betongen kan anses som sprucken eller osprucken. Enligt utförda beräkningar erhålls en utnyttjandegrad med hänsyn till sprickrisken på 18,2 %, d.v.s. den verkliga sprickvidden behöver inte kontrolleras noggrannare i.o.m. att de sprickor som faktiskt uppkommer är så små att de kan försummas.

För spänningarnas del fås en utnyttjandegrad med hänsyn till stålspänningar på 36,1 % samt en utnyttjandegrad med hänsyn till betongspänningar på 11,1 %.

Enligt denna kontroll utgör de spänningar som verkar i grundsulan inga problem med hänsyn till brukstillståndets belastningar och grundsulan uppfyller de krav som ställs med hänsyn till spänningar och sprickvidder.

5 Sammanfattning samt slutdiskussion

Följande kapitel innefattar sammanfattning av den resulterande byggnadens allmänna planering, konstruktion samt slutdiskussion för examensarbetet.

5.1 Sammanfattning av byggnadens allmänna planering

Byggnaden har utformats enligt de initiala krav som beställaren gav, med ett resultat som även gynnar framtida utveckling av tomten. Byggnaden tjänar i stort sett det syfte som den ämnas användas till.

Här anses det att kravet med hänsyn till flexibilitet i utrymmes indelning och framtida verksamhetsändring inte har uppfyllt till full, eftersom de avskiljande mellanväggarna inte

enkelt kan flyttas utan att behöva uppföra nya sektionerande väggar mellan de olika utrymmena. Detta begränsar en framtida ändring av utrymmena till de sektionerande mellanväggarna så, att man då måste förstora utrymmen med en hel lagerdel ifall man vill ha tillgång till större yta. Detta är således något som bör beaktas vid framtida planering av dylika byggnader med denna typ av lagerverksamhet.

5.2 Sammanfattning av byggnadens konstruktion

Enligt utförd byggnadsplanering i punkt 2, konstruktionsplanering i punkt 3 samt på denna planering baserad dimensionering i punkt 4 så har en slutlig helhetslösning erhållits.

Resultatet utgörs av en stomme som till största del uppförs som platsbyggd konstruktion, där fackverkstakstolarna utgöra den ända konstruktionsdelen som inte byggs på plats. Uppdragsgivarens krav på hur byggnaden verkställs har uppnåtts genom denna lösning.

En platsbyggd stomme av denna typ lämpar sig mycket väll till just detta objekt, men andra alternativa helhetslösningar för byggnadens stomme borde ha sett över mera ingående, för att kunna utesluta att en reglad stomme är det bästa alternativet i detta fall.

Vidare anses att byggnadens grundmur bör ersättas av prefabricerade sockelelement, för att få en mera utförligare och effektivare helhetslösning för byggnadens grundkonstruktion.

5.3 Vidareutveckling av detta examensarbete

Den mest väsentliga formen av vidareutveckling för detta examensarbete vore en större och mera omfattande planering av den resterande arealen av tomten, exempelvis för en större industri- eller lagerbyggnad.

En punkt som ännu måste beaktas i ett senare skede är problemet med markundersökning av byggnadens tomt. Byggnationen kan inte inledas innan en dylik geoteknisk undersökning har utförts samt innan de till byggnadens grundkonstruktions gällande dimensioneringsberäkningar kontrollerats samt reviderats med hänsyn till denna undersökning. På grund av att en dylik undersökning inte ännu har utförts i det skedet att detta examensarbete skrivs, så förevisas denna åtgärd som en behövlig vidareutveckling av detta arbete.

Eftersom den faktiska tidpunkten för själva byggstarten inte var helt bestämd, så har behövlig arbets-, tillverknings- samt detaljrutningar valts att inte tas med i examensarbete. Producering av dessa ritningar har således valts att förevisas som möjlig vidareutveckling, trots att de kommer att färdigställas utanför examensarbetets ramar.

5.4 Slutdiskussion

Enligt de krav som beställaren gav angående hallens utformning och konstruktion så anses målsättningarna för detta examensarbete vara nådda. Beställaren har fått en slutlig produkt i form av en byggnad som är planerad enligt de initiala direktiv som denne gav. En enkel och fungerande lösning som till största del kan utföras som platsbyggd blev resultatet av planeringen i detta examensarbete. Därtill främjar denna lösning även vidare utveckling av tomten, eftersom resterande, för större verksamhet mera fördelaktig tomtareal kan utnyttjas till att verkställa en större industribyggnad.

Detta examensarbete har varit mycket långdraget och tidskrävande, mestadels till följd av de ingående dimensioneringsberäkningarna samt diverse ändringar av byggnadens konstruktion. Även tidsplanen för examensarbetet har ändrats otaliga gånger, detta p.g.a. beställarens prioriteringar och det initiala datumet för byggstart har i nuläget flyttats till sommaren 2014.

Dock har jag p.g.a. detta lärt mig väldigt mycket om själva dimensioneringsprocessen, speciellt med hänsyn till framtagning av laster, förstyvning samt geoteknisk dimensionering för grundkonstruktioner. Även de allmänna byggnadsplaneringen har gett mig mycket ny kunskap gällande brandsäkerhet, tomtplanering samt utformning av byggnader.

För att summera detta examensarbete så anser jag att det för min egen del var ett mycket lämpligt arbete då jag har hamnat att behandla ett brett område vad gäller planering samt dimensionering av en byggnad.

Trots att denna byggnad i själv är av mycket enkel typ, med enkla användningssyften, har jag kommit till insikten att byggnadsplanering bör beaktas ur ett brett perspektiv där alla möjligheter samt lösningar undersöks och ingenting lämnas obeaktat. Ifall man i planeringsskedet tar hänsyn till detta så erhåller man slutligen en mera lämplig lösning för den aktuella byggnaden.

Källförteckning

BY 210: *Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus, 2008*. Matti V. Leskelä ja Suomen Betoniyhdistys, BY ry. (2008). ISBN 978-952-5075-96-0

C3 Finlands Byggnadsbestämmelsesamling: *Byggnaders värmeisolering, föreskrifter 2010*. Finlands Miljöministeriet. (2010). <http://www.ym.fi> (hämtat: 14.1.2013).

D2 Finlands Byggnadsbestämmelsesamling: *Byggnaders inomhusklimat och ventilation, föreskrifter och anvisningar 2012*. Finlands Miljöministeriet (2012). <http://www.ym.fi> (hämtat 14.1.2013).

E1 Finlands Byggnadsbestämmelsesamling: *Byggnaders brandsäkerhet, föreskrifter och anvisningar 2011*. Finlands Miljöministeriet. (2011). <http://www.ym.fi> (hämtat: 14.1.2013).

E2 Finlands Byggnadsbestämmelsesamling: *Produktions- och lagerbyggnaders brandsäkerhet, anvisningar 2005*. Finlands Miljöministeriet. (2005). <http://www.ym.fi> (hämtat: 14.1.2013).

Laskentaohje Knauf OY: *Knauf kipsikartonkilevyjen levyjäykistys Eurokoodi 5 mukaan*. Knauf OY. (2010). <http://www.knauf.fi> (hämtat: 17.4.2013).

Plannja Asennusohjeet: *Tiilikuviokatteet, katto- ja seinäprofiilit ja sadevesijärjestelmät*. Plannja. (2012). <http://www.plannja.fi> (hämtat: 18.2.2013)

Puuhallin rakenteet: *Esisuunnittelu ja valintaperusteet*. Puuinfo OY. (2009). <http://www.puuinfo.fi> (hämtat: 19.1.2013).

Puuhallin suunnittelu: *Esisuunnittelu ja arkkitehtoniset valinnat*. Puuinfo OY. (2009). <http://www.puuinfo.fi> (hämtat: 19.1.2013).

Puuinfo, Eurokoodi 5 Sovelluslaskelmat: *Asuinrakennus, toinen painos*. Puuinfo OY. (2010). <http://www.puunifo.fi> (hämtat: 25.2.2013).

RIL 201-1-2011: *Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat, eurokoodit: EN 1990, EN 1991-1-1, EN 1991-1-3 ja EN 1991-1-4*. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto, RIL ry. (2011). ISBN 978-951-758-533-0

RIL 202-2011/BY 61: *Betonirakenteiden suunnitteluohje, eurokoodit: EN 1992-1-1 ja EN 1992-1-2*. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto, RIL ry & Suomen Betoniyhdistys, BY ry. (2011). ISBN 978-951-758-536-1

RIL 205-1-2009: *Puurakenteiden suunnitteluohje, eurokoodi: EN 1995-1-1*. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto, RIL ry. (2009). ISBN 978-951-758-510-1

RIL 207-2009: *Geotekninen suunnittelu, eurokoodin EN 1997-1 suunnitteluohje*. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto, RIL ry. (2009). ISBN 978-951-758-505-7

RIL 244-2007: *Puurakenteiden jäykistyksen ja halkeilun hallinta: Suunnittelu- ja valmistusohjeet*. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto, RIL ry. (2007). ISBN 978-951-758-476-0

RT 85-10495: *Puuristikot ja –kehät*. Rakennustieto OY. (1993). <http://www.rakennustieto.fi> (hämtat: 28.1.2013).

RT 82-10820: *Pientalon puurakenteet, Avoin puurakennusjärjestelmä*. Rakennustieto OY. (2004). <http://www.rakennustieto.fi> (hämtat: 28.1.2013).

RT 98-10915: *Ajoväylät, hitaasti liikennöivät 2008*, Rakennustieto OY. (2008). <http://www.rakennustieto.fi> (hämtat 16.2.2014).

SFS-EN 1990:2007 + A1:2005 + AC:2010: *Eurokoodi: Rakenteiden suunnitteluperusteet*. Suomen Standardisoimisliitto SFS. + Nationell bilaga till standard SFS-EN 1990:2007.

SFS-EN 1991-1-1:2007 + AC:2009: *Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat: yleiset kuormat, omapaino ja hyöty kuormat*. Suomen Standardisoimisliitto SFS. + Nationell bilaga till standard SFS EN 1991-1-1:2007.

SFS-EN 1991-1-3:2007 + AC:2009: *Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat: Lumikuormat*. Suomen Standardisoimisliitto SFS. + Nationell bilaga till standard SFS EN 1991-1-3:2007.

SFS-EN 1991-1-4:2007 + A1:2010 + AC:2010: *Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat: Tuulikuormat*. Suomen Standardisoimisliitto SFS. + Nationella bilaga till standard SFS EN 1991-1-4:2007.

SFS-EN 1992-1-1:2007 + AC:2010: *Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu: Yleiset säännöt ja rakennuksien koskevat säännöt*. Suomen Standardisoimisliitto SFS. + Nationella bilaga till standard SFS EN 1992-1-1:2007.

SFS-EN 1995-1-1:2007 + A1:2008 + A1:2006: *Eurokoodi 5: Puurakenteiden suunnittelu: Yleiset säännöt ja rakennuksien koskevat säännöt*. Suomen Standardisoimisliitto SFS. + Nationella bilaga till standard SFS EN 1995-1-1:2007.

SFS-EN 1997-1:2007 + AC:2009: *Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu, yleiset säännöt*. Suomen Standardisoimisliitto SFS. + Nationella bilaga till standard SFS EN 1997-1:2007.

SK Tuulilevyt: *Kiinnitysohjeet ja levyjäykistysominaisuudet, Runko- ja Tuulileijona levyt*. Suomen Kuitulevy OY. (2009). <http://www.suomenkuitulevy.fi> (hämtat: 17.4.2013).

Staden Jakobstads Byggnadsordning Nr269/2005. Staden Jakobstad. (2005). <http://www.jakobstad.fi> (hämtat: 16.1.2013).

Suunnitteluohje Gyproc Saint-Gobain OY: *Rakennuskipsilevyjen, Glasroc-komposiittikipsilevyjen ja Rigidur-kuituvahvistelevyjen käyttö rankarakenteisten rakennusten jäykistämiseen*. Gyproc Saint-Gobain OY. (2011). <http://www.gyproc.fi> (hämtat: 17.4.2013).

Tietoa Eurokoodeista: *Rakentamismääräykset ja Eurokoodisuunnittelu*. Finlands Miljöministeriet. (2012). <http://www.ym.fi> (hämtat: 21.2.2013)

Trendikoti, TL Sippola OY. (2009). <http://www.trendikoti.fi/miksi-trendikoti/hyvin-suunniteltu-on-paremmi-rakennettu> (hämtat: 24.2.2014).

VTT-sertifikaatti, Dno VTT-RTH-11366-06: *Tyypihyväksyntäpäätös, Suomen Kuitulevy OY:n huokkoiset kuitulevyt*. VTT Expert Services OY. (2012). <http://www.vttexpertservices.fi> (hämtat: 17.4.2013).

VTT-sertifikaatti, Dno VTT-RTH-05596-08: *Tyypihyväksyntäpäätös, Knauf OY:n kipsikartonkilevyt*. VTT Expert Services OY. (2010). <http://www.vttxpertservices.fi> (hämtat: 17.4.2013).

VTT-sertifikaatti, Dno VTT-RTH-07811-08: *Tyypihyväksyntäpäätös, Gyproc Saint-Gobain OY:n Gyproc-kipsilevyt, Glasroc-komposiittikipsilevyt ja Rigidur-kuituvahvistelevyt*. VTT Expert Services OY. (2011). <http://www.vttexpertservices.fi> (hämtat: 17.4.2013).

0.0 Lastkombinationer

Framtagning av lastkombinationer för dimensionering

Lastkombinationer betecknas nedan som: LK

Lastkombinationer tas fram enligt direktiv i RIL 201-1-2011

Direktiv för framtagning av lastkombinationer för byggnader med trästomme hittas även i RIL 205-1-2009, men RIL 201-1-2011 ger mera ingående definitioner för lastkombinationer. Således används den sistnämnda.

Redovisning av källor:

RIL 201-1-2011

RIL 201-1-2011

RIL 201-1-2011
RIL 205-1-2009

0.1 Laskombination för dimensionering i brottsgränstillstånd

Framtagning av lastkombination för dimensionering av konstruktioners hållfasthet

RIL 201-1-2011

RIL 201-1-2011

Definition av dimensionering av konstruktioners hållfasthet i brottsgränstillstånd

RIL 201-1-2011

Dimensionering av konstruktioners eller konstruktionsdelars hållfastheter i brottsgränstillstånd definieras enligt följande modell:

RIL 201-1-2011 [6.4.1]

RIL 201-1-2011 [6.4.1]

Brottsstillstånd: **b)** Konstruktioners hållfastheter är avgörande (STR)

RIL 201-1-2011 [6.4.1 (b)]

Då konstruktioners hållfastheter, (STR), är avgörande, enligt serie b) väljes grund kombinationen för laster enligt:

RIL 201-1-2011 [6.4.1 (b)]

RIL 201-1-2011 [tab. A1.2(B) (F)]

STR Serie B: Konstruktioners eller konstruktionsdelar hållfasthet/geotekniska bärrighet

RIL 201-1-2011 (6.10S)

RIL 201-1-2011 [tab. A1.2(B) (F)]

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,15 \times K_{fi} \\ 0,9 \end{array} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_p \times P + 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,1} + 1,5 \times K_{fi} \times \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

RIL 201-1-2011 (6.10S)

RIL 201-1-2011 [tab. A1.2(B) (F)]

dock minst:

RIL 201-1-2011 (6.10S)

RIL 201-1-2011 [tab. A1.2(B) (F)]

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 \times K_{fi} \\ 0,9 \end{array} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j}$$

RIL 201-1-2011 (6.10S)

RIL 201-1-2011 [tab. A1.2(B) (F)]

Då inga förspänningar tänkes förekomma, omskrivs formeln enligt följande:

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,15 \times K_{fi} \\ 0,9 \end{array} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,1} + 1,5 \times K_{fi} \times \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

RIL 201-1-2011 (6.10S)

RIL 201-1-2011 [tab. A1.2(B) (F)]

dock minst:

RIL 201-1-2011 (6.10S)

RIL 201-1-2011 [tab. A1.2(B) (F)]

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 \times K_{fi} \\ 0,9 \end{array} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j}$$

RIL 201-1-2011 (6.10S)

RIL 201-1-2011 [tab. A1.2(B) (F)]

0.2 Framtagning av lastkombinationer för dimensionering av konstruktioner i brottsgränstillstånd

RIL 201-1-2011

RIL 201-1-2011

Lastkombinationerna samt deras lastformler skapas utgående från krav i punkt [0.1]

Laster som tänkes verka på konstruktion:

1. Egenvikt
2. Nyttolast i form av snölast (full snölast)
3. Nyttolast i form av snölast (halverad snölast)
4. Nyttolast i form av vindlast

RIL 201-1-2011 (5.3.3)

Definition av snölast

Då snölast verkar på tak skall sådant scenario beaktas att en halverad snölast verkar på en viss del av taket

RIL 201-1-2011 (5.3.3)

P.g.a. Detta erhålls här två fall av snölast för att förenkla defineringen

Full snölast: Full snölast verkar på konstruktion
Halverad snölast Halverad snölast verkar på konstruktion

Halveringen utförs här genom att halvera snölastens kombinationskoefficient

Snölasten indexeras för att beskriva ett verkningsområde enligt följande:

Snölast1 Snölast som verkar på takets vänstra sida
Snölast2 Snölast som verkar på takets högra sida

Lastkombinationernas tidsklasser

Varje lasttyp erhåller en typ specifik tidklass enligt varaktighet

Lastkombinationernas tidsklasser definieras i enlighet med de laster som verkar i kombinationen

Tidsklass för respektive lasttyp erhålls enligt tabell

RIL 205-1-2009 (tab. 2.4-FI)

Kombinationskoefficienter för nyttolaster

RIL 201-1-2011 [6.4.3, 6.4.4]

Då flera än en typ av nyttolast är verksam i en lastkombination kombineras den deltagande nyttolasten med den dominerande nyttolasten via en specifikt kombinations koefficient.

RIL 201-1-2011 [6.4.3, 6.4.4]

RIL 201-1-2011 [6.4.3, 6.4.4]

Kombinations koefficienter erhålls ur tabell enligt specifik lasttyp som kombineras

RIL 201-1-2011 (tab. A1.1(FI))

Framtagna lastkombinationer

Utgående från definierade lasttyper erhålls följande tabel över tänkta lastkombinationer

Dominerade last	Beteckning	Lasttyp samt kombinationskoefficienter				Tidklass
		Egenvikt	Vindlast	Snölast1	Snölast2	
		ψ_0	$\psi_{0,w}$	$\psi_{0,s}$	$\psi_{0,s}$	
Egenvikt	LK1	1,0	0,0	0,0	0,0	Permanent
Vindlast	LK2	1,0	1,0	0,7	0,7	Momentan
Vindlast	LK3	1,0	1,0	0,35	0,70	Momentan
Vindlast	LK4	1,0	1,0	0,70	0,35	Momentan
Vindlast	LK5	1,0	1,0	0,0	0,0	Momentan
Snölast	LK6	1,0	0,6	1,0	1,0	Momentan
Snölast	LK7	1,0	0,6	0,5	1,0	Momentan
Snölast	LK8	1,0	0,6	1,0	0,5	Momentan
Snölast	LK9	1,0	0,0	1,0	1,0	Medellång
Snölast	LK10	1,0	0,0	0,5	1,0	Medellång
Snölast	LK11	1,0	0,0	1,0	0,5	Medellång
Vindlast	LK12	1,0	1,0	0,70	0,70	Momentan
Snölast	LK13	1,0	0,6	1,0	1,0	Momentan
Vindlast	LK14	1,0	1,0	0,0	0,0	Momentan
Snölast	LK15	1,0	0,0	1,0	1,0	Medellång

Redovisning av lastformler för framtagna lastkombinationer

Utgående från framtagna lastkombinationer erhålls följande lastkombinationer:

Lastkombination: LK1

Dominerande last: Egenvikter Tidklass: Permanent

Egenvikter: Ofördelaktiga, ingen reducering

Nyttolaster: Inga nyttolaster

$$LK1 = 1,35 \times K_{fi} \times G_{k,j}$$

Lastkombination: LK2

Dominerande last: Vindlast Tidklass: Momentan

Egenvikter: Ofördelaktiga, ingen reducering

Nyttolaster: Vindlast dominerande, snölast (100%+100%) deltar

$$LK2 = 1,15 \times K_{fi} \times G_{k,j} + 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,w} + 1,5 \times K_{fi} \times \psi_{0,s} \times Q_{k,s}$$

Lastkombination: LK3

Dominerande last: Vindlast Tidklass: Momentan

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

Egenvikter: Ofördelaktiga, ingen reducering

Nyttolaster: Vindlast dominerande, snölast (50%+100%) deltar

$$LK3 = 1,15 \times K_{fi} \times G_{kj} + 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,w} + 1,5 \times K_{fi} \times \Psi_{0,s} \times Q_{k,s}$$

Lastkombination: LK4

Dominerande last: Vindlast **Tidsklass:** Momentan

Egenvikter: Ofördelaktiga, ingen reducering

Nyttolaster: Vindlast dominerande, snölast (100%+50%) deltar

$$LK4 = 1,15 \times K_{fi} \times G_{kj} + 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,w} + 1,5 \times K_{fi} \times \Psi_{0,s} \times Q_{k,s}$$

Lastkombination: LK5

Dominerande last: Vindlast **Tidsklass:** Momentan

Egenvikter: Ofördelaktiga, ingen reducering

Nyttolaster: Vindlast dominerande, inga övriga nyttolaster

$$LK5 = 1,15 \times K_{fi} \times G_{kj} + 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,w}$$

Lastkombination: LK6

Dominerande last: Snölast **Tidsklass:** Momentan

Egenvikter: Ofördelaktiga, ingen reducering

Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande, vindlast deltar

$$LK6 = 1,15 \times K_{fi} \times G_{kj} + 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,s} + 1,5 \times K_{fi} \times \Psi_{0,w} \times Q_{k,w}$$

Lastkombination: LK7

Dominerande last: Snölast **Tidsklass:** Momentan

Egenvikter: Ofördelaktiga, ingen reducering

Nyttolaster: Snölast (50%+100%) dominerande, vindlast deltar

$$LK7 = 1,15 \times K_{fi} \times G_{kj} + 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,s} + 1,5 \times K_{fi} \times \Psi_{0,w} \times Q_{k,w}$$

Lastkombination: LK8

Dominerande last: Snölast **Tidsklass:** Momentan

Egenvikter: Ofördelaktiga, ingen reducering

Nyttolaster: Snölast (100%+50%) dominerande, vindlast deltar

$$LK8 = 1,15 \times K_{fi} \times G_{kj} + 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,s} + 1,5 \times K_{fi} \times \Psi_{0,w} \times Q_{k,w}$$

Lastkombination: LK9

Dominerande last: Snölast **Tidsklass:** Medellång

Egenvikter: Ofördelaktiga, ingen reducering

Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande, inga övriga nyttolaster

$$LK9 = 1,15 \times K_{fi} \times G_{kj} + 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,s}$$

Lastkombination: LK10

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

Dominerande last: Snölast **Tidsklass:** Medellång

Egenvikter: Ofördelaktiga, ingen reducering

Nyttolaster: Snölast (50%+100%) dominerande, inga övriga nyttolaster

$$LK10 = 1,15 \times K_{fi} \times G_{kj} + 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,s}$$

Lastkombination: LK11

Dominerande last: Snölast **Tidsklass:** Medellång

Egenvikter: Ofördelaktiga, ingen reducering

Nyttolaster: Snölast (100%+50%) dominerande, inga övriga nyttolaster

$$LK11 = 1,15 \times K_{fi} \times G_{kj} + 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,s}$$

Lastkombination: LK12

Dominerande last: Vindlast **Tidsklass:** Momentan

Egenvikter: Fördelaktiga, egenvikter reduceras

Nyttolaster: Vindlast dominerande, snölast (100%+100%) deltar

$$LK12 = 0,9 \times K_{fi} \times G_{kj} + 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,w} + 1,5 \times K_{fi} \times \Psi_{0,s} \times Q_{k,s}$$

Lastkombination: LK13

Dominerande last: Snölast **Tidsklass:** Momentan

Egenvikter: Fördelaktiga, egenvikter reduceras

Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande, vindlast deltar

$$LK13 = 0,9 \times K_{fi} \times G_{kj} + 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,s} + 1,5 \times K_{fi} \times \Psi_{0,w} \times Q_{k,w}$$

Lastkombination: LK14

Dominerande last: Vindlast **Tidsklass:** Momentan

Egenvikter: Fördelaktiga, egenvikter reduceras

Nyttolaster: Vindlast dominerande, inga övriga nyttolaster

$$LK14 = 0,9 \times G_{kj} + 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,w}$$

Lastkombination: LK15

Dominerande last: Snölast **Tidsklass:** Medellång

Egenvikter: Fördelaktiga, egenvikter reduceras

Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande, inga övriga nyttolaster

$$LK15 = 0,9 \times G_{kj} + 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,s}$$

1.0 Egenvikter för konstruktioner

Beräkning samt framtagning av konstruktionstypers egenvikter

Konstruktionernas egenvikt erhålls som en ytlast

Definition av framtagning av ytlast p.g.a. Ett materials volymvikt

Egenvikt för konstruktion beräknas utgående ifrån delmaterialens verkliga mått och volymvikt

Ytlast p.g.a. Volymvikt erhålls enligt följande princip:

$$G_{kj} = b_{\text{material}} \times h_{\text{material}} \times \rho_{\text{material}} \times \left(\frac{1,0 \text{ m}}{c \cdot c_{\text{material}}} \right)$$

Därtill måste materialet placering samt c/c-avstånd i förhållande till planet beaktas, d.v.s. Ifall materialet är stående eller liggande

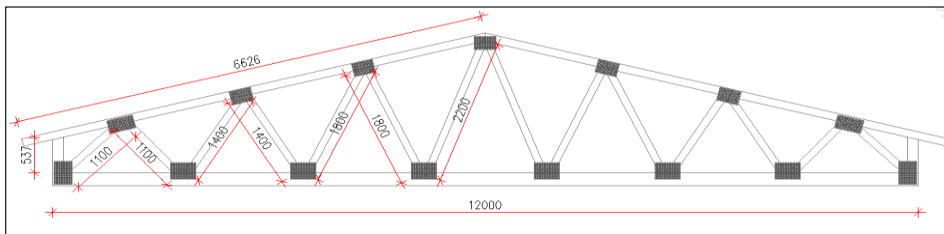
1.1 Egenvikt för byggnadens vindsbjälklag

Vindbjälklaget betecknas nedan som: VB

Ytlast p.g.a. Fackverkstakstolar

Vindbjälklagets fackverkstakstolar egenvikt måste uppskattas via beräkning

Preliminär modell för fackverkstakstolar erhålls via konstruktionsskisser:



Figur. Preliminär modell för fackverkstakstolar

Fackverkstakstolar benämns nedan som: FV-takstol

Ytlast p.g.a. Fackverkstakstolar tänkes erhållas enligt följande:

$$G_{kj, FV-takstol} = \frac{\left(\left(\frac{A_{\text{tot}, FV-takstol, tr\ddot{a}-st\ddot{a}nger}}{\rho_{\text{tr\ddot{a}}}} \right) \times b_{FV-takstol} \right)}{c \cdot c_{\text{takstolar}} \cdot \text{sp\ddot{a}nnvidd}_{\text{takstolar}}}$$

Enligt handberäkningar av den totala trä arean för stänger i FV-takstol fås följande:

Total trä-area för stänger i FV-takstol

A_trästänger, FV-takstol	6,68	m ²
--------------------------	------	----------------

c.c-avstånd för fackverkstakstolar

c/c-avstånd för fackverkstakstolar erhålls i enlighet med konstruktionsskisser som:

c.c_takstolar	1,2	m
---------------	-----	---

Antagen bredd för fackverkstakstol

Fackverkstakstolens bredd antas till:

b_FV-takstol	0,05	m
--------------	------	---

Volymvikt för trä

Erhålls enligt definition i RIL 201-1-2011 som:

ρ_trä	5,0	kN/m ³
-------	-----	-------------------

Spännvidd för fackverkstakstolar

Spännvidd för fackverkstakstolar erhålls i enlighet med konstruktionsskisser som:

spännvidd_takstolar	12	m
---------------------	----	---

Ytlast p.g.a. FV-takstolar

Gkj_FV-takstolar	0,12	kN/m ²
------------------	------	-------------------

Ytlast p.g.a. VB

Egenvikt:	VB	Ytlast p.g.a. Egenvikt för VB				Genererad ytlast [kN/m ²]	Källor volymvikt:
		Bredd [m]	Höjd [m]	Volymvikt[kN/m ³]	c/c [m]		
Material							
Falsad plåt	0,001	1	77	1	0,077	RIL 201-1-2011	
Bärläkt 22x100 c.c. 200	0,022	0,1	5	0,2	0,055	RIL 201-1-2011	
Ströläkt 22x50	0,022	0,05	5	1,2	0,0046	RIL 201-1-2011	
Undertakstäckning				1	0		
Isolering 350mm	0,35	1	0,5	1	0,175	RIL 201-1-2011	
Fackverkstakstolar c.c. 1200					0,12		
Diffusionsspärr					0		
Skålning: 22x100 c.c. 300	0,022	0,1	5	0,3	0,037	RIL 201-1-2011	
Inredningsskiva: GEK 13	0,013	1	8	1	0,104	RIL 201-1-2011	
Total ytlast:					Gkj_VB	0,57	

1.2 Egenvikt för ytterväggskonstruktioner

Ytterväggar betecknas nedan som: YV

Beräkning samt framtagning av konstruktionstypers egenvikter

Defintion av framtagning av ytlast p.g.a. Ett materials volymvikt i enlighet med punkt [1.1]

Ytlast p.g.a. YV

Egenvikt:	YV	Ytlast p.g.a. Egenvikt för YV				Genererad ytlast [kN/m ²]	Källor volymvikt:
		Bredd [m]	Höjd [m]	Volymvikt[kN/m ³]	c/c [m]		
Material							
Fasadpanel UTV 28x140	0,028	1	5	1	0,14	RIL 201-1-2011	
Skålning: 22x100 c.c. 600	0,022	0,1	5	0,6	0,018	RIL 201-1-2011	
Vindskydd: SK Runkolejona 25				1	0,25	SK OY	
Isolering 150mm	0,35	1	0,5	1	0,175	RIL 201-1-2011	
Stomme 48x150 c.c. 600	0,048	0,15	5	0,6	0,06	RIL 201-1-2011	
Isolering 50 mm	0,05	1	0,5	1	0,025	RIL 201-1-2011	
Diffusionsspärr					0		
Skålning: 48x48 c.c. 600	0,048	0,048	5	0,6	0,019	RIL 201-1-2011	
Inredningsskiva: GEK 13	0,013	1	8	1	0,104	RIL 201-1-2011	
Total ytlast:					Gkj_YV	0,79	

2.0 Snölast

Beräkning samt framtagning av snölastens grundvärde för dimensionering

Snölastens grundvärde erhålls som ytlast på byggnadens vattentak

Snölastens grundvärde

Snölastens grundvärde, d.v.s. Ytlast p.g.a. Snölast på tak, erhålls enligt följande:

$$s = \mu_i \times s_k$$

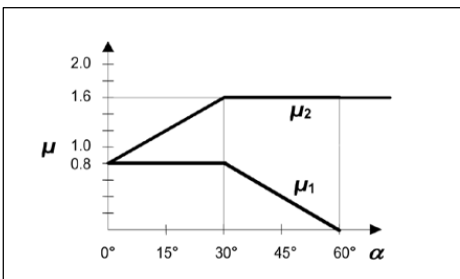
Formeln omskrivs:

$$q_{k,s} = \mu_i \times s_k$$

Formfaktor för tak, μ

Formfaktor för tak erhålls enligt lutning för analyserat tak.

Formfaktor, μ , erhålls ur tabell eller graf enligt tak lutning



RIL 201-1-2011 (bild 5.1)

Takets lutning erhålls enligt konstruktionsskisser:

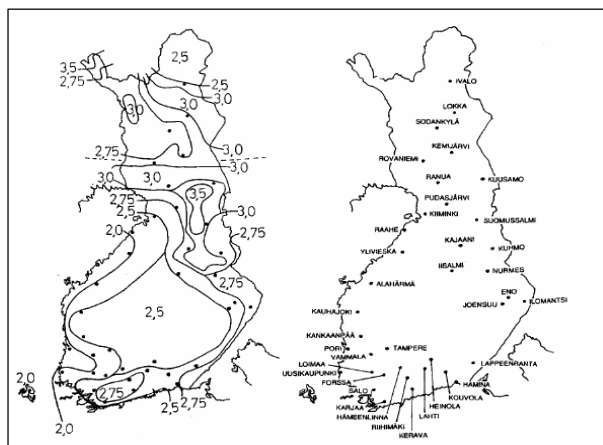
Taklutning	14,0	°
------------	------	---

Enligt bild 5.1. fås således:

μ_1	0,8
---------	-----

Snölastens karakteristiska för snölast på mark

Snölastens karakteristiska värde för snölast på mark erhålls enligt den region som analyseras



RIL 201-1-2011 (bild 4.1(FI))

Redovisning av källor:

RIL 201-1-2011

RIL 201-1-2011 [5.2]

RIL 201-1-2011 (5.1.1S)

RIL 201-1-2011 (5.1.1S)

RIL 201-1-2011 (5.1.1S)

RIL 201-1-2011 [5.3]

RIL 201-1-2011 [5.3.1]

RIL 201-1-2011 (tab. 5.1, bild 5.1)

RIL 201-1-2011 (tab. 5.1, bild 5.1)

RIL 201-1-2011 (tab. 5.1, bild 5.1)

RIL 201-1-2011 (bild 4.1(FI))

RIL 201-1-2011 (bild 4.1(FI))

Region för projekt: Österbotten

För denna region fås följande:

sk	2,0	kN/m ²
----	-----	-------------------

RIL 201-1-2011 (bild 4.1(FI))

RIL 201-1-2011 (bild 4.1(FI))

Snölastens grundvärde

qks	1,6	kN/m ²
-----	-----	-------------------

3.0 Vindlast enligt RIL 201-1-2011

Redovisning av källor:

RIL 201-1-2011

PUUINFO: EC5 Sovelluslaskelmat: Asuinrakennus

Beräkning samt framtagning av vindlastens grundvärde för dimensionering

Förenklade direktiv för framtagning av vindlastens grundvärden enligt RIL 201-1-2011 tillämpas med stöd för tolkning av formler från PUUINFO: EC5 Sovelluslaskelmat: Asuinrakennus

RIL 201-1-2011 [5.0]

Dokumentet: PUUINFO: EC5 Sovelluslaskelmat: Asuinrakennus, förkortas till: PUUINFO: EC5 SA, då detta refereras till i fortsättningen

PUUINFO: EC5 SA

Definition av framtagning av vindlastens grundvärde enligt RIL

RIL 201-1-2011 [5.3]

Vindlastens verkan på en byggnad/konstruktion kan tas fram enligt två olika metoder:

RIL 201-1-2011 [5.3]

1. Kraftkoefficient, c_f , används för att beskriva vindlasten belastning på en struktur

RIL 201-1-2011 [5.3]

2. Tryckkoefficient, c_p , används för att beräkna vindtryck på deltytor

RIL 201-1-2011 [5.3]

Metod 1 väljes dels p.g.a. Det att denna metod är korta och smidigare att tillämpa än metod 2 samt dels för att i ett beräkningsexempel i RIL 201-1-2011 [Osa 1.4 9S] påvisas det att metod 1 ger större och mera säkra laster då denna typen av mindre byggnader ($h < 15$ m) studeras.

RIL 201-1-2011 [Osa 1.4 9S]

RIL 201-1-2011 [Osa 1.4 9S]

RIL 201-1-2011 [Osa 1.4 9S]

RIL 201-1-2011 [Osa 1.4 9S]

3.1 Vindlasten grundvärde enligt vindlastens totalresultant

RIL 201-1-2011 [5.31S]

Vindlastens grundvärde tänkes erhållas genom beräkning av vindlastens totalresultant med hjälp av vindlastens kraftkoefficient.

RIL 201-1-2011 [5.3]

RIL 201-1-2011 [5.31S]

Denna metod baseras på vindlasten på en konstruktion tolkas vara konstant lika med den vindlast som verkar vid konstruktionens taknock, d.v.s. den högsta punkt.

RIL 201-1-2011 [5.31S]

RIL 201-1-2011 [5.31S]

Denna metod ger vindlasten grundvärde som en totalresultant i [kN] som verkar på byggnaden

RIL 201-1-2011 [5.31S]

Denna resultant eller punktlast kan därefter beräknas om till ytlast eller linjelast för att beskriva vindlastens verkan på olika konstruktionsdelar

Enligt definition i PUUINFO: EC5 Sovelluslaskelmat: Asuinrakennus, tänkes denna resultant verka på höjden $0,6 \times$ byggnadens totala höjd från marknivå

PUUINFO: EC5 SA [3.3]

PUUINFO: EC5 SA [3.3]

Vindlastens totalresultant enligt metod 1. beskriven i punkt [4.0] erhålls enligt följande:

RIL 201-1-2011 (5.3)

$$F_{k,w} = c_s \times c_d \times c_f \times q_p(h) \times A_{ref}$$

RIL 201-1-2011 (5.3)

Byggnadens form

Byggnadens form, d.v.s. Huvudmått, erhålls enligt konstruktionsskiss

h_byggnad	6	m
l_byggnad	33,5	m
b_byggnad	12,5	m

Konstruktionens formfaktor, $c_s \times c_d$

Konstruktionens formfaktor erhålls ur bild RIL 201-1-2011 (bild 5.3S)

RIL 201-1-2011 (bild 5.3)

För låga samt ordinära byggnader kan konstruktionens formfaktor väljas enligt följande:

RIL 201-1-2011 (5.3)

$$c_s \times c_d = 1,0$$

RIL 201-1-2011 (5.3)

Således fås följande:

RIL 201-1-2011 (5.3)

$c_s \times c_d$	1,0
------------------	-----

RIL 201-1-2011 (5.3)

Vindens kraftkoefficient, c_f

Med kraftkoefficienten beaktas byggnadens mått och slankhet i förhållande till vinden

RIL 201-1-2011 [5.31S]

Kraftkoefficienten erhålls ur tabel då byggnadens slankhet samt förhållandet mellan byggnadens längd och -bredd är kända.

RIL 201-1-2011 [5.31S]

Förhållandet mellan byggnadens längd och -bredd

Förhållande mellan bredd och längd erhålls enligt följande:

$$\frac{d}{b} = \frac{b_{byggnad}}{l_{byggnad}}$$

RIL 201-1-2011 (bild 5.2S)

RIL 201-1-2011 (tab. 5.2S)

I detta skede kan man med hjälp av formeln variera "vindens riktning", d.v.s. Definera mot vilken sida vinden blåser mot.

Detta görs då genom att kasta om måtten för byggnadens längd och bredd i formeln

Denna formel är dock i sitt grundutförande tänkt således att vindens tänkes blåsa mot byggnadens längre sida, vilket också i sin tur ger störst effekt med hänsyn till vindlastens resultat.

Men i sådant fall att vind mot kortsida vill undersökas är detta möjligt genom denna tillämpning

I detta fall vill extrem värden erhålls och således väljes att vinden tänkes verka mot byggnadens långsida, helt enligt formel.

Således fås följande:

d/b	0,373
-----	-------

Byggnadens slankhet

Då byggnadens höjd är lägre är 15 m, erhålls byggnadens slankhet enligt följande:

RIL 201-1-2011 (tab. 5.1S)

$$\lambda_{byggnad} = 2 \times \frac{h_{byggnad}}{b_{byggnad}}$$

RIL 201-1-2011 (tab. 5.1S)

$\lambda_{byggnad}$	0,96
---------------------	------

Vindens kraftkoefficient

Fås ur tabell RIL 201-1-2011 (tab 5.2S) enligt följande:

RIL 201-1-2011 (tab. 5.1S)

Värdet interpoleras

RIL 201-1-2011 (tab. 5.1S)

c_f	1,298
-------	-------

RIL 201-1-2011 (tab. 5.1S)

Vindens hastighetstryck

RIL 201-1-2011 [4.5]

Vindens hastighetstryck erhålls ur graf enligt byggnadens höjd samt för i vilken terrängklass byggnadens befinner sig i

RIL 201-1-2011 [4.5]

RIL 201-1-2011 [4.5]

Byggnadens terrängklass

Byggnadens terrängklass defineras enligt RIL 201-1-2011 (bild A.1)

RIL 201-1-2011 (bild A.1)

Definition av byggnadens placering/omgivning:

Byggnaden befinner sig på ett industriområde och är delvist omgiven av andra liknande byggnader, barrskog samt gammal odlingsmark.

Definition för terrängklass II:

RIL 201-1-2011 (bild A.1)

Alue, jolla on matalaa kasvillisuuta, kuten heinä tai ruohoa ja erillisii esteitä, kuten (puita, rakennuksia), jotka ovat vähintään 20-kertaisen korkeuden etäisyydellä toisistaan.

RIL 201-1-2011 (bild A.1)

RIL 201-1-2011 (bild A.1)

RIL 201-1-2011 (bild A.1)

Definition för terrängklass III:

RIL 201-1-2011 (bild A.1)

Alue, jolla on säännöllinen kasvipeite tai rekennuksia tai erillisiä esteitä, jotka ovat esteen 20-kertaista korkeutta lähempänä toisiaan (kuten kylät, esikaupunkit, pysyvä metsä).

RIL 201-1-2011 (bild A.1)

RIL 201-1-2011 (bild A.1)

RIL 201-1-2011 (bild A.1)

Terrängklass III väljessom gällande

Således fås följande ur RIL 201-1-2011 (bild 4.5S):

RIL 201-1-2011 (bild 4.5S)

$q_p(h)$	0,4	kN/m ²
----------	-----	-------------------

Vindens verkningsyta, A_{ref}

Vindlastens verkningsyta, d.v.s. Den yta som tar emot vinden, erhålls enligt följande:

$$A_{ref} = b_{byggnad} \times h_{byggnad}$$

I detta skede kan man med hjälp av formeln variera "vindens riktning", d.v.s. Definera mot vilken sida vinden blåser mot.

Detta görs då genom att kasta om måtten för byggnadens längd och bredd i formeln

I detta fall vill extrem värden erhålls och således väljes att vinden tänkes verka mot byggnadens långsida, således fås följande:

$$A_{ref} = l_{byggnad} \times h_{byggnad}$$

A_{ref}	201	m ²
-----------	-----	----------------

Vindlasten grundvärde enligt vindlastens totalresultant

$F_{k,w}$	104,4	kN
-----------	-------	----

3.2 Vindlasten grundvärde som ytlast enligt vindlastens totalresultant

Vindlasten grundvärde enligt vindlastens total beräknas om till ytlast som verkar mot byggnaden

Enligt den definition av var resultanten verkar i punkt [4.0] erhålls följande definition för konvertering av vindlastens resultat till ytlast:

Formler enligt beskrivning i PUUIINFO: EC5 Sovelluslaskelmat: Asuinrakennus:

PUUIINFO: EC5 SA [3.3]

Vindlastens resultant tänkes projiceras på dess verkningsyta som tänkes ha en storlek på 0,8 x byggnadens höjd med centrum på 0,6 x byggnadens höjd.

PUUIINFO: EC5 SA [3.3]

PUUIINFO: EC5 SA [3.3]

Detta resulterar i en yta som är 80% av byggnadens väggarea mot vindens riktning som är oberoende av byggnadens form således att kraftfaktorn, c_f , förkortas bort.

PUUIINFO: EC5 SA [3.3]

PUUIINFO: EC5 SA [3.3]

Således fås följande:

PUUIINFO: EC5 SA [3.3]

$$q_{k,w} = \frac{F_{k,w}}{0,8 \times A_{ref}}$$

PUUIINFO: EC5 SA [3.3]

PUUIINFO: EC5 SA [3.3]

Då byggnadens form beaktas och projicering sker på ytan 0,8 x h, fås följande:

$$q_{k,w} = 1,25 \times c_f \times q_p(h)$$

Vindlasten grundvärde som ytlast enligt vindlastens totalresultant

$q_{k,w}$	0,65	kN/m ²
-----------	------	-------------------

0.0 Laster på ytterväggskonstruktion

Framtagning av laster som verkar på byggnadens ytterväggskonstruktion

Ytterväggskonstruktionen/ytterväggen defineras nedan som: YV

Redovisning av källor:

RIL 201-1-2011

RIL 205-1-2009

0.0.1 Lastkombinationer för YV

Redovisning av lastkombinationer som används vid dimensionering av ytterväggskonstruktionen

Lastkombinationer betecknas nedan som: LK, samt indexeras med nummer.

Lastkombinationer framtagna i tidigare dokument

Bilaga 1

Lastkombination:

Lastformel samt definitioner för lastkombination:

LK1

$$LK1 = 1,35 \times K_{fi} \times G_{kj}$$

Bilaga 1

Nyttolaster: Inga nyttolaster deltar, endast egenvikter

Tidklass: Permanent

LK2

$$LK2 = 1,15 \times K_{fi} \times G_{kj} + 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,vind} + 1,5 \times K_{fi} \times \psi_{0,snö} \times Q_{k,snö}$$

Bilaga 1

Nyttolaster: Vindlast dominerande nyttolast, Snölast (100%+100%) deltar med kombinationskoefficienter

Tidklass: Momentan

LK6

$$LK6 = 1,15 \times K_{fi} \times G_{kj} + 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,snö} + 1,5 \times K_{fi} \times \psi_{0,vind} \times Q_{k,vind}$$

Bilaga 1

Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast, Vindlast deltar med kombinationskoefficienter

Tidklass: Momentan

LK9

$$LK9 = 1,15 \times K_{fi} \times G_{kj} + 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,snö}$$

Bilaga 1

Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast, Inga övriga nyttolaster deltar

Tidklass: Medellång

0.0.2 Grundvärden samt koefficienter för laster

Redovisning av lasternas grundvärden samt koefficienter

Byggnadens konsekvensklass

RIL 201-1-2011 [tab. 2.0S]

Byggnadens konsekvensklass beskrivs enligt följande:

RIL 201-1-2011 [tab. 2.0S]

Konsekvensklass CC2

Medelstora: konsekvenser, förlust av människoliv, finansiella förluster, sociala förluster eller miljöpåverkan.

RIL 201-1-2011 [tab. 2.0S]

RIL 201-1-2011 [tab. 2.0S]

Konsekvensklass CC2	Kfi	1,00
---------------------	-----	------

RIL 201-1-2011 [tab. 2.0S]

Kombinationskoefficienter för nyttolaster

RIL 201-1-2011 [tab. A1.1(FI)]

Kombinationskoefficienter för nyttolaster erhålls ur tabell i enligt typ av nyttolast:

RIL 201-1-2011 [tab. A1.1(FI)]

Kombinationskoefficient för Snölast (100%+100%)

Snölast (100%+100%) defineras som full snölast

Snölast	$\psi_{0,snö}(100\%)$	0,70
---------	-----------------------	------

RIL 201-1-2011 [tab. A1.1(FI)]

Kombinationskoefficient för Snölast (50%)

Snölast (50%) definieras som halverad snölast

Snölast	$\psi_{0,snö(50\%)}$	0,35
---------	----------------------	------

RIL 201-1-2011 [tab. A1.1(FI)]

Kombinationskoefficient för vindlast

Vindlast	$\psi_{0,vind}$	0,60
----------	-----------------	------

RIL 201-1-2011 [tab. A1.1(FI)]

Egenvikternas grundvärden

Bilaga 1

Egenvikt vindsbjälklag, VB

Ytlast p.g.a. Egenvikt VB:

Gkj_VB	0,56	kN/m ²
--------	------	-------------------

Bilaga 1

Egenvikt yttervägg, YV

Ytlast p.g.a. Egenvikt YV:

Gkj_YV	0,75	kN/m ²
--------	------	-------------------

Bilaga 1

Nyttolasternas grundvärden

Bilaga 1

Grundvärden för nyttolaster på byggnad, framtagna i tidigare dokument [Laster Penviken]

Bilaga 1

Snölast på byggnadens tak

Nyttolast i form av ytlast på tak p.g.a. Snölast på tak, full snölast (100%+100%)

Q _{ks}	1,60	kN/m ²	(100%+100%)
-----------------	------	-------------------	-------------

Bilaga 1

Vindlast mot byggnadens yttervägg

Nyttolast i form av ytlast mot yttervägg p.g.a. Vindlast, maximal vindlast mot yttervägg

Definition av vindförhållande: Vind mot långsida, underryck råder i byggnad

Bilaga 1

Q _{kw,vägg}	0,65	kN/m ²
----------------------	------	-------------------

Bilaga 1

Vindlast mot byggnadens tak

Nyttolast i form av ytlast på tak p.g.a. Vindlast, maximal vindlast på tak

Definition av vindförhållande: Vind mot långsida, övertryck råder i byggnad

Q _{kw,tak}	-1,26	kN/m ²
---------------------	-------	-------------------

Bilaga 1

Grundvärden för lastbredder

Redovisning av konstruktionsdelarnas lastbredder

Spännvidd för takstolar

Fackverkstakstolarnas spännvidd erhålls enligt konstruktionsskisser

spännvidd_takstol	12	m
-------------------	----	---

c/c-avstånd för takstolar

Fackverkstakstolarnas c/c-avstånd erhålls enligt konstruktionskisser

c.c_takstolar	1,2	m
---------------	-----	---

c/c-avstånd för stommeregler

Fackverkstakstolarnas c/c-avstånd erhålls enligt konstruktionskisser

c.c_stommeregler	0,6	m
------------------	-----	---

Ytterväggs-stommens höjd

Ytterväggens höjd erhålls enligt konstruktionskisser

h_Yvstomme	2,7	m
------------	-----	---

0.1 Laster på ytterväggens hammarband

Ytterväggens hammarband betecknas nedan som: Hband

0.1.1 Laster p.g.a. Egenvikter på Hband**Punktlast på Hband p.g.a. Egenvikt VB**

Punktlast på Hband p.g.a. Egenvikt VB fås enligt följande:

$$F_{k,GkjVB,Hband} = \frac{P_{k,GkjVB,FVtakstol} \times \text{spännvidd}_{takstolar}}{2}$$

Linjelast på takstol p.g.a. Egenvikt VB

Linjelast på takstol p.g.a. Egenvikt VB fås enligt följande:

$$P_{k,GkjVB,FVtakstol} = G_{kjVB} \times c/c_{FVtakstolar}$$

Pk_GkjVB_Fvtakstol	0,672	kN/m
--------------------	-------	------

Punktlast på Hband p.g.a. egenvikt VB

Fk_GkjVB_Hband	4,03	kN
----------------	------	----

Linjelast på Hband p.g.a. Egenvikt VB

Linjelast på Hband p.g.a. VB egenvikt erhålls enligt följande:

$$P_{k,GkjVB,Hband} = \frac{G_{kjVB} \times \text{spännvidd}_{takstolar}}{2}$$

Pk_GkjVB,Hband	3,36	kN/m
----------------	------	------

0.1.2 Laster p.g.a. Nyttolaster på Hband**Punktlast på Hband p.g.a. Snölast på tak**

Punktlast på Hband p.g.a. Snölast på tak fås enligt följande:

$$F_{k,Qks,Hband} = \frac{P_{k,Qks,FVtakstol} \times \text{spännvidd}_{takstol}}{2}$$

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

Linjelast på takstol p.g.a. Snölast på tak

Linjelast på FV-takstolar p.g.a. Snölast på tak fås enligt följande:

$$P_{k,Qks,FVtakstol} = Q_{ks} \times c \cdot c_{takstolar}$$

Pk_Qks,Fvtakstol	1,92	kN/m
------------------	------	------

Punktlast på Hband p.g.a. Snölast på tak

Fk_Qks_Hband	11,52	kN
--------------	-------	----

Linjelast på Hband p.g.a. Snölast på tak

Linjelast på Hband p.g.a. Snölast på tak fås enligt följande:

$$P_{k,Qks,Hband} = \frac{Q_{ks} \times \text{spännvidd}_{takstolar}}{2}$$

Pk_Qks,Hband	9,6	kN/m
--------------	-----	------

0.1.3 Laster på Hband i LK9

Lastkombination: LK9 **Nyttolaster:** *Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast*
Inga övriga nyttolaster

Tidsklass: *Medellång*

0.1.3.1 Laster på Hband i LK9 i brukstillstånd

Laster p.g.a. Egenvikter på Hband i LK9 i brukstillstånd

Linjelast på Hband p.g.a. Egenvikt VB i brukstillstånd i LK9

$$P_{k,Gkj,VB,LK9,Hband} = K_{fi} \times P_{k,Gkj,VB,Hband}$$

Pk_Gkj,VB,Hband,LK9	3,36	kN/m
---------------------	------	------

Punktlast på Hband p.g.a. Egenvikt VB i brukstillstånd i LK9

$$F_{k,Gkj,VB,LK9,Hband} = K_{fi} \times F_{k,Gkj,VB,Hband}$$

Fk_Gkj,VB,Hband,LK9	4,03	kN
---------------------	------	----

Laster p.g.a. nyttolaster på Hband i LK9 i brukstillstånd

Linjelast på Hband p.g.a. Snölast i LK9 i brukstillstånd

$$P_{k,Qks,LK9,Hband} = K_{fi} \times P_{k,Qks,Hband}$$

Pk_Qks,LK9,Hband	9,6	kN/m
------------------	-----	------

Punktlast på Hband p.g.a. Snölast i LK9 i brukstillstånd

$$F_{k,Qks,LK9,Hband} = K_{fi} \times F_{k,Qks,Hband}$$

Fk_Qks,LK9,Hband	11,52	kN
------------------	-------	----

Total punktlast på Hband i LK9 i brukstillstånd

Fk_tot,LK9,Hband	15,55	kN
------------------	-------	----

Total linjelast på Hband i LK9 i brukstillstånd

Pk_tot,LK9,Hband	12,96	kN/m
------------------	-------	------

0.1.3.2 Laster på Hband i LK9 i brottsgränstillstånd**Laster p.g.a. Egenvikter på Hband i LK9 i brottsgränstillstånd****Punktlast på Hband p.g.a. Egenvikt i LK9 i brottsgränstillstånd**

$$F_{ed,GkjVB,LK9,Hband} = 1,15 \times K_{fi} \times F_{k,GkjVB,Hband}$$

Fed_GkjVB,LK9,Hband	4,637	kN
---------------------	-------	----

Linjelast på Hband p.g.a. Egenvikt i LK9 i brottsgränstillstånd

$$P_{ed,GkjVB,LK9,Hband} = 1,15 \times K_{fi} \times P_{k,GkjVB,Hband}$$

Ped_GkjVB,LK9,Hband	3,86	kN/m
---------------------	------	------

Laster p.g.a. nyttolaster på Hband i LK9 i brottsgränstillstånd**Punktlast på Hband p.g.a. Snölast i LK9 i brottsgränstillstånd**

$$F_{ed,Qks,LK9,Hband} = 1,5 \times K_{fi} \times F_{k,Qks,Hband}$$

Fed_Qks,LK9,Hband	17,28	kN
-------------------	-------	----

Linjelast på Hband p.g.a. Snölast i LK9 i brottsgränstillstånd

$$P_{ed,Qks,LK9,Hband} = 1,5 \times K_{fi} \times P_{k,Qks,Hband}$$

Ped_Qks,LK9,Hband	14,4	kN/m
-------------------	------	------

Total linjelast på Hband i LK9 i brottsgränstillstånd

Ped_tot,LK9,Hband	18,26	kN/m
-------------------	-------	------

Total punktlast på Hband i LK9 i brottsgränstillstånd

Fed_tot,LK9,Hband	21,92	kN
-------------------	-------	----

0.2 Laster på ytterväggens stommeregler

Ytterväggens stommeregler betecknas nedan som: YVRegel

0.2.1 Laster p.g.a. Egenvikter på Yvregel**Normalkraft per Yvregel p.g.a. Egenvikt VB**

Normalkraft per Yvregel p.g.a. Egenvikt VB fås enligt följande definition:

$$N_{k,GkjVB,YVRegel} = P_{k,GkjVB,YV} \times c \cdot c_{stommeregler}$$

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

Linjelast på YV p.g.a. Egenvikt VB

Linjelast på ytterväggar p.g.a. Egenvikt VB fås enligt följande:

$$P_{k,GkjVB,YV} = \frac{G_{kjVB,YV} \times \text{spännvidd}_{\text{takstolar}}}{2}$$

Pk_GkjVB,YV	3,36	kN/m
-------------	------	------

Normalkraft per YVRegel p.g.a. Egenvikt VB

Nk_GkjVB,YVRegel	2,016	kN
------------------	-------	----

Normalkraft per YVRegel p.g.a. Egenvikt YV

Normalkraft per YVRegel p.g.a. Egenvikt YV fås enligt följande:

$$N_{k,Gkj,YV,YVRegel} = P_{k,Gkj,YV,YV} \times c \cdot c_{\text{stommereg}}l$$

Linjelast på ytterväggar i nivå med syll p.g.a. Egenvikt YV

Linjelast på ytterväggar i nivå med syll p.g.a. Egenvikt YV fås enligt följande:

$$P_{k,Gkj,YV,YV} = G_{kj,YV} \times h_{YV\text{stomme}}$$

Pk_GkjYV,YV	2,025	kN/m
-------------	-------	------

Normalkraft på YVRegel p.g.a. Egenvikt YV

Nk_Gkj,YV,YVRegel	1,215	kN
-------------------	-------	----

Total normalkraft på YVRegel p.g.a. Egenvikter

Nk_tot,Gkj,YVRegel	3,231	kN
--------------------	-------	----

0.2.2 Laster p.g.a. Nyttolaster på YVRegel

Normalkraft per YVRegel p.g.a. Snölast på tak

Normalkraft per YVRegel p.g.a. Snölast på tak fås enligt följande definition:

$$N_{k,Qks,YVRegel} = P_{k,Qks,YV} \times c \cdot c_{\text{stommereg}}l$$

Linjelast på ytterväggar p.g.a. Snölast på tak

Linjelast på ytterväggar p.g.a. Snölast på tak fås enligt följande:

$$P_{k,Qks,YV} = \frac{Q_{ks} \times \text{spännvidd}_{\text{takstolar}}}{2}$$

Pk_Qks,YV	9,6	kN/m
-----------	-----	------

Normalkraft på Yvregel p.g.a. Snölast på tak

Nk_Qks,YVRegel	5,76	kN
----------------	------	----

Linjelast per YVRegel p.g.a. Vindlast mot yttervägg

Linjelast per YVRegel p.g.a. Vindlast mot yttervägg fås enligt följande definition:

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

$$P_{k,Qkw,YVRegel} = Q_{kw,vägg} \times c \cdot c_{stommeregelt}$$

Pk_Qkw,YVRegel	0,39	kN/m
----------------	------	------

0.2.3 Laster på YVRegel i LK6 i brukstillstånd

Lastkombination: LK6 **Nyttolaster:** *Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast*
Vindlast deltar med kombinations koefficient

Tidsklass: *Momentan*

Laster p.g.a. Egenvikter på YVRegel i LK6 i bruksgränstillstånd

Total normalkraft per YVRegel p.g.a. Egenvikter i LK6 i brukstillstånd

$$N_{k,tot,Gkj,LK6,YVRegel} = K_{fi} \times N_{k,tot,Gkj,YVRegel}$$

Nk_tot,Gkj,LK6,YVRegel	3,231	kN
------------------------	-------	----

Laster p.g.a. Nyttolaster på YVRegel i LK6 i bruksgränstillstånd

Normalkraft per YVRegel p.g.a. Snölast i LK6 i brukstillstånd

$$N_{k,Qks,LK6,YVRegel} = K_{fi} \times N_{k,Qks,YVRegel}$$

Nk_Qks,LK6,YVRegel	5,76	kN
--------------------	------	----

Linjelast per YVRegel p.g.a. Vindlast i LK6 i brukstillstånd

$$P_{k,Qkw,LK6,YVRegel} = K_{fi} \times \psi_{0,vind} \times P_{k,Qkw,YVRegel}$$

Pk_Qkw,LK6,YVRegel	0,234	kN/m
--------------------	-------	------

Total normalkraft på YVRegel i LK6 i brukstillstånd

Nk_tot,LK6,Regel	8,991	kN
------------------	-------	----

0.2.4 Laster på YVRegel i LK2 i brukstillstånd

Lastkombination: LK2 **Nyttolaster:** *Vindlast dominerande nyttolast*
Snölast (100%+100%) deltar med kombinations koefficient

Tidsklass: *Momentan*

Laster p.g.a. Egenvikter på YVRegel i LK2 i bruksgränstillstånd

Total normalkraft per YVRegel p.g.a. Egenvikter i LK2 i brukstillstånd

$$N_{k,tot,Gkj,LK2,YVRegel} = K_{fi} \times N_{k,tot,Gkj,YVRegel}$$

Nk_tot,Gkj,LK2,YVRegel	3,231	kN
------------------------	-------	----

Laster p.g.a. Nyttolaster på YVRegel i LK2 i bruksgränstillstånd

Normalkraft per YVRegel p.g.a. Snölast i LK2 i brukstillstånd

$$N_{k,Qks,LK2,YVRegel} = K_{fi} \times \psi_{o,snö} \times N_{k,Qks,YVRegel}$$

Nk_Qks,LK2,YVRegel	4,032	kN
--------------------	-------	----

Linjelast per YVRegel p.g.a. Vindlast i LK2 i brukstillstånd

$$P_{k,Qkw,LK2,YVRegel} = K_{fi} \times P_{k,Qkw,YVRegel}$$

Pk_Qkw,LK2,YVRegel	0,39	kN/m
--------------------	------	------

Total normalkraft på YVRegel i LK2 i brukstillstånd

Nk_tot,LK2,YVRegel	7,263	kN
--------------------	-------	----

0.2.5 Laster på YVRegel i LK9 i brukstillstånd

Lastkombination: LK9 **Nyttolaster:** *Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast*
Inga övriga nyttolaster

Tidsklass: *Medellång*

Laster p.g.a. Egenvikter på YVRegel i LK9 i bruksgränstillstånd**Total normalkraft per YVRegel p.g.a. Egenvikter i LK9 i brukstillstånd**

$$N_{k,tot,Gkj,LK9,YVRegel} = K_{fi} \times N_{k,tot,Gkj,YVRegel}$$

Nk_tot,Gkj,LK9,YVRegel	3,231	kN
------------------------	-------	----

Laster p.g.a. Nyttolaster på YVRegel i LK9 i bruksgränstillstånd**Normalkraft per YVRegel p.g.a. Snölast i LK9 i brukstillstånd**

$$N_{k,Qks,LK9,YVRegel} = K_{fi} \times N_{k,Qks,YVRegel}$$

Nk_Qks,LK9,YVRegel	5,76	kN
--------------------	------	----

Total normalkraft på YVRegel i LK9 i brukstillstånd

Nk_tot,LK9,YVRegel	8,991	kN
--------------------	-------	----

0.2.6 Laster på YVRegel i LK6 i brottsgränstillstånd

Lastkombination: LK6 **Nyttolaster:** *Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast*
Vindlast deltar med kombinations koefficient

Tidsklass: *Momentan*

Laster p.g.a. Egenvikter på YVRegel i LK6 i brottsgränstillstånd**Total normalkraft per YVRegel p.g.a. Egenvikter i LK6 i brottsgränstillstånd**

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

$$N_{ed,tot,Gkj,LK6,YVRegel} = 1,15 \times K_{fi} \times N_{k,tot,Gkj,YVRegel}$$

Ned_tot,Gkj,LK6,YVRegel	3,71565	kN
-------------------------	---------	----

Laster p.g.a. Nyttolaster på YVRegel i LK6 i brottsgränstillstånd

Normalkraft per YVRegel p.g.a. Snölast i LK6 i brottsgränstillstånd

$$N_{k,Qks,LK6,YVRegel} = 1,5 \times K_{fi} \times N_{k,Qks,YVRegel}$$

Ned_Qks,LK6,YVRegel	8,64	kN
---------------------	------	----

Linjelast per YVRegel p.g.a. Vindlast i LK6 i brottsgränstillstånd

$$P_{ed,Qkw,LK6,YVRegel} = 1,5 \times K_{fi} \times \psi_{0,vind} \times P_{k,Qkw,YVRegel}$$

Ped_Qkw,LK6,YVRegel	0,35	kN/m
---------------------	------	------

Total normalkraft på YVRegel i LK9 i brottsgränstillstånd

Ned_tot,LK6,YVRegel	12,36	kN
---------------------	-------	----

0.2.7 Laster på YVRegel i LK2 i brottsgränstillstånd

Lastkombination: LK2	Nyttolaster:	Vindlast dominerande nyttolast Snölast (100%+100%) deltar med kombinations koefficient
	Tidsklass:	Momentan

Laster p.g.a. Egenvikter på YVRegel i LK2 i brottsgränstillstånd

Total normalkraft per YVRegel p.g.a. Egenvikter i LK2 i brottsgränstillstånd

$$N_{ed,tot,Gkj,LK2,YVRegel} = 1,15 \times K_{fi} \times N_{k,tot,Gkj,YVRegel}$$

Ned_tot,Gkj,LK2,YVRegel	3,71565	kN
-------------------------	---------	----

Laster p.g.a. Nyttolaster på YVRegel i LK2 i brottsgränstillstånd

Linjelast per YVRegel p.g.a. Vindlast i LK2 i brottsgränstillstånd

$$P_{ed,Qkw,LK2,YVRegel} = 1,5 \times K_{fi} \times P_{k,Qkw,YVRegel}$$

Ped_Qkw,LK2,YVRegel	0,59	kN/m
---------------------	------	------

Normalkraft per YVRegel p.g.a. Snölast i LK2 i brottsgränstillstånd

$$N_{ed,Qks,LK2,YVRegel} = 1,5 \times K_{fi} \times \psi_{0,snö} \times N_{k,Qks,YVRegel}$$

Ned_Qks,LK2,YVRegel	6,048	kN
---------------------	-------	----

Total normalkraft på YVRegel i LK2 i brottsgränstillstånd

Ned_tot,LK2,YVRegel	9,76	kN
---------------------	------	----

0.2.8 Laster på YVRegel i LK9 i brottsgränstillstånd

Lastkombination: LK9 **Nyttolaster:** *Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast*
Inga övriga nyttolaster

Tidsklass: *Medellång*

Laster p.g.a. Egenvikter på YVRegel i LK9 i brottsgränstillstånd**Total normalkraft per YVRegel p.g.a. Egenvikter i LK9 i brottsgränstillstånd**

$$N_{edt_{tot,Gkj,LK9,YVRegel}} = 1,15 \times K_{fi} \times N_{k,tot,Gkj,YVRegel}$$

Ned_tot,Gkj,LK9,YVRegel	3,71565	kN
-------------------------	---------	----

Laster p.g.a. Nyttolaster på YVRegel i LK9 i brottsgränstillstånd**Normalkraft per YVRegel p.g.a. Snölast i LK9 i brottsgränstillstånd**

$$N_{ed,Qks,LK9,YVRegel} = 1,5 \times K_{fi} \times N_{k,Qks,YVRegel}$$

Ned_Qks,LK9,YVRegel	8,64	kN
---------------------	------	----

Total normalkraft på YVRegel i LK9 i brottsgränstillstånd

Ned_tot,LK9,YVRegel	12,36	kN
---------------------	-------	----

0.3 Laster som verkar på ytterväggens bärbalk/förstärkningsbalk

Ytterväggens bärbalk/förstärkningsbalk betecknas nedan som: Bbalk

0.3.1 Laster p.g.a. Egenvikter på Bbalk**Linjelast på Bbalk p.g.a. Egenvikt VB**

Linjelast på Bbalk p.g.a. Egenvikt VB fås enligt följande:

$$P_{k,Gkj,VB,Bbalk} = \frac{G_{kj,VB} \times \text{spännvidd}_{\text{takstolar}}}{2}$$

Pk_Gkj,VB,Bbalk	3,36	kN/m
-----------------	------	------

Linjelast på Bbalk p.g.a. Egenvikt Bbalk

Bbalkens dimensioner måste antas för att erhålla ett värde, normalt sågvirke tänkes användas

Linjelast på Bbalk p.g.a. Egenvikt Bbalk fås således enligt definition i följande formel:

$$P_{k,Gkj,Bbalk,Bbalk} = h_{Bbalk,ant} \times 1,0 \text{ m} \times \rho_{\text{normaltsägirke}}$$

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

Bbalkens antagna tvärsnittshöjd

Bbalkens tvärsnittshöjd antas, för att vara på säkra sidan, till följande:

h_Bbalk,ant	0,25	m
-------------	------	---

Volymvikt för normalt sågvirke

Enligt direktiv i RIL 205-1-2009 bör följande värde för volymvikt för byggnadsmaterial av trä användas för att vara på säkra sidan:

RIL 205-1-2009 [2.3.1.4S]

ρ_trä	5,0	kN/m³
-------	-----	-------

Linjelast på Bbalk p.g.a. Egenvikt Bbalk

Pk_Gkj,Bbalk,Bbalk	1,25	kN/m
--------------------	------	------

Linjelast på Bbalk p.g.a. Egenvikt Hband

Dimensionen för Hband tänkes antas till samma som för YVReglar i enlighet med [Laster Penviken]

Bilaga 1

Linjelast på Bbalk p.g.a. Egenvikt Bbalk fås således enligt definition i följande formel:

$$P_{k,Gkj,Hband,Bbalk} = b_{Bbalk,ant} \times 1,0 \text{ m} \times \rho_{normaltsågvirke}$$

Hbandets antagna tvärsnittsbredd

Hbandets tvärsnittsbredd antas till följande:

b_Hband_ant	0,05	m
-------------	------	---

Linjelast på Bbalk p.g.a. Egenvikt Hband

Pk_Gkj,Hband,Bbalk	0,25	kN/m
--------------------	------	------

Total linjelast på Bbalk p.g.a. Egenvikter

Pk_tot,Gkj,Bbalk	4,86	kN/m
------------------	------	------

0.3.2 Laster p.g.a. Nyttolaster på Bbalk

Linjelast på Bbalk p.g.a. Snölast på tak

Linjelast på Bbalk p.g.a. Snölast på tak fås enligt följande:

$$P_{k,Qks,Bbalk} = \frac{Q_{ks} \times \text{spännvidd}_{\text{takstolar}}}{2}$$

Pk_Qks,Bbalk	9,6	kN/m
--------------	-----	------

0.3.3 Laster som på Bbalk i LK9 i brukstillstånd

Lastkombination: LK9 Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast
Inga övriga nyttolaster

Tidsklass: Medellång

Laster p.g.a. Egenvikter på Bbalk i LK9 i bruksgränstillstånd

Total linjelast på Bbalk p.g.a. egenvikt i LK9 i brukstillstånd

$$P_{k,tot,Gkj,LK9,Bbalk} = K_{fi} \times P_{k,tot,Gkj,Bbalk}$$

Pk_tot,Gkj,LK9,Bbalk	4,86	kN/m
----------------------	------	------

Laster p.g.a. Nyttolaster på Bbalk i LK9 i bruksgränstillstånd**Linjelast på Bbalk p.g.a. Snölast i LK9 i brukstillstånd**

$$P_{k,Qks,LK9,Bbalk} = K_{fi} \times P_{k,Qks,Bbalk}$$

Pk_Qks,LK9,Bbalk	9,6	kN/m
------------------	-----	------

Total linjelast på Bbalk, i brukstillstånd i LK9

Pk_tot,LK9,Bbalk	14,46	kN/m
------------------	-------	------

0.3.4 Laster på Bbalk i LK9 i brottsgränstillstånd

Lastkombination: LK9 **Nyttolaster:** *Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast*
Inga övriga nyttolaster

Tidsklass: *Medellång*

Laster p.g.a. Egenvikter på Bbalk i LK9 i brottsgränstillstånd**Total linjelast på Bbalk p.g.a. egenvikt i LK9 i brottsgränstillstånd**

$$P_{ed,tot,Gkj,LK9,Bbalk} = 1,15 \times K_{fi} \times P_{k,tot,Gkj,Bbalk}$$

Ped_tot,Gkj,LK9,Bbalk	5,59	kN/m
-----------------------	------	------

Laster p.g.a. Nyttolaster på Bbalk i LK9 i brottsgränstillstånd**Linjelast på Bbalk p.g.a. Snölast i LK9 i brottsgränstillstånd**

$$P_{ed,Qks,LK9,Bbalk} = 1,5 \times K_{fi} \times P_{k,Qks,Bbalk}$$

Ped_Qks,LK9,Bbalk	14,4	kN/m
-------------------	------	------

Total linjelast på Bbalk i LK9 i brottsgränstillstånd

Ped_tot,LK9,Bbalk	19,99	kN/m
-------------------	-------	------

0.3.5 Laster på Bbalk i LK2 brukstillstånd

Lastkombination: LK2 **Nyttolaster:** *Vindlast dominerande nyttolast*
Snölast (100%+100%) deltar med kombinations koefficient

Tidsklass: *Momentan*

Laster p.g.a. Egenvikter på Bbalk i LK2 i bruksgränstillstånd**Total linjelast på Bbalk p.g.a. egenvikt i LK2 i brukstillstånd**

$$P_{k,tot,Gkj,LK2,Bbalk} = K_{fi} \times P_{k,tot,Gkj,Bbalk}$$

Pk_tot,Gkj,LK2,Bbalk	4,86	kN/m
----------------------	------	------

Laster p.g.a. Nyttolaster på Bbalk i LK2 i bruksgränstillstånd

Linjelast på Bbalk p.g.a. Snölast i LK2 i brukstillstånd

$$P_{k,Qks,LK2,Bbalk} = K_{fi} \times \psi_{0,snö} \times P_{k,Qks,Bbalk}$$

Pk_Qks,LK2,Bbalk	6,72	kN/m
------------------	------	------

Total linjelast på Bbalk i LK2 i brukstillstånd

Pk_tot,LK2,Bbalk	11,58	kN/m
------------------	-------	------

0.3.6 Laster på Bbalk i LK2 i brottsgränstillstånd

Lastkombination: LK2 Nyttolaster: *Vindlast dominerande nyttolast*
Snölast (100%+100%) deltar med kombinations koefficient

Tidsklass: *Momentan***Laster p.g.a. Egenvikter på Bbalk i LK2 i brottsgränstillstånd**

Total linjelast på Bbalk p.g.a. egenvikt i LK2 i brottsgränstillstånd

$$P_{ed,tot,Gkj,LK2,Bbalk} = 1,15 \times K_{fi} \times P_{k,tot,Gkj,Bbalk}$$

Ped_tot,Gkj,LK2,Bbalk	5,59	kN/m
-----------------------	------	------

Laster p.g.a. Nyttolaster på Bbalk i LK2 i brottsgränstillstånd

Linjelast på Bbalk p.g.a. Snölast i LK2 i brottsgränstillstånd

$$P_{ed,Qks,LK2,Bbalk} = 1,5 \times K_{fi} \times \psi_{0,snö} \times P_{k,Qks,Bbalk}$$

Ped_Qks,LK2,Bbalk	10,08	kN/m
-------------------	-------	------

Total linjelast på Bbalk i LK2 i brottsgränstillstånd

Ped_tot,LK2,Bbalk	15,67	kN/m
-------------------	-------	------

0.3.7 Laster på Bbalk i LK6 i brukstillstånd

Lastkombination: LK6 Nyttolaster: *Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast*
Vindlast deltar med kombinations koefficient

Tidsklass: *Momentan***Laster p.g.a. Egenvikter på Bbalk i LK6 i bruksgränstillstånd**

Total linjelast på Bbalk p.g.a. egenvikt i LK6 i brukstillstånd

$$P_{k,tot,Gkj,LK6,Bbalk} = K_{fi} \times P_{k,tot,Gkj,Bbalk}$$

Pk_tot,Gkj,LK6,Bbalk	4,86	kN/m
----------------------	------	------

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

Laster p.g.a. Nyttolaster på Bbalk i LK6 i bruksgränstillstånd

Linjelast på Bbalk p.g.a. Snölast i LK6 i brukstillstånd

$$P_{k,Qks,LK6,Bbalk} = K_{fi} \times P_{k,Qks,Bbalk}$$

Pk_Qks,LK6,Bbalk	9,6	kN/m
------------------	-----	------

Total linjelast på Bbalk, i brukstillstånd i LK6

Pk_tot,LK6,Bbalk	14,46	kN/m
------------------	-------	------

0.3.8 Laster som verkar på Bbalk i brottsgränstillstånd: LK6

Lastkombination: LK6 Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast
 Vindlast deltar med kombinations koefficient

Tidsklass: Momentan

Laster p.g.a. Egenvikter på Bbalk i LK6 i brottsgränstillstånd

Total linjelast på Bbalk p.g.a. egenvikt i LK6 i brottsgränstillstånd

$$P_{ed,tot,Gkj,LK6,Bbalk} = 1,15 \times K_{fi} \times P_{k,tot,Gkj,Bbalk}$$

Ped_tot,Gkj,LK6,Bbalk	5,59	kN/m
-----------------------	------	------

Laster p.g.a. Nyttolaster på Bbalk i LK6 i brottsgränstillstånd

Linjelast på Bbalk p.g.a. Snölast i LK6 i brottsgränstillstånd

$$P_{ed,Qks,LK6,Bbalk} = 1,5 \times K_{fi} \times P_{k,Qks,Bbalk}$$

Ped_Qks,LK6,Bbalk	14,4	kN/m
-------------------	------	------

Total linjelast på Bbalk i LK6 i brottsgränstillstånd

Ped_tot,LK6,Bbalk	19,99	kN/m
-------------------	-------	------

1.0 Dimensionering av ytterväggens hammarband

Hammarband definieras nedan som: Hband

Redovisning av källor:

RIL 205-1-2009

Hållfasthetslära

1.1 Kontroll av stämpeltryck vid anslutning mellan Hband och Fvtakstolar, Hammarbandet trycks in

RIL 205-1-2009

Som dimensionerande lastkombination används den kombination som anses ge störst effekt

0.0 Laster YV

Lastkombination: LK9 **Nyttolaster:** Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast

0.0 Laster YV

Tidsklass: Medellång

0.0 Laster YV

I detta fall väljes lastkombination LK9 som dimensionerande p.g.a. Att snölast utger medparten av belastningen på hammarbandet. Därtill har LK9 tidsklassen medellång p.g.a. Att snölast är dominerande nyttolast, och detta reducerar då hållfastheten för materialet genom att modificationskoefficienten k_{mod} minskar. Således anses denna lastkombination mest farlig för ytterväggens hammarband då stämpeltryck beaktas.

Punktlast i LK9 i brottsgränstillstånd som orsakar stämpeltryck på Hband

0.0 Laster YV

(punktlast per 1,2 m, vid upplag för Fvtakstolar)

Fedtot_Fvtakstol_LK9_Hband_stämp	21,9168	kN	21916,8	N
----------------------------------	---------	----	---------	---

0.0 Laster YV

1.1.2 Kontakttryck/tryckspänning vinkelrät mot fibreriktning i kontaktyta mellan Fvtakstols undrebom och Hband

Tryckspänning vinkelrätt mot fibreriktning i kontaktytan fås enligt följande:

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

Hållfasthetslära

Formeln omskrivs:

$$\sigma_{c,90,d,Hband-Fvtakstol} = \frac{F_{ed,Fvtakstol,LK9,Hband,stämp}}{A_{kontaktyta}}$$

Hållfasthetslära

Kontaktytans area

Kontaktytan, d.v.s. Arean där tryckspänning verkar, fås enligt följande definition:

$$A_{kontaktyta} = b_{kontaktyta} \times l_{kontaktyta}$$

Kontaktytans bredd

Kontaktytans bredd definieras som Fvtakstols undreboms bredd:

$$b_{kontaktyta} = b_{Fvtakstol,undrebomsregel}$$

Antagen dimension för Fackverkstakstolen undrebom

Fackverkstakstolen dimensioneras av tillverkaren, p.g.a. Detta är dess dimensioner okända och måste här antas:

b_FvtakstolsUB	48	mm	0,048	m
h_FvtakstolsUB	250	mm	0,25	m

Således fås följande bredd för kontaktytan

b_kontaktyta	48	mm	0,048	m
--------------	----	----	-------	---

Kontaktytans längd

Kontaktytans längd definieras som Hbandsregelns bredd:

$$l_{kontaktyta} = h_{Hbandsregel}$$

Vald dimension för Hammarband

Hammarbandets dimension väljes till samma dimension som antages för Ytterväggsstommeregler

b_Hband	48	mm	0,048	m
h_Hband	150	mm	0,15	m

Således fås följande längd för kontaktytan

l_kontaktyta	150	mm
--------------	-----	----

Kontaktytans area

A_kontaktyta	7200	mm ²
--------------	------	-----------------

Tryckspänning vinkelrätt mot fiberriktning i anslutning mellan Fvtakstol undrebom och Hband

$\sigma_{c,90,d,Hband-Fvtakstol}$	3,04	N/mm ²
-----------------------------------	------	-------------------

1.1.3 Tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktning för Hband

Tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktning fås enligt följande:

RIL 205-1-2009 (2.17)

$$f_{c,90,d,Hband} = \frac{f_{c,90,k,Hband} \times k_{mod}}{\gamma_{M1}}$$

RIL 205-1-2009 (2.17)

Karakteristisk tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktning för Hband

Som hållfasthetsklass väljes: C24 (normalt konstruktionsvirke)

RIL 205-1-2009 (tab.3.35)

$f_{c,90,k,Hband,C24}$	2,50	N/mm ²
------------------------	------	-------------------

RIL 205-1-2009 (tab.3.35)

Modifierings koefficient, k_mod

RIL 205-1-2009 [3.]

Modifierings koefficient, k_mod, som beaktar: lastens varaktighet(tidsklass) samt materialets bruksklass fås ur tabell

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

Modifierings koefficient, k_mod, är beroende av följande:

Lastens varaktighet/Tidsklass

Lastens varaktighet är beroende av laskombinationens typ

0.0 Laster YV

Lastens varaktighet: Tidsklass: Medellång
Lastkombination: LK9 (Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast)

0.0 Laster YV
0.0 Laster YV

Materialets bruksklass

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Materialet ifråga befinner sig i YV-konstruktionen som huvudbärregel, d.v.s. ytterväggsreglar.

Då materialets relativa fuktighet motsvarar en temperatur på 20 °C (< 20% relativ fuktighet), samt att den omgivande luftens relativa fuktighet endast överskrider 85% enstaka gånger om året klassas materialet som att tillhöra Bruksklass 2

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]
RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Materialets bruksklass: Bruksklass 2

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

k_mod för virke med hållfasthetsklass C24, i bruksklass 2 samt då lastens varaktighet är medellång:

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

k_mod,Hband	0,8
-------------	-----

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

Partialsäkerhets koefficient för materialets hållfasthet

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

Fås ur tabell enligt materialet som analyseras

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

Partialsäkerhetskoefficient för sågvirke överlag:

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

$\gamma_{M1,Hband}$	1,4
---------------------	-----

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

Dimensionerande tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktning

$f_{c,90,d,Hband,C24}$	1,43	N/mm ²
------------------------	------	-------------------

1.1.4 Krav för tryckspänning vinkelrätt mot fiberriktning

Krav för tryckspänning vinkelrätt mot fiberriktning fås enligt följande:

$$\sigma_{c,90,d,Hband-FVtakstol} \leq k_{c,\perp} \times f_{c,90,d,Hband,C24}$$

RIL 205-1-2009 (6.3)

RIL 205-1-2009 (6.3)

Stödtrycksfaktor: $k_{c,\perp}$

Vid kontroll av tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktning reduceras den dimensionerande tryckhållfastheten med faktor, $k_{c,\perp}$

RIL 205-1-2009 (6.4S)

RIL 205-1-2009 (6.4S)

RIL 205-1-2009 (6.4S)

Stödtrycksfaktor, $k_{c,\perp}$, fås enligt följande definition:

RIL 205-1-2009 (6.4S)

$$k_{c,\perp,Hband} = \frac{l_{c,90,ef}}{l} \times k_{c,90}$$

RIL 205-1-2009 (6.4S)

Kontaktytans längd

Kontaktytans längd definieras i enlighet med definition i RIL 205-1-2009 (bild 6.2S)

RIL 205-1-2009 (bild 6.2S)

Kontaktytans längd, l , betecknas i nedanstående beräkningar som: $l_{kontaktyta,stöd}$

Kontaktytans längd fås således som stödets bredd, d.v.s. Fvtakstolens undrebomsregelns bredd

$l_{kontaktyta,stöd}$	48	mm
-----------------------	----	----

Kontaktytans effektiva längd

Formel för beräkning av kontaktytans effektiva längd erhålls enligt följande punkter:

RIL 205-1-2009 (6.4S)

RIL 205-1-2009 (6.4S)

RIL 205-1-2009 (6.4S)

RIL 205-1-2009 (bild 6.2S)

RIL 205-1-2009 (bild 6.2S)

RIL 205-1-2009 (bild 6.3S)

RIL 205-1-2009 (bild 6.3S)

Enligt ovanstående punkter i RIL 205-1-2009 fås följande:

$$l_{c,90,ef,Hband} = \min \left\{ \begin{array}{l} l_{kontaktyta,stöd} + 30 \text{ mm} + 30 \text{ mm} \\ l_{kontaktyta,stöd} + 30 \text{ mm} + a \\ l_{kontaktyta,stöd} + l_{kontaktyta,stöd} \\ l_{kontaktyta,stöd} + \frac{l_1}{2} \end{array} \right.$$

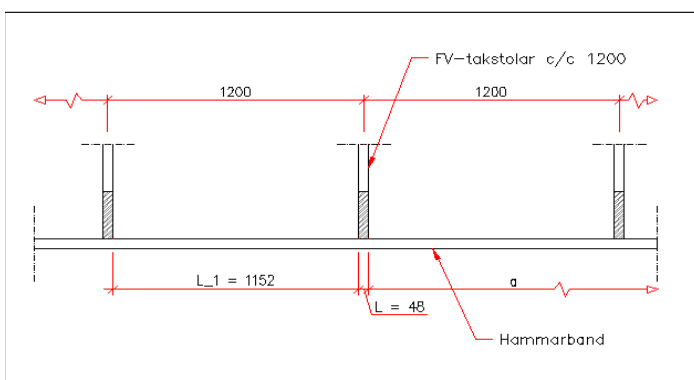
RIL 205-1-2009 (6.4S)

RIL 205-1-2009 (bild 6.2S)

RIL 205-1-2009 (bild 6.3S)

För att kunna bestämma ovanstående faktorer samt mått behövs en vidare utredning av upplagsförhållande mellan FV-takstolar samt Hband

Således erhålls följande skiss ur konstruktionsskisser:



Figur 1. Upplagsförhållande för hammarband

Utgående från denna skiss kan följande faktorer erhållas:

Avstånd mellan upplag

Avståndet mellan upplag erhålls i detta fall som följande:

$l_{1,kontaktyta}$	1152	mm
--------------------	------	----

Avstånd till balkens ända, a

Avstånd till balkens ända, a , betecknas nedan som: $a_{mått_kontaktyta}$

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

Om anslutningen som undersökes befinner sig i mitten av byggnadens långsida blir värdet för $amätt_kontaktyta$ stort. Det minsta värdet för $amätt_kontaktyta$ fås då sista takstolen före gaveltriangelarna beaktas, a -mättet antas då fås som c/c mättet mellan två Fvtakstolar.

Således fås följande:

$amätt_kontaktyta$	1200	mm
---------------------	------	----

Kontaktytans effektiva längd

Kontaktytans effektiva längd fås i detta fall enligt följande:

$l_{c,90,ef,Hband}$	96	mm
---------------------	----	----

Säkerhetsfaktor $k_{c,90}$

Säkerhetsfaktor, $k_{c,90}$, som beaktar: lastens typ och placering, trävirkets skjubbrottsrisk samt kompressionens storlek fås enligt följande:

$k_{c,90}$ fås enligt material som undersöks ur tabell ifall följande krav uppfylls:

$$l_{1,kontaktyta} \geq h_{Hband} \times 2$$

$2 \times h_{Hband}$	300	mm
----------------------	-----	----

1152	>	300
------	---	-----

$$l_{1,kontaktyta} \geq h_{Hband} \times 2$$

Krav uppfylls, $k_{c,90}$ kan erhållas ur tabell

För sågvirke från barrträd fås $k_{c,90}$ som:

$k_{c,90,Hband}$	1,25
------------------	------

Stödtrycksfaktor: $k_{c,\perp}$

$k_{c,\perp,Hband}$	2,5
---------------------	-----

1.1.4.1 Kontroll av krav för stämpeltryck, Hband trycks in

Krav erhålls enligt definition i punkt [1.1.4]:

$$\sigma_{c,90,d,Hband-Fvtakstol} \leq k_{c,\perp} \times f_{c,90,d,Hband,C24}$$

KRAV UPPFYLLS!

3,04	N/mm ²	≤	3,57	N/mm ²
------	-------------------	---	------	-------------------

Utnyttjandegrad för stämpeltryck, Hband trycks in

$$\eta_{stämpeltryck,Hband} = \frac{\sigma_{c,90,d,Hband-Fvtakstol}}{k_{c,\perp} \times f_{c,90,d,Hband,C24}}$$

utnyttjandegrader betecknas med: η

$\eta_{stämpeltryck,Hband}$	0,85	85 %	U-grad, OK!
-----------------------------	------	------	--------------------

1.2 Kontroll av stämpeltryck vid anslutning mellan Hband och Fvtakstolar, Fvtakstols undrebom trycks in

Fvtakstols undrebom betecknas nedan som: FvtakstolUB

Som dimensionerande lastkombination används den kombination som anses ge störst effekt

Lastkombination: LK9

Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast

Tidsklass: Medellång

Punktlast i brottsgränstillstånd som orsakar stämpeltryck på Fvtakstols undrebom

RIL 205-1-2009 (6.4S)

RIL 205-1-2009 (6.4S)

RIL 205-1-2009 (6.4S)

RIL 205-1-2009 (6.4S)

RIL 205-1-2009 (6.4S)

RIL 205-1-2009 (6.4S)

RIL 205-1-2009 (6.4S)

1.0 DIM Hband [1.1.4]

RIL 205-1-2009

0.0 Laster YV

0.0 Laster YV

0.0 Laster YV

0.0 Laster YV

(punktlast per 1,2 m, vid upplag för Fvtakstolar)

Fedtot_Fvtakstol_LK9_FVtUB_stämp	21,9168	kN	21916,8	N
----------------------------------	---------	----	---------	---

1.2.1 Kontakttryck/tryckspänning vinkelrät mot fibrerriktning i kontaktyta mellan Fvtakstols undrebom och Hband

Tryckspänning vinkelrätt mot fibrerriktning fås enligt följande:

$$\sigma_{c,90,d,Hband-Fvtakstol} = \frac{F_{ed,Fvtakstol,LK9,FvtakstoUB,stämp}}{A_{kontaktyta}}$$

Hållfasthetslära

Kontaktytans area

Fås enligt följande definition:

$$A_{kontaktyta} = b_{kontaktyta} \times l_{kontaktyta}$$

Kontaktytanslängd samt -bredd definieras enligt tidigare i punkt [1.1.2]

1.0 DIM Hband [1.1.2]

l_kontaktyta	150	mm
--------------	-----	----

1.0 DIM Hband [1.1.2]

b_kontaktyta	48	mm
--------------	----	----

1.0 DIM Hband [1.1.2]

Således fås kontaktytans area som:

A_kontaktyta	7200	mm ²
--------------	------	-----------------

1.0 DIM Hband [1.1.2]

Tryckspänning vinkelrätt mot fibrerriktning i anslutning mellan Fvtakstol undrebom och Hband, FvtakstoUB trycks in

$\sigma_{c,90,d,Hband-Fvtakstol,Fvbom}$	3,04	N/mm ²
---	------	-------------------

1.2.2 Tryckhållfasthet vinkelrätt mot fibrerriktning för FvtakstoUB

Tryckhållfasthet vinkelrätt mot fibrerriktning erhålls enligt följande:

RIL 205-1-2009 (2.17)

$$f_{c,90,d,FvtakstoUB} = \frac{f_{c,90,k,FvtakstoUB} \times k_{mod}}{\gamma_{M1}}$$

RIL 205-1-2009 (2.17)

Karakteristisk tryckhållfasthet vinkelrätt mot fibrerriktning för FvtakstoUB

Som hållfasthetsklass för konstruktionsvirke för takstolar används vanligen: C24 eller C30, här kontrolleras stämpelhållfastheten för sådant fall då FvtakstoUB hållfasthetsklass är: C24, och således samma hållfasthetsklass som Hband

Enligt denna definition fås följande:

Som hållfasthetsklass för FvtakstoUB: C24 (normalt konstruktionsvirke)

RIL 205-1-2009 (tab.3.35)

f_c,90,k,FvtakstoUB,C24	2,50	N/mm ²
-------------------------	------	-------------------

RIL 205-1-2009 (tab.3.35)

Modifierings koefficient, k_mod

RIL 205-1-2009 [3.]

Modifierings koefficient, k_mod, som beaktar: lastens varaktighet(tidsklass) samt materialets bruksklass fås ur tabell

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

Modifierings koefficient, k_mod, är beroende av följande:

Lastens varaktighet/Tidsklass

Lastens varaktighet är beroende av laskombinationens typ

0.0 Laster YV

Lastens varaktighet: Tidsklass: Medellång
Lastkombination: LK9 (Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast)

0.0 Laster YV
0.0 Laster YV

Materialets bruksklass

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Materialet ifråga befinner sig i YV-konstruktionen som huvudbärregel, d.v.s. ytterväggsreglar.

Då materialets relativa fuktighet motsvarar en temperatur på 20 °C (< 20% relativ fuktighet), samt att

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

den omgivande luftens relativa fuktighet endast överskrider 85% enstaka gånger om året klassas materialet som att tillhöra Bruksklass 2

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Materialets bruksklass: **Bruksklass 2**

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

k_mod för virke med hållfasthetsklass C24, i bruksklass 2 samt då lastens varaktighet är medellång:

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

k_mod,FVtakstolUB	0,8
-------------------	-----

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

Partialsäkerhets koefficient för materialets hållfasthet

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

Partialsäkerhetskoefficient för sågvirke överlag:

γ_M1.FVtakstolUB	1,4
------------------	-----

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

Dimensionerande tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktning för FVtakstolUB

f_c,90,d,FVtakstolUB,C24	1,43	N/mm ²
--------------------------	------	-------------------

1.2.3 Krav för tryckspänning vinkelrätt mot fiberriktning, då FVtakstolUB trycks in

Krav för tryckspänning vinkelrätt mot fiberriktning fås enligt följande:

RIL 205-1-2009 (6.3)

$$\sigma_{c,90,d,Hband-FVtakstol,FVtakstolUB} \leq k_{c,L,FVtakstolUB} \times f_{c,90,d,FVtakstolUB,C24}$$

RIL 205-1-2009 (6.3)

Stödtrycksfaktor: **k_c,L**

RIL 205-1-2009 (6.4S)

Stödtrycksfaktor, k_c,L, fås enligt följande definition:

RIL 205-1-2009 (6.4S)

$$k_{c,L,FVtakstolUB} = \frac{l_{c,90,ef,2}}{l} \times k_{c,90,2}$$

RIL 205-1-2009 (6.4S)

Kontaktytans längd

Kontaktytans längd definieras i enlighet med definition i punkt [1.1.3]

1.0 DIM Hband [1.1.3]

Kontaktytans längd, l, betecknas i nedanstående beräkningar som: l_kontaktyta,stöd2

Kontaktytans längd fås som stödets längd, d.v.s. Hbandsregelns höjd

l_kontaktyta,stöd2	150	mm
--------------------	-----	----

RIL 205-1-2009 (6.4S)

Kontaktytans effektiva längd

Då fallet där FVtakstolUB trycks in analyseras ändras kontaktytans effektiva längd, i.o.m. att kontaktrycket skall fördelas längs med FVtakstolUB.

Formel för beräkning av kontaktytans effektiva längd erhålls enligt följande punkter:

RIL 205-1-2009 (6.4S)

RIL 205-1-2009 (bild 6.2S)

RIL 205-1-2009 (bild 6.3S)

RIL 205-1-2009 (6.4S)

RIL 205-1-2009 (bild 6.2S)

RIL 205-1-2009 (bild 6.3S)

Enligt ovanstående punkter i RIL 205-1-2009 fås följande:

$$l_{c,90,ef,FVtakstol} = \min \left\{ \begin{array}{l} l_{kontaktyta,stöd2} + 30 \text{ mm} + 30 \text{ mm} \\ l_{kontaktyta,stöd2} + 30 \text{ mm} + a \\ l_{kontaktyta,stöd2} + l_{kontaktyta,stöd2} \\ l_{kontaktyta,stöd2} + \frac{l_{1kontaktyta2}}{2} \end{array} \right.$$

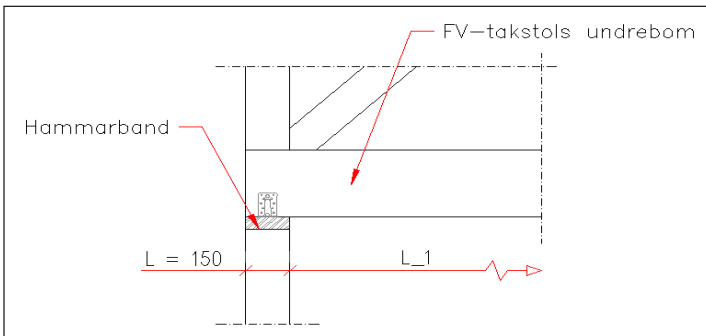
RIL 205-1-2009 (6.4S)

RIL 205-1-2009 (bild 6.2S)

RIL 205-1-2009 (bild 6.3S)

För att kunna bestämma ovanstående faktorer samt mått behövs en vidare utredning av upplagsförhållande mellan FV-takstolar samt Hband

Således erhålls följande skiss ur konstruktionsskisser:



Figur 2. Upplagsförhållande för FV-takstol

Utgående från denna skiss kan följande faktorer erhållas:

Avstånd mellan upplag, $l_{1,kontaktyta2}$

Avstånd $l_{1,kontaktyta2}$ definieras i detta fall som avstånd mellan upplag, d.v.s. Fvtakstol spännvidd

spännvidd_Fvtakstol	12	m	12000	mm
---------------------	----	---	-------	----

0.0 Laster YV

Således fås följande definition:

$$l_{1,kontaktyta2} = \text{spännvidd}_{FVtakstol} - h_{Hband}$$

$l_{1,kontaktyta2}$	11850	mm
---------------------	-------	----

Avstånd till balkens ända/upplagetskant, $amätt_kontaktyta2$

Då fallet då FvtakstolUB trycks in analyseras erhålls måttet till upplagets kant som: 0,0 m, i.o.m. att FvtakstolsUB ända ligger jäms med Hbandets yttrekant.

Således fås följande:

$amätt_kontaktyta2$	0,00	mm
----------------------	------	----

Kontaktytans effektiva längd

Kontaktytans effektiva längd fås i detta fall enligt följande:

$l_{c,90,ef,FVtakstolUB}$	180	mm
---------------------------	-----	----

Säkerhetsfaktor $k_{c,90}$

RIL 205-1-2009 (6.4S)

Säkerhetsfaktor, $k_{c,90}$, som beaktar: lastens typ och placering, träverkets skjubbrottsrisk samt kompressionens storlek fås enligt följande:

RIL 205-1-2009 (6.4S)

RIL 205-1-2009 (6.4S)

$k_{c,90}$ fås enligt material som undersöks ur tabell ifall följande krav uppfylls:

$$l_{1,kontaktyta2} \geq h_{FVtakstolUB} \times 2$$

RIL 205-1-2009 (6.4S)

$2 \times h_{FVtakstolUB}$	500	mm
----------------------------	-----	----

$$l_{1,kontaktyta2} \geq h_{FVtakstolUB} \times 2$$

Krav uppfylls! $k_{c,90}$ kan tas ur tabell

RIL 205-1-2009 (6.4S)

För sågvirke från barrträd fås $k_{c,90}$ som:

RIL 205-1-2009 (6.4S)

$k_{c,90,FVtakstolUB}$	1,25
------------------------	------

RIL 205-1-2009 (6.4S)

Stödtrycksfaktor: $k_{c,l}$

$k_{c,l,FVtakstolUB}$	1,5
-----------------------	-----

RIL 205-1-2009 (6.4S)

1.2.4 Kontroll av krav för stämpeltryck, FVtakstolUB trycks in

Krav för stämpeltryck vinkelrätt mot fiberriktning enligt definition i punkt [1.2.1]

$$\sigma_{c,90,d,Hband-FVtakstol,FVbom} \leq k_{c,\perp} \times f_{c,90,d,FVtakstolUB,C24}$$

KRAV UPPFYLLS INTE!

1.0 DIM Hband [1.2.1]

RIL 205-1-2009 (6.3)

3,04	N/mm ²	≤	2,14	N/mm ²
------	-------------------	---	------	-------------------

Utnyttjandegrad för stämpeltryck, FVtakstolUB trycks in

utnyttjandegrader betecknas med: η

$\eta_{\text{stämpeltryck,Fvtakstol}}$	1,42	142 %	KRAV UPPFYLLS INTE!
--	------	-------	----------------------------

1.2.5 Kontroll av krav för stämpeltryck, FVtakstolUB trycks in, virkets hållfasthetsklass: C30

Vidare kontroll av om stämpelhållfasthet är erforderlig då virket för FVtakstolUB är av hållfasthetsklass: C30

Karakteristisk tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktning för FVtakstolUB

Som hållfasthetsklass för FVtakstolsUB: C30

$f_{c,90,k,FVtakstolUB,C30}$	2,70	N/mm ²
------------------------------	------	-------------------

RIL 205-1-2009 (tab.3.35)

Dimensionerande tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktning för FVtakstolUB

$f_{c,90,d,FVtakstolUB,C30}$	1,54	N/mm ²
------------------------------	------	-------------------

Kontroll av krav för stämpeltryck, FVtakstolUB trycks in (Virke: C30)

$$\sigma_{c,90,d,Hband-FVtakstol,FVbom} \leq k_{c,\perp} \times f_{c,90,d,FVtakstolUB,C30}$$

KRAV UPPFYLLS INTE!

RIL 205-1-2009 (6.3)

3,04	N/mm ²	≤	2,31	N/mm ²
------	-------------------	---	------	-------------------

Utnyttjandegrad för stämpeltryck, FVtakstolUB trycks in

utnyttjandegrader betecknas med: η

$\eta_{\text{stämpeltryck,Fvtakstol(C30)}}$	1,32	132 %	KRAV UPPFYLLS INTE!
---	------	-------	----------------------------

1.2.6 Kontroll av krav för stämpeltryck, FVtakstolUB trycks in, virkets hållfasthetsklass: C35

Vidare kontroll av om stämpelhållfasthet är erforderlig då virket för FVtakstolUB är av hållfasthetsklass: C35

Karakteristisk tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktning för FVtakstolUB

Som hållfasthetsklass för FVtakstolsUB: C35

$f_{c,90,k,FVtakstolUB,C35}$	2,80	N/mm ²
------------------------------	------	-------------------

RIL 205-1-2009 (tab.3.35)

Dimensionerande tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktning för FVtakstolUB

$f_{c,90,d,FVtakstolUB,C35}$	1,60	N/mm ²
------------------------------	------	-------------------

Kontroll av krav för stämpeltryck, FVtakstolUB trycks in (Virke: C35)

$$\sigma_{c,90,d,Hband-FVtakstol,FVbom} \leq k_{c,\perp} \times f_{c,90,d,FVtakstolUB,C35}$$

KRAV UPPFYLLS INTE!

RIL 205-1-2009 (6.3)

3,04	N/mm ²	≤	2,40	N/mm ²
------	-------------------	---	------	-------------------

Utnyttjandegrad för stämpeltryck, FVtakstolUB trycks in

utnyttjandegrader betecknas med: η

$\eta_{\text{stämpeltryck,Fvtakstol(C35)}}$	1,27	127 %	KRAV UPPFYLLS INTE!
---	------	-------	----------------------------

2.0 Dimensionering ytterväggens av bärbalk/förstärkningsbalk

Dimensionering av ytterväggens bärbalk enligt olika konstruktions alternativ

Ytterväggens bärbalk/förstärkningsbalk betecknas nedan som: Bbalk

2.1 Bbalk av normalt sågvirke, Bbalkens konstruktionsalternativ

Ytterväggens bärbalk tänkes utföras av normal konstruktionsvirke

Definition av konstruktionsalternativ:

Alternativ 1

Bärbalken utföras således att den fördelar last från Hband till YVReglar.

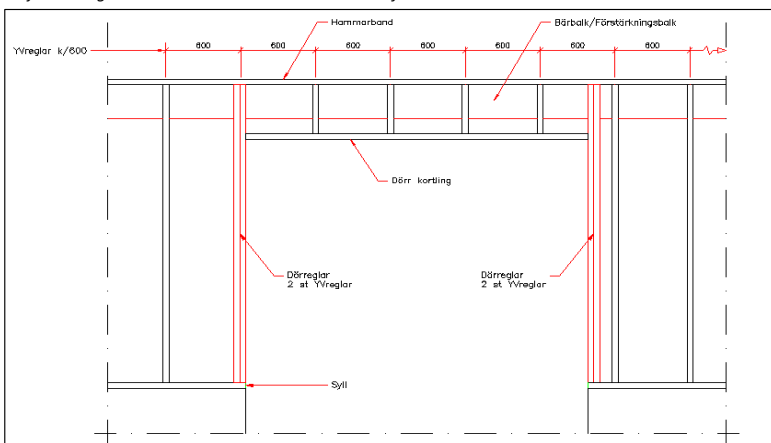
Detta medför att separat dörrbalk måste användas för att fördelar last över dörr-öppningarna till närliggande dörrreglar. Med detta alternativ kan man tänkas spara in på material, men arbetsmomentet för Alt. 1. blir avsevärt större i.o.m. att man måste fälla in Bbalk samt separata dörrbalkar.

Alternativ 2

Bärbalk utföras således att den fördelar last över dörr-öppningar till dörrreglar, så att separat dörrbalk inte behöver utföras, utan den kortling som finns vid ök-dörr endast har den uppgiften att fungera som fästmaterial samt förstyrkning. På detta vis anses en väl fungerande lösning uppnås då separata dörrbalkar ej behöver fällas in i YVReglar eller fästas vid dörröppningar. Vidare så är dörröppningarnas mått inte begränsade av en dörrbalk, utan kan varieras samt flyttas med större frihet.

Alternativ 2 väljes som slutlig alternativ

Linjeskärning över konstruktions alternativ behövs för överblick



Figur 3. Linjeskärning vid dörr

Vid dörröppning antas det att dubbla dörr-reglar placeras in, dessa fördelar lasten från Bbalk ner till syll. Kortling vid ök-dörröppning tänkes endast fungera som fästmaterial samt stabiliserande del.

Här tänkes Bbalken placeras mot ytterväggens insida för att eliminera eventuell köldbrygge effekt.

2.1.1 Dimensionering mot moment för Bbalk

RIL 205-1-2009

Som dimensionerande lastkombination används den kombination som anses ge störst effekt

0.0 Laster YV

Lastkombination:

LK9

Nyttolaster:

Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast

0.0 Laster YV

Tidsklass:

Medellång

0.0 Laster YV

I detta fall väljes lastkombination LK9 som dimensionerande p.g.a. Att snölast utger medparten av belastningen på Bbalken. Därtill har LK9 tidsklassen medellång p.g.a. Att snölast är dominerande nyttolast, och detta reducerar då hållfastheten för materialet genom att modificationskoefficienten k_{mod} minskar. Således anses denna lastkombination mest farlig för ytterväggens bärbalk då momentbelastning beaktas.

Dimensionerande linjelast i brottsgränstillstånd i LK9 på Bbalk

0.0 Laster YV

Pedtot_LK9_Bbalk	19,99	kN/m
------------------	-------	------

0.0 Laster YV

2.1.1.1 Max moment/dimensionerande moment i kritiskt snitt för Bbalk

Byggnadsstatik

Den undersökta delen av Bbalken befinner sig ovanom hallens respektive dörröppningar.
Konstruktions alternativ 2, enligt tidigare beskrivning i punkt [2.1]

Penviken RAK(cad(dwg))
2.0 DIM Bbalk [2.1]

Statisktmodell för Bbalk:

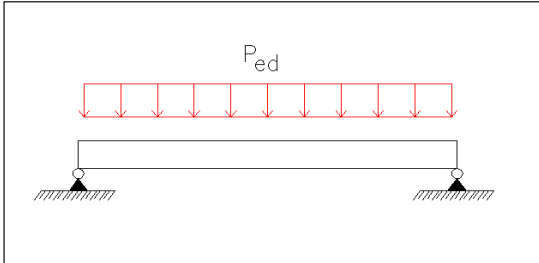
Två statiska modeller är möjliga och är beroende av Bbalkens utförande:

Statiskmodell 1: Fritt upplagd tvåstöds balk

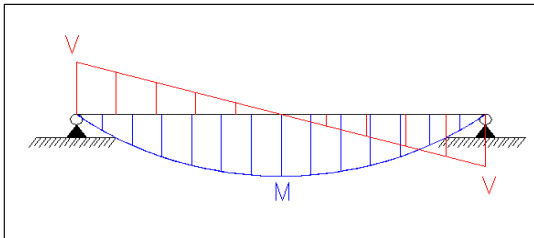
Beskrivning av utförande som ger statik modell 1:

I detta fall antas sådant fall att Bbalken inte kan utföras som kontinuerlig balk, utan måste skarvas vid lämplig YVregel. Det mest ofördelaktiga stället av de sannolika ställen att skarva denna balk är då skarvning utförs vid dörr-reglar. I detta fall då Bbalken är infäst vid respektive dörrregel fås följande statiska modell:

Bbalk som fritt upplagd tvåstödsbalk då skarvning utförs vid dörrreglar.



Figur 4. Bbalk som fritt upplagd tvåstödsbalk



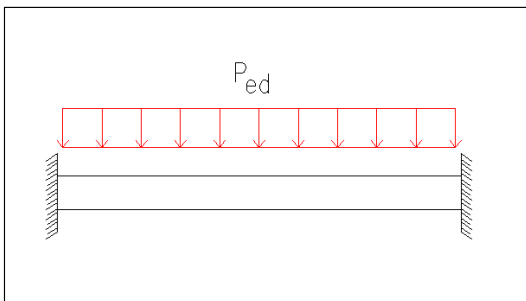
Figur 5. Kraftdiagram för fritt upplagd tvåstödsbalk

Statisk modell 2: Fastinspänd balk

Beskrivning av utförande som ger statik modell 2:

I detta fall antas sådant fall att Bbalken inte kan utföras som kontinuerlig balk, utan måste skarvas. Balken skarvas så att den utförs kontinuerligt över dörr-öppningar, och skarvas exempelvis vid nästa Yvregel. P.g.a. Att balken är infäst till respektive Yvregel förbi dörröppning fås följande statiska modell:

Bbalk som fastinspänd balk då skarvning sker förbi dörrreglar.



Figur 6. Bbalk som fastinspänd tvåstödsbalk

Byggnadsstatik

Byggnadsstatik

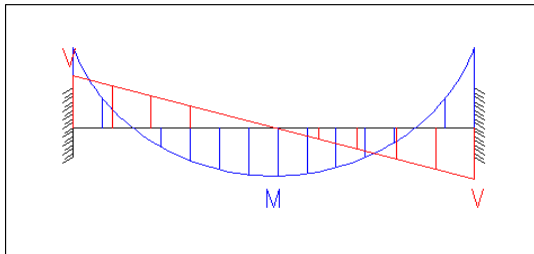
Byggnadsstatik
Penviken RAK(cad(dwg))

Byggnadsstatik

Byggnadsstatik

Byggnadsstatik

Byggnadsstatik



Figur 7. Kraftdiagram för fastinspänd tvästädsbalk

Statisk modell 1, d.v.s. fritt upplagd tvästädsbalk, väljes som dimensionerande statisk modell p.g.a. Att denna ger störst momentbelastning i fältmitt.

Således väljes Bbalken att dimensioneras enligt denna princip.

2.1.1.2 Maxmoment enligt statisk modell 1

Då Bbalk utförs som frittupplag i bägge ändor, d.v.s. Som tvästädsbalk, kan max/dimensionerade moment hittas i balkens fältmitt.

Således kan förenklade formler för tvästädsbalkar användas och maximalt fältmoment fås således enligt följande:

$$M_{ed,maxfält,LK9,Bbalk} = \frac{P_{edt,tot,LK9,Bbalk} \times l_{Bbalk}^2}{8} \quad (\text{max fältmoment vid } l/2)$$

Byggnadsstatik

Hållfasthetslära

Hållfasthetslära

Hållfasthetslära

Hållfasthetslära

Spännvidd för Bbalk/ Bbalkens dimensionerande längd

Spännvidd för Bbalk, d.v.s. Den undersökta balkens längd mellan upplag defineras i detta fall som c.c. Avstånd mellan de dubbla dörr-reglarna. Enligt konstruktionsskiss erhålls följande:

l_{Bbalk}	2,9	m	2900	mm
-------------	-----	---	------	----

Maxmoment enligt statisk modell 1 i LK9 i brottsgränstillstånd

$M_{ed,maxfält,LK9,Bbalk}$	21,01	kNm	21013436,25	Nmm
----------------------------	-------	-----	-------------	-----

2.1.1.3 Dimensionerande max böjspänning i Bbalk i LK9 för fritt upplagd tvästädsbalk

$$\sigma_{m,y,d,Bbalk} = \frac{M_{ed,maxfält,LK9,Bbalk}}{W_{y,Bbalk}}$$

Hållfasthetslära

RIL 205-1-2009 (6.11)

Böjmotsånd för Bbalk

Böjmotstånd för rektangulära tvärsnitt erhålls enligt följande:

Hållfasthetslära

$$W_{y,Bbalk} = \frac{b_{Bbalk} \times h_{Bbalk}^2}{6}$$

Hållfasthetslära

Vald dimension för Bbalk, (normal sågvirke)

Bbalkens dimension väljes enligt följande:

RIL 205-1-2009 (tab D.1)

b_{Bbalk}	48	mm	0,048	m
h_{Bbalk}	200	mm	0,2	m

RIL 205-1-2009 (tab D.1)

RIL 205-1-2009 (tab D.1)

Böjmotstånd för Bbalk

W_{Bbalk}	320000	mm ³
-------------	--------	-----------------

Max böjspänning i Bbalk

$\sigma_{m,y,d,Bbalk}$	65,67	N/mm ²
------------------------	-------	-------------------

2.1.1.4 Dimensionerade böjhållfasthet för Bbalk

$$f_{m,d,Bbalk} = \frac{f_{m,k,Bbalk} \times k_{mod,Bbalk}}{Y_{M1,Bbalk}}$$

RIL 205-1-2009 (2.17)

Karakteristisk böjhållfasthet för Bbalk

RIL 205-1-2009 (tab.3.35)

Som hållfasthetsklass väljes: C24 (normalt konstruktionsvirke)

RIL 205-1-2009 (tab.3.35)

$f_{m,k,Bbalk,C24}$	24	N/mm ²
---------------------	----	-------------------

RIL 205-1-2009 (tab.3.35)

Uppförstorings faktor för hållfastheter för sågvirke

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

Då dragna eller böjda tvärsnitt större sidmått inte överskrider 150 mm, så får motsvarande karakteristiska hållfasthet ökas med uppförstoringsfaktorn: k_h

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

Uppförstoringsfaktorn, k_h , erhålls enligt följande formel:

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

$$k_{h,sågvirke} = \left(\frac{150}{h}\right)^{0,2} \leq 1,3$$

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

Krav för användning av uppförstorings faktor: k_h

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

Följande krav erhålls för användning av faktorn, k_h :

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

$$\max\{h_{tvärsnitt}; b_{tvärsnitt}\} \leq 150 \text{ mm}$$

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

200	mm	≤	150	mm
-----	----	---	-----	----

Krav_ k_h ,sågvirke	Krav uppfylls inte!, k_h får inte användas!
-----------------------	---

Faktor: k_h ,sågvirke

k_h ,sågvirke	1,3
-----------------	-----

31,2

24

Uppförstorad karakteristisk böjhållfasthet för Bbalk

$f_{m,k,en,Bbalk,C24}$	24	N/mm ²
------------------------	----	-------------------

Modifierings koefficient, k_{mod}

RIL 205-1-2009 [3.]

Modifierings koefficient, k_{mod} , som beaktar: lastens varaktighet(tidsklass) samt materialets bruksklass fås ur tabell

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

Modifierings koefficient, k_{mod} , är beroende av följande:

Lastens varaktighet/Tidsklass

Lastens varaktighet är beroende av laskombinationens typ

0.0 Laster YV

Lastens varaktighet:

Tidsklass: Momentan

0.0 Laster YV

Lastkombination: LK9 (Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast)

Materialets bruksklass

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Materialet ifråga befinner sig i YV-konstruktionens övre kant, d.v.s. Ytterväggens Bärbalk.

Då materialets relativa fuktighet motsvarar en temperatur på 20 °C (< 20% relativ fuktighet), samt att den omgivande luftens relativa fuktighet endast överskrider 85% enstaka gånger om året klassas materialet som att tillhöra Bruksklass 2

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Materialets bruksklass:

Bruksklass 2

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

k_{mod} för virke med hållfasthetsklass C24, i bruksklass 2 samt då lastens varaktighet är medellång:

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

$k_{mod,Bbalk}$	0,8
-----------------	-----

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

Partialsäkerhets koefficient för materialets hållfasthet

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

Fås ur tabell enligt materialet som analyseras

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

Partialsäkerhetskoefficient för sågvirke överlag:

$\gamma_{M1,Bbalk}$	1,4
---------------------	-----

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

Dimensionerande böjhållfasthet för Bbalk

$f_{m,d,Bbalk,C24}$	13,71	N/mm ²
---------------------	-------	-------------------

2.1.1.5 Kontrol av krav för böjhållfasthet för Bbalk

$$\sigma_{m,y,d,Bbalk} \leq f_{m,d,Bbalk,C24}$$

RIL 205-1-2009 (6.11)

Kontroll av krav för böjhållfasthet för Bbalk

$$\sigma_{m,y,d,Bbalk} \leq f_{m,d,Bbalk,C24}$$

Krav uppfylls inte!

65,67	N/mm ²	≤	13,71	N/mm ²
-------	-------------------	---	-------	-------------------

Utnyttjandegrad för böjhållfasthet för Bbalk

$$\eta_{\text{böjhållfasthet,Bbalk}} = \frac{\sigma_{m,y,d,Bbalk}}{f_{m,d,Bbalk,C24}}$$

$\eta_{\text{böjhållfasthet,Bbalk}}$	4,79	478,8 %	Krav uppfylls inte!
--------------------------------------	------	---------	---------------------

Tolkning av resultat:

Enligt utnyttjande gentemot böjbelastning anses Bbalken inte kunna utföras av normalt sågvirke, utan virke av annan typ samt bättre hållfasthet krävs.

Alternativ kan man anse att vidare kontrollera denna lösning, fortfarande med normalt sågvirke, men då med bättre hållfasthetsklass som exempelvis C30 eller C35.

Dock genom att välja normalt sågvirke med högre hållfasthetsklass gör man konstruktionslösningen mera otymplig i.o.m. Att sådan typ av virke sällan finns som lagervara i byggvaruhandlar, utan måste beställas.

2.2 Bbalk av Kerto-S, Bbalkens konstruktionsalternativ

I.o.m att en mycket hög utnyttjandegrad gentemot böjbelastning erhålls då vanligt sågvirke användes så är ett byte av material att föredra, i detta fall väljes Kerto-S.

Således kontrolleras Bbalken utförd med Kerto-S enligt samma konstruktionsalternativ som i punkt [2.1]

2.0 DIM Bbalk [2.1]

2.2.1 Dimensionering mot moment för Bbalk, Kerto-S

RIL 205-1-2009

Som dimensionerande lastkombination används den kombination som anses ge störst effekt

0.0 Laster YV

Lastkombination: LK9

Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast

0.0 Laster YV

Tidsklass: Medellång

0.0 Laster YV

I detta fall väljes lastkombination LK9 som dimensionerande p.g.a. Att snölast utger medparten av belastningen på Bbalken. Därtill har LK9 tidsklassen medellång p.g.a. Att snölast är dominerande nyttolast, och detta reducerar då hållfastheten för materialet genom att modifications koefficienten k_{mod} minskar. Således anses denna lastkombination mest farlig för ytterväggens bärbalk då momentbelastning beaktas.

Dimensionerande linjelast i brottsgränstillstånd i LK9 på Bbalk

0.0 Laster YV

Pedtot_LK9_Bbalk	19,99	kN/m
------------------	-------	------

0.0 Laster YV

2.2.1.2 Max moment/dimensionerande moment i kritiskt snitt för Bbalk

RIL 205-1-2009

Definition av statisk modell enligt samma princip som i punkt [2.1.1.1]

2.0 DIM Bbalk [2.1.1.1]

Maxmoment enligt statisk modell 1 i LK9 i brottsgränstillstånd

Med_maxfält,LK9,Bbalk(Kerto-S)	21,01	kNm	21013436,25	Nmm
--------------------------------	-------	-----	-------------	-----

2.2.1.3 Dimensionerande max böjspänning i Bbalk

Hållfasthetslära

RIL 205-1-2009 (6.11)

Dimensionerande böjspänning erhålls enligt följande:

$$\sigma_{m,y,d,Bbalk} = \frac{M_{ed,maxfält,LK9,Bbalk}}{W_{y,Bbalk}}$$

Hållfasthetslära

RIL 205-1-2009 (6.11)

Vald dimension för Bbalk,(Kerto-S)

RIL 205-1-2009(tab D.5)

Bbalkens dimension då Kerto-S används väljes enligt följande:

RIL 205-1-2009(tab D.5)

b_Bbalk(Kerto-S)	51	mm	0,051	m
h_Bbalk(Kerto-S)	360	mm	0,36	m

RIL 205-1-2009(tab D.5)

RIL 205-1-2009(tab D.5)

Böjmotstånd för Bbalk, (Kerto-S)

Böjmotstånd för rektangulära tvärsnitt fås enligt följande:

Hållfasthetslära

$$W_{y,Bbalk} = \frac{b_{Bbalk} \times h_{Bbalk}^2}{6}$$

Hållfasthetslära

W_Bbalk(Kerto-S)	1101600	mm ³
------------------	---------	-----------------

Max böjspänning i Bbalk, (Kerto-S)

$\sigma_{m,y,d,Bbalk,(Kerto-S)}$	19,08	N/mm ²
----------------------------------	-------	-------------------

2.2.1.4 Dimensionerande böjhållfasthet för Bbalk, (Kerto-S)

Dimensionerande böjhållfasthet fås enligt följande:

RIL 205-1-2009 (2.17)

$$f_{m,d,Bbalk} = \frac{f_{m,k,Bbalk} \times k_{mod,Bbalk}}{\gamma_{M1,Bbalk}}$$

RIL 205-1-2009 (2.17)

Karakteristisk böjhållfasthet för Bbalk, (Kerto-S)

RIL 205-1-2009 (tab 3.55)

Som hållfasthetsklass väljes: Kerto-S

f_m,k,Bbalk,(Kerto-S)	44	N/mm ²
-----------------------	----	-------------------

RIL 205-1-2009 (tab 3.55)

Reducerings-/uppförstörningsfaktor, k_h, för hållfastheter för virke a typ: LVL

RIL 205-1-2009 [3.4],[3.3]

Då böjda av typ LVLs tvärsnitts böjhållfasthet undersöks, vars höjd är större än: 300 mm, skall dess karakteristiska böjhållfasthet reduceras med faktor: k_h,LVL

RIL 205-1-2009 [3.4],[3.3]

RIL 205-1-2009 [3.4],[3.3]

Reduceringsfaktorn, k_h, erhålls enligt följande formel:

RIL 205-1-2009 (3.3)

$$k_{h,LVL} = \left(\frac{300}{h}\right)^s$$

RIL 205-1-2009 (3.3)

Således ifall tvärsnittets höjd underskrider kravet för reducereing så får tvärsnittets böjhållfasthet uppförstoras med faktorn, k_h.

RIL 205-1-2009 [3.4],[3.3]

RIL 205-1-2009 [3.4],[3.3]

Storlekens effektexponent, s

Fås ur tabell:

s_Kerto-S	0,12
-----------	------

RIL 205-1-2009 (tab 3.55)

RIL 205-1-2009 (tab 3.55)

Krav för reducerings-/uppförstoringsfaktor, k_h,LVLKraven för användning av reduceringsfaktor, k_h, definieras enligt följande: $h_{tvärsnitt,LVL} \leq 300 \text{ mm}$

Uppfylls intel, f,m,k,Kerto-S skall reduceras!

RIL 205-1-2009 [3.4],[3.3]

360	mm	≤	300	mm
-----	----	---	-----	----

k _h ,Kerto-S,en	0,98	(hjälpvärden för formel)
----------------------------	------	--------------------------

k _h ,Kerto-S,red	0,98	(hjälpvärden för formel)
-----------------------------	------	--------------------------

43,05	44,97	44,97	43,05	(hjälpvärden för formel)
-------	-------	-------	-------	--------------------------

Reducerad/uppförstorad karakteristiska böjhållfasthet för Bbalk, (Kerto-S)

f _{m,k,red} ,Bbalk,(Kerto-S)	43,05	N/mm ²
---------------------------------------	-------	-------------------

Modifierings koefficient, k_{mod}

RIL 205-1-2009 [3.]

Modifierings koefficient, k_{mod}, som beaktar: lastens varaktighet(tidsklass) samt materialets bruksklass fås ur tabell

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

Modifierings koefficient, k_{mod}, är beroende av följande:**Lastens varaktighet/Tidsklass**

Lastens varaktighet är beroende av laskkombinationens typ

0.0 Laster YV

Lastens varaktighet: Tidsklass: Momentan
 Lastkombination: LK9 (Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast)

0.0 Laster YV

Materialets bruksklass

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Materialet ifråga befinner sig i YV-konstruktionens övre kant, d.v.s. Ytterväggens Bärbalk.

Då materialets relativa fuktighet motsvarar en temperatur på 20 ° C (< 20% relativ fuktighet), samt att den omgivande luftens relativa fuktighet endast överskrider 85% enstaka gånger om året klassas materialet som att tillhöra Bruksklass 2

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Materialets bruksklass: **Bruksklass 2**

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

k_{mod} för virke med hållfasthetsklass Kerto-S, i bruksklass 2 samt då lastens varaktighet är medellång:

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

k _{mod} ,Bbalk(Kerto-S)	0,8
----------------------------------	-----

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

Partialsäkerhets koefficient för materialets hållfasthet

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

Fås ur tabell enligt materialet som analyseras

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

γ_{M1} för LVL och Limträ:

γ _{M1} ,Bbalk(Kerto-S)	1,2
---------------------------------	-----

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

Dimensionerande böjhållfasthet för Bbalk, (Kerto-S)

f _{m,d} ,Bbalk,Kerto-S	28,70	N/mm ²
---------------------------------	-------	-------------------

2.2.1.5 Krav för böjhållfasthet för Bbalk, Kerto-S

$$\sigma_{m,y,d,Bbalk} \leq f_{m,d,Bbalk,Kerto-S}$$

RIL 205-1-2009 (6.11)

Kontroll av krav för böjhållfasthet för Bbalk, Kerto-S

$$\sigma_{m,y,d,Bbalk} \leq f_{m,d,Bbalk,C24}$$

Krav uppfylls!

RIL 205-1-2009 (6.11)

19,08	N/mm ²	≤	28,70	N/mm ²
-------	-------------------	---	-------	-------------------

Utnyttjandegrad för böjhållfasthet för Bbalk, Kerto-S

η_böjhållfasthet,Bbalk,Kerto-S	0,66	66,5 %	U-grad, OK!
--------------------------------	------	--------	--------------------

2.2.2. Dimensionering mot skjuvkraft för Bbalk, Kerto-S

RIL 205-1-2009

Som dimensionerande lastkombination används den kombination som anses ge störst effekt

0.0 Laster YV

Lastkombination: LK9

Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast

0.0 Laster YV

Tidsklass: Medellång

0.0 Laster YV

Dimensionerande linjelast i brottsgränstillstånd i LK9 på Bbalk

0.0 Laster YV

Pedtot_LK9_Bbalk	19,99	kN/m
------------------	-------	------

0.0 Laster YV

2.2.2.1 Dimensionerande max skjuvkraft i kritiskt snitt för Bbalk, Kerto-S

RIL 205-1-2009[6.1.7]

Statisk modell i enlighet med punkt [2.1] används, Bbalk tolkas som fritt upplagd tvåstödsbalk

2.0 DIM Bbalk [2.1]

Max skjuvkraft för fritt upplagd tvåstödsbalk belastad med konstant linjelast hittas vid balkens upplag/stöd

Hållfasthetslära



Figur 8. Fritt upplagd tvåstödsbalk med stödkrafter

Enligt förenklade formler från byggnadsstatik fås följande uttryck för dimensionerande skjuvkraft i Bbalk:

Hållfasthetslära
Byggnadsstatik

$$V_{ed,LK9,Bbalk} = R_A = R_B = \frac{P_{edtot,LK9,Bbalk} \times l_{Bbalk}}{2}$$

Hållfasthetslära
Byggnadsstatik

Dimensionerande maxskjuvkraft i statisk modell 1 för Bbalk, Kerto-S

Ved_LK9,Bbalk	28,98	kN
---------------	-------	----

Reducering av dimensionerande skjuvkraft med beaktande av laster som verkar nära upplag

RIL 205-1-2009 [6.1.7]

Skjuvkraft som verkar nära upplag behöver inte beaktas och får reduceras i enlighet med följande definition:

RIL 205-1-2009 [6.1.7]

Då tvåstödsbalk belastas med konstant linjelast så får max dimensionerande skjuvkraft reduceras enligt följande:

RIL 205-1-2009 [6.1.7]

$$V_{ed,red} = V_{ed} \times \left(1 - \frac{2 \times h + l_a}{l} \right)$$

RIL 205-1-2009(bild 6.7S)

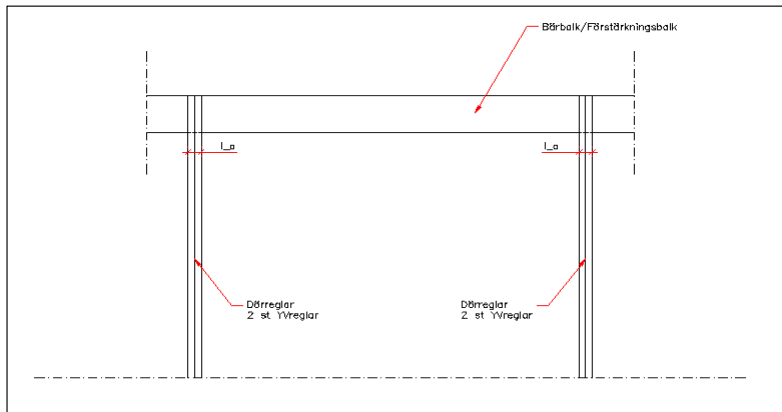
Formeln omskrivs:

$$V_{ed,red,LK9,Bbalk} = V_{ed,LK9,Bbalk} \times \left(1 - \frac{2 \times h_{Bbalk,(Kerto-s)} + l_{a,stöd}}{l_{Bbalk}} \right)$$

RIL 205-1-2009(bild 6.75)

Stödets/upplagets längd: $l_{a,stöd}$

Stödets/upplagets längd definieras i detta fall som dörreglarnas sammanlagda bredd



Figur 9. Definition av stödbredden l_a

Enligt denna definition erhålls följande uttryck för stödbredden, l_a :

$$l_{a,stöd} = 2 \times b_{YVReget}$$

$l_{a,stöd,Bbalk,(Kerto-S)}$	96	mm
------------------------------	----	----

Reducerad dimensionerande skjuvkraft

$V_{ed,red,LK9,Bbalk,(Kerto-S)}$	20,83	kN	20828,54	N
----------------------------------	-------	----	----------	---

2.2.2.2 Dimensionerande skjuvspänning i Bbalk, Kerto-S

Dimensionerande skjuvspänning erhålls enligt följande formel:

$$\tau_d = \frac{3}{2} \times \frac{V_{ed}}{b_{ef} \times h}$$

Hållfasthetslära

Hållfasthetslära

Formeln omskrivs:

$$\tau_{d,LK9,Bbalk,(Kerto-S)} = \frac{3}{2} \times \frac{V_{ed,red,LK9}}{b_{ef,Bbalk,(Kerto-S)} \times h_{Bbalk,(Kerto-S)}}$$

Hållfasthetslära

Effektiv bredd för Bbalk, Kerto-S

RIL 205-1-2009[6.1.7],[6.13a]

Då böjbelastade balkar analyseras skall sprickningsrisken beaktas genom att tvärsnittets effektiva bredd används, den effektiva bredden erhålls enligt följande:

RIL 205-1-2009[6.1.7],[6.13a]

RIL 205-1-2009[6.1.7],[6.13a]

$$b_{ef,Bbalk,(Kerto-S)} = k_{cr} \times b_{Bbalk,(Kerto-S)}$$

RIL 205-1-2009(6.13a)

Sprickningsfaktor, k_{cr} , som beaktar materialets bruksklass

RIL 205-1-2009[6.1.7]

Sprickningsrisken beror på materialets bruksklass, d.v.s. i vilken omgivning materialet befinner sig.

RIL 205-1-2009[6.1.7]

Sprickningsfaktorn erhålls ur tabell då materialets bruksklass är känd:

Materialets bruksklass

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Materialet ifråga befinner sig i YV-konstruktionens övre kant, d.v.s. Ytterväggens Bärbalk.

Då materialets relativa fuktighet motsvarar en temperatur på 20 °C (< 20% relativ fuktighet), samt att den omgivande luftens relativa fuktighet endast överskrider 85% enstaka gånger om året klassas materialet som att tillhöra Bruksklass 2

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Materialets bruksklass: **Bruksklass 2**

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Sprickningsfaktor, k_{cr} , då material i bruksklass 2

$k_{cr,Bbalk,(Kerto-S)}$	1,0
--------------------------	-----

RIL 205-1-2009[6.1.7]

Effektiv bredd för Bbalk, Kerto-S

$b_{ef,Bbalk,(Kerto-S)}$	51	mm	0,051	m
--------------------------	----	----	-------	---

Dimensionerande skjuvspänning i Bbalk, Kerto-S

$\tau_{d,LK9,Bbalk,(Kerto-S)}$	1,70	N/mm ²
--------------------------------	------	-------------------

2.2.2.3 Dimensionerande skjuvhållfasthet för Bbalk, Kerto-S

Dimensionerande skjuvhållfasthet erhålls enligt följande:

RIL 205-1-2009 (2.17)

$$f_{v,d,Bbalk,(Kerto-S)} = \frac{f_{v,k,Bbalk,(Kerto-S)} * k_{mod,Bbalk,(Kerto-S)}}{\gamma_{M1,Bbalk,(Kerto-S)}}$$

RIL 205-1-2009 (2.17)

Karakteristisk skjuvhållfasthet för Bbalk, Kerto-S

RIL 205-1-2009 (tab 3.55)

Som hållfasthetsklass väljes: Kerto-S

$f_{v,k,Bbalk,(Kerto-S)}$	4,1	N/mm ²
---------------------------	-----	-------------------

RIL 205-1-2009 (tab 3.55)

Modifierings koefficient, k_{mod}

RIL 205-1-2009 [3.]

Modifierings koefficient, k_{mod} , som beaktar: lastens varaktighet(tidsklass) samt materialets bruksklass fås ur tabell

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

Modifierings koefficient, k_{mod} , är beroende av följande:

Lastens varaktighet/Tidsklass

Lastens varaktighet är beroende av laskkombinationens typ

0.0 Laster YV

Lastens varaktighet: **Tidsklass: Momentan**
Lastkombination: LK9 (Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast)

0.0 Laster YV

Materialets bruksklass

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Materialet ifråga befinner sig i YV-konstruktionens övre kant, d.v.s. Ytterväggens Bärbalk.

Då materialets relativa fuktighet motsvarar en temperatur på 20 °C (< 20% relativ fuktighet), samt att den omgivande luftens relativa fuktighet endast överskrider 85% enstaka gånger om året klassas materialet som att tillhöra Bruksklass 2

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Materialets bruksklass: **Bruksklass 2**

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

k_{mod} för virke med hållfasthetsklass Kerto-S, i bruksklass 2 samt då lastens varaktighet är medellång:

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

$k_{mod,Bbalk,(Kerto-S)}$	0,8
---------------------------	-----

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

Partialsäkerhets koefficient för materialets hållfasthet

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

Fås ur tabell enligt materialet som analyseras

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

Partialsäkerhetskoefficient för LVL och Limträ:

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

$\gamma_{M1,Bbalk,(Kerto-S)}$	1,2
-------------------------------	-----

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

Dimensionerande skjuvhållfasthet för Bbalk, Kerto-S

$f_{v,d,Bbalk,(Kerto-S)}$	2,73	N/mm ²
---------------------------	------	-------------------

2.2.2.4 Kontroll av krav för skjuvhållfasthet för Bbalk, Kerto-S

RIL 205-1-2009 (6.13)

Krav för skjuvhållfasthet erhålls enligt följande:

RIL 205-1-2009 (6.13)

$$\tau_{d,LK9,Bbalk,(Kerto-S)} \leq f_{v,d,Bbalk,(Kerto-S)}$$

RIL 205-1-2009 (6.13)

Kontroll av krav för skjuvhållfasthet för Bbalk, Kerto-S

$$\tau_{d,LK9,Bbalk,(Kerto-S)} \leq f_{v,d,Bbalk,(Kerto-S)}$$

Krav uppfylls!

1,70	N/mm ²	≤	2,73	N/mm ²
------	-------------------	---	------	-------------------

Utnyttjandegrad för skjuvhållfasthet för Bbalk, Kerto-S

$$\eta_{skjuvhållfasthet,Bbalk,Kerto-S} = \frac{\tau_{d,LK9,Bbalk,Kerto-S}}{f_{v,d,Bbalk,Kerto-S}}$$

$\eta_{skjuvhållfasthet,Bbalk,Kerto-S}$	0,62	62,3 %	U-grad, OK!
---	------	--------	-------------

2.2.3 Kontroll av nedböjning i LK9 för Bbalk, Kerto-S

RIL 205-1-2009 [7.2]

Kontroll av nedböjning utförs i brukstillstånd med karakteristiska laster.

RIL 205-1-2009 [7]

Som dimensionerande lastkombination används den kombination som anses ge störst effekt

0.0 Laster YV

Lastkombination:	LK9	Nyttolaster:	Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast	0.0 Laster YV
		Tidsklass:	Medellång	0.0 Laster YV

Dimensionerande total linjelast i brukstillstånd i LK9 på Bbalk

0.0 Laster YV

Pktot_LK9_Bbalk	14,46	kN/m
-----------------	-------	------

0.0 Laster YV

2.2.3.1 Slutlig dimensionerande nedböjning, w_{fin} , för Bbalk, Kerto-S

RIL 205-1-2009 (B.2.8)

Förenklad formel för kontroll av nedböjning i enlighet med RIL 205-1-2009, Bilaga B används

RIL 205-1-2009 (B.2.8)

Slutlig dimensionerande nedböjning fås således enligt följande:

RIL 205-1-2009 (B.2.8)

$$w_{fin} = \max \left\{ \begin{aligned} &(1 + k_{def}) \times w_{inst,G} + (1 + 0,2 \times k_{def}) \times w_{inst,snö} + (0,7 + 0,3 \times k_{def}) \times w_{inst,nyttolast} \\ &(1 + k_{def}) \times w_{inst,G} + (1 + 0,3 \times k_{def}) \times w_{inst,nyttolast} + (0,7 + 0,2 \times k_{def}) \times w_{inst,snö} \end{aligned} \right\}$$

RIL 205-1-2009 (B.2.8)

I lastkombinationen LK9 som analyseras förekommer nyttolast endast i form av snölast som den dominerande nyttolasten. Inga sekundära nyttolaster deltar i lastkombination LK9.

0.0 Laster YV

0.0 Laster YV

Således erhålls i detta fall följande formel för w_{fin} :

RIL 205-1-2009 (B.2.8)

$$w_{fin,LK9,Bbalk,(Kerto-S)} = (1 + k_{def,Bbalk,(Kerto-S)}) \times w_{inst,G,LK9,Bbalk,(Kerto-S)} + (1 + 0,2 \times k_{def,Bbalk,(Kerto-S)}) \times w_{inst,Q,LK9,Bbalk,(Kerto-S)}$$

RIL 205-1-2009 (B.2.8)

Kryptal för trävirke eller träbaserat material, k_{def}

RIL 205-1-2009 [3]

Vid analys/kontroll av nedböjning beaktas materials krypning genom kryptalet, k_{def}

RIL 205-1-2009 [3]

Kryptal fås ur tabell, och är beroende materialet som analyseras samt materialets bruksklass:

RIL 205-1-2009 (tab 3.2)

Materialets bruksklass

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Materialet ifråga befinner sig i YV-konstruktionens övre kant, d.v.s. Ytterväggens Bärbalk.

Då materialets relativa fuktighet motsvarar en temperatur på 20 °C (< 20% relativ fuktighet), samt att den omgivande luftens relativa fuktighet endast överskrider 85% enstaka gånger om året klassas materialet som att tillhöra Bruksklass 2

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Materialets bruksklass:

Bruksklass 2

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Som material väljes: LVL, Kerto-S

RIL 205-1-2009 (tab 3.2)

k_def för virke av typ LVL i bruksklass 2:

k_def,Bbalk,(Kerto-S)	0,8
-----------------------	-----

RIL 205-1-2009 (tab 3.2)

2.2.3.1.1 Momentan nedböjning, w_inst,g, p.g.a. Egenvikter

RIL 205-1-2009 (B.2.8)

Max nedböjning för fritt upplagd tvåstödsbalk hittas enligt byggnadsstatiken i fältet, förenklade formler baserade på vinkeländringsmetoden används för framtagning av nedböjning i fältmitt.

Byggnadsstatik

Byggnadsstatik

Då förenklade formler används, erhålls max nedböjning i fält enligt följande:

Byggnadsstatik

$$w_{maxfält,tvåstödsbalk} = \frac{5}{384} \times \frac{P_k \times (l_{spännvidd})^4}{E \times I}$$

Byggnadsstatik

Formeln omskrivs med avseende på nedböjning p.g.a. Egenvikt:

$$w_{inst,G,LK9,Bbalk,(Kerto-S)} = \frac{5}{384} \times \frac{P_{ktot,LK9,Gkjtot,Bbalk,(Kerto-S)} \times (l_{Bbalk})^4}{E_{Bbalk,(Kerto-S)} \times I_{Bbalk,(Kerto-S)}}$$

Byggnadsstatik

Total dimensionerande linjelast på Bbalk p.g.a. Egenvikter i brukstillstånd i LK9

0.0 Laster YV

Total dimensionerande linjelast på Bbalk p.g.a. Egenvikter i brukstillstånd i LK9 erhålls enligt följande:

$$P_{ktot,LK9,Gkjtot,Bbalk,(Kerto-S)} = P_{k,LK9,Gkjtvtot,Bbalk} + P_{k,LK9,Gkjhband+Bbalk,Bbalk}$$

0.0 Laster YV

Pktot_LK9_Gkjtot_Bbalk,(Kerto-S)	4,86	kN/m	4,86	N/mm
----------------------------------	------	------	------	------

0.0 Laster YV

Tröghetsmoment för Bbalk, Kerto-S

Tröghetsmoment för rektangulära tvärsnitt fås enligt följande formel:

Hållfasthetslära

$$I_y = \frac{b \times h^3}{12}$$

Hållfasthetslära

Formeln omskrivs:

$$I_{Bbalk,(Kerto-S)} = \frac{b_{Bbalk,(Kerto-S)} \times (h_{Bbalk,(Kerto-S)})^3}{12}$$

Hållfasthetslära

I_Bbalk,(Kerto-S)	198288000	mm ⁴
-------------------	-----------	-----------------

Elasticitetsmodul för Bbalk, Kerto-S

RIL 205-1-2009 (tab. 3.55)

Elasticitetsmodulen för trämaterial defineras som medel defineras som materialets medel elasticitetsmodul enligt följande:

RIL 205-1-2009 (tab. 3.55)

$$E = E_{mean}$$

RIL 205-1-2009 (tab. 3.55)

Medelelasticitetsmodulen, E_mean, erhålls ur tabel då materialet är känt:

RIL 205-1-2009 (tab. 3.55)

Som material väljes LVL av hållfasthetsklass: Kerto-S

E_mean,Bbalk,(Kerto-S)	13800	N/mm ²
------------------------	-------	-------------------

RIL 205-1-2009 (tab. 3.55)

Momentan nedböjning för Bbalk, p.g.a. egenvikter

w_inst,G,LK9,Bbalk,(Kerto-S)	1,64	mm
------------------------------	------	----

2.2.3.1.2 Momentan nedböjning, w_inst,q, p.g.a. Nyttolaster

RIL 205-1-2009 (B.2.8)

Max nedböjning i fält erhålls enligt samma princip som definieras i punkt [2.2.3.1.1]

2.0 DIM Bbalk [2.2.3.1.1]

Således fås följande:

2.0 DIM Bbalk [2.2.3.1.1]

$$w_{inst,Q,LK9,Bbalk,(Kerto-S)} = \frac{5}{384} \times \frac{P_{ktot,LK9,Qktot,Bbalk,(Kerto-S)} \times (l_{Bbalk})^4}{E_{Bbalk,(Kerto-S)} \times I_{Bbalk,(Kerto-S)}}$$

2.0 DIM Bbalk [2.2.3.1.1]

Total dimensionerande linjelast på Bbalk p.g.a. Nyttolaster i brukstillstånd i LK9

0.0 Laster YV

Snölast dominerande nyttolast, inga andra nyttolaster förekommer

0.0 Laster YV

Total dimensionerande linjelast på Bbalk p.g.a. nyttolaster i brukstillstånd i LK9 erhålls enligt följande:

0.0 Laster YV

$$P_{ktot,LK9,Qktot,Bbalk,(Kerto-S)} = P_{k,LK9,Qks,Bbalk}$$

0.0 Laster YV

Pktot_LK9,Qktot,Bbalk,(Kerto-S)	9,6	kN/m	9,6	N/mm
---------------------------------	-----	------	-----	------

0.0 Laster YV

Momentan nedböjning för Bbalk, p.g.a. Nyttolaster

w_inst,Q,LK9,Bbalk,(Kerto-S)	3,23	mm
------------------------------	------	----

Slutlig dimensionerande nedböjning för Bbalk, Kerto-S

w_fin,LK9,Bbalk,(Kerto-S)	6,69	mm
---------------------------	------	----

2.2.3.2 Kontroll av krav för slutlig nedböjning för Bbalk, Kerto-S

RIL 205-1-2009 (tab 7.2-F1)

Då huvudbärverk kontrolleras så erhålls följande krav från tabell enligt RIL 205-1-2009:

RIL 205-1-2009 (tab 7.2-F1)

$$w_{fin,Huvudbärverk} \leq \frac{l_{spännvidd}}{200}$$

RIL 205-1-2009 (tab 7.2-F1)

Formeln omskrivs:

RIL 205-1-2009 (tab 7.2-F1)

$$w_{fin,LK9,Bbalk,(Kerto-S)} \leq \frac{l_{Bbalk}}{200}$$

RIL 205-1-2009 (tab 7.2-F1)

Kontroll av krav för slutlig nedböjning för Bbalk, Kerto-S

$$w_{fin,LK9,Bbalk,(Kerto-S)} \leq \frac{l_{Bbalk}}{200}$$

Krav uppfylls!

6,692047382	mm	≤	14,5	mm
-------------	----	---	------	----

Utnyttjandegrad för slutlig nedböjning för Bbalk, Kerto-S

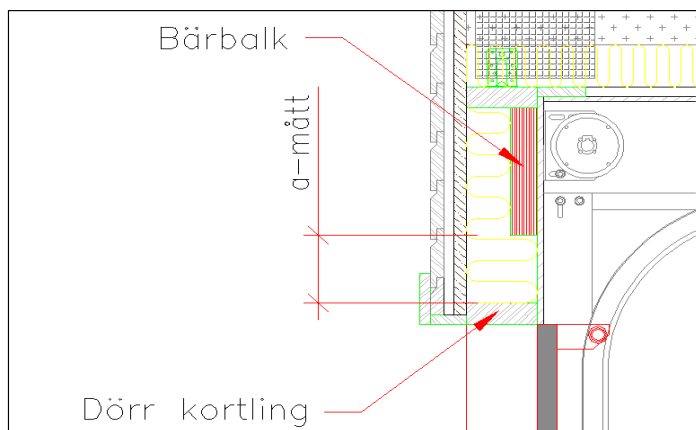
$$\eta_{slutlig,nedböjning,Bbalk,Kerto-S} = \frac{\left(\frac{l_{Bbalk}}{200}\right)}{w_{fin,LK9,Bbalk,Kerto-S}}$$

η_slutlig nedböjning,Bbalk,Kerto-S	0,46	46,2 %	U-grad, OK!
------------------------------------	------	--------	-------------

2.2.3.3 Kontroll av om slutligt nedböjning för Bbalk, Kerto-S, belastar dörrkarm/kortling vid ök-dörr

I.o.m att konstruktions alternativ 2 används i enlighet med punkt [2.1], d.v.s. Bbalken skall fördela last över hela dörröppningen till dörrreglar, så får inte den slutliga nedböjningen växa så stor att Bbalken börjar belasta ök-dörr kortling.

Avstånd mellan ök-kortling och uk-Bbalk behövs



Figur 10. Skärning vid dörr som visar förhållande mellan Bbalk och dörr-kortling

Enligt konstruktionsskiss erhålls följande mått för krav på slutlig nedböjning för att Bbalk inte skall belasta dörrkortling:

$$w_{fin,LK9,Bbalk,(Kerto-S)} < avstånd_{Bbalk,(Kerto-S)-Dörrkortling}$$

avstånd mellan UK-Bbalk och ÖK-Dörrkorling betecknas nedan som: a-mått

a-mått defineras, m.h.j.a. Konstruktionsskiss, i beräkningar enligt följande:

$$a - mått_{Bbalk,Kerto-S-Dörrkortling} = avstånd_{UK-Hband - ÖK-Dörrkortling} - h_{Bbalk,Kerto-S}$$

Avstånd mellan UK-Hband och ÖK-Dörrkortling erhålls enligt konstruktionsskiss

avstånd_UK-Hband - ÖK-Dörrkortling	460	mm
------------------------------------	-----	----

Avstånd mellan UK-Bbalk,Kerto-S och ÖK-Dörrkortling

a-mått_Bbalk,(Kerto-S)-Dörrkortling	100	mm
-------------------------------------	-----	----

2.2.3.4 Kontroll av om slutlig nedböjning för Bbalk, Kerto-S, belastar dörrkortling

$$w_{fin,LK9,Bbalk,(Kerto-S)} < avstånd_{Bbalk,(Kerto-S)-Dörrkortling}$$

Krav uppfylls!

6,69	mm	<	100	mm
------	----	---	-----	----

2.3. Bbalk i kombination med Ringbalk/Bbalk för Fvtakstolar, balkar av normalt sågvirke

RIL 205-1-2009

Ringbalk/Bbalk för Fvtakstolar betecknas nedan som: BbalkFV

2.3.1 Konstruktions alternativ med kombination av Bbalk och BbalkFV

Definition av detta konstruktionsalternativ:

För att kunna minska på Bbalkens dimension då den utförs i enlighet med Alternativ 1, [punkt 2.1], då Bbalk utförs i normalt sågvirke), utan att gå över till Alternativ 2, [punkt 2.1], (Bbalk utförs i kombination med separat dörrbalk), kan följande konstruktionslösning anses vara möjligt.

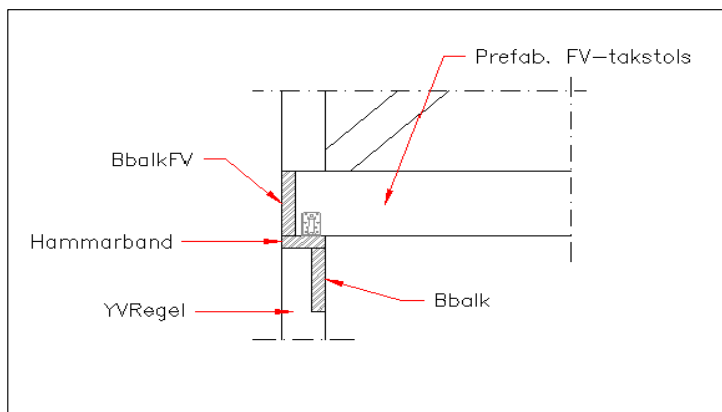
Detta konstruktionsalternativ benämns som: Alternativ 3

Alternativ 3

Här tänkes lasten över dörröppningar fördelas till dörreglar genom Bbalken samt BbalkFV. Dessa konstruktions delars dimensioner tänkes väljas så att de fördelar belastningen sinsemellan i förhållandet: 50%/50%, detta medför att de skall utföras i samma dimension.

Med denna lösning undviker man mera kraftigare trämaterial som exempelvis LVL, Limträ eller sågvirke av mycket stora dimensioner. Därtill kommer stämpelhållfastheten i anslutning mellan FvtakstolUB och Hband/BbalkFV öka.

Detta medför dock att Fvtakstolarnas undrebom måste tappas ur för att detta alternativ skall kunna utföras, vilket kraftigt kan öka kostnaden för FV-takstolarna då speciallösning tillämpas.



Figur. Skiss över konstruktions alternativ 3

2.3.2 Dim mot moment för Bbalk i kombination med BbalkFV

RIL 205-1-2009

I.o.m. Att Bbalk och BbalkFV utförs på det sätt som beskrivs ovan så tänkes lasten fördelas med ett förhållande: 50%/50%, mellan Bbalk och BbalkFV. Detta p.g.a. Att de utförs med samma dimension och har således samma böjstyvhet. Således väljes att undersökas endast den ena av balkarna ifråga, i detta fall Bbalken

Hållfasthetslära
Hållfasthetslära

Enligt ovan nämnda kriterier kommer belastningen på Bbalken som analyseras att halveras

Som dimensionerande lastkombination används den kombination som anses ge störst effekt

0.0 Laster YV

Lastkombination:

LK9

Nyttolaster:

Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast

0.0 Laster YV

Tidsklass:

Medellång

0.0 Laster YV

Halverad dimensionerande linjelast i brottsgränstillstånd i LK9 på Bbalk, då konstruktion utförs enligt Alt. 3

0.0 Laster YV

Dimensionerande linjelast i brottsgränstillstånd i LK9 för Alternativ 3 fås enligt följande:

$$P_{edtot, LK9, (Bbalk+BbalkFV), Bbalk} = P_{edtot, LK9, Bbalk} \times 0,5$$

Pedtot_LK9_(Bbalk+BbalkFV)_Bbalk	9,99	kN/m
----------------------------------	------	------

2.3.2.1 Max moment/dimensionerande moment i kritiskt snitt för Bbalk, (Bbalk+BbalkFV)

RIL 205-1-2009

Definition av statisk modell enligt samma princip som i punkt [2.1.1.1]

2.0 DIM Bbalk [2.1.1.1]

Således fås dimensionerande moment enligt följande:

2.0 DIM Bbalk [2.1.1.1]

$$M_{ed,maxfält,LK9,(Bbalk+BbalkFV),Bbalk} = \frac{P_{ed,LK9,(Bbalk+BbalkFV),Bbalk} \times (l_{Bbalk})^2}{8} \quad 2.0 \text{ DIM Bbalk [2.1.1.1]}$$

Dimensionerande moment i brottsgränstillstånd i LK9

Med_maxfält,LK9,(Bbalk+BbalkFV),Bbalk	10,51	kNm	10506718,13	Nmm
---------------------------------------	-------	-----	-------------	-----

2.3.2.2 Dimensionerande max böjspänning i Bbalk, (Bbalk+BbalkFV)

Dimensionerande böjspänning erhålls enligt följande:

$$\sigma_{m,y,d,Bbalk} = \frac{M_{ed,maxfält,LK9,Bbalk}}{W_{y,Bbalk}} \quad \text{Hållfasthetslära RIL 205-1-2009 (6.11)}$$

Vald dimension för Bbalk, då kombinationen med BbalkFV används

RIL 205-1-2009(tab D.1)

Krav för att detta konstruktionsalternativ skall fungera enligt ovan:

Dimension för Bbalk = Dimension för BbalkFV

Vald dimension för Bbalk

RIL 205-1-2009(tab D.1)

b_Balk(Bbalk+BbalkFV)	48	mm	0,048	m
h_Balk(Bbalk+BbalkFV)	200	mm	0,2	m

RIL 205-1-2009(tab D.1)

RIL 205-1-2009(tab D.1)

Böjmotstånd för Bbalk

Böjmotstånd för rektangulära erhålls enligt följande:

Hållfasthetslära

$$W_{y,Bbalk} = \frac{b_{Bbalk} \times h_{Bbalk}^2}{6} \quad \text{Hållfasthetslära}$$

W_(Bbalk+BbalkFV),Bbalk	320000	mm ³
-------------------------	--------	-----------------

Dimensionerande max böjspänning i Bbalk, (Bbalk+BbalkFV)

$\sigma_{m,y,d,(Bbalk+BbalkFV),Bbalk}$	32,83	N/mm ²
--	-------	-------------------

2.3.2.3 Dimensionerande böjhållfasthet för Bbalk,(Bbalk+BbalkFV)

Dimensionerande böjhållfasthet fås enligt följande:

RIL 205-1-2009 (2.17)

$$f_{m,d,Bbalk} = \frac{f_{m,k,Bbalk} \times k_{mod,Bbalk}}{\gamma_{M1,Bbalk}} \quad \text{RIL 205-1-2009 (2.17)}$$

Karakteristisk böjhållfasthet för Bbalk, (Bbalk+BbalkFV)

RIL 205-1-2009 (tab.3.35)

Som hållfasthetsklass väljes: C24 (normalt konstruktions virke)

f_m,k,(Bbalk+BbalkFV),Bbalk,C24	24	N/mm ²
---------------------------------	----	-------------------

RIL 205-1-2009 (tab.3.35)

Uppförstorings faktor för hållfastheter för sågvirke

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

Då dragna eller böjda tvärsnitts större sidmått inte överskrider 150 mm, så får motsvarande karakteristiska hållfasthet ökas med uppförstoringsfaktorn: k_h

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)
RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

Uppförstoringsfaktorn, k_h, erhålls enligt följande formel:

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

$$k_{h,sågvirke} = \left(\frac{150}{h}\right)^{0,2} \leq 1,3 \quad \text{RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)}$$

Krav för användning av uppförstorings faktor: k_h

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

Följande krav erhålls för användning av faktorn, k_h:

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

$$\max\{h_{\text{tvärsnitt}}; b_{\text{tvärsnitt}}\} \leq 150 \text{ mm}$$

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

200	mm	≤	150	mm
-----	----	---	-----	----

Krav_k_h,sågvirke	Krav uppfylls inte!, k_h får inte användas!
-------------------	--

Faktor: k_h,sågvirke

k_h,sågvirke	1,3
--------------	-----

31,2

24

Uppförstorad karakteristisk böjhållfasthet för Bbalk, (Bbalk+BbalkFV)

f_m,k,en,(Bbalk+BbalkFV),Bbalk,C24	24	N/mm ²
------------------------------------	----	-------------------

Modifierings koefficient, k_mod

RIL 205-1-2009 [3.]

Modifierings koefficient, k_mod, som beaktar: lastens varaktighet(tidsklass) samt materialets bruksklass fås ur tabell

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

Modifierings koefficient, k_mod, är beroende av följande:

Lastens varaktighet/Tidsklass

Lastens varaktighet är beroende av laskkombinationens typ

0.0 Laster YV (0.0.1)

Lastens varaktighet:

Tidsklass: Momentan

0.0 Laster YV (0.0.1)

Lastkombination: LK9 (Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast)

Materialets bruksklass

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Materialet ifråga befinner sig i YV-konstruktionens övre kant, d.v.s. Ytterväggens Bärbalk.

Då materialets relativa fuktighet motsvarar en temperatur på 20 ° C (< 20% relativ fuktighet), samt att den omgivande luftens relativa fuktighet endast överskrider 85% enstaka gånger om året klassas materialet som att tillhöra Bruksklass 2

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Materialets bruksklass:

Bruksklass 2

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

k_mod för virke med hållfasthetsklass C24, i bruksklass 2 samt då lastens varaktighet är medellång:

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

k_mod,(Bbalk+BbalkFV),Bbalk	0,8
-----------------------------	-----

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

Partialsäkerhets koefficient för materialets hållfasthet

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

Fås ur tabell enligt materialet som analyseras

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

Partialsäkerhetskoefficient för sågvirke överlag:

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

γ_M1,(Bbalk+BbalkFV),Bbalk	1,4
----------------------------	-----

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

Dimensionerande böjhållfasthet för Bbalk, (Bbalk+BbalkFV)

f_m,d,(Bbalk+BbalkFV),Bbalk,C24	13,71	N/mm ²
---------------------------------	-------	-------------------

2.3.2.4 Kontroll av krav för böjhållfasthet för Bbalk, (Bbalk+BbalkFV)

Krav för böjhållfasthet erhålls enligt följande:

RIL 205-1-2009 (6.11)

$$\sigma_{m,y,d,Bbalk} \leq f_{m,d,Bbalk,C24}$$

RIL 205-1-2009 (6.11)

Kontroll av krav för böjhållfasthet för Bbalk, (Bbalk+BbalkFV)

$$\sigma_{m,y,d,Bbalk} \leq f_{m,d,Bbalk,C24}$$

Krav uppfylls inte!

32,83	N/mm ²	≤	13,71	N/mm ²
-------	-------------------	---	-------	-------------------

Utnyttjandegrad för böjhållfasthet för Bbalk, (Bbalk+BbalkFV)

n_böjhållfasthet,(Bbalk+BbalkFV),Bbalk	2,39	239,4 %	Krav uppfylls inte!
--	------	---------	---------------------

Tolkning av resultat:

Enligt erhållna utnyttjandegrad gentemot böjbelastning fastställs det att normalt sågvirke inte i detta fall lämpar sig som Bbalk, utan material av bättre hållfasthetsklass måste användas.

2.4 Bbalk av Kerto-S enligt statisk modell 2: Fastinspänd

Statisk modell 2 undersökes även då Bbalk utförs enligt statisk modell 2 enligt punkt [2.1]

2.0 DIM Bbalk [2.1]

Konstruktions alternativ 2 tillämpas, i enlighet med definition i punkt [2.1]

2.0 DIM Bbalk [2.1]

Vidare definition av statisk modell 2:

Bbalken utförs som statistiskt fastinspänd till dörreglarna enligt beskrivning i punkt [2.1.1]

2.0 DIM Bbalk [2.1]

Då Bbalken analyseras enligt statisk modell 2 erhåller man ett mindre max moment, d.v.s. Dimensionerande moment. Således bör Bbalkens dimension kunna minskas då denna antas utföras som fastinspänd till dörreglar.

Den slutliga nedböjningen bör också minska p.g.a. Den valda statistiska modellen.

Dock bör skjувbelastningen öka nämnvärt och kan i detta fall bli den dimensionerande faktorn.

Denna lösning kräver dock att alla Bbalkar måste utföras som fastinspända vid respektive dörr-öppningar och lämpligen skarvas mellan dörrsektioner.

2.4.1 Dimensionering mot moment för Bbalk, Kerto-S, med fastinspänning

RIL 205-1-2009

Värden i denna del får tilläggsindexeringen: Fastinsp, för att hänvisa till att en annan statisk modell används för denna analys

Som dimensionerande lastkombination används den kombination som anses ge störst effekt

0.0 Laster YV

Lastkombination: LK9

Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast

0.0 Laster YV

Tidsklass: Medellång

0.0 Laster YV

Dimensionerande linjelast i brottsgränstillstånd i LK9 på Bbalk

0.0 Laster YV

Pedtot_LK9_Bbalk	19,99	kN/m
------------------	-------	------

0.0 Laster YV

2.4.1.1 Max moment/dimensionerande moment i kritiskt snitt för Bbalk, Kerto-S, med fastinspänning

RIL 205-1-2009

Definition av statistiska modell i enlighet med punkt [2.1]

2.0 DIM Bbalk [2.1]

2.4.1.2 Maxmoment enligt statisk modell 2

Då Bbalken utförs som fastinspänd balk, d.v.s. Att balkens bågge ändor är fastinspända, hittas max/dimensionerande moment vid balkens inspänningspunkt. Förenklade formler för dubbelsidigt fastinspända balkar kan användas:

Byggnadsstatik
Byggnadsstatik

Således fås följande formel:

Byggnadsstatik

$$M_{ed, stöd, Fastinsp, LK9, Bbalk} = \frac{P_{ed, tot, LK9, Bbalk} \times (l_{Bbalk})^2}{12}$$

Byggnadsstatik

Max moment för Bbalk enligt statisk modell 2:

Med_stöd,Fastinsp,LK9,Bbalk	14,01	kNm	14008957,50	Nmm
-----------------------------	-------	-----	-------------	-----

2.4.1.3 Dimensionerande max böjspänning i Bbalk i statisk modell 2

Dimensionerande böjspänning fås enligt följande formel:

$$\sigma_{m,y,d,LK9,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp} = \frac{M_{ed,stödd,Fastinsp,LK9,Bbalk,Kerto-S}}{W_{y,Bbalk,Kerto-S}}$$

Hållfasthetslära

RIL 205-1-2009 (6.11)

Hållfasthetslära

RIL 205-1-2009 (6.11)

Böjmotstånd för Bbalk

Böjmotstånd för rektangulära tvärsnitt fås enligt följande:

$$W_{y,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp} = \frac{b_{Bbalk,Kerto-S,Fastinsp} \times h_{Bbalk,Kerto-S,Fastinsp}^2}{6}$$

Hållfasthetslära

Hållfasthetslära

Vald dimension för Bbalk, (Kerto-S), Fastinspänd

b_Bbalk,Kerto-S,Fastinsp	57	mm	0,057	m
h_Bbalk,Kerto-S,Fastinsp	300	mm	0,3	m

RIL 205-1-2009(tab D.5)

RIL 205-1-2009(tab D.5)

RIL 205-1-2009(tab D.5)

Böjmotstånd för Bbalk, Kerto-S, Fastinsp

W_Bbalk,Kerto-S,Fastinsp	855000	mm ³
--------------------------	--------	-----------------

Max böjspänning i Bbalk, Kerto-S, i statisk modell 2

$\sigma_{m,y,d,LK9,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp}$	16,4	N/mm ²
---	------	-------------------

2.4.1.4 Dimensionerande böjhållfasthet för Bbalk, (Kerto-S), Fastinspänd

Dimensionerande böjhållfasthet erhålls enligt följande:

$$f_{m,d,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp} = \frac{f_{m,k,Bbalk,Kerto-S} \times k_{mod,Bbalk,Kerto-S}}{\gamma_{M1,Bbalk,Kerto-S}}$$

RIL 205-1-2009 (2.17)

RIL 205-1-2009 (2.17)

Karakteristisk böjhållfasthet för Bbalk, (Kerto-S)

RIL 205-1-2009 (tab 3.55)

Som hållfasthetsklass väljes: Kerto-S

f_m,k,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp	44	N/mm ²
------------------------------	----	-------------------

RIL 205-1-2009 (tab 3.55)

Reducerings-/uppförstoringsfaktor, k_h, för hållfastheter för virke a typ: LVL

RIL 205-1-2009 [3.4],(3.3)

Då böjda av typ LVLs tvärsnittets böjhållfasthet undersöks, vars höjd är större än: 300 mm, skall dess karakteristiska böjhållfasthet reduceras med faktor: k_h,LVL

RIL 205-1-2009 [3.4],(3.3)

RIL 205-1-2009 [3.4],(3.3)

Reduceringsfaktorn, k_h, erhålls enligt följande formel:

RIL 205-1-2009 (3.3)

$$k_{h,LVL} = \left(\frac{300}{h}\right)^s$$

RIL 205-1-2009 (3.3)

Således ifall tvärsnittets höjd underskrider kravet för reduktion så får tvärsnittets böjhållfasthet uppförstoras med faktorn, k_h.

RIL 205-1-2009 [3.4],(3.3)

RIL 205-1-2009 [3.4],(3.3)

Storlekens effektexponent, s

Fås ur tabell:

RIL 205-1-2009 (tab 3.55)

s_Kerto-S	0,12
-----------	------

RIL 205-1-2009 (tab 3.55)

Krav för reducerings-/uppförstoringsfaktor, k_h,LVL

Kraven för användning av reduceringsfaktor, k_h, definieras enligt följande:

$$h_{tvärsnitt,LVL} \leq 300 \text{ mm}$$

Uppfylls inte!, f,m,k,Kerto-S skall reduceras!

RIL 205-1-2009 [3.4],(3.3)

300	mm	≤	300	mm
-----	----	---	-----	----

k _{h,Kerto-S,Fastinsp,en}	1,00	(hjälpvärden för formel)
------------------------------------	------	--------------------------

k _{h,Kerto-S,Fastinsp,red}	1,00	(hjälpvärden för formel)
-------------------------------------	------	--------------------------

44,00	44,00	44,00	44,00	(hjälpvärden för formel)
-------	-------	-------	-------	--------------------------

Reducerad/uppförstorad karakteristiska böjhållfasthet för Bbalk, Kerto-S, Fastinsp

f _{m,k,red,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp}	44,00	N/mm ²
---	-------	-------------------

Dimensionerande böjhållfasthet för Bbalk, Kerto-S, Fastinsp

f _{m,d,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp}	29,33	N/mm ²
---	-------	-------------------

2.4.1.5 Kontroll av krav för böjhållfasthet för Bbalk, Kerto-S, Fastinsp

Krav för böjhållfasthet erhålls enligt följande:

RIL 205-1-2009 (6.11)

$$\sigma_{m,y,d,LK9,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp} \leq f_{m,d,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp}$$

RIL 205-1-2009 (6.11)

Kontroll av krav för böjhållfasthet för Bbalk, Kerto-S, Fastinsp

$$\sigma_{m,y,d,LK9,Bbalk,Kerto-S} \leq f_{m,d,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp}$$

Krav uppfylls!

16,38	N/mm ²	≤	29,33	N/mm ²
-------	-------------------	---	-------	-------------------

Utnyttjandegrad för böjhållfasthet för Bbalk, Kerto-S, Fastinsp

η _{böjhållfasthet,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp}	0,56	55,9 %	U-grad, OK!
--	------	--------	-------------

2.4.2. Dimensionering mot skjuvkraft för Bbalk, Kerto-S, Fastinspänd

RIL 205-1-2009

Som dimensionerande lastkombination används den kombination som anses ge störst effekt

0.0 Laster YV

Lastkombination: LK9 **Nyttolaster:** Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast

0.0 Laster YV

Tidsklass: Medellång 0.0 Laster YV

Dimensionerande linjelast i brottsgränstillstånd i LK9 på Bbalk

0.0 Laster YV

Pedtot_LK9_Bbalk	19,99	kN/m
------------------	-------	------

0.0 Laster YV

2.4.2.1 Dimensionerande max skjuvkraft i kritiskt snitt för Bbalk, Kerto-S, Fastinspänd

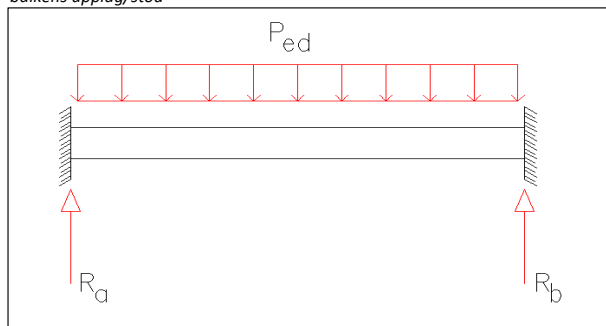
RIL 205-1-2009[6.1.7]

Statisk modell i enlighet med punkt [2.1] används, Bbalk tolkas som fastinspänd tvärestödsbalk

2.0 DIM Bbalk [2.1]

Max skjuvkraft för fastinspänd tvärestödsbalk belastad med konstant linjelast hittas på balkens upplag/stöd

Byggnadsstatik



Figur 11. Fastinspänd tvärestödsbalk med stödkrafter

Enligt förenklade formler från byggnadsstatik fås följande uttryck för dimensionerande skjuvkraft i Bbalk som:

$$V_{R,a} = R_a = R_b = \frac{P_{ed} \times l}{2}$$

Formeln omskrivs:

$$V_{R,a,LK9,Bbalk,Fastinsp} = R_a = R_b = \frac{P_{ed,tot,LK9,Bbalk} \times l_{Bbalk}}{2}$$

V_Ra,LK9,Bbalk,Fastinsp	28,98	kN
--------------------------------	--------------	-----------

Således fås följande uttryck för dimensionerande max skjuvkraft för Bbalk då denna utförs som fastinspänd:

$$V_{ed,max,LK9,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp} = V_{R,a,LK9,Bbalk,Fastinsp}$$

Dimensionerande skjuvkraft för Bbalk i brottgränstillstånd i LK9 då Bbalk utförs som fastinspänd

Vedmax_LK9,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp	28,98	kN
--	--------------	-----------

Reducering av dimensionerande skjuvkraft med beaktande av laster som verkar nära upplag

Definition av reduktion av dimensionerande skjuvkraft i enlighet med definition i punkt [2.2.2.1]

Då tvärestödsbalk belastas med konstant linjelast så fås max dimensionerande skjuvkraft reduceras enligt följande:

$$V_{ed,red,LK9,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp} = V_{ed,max,LK9,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp} \times \left(1 - \frac{2 \times h_{Bbalk,Kerto-S,Fastinsp} + l_{a,stöd}}{l_{Bbalk}} \right)$$

Reducerad dimensionerande skjuvkraft i LK9 för Bbalk då denna utförs som fastinspänd

Ved_red,LK9,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp	22,03	kN	22027,9	N
---	--------------	-----------	----------------	----------

2.4.2.2 Dimensionerande skjuvspänning i Bbalk, Kerto-S, Fastinsp

Dimensionerande skjuvspänning erhålls enligt följande:

$$\tau_{d,LK9,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp} = \frac{3}{2} \times \frac{V_{ed,red,LK9,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp}}{b_{ef,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp} \times h_{Bbalk,Kerto-S,Fastinsp}}$$

Effektiv bredd för Bbalk, Kerto-S, Fastinspänd

Då böjbelastade balkar analyseras skall sprickningsrisken beaktas genom att tvärsnittets effektiva bredd används, den effektiva bredden erhålls enligt följande:

$$b_{ef,Bbalk,Kerto-S} = k_{cr} \times b_{Bbalk,Kerto-S,Fastinsp}$$

Sprickningsfaktor, k_cr, som beaktar materialets bruksklass

Sprickningsrisken beror på materialets bruksklass, d.v.s. i vilken omgivning materialet befinner sig.

Sprickningsfaktorn erhålls ur tabell då materialets bruksklass är känd:

Materialets bruksklass

Materialet ifråga befinner sig i YV-konstruktionens övre kant, d.v.s. Ytterväggen Bärbalk.

Då materialets relativa fuktighet motsvarar en temperatur på 20 °C (< 20% relativ fuktighet), samt att den omgivande luftens relativa fuktighet endast överskrider 85% enstaka gånger om året klassas materialet som att tillhöra Bruksklass 2

Materialets bruksklass:

Bruksklass 2

Sprickningsfaktor, k_cr, då material i bruksklass 2

Byggnadsstatik

Byggnadsstatik

RIL 205-1-2009(bild 6.7S)

2.0 DIM Bbalk [2.2.2.1]

2.0 DIM Bbalk [2.2.2.1]

RIL 205-1-2009(bild 6.7S)

Hållfasthetslära

Hållfasthetslära

RIL 205-1-2009[6.1.7],[6.13a]

RIL 205-1-2009[6.1.7],[6.13a]

RIL 205-1-2009[6.1.7],[6.13a]

RIL 205-1-2009(6.13a)

RIL 205-1-2009[6.1.7]

RIL 205-1-2009[6.1.7]

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

k_cr,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp	1
-----------------------------	---

RIL 205-1-2009[6.1.7]

Effektiv bredd för Bbalk, Kerto-S, Fastinsp

b_ef,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp	57	mm	0,057	m
-----------------------------	----	----	-------	---

Dimensionerande skjuvspänning i Bbalk, Kerto-S

τd_LK9,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp	1,93	N/mm ²
-------------------------------	------	-------------------

2.4.2.3 Dimensionerande skjuvhållfasthet för Bbalk, Kerto-S, Fastinspänd

RIL 205-1-2009 (2.17)

Dimensionerande skjuvhållfasthet erhålls enligt följande:

$$f_{v,d,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp} = \frac{f_{v,k,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp} * k_{mod,Bbalk,(Kerto-S)}}{\gamma_{M1,Bbalk,(Kerto-S)}}$$

RIL 205-1-2009 (2.17)

Karakteristisk skjuvhållfasthet för Bbalk, Kerto-S, Fastinspänd

RIL 205-1-2009 (tab 3.55)

Som hållfasthetsklass väljes: Kerto-S

f_v,k,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp	4,1	N/mm ²
------------------------------	-----	-------------------

RIL 205-1-2009 (tab 3.55)

Dimensionerande skjuvhållfasthet för Bbalk, Kerto-S, Fastinsp

f_v,d,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp	2,73	N/mm ²
------------------------------	------	-------------------

2.4.2.4 Kontroll av krav för skjuvhållfasthet för Bbalk, Kerto-S, Fastinsp

RIL 205-1-2009 (6.13)

Krav för skjuvhållfasthet erhålls enligt följande:

RIL 205-1-2009 (6.13)

$$\tau_{d,LK9,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp} \leq f_{v,d,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp}$$

RIL 205-1-2009 (6.13)

Kontroll av krav för skjuvhållfasthet för Bbalk, Kerto-S, Fastinsp

τ _{d,LK9,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp} ≤ f _{v,d,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp}	Krav uppfylls!	
1,93 N/mm ²	≤	2,73 N/mm ²

Utnyttjandegrad för skjuvhållfasthet för Bbalk, Kerto-S

η_skjuvhållfast,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp	0,71	70,7 %	U-grad, OK!
--	------	--------	-------------

2.4.3 Kontroll av nedböjning i LK9 för Bbalk, Kerto-S, Fastinsp

RIL 205-1-2009 [7.2]

Kontroll av nedböjning utförs i brukstillstånd med karakteristiska laster.

RIL 205-1-2009 [7]

Som dimensionerande lastkombination används den kombination som anses ge störst effekt

0.0 Laster YV

Lastkombination:	LK9	Nyttolaster:	Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast
		Tidsklass:	Medellång

0.0 Laster YV

0.0 Laster YV

Dimensionerande total linjelast i brukstillstånd i LK9 på Bbalk

0.0 Laster YV

Pktot_LK9_Bbalk	14,46	kN/m
-----------------	-------	------

0.0 Laster YV

2.4.3.1 Slutlig dimensionerande nedböjning, w_fin, för Bbalk, Kerto-S, Fastinspänd

RIL 205-1-2009 (B.2.8)

Förenklad formel för kontroll av nedböjning i enlighet med RIL 205-1-2009, Bilaga B används

RIL 205-1-2009 (B.2.8)

Slutlig dimensionerande nedböjning fås således enligt följande:

RIL 205-1-2009 (B.2.8)

$$w_{fin} = \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + k_{def}) \times w_{inst,G} + (1 + 0,2 \times k_{def}) \times w_{inst,snö} + (0,7 + 0,3 \times k_{def}) \times w_{inst,nytto} \\ (1 + k_{def}) \times w_{inst,G} + (1 + 0,3 \times k_{def}) \times w_{inst,nytto} + (0,7 + 0,2 \times k_{def}) \times w_{inst,snö} \end{array} \right\}$$

RIL 205-1-2009 (B.2.8)

I lastkombinationen LK9 som analyseras förekommer nyttolast endast i form av snölast som den dominerande nyttolasten. Inga sekundära nyttolaster deltar i lastkombination LK9.

0.0 Laster YV
0.0 Laster YV

Således erhålls i detta fall följande formel för w_{fin} :

RIL 205-1-2009 (B.2.8)

$$w_{fin,LK9,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp} = (1 + k_{def,Bbalk,(Kerto-S)}) \times w_{inst,G,LK9,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp} + (1 + 0,2 \times k_{def,Bbalk,(Kerto-S)}) \times w_{inst,Q,LK9,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp}$$

RIL 205-1-2009 (B.2.8)

2.4.3.1.1 Momentan nedböjning, $w_{inst,g}$, p.g.a. Egenvikter

RIL 205-1-2009 (B.2.8)

Max nedböjning för fastinspänd tvåstödsbalk hittas enligt byggnadsstatiken i fältet, förenklade formler baserade på vinkeländringsmetoden används för framtagning av nedböjning i fältmitt.

Byggnadsstatik
Byggnadsstatik

Då förenklade formler används, erhålls max nedböjning i fält enligt följande:

Byggnadsstatik

$$w_{maxfält,fastinspänd tvåstödsbalk} = \frac{P_k \times (l_{spännvidd})^4}{384 \times E \times I}$$

Byggnadsstatik

Formeln omskrivs med avseende på nedböjning p.g.a. Egenvikt:

$$w_{inst,g,LK9,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp} = \frac{P_{ktot,LK9,Gkjtot,Bbalk,Kerto-S} \times (l_{Bbalk})^4}{384 \times E_{Bbalk,(Kerto-S)} \times I_{Bbalk,Kerto-S,Fastinsp}}$$

Byggnadsstatik

Tröghetsmoment för Bbalk, Kerto-S, Fastinspänd

Tröghetsmoment för rektangulära tvärsnitt erhålls enligt följande:

Hållfasthetslära

$$I_{Bbalk,Kerto-S,Fastinsp} = \frac{b_{Bbalk,Kerto-S,Fastinsp} \times (h_{Bbalk,Kerto-S,Fastinsp})^3}{12}$$

Hållfasthetslära

$I_{Bbalk,Kerto-S,Fastinsp}$	128250000	mm ⁴
------------------------------	-----------	-----------------

Momentan nedböjning för Bbalk, p.g.a. egenvikter

$w_{inst,G,LK9,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp}$	0,51	mm
---	------	----

2.4.3.1.2 Momentan nedböjning, $w_{inst,q}$, p.g.a. Nyttolaster

RIL 205-1-2009 (B.2.8)

Max nedböjning i fält erhålls enligt samma princip som definieras i punkt [2.4.3.1.1]

2.0 DIM Bbalk [2.4.3.1.1]

Således fås följande:

2.0 DIM Bbalk [2.4.3.1.1]

$$w_{inst,Q,LK9,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp} = \frac{P_{ktot,LK9,Qktot,Bbalk,Kerto-S} \times (l_{Bbalk})^4}{384 \times E_{Bbalk,(Kerto-S)} \times I_{Bbalk,Kerto-S,Fastinsp}}$$

Byggnadsstatik

Momentan nedböjning för Bbalk, p.g.a. Nyttolaster

$w_{inst,Q,LK9,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp}$	1,00	mm
---	------	----

Slutlig dimensionerande nedböjning för Bbalk, Kerto-S, Fastinsp

$w_{fin,LK9,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp}$	2,07	mm
--------------------------------------	------	----

2.4.3.2 Kontroll av krav för slutlig nedböjning för Bbalk, Kerto-S, Fastinspänd

RIL 205-1-2009 (tab 7.2-FI)

Då huvudbärverk kontrolleras så erhålls följande krav från tabell enligt RIL 205-1-2009:

RIL 205-1-2009 (tab 7.2-FI)

$$w_{fin,Huvudbärverk} \leq \frac{l_{spännvidd}}{200}$$

RIL 205-1-2009 (tab 7.2-FI)

Formeln omskrivs:

RIL 205-1-2009 (tab 7.2-FI)

$$w_{fin,LK9,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp} \leq \frac{l_{Bbalk}}{200}$$

RIL 205-1-2009 (tab 7.2-F1)

Kontroll av krav för slutlig nedböjning för Bbalk, Kerto-S, Fastinspänd

$$w_{fin,LK9,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp} \leq \frac{l_{Bbalk}}{200}$$

Krav uppfylls!

2,07	mm	≤	14,5	mm
------	----	---	------	----

Utnyttjandegrad för slutlig nedböjning för Bbalk, Kerto-S, Fastinsp

$\eta_{w,fin,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp}$	0,14	14,3 %	U-grad, OK!
---------------------------------------	------	--------	--------------------

2.4.3.3 Kontroll av om slutligt nedböjning för Bbalk, Kerto-S, Fastinspänd, belastar dörrkarm/kortling vid ök-dörr

Definition av kontroll om slutlig nedböjning belastar dörrkarm/dörrkortling enligt samma definition i punkt [2.2.3.3]

2.0 DIM Bbalk [2.2.3.3]

Krav för att slutlig nedböjning för Bbalk, Kerto-S, Fastinsp inte skall belasta dörrkarm

Krav erhålls enligt definition i punkt [2.2.3.3] som:

2.0 DIM Bbalk [2.2.3.3]

$$w_{fin,LK9,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp} < \text{avstånd}_{Bbalk,Kerto-S,Fastinsp-Dörrkortling}$$

2.0 DIM Bbalk [2.2.3.3]

Definition för a-mått för Bbalk, Kerto-S, Fastinsp

Definition för a-mått erhålls enligt definition i punkt [2.2.3.3] som:

2.0 DIM Bbalk [2.2.3.3]

$$a - \text{mått}_{Bbalk,Kerto-S,Fastinsp-Dörrkortling} = \text{avstånd}_{UK-Hband-ÖK-Dörrkortling} - h_{Bbalk,Kerto-S,Fastinsp}$$

2.0 DIM Bbalk [2.2.3.3]

Avstånd mellan UK-Bbalk,Kerto-S och ÖK-Dörrkortling

a-mått $_{Bbalk,Kerto-S,Fastinsp-kortl}$	160	mm
--	-----	----

Kontroll av om slutlig nedböjning för Bbalk, Kerto-S, Fastinsp belastar dörrkortling

$$w_{fin,LK9,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp} < a - \text{mått}_{Bbalk,Kerto-S,Fastinsp-Dörrkortling}$$

Krav uppfylls!

2,07	mm	<	160	mm
------	----	---	-----	----

3.0 Dimensionering av ytterväggens reglar

Yttervägsreglar definieras nedan som: YVRegel

Redovisning av källor:
RIL 205-1-2009
Hållfasthetslära
Byggnadsstatik

3.1 Dimensionering mot lastkombination: LK2

Lastkombination:	LK2	Nyttolaster:	Vindlast dominerande nyttolast Snölast (100%+100%), deltar med kombinations koefficient	0.0 Laster YV 0.0 Laster YV
		Tidsklass:	Momentan	0.0 Laster YV

Definition av lastkombination LK2:s verkan på YVRegel

Lastkombination LK2 orsakar tryckande normalkraft på YVRegel p.g.a. Snölast samt konstruktionens egenvikter, samt lodrät linjelast p.g.a. Vindlast. Detta genererar ett fall i form av en samtidigt böj- och tryckbelastad stav.

Laster på YVRegel i LK2

0.0 Laster YV

Normalkraft i brottsgränstillstånd på YVRegel i LK2

0.0 Laster YV

Totalt verkande normalkraft per Yttervägsregel i brottsgränstillstånd i LK2

Nedtot_LK2_YVRegel	9,76365	kN	9763,65	N
--------------------	---------	----	---------	---

0.0 Laster YV

Linjelast p.g.a. Av vindlast i brottsgränstillstånd på YVRegel i LK2

0.0 Laster YV

Totalt verkande linjelast p.g.a. Vindlast per Yttervägsregel i brottsgränstillstånd i LK2

Ped_LK2_Qkw_YVRegel	0,585	kN/m
---------------------	-------	------

0.0 Laster YV

3.1.1 Böjspänning i z-led för YVRegel i LK2

Erhålls enligt följande defintion:

Hållfasthetslära

$$\sigma_{m,z,d,LK2,YVRegel} = \frac{M_{e,d,z,LK2,YVRegel}}{W_{z,YVRegel}}$$

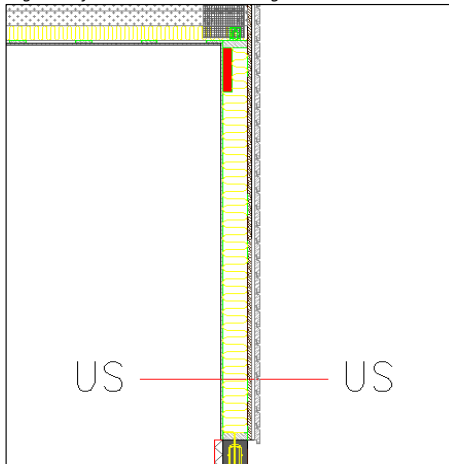
Hållfasthetslära

Dimensionerande maxmoment i YVRegel p.g.a. Vindlast

Statiskmodell för YVRegel erhålls i enlighet med konstruktionsskärning

Konstruktions snitt för YVRegel

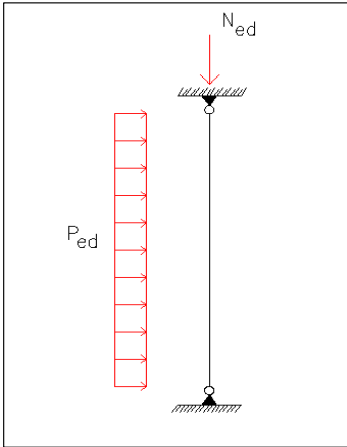
Utgående från detta snitt kan YVRegelns statiska modell bestämmas



Byggnadsstatik
Hållfasthetslära

Figur 12. Konstruktionssnitt över yttervägg

Således fås följande statiska modell:



Figur 13. Statiskmodell för YVRegel definieras som ledat infäst i bägge ändor

Hållfasthetslära

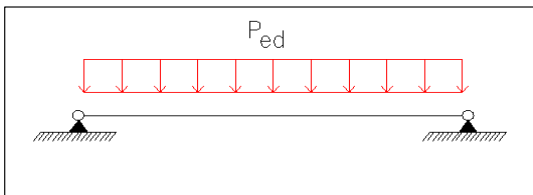
YVRegeln antas ledat infäst vid Hband samt Syll och erhåller således en statisk modell i form av en belastad stav som är ledat infäst i bägge ändor.

Hållfasthetslära

Hållfasthetslära

P.g.a. Analyserad stavens statiska modell kan staven statiskt tolkas en tvästödbalk

Enligt denna definition fås följande fall:



Figur 14. Tvästödsmodell för YVRegel, fritt upplagd tvästödbalk

Hållfasthetslära

Således kan förenklade formler från statiken för maxmoment för tvästödsbalkar tillämpas:

$$M_{ed,z,maxfält,LK2,YVRegel} = \frac{P_{ed,LK2,Qkw,YVRegel} \times (l_{YVRegel})^2}{8} \quad (\text{max fältmoment vid } l/2)$$

Hållfasthetslära

Maxmoment fältmoment för YVRegel i LK2

Med_z,maxfält,LK2,YVRegel	0,53	kNm	533081,3	Nmm
---------------------------	------	-----	----------	-----

Böjmotstånd i z-led för YVRegel

Böjmotstånd erhålls enligt följande:

$$W_{z,YVRegel} = \frac{b_{YVRegel} \times (h_{YVRegel})^2}{6}$$

Hållfasthetslära

W_z,YVRegel	180000	mm ³
-------------	--------	-----------------

Böjspänning i z-led för YVRegel i LK2

σ_m,z,d,LK2,YVRegel	2,96	N/mm ²
---------------------	------	-------------------

3.1.2 Böjhållfasthet i z-led för YVRegel i LK2

$$f_{m,z,d,LK2,YVRegel} = \frac{f_{m,k,YVRegel} \times k_{mod,LK2,YVRegel}}{\gamma_{M1,YVRegel}}$$

RIL 205-1-2009 (2.17)

Karakteristisk böjhållfasthet för YVRegel

RIL 205-1-2009 (tab.3.35)

Erhålls ur tabell enligt vald hållfasthetsklass

RIL 205-1-2009 (tab.3.35)

Som hållfasthetsklass väljes: C24 (normalt konstruktionsvirke)

RIL 205-1-2009 (tab.3.35)

f_{m,k,YVRegel,C24}	24	N/mm²
------------------------------------	-----------	-------------------------

RIL 205-1-2009 (tab.3.35)

Uppförstorings faktor för hållfastheter för sågvirke

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

Då dragna eller böjda tvärsnitts större sidmått inte överskrider 150 mm, så får motsvarande karakteristiska hållfasthet ökas med uppförstoringsfaktorn: k_h

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

Uppförstoringsfaktorn, k_h , erhålls enligt följande definition:

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

$$k_{h,sågvirke} = \left(\frac{150}{h}\right)^{0,2} \leq 1,3$$

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

Krav för användning av uppförstorings faktor: k_h

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

Följande krav erhålls för användning av faktorn, k_h :

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

$$\max\{h_{tvärsnitt}; b_{tvärsnitt}\} \leq 150 \text{ mm}$$

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

150	mm	≤	150	mm
------------	----	---	------------	----

Krav k_h, sågvirke	Krav uppfylls!, k_h får användas!
--	---

Faktor: k_h , sågvirke

k_h, sågvirke	1,3
-----------------------------------	------------

31,2

24

Uppförstorad karakteristisk böjhållfasthet för YVRegel

f_{m,k,en,YVRegel,C24}	31,2	N/mm²
---------------------------------------	-------------	-------------------------

Modifierings koefficient, k_{mod}

RIL 205-1-2009 [3.]

Modifierings koefficient, k_{mod} , som beaktar: lastens varaktighet(tidsklass) samt materialets bruksklass fås ur tabell

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

Modifierings koefficient, k_{mod} , är beroende av följande:**Lastens varaktighet/Tidsklass**

Lastens varaktighet är beroende av laskombinationens typ

0.0 Laster YV

Lastens varaktighet:

Tidsklass:

Momentan

0.0 Laster YV

Lastkombination:

LK2 (Vindlast dominerande nyttolast,

Snölast (100%+100%) deltar med kombinationskoefficient)

Materialets bruksklass

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Materialet ifråga befinner sig i YV-konstruktionen som huvudbärregel, d.v.s. ytterväggsreglar.

Då materialets relativa fuktighet motsvarar en temperatur på 20 °C (< 20% relativ fuktighet), samt att den omgivande luftens relativa fuktighet endast överskrider 85% enstaka gånger om året klassas materialet som att tillhöra Bruksklass 2

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Materialets bruksklass:

Bruksklass 2

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

 k_{mod} för virke med hållfasthetsklass C24, i bruksklass 2 samt med momentan varaktighet:

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

$k_{mod,LK2,YVRegel,C24}$	1,10
---	-------------

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

Partialsäkerhets koefficient för materialets hållfasthet

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

Fås ur tabell enligt typ av material materialet som analyseras

Partialsäkerhets koefficient för sågvirke överlag:

$\gamma_{M1,YVRegel}$	1,4
-----------------------	-----

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

Dimensionerande böjhållfasthet i z-led för YVRegel i LK2

$f_{m,z,d,LK2,YVRegel}$	24,51	N/mm ²
-------------------------	-------	-------------------

3.1.3 Kontroll av krav för böjhållfasthet för YVRegel i LK2

RIL 205-1-2009 (6.11)

Krav för böjhållfasthet erhålls enligt följande:

$$\sigma_{m,z,d,LK2,YVRegel} \leq f_{m,z,d,LK2,YVRegel}$$

RIL 205-1-2009 (6.11)

Kontroll av krav för böjhållfasthet för YVRegel i LK2

$$\sigma_{m,z,d,LK2,YVRegel} \leq f_{m,d,LK2,YVRegel}$$

Krav uppfylls!

Utnyttjandegrad för böjhållfasthet för YVRegel i LK2

$$\eta_{f,c,0,d,LK2,YVRegel} = \frac{\sigma_{c,0,d,LK2,YVRegel}}{f_{c,0,d,LK2,YVRegel}}$$

$\eta_{\text{böjhållfasthet,LK2,YVRegel}}$	0,121	12,1 %	U-grad, OK!
--	-------	--------	-------------

3.1.4 Tryckspänning längs med fiberriktning i YVRegel i LK2

Tryckspänning i YVRegel erhålls enligt följande:

$$\sigma_{c,0,d,LK2,YVRegel} = \frac{N_{edtot,LK2,YVRegel}}{A_{YVRegel}}$$

Hållfasthetslära

Tvärsnittsarea för YVRegel

Tvärsnittsarean fås enligt följande definition:

$$A_{YVRegel} = b_{YVRegel} \times h_{YVRegel}$$

$A_{YVRegel}$	7200	mm ²
---------------	------	-----------------

Tryckspänning längs med fiberriktning i YVRegel i LK2

$\sigma_{c,0,d,LK2,YVRegel}$	1,36	N/mm
------------------------------	------	------

3.1.5 Tryckhållfasthet längs med fiberriktning för YVRegel i LK2

Tryckhållfasthet mot belastning längs med fiberriktning fås enligt följande:

RIL 205-1-2009 (2.17)

$$f_{c,0,d,LK2,YVRegel} = \frac{f_{c,0,k,YVRegel} \times k_{mod,LK2,YVRegel}}{\gamma_{M1,YVRegel}}$$

RIL 205-1-2009 (2.17)

Karakteristisk tryckhållfasthet längs med fiberriktning för YVRegel

RIL 205-1-2009 (tab.3.35)

Fås ur tabell enligt vald hållfasthetsklass:

Som hållfasthetsklass väljes: C24 (normalt konstruktionsvirke)

RIL 205-1-2009 (tab.3.35)

f _{c,0,k,YVRegel,C24}	21	N/mm ²
--------------------------------	----	-------------------

RIL 205-1-2009 (tab.3.35)

Dimensionerande tryckhållfasthet längs med fiberriktning för YVRegel i LK2

f _{c,0,d,LK2,YVRegel}	16,5	N/mm ²
--------------------------------	------	-------------------

3.1.6 Kontroll av krav för tryckhållfasthet längs med fiberriktning för YVRegel i LK2

Krav för tryckhållfasthet längs med fiberriktning enligt följande definition:

$$\sigma_{c,0,d,LK2,YVRegel} \leq f_{c,0,d,LK2,YVRegel}$$

RIL 205-1-2009 (6.2)

Kontroll av krav för tryckhållfasthet längs med fiberriktning för YVRegel i LK2

$$\sigma_{c,0,d,LK2,YVRegel} \leq f_{c,0,d,LK2,YVRegel}$$

Krav uppfylls!

Utnyttjandegrad för tryckhållfasthet längs med fiberriktning för YVRegel i LK2

$$\eta_{f,c,0,d,LK2,YVRegel} = \frac{\sigma_{c,0,d,LK2,YVRegel}}{f_{c,0,d,LK2,YVRegel}}$$

η _{tryckhållfasthet längs med fiberriktning,LK2,YVRegel}	0,0822	8,22 %	U-grad, OK!
---	--------	--------	-------------

3.1.7 Kontroll av knäckning för YVRegel i LK2

RIL 205-1-2009 [6.3]

För en enbart tryckbelastad stav, böjbelastad stav eller en kombinerad böj- och tryckbelastad stav skall instabilitet, d.v.s. i detta fall knäckning, kontrolleras

RIL 205-1-2009 [6.3]

Knäckning bör kontrolleras i staven bägge huvudriktningar z- och y-led.

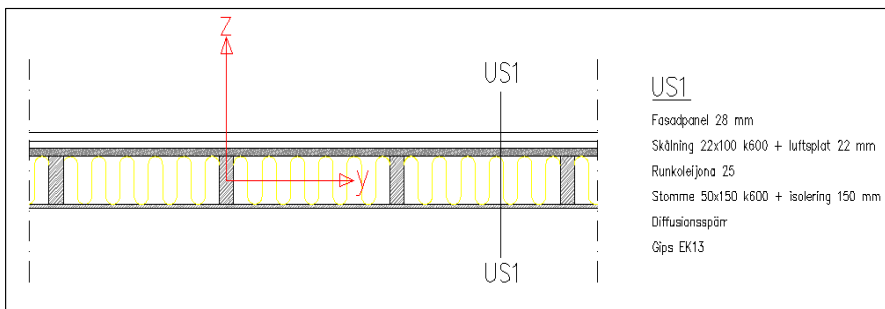
RIL 205-1-2009 [6.3]

YVRegelns knäckningsritning

Definition av axlar för analyserader kroppar enligt Eurokodstandard

RIL 205-1-2009 (bild 6.1)

Skärning över yttervägg med axel definitioner för YVReglar



Figur 15. Typskärning över US1

YVRegelns knäckningsriktning

I detta fall tänkes analyserad stav, d.v.s. YVRegel, vara förhindrad att knäcka i dess y-riktning, d.v.s. Tvärlängs med ytterväggen. Detta p.g.a. Att Ytterväggskonstruktionens förstyvande skivor skall ha kapacitet att förhindra YVRegeln från att knäcka i y-led, och således stabilisera konstruktionen

Ytterväggens förstyvande skivor utgörs i detta fall av vindskyddsskiva: SK Runkeleijona 25, samt inre gipsskiva GEK 13

Det skall dock påvisas att ytterväggens skivfält eller förstyvande skivor har kapacitet att förhindra denna knäckning, detta analyseras vidare i den del där byggnadens stabilitet samt förstyvande konstruktioner kontrolleras.

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

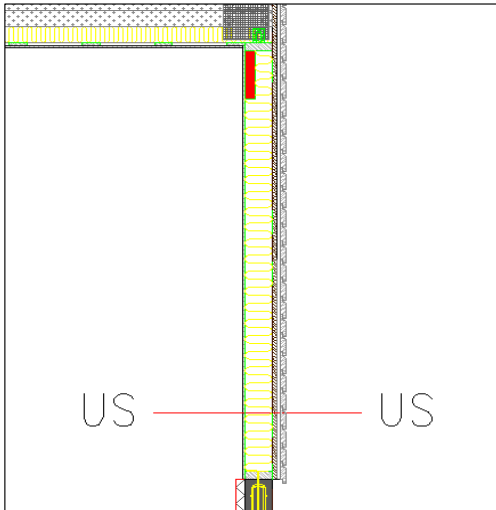
Således analyseras i detta skede endast knäckning i z-led för YVRegel

3.1.8 Kontroll av knäckning i z-led för YVRegel i LK2

Statiskmodell för YVRegel erhålls i enlighet med konstruktionsskärning

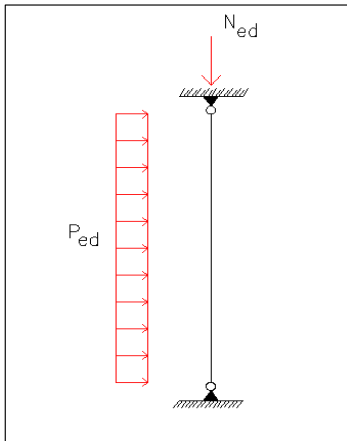
Konstruktions snitt för YVRegel

Utgående från detta snitt kan YVRegelns statiska modell bestämmas



Figur 16. Konstruktionssnitt för YV

Således fås följande statiska modell:



Figur 17. Statisk modell för YV-regel

YVRegeln antas ledat infäst vid Hband samt Syll och erhåller således en statisk modell i form av en belastad stav som är ledat infäst i bägge ändor.

Hållfasthetslära

3.1.8.1 Knäcklängd för YVRegel

P.g.a. Analyserad stavs statiska modell erhålls följande fall för knäcklängd i z-led, $l_{c,z}$, enligt följande tabell:

Tuentatapa	Nurjähdu- pituus L_c
Sauva on jäykästi kiinnitetty toisesta ja nivelellisesti toisesta päästään (esim. jäykkäkantainen hallin päädyn "tuulipilari")	0,85 L
Sauva on nivelöity molemmista päistään (normaali tapaus)	1,0 L
Sauva on poikittaistuettu nurjähduksen suunnassa välein a	1,0 a
Sauva on jäykästi kiinnitetty toisesta päästään ja on vapaa toisesta päästään ("mastopilari")	2,5 L

Taulukko 5.1 - Puristussauvan nurjähduspituuksia L_c kun sauvan pituus on L.

Enligt definition av statiskmodell för YVRegel fås följande enligt tabell:

RIL 205-1-2009 (tab. B5.1)

Hållfasthetslära

RIL 205-1-2009 (tab. B5.1)

Hållfasthetslära

$$L_c = 1,0 \times L$$

Således fås följande uttryck för YVRegelns knäcklängd i z-led:

$$L_{c,z,YVRegel} = l_{YVRegel}$$

RIL 205-1-2009 (tab. B5.1)
Hållfasthetslära

YVRegelns längd

Defineras i enlighet med konstruktionsskiss

Penviken RAK(cad(dwg))

Penviken RAK(cad(dwg))

$l_{YVRegel}$	2,7	m	2700	mm
---------------	-----	---	------	----

Knäcklängden för YVRegel

$L_{c,z,YVRegel}$	2,7	m	2700	mm
-------------------	-----	---	------	----

3.1.8.2 YVRegelns slankhetstal då knäckning i z-led analyseras

RIL 205-1-2009[6.3.2]

Slankhetstalet för tvärsnitt defineras enligt följande:

RIL 205-1-2009 (6.20.2S)

$$\lambda_{z,YVRegel} = \frac{L_{c,z,YVRegel}}{i_{z,YVRegel}}$$

RIL 205-1-2009 (6.20.2S)

Tvärsnittets tröghetsradie i z-led, i_z

Rektangulära tvärsnitts tröghetsradie defineras som:

RIL 205-1-2009 (6.20.2S)

$$i_{z,YVRegel} = \frac{h_{knäckningsriktning}}{\sqrt{12}}$$

RIL 205-1-2009 (6.20.2S)

Sidomått i analyserad knäckningsriktning, h

Då knäckning i tvärsnittets z-led analyseras, defineras sidomått i knäckningsriktning som tvärsnittets höjd

RIL 205-1-2009 (6.20.2S)

Således fås följande:

$$h_{knäckningsriktning,z} = h_{YVRegel}$$

RIL 205-1-2009 (6.20.2S)

Vald dimension för YVReglar

Vald dimension för YVRegel

RIL 205-1-2009(tab D.1)

$b_{YVRegel}$	48	mm	0,048	m
$h_{YVRegel}$	150	mm	0,15	m

RIL 205-1-2009(tab D.1)

RIL 205-1-2009(tab D.1)

Sidomått i knäckningsriktning

$h_{knäckningsriktning,z}$	150	mm
----------------------------	-----	----

Tvärsnittets tröghetsradie i z-led

$i_{z,YVRegel}$	43,3	mm
-----------------	------	----

YVRegelns slankhetstal då knäckning i z-led analyseras

$\lambda_{z,YVRegel}$	62,35
-----------------------	-------

3.1.8.3 Kritisk knäckningskoefficient för tvärsnitt då knäckning i z-led analyseras

RIL 205-1-2009[6.3.2] (bild 6.9S)

Kritisk knäckningskoefficient, k_c , beaktar tvärsnittets slankhet i förhållande till initial excentricitet . samt -deformation Med denna koefficient modifieras hållfastheten på analyserad stav med hänsyn till instabilitet i form av knäckning.

RIL 205-1-2009[6.3.2] (bild 6.9S)

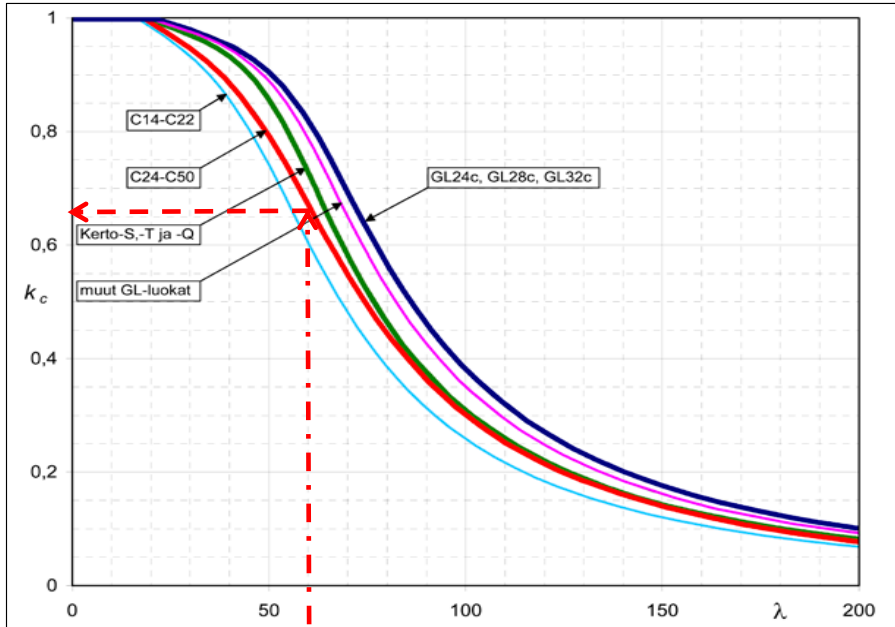
RIL 205-1-2009[6.3.2] (bild 6.9S)

Denna knäckningskoefficient erhålls ur graf då det analyserade tvärsnittets slankhetstal, typ av trämaterial samt hållfasthetsklass är känd.

RIL 205-1-2009[6.3.2] (bild 6.9S)

Materialens hållfasthetsklass: Som hållfasthetsklass väljes C24, normalt sågvirke/konstruktionsvirke

RIL 205-1-2009 (tab.3.35)



RIL 205-1-2009(bild 6.95)

Figur 18. RIL 205-1-2009, Bild 6.95, Knäckningskoefficient, k_c

Ur graf erhålls värde för knäckningskoefficient: $k_{c,z}$

RIL 205-1-2009(bild 6.95)

$k_{c,z}$	0,67
-----------	------

RIL 205-1-2009(bild 6.95)

3.1.8.4 Kontroll av krav för knäckning i z-led för YVRegel i LK2

RIL 205-1-2009[6.3.2]

Analyserad stav utsätts i LK2 för både bøj- och tryckbelastning. Laster i y-led beaktas inte. Således definieras kravet för knäckning enligt följande:

RIL 205-1-2009[6.3.2]

$$\frac{\sigma_{c,0,d,LK2,YVRegel}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d,LK2,YVRegel}} + \frac{\sigma_{m,z,d,LK2,YVRegel}}{f_{m,z,d,LK2,YVRegel}} \leq 1$$

RIL 205-1-2009(6.24)

Utnyttjandegrad för knäckning i z-led för YVRegel i LK2

$$\frac{\sigma_{c,0,d,LK2,YVRegel}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d,LK2,YVRegel}} + \frac{\sigma_{m,z,d,LK2,YVRegel}}{f_{m,z,d,LK2,YVRegel}} \leq 1$$

RIL 205-1-2009(6.24)

$\eta_{knäckning,z-led,LK2,YVRegel}$	0,24	24,3 %	U-grad, OK! Krav uppfylls!
--------------------------------------	------	--------	----------------------------

3.2 Dimensionering mot lastkombination: LK6

Lastkombination: LK6

Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast
Vindlast deltar med kombinations koefficient

0.0 Laster YV
0.0 Laster YV

Tidsklass: Momentan

0.0 Laster YV

Definition av lastkombination LK6:s verkan på YVRegel

Lastkombination LK6 orsakar tryckande normalkraft på YVRegel p.g.a. Snölast samt konstruktionens egenvikter, samt lodrät linjelast p.g.a. Vindlast. Detta genererar ett fall i form av en samtidigt bøj- och tryckbelastad stav. Tidklass momentan.

Laster på YVRegel i LK6

0.0 Laster YV

Normalkraft i brottsgränstillstånd på YVRegel i LK6

0.0 Laster YV

Totalt verkande normalkraft per Yttervägsregel i brottsgränstillstånd i LK6

Nedtot_LK6_YVRegel	12,36	kN	12355,65	N
--------------------	-------	----	----------	---

0.0 Laster YV

Linjelast p.g.a. Av vindlast i brottsgränstillstånd på YVRegel i LK6

0.0 Laster YV

Totalt verkande linjelast p.g.a. Vindlast per Yttervägsregel i brottsgränstillstånd i LK6

Ped_LK6_Qkw_YVRegel	0,35	kN/m
---------------------	------	------

0.0 Laster YV

3.2.1 Böjspänning i z-led för YVRegel i LK6

Böjspänning i YVRegel erhålls enligt följande:

Hållfasthetslära

$$\sigma_{m,z,d,LK6,YVRegel} = \frac{M_{ed,z,LK6,YVRegel}}{W_{z,YVRegel}}$$

Hållfasthetslära

Dimensionerande maxmoment p.g.a. Vindlast i YVRegel i LK6

Erhålls i enlighet med definition i punkt [3.1.1] enligt följande:

3.0 DIM YVRegel [3.1.1]

$$M_{ed,z,maxfält,LK6,YVRegel} = \frac{P_{ed,LK6,Qkw,YVRegel} \times (l_{YVRegel})^2}{8} \quad (\text{max fältmoment vid } l/2)$$

Hållfasthetslära

Med_z,maxfält,LK6,YVRegel	0,320	kN/m	319848,8	N/mm
---------------------------	-------	------	----------	------

Böjspänning i z-led för YVRegel i LK6

$\sigma_{m,z,d,LK6,YVRegel}$	1,78	N/mm ²
------------------------------	------	-------------------

3.2.2 Böjhållfasthet i z-led för YVRegel i LK6

$$f_{m,z,d,LK6,YVRegel} = \frac{f_{m,k,YVRegel} \times k_{mod,LK6,YVRegel}}{\gamma_{M1,YVRegel}}$$

RIL 205-1-2009 (2.17)

Modifierings koefficient, k_mod

RIL 205-1-2009 [3.]

Modifierings koefficient, k_mod, som beaktar: lastens varaktighet(tidsklass) samt materialets bruksklass fås ur tabell

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

Modifierings koefficient, k_mod, är beroende av följande:

Lastens varaktighet/Tidsklass

Lastens varaktighet är beroende av laskombinationens typ

0.0 Laster YV

Lastens varaktighet: Tidsklass: Momentan
Lastkombination: LK6 (Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast, vindlast deltar med kombinationskoefficient)

0.0 Laster YV

Materialets bruksklass

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Materialet ifråga befinner sig i YV-konstruktionen som huvudbärregel, d.v.s. yttervägsreglar.

Då materialets relativa fuktighet motsvarar en temperatur på 20 ° C (< 20% relativ fuktighet), samt att den omgivande luftens relativa fuktighet endast överskrider 85% enstaka gånger om året klassas materialet som att tillhöra Bruksklass 2

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Materialets bruksklass: Bruksklass 2

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

k_mod för virke med hållfasthetsklass C24, i bruksklass 2 samt momentan varaktighet:

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

k_mod,LK6,YVRegel,C24	1,10
-----------------------	------

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

Dimensionerande böjhållfasthet i z-led för YVRegel i LK6

$f_{m,z,d,LK6,YVRegel}$	24,51	N/mm ²
-------------------------	-------	-------------------

3.2.3 Kontroll av krav för böjhållfasthet för YVRegel i LK6

RIL 205-1-2009 (6.11)

Krav för böjhållfasthet definieras enligt följande:

RIL 205-1-2009 (6.11)

$$\sigma_{m,z,d,LK6,YVRegel} \leq f_{m,z,d,LK6,YVRegel}$$

RIL 205-1-2009 (6.11)

Kontroll av krav för böjhållfasthet för YVRegel i LK6

$$\sigma_{m,z,d,LK6,YVRegel} \leq f_{m,z,d,LK6,YVRegel}$$

Krav uppfylls!

Utnyttjandegrad för böjhållfasthet för YVRegel i LK6

$\eta_{\text{böjhållfasthet,LK6,YVRegel}}$	0,072	7,2 %	U-grad, OK!
--	-------	-------	-------------

3.2.4 Tryckspänning längs med fiberriktning i YVRegel i LK6

Tryckspänning längs med fiberriktning erhålls enligt följande:

Hållfasthetslära

$$\sigma_{c,0,d,LK6,YVRegel} = \frac{N_{edtot,LK6,YVRegel}}{A_{YVRegel}}$$

Hållfasthetslära

Tryckspänning i YVRegel i LK6

$\sigma_{c,0,d,LK6,YVRegel}$	1,72	N/mm
------------------------------	------	------

3.2.5 Dimensionerande tryckhållfasthet längs med fiberriktning för YVRegel i LK6

Dimensionerande tryckhållfasthet längs med fiberriktning erhålls enligt med punkt [3.1.5] följande:

3.0 DIM YVRegel [3.1.5]

$$f_{c,0,d,LK6,YVRegel} = \frac{f_{c,0,k,YVRegel} \times k_{mod,LK6,YVRegel}}{\gamma_{M1,YVRegel}}$$

RIL 205-1-2009 (2.17)

Dimensionerande tryckhållfasthet längs med fiberriktning för YVRegel i LK6

$f_{c,0,d,LK6,YVRegel}$	16,5	N/mm ²
-------------------------	------	-------------------

3.2.6 Kontroll av krav för tryckhållfasthet längs med fiberriktning för YVRegel i LK6

Krav för tryckhållfasthet längs med fiberriktning erhålls enligt följande:

RIL 205-1-2009 (6.2)

$$\sigma_{c,0,d,LK6,YVRegel} \leq f_{c,0,d,LK6,YVRegel}$$

RIL 205-1-2009 (6.2)

Kontroll av krav för tryckhållfasthet längs med fiberriktning för YVRegel i LK6

$$\sigma_{c,0,d,LK6,YVRegel} \leq f_{c,0,d,LK6,YVRegel}$$

Krav uppfylls!

Utnyttjandegrad för tryckhållfasthet längs med fiberriktning för YVRegel i LK6

$\eta_{\text{tryckhållfasthet längs med fiberriktning,LK6,YVRegel}}$	0,1040	10,40 %	U-grad, OK!
--	--------	---------	-------------

3.2.7 Kontroll av knäckning för YVRegel i LK6

RIL 205-1-2009 [6.3]

Knäckning för YVRegel i lastkombination LK6 analyseras enligt samma princip som för lastkombination LK2 i punkt [3.1.7]

DIM YVRegel [3.1.7]

YVRegelns knäckningsriktning definieras enligt samma princip som i punkt [3.1.8]

DIM YVRegel [3.1.8]

3.2.7.1 Kontroll av knäckning i z-led för YVRegel i LK6

RIL 205-1-2009[6.3.2]

Krav för knäckning i z-led för YVRegel i LK6 erhålls enligt följande:

Analyserad stav utsätts i LK6 för både bøj- och tryckbelastning. Laster i y-led beaktas inte. Således definieras kravet för knäckning enligt följande:

RIL 205-1-2009[6.3.2]

$$\frac{\sigma_{c,0,d,LK6,YVRegel}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d,LK6,YVRegel}} + \frac{\sigma_{m,z,d,LK6,YVRegel}}{f_{m,z,d,LK6,YVRegel}} \leq 1$$

RIL 205-1-2009(6.24)

Utnyttjandegrad för knäckning i z-led för YVRegel i LK6

$$\frac{\sigma_{c,0,d,LK6,YVRegel}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d,LK6,YVRegel}} + \frac{\sigma_{m,z,d,LK6,YVRegel}}{f_{m,z,d,LK6,YVRegel}} \leq 1$$

$\eta_{\text{knäckning,z-led,LK6,YVRegel}}$	0,23	22,8 %	U-grad, OK! Krav uppfylls!
---	------	--------	----------------------------

3.3 Dimensionering mot laskkombination: LK9

Lastkombination: LK9

Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast

0.0 Laster YV

Tidsklass: Medellång

Definition av lastkombination LK9:s verkan på YVRegel

Lastkombination LK9 orsakar tryckande normalkraft på YVRegel p.g.a. Snölast samt konstruktionens egenvikter. Detta genererar ett fall i form av en tryckbelastad stav. Tidsklass medellång, reducerande modifierings koefficient, k_{mod} ,

Laster på YVRegel i LK9

0.0 Laster YV

Normalkraft i brottsgränstillstånd på YVRegel i LK9

0.0 Laster YV

Totalt verkande normalkraft per Ytterväggsregel i brottsgränstillstånd i LK9

Nedtot_LK9_YVRegel	12,36	kN	12355,65	N
--------------------	-------	----	----------	---

0.0 Laster YV

3.3.1 Tryckspänning längs med fiberriktning i YVRegel i LK9

Tryckspänning längs med fiberriktning i YVRegel erhålls enligt följande:

Hållfasthetslära

$$\sigma_{c,0,d,LK9,YVRegel} = \frac{N_{\text{edtot,LK9,YVRegel}}}{A_{YVRegel}}$$

Hållfasthetslära

Tryckspänning i YVRegel i LK9

$\sigma_{c,0,d,LK9,YVRegel}$	1,72	N/mm
------------------------------	------	------

3.3.2 Tryckhållfasthet längs med fiberriktning för YVRegel i LK9

$$f_{c,0,d,LK9,YVRegel} = \frac{f_{c,0,k,YVRegel} \times k_{\text{mod,LK9,YVRegel}}}{\gamma_{M1,YVRegel}}$$

RIL 205-1-2009 (2.17)

Modifierings koefficient, k_{mod}

RIL 205-1-2009 [3.]

Modifierings koefficient, k_{mod} , som beaktar: lastens varaktighet(tidsklass) samt materialets bruksklass fås ur tabell

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

Modifierings koefficient, k_{mod} , är beroende av följande:

Lastens varaktighet/Tidsklass

Lastens varaktighet är beroende av laskkombinationens typ

0.0 Laster YV

Lastens varaktighet:

Tidsklass: Medellång

0.0 Laster YV

Lastkombination: LK9 (Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast)

Materialets bruksklass

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Materialet ifråga befinner sig i YV-konstruktionen som huvudbärregel, d.v.s. ytterväggsreglar.

Då materialets relativa fuktighet motsvarar en temperatur på 20 °C (< 20% relativ fuktighet), samt att den omgivande luftens relativa fuktighet endast överskrider 85% enstaka gånger om året klassas materialet som att tillhöra Bruksklass 2

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Materialets bruksklass:

Bruksklass 2

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

k_mod för virke med hållfasthetsklass C24, i bruksklass 2 samt medellång varaktighet:

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

k_mod,LK9,YVRegel,C24	0,80
-----------------------	------

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

Dimensionerande tryckhållfasthet längs med fiberriktning för YVRegel i LK9

f_c,0,d,LK9,YVRegel	12	N/mm ²
---------------------	----	-------------------

3.3.3 Kontroll av krav för tryckhållfasthet längs med fiberriktning för YVRegel i LK9

Krav för tryckhållfasthet längs med fiberriktning erhålls enligt följande:

RIL 205-1-2009 (6.2)

$$\sigma_{c,0,d,LK9,YVRegel} \leq f_{c,0,d,LK9,YVRegel}$$

RIL 205-1-2009 (6.2)

Kontroll av krav för tryckhållfasthet längs med fiberriktning för YVRegel i LK9

$$\sigma_{c,0,d,LK9,YVRegel} \leq f_{c,0,d,LK9,YVRegel}$$

Krav uppfylls!

Utnyttjandegrad för tryckhållfasthet längs med fiberriktning för YVRegel i LK9

$\eta_{\text{tryckhållfasthet längs med fiberriktning,LK9,YVRegel}}$	0,143	14,30 %	U-grad, OK!
--	-------	---------	-------------

3.3.4 Kontroll av knäckning för YVRegel i LK9

RIL 205-1-2009 [6.3]

Knäckning för YVRegel i lastkombination LK6 analyseras enligt samma princip som för laskombination LK2 i punkt [3.1.7]

3.0 DIM YVRegel [3.1.7]

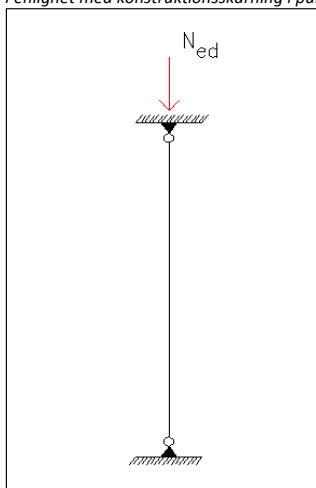
YVRegelns knäckningsriktning definieras enligt på samma sätt som i punkt [3.1.8]

3.0 DIM YVRegel [3.1.8]

3.3.5 Kontroll av knäckning i z-led för YVRegel i LK9

I enlighet med konstruktionsskärning i punkt [3.1.8] fås följande statiska modell för YVRegel i LK9

3.0 DIM YVRegel [3.1.8]



Figur 19. Statisk modell för YV-regel

YVRegeln antas ledat infäst vid Hband samt Syll och erhåller således en statisk modell i form av en belastad stav som är ledat infäst i bägge ändor.

3.3.5.1 Kontroll av knäckning i z-led för YVRegel i LK9

RIL 205-1-2009[6.3.2]

Krav för knäckning i z-led för YVRegel i LK9 erhålls enligt följande:

Analyserad stav utsätts i LK9 för tryckbelastning i form av tryckande normalkraft. Således definieras kravet för knäckning enligt följande:

RIL 205-1-2009[6.3.2]

$$\frac{\sigma_{c,0,d,LK9,YVRegel}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d,LK9,YVRegel}} \leq 1$$

RIL 205-1-2009(6.23,6.24)

Utnyttjandegrad för knäckning i z-led för YVRegel i LK9

$$\frac{\sigma_{c,0,d,LK9,YVRegel}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d,LK9,YVRegel}} \leq 1$$

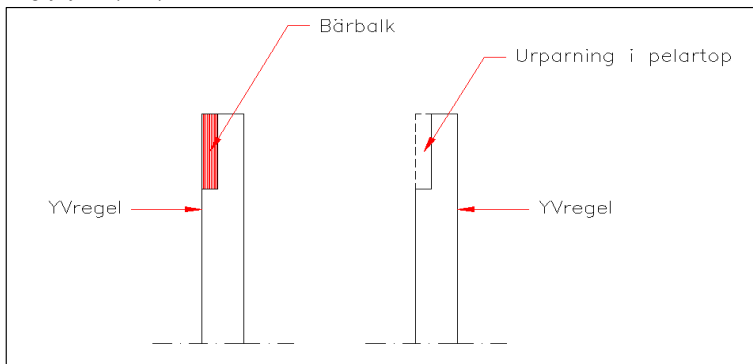
$\eta_{\text{knäckning,z-led,LK9,YVRegel}}$	0,21	21,3 %	U-grad, OK! Krav uppfylls!
---	------	--------	----------------------------

3.4 Kontroll av skjuvkapacitet för ursparning i YVRegel för Bbalk

RIL 205-1-2009 [6.5.2]

Defintion av ursparning i YVRegel:

Ytterväggs bärbalk kommer att fällas in i YVregelns top för att skapa en stabil konstruktion enligt följande princip:



Figur 20. Definition av ursparning i YV-regel

Figur. Defintion av ursparning i YVRegeltop

P.g.a. Denna ursparning i YVRegelns top kommer tvärsnittet att bli mindre, således bör denna ursparnings skjuvkapacitet kontrolleras.

RIL 205-1-2009 [6.5.2]

I denna skiss är bärbalken placera mot ytterväggs insida men Bärbalken kan alternativ väljas att placeras mot insidan för att således minska på dess inverkan som köldbrygga, denna slutliga placering inverkan inte på dimensioneringen i denna punkt.

Krav för ursparningar i tvärsnitt

Ursparingar i tvärsnitt skall uppfylla följande krav med hänsyn till skjuvkapacitet

$$\tau_{ed} \leq k_v \times f_{v,d}$$

RIL 205-1-2009 [6.60]

Formeln omskrivs:

$$\tau_{ed} = \frac{1,5 \times V_{ed}}{b \times h_{ef}} \leq k_v \times f_{v,d}$$

RIL 205-1-2009 [6.60]

3.4.1 Dimensionerande skjuvkraft vid ursparning i YVRegel

P.g.a. YVRegelns statiska modell i enlighet med punkt [3.1.1] där YVRegeln definieras som en fritt upplagd tvåstödsbalk, kommer max skjuvkraft att hittas vid dess upplag, d.v.s. Vid ursparningen.

3.0 DIM YVRegel [3.1.1]

Max skjuvkraft, d.v.s. Skjuvkraften som verkar vid ursparningen, erhålls således som YVRegelns stödkraft

Enligt byggnadsstatiken erhålls stödkraften för en fritt upplagd tvåstödsbalk som belastas av en linjelast enligt följande:

$$R = \frac{P \times L}{2}$$

Formeln omskrivs:

$$V_{ed} = \frac{P_{ed} \times l_{YVRegel}}{2}$$

Dimensionerande linjelast för YVRegel

Som dimensionerande lastkombination väljes:

LK2

Lastkombination:

LK2

Nyttolaster:

Vindlast dominerande nyttolast
Snölast (100%+100%) deltar med
kombinations koefficient

0.0 Laster YV

0.0 Laster YV

Tidsklass:

Momentan

0.0 Laster YV

Linjelast p.g.a. Av vindlast i brottsgränstillstånd på YVRegel i LK2

0.0 Laster YV

Totalt verkande linjelast p.g.a. Vindlast per Ytterväggsregel i brottsgränstillstånd i LK2

Ped_LK2_Qkw_YVRegel	0,585	kN/m
---------------------	-------	------

0.0 Laster YV

Dimensionerade skjuvkraft vid ursparning i YVRegel i LK2

Ved_LK2,YVRegel	0,78975	kN
-----------------	---------	----

3.4.2. Dimensionerande skjuvspänning vid ursparning i YVRegel i brottsgränstillstånd i LK2

Koefficienter eller faktorer som behandlar ursparningen erhåller nedan följande tilläggsbeteckning: **lovi**

Dimensionerande skjuvspänning erhålls i enlighet med punkt [3.4] enligt följande:

3.0 DIM YVRegel [3.4]

$$\tau_{ed} = \frac{1,5 \times V_{ed}}{b \times h_{ef}}$$

3.0 DIM YVRegel [3.4]

Formeln omskrivs:

$$\tau_{ed,LK2,lovi,YVregel} = \frac{1,5 \times V_{ed,LK2,YVRegel}}{b_{tvärsnitt,lovi} \times h_{ef,YVRegel}}$$

Bredd för analyserat tvärsnitt

Då ursparningen för YVRegeln granskas erhålls tvärsnittets bredd enligt följande:

RIL 205-1-2009 (bild 6.14)

$$b_{tvärsnitt,lovi} = h_{YVRegel}$$

RIL 205-1-2009 (bild 6.14)

b_tvärsnitt,lovi	150	mm
------------------	-----	----

Tvärsnittets effektiva höjd

Tvärsnittets effektiva höjd erhålls som den kvarvarande höjden för YVRegelns tvärsnitt då ursparningen gjorts, således fås följande definition:

RIL 205-1-2009 (bild 6.14)

RIL 205-1-2009 (bild 6.14)

$$h_{ef,YVRegel} = h_{YVRegel} - b_{Bbalk}$$

RIL 205-1-2009 (bild 6.14)

h_ef,YVRegel	93	mm
--------------	----	----

Dimensionerade skjuvspänning vid ursparning i YVRegel i brottsgränstillstånd i LK2

$\tau_{ed,LK2,lovi,YVRegel}$	0,085	N/mm ²
------------------------------	-------	-------------------

3.4.3. Dimensionerande skjuvhållfasthet för Yvregel i LK2

Dimensionerande skjuvhållfasthet för YVRegel erhålls enligt följande:

RIL 205-1-2009 (2.17)

$$f_{v,d,LK2,YVRegel} = \frac{k_{mod,LK2,YVRegel} \times f_{v,k,YVRegel}}{\gamma_{M,LK2,YVRegel}}$$

RIL 205-1-2009 (2.17)

Karakteristisk skjuvhållfasthet för Yvregel

RIL 205-1-2009 (tab.3.35)

Erhålls ur tabell enligt vald hållfasthetsklass

RIL 205-1-2009 (tab.3.35)

Som hållfasthetsklass väljes: C24 (normalt konstruktionsvirke)

RIL 205-1-2009 (tab.3.35)

$f_{v,k,YVRegel}$	2,5	N/mm ²
-------------------	-----	-------------------

RIL 205-1-2009 (tab.3.35)

Modifierings koefficient, k_{mod}

Erhålls i enlighet med punkt [3.1.2]

3.0 DIM YVRegel [3.1.2]

Partialsäkerhets koefficient, γ_M

Erhålls i enlighet med punkt [3.1.2]

3.0 DIM YVRegel [3.1.2]

Dimensionerande skjuvhållfasthet för YVRegel i LK2

$f_{v,d,LK2,YVRegel}$	1,96	N/mm ²
-----------------------	------	-------------------

3.4.4 Modifieringskoefficient, k_v , för skjuvhållfasthet i ursparningar för Yvregel i LK2

Modifieringskoefficient, k_v , som beaktar ursparningens form och förhållande erhålls enligt följande definition:

RIL 205-1-2009 (6.62)

$$k_v = \max \left(\frac{k_n \times \left(1 + \frac{1,1 \times i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right)}{\sqrt{h} \times \left(\sqrt{\alpha \times (1 - \alpha)} + 0,8 \times \frac{x}{h} \times \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right)}, 1,0 \right)$$

RIL 205-1-2009 (6.62)

Formeln omskrivs med beaktande av RIL 205-1-2009 (bild. 6.14):

RIL 205-1-2009 (bild 6.14)

$$k_{v,LK2,YVRegel} = \max \left(\frac{k_{n,YVRegel} \times \left(1 + \frac{1,1 \times (i_{lovi})^{1,5}}{\sqrt{h_{YVRegel}}} \right)}{\sqrt{h_{YVRegel}} \times \left(\sqrt{\alpha_{lovi} \times (1 - \alpha_{lovi})} + 0,8 \times \frac{x_{ved,lovi}}{h_{YVRegel}} \times \sqrt{\frac{1}{\alpha_{lovi}} - (\alpha_{lovi})^2} \right)}, 1,0 \right)$$

RIL 205-1-2009 (bild 6.14)

RIL 205-1-2009 (6.62)

Koefficient: k_n

Erhålls i enlighet med punkt (6.62.25) enligt typ av material

RIL 205-1-2009 (6.62.25)

För normalt sågvirke fås följande:

RIL 205-1-2009 (6.62.25)

$k_{n,lovi,YVRegel}$	5,0
----------------------	-----

RIL 205-1-2009 (6.62.25)

Koefficient för ursparningens lutning: i

Koefficient för ursparningens lutning/fasning, i , fås enligt RIL 205-1-2009 (bild 6.14) enligt följande:

RIL 205-1-2009 (bild 6.14)

$$i_{lovi,YVRegel} = \alpha_{lovi} \times (h_{tvärsnitt} - h_{ef,tvärsnitt})$$

RIL 205-1-2009 (bild 6.14)

Mått som definierar fasningens längd, a_{lovi}

Erhålls m.h.j.a. Definition i RIL 205-1-2009 (bild 6.14)

RIL 205-1-2009 (bild 6.14)

Denna ursparning utförs som helt rektangulär, d.v.s. Den följer Bbalken form utan fasning, således fås följande:

a_{lovi}	0,0	mm
------------	-----	----

Koefficient för ursparningens lutning: i

$i_{\text{lovi,YVRegel}}$	0,0
---------------------------	-----

Stödreaktionens excentricitet i förhållande till ursparningens hörn, x

Stödreaktionens excentricitet i förhållande till ursparningens hörn erhålls enligt definition i RIL 205-1-2009 (bild 6.14), då stödet antas placeras centriskt i ursparningen, enligt följande :

RIL 205-1-2009 (bild 6.14)

RIL 205-1-2009 (bild 6.14)

$$x_{V,ed,lovi,YVRegel} = \frac{l_{\text{ursparning,YVRegel}}}{2}$$

Ursparningens längd, l_ursparning

Ursparningens längd definieras som Bbalkens höjd:

$$l_{\text{ursparning,YVRegel}} = h_{\text{Bbalk}}$$

$l_{\text{ursparning,YVRegel}}$	360	mm
---------------------------------	-----	----

Stödreaktionens excentricitet i förhållande till ursparningens hörn

$x_{V,ed,lovi,YVRegel}$	180	mm
-------------------------	-----	----

Koefficient: α

Koefficient, α , erhålls enligt följande formel:

RIL 205-1-2009 (6.62.1S)

$$\alpha_{\text{lovi,YVRegel}} = \frac{h_{\text{ef,YVRegel}}}{h_{\text{YVRegel}}}$$

RIL 205-1-2009 (6.62.1S)

$\alpha_{\text{lovi,YVRegel}}$	0,620
--------------------------------	-------

Modifieringskoefficient, k_v , för skjuvhållfasthet i ursparningar för Yvregel i LK2

$k_{v,LK2,YVRegel}$	1,0
---------------------	-----

3.4.5 Kontroll av krav för skjuvkapacitet för ursparning i YVRegel i LK2

Krav erhålls enligt definition i punkt [3.4]

3.0 DIM YVRegel [3.4]

$$\tau_{ed} \leq k_v \times f_{v,d}$$

3.0 DIM YVRegel [3.4]

0,085	N/mm ²	<	1,964	N/mm ²
-------	-------------------	---	-------	-------------------

Krav uppfylls!

Utnyttjandegrad för skjuvkapacitet i ursparning i YVRegel i LK2

$$\eta_{\text{skjuvkapacitet,lovi,LK2,YVRegel}} = \frac{\tau_{ed,lovi,LK2,YVRegel}}{k_v,LK2,YVRegel \times f_{v,d,LK2,YVRegel}}$$

$\eta_{\text{skjuvkapacitet,lovi,LK2,YVRegel}}$	0,0432	4,32 %	U-grad OK!
---	--------	--------	-------------------

4.0 Dimensionering av ytterväggens syll

Ytterväggens syll definieras nedan som: Syll

4.1 Kontroll av stämpeltryck vid anslutning mellan Syll och YVRegel

I följande kontroll av stämpelhållfasthet kontrolleras fall då ytterväggens YVRegel antas stämplas in i ytterväggens syll, d.v.s. Syllen trycks in.

Som dimensionerande lastkombination används den kombination som anses ge störst effekt

Lastkombination:	LK9	Nyttolaster:	Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast
		Tidsklass:	Medellång

I detta fall väljes lastkombination LK9 som dimensionerande p.g.a. Att snölast utger medparten av belastningen på syllen. Därtill har LK9 tidsklassen medellång p.g.a. Att snölast är dominerande nyttolast, och detta reducera då hållfastheten för materialet genom att modificationskoefficienten k_{mod} minskar. Således anses denna lastkombination mest farlig för ytterväggens syll då stämpeltryck beaktas.

Punktlast i LK9 i brottsgränstillstånd som orsakar stämpeltryck på Syll

Total normalkraft som verkar per Yvregel då regler på c-c-avstånd: 600 mm

Fedtot_Yvregel_LK9_Syll_stämp	12,35565	kN	12355,65	N
-------------------------------	----------	----	----------	---

4.1.1 Kontakttryck/tryckspänning vinkelrät mot fibreriktning i kontaktyta mellan Yvregel och Syll

Tryckspänning vinkelrätt mot fibreriktning i kontaktytan fås enligt följande:

$$\sigma_{c,90,d,YVregel-Syll} = \frac{F_{ed,tot,YVregel,LK6,Syll,stämp}}{A_{kontaktyta,YVregel-Syll}}$$

Kontaktytans area

Kontaktytans area, d.v.s. Arean där tryckspänningen verkar, fås enligt följande:

$$A_{kontaktyta,YVregel-Syll} = l_{kontaktyta,Syll} \times b_{kontaktyta,Syll}$$

Kontaktytans bredd

Kontaktytans bredd definieras som Yvregelns bredd:

$$b_{kontaktyta} = b_{YVregel}$$

Antagen dimension för YVREGEL

YVRegelns dimension antas till:

b_Yvregel_ant	48	mm	0,048	m
h_Yvregel_ant	150	mm	0,15	m

Således fås följande bredd för kontaktytan:

b_kontaktyta,syll	48	mm
-------------------	----	----

Kontaktytans längd

Kontaktytans längd definieras som syllens höjd:

$$l_{kontaktyta,Syll} = h_{Syll}$$

Redovisning av källor:

RIL 205-1-2009

Hållfasthetslära

RIL 205-1-2009

0.0 Laster YV

0.0 Laster YV

0.0 Laster YV

0.0 Laster YV

0.0 Laster YV

Hållfasthetslära

RIL 205-1-2009(tab D.1)

RIL 205-1-2009(tab D.1)

RIL 205-1-2009(tab D.1)

Vald dimension för syll

Syllens dimension väljes enligt följande:

b_Syll	48	mm	0,048	m
h_Syll	150	mm	0,15	m

RIL 205-1-2009(tab D.1)

RIL 205-1-2009(tab D.1)

RIL 205-1-2009(tab D.1)

Således fås följande längd för kontaktytan:

l_kontaktyta,syll	150	mm
-------------------	-----	----

Kontaktytans area

A_kontaktyta,Yvregel-Syll	7200	mm ²
---------------------------	------	-----------------

Tryckspänning/kontaktryck vinkelrätt mot fiberriktning i anslutning mellan Syll och Yvregel

$\sigma_{c,90,d,LK9,Syll-Yvregel}$	1,72	N/mm ²
------------------------------------	------	-------------------

4.1.2 Dimensionerande tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktning för Syll

Dimensionerande tryckhållfasthet fås enligt följande:

$$f_{c,90,d,LK9,Syll} = \frac{f_{c,90,k,Syll} \times k_{mod,LK9,Syll}}{\gamma_{M1,Syll}}$$

RIL 205-1-2009 (2.17)

RIL 205-1-2009 (2.17)

Karakteristisk tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktning för Syll

Som hållfasthetsklass väljes: C24 (normalt konstruktionsvirke)

RIL 205-1-2009 (tab.3.35)

f_c,90,k,Syll,C24	2,5	N/mm ²
-------------------	-----	-------------------

RIL 205-1-2009 (tab.3.35)

Modifierings koefficient, k_mod

RIL 205-1-2009 [3.]

Modifierings koefficient, k_mod, som beaktar: lastens varaktighet(tidsklass) samt materialets bruksklass fås ur tabell

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

Modifierings koefficient, k_mod, är beroende av följande:

Lastens varaktighet/Tidsklass

Lastens varaktighet är beroende av laskombinationens typ

0.0 Laster YV

Lastens varaktighet: Tidsklass: Momentan
 Lastkombination: LK9 (Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast)

0.0 Laster YV

Materialets bruksklass

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Materialet ifråga befinner sig i YV-konstruktionens övre kant, d.v.s. Ytterväggens Bärbalk.

Då materialets relativa fuktighet motsvarar en temperatur på 20 °C (< 20% relativ fuktighet), samt att den omgivande luftens relativa fuktighet endast överskrider 85% enstaka gånger om året klassas materialet som att tillhöra Bruksklass 2

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Materialets bruksklass: Bruksklass 2

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

k_mod för virke med hållfasthetsklass C24, i bruksklass 2 samt medellång varaktighet:

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

k_mod,LK9,Syll	0,8
----------------	-----

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

Partialsäkerhets koefficient för materialets hållfasthet

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

Fås ur tabell enligt materialet som analyseras

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

Partialsäkerhetskoefficient för sågvirke överlag:

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

$\gamma_{M1,Syll}$	1,4
--------------------	-----

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

Dimensionerande tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktning

$f_{c,90,d,Lk9,Syll,C24}$	1,43	N/mm ²
---------------------------	------	-------------------

4.1.3 Kontroll av krav för tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktning

Krav för tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktning fås enligt följande definition:

RIL 205-1-2009 (6.3)

$$\sigma_{c,90,d,Syll-YVregel} \leq k_{c,\perp,Syll} \times f_{c,90,d,Syll}$$

RIL 205-1-2009 (6.3)

Stödtrycksfaktor: $k_{c,\perp}$

RIL 205-1-2009 (6.4S)

Vid kontroll av tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktning reduceras den dimensionerande tryckhållfastheten med faktor, $k_{c,\perp}$

RIL 205-1-2009 (6.4S)

RIL 205-1-2009 (6.4S)

Stödtrycksfaktor, $k_{c,\perp}$, fås enligt följande definition:

$$k_{c,\perp,Syll} = \frac{l_{c,90,ef}}{l} \times k_{c,90}$$

RIL 205-1-2009 (6.4S)

Kontaktytans längd

Kontaktytans längd definieras i enlighet med definition i RIL 205-1-2009 (bild 6.2S)

RIL 205-1-2009 (bild 6.2S)

Kontaktytans längd, l , betecknas i nedanstående beräkningar som: $l_{kontaktyta,stöd}$

Kontaktytans längd fås således som stödets/ bredden, d.v.s. Yvregelns bredd

$l_{kontaktyta,stöd,syll}$	48	mm
----------------------------	----	----

Kontaktytans effektiva längd

RIL 205-1-2009 (6.4S)

Formel för beräkning av kontaktytans effektiva längd erhålls enligt följande punkter:

RIL 205-1-2009 (6.4S)

RIL 205-1-2009 (bild 6.2S)

RIL 205-1-2009 (bild 6.3S)

Enligt ovanstående punkter i RIL 205-1-2009 fås följande:

$$l_{c,90,ef,Syll} = \min \left\{ \begin{array}{l} l_{kontaktyta,stöd} + 30 \text{ mm} + 30 \text{ mm} \\ l_{kontaktyta,stöd} + 30 \text{ mm} + a \\ l_{kontaktyta,stöd} + l_{kontaktyta,stöd} \\ l_{kontaktyta,stöd} + \frac{l_1}{2} \end{array} \right.$$

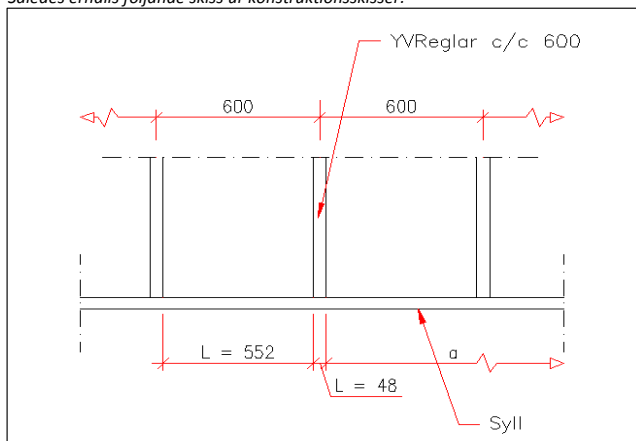
RIL 205-1-2009 (6.4S)

RIL 205-1-2009 (bild 6.2S)

RIL 205-1-2009 (bild 6.3S)

För att kunna bestämma ovanstående faktorer samt mått behövs en vidare utredning av upplagsförhållande mellan Yvregel samt Syll.

Således erhålls följande skiss ur konstruktionsskisser:



Figur 21. Definition av upplagsförhållande mellan Yvregel och syll

Utgående från denna skiss kan följande faktorer erhållas:

Avstånd mellan upplag

Avstånd mellan upplag, l_1 , betecknas nedan som: $l_{1,kontaktyta,Syll}$, och fås enligt följande:

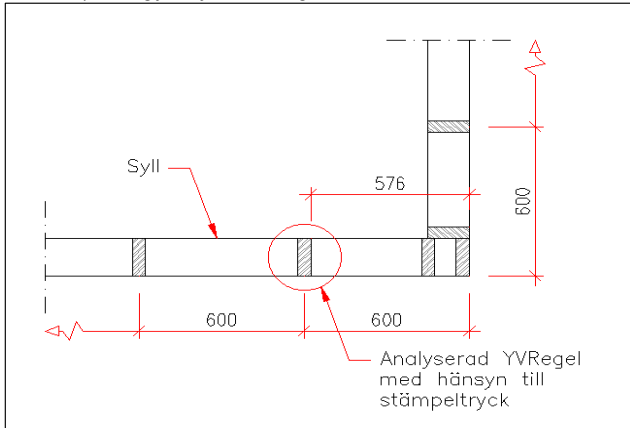
$l_{1,kontaktyta,Syll}$	552	mm
-------------------------	-----	----

Avstånd till balkens ända: a

Avstånd till balkens ända, a , betecknas nedan som: $a_{mätt_kontaktyta,Syll}$

Om anslutningen som undersökes befinner sig i mitten av byggnadens långsida blir värdet för $a_{mätt_kontaktyta}$ stort. Det minsta värdet för $a_{mätt_kontaktyta}$ fås då nästa sista YvRegeln, före "hörn regeln", beaktas.

Skiss över placering för definierad YVRegel



Figur 22. Defintion över, med hänsyn till stämpeltryck, analyserad YVRegel

Denna Yvregel (enl. Figur....) väljes att analyseras p.g.a. Att den har minsta $a_{mätt}$ av de regler som har full lastbredd och således tar åt sig full last från ovanomliggande konstruktion .

Hörnregelarna erhåller dock ett kortare $a_{mätt}$, men tar inte åt sig samma last och väljer därför att inte beaktas.

Enligt följande defintion fås således följande enligt konstruktionsskiss:

$a_{mätt_kontaktyta,Syll}$	576	mm
-----------------------------	-----	----

Kontaktytans effektiva längd

$l_{c,90,ef,Syll}$	96	mm
--------------------	----	----

Säkerhets faktor $k_{c,90}$

RIL 205-1-2009 (6.4S)

Säkerhetsfaktor, $k_{c,90}$, som beaktar: lastens typ och placering, trävirkets skjuvbrottsrisk samt kompressionens storlek fås enligt följande:

RIL 205-1-2009 (6.4S)
RIL 205-1-2009 (6.4S)

$k_{c,90}$ fås enligt material som undersöks ur tabell ifall följande krav uppfylls:

RIL 205-1-2009 (6.4S)

$$l_{1,kontaktyta,Syll} \geq h_{Syll} \times 2$$

RIL 205-1-2009 (6.4S)

$2 \times h_{Syll}$	300	mm
---------------------	-----	----

552	>	300
-----	---	-----

$$l_{1,kontaktyta,Syll} \geq h_{Syll} \times 2$$

Krav uppfylls!, $k_{c,90}$ kan tas ur tabell

RIL 205-1-2009 (6.4S)

För sågvirke från barrträd fås $k_{c,90}$ som:

RIL 205-1-2009 (6.4S)

$k_{c,90,Syll}$	1,25
-----------------	------

RIL 205-1-2009 (6.4S)

Stödtrycksfaktor: $k_{c,\perp}$

$k_{c,\perp,Syll}$	2,5
--------------------	-----

Kontrol av krav för tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktning, Syll trycks in

$$\sigma_{c,90,d,LK9,Syll-YVregel} \leq k_{c,\perp,Syll} \times f_{c,90,d,LK9,Syll}$$

Krav uppfylls!

1,72	N/mm ²	≤	3,57	N/mm ²
------	-------------------	---	------	-------------------

Utnyttjandegrad för tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktning, Syll trycks in

$$\eta_{\text{stämpeltryck,LK9,Syll}} = \frac{\sigma_{c,90,d,LK9,Syll-YVregel}}{k_{c,\perp,Syll} \times f_{c,90,d,LK9,Syll}}$$

$\eta_{\text{stämpeltryck,LK9,Syll}}$	0,48	48,0 %	U-grad, OK!
---------------------------------------	------	--------	-------------

4.2 Kontroll av stämpeltryck vid anslutning mellan Syll och Dregel

I följande kontroll av stämpelhållfasthet kontrolleras fall då ytterväggens Dregel, d.v.s. Dörreglar, antas stämplas in i ytterväggens syll, d.v.s. Syllen trycks in.

Som dimensionerande lastkombination används den kombination som anses ge störst effekt

0.0 Laster YV

Lastkombination: LK9

Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast

0.0 Laster YV

Tidsklass: Medellång

0.0 Laster YV

Detaljerad definition av LK9 i enlighet med punkt [4.1]

4.0 DIM Syll [4.1]

Punktlast i LK9 i brottsgränstillstånd som orsakar stämpeltryck på Syll

Total normalkraft som verkar per Dregel

$$F_{ed,LK9,Dregel,Syll} = N_{ed,tot,LK9,Dregel}$$

$F_{ed,LK9,Dregel,Syll}$	35,16	kN	35161,9	N
--------------------------	-------	----	---------	---

5.0 Dim Dregel

4.2.1 Kontakttryck/tryckspänning vinkelrät mot fiberriktning i kontaktyta mellan Dregel och Syll

Tryckspänning vinkelrätt mot fiberriktning i kontaktytan fås enligt följande:

Hållfasthetslära

$$\sigma_{c,90,d,Dregel-Syll} = \frac{F_{ed,LK9,Dregel,Syll}}{A_{\text{kontaktyta,Dregel-Syll}}}$$

Hållfasthetslära

Kontaktytans area

Kontaktytans area, d.v.s. A_{reak} där tryckspänningen verkar, fås enligt följande:

$$A_{\text{kontaktyta,Dregel-Syll}} = l_{\text{kontaktyta,Syll}} \times b_{\text{kontaktyta,Syll}}$$

Hållfasthetslära

Kontaktytans bredd

Kontaktytans bredd definieras som Yregelns bredd:

$$b_{\text{kontaktyta2}} = b_{\text{Dregel}}$$

En Dregel tänkes bestå av dubbla reglar, enligt definition i punkt [5.1]

5.0 DIM Dregel [5.1]

Således fås följande:

$$b_{\text{kontaktyta2,Syll}} = 2 \times b_{\text{DRegel}}$$

Kontaktytans bredd

b_kontaktyta2,syll	96	mm
--------------------	----	----

Kontaktytans längd

Kontaktytans längd definieras som syllens höjd:

$$l_{\text{kontaktyta2,Syll}} = h_{\text{Syll}}$$

Kontaktytans längd

l_kontaktyta2,syll	150	mm
--------------------	-----	----

Kontaktytans area

A_kontaktyta,Dregel-Syll	14400	mm ²
--------------------------	-------	-----------------

Tryckspänning/kontaktryck vinkelrätt mot fiberriktning i anslutning mellan Syll och Yvregel

$\sigma_{c,90,d,Syll-Dregel}$	2,44	N/mm ²
-------------------------------	------	-------------------

4.2.2 Dimensionerande tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktning för Syll

Tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktning för Syll definieras i punkt [4.1.2]

4.0 DIM Syll [4.1.2.]

4.2.3 Kontroll av krav för tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktning

Krav för tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktning fås enligt följande definition:

RIL 205-1-2009 (6.3)

$$\sigma_{c,90,d,Syll-Dregel} \leq k_{c,\perp,2,Syll} \times f_{c,90,d,Syll}$$

RIL 205-1-2009 (6.3)

Stödtrycksfaktor: $k_{c,\perp}$

RIL 205-1-2009 (6.4S)

Vid kontroll av tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktning reduceras den dimensionerande tryckhållfastheten med faktor, $k_{c,\perp}$

RIL 205-1-2009 (6.4S)

RIL 205-1-2009 (6.4S)

Stödtrycksfaktor, $k_{c,\perp}$, fås enligt följande definition:

$$k_{c,\perp,Syll} = \frac{l_{c,90,ef,2}}{l} \times k_{c,90}$$

RIL 205-1-2009 (6.4S)

Kontaktytans längd

Kontaktytans längd definieras i enlighet med definition i RIL 205-1-2009 (bild 6.2S)

RIL 205-1-2009 (bild 6.2S)

Kontaktytans längd, l , betecknas i nedanstående beräkningar som: $l_{\text{kontaktyta,stöd2}}$

Kontaktytans längd definieras som stödets/kontaktytans bredd, d.v.s. Dregelns bredd

l_kontaktyta,stöd2,syll	96	mm
-------------------------	----	----

Kontaktytans effektiva längd

Då Dregel analyseras betecknas kontaktytans effektiva längd som: $l_{c,90,ef,2,Syll}$

Formel för beräkning av kontaktytans effektiva längd erhålls enligt följande punkter:

RIL 205-1-2009 (6.4S)

RIL 205-1-2009 (6.4S)

RIL 205-1-2009 (bild 6.2S)

RIL 205-1-2009 (bild 6.3S)

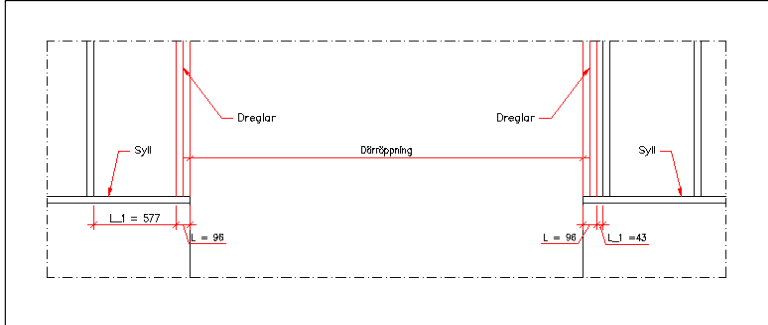
Enligt ovanstående punkter i RIL 205-1-2009 fås följande:

$$l_{c,90,ef2,Syll} = \min \left\{ \begin{array}{l} l_{kontaktyta,stödd2} + 30 \text{ mm} + 30 \text{ mm} \\ l_{kontaktyta,stödd2} + 30 \text{ mm} + a \\ l_{kontaktyta,stödd2} + l_{kontaktyta,stödd2} \\ l_{kontaktyta,stödd2} + \frac{l_{1,2}}{2} \end{array} \right\}$$

RIL 205-1-2009 (6.4S)
 RIL 205-1-2009 (bild 6.2S)
 RIL 205-1-2009 (bild 6.3S)

För att kunna bestämma ovanstående faktorer samt mått behövs en vidare utredning av upplagsförhållande mellan Dregel samt Syll..

Således erhålls följande skiss ur konstruktionsskisser:



Figur 23. Definition av upplagsförhållande mellan Dregel och Syll

Utgående från denna skiss kan följande faktorer erhållas:

Avstånd mellan upplag: l_1

Avstånd mellan upplag, l_1, betecknas nedan som: l_1,kontaktyta2,syll

Enligt konstruktionsskiss så erhålls det i mest kritiska fallet hittas vid dörröppning vid modullinje A samt 1 där avståndet mellan upplagen är nästintill noll, detta p.g.a. av en YVRegel ligger tätt intill en Dregel p.g.a. dess c-c indelning.

Enligt följande definition fås således följande enligt konstruktionsskiss:

l_1,kontaktyta2,Syll	43	mm
----------------------	----	----

Avstånd till balkens ända: a

Avstånd till balkens ända, a, betecknas nedan som: amått_kontaktyta2,Syll

Enligt konstruktionsskiss så erhålls att avståndet till balkens ända är noll, p.g.a. Att Dregel befinner sig vid ytterväggens dörröppningar, alltså vid syllens ända.

Enligt följande definition fås således följande enligt konstruktionsskiss:

amått_kontaktyta2,Syll	0	mm
------------------------	---	----

Kontaktytans effektiva längd

l_c,90,ef2,Syll	117,5	mm
-----------------	-------	----

Säkerhets faktor k_c,90

RIL 205-1-2009 (6.4S)

Definition av säkerhetsfaktor enligt punkt [4.1.3]

4.0 DIM Syll [4.1.3]

Kontrol av krav för tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktning, Syll trycks in

$$\sigma_{c,90,d,Syll-Dregel} \leq k_{c,1,Syll} \times f_{c,90,d,Syll}$$

Krav uppfylls!

2,44	N/mm ²	≤	3,57	N/mm ²
------	-------------------	---	------	-------------------

Utnyttjandegrad för tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktning, Syll trycks in

η_stämpeltryck2,Syll	0,68	68,4 %	U-grad, OK!
----------------------	------	--------	--------------------

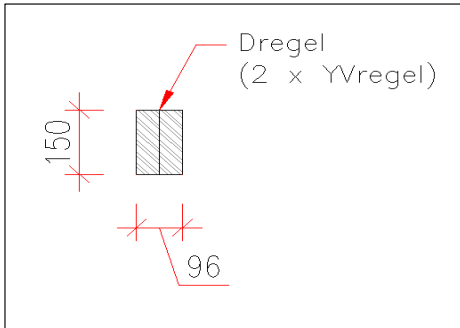
5.0 Dimensionering av ytterväggens dörreglar

Dörreglar definieras nedan som: DRegel

Ytterväggens dörreglar analyseras enligt samma princip som ytterväggs reglarna i punkt [3.0]

Konstruktions alternativ

DRegel tänkes, för enkelhetens skull, utföras som dubbla YVReglar, tvärsnittet definieras enligt följande:



Figur 24. Definition av Dregelns tvärsnitt

Redovisning av källor:

RIL 205-1-2009

Hållfasthetslära

Byggnadsstatik

3.0 DIM YVRegel

5.1 Dimensionering mot lastkombination: LK2

Lastkombination: LK2

Nyttolaster: Vindlast dominerande nyttolast
Snölast (100%+100%),
deltar med kombinations koefficient

Tidsklass: Momentan

0.0 Laster YV

0.0 Laster YV

0.0 Laster YV

0.0 Laster YV

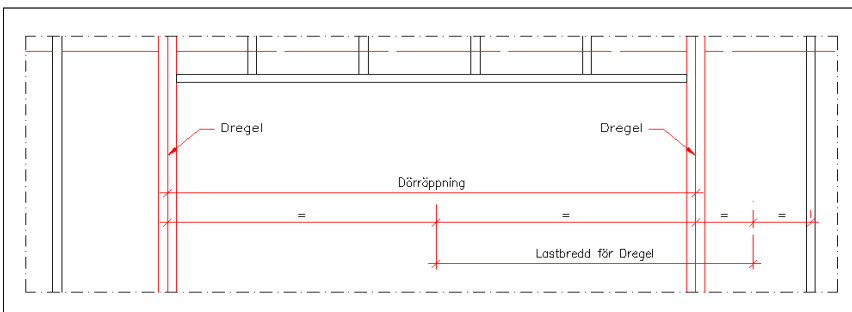
Definition av lastkombination LK2:s verkan på DRegel

Lastkombination LK2 orsakar tryckande normalkraft på DRegel p.g.a. Snölast samt konstruktionens egenvikter, samt lodrät linjelast p.g.a. Vindlast. Detta genererar ett fall i form av en samtidigt böj- och tryckbelastad stav.

Definition av lastbredd för Dregel

Enligt definition av konstruktions alternativ i punkt [2.1] så tänkes Bbalk ta last över hela dörröppningen och fördela denna last ner till öppningens sidor och till dörreglarna.

Således kommer Dreglarnas lastbredd att avvika från Yvreglarnas. Och en st Dregel kommer således att ta last från halva öppningens längd samt halva c/c-avståndet till närliggande Yvregel. Således fås följande fall:



Figur 25. Definition av lastbredd för Dregel

Enligt skiss kan laster på Dregel definieras

2.0 DIM Bbalk [2.1]

2.0 DIM Bbalk [2.1]

5.1.1 Laster på DRegel i LK2

Total på Dregel verkande normalkraft definieras som upplagsreaktionen för Bbalken samt den verkande normalkraften på en Yvregel, enligt detta fås följande:

$$N_{\text{edtot,LK2,DRegel}} = \frac{N_{\text{edtot,LK2,YVRegel}}}{2} + R_{A,\text{stödkraft,LK2,Bbalk}}$$

Bbalkens stödkrafter definieras för fritt upplagd tvärsödsbalk enligt följande:

5.0 DIM Dregel [5.1]

5.0 DIM Dregel [5.1]

Byggnadsstatik

Byggnadsstatik

$$R_{A,stödkraft,LK2,Bbalk} = \frac{P_{edt\text{tot},LK2,Bbalk} \times l_{Bbalk}}{2}$$

Byggnadsstatik

Laster på Bbalk i LK2

0.0 Laster YV

Linjelast i brottsgränstillstånd på Bbalk i LK2

0.0 Laster YV

Totalt verkande linjelast på Bärbalk i brottsgränstillstånd i LK2

Pedt\text{tot}_LK2_Bbalk	15,7	kN/m	15,7	N/mm
--------------------------	------	------	------	------

0.0 Laster YV

Upplagsreaktion/stödkraft för Bbalk i LK2

R_A,stödkraft,LK2,Bbalk	22,7	kN	22720,1	N
-------------------------	------	----	---------	---

Laster på YVRegel i LK2

0.0 Laster YV

Normalkraft i brottsgränstillstånd på YVRegel i LK2

0.0 Laster YV

Totalt verkande normalkraft per Ytterväggsregel i brottsgränstillstånd i LK2

Nedt\text{tot}_LK2_YVRegel	9,76365	kN	9763,65	N
----------------------------	---------	----	---------	---

0.0 Laster YV

Total Normalkraft på Dregel i LK2

Nedt\text{tot}_LK2_Dregel	27,60	kN	27601,9	N
---------------------------	-------	----	---------	---

Linjelast p.g.a. Av vindlast i brottsgränstillstånd på YVRegel i LK2

0.0 Laster YV

Totalt verkande linjelast p.g.a. Vindlast per Ytterväggsregel/Dörregel i brottsgränstillstånd i LK2

Ped_LK2_Qkw_DRegel	0,585	kN/m
--------------------	-------	------

0.0 Laster YV

5.1.2 Dimensionerande böjspänning i z-led för DRegel i LK2

Dimensionerande böjspänning fås enligt följande:

Hållfasthetslära

$$\sigma_{m,z,d,LK2,DRegel} = \frac{M_{ed,z,LK2,DRegel}}{W_{z,DRegel}}$$

Hållfasthetslära

Dimensionerande maxmoment i YVRegel p.g.a. Vindlast

Statisk modell samt dimensionerande maxmoment enligt samma definition som vid analys av YVRegel i punkt [3.1.1]

3.0 DIM YVRegel [3.1.1]

Således erhålls dimensionerade moment enligt följande:

$$M_{ed,z,maxfält,LK2,DRegel} = \frac{P_{ed,LK2,Qkw,DRegel} \times (l_{YVRegel})^2}{8}$$

Hållfasthetslära

Dimensionerande moment för DRegel i brottsgränstillstånd i LK2

Med_z,maxfält,LK2,DRegel	0,53	kNm	533081,3	Nmm
--------------------------	------	-----	----------	-----

Böjmotstånd i z-led för DRegel

Böjmotstånd för rektangulära tvärsnitt erhålls enligt följande:

$$W_{z,DRegel} = \frac{b_{DRegel} \times (h_{DRegel})^2}{6}$$

Hållfasthetslära

Då Dregel består av dubbla YVReglar, definieras Dregelns böjmotstånd enligt följande:

$$W_{z,DRegel} = 2 \times \frac{b_{DRegel} \times (h_{DRegel})^2}{6}$$

Vald dimension för Dregel (normalt sågvirke)

Dregel tänkes utgöras av dubbla YVReglar, således fås följande:

b _{DRegel}	48	mm	0,048	m
h _{DRegel}	150	mm	0,15	m

RIL 205-1-2009(tab D.1)

RIL 205-1-2009(tab D.1)

RIL 205-1-2009(tab D.1)

RIL 205-1-2009(tab D.1)

Böjmotstånd i z-led för Dregel

W _{z,DRegel}	360000	mm ³
-----------------------	--------	-----------------

Dimensionerande böjspänning i z-led för Dregel i LK2

σ _{m,z,d,LK2,DRegel}	1,48	N/mm ²
-------------------------------	------	-------------------

5.1.3 Dimensionerande Böjhållfasthet i z-led för Dregel i LK2

Dimensionerande böjhållfasthet erhålls enligt följande:

$$f_{m,z,d,LK2,DRegel} = \frac{f_{m,k,DRegel} \times k_{mod,LK2,YVRegel}}{\gamma_{M1,YVRegel}}$$

RIL 205-1-2009 (2.17)

RIL 205-1-2009 (2.17)

Karakteristisk böjhållfasthet för Dregel

Då Dregel utförs som dubbla YVReglar så fås följande definition:

$$f_{m,k,DRegel,C24} = f_{m,k,YVRegel,C24}$$

RIL 205-1-2009 (tab.3.35)

3.0 DIM YVRegel [3.1.2]

Som hållfasthetsklass väljes: C24 (normalt konstruktionsvirke)

f _{m,k,DRegel,C24}	24	N/mm ²
-----------------------------	----	-------------------

RIL 205-1-2009 (tab.3.35)

RIL 205-1-2009 (tab.3.35)

Uppförstorings faktor för hållfastheter för sågvirke

Då dragna eller böjda tvärsnitts större sidmått inte överskrider 150 mm, så får motsvarande karakteristiska hållfasthet ökas med uppförstoringsfaktorn: k_h

Uppförstoringsfaktorn, k_h, erhålls enligt följande definition:

$$k_{h,sågvirke} = \left(\frac{150}{h}\right)^{0,2} \leq 1,3$$

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

Krav för användning av uppförstorings faktor: k_h

Följande krav erhålls för användning av faktorn, k_h:

$$\max\{h_{tvärsnitt} : 2 \times b_{tvärsnitt}\} \leq 150 \text{ mm}$$

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

RIL 205-1-2009 [3.2], (3.1)

150	mm	≤	150	mm
-----	----	---	-----	----

Krav _{k_h,sågvirke}	Krav uppfylls!, k _h får användas!
--	--

Faktor: k_h,sågvirke

k _{h,sågvirke}	1,3
-------------------------	-----

Uppförstorad karakteristisk böjhållfasthet för YVRegel

$f_{m,k,en,DRegel,C24}$	31,2	N/mm ²
-------------------------	------	-------------------

Modifierings koefficient, k_{mod}

Modifieringskoefficient, k_{mod} , defineras enligt samma princip som för YVRegel i punkt [3.1.2].

3.0 DIM YVRegel [3.1.2]

Partialsäkerhetskoefficient

Partialsäkerhetskoefficient defineras enligt samma princip som för YVRegel i punkt [3.1.2].

3.0 DIM YVRegel [3.1.2]

Dimensionerande böjhållfasthet i z-led för DRegel i LK2

$f_{m,z,d,LK2,DRegel}$	24,51	N/mm ²
------------------------	-------	-------------------

5.1.4 Kontroll av krav för böjhållfasthet för DRegel i LK2

RIL 205-1-2009 (6.11)

Krav för böjhållfasthet fås enligt följande:

RIL 205-1-2009 (6.11)

$$\sigma_{m,z,d,LK2,DRegel} \leq f_{m,z,d,LK2,DRegel}$$

RIL 205-1-2009 (6.11)

Kontroll av krav för böjhållfasthet för DRegel i LK2

$$\sigma_{m,z,d,LK2,DRegel} \leq f_{m,z,d,LK2,DRegel}$$

Krav uppfylls!

Utnyttjandegrad för böjhållfasthet för DRegel i LK2

$\eta_{\text{böjhållfasthet,LK2,DRegel}}$	0,060	6,0 %	U-grad, OK!
---	-------	-------	-------------

5.1.5 Tryckspänning längs med fiberriktning i DRegel i LK2

Tryckspänning i Dregel erhålls enligt följande:

Hållfasthetslära

$$\sigma_{c,0,d,LK2,DRegel} = \frac{N_{ed,0,d,LK2,DRegel}}{A_{DRegel}}$$

Hållfasthetslära

Tvärsnittsarea för DRegel

Tvärsnittsarea för Dregel fås enligt följande definition:

$$A_{DRegel} = (2 \times b_{DRegel}) \times h_{DRegel}$$

A_{DRegel}	14400	mm ²
--------------	-------	-----------------

Tryckspänning i DRegel i LK2

$\sigma_{c,0,d,LK2,DRegel}$	1,92	N/mm
-----------------------------	------	------

5.1.6 Dimensionerande tryckhållfasthet längs med fiberriktning för YVRegel i LK2

Dimensionerande tryckhållfasthet fås enligt följande:

RIL 205-1-2009 (2.17)

$$f_{c,0,d,LK2,DRegel} = \frac{f_{c,0,k,YVRegel} \times k_{mod,LK2,YVRegel}}{\gamma_{M1,YVRegel}}$$

RIL 205-1-2009 (2.17)

Modifierings koefficient, k_{mod}

Modifieringskoefficient, k_{mod} , defineras enligt samma princip som för YVRegel i punkt [3.1.2].

3.0 DIM YVRegel [3.1.2]

Partialsäkerhetskoefficient

Partialsäkerhetskoefficient definieras enligt samma princip som för YVRegel i punkt [3.1.2].

3.0 DIM YVRegel [3.1.2]

Dimensionerande tryckhållfasthet längs med fiberriktning för DRegel i LK2

$f_{c,0,d,LK2,DRegel}$	16,5	N/mm ²
------------------------	------	-------------------

5.1.7 Kontroll av krav för tryckhållfasthet längs med fiberriktning för DRegel i LK2

Krav för tryckhållfasthet längs med fiberriktning erhålls enligt följande definition:

RIL 205-1-2009 (6.2)

$$\sigma_{c,0,d,LK2,DRegel} \leq f_{c,0,d,LK2,DRegel}$$

RIL 205-1-2009 (6.2)

Kontroll av krav för tryckhållfasthet längs med fiberriktning för DRegel i LK2

$\sigma_{c,0,d,LK2,DRegel} \leq f_{c,0,d,LK2,DRegel}$	Krav uppfylls!
---	-----------------------

Utnyttjandegrad för tryckhållfasthet längs med fiberriktning för DRegel i LK2

$\eta_{\text{tryckhållfasthet längs med fiberriktning,LK2,DRegel}}$	0,1162	11,62 %	U-grad, OK!
---	--------	---------	--------------------

5.1.8 Kontroll av knäckning för DRegel i LK2

RIL 205-1-2009 [6.3]

Instabilitet i form av knäckning kontrolleras enligt samma princip som för YVRegel i punkt [3.1.7].

3.0 DIM YVRegel [3.1.7]

5.1.9 Kontroll av knäckning i z-led för DRegel i LK2

Definition av kontroll av knäckning i z-led för Dregel enligt samma princip som för Yvregel i punkt [3.1.8].

3.0 DIM YVRegel [3.1.8]

5.1.9.1 DRegelns slankhetstal då knäckning i z-led analyseras

RIL 205-1-2009[6.3.2]

Slankhetstalet för tvärsnitt definieras enligt följande:

RIL 205-1-2009 (6.20.2S)

$$\lambda_{z,DRegel} = \frac{L_{c,z,YVRegel}}{i_{z,DRegel}}$$

RIL 205-1-2009 (6.20.2S)

Tvärsnittets tröghetsradie i z-led, i_z

Rektangulära tvärsnittets tröghetsradie definieras som:

$$i_{z,DRegel} = \frac{h_{\text{knäckningsriktning}}}{\sqrt{12}}$$

RIL 205-1-2009 (6.20.2S)

Sidomått i analyserad knäckningsriktning, h

Då knäckning i tvärsnittets z-led analyseras, definieras sidomått i knäckningsriktning som tvärsnittets höjd

RIL 205-1-2009 (6.20.2S)

$$h_{\text{knäckningsriktning,z}} = h_{DRegel}$$

RIL 205-1-2009 (6.20.2S)

P.g.a. Av detta, erhålls följande definition för tröghetsradie i z-led:

$$i_{z,DRegel} = i_{z,YVRegel}$$

Tvärsnittets tröghetsradie i z-led

$i_{z,DRegel}$	43,3	mm
----------------	------	----

DRegelns slankhetstal då knäckning i z-led analyseras

$\lambda_{z,DRegel}$	62,35
----------------------	-------

5.1.9.2 Kritisk knäcknings koefficient för tvärsnitt då knäckning i z-led analyseras, k_{c,z}

RIL 205-1-2009[6.3.2] (bild 6.95)

Kritisk knäckning koefficient erhålls i enlighet med definition för YVRegel i punkt [3.1.8.3]

3.0 DIM YVRegel [3.1.8.3]

Följande definition erhålls utgående från Dregelns slankhetstal:

$$\lambda_{z,DRegel} = \lambda_{z,YVRegel}$$

P.g.a. Denna definition erhålls följande definition för kritisk knäcknings koefficient för Dregel:

$$k_{c,z,DRegel} = k_{c,z,YVRegel}$$

Kritisk knäckningskoefficient för Dregel

k _{c,z,DRegel}	0,67
-------------------------	------

5.1.9.3 Kontroll av krav för knäckning i z-led för DRegel i LK2

RIL 205-1-2009[6.3.2]

Analyserad stav utsätts i LK2 för både bøj- och tryckbelastning. Laster i y-led beaktas inte. Således defineras kravet för knäckning enligt följande:

RIL 205-1-2009[6.3.2]

$$\frac{\sigma_{c,0,d,LK2,DRegel}}{k_{c,z,DRegel} \times f_{c,0,d,LK2,DRegel}} + \frac{\sigma_{m,z,d,LK2,DRegel}}{f_{m,z,d,LK2,DRegel}} \leq 1$$

RIL 205-1-2009(6.24)

Utnyttjandegrad för knäckning i z-led för DRegel i LK2

$$\frac{\sigma_{c,0,d,LK2,DRegel}}{k_{c,z,DRegel} \times f_{c,0,d,LK2,DRegel}} + \frac{\sigma_{m,z,d,LK2,DRegel}}{f_{m,z,d,LK2,DRegel}} \leq 1$$

η _{knäckning,z-led,LK2,DRegel}	0,23	23,4 %	U-grad, OK! Krav uppfylls!
---	------	--------	----------------------------

5.2 Dimensionering mot lastkombination: LK6

Lastkombination:	LK6	Nyttolaster:	Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast Vindlast deltar med kombinations koefficient	0.0 Laster YV 0.0 Laster YV
		Tidsklass:	Momentan	0.0 Laster YV

Definition av lastkombination LK6:s verkan på YVRegel

Lastkombination LK6 orsakar tryckande normalkraft på YVRegel p.g.a. Snölast samt konstruktionens egenvikter, samt lodrät linjelast p.g.a. Vindlast. Detta genererar ett fall i form av en samtidigt bøj- och tryckbelastad stav. Tidklass momentan.

5.2.1 Laster på DRegel i LK6

Total på Dregel verkande normalkraft defineras enligt samma princip som i punkt [5.1.1] och fås således som följande:

5.0 DIM DRegel [5.1.1]

$$N_{edt\text{tot},LK6,DRegel} = \frac{N_{edt\text{tot},LK6,YVRegel}}{2} + R_{A,\text{stödkraft},LK6,Bbalk}$$

5.0 DIM DRegel [5.1.1]

Bbalkens stödkrafter defineras enligt samma definition som i punkt [5.1.1] och således fås:

5.0 DIM DRegel [5.1.1]

$$R_{A,\text{stödkraft},LK6,Bbalk} = \frac{P_{edt\text{tot},LK6,Bbalk} \times l_{Bbalk}}{2}$$

5.0 DIM DRegel [5.1.1]

Laster på Bbalk i LK6

0.0 Laster YV

Linjelast i brottsgränstillstånd på Bbalk i LK6

0.0 Laster YV

Totalt verkande linjelast på Bbalk i brottsgränstillstånd i LK6

Pedt _{tot} _LK6_Bbalk	20,0	kN/m	20,0	N/mm
--------------------------------	------	------	------	------

0.0 Laster YV

Upplagsreaktion/stödkraft för Bbalk i LK6

R_A, stödkraft, LK6, Bbalk	29,0	kN	28984,1	N
----------------------------	------	----	---------	---

Laster på YVRegel i LK6

0.0 Laster YV

Normalkraft i brottsgränstillstånd på YVRegel i LK6

0.0 Laster YV

Totalt verkande normalkraft per Ytterväggsregel i brottsgränstillstånd i LK6

Nedtot_LK6_YVRegel	12,35565	kN	12355,65	N
--------------------	----------	----	----------	---

0.0 Laster YV

Total Normalkraft på Dregel i LK6

Nedtot_LK6,Dregel	35,16	kN	35161,9	N
-------------------	-------	----	---------	---

Linjelast p.g.a. Av vindlast i brottsgränstillstånd på YVRegel i LK6

0.0 Laster YV

Totalt verkande linjelast p.g.a. Vindlast per Ytterväggsregel/Dörregel i brottsgränstillstånd i LK6

Ped_LK6_Qkw_DRegel	0,351	kN/m		
--------------------	-------	------	--	--

0.0 Laster YV

5.2.2 Böjspänning i z-led för DRegel i LK6

Böjspänning i Dregel i LK6 erhålls enligt följande:

Hållfasthetslära

$$\sigma_{m,z,d,LK6,DRegel} = \frac{M_{ed,z,LK6,DRegel}}{W_{z,DRegel}}$$

Hållfasthetslära

Dimensionerande maxmoment defineras enligt samma definition som i punkt [5.1.2]

5.0 DIM Dörregel [5.1.2]

Maxmoment för DRegel i LK6

Med_z,maxfält,LK6,DRegel	0,32	kNm	319848,8	Nmm
--------------------------	------	-----	----------	-----

Böjspänning i z-led för DRegel i LK6

$\sigma_{m,z,d,LK6,DRegel}$	0,89	N/mm ²		
-----------------------------	------	-------------------	--	--

5.2.3 Dimensionerande böjhållfasthet i z-led för DRegel i LK6

Lastkombination LK6 har tidsklassen momentan så som lastkombination LK2, således kan följande förenklig tillämpas:

Definition av dimensionerande böjhållfasthet i LK6 enligt samma princip som i LK2 i punkt [5.1.3].

5.0 DIM Dörregel [5.1.3]

$$f_{m,z,d,LK6,DRegel} = f_{m,z,d,LK2,DRegel}$$

Dimensionerande böjhållfasthet i z-led för DRegel i LK6

$f_{m,z,d,LK6,DRegel}$	24,51	N/mm ²		
------------------------	-------	-------------------	--	--

5.2.4 Kontroll av krav för böjhållfasthet för DRegel i LK6

RIL 205-1-2009 (6.11)

Krav för böjhållfasthet fås enligt följande:

RIL 205-1-2009 (6.11)

$$\sigma_{m,z,d,LK6,DRegel} \leq f_{m,z,d,LK6,DRegel}$$

RIL 205-1-2009 (6.11)

Kontroll av krav för böjhållfasthet för DRegel i LK6

$$\sigma_{m,z,d,LK6,DRegel} \leq f_{m,z,d,LK6,DRegel}$$

Krav uppfylls!

Utnyttjandegrad för böjhållfasthet för DRegel i LK6

$\eta_{\text{böjhållfasthet,LK6,DRegel}}$	0,036	3,6 %	U-grad, OK!
---	-------	-------	-------------

5.2.5 Tryckspänning längs med fiberriktning i DRegel i LK6

Tryckspänning i Dregel erhålls enligt följande:

$$\sigma_{c,0,d,LK6,DRegel} = \frac{N_{edtot,LK6,DRegel}}{A_{DRegel}}$$

Hållfasthetslära

Hållfasthetslära

Tvärsnittsarea för Dregel

Tvärsnittsarea för Dregel definieras i enlighet med punkt [5.1.5].

5.0 DIM Dörregel [5.1.5]

Tryckspänning i DRegel i LK6

$\sigma_{c,0,d,LK6,DRegel}$	2,44	N/mm
-----------------------------	------	------

5.2.6 Dimensionerande tryckhållfasthet längs med fiberriktning för YVRegel i LK6

Lastkombination LK6 har tidsklassen momentan så som lastkombination LK2, således kan följande förenklig tillämpas:

Definition av dimensionerande tryckhållfasthet i LK6 enligt samma princip som i LK2 i punkt [5.1.6].

5.0 DIM Dörregel [5.1.6]

$$f_{c,0,d,LK6,DRegel} = f_{c,0,d,LK2,DRegel}$$

5.0 DIM Dörregel [5.1.6]

Dimensionerande tryckhållfasthet längs med fiberriktning för DRegel i LK6

$f_{c,0,d,LK6,DRegel}$	16,5	N/mm ²
------------------------	------	-------------------

5.2.7 Kontroll av krav för tryckhållfasthet längs med fiberriktning för DRegel i LK6

Krav för tryckhållfasthet längs med fiberriktning erhålls enligt följande definition:

RIL 205-1-2009 (6.2)

$$\sigma_{c,0,d,LK6,DRegel} \leq f_{c,0,d,LK6,DRegel}$$

RIL 205-1-2009 (6.2)

Kontroll av krav för tryckhållfasthet längs med fiberriktning för DRegel i LK6

$$\sigma_{c,0,d,LK6,DRegel} \leq f_{c,0,d,LK6,DRegel}$$

Krav uppfylls!

Utnyttjandegrad för tryckhållfasthet längs med fiberriktning för DRegel i LK6

$\eta_{\text{tryckhållfasthet längs med fiberriktning,LK6,DRegel}}$	0,1480	14,80 %	U-grad, OK!
---	--------	---------	-------------

5.2.8 Kontroll av knäckning för YVRegel i LK6

RIL 205-1-2009 [6.3]

Instabilitet i form av knäckning i LK6 kontrolleras enligt samma princip som i LK2

3.0 DIM YVRegel [5.1.8]

5.2.9 Kontroll av knäckning i z-led för YVRegel i LK6

Definition av kontroll av knäckning i z-led för Dregel enligt samma princip som för Dregel i punkt [5.1.9].

3.0 DIM YVRegel [5.1.9]

5.2.9.1 Kontroll av krav för knäckning i z-led för DRegel i LK6

RIL 205-1-2009[6.3.2]

Analyserad stav utsätts i LK6 för både böj- och tryckbelastning. Laster i y-led beaktas inte. Således definieras kravet för knäckning enligt följande:

RIL 205-1-2009[6.3.2]

$$\frac{\sigma_{c,0,d,LK6,DRegel}}{k_{c,z,DRegel} \times f_{c,0,d,LK6,DRegel}} + \frac{\sigma_{m,z,d,LK6,DRegel}}{f_{m,z,d,LK6,DRegel}} \leq 1$$

RIL 205-1-2009(6.24)

Utnyttjandegrad för knäckning i z-led för DRegel i LK6

$$\frac{\sigma_{c,0,d,LK6,DRegel}}{k_{c,z,DRegel} \times f_{c,0,d,LK6,DRegel}} + \frac{\sigma_{m,z,d,LK6,DRegel}}{f_{m,z,d,LK6,DRegel}} \leq 1$$

$\eta_{\text{knäckning,z-led,LK6,DRegel}}$	0,26	25,7 %	U-grad, OK! Krav uppfylls!
--	------	--------	----------------------------

5.3 Dimensionering mot laskkombination: LK9

Lastkombination: LK9

Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast

0.0 Laster YV

Tidsklass: Medellång

0.0 Laster YV

Definition av lastkombination LK9:s verkan på YVRegel

Lastkombination LK9 orsakar tryckande normalkraft på YVRegel p.g.a. Snölast samt konstruktionens egenvikter. Detta genererar ett fall i form av en tryckbelastad stav. Tidsklass medellång, reducerande modifierings koefficient, k_{mod} ,

5.3.1 Laster på DRegel i LK9

Total på Dregel verkande normalkraft definieras enligt samma princip som i punkt [5.2.1] och fås således som följande:

5.0 DIM Dregel [5.2.1]

$$N_{edtot,LK9,DRegel} = \frac{N_{edtot,LK9,YVRegel}}{2} + R_{A,stödkraft,LK9,Bbalk}$$

5.0 DIM Dregel [5.2.1]

Bbalkens stödkrafter definieras enligt samma definition som i punkt [5.2.1] och således fås:

5.0 DIM Dregel [5.2.1]

$$R_{A,stödkraft,LK9,Bbalk} = \frac{P_{edtot,LK9,Bbalk} \times l_{Bbalk}}{2}$$

5.0 DIM Dregel [5.2.1]

Laster på Bbalk i LK9

0.0 Laster YV

Linjelast i brottsgränstillstånd på Bbalk i LK9

0.0 Laster YV

Totalt verkande linjelast på Bärbalk i brottsgränstillstånd i LK9

Pedtot_LK9_Bbalk	20,0	kN/m	20,0	N/mm
------------------	------	------	------	------

0.0 Laster YV

Upplagsreaktion/stödkraft för Bbalk i LK9

R_A,stödkraft,LK9,Bbalk	29,0	kN	28984,1	N
-------------------------	------	----	---------	---

Laster på YVRegel i LK9

0.0 Laster YV

Normalkraft i brottsgränstillstånd på YVRegel i LK9

0.0 Laster YV

Totalt verkande normalkraft per Ytterväggsregel i brottsgränstillstånd i LK9

Nedtot_LK9_YVRegel	12,35565	kN	12355,65	N
--------------------	----------	----	----------	---

0.0 Laster YV

Total Normalkraft på Dregel i LK9

Nedtot_LK9,Dregel	35,16	kN	35161,9	N
-------------------	-------	----	---------	---

5.3.2 Tryckspänning längs med fiberriktning i DRegel i LK9

Tryckspänning i Dregel erhålls enligt följande:

$$\sigma_{c,0,d,LK9,DRegel} = \frac{N_{edtot,LK9,DRegel}}{A_{DRegel}}$$

Hållfasthetslära

Hållfasthetslära

Tryckspänning i DRegel i LK9

$\sigma_{c,0,d,LK9,DRegel}$	2,44	N/mm
-----------------------------	------	------

5.3.3 Dimensionerande tryckhållfasthet längs med fiberriktning för DRegel i LK9

Dimensionerande tryckhållfasthet längs med fiberriktning fås enligt följande:

RIL 205-1-2009 (2.17)

$$f_{c,0,d,LK9,DRegel} = \frac{f_{c,0,k,YVRegel} \times k_{mod,LK9,YVRegel}}{\gamma_{M1,YVRegel}}$$

RIL 205-1-2009 (2.17)

Modifieringskoefficient, k_{mod}

Modifieringskoefficient, k_{mod} , defineras enligt samma princip som för YVRegel i punkt [3.3.2].

3.0 DIM YVRegel [3.3.2]

Partialsäkerhetskoefficient

Partialsäkerhetskoefficient defineras enligt samma princip som för YVRegel i punkt [3.3.2].

3.0 DIM YVRegel [3.3.2]

Dimensionerande tryckhållfasthet längs med fiberriktning för DRegel i LK9

$f_{c,0,d,LK9,DRegel}$	12	N/mm ²
------------------------	----	-------------------

5.3.4 Kontroll av krav för tryckhållfasthet längs med fiberriktning för DRegel i LK9

Krav för tryckhållfasthet längs med fiberriktning erhålls enligt följande:

RIL 205-1-2009 (6.2)

$$\sigma_{c,0,d,LK9,DRegel} \leq f_{c,0,d,LK9,DRegel}$$

RIL 205-1-2009 (6.2)

Kontroll av krav för tryckhållfasthet längs med fiberriktning för DRegel i LK9

$$\sigma_{c,0,d,LK9,DRegel} \leq f_{c,0,d,LK9,DRegel}$$

Krav uppfylls!

Utnyttjandegrad för tryckhållfasthet längs med fiberriktning för DRegel i LK9

$\eta_{\text{tryckhållfasthet längs med fiberriktning,LK9,DRegel}}$	0,2035	20,35 %	U-grad, OK!
---	--------	---------	-------------

5.3.5 Kontroll av knäckning för DRegel i LK9

Instabilitet i form av knäckning för Dregel i LK9 analyseras enligt samma princip som för YVRegel i punkt [3.3.4]

3.0 DIM YVRegel [3.3.4]

5.3.6 Kontroll av knäckning i z-led för DRegel i LK9

Kontroll av knäckning i z-led för Dregel i LK9 analyseras enligt samma princip som för YVRegel i punkt [3.3.5]

3.0 DIM YVRegel [3.3.5]

5.3.6.1 Kontroll av krav för knäckning i z-led för YVRegel i LK9

RIL 205-1-2009[6.3.2]

Analyserad stav utsätts i LK9 för tryckbelastning i form av tryckande normalkraft.

RIL 205-1-2009[6.3.2]

Således defineras kravet för knäckning enligt följande:

$$\frac{\sigma_{c,0,d,LK9,DRegel}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d,LK9,DRegel}} \leq 1$$

RIL 205-1-2009(6.23,6.24)

Utnyttjandegrad för knäckning i z-led för DRegel i LK9

$$\frac{\sigma_{c,0,d,LK9,DRegel}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d,LK9,DRegel}} \leq 1$$

$\eta_{\text{knäckning,z-led,LK9,DRegel}}$	0,30	30,4 %	U-grad, OK! Krav uppfylls!
--	------	--------	----------------------------

6.0 Summering av resultat

Summering av utnyttjandegrad för kontrollerade brottscenarion samt redovisning av virkesdimensioner och materialtyper

6.1 Ytterväggens hammarband, Hband

Vald dimension för Hband

48	X	150
----	---	-----

Materialtyp/Hållfasthet

C24

Utnyttjandegrad för stämpeltryck, Hband trycks in

$\eta_{\text{stämpeltryck,Hband}}$	85 %	U-grad, OK!
------------------------------------	------	-------------

6.2 Ytterväggens bärbalk/förstärkning, Bbalk

6.2.1 Bbalk av normalt konstruktionsvirke: C24, enkel bärbalk(för jämförelse)

Vald/Erhållen dimesion för Bba

48	X	200
----	---	-----

Materialtyp/Hållfasthet

C24

Utnyttjandegrad för böjhållfasthet för Bbalk

$\eta_{\text{böjhållfasthet,Bbalk}}$	478,8 %	Krav uppfylls inte!
--------------------------------------	---------	---------------------

6.2.2 Bbalk av LVL Kerto-S, statisk modell 1: fritt upplag tvåstödsbalk

Definition av statisk modell 1: Bbalk antas vara skarvad vid dörreglar, således fri i bägge ändor

Vald/Erhållen dimesion för Bba

51	X	360
----	---	-----

Materialtyp/Hållfasthet

Kerto-S

Utnyttjandegrad för böjhållfasthet för Bbalk, Kerto-S

$\eta_{\text{böjhållfasthet,Bbalk,Kerto-S}}$	66,5 %	U-grad, OK!
--	--------	-------------

Utnyttjandegrad för skjuvhållfasthet för Bbalk, Kerto-S

$\eta_{\text{skjuvhållfasthet,Bbalk,Kerto-S}}$	62,3 %	U-grad, OK!
--	--------	-------------

Utnyttjandegrad för slutlig nedböjning för Bbalk, Kerto-S

$\eta_{\text{slutlig nedböjning,Bbalk,Kerto-S}}$	46,2 %	U-grad, OK!
--	--------	-------------

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

Kontroll av om slutlig nedböjning för Bbalk, Kerto-S, belastar dörrkortling

$$W_{fin,LK9,Bbalk,(Kerto-S)} < avstånd_{Bbalk,(Kerto-S)-Dörrkortling}$$

Krav uppfylls!

6.2.3 Bbalk av normalt konstruktionsvirke: C24, Bärbalk utgörs av kombination av enkel bärbalk samt bärbalk för Fackverks takstolar(för jämförelse)

Vald/Erhållen dimesion för Bbalk samt BbalkFV Materialtyp/Hållfasthet

48	X	200	C24
----	---	-----	-----

Utnyttjandegrad för böjhållfasthet för Bbalk+BbalkFV

$\eta_{\text{böjhållfasthet,(Bbalk+BbalkFV),Bbalk}}$	239,4 %	Krav uppfylls inte!
--	---------	---------------------

6.2.4 Bbalk av LVL Kerto-S, statisk modell 2: dubbelsidigt fastinspänd tvåstödsbalk

Definition av statisk modell 2: Bbalk antas vara skarvad förbi dörreglar, således fastinspänd till dörreglar mellan Hband

Vald/Erhållen dimesion för Bba

Materialtyp/Hållfasthet

57	X	300	Kerto-S
----	---	-----	---------

Utnyttjandegrad för böjhållfasthet för Bbalk, Kerto-S, Fastinsp

$\eta_{\text{böjhållfasthet,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp}}$	55,9 %	U-grad, OK!
---	--------	-------------

Utnyttjandegrad för skjuvhållfasthet för Bbalk, Kerto-S, Fastinsp

$\eta_{\text{skjuvhållfasthet,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp}}$	70,7 %	U-grad, OK!
---	--------	-------------

Utnyttjandegrad för slutlig nedböjning för Bbalk, Kerto-S, Fastinsp

$\eta_{\text{slutlig nedböjning,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp}}$	14,3 %	U-grad, OK!
---	--------	-------------

Kontroll av om slutlig nedböjning för Bbalk, Kerto-S, Fastinsp belastar dörrkortling

$$W_{fin,LK9,Bbalk,Kerto-S,Fastinsp} < a - mått_{Bbalk,Kerto-S,Fastinsp-Dörrkortling}$$

Krav uppfylls!

6.3 Ytterväggens ytterväggsregel/huvudbäregel, YVRegel

Vald/Erhållen dimesion för YVRegel

Materialtyp/Hållfasthet

48	X	150	C24
----	---	-----	-----

6.3.1 Utnyttjandegrad mot lastkombination: LK2

Lastkombination LK2: *Vindlast dominerande nyttolast*
Snölast (100%+100%) deltar med kombinations koefficient som övrig nyttolast
Tidklass: Momentan

Utnyttjandegrad för böjhållfasthet för YVRegel i LK2

$\eta_{\text{böjhållfasthet,LK2,YVRegel}}$	12,1 %	U-grad, OK!
--	--------	-------------

Utnyttjandegrad för tryckhållfasthet längs med fiberriktning för YVRegel i LK2

$\eta_{\text{tryckhållfasthet längs med fiberriktning,LK2,YVRegel}}$	8,22 %	U-grad, OK!
--	--------	-------------

Utnyttjandegrad för knäckning i z-led för YVRegel i LK2

$\eta_{\text{knäckning,z-led,LK2,YVRegel}}$	24,3 %	Krav uppfylls!
---	--------	----------------

Utnyttjandegrad för skjuvkapacitet i ursparning i pelartop i LK2

$\eta_{\text{skjuvkapacitet,lovi,LK2,YVRegel}}$	4,32 %	U-grad OK!
---	--------	------------

6.3.2 Utnyttjandegrad mot lastkombination: LK6

Lastkombination LK6: *Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast*
Vindlast deltar med kombinations koefficient som övrig nyttolast
Tidklass: Momentan

Utnyttjandegrad för böjhållfasthet för YVRegel i LK6

$\eta_{\text{böjhållfasthet,LK6,YVRegel}}$	7,2 %	U-grad, OK!
--	-------	-------------

Utnyttjandegrad för tryckhållfasthet längs med fiberriktning för YVRegel i LK6

$\eta_{\text{tryckhållfasthet längs med fiberriktning,LK6,YVRegel}}$	10,40 %	U-grad, OK!
--	---------	-------------

Utnyttjandegrad för knäckning i z-led för YVRegel i LK6

$\eta_{\text{knäckning,z-led,LK6,YVRegel}}$	22,8 %	Krav uppfylls!
---	--------	----------------

6.3.3 Utnyttjandegrad mot lastkombination: LK9

Lastkombination LK9: *Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast*
Tidklass: Medellång

Utnyttjandegrad för tryckhållfasthet längs med fiberriktning för YVRegel i LK9

$\eta_{\text{tryckhållfasthet längs med fiberriktning,LK9,YVRegel}}$	14,30 %	U-grad, OK!
--	---------	-------------

Utnyttjandegrad för knäckning i z-led för YVRegel i LK9

$\eta_{\text{knäckning,z-led,LK9,YVRegel}}$	21,3 %	Krav uppfylls!
---	--------	----------------

6.4 Ytterväggens syll

Vald/Erhållen dimension för Syll

48	X	150
----	---	-----

Materialtyp/Hållfasthet

C24

Utnyttjandegrad för tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktning, (stämpeltryck), för anslutning YVRegel-Syll

$\eta_{\text{stämpeltryck,Syll}}$	48,0 %	U-grad, OK!
-----------------------------------	--------	-------------

Utnyttjandegrad för tryckhållfasthet vinkelrätt mot fiberriktning, (stämpeltryck), för anslutning DRegel-Syll

$\eta_{\text{stämpeltryck2,Syll}}$	90,4 %	U-grad, OK!
------------------------------------	--------	-------------

6.5 Ytterväggens Dörregel, Dregel*Dörreglar utförs som dubbla reglar av valt/erhållet tvärsnitt*

Vald/Erhållen dimension för Syll

48	X	150
----	---	-----

Materialtyp/Hållfasthet

C24

6.5.1 Utnyttjandegrad mot lastkombination: LK2**Lastkombination LK2:***Vindlast dominerande nyttolast**Snölast (100%+100%) deltar med kombinations koefficient som övrig nyttolast**Tidklass: Momentan***Utnyttjandegrad för böjhållfasthet för DRegel i LK2**

$\eta_{\text{böjhållfasthet,LK2,DRegel}}$	6,0 %	U-grad, OK!
---	-------	-------------

Utnyttjandegrad för tryckhållfasthet längs med fiberriktning för DRegel i LK2

$\eta_{\text{tryckhållfasthet längs med fiberriktning,LK2,DRegel}}$	11,62 %	U-grad, OK!
---	---------	-------------

Utnyttjandegrad för knäckning i z-led för DRegel i LK2

$\eta_{\text{knäckning,z-led,LK2,DRegel}}$	23,4 %	Krav uppfylls!
--	--------	----------------

6.5.2 Utnyttjandegrad mot lastkombination: LK6

Lastkombination LK6: Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast
Vindlast deltar med kombinations koefficient som övrig nyttolast
Tidklass: Momentan

Utnyttjandegrad för böjhållfasthet för DRegel i LK6

$\eta_{\text{böjhållfasthet,LK6,DRegel}}$	3,6 %	U-grad, OK!
---	-------	-------------

Utnyttjandegrad för tryckhållfasthet längs med fiberriktning för DRegel i LK6

$\eta_{\text{tryckhållfasthet längs med fiberriktning,LK6,DRegel}}$	14,80 %	U-grad, OK!
---	---------	-------------

Utnyttjandegrad för knäckning i z-led för DRegel i LK6

$\eta_{\text{knäckning,z-led,LK6,DRegel}}$	25,7 %	Krav uppfylls!
--	--------	----------------

6.5.3 Utnyttjandegrad mot lastkombination: LK9

Lastkombination LK9: Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast
Tidklass: Medellång

Utnyttjandegrad för tryckhållfasthet längs med fiberriktning för DRegel i LK9

$\eta_{\text{tryckhållfasthet längs med fiberriktning,LK9,DRegel}}$	20,35 %	U-grad, OK!
---	---------	-------------

Utnyttjandegrad för knäckning i z-led för DRegel i LK9

$\eta_{\text{knäckning,z-led,LK9,DRegel}}$	30,4 %	Krav uppfylls!
--	--------	----------------

0.0 Laster som verkar på förstyvande samt stabiliserande konstruktioner

Framtagning av laster som verkar på konstruktionens förstyvande konstruktionsdelar

Redovisning av källor:

RIL 205-1-2009

RIL 201-1-2011

PUUINFO: EC5 SOVELLUSLASKELMA

RIL 244-2007

0.1 Laskombinationer vid dimensionering av förstyvande konstruktioner

Lastkombinationer framtagna i tidigare dokument

Bilaga 1.0

Som dimensionerande lastkombination väljes den lastkombination som anses ha störst effekt på de konstruktionsdelar som har förstyvande funktion.

Bilaga 1.0

Således väljes:

Lastkombination:

$$LK2 = 1,15 \times K_{fi} \times G_{jk} + 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,vind} + 1,5 \times K_{fi} \times \psi_{0,snö} \times Q_{k,snö}$$

Bilaga 1.0

Nyttolaster: Vindlast dominerande nyttolast,
Snölast (100%+100%) deltar med kombinationskoefficienter

Bilaga 1.0

Bilaga 1.0

Tidklass: Momentan

Bilaga 1.0

Grundvärden samt koefficienter för laster

Byggnadens konsekvensklass

Byggnadens konsekvensklass definierad i tidigare dokument, således fås följande:

Bilaga 1.0

Byggnaden som analyseras faller under konsekvensklass 2, d.v.s. CC2

RIL 205-1-2009 (tab 2.1.FI)

K_{fi}	1,0
----------	-----

RIL 205-1-2009 (tab 2.1.FI)

Kombinationskoefficienter för nyttolaster

Kombinations koefficienter definierad i tidigare dokument, således fås följande:

Bilaga 1.0

$\psi_{0,snö}$	0,7
----------------	-----

RIL 205-1-2009 (tab 2.2-FI)

Utgångsvärden för byggnadens form

Erhålls enligt tidigare dokument samt konstruktionsskisser

Bilaga 1.0

h_{byggnad}	6	m
b_{byggnad}	12,5	m
l_{byggnad}	33,5	m

0.2 Laster som verkar på långsida Ytterväggs förstyvande skivor

Definition av förstyvande skivor:

Ytterväggens skivor tänkes förstyva byggnaden mot laster orsakade av vindlast, d.v.s horisontella krafter

Vindlastens grundvärde, ytlast mot ytterväggar p.g.a. Vindlast

Ytlast mot yttervägg p.g.a. Vindlast erhållen i tidigare dokument Laster Penviken [4.0 Vindlast enligt RIL 201-1-2011], och fås här enligt följande:

Bilaga 1.0 [3.0]

$Q_{w,k}$	0,65	kN/m ²
-----------	------	-------------------

Bilaga 1.0 [3.0]

Denna last är erhållen under förhållande då vinden blåser mot byggnadens långsida, d.v.s. Maximal ytlast p.g.a. vindlast som byggnadens ytterväggar kan utsättas för.

Bilaga 1.0 [3.0]

Bilaga 1.0 [3.0]

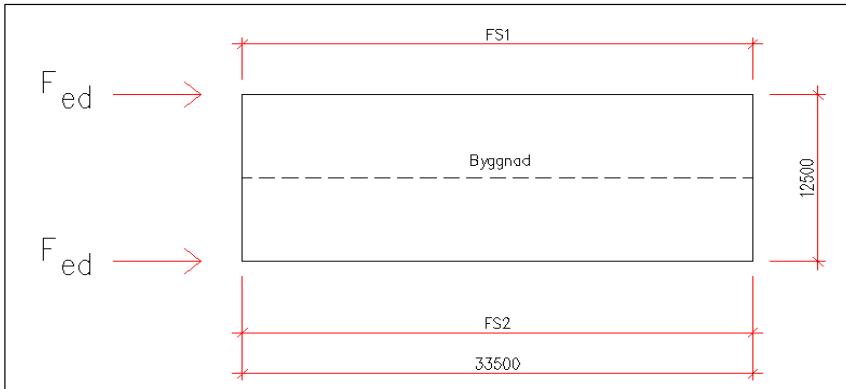
Specifik ytlast p.g.a. Vindlast mot byggnadens yttervägg under förhållande då vinden blåser mot byggnadens kortsida, d.v.s. Gavel, har inte beräknats utan det maximala värdet då vinden blåser mot byggnadens långsida tänkes användas för att vara på den säkrare sidan.

0.2.1 Last på långsida ytterväggens förstyvande sektioner p.g.a. Vindlast mot gavel

Långsidans ytterväggars förstyvande skivkonstruktioner betecknas som: FS1 och FS2, FS = Förstyvande skivor

Definition av lastfördelning för långsidornas förstyvande sektioner:

Last p.g.a. Vindlast mot gavelvägg tänkes fördelas jämnt mellan bägge långsidors väggar i enlighet med följande figur:

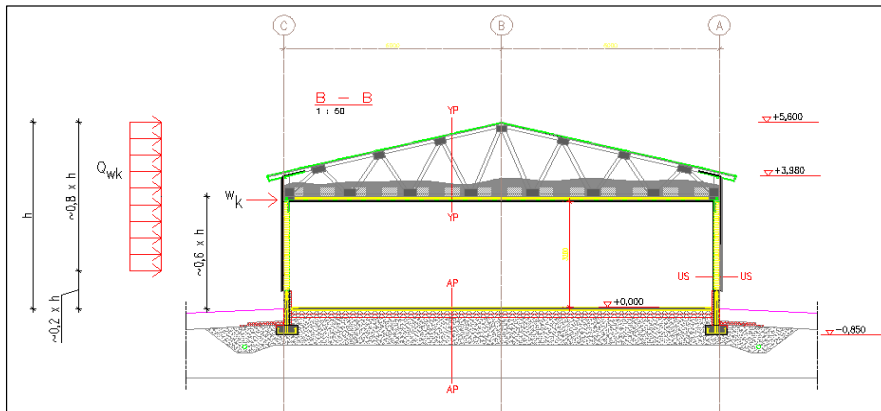


Figur 1. Definition av lasterfördelning på långsida ytterväggars förstyvande sektioner

Linjelast vid ök-yttervägg p.g.a. Ytlast p.g.a. Vindlast mot gavel

Ytlast p.g.a. Av vindlast beräknas om till linjelast, w_k , som verkar i nivå med ÖK-Yttervägg

Definition av linjelast som verkar på förstyvande skivor



Figur 2. Definition linjelasten w_k som verkar vid ök-yttervägg

Bilaga 1.0 [3.0]

Ytlastens verkningsyta är definierad i enlighet med definition för vindlastens resultant enligt tidigare dokument: Laster Penviken [4.0]

Bilaga 1.0 [3.0]

Bilaga 1.0 [3.0]

Utgångsvärden för lastbredder

0,8 x h_byggnad	4,8	m
0,2 x h_byggnad	1,2	m
0,6 x h_byggnad	3,6	m

Linjelast vid ök-gavelyttervägg p.g.a. Ytlast p.g.a. Av vindlast mot gavel

Linjelast vid ök-vägg p.g.a. Ytlast p.g.a. Vindlast erhålls enligt definition för framtagning av denna last från PUUIINFO: EC5 Sovelluslaskelmat: Asuinrakennus [exempel 6]

PUUIINFO: EC5 SA [exempel 6]

Dokumentet: PUUIINFO: EC5 Sovelluslaskelmat: Asuinrakennus, förkortas till: PUUIINFO: EC5 SA, då detta refereras till i fortsättningen

Enligt Puuinfo: EC5 SA [exempel 6] fås följande:

$$w_k = c_f \times q_{k(h)} \times \left(a_1 + \frac{h_1}{2} \right)$$

PUUINFO: EC5 SA [exempel 6]

Formeln omskrivs:

$$w_{k,YV,kortsida} = Q_{w,k} \times \left(a_{\text{ökYV-Taknock}} + \frac{h_{1,\text{öksocckel-ökYV}}}{2} \right)$$

PUUINFO: EC5 SA [exempel 6]

Definition av mått från ök-Ytterväggstomme/Uk-VB till taknock, a_1

Måttet a_1, definieras som måttet från Ök-Ytterväggstomme, d.v.s. Från hammarbandet, till byggnadens taknock

Penviken RAK(DWG)

Detta mått erhålls i enlighet med konstruktionsskisser

Penviken RAK(DWG)

Enligt konstruktionsskiss erhålls följande:

Penviken RAK(DWG)

Mått från Ök-Yvstomme till taknock, a_1

a_ökYV-Taknock	2,4	m	2400	mm
----------------	-----	---	------	----

Definition av Ytterväggstommens höjd, h_YV-stomme

Ytterväggstommens höjd definieras enligt konstruktionsskiss som höjden från uk-syll/ök-socket till ök-hammarband

h_Yvstomme	2750	mm	2,75	m
------------	------	----	------	---

Linjelast p.g.a. Vindlast på ÖK-Yttervägg på byggnadens långsida

w_k,YV,långsida	2,45	kN/m
-----------------	------	------

Last i brukstillstånd p.g.a. vindlast på långsida ytterväggs förstyvande skivor

Som dimensionerande lastkombination väljes:

Bilaga 1.0

Lastkombination:	LK2	Nyttolaster:	Vindlast dominerande nyttolast Snölast (100%+100%), deltar med kombinations koefficient
		Tidsklass:	Momentan

Bilaga 1.0

Bilaga 1.0

Bilaga 1.0

Bilaga 1.0

Definition:

Vindlast mot byggnadens gavel skall tas emot av byggnadens långsidors förstyvande skivor. Lasten tänkes fördelas jämnt mellan de två långsidorna, FS1 samt FS2, d.v.s. En 50%-50% fördelning.

Byggnadsstatik

Byggnadsstatik

Som förklaring till denna definition kan detta falla tolkas som att gavelväggen är fritt upplagd tvåstödsbalk som belastas med en linjelast, där långsidans väggar utgör balkens två stöd, varpå lasterna på långsidans förstyvande väggar erhålls som stödkrafterna vid tvåstödsbalkens respektive stöd.

Byggnadsstatik

Byggnadsstatik

P.g.a. Denna definition erhålls följande:

$$F_{k,Qwk,FS1-FS2} = \frac{w_{k,YV,långsida} \times b_{byggnad}}{2}$$

Byggnadsstatik

Punktlast i brukstillstånd p.g.a. Vindlast mot byggnadens långsidaväggs förstyvande skivor

Fk_Qwk,FS1-FS2	15,34	kN
----------------	-------	----

0.2.1.1 Last p.g.a. Vindlast på långsida ytterväggs förstyvande sektioner i brottsgränstillstånd i LK2

Fås enligt följande:

$$F_{ed,LK2,Qwk,FS1-FS2} = 1,5 \times K_{fi} \times F_{k,Qwk,FS1-FS2}$$

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

Fed_LK2,Qwk,FS1-FS2	23,00	kN
---------------------	-------	----

0.2.2 Last på långsida ytterväggs förstyvande skivor p.g.a. Excentricitet i byggnadens stående element

RIL 244-2007

RIL 201-1-2011

Enligt RIL 244-2007 samt RIL 201-1-2011 kan en horisontell punktlast som verkar på analyserad byggnads längre sidas ök-vägg p.g.a. excentriciteter i konstruktionens stående element erhållas enligt följande:

RIL 244-2007 (A1)

RIL 201-1-2011 [6.5S]

$$H_{ed,LK5,ex,FS1-FS2} = \frac{b_{byggnad}}{l_{byggnad}} \times \frac{P_{ed,tot,LK5,Bbalk}}{150} \geq \frac{P_{ed,tot,LK5,Bbalk}}{250}$$

RIL 244-2007 (A1)

Denna tilläggslast antas endast verka på byggnadens längre sidor, d.v.s. Analyserad byggnads långsida.

RIL 244-2007 (A1)

0.2.2.1 Linjelast i brottsgränstillstånd på Bbalk p.g.a. Snölast samt egenvikter i LK2

Linjelast på Bbalk p.g.a. Snölast på takkonstruktion i brukstillstånd i LK2

Linjelast på Bbalk p.g.a. Snölast erhålls enligt tidigare beräkningar enligt följande:

Bilaga 2 [0.0]

P_k,LK2,Qks,Bbalk	6,72	kN/m
-------------------	------	------

Bilaga 2 [0.0]

Linjelast på Bbalk p.g.a. Bbalk samt VB egenvikt i brukstillstånd i LK2

Linjelast på Bbalk p.g.a.egenvikter erhålls enligt tidigare beräkningar enligt följande:

Bilaga 2 [0.0]

P_k,LK2,Gkjtot,Bbalk	4,86	kN/m
----------------------	------	------

Bilaga 2 [0.0]

Total dimensionerande linjelast på Bbalk i LK2

Total linjelast på Bbalk erhålls enligt tidigare beräkningar enligt följande:

Ped_tot,LK2,Bbalk	11,58	kN/m
-------------------	-------	------

Last på långsida ytterväggs förstyvande konstruktioner p.g.a. Excentricitet i byggnadens stående element

Hed_LK2,ex,FS1-FS2	0,05	kN	46,3	N
--------------------	------	----	------	---

0.2.3. Total punktlast på långsida yttervägg, FS1 samt FS2, förstyvande skivor

Den totala punktlasten som verkar på de förstyvande skivorna i långsida yttervägg, FS1 samt FS2, erhålls som:

$$F_{ed,tot,LK2,FS1-FS2} = F_{ed,LK2,Qwk,FS1-FS2} + H_{ed,LK2,ex,FS1-FS2}$$

Fed_tot,LK2,FS1-FS2	23,05	kN	23050,2	N
---------------------	-------	----	---------	---

0.3 Laster som verkar på kortsida Ytterväggs förstyvande skivor

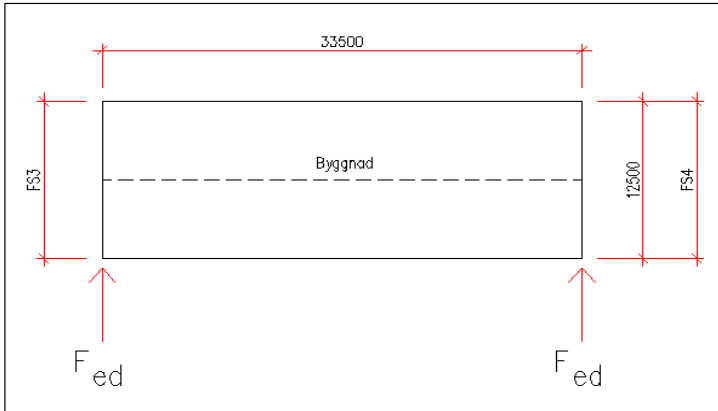
Laster enligt samma definition som i punkt [0.2]

0.0 Laster FS [0.2]

0.3.1 Last på kortsida ytterväggs förstyvande skivor p.g.a. vindlast mot långsida

Definition av lastfördelning:

Last p.g.a. vindlast mot långsida tänkes fördelas jämnt mellan bägge kortsida väggar i enlighet med följande figur:



Figur 3. Definition av lastfördelning för kortsida ytterväggs förstyvande sektioner

Byggnadsstatik

Last p.g.a. Av vindlast mot gavel i långsida ytterväggs förstyvande skivor

Ytlast p.g.a. Av vindlast beräknas om till linjelast, w_k , som verkar i nivå med ÖK-Yttervägg

Definition av last enligt tidigare i punkt [0.2.1]

0.0 Laster FS [0.2.1]

Linjelast p.g.a. Vindlast på ÖK-Yttervägg på byggnadens långsida

$w_{k,YV,kortsida}$	2,45	kN/m
---------------------	------	------

Last i brukstillstånd p.g.a. vindlast på kortsida ytterväggs förstyvande skivor

Som dimensionerande lastkombination väljes:

Bilaga 1

Lastkombination: LK2

Nyttolaster: Vindlast dominerande nyttolast
Snölast (100%+100%),
deltar med kombinations koefficient

Bilaga 1

Bilaga 1

Bilaga 1

Tidsklass: Momentan

Bilaga 1

Definition:

Byggnadsstatik

Byggnadsstatik

Vindlast mot byggnadens långsida skall tas emot av byggnadens kortsidors förstyvande skivor. Lasten tänkes fördelas jämnt mellan de två kortsidorna, FS3 samt FS4, d.v.s. En 50%-50% fördelning.

(Som förklaring till denna definition kan detta falla tolkas som att långsidaväggen är fritt upplagd tvåstödsbalk som belastas med en linjelast, där kortsidans väggar utgör balkens två stöd, varpå lasterna på kortsidaväggs förstyvande väggar erhålls som stödkrafterna vid tvåstödsbalkens respektive stöd.)

Byggnadsstatik

Byggnadsstatik

Byggnadsstatik

P.g.a. Denna definition erhålls följande:

$$F_{k,Qwk,FS3-FS4} = \frac{w_{k,YV,kortsida} \times l_{byggnad}}{2}$$

Byggnadsstatik

Punktlast i brukstillstånd p.g.a. Vindlast mot byggnadens kortsidas förstyvande skivor

$F_{k,Qwk,FS3-FS4}$	41,10	kN
---------------------	-------	----

0.3.1.1 Last p.g.a. Vindlast på kortsida ytterväggs förstyvande skivor i brottsgränstillstånd i LK2

Fås enligt följande:

$$F_{ed,LK2,Qwk,FS3-FS4} = 1,5 \times K_{fi} \times F_{k,Qwk,FS3-FS4}$$

$F_{ed,LK2,Qwk,FS3-FS4}$	61,65	kN
--------------------------	-------	----

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

0.3.2. Total punktlast på kortsida yttervägg, FS3 samt FS4, förstyvande skivor

Den totala punktlasten som verkar på de förstyvande skivorna i kortsida yttervägg, FS3 samt FS4, erhålls som:

$$F_{ed,tot,LK2,FS3-FS4} = F_{ed,LK2,Qwk,FS3-FS4}$$

Fed_tot,LK2,FS3-FS4	61,65	kN	61650,5	N
---------------------	-------	----	---------	---

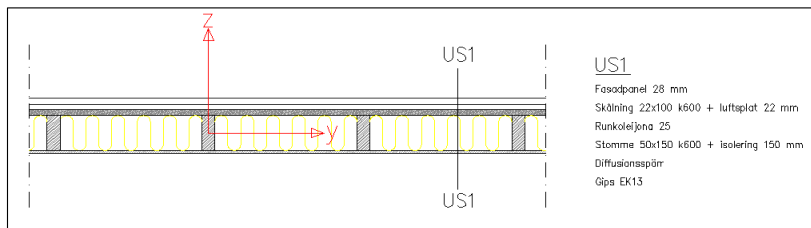
1.0 Dimensionering av förstyvande skivors förband

Redovisning av källor:

RIL 205-1-2009

Ytterväggarnas förstyvandeskivor binds genom infästningar till ytterväggens bärreglar, d.v.s. Ytterväggsreglar/YVRegel

Definition av ytterväggens konstruktion



Figur 4. Konstruktionssnitt över ytterväggens konstruktion

Förstyvnings alternativ för ytterväggarna då skivförstyvning tillämpas

Alternativ 1

Ytterväggens förstyvande skivor utgörs av ytterväggens vindskyddsskivor i form av SK Runkoleijona 25 mm träfiberskiva.

Alternativ 2

Ytterväggens förstyvande skivor utgörs av en kombination av ytterväggens vindskyddsskivor, Runkoleijona 25 mm träfiberskiva, samt ytterväggens inre inredningsskiva, Knauf KEK 13 gipsskiva, alternativt Gyproc GEK 13 gipsskiva

Krav för träbaserade konstruktionsskivor eller av övriga konstruktionsskivor som används i kombination med trä i Finland:

RIL 205-1-2009 [3.5]

RIL 205-1-2009 [3.5]

Kraven erhålls enligt följande:

RIL 205-1-2009 [3.5]

1. Träbaserade skivor skall uppfylla krav i enlighet med EN 13986, som beskriver de krav som ställs på träbaserade konstruktionsskivor

RIL 205-1-2009 [3.5]

RIL 205-1-2009 [3.5]

2. Då skivor av typen träfiber-, gips-, eller cementbaserade skivor analyseras skall dessa dels uppfylla kraven i EC5: EN 1995-1-1 + NA(FI), EN 13986 samt EN 622-4

RIL 205-1-2009 [3.5]

RIL 205-1-2009 [3.5]

Skivor som tänkes användas uppfyller dessa krav

Vidare definition av använda skivor lämplighet med beaktande av krav enligt RIL 205-1-2009

Vidare definition av använda skivors lämplighet med hänsyn till kraven i RIL 205-1-2009 [3.5]

Skiva 1: Vindskyddsskiva Tillverkare: Suomen kuitulevy OY Namn: Runkoleijona 25

Vidare specificering av kraven enligt ovanstående punkter 1. samt 2. för Runkoleijona 25 hittas i följande, av VTT givet, dokument: Dno VTT-RTH-11366-06 Tyyppihyväksyntä

Skiva 2: Inredningsskiva 1 Tillverkare: Gyproc Namn: GEK 13

Vidare specificering av kraven enligt ovanstående punkt 1, för GEK 13 hittas i följande, av VTT givet, dokument: Dno VTT-RTH-07811-08 Tyyppihyväksyntä

Skiva 3: Inredningsskiva 2 Tillverkare: Knauf Namn: KEK 13

Vidare specificering av kraven enligt ovanstående punkt 1, för KEK 13 hittas i följande, av VTT givet, dokument: Dno VTT-RTH-05596-08 Tyyppihyväksyntä

1.1 Dimensionering av förband, skjувbelastat förband, vindskyddsskiva SK Runkoleijona 25

RIL 205-1-2009 [8.3.1]

Infästningar för vindskyddsskiva Runkoleijona 25, betecknas nedan som : FSinf

Tjocklek för vindskyddsskiva, Runkoleijona 25

t_FS,RunkoL	25	mm
-------------	----	----

Krav för infästningar för Runkoleijona 25 enligt tillverkare, Suomen Kuitulevy OY

Suomen Kuitulevy OY Tuulilevyt (PDF)

Minimi dimensioner för infästningsdon:

Då rund maskinspik används: 2,5 x 60
 Då fyrkantig trådspik används: 2,1 x 50
 Då klamrar används: 10 x 50, trådar 1,4 x 1,6 mm²

Max c.c. - avstånd för infästningsdon:

Max c.c. - avstånd: 200 mm

Suomen Kuitulevy OY Tuulilevyt (PDF)

Suomen Kuitulevy OY Tuulilevyt (PDF)
 Suomen Kuitulevy OY Tuulilevyt (PDF)
 Suomen Kuitulevy OY Tuulilevyt (PDF)

Suomen Kuitulevy OY Tuulilevyt (PDF)

Suomen Kuitulevy OY Tuulilevyt (PDF)

Krav för infästningar enligt RIL 205-1-2009 i enlighet med EN 19951-1: EC5

Kraven gäller främst då analys metod A ur RIL 205-1-2009 används

Max c.c.- avstånd för infästningsdon:

Då spikar används: 150 mm
 Då skruvar används: 200 mm

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Infästningens typ samt dimension för infästning av Runkoleijona 25

Vindskyddsskivan tänkes förbindas med hjälp av luft- eller gasdriven spikpistol

Som infästnings typ väljes såldes rund maskinspik av, enligt tillverkarens rekommendation, följande typ:

d _{FSinf}	2,5	mm
L _{FSinf}	60	mm

RIL 205-1-2009 (tab 8.1S.)

RIL 205-1-2009 (tab 8.1S.)

RIL 205-1-2009 (tab 8.1S.)

RIL 205-1-2009 (tab 8.1S.)

1.1.2 Infästningarnas dimensionerande skjvuhållfasthet för förband mellan trävirke och skiva av träfiber, för Runkoleijona 25

Analys av spikförbandets skjvukapacitet enligt RIL 205-1-2009, helt enligt certifierade beräknings direktiv från tillverkaren Suomenkuitulevy OY

Skjvuhållfasthet beräknad enligt tillverkarens direktiv för spikförband för Runkoleijona 25 får tillägsbeteckning: Runkol

Skjvuhållfasthet för spikförband mellan trävirke och träbaserad skiva erhålls enligt tillverkarens direktiv enligt följande:

$$R_{d,FSinfRunkol} = k_{mod,FSinfRunkol} \times \frac{R_{k,FSinfRunkol}}{Y_{M,FSinfRunkol}}$$

SK Runkoleijona (PDF)

SK Runkoleijona (PDF)

SK Runkoleijona (PDF)

SK Runkoleijona (PDF)

SK Runkoleijona (4.2) (PDF)

SK Runkoleijona (4.2) (PDF)

Modifierings koefficient, k_{mod}

Modifierings koefficient, k_{mod}, som beaktar: lastens varaktighet(tidsklass) samt materialets bruksklass fås ur tabell

Modifierings koefficient, k_{mod}, är beroende av följande:

Lastens varaktighet/Tidsklass

Lastens varaktighet är beroende av laskombinationens typ

Lastens varaktighet: Tidsklass: Momentan
 Lastkombination: LK2 (Vindlast dominerande nyttolast,
 Snölast (100%+100%) deltar med kombinationskoefficient)

Bilaga 1

Bilaga 1

Materialets bruksklass

Materialet ifråga befinner sig i YV-konstruktionen som vindskyddskiva

Då materialets relativa fuktighet motsvarar en temperatur på 20 ° C (< 20% relativ fuktighet), samt att den omgivande luftens relativa fuktighet endast överskrider 85% enstaka gånger om året klassas materialet som att tillhöra Bruksklass 2

Materialets bruksklass: Bruksklass 2

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

k_{mod} för porös träfiberskiva, i bruksklass 2 med momentan varaktighet:

Enligt tillverkarens certifierade dokument skall k_{mod} = 1,0 användas då porös träfiberskiva analyseras

k _{mod,FSinfRunkol}	1,0
------------------------------	-----

SK Runkoleijona (s. 6) (PDF)

SK Runkoleijona (s. 6) (PDF)

Partialsäkerhets koefficient för materialets hållfasthet, förband analyseras

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

Fås ur tabell enligt materialet som analyseras, då förband undersökes så skall den partialsäkerhetskoefficient som gäller för det material som till vilket man fäster till användas. Exempelvis då träskiva fästes till träreglar, således används träreglarnas partialsäkerhetskoefficienter.

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI *)
RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI *)
RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI *)

Enligt tillverkarens certifierade dokument så skall partialsäkerhetskoefficient $\gamma_M = 1,25$ användas då porösa träfiberskivor analyseras. Detta p.g.a. Av att brottet inte antas ske i trävirket, utan i själva träfiberskivan

SK Runkoleijona (s. 6) (PDF)
SK Runkoleijona (s. 6) (PDF)

Således används tillverkarens typgodkända och certifierad standard enligt punkt [1.0]

γ_{M1} för porösa träfiberskivor enligt tillverkaren Suomen kuitulevy:

SK Runkoleijona (s. 6) (PDF)

$\gamma_{M,FSinfRunkol}$	1,25
--------------------------	------

SK Runkoleijona (s. 6) (PDF)

Spikförbandets karakteristiska skjuvhållfasthet, Runkoleijona 25

SK Runkoleijona (5.0) (PDF)

Erhålls enligt tillverkarens direktiv ur tabell enligt vald spiktyp

SK Runkoleijona (5.0) (PDF)

Spikar av samma typ som i punkt [1.1] används, således fås följande:

SK Runkoleijona (5.0) (PDF)

Spikarnas karakteristiska skjuvhållfasthet

$R_{k,FSinfRunkol}$	500,0	N	0,500	kN
---------------------	-------	---	-------	----

SK Runkoleijona (5.0) (PDF)

Infästningarnas dimensionerande skjuvhållfasthet för förband mellan trävirke och skiva av trämaterial, Runkoleijona 25, enl. Tillverkarens direktiv

$R_{d,FSinfRunkol}$	400,0	N	0,400	kN
---------------------	-------	---	-------	----

Dimensionerande skjuvhållfasthet för spikförband mellan vindskyddsskiva Runkoleijona 25 samt YVRegel

$F_{f,Rd,FSinfRunkol}$	400,0	N	0,400	kN
------------------------	-------	---	-------	----

1.1.3 Kontroll av skjuvbuckling för förstyvande skivor, Runkoleijona 25

Då förstyvande skivor analyseras enligt Analys metod: A i RIL 205-1-2009 [9.2.4.2], skall skjuvbuckling kontrolleras

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Krav för ifall skjuvbuckling bör analyseras noggrannare:

Ifall det fria c.c.- avståndet mellan den analyserade väggens regelverk uppfyller kravet: $b_{net}/t < 100$, så behöver skjuvbuckling av förstyvande skivor inte analyseras mera ingående

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]
RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Således erhålls följande krav:

$$\frac{b_{net,YVRegel}}{t_{FS}} \leq 100$$

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Måttet, $b_{net,YVRegel}$

Måttet b_{net} , erhålls enligt definitionen ovan som det fria c.c.-måttet mellan ytterväggens regelverk

$$b_{net,YVRegel} = c \cdot c_{YVRegel} - b_{YVRegel}$$

c/c-avstånd för YVRegel

Definerat i tidigare dokument

Bilaga 2 [4.0]

$c.c_{YVRegel}$	600	mm
-----------------	-----	----

Bilaga 2 [4.0]

YVRegelns bredd

Definerat i tidigare dokument

Bilaga 2 [4.0]

$b_{YVRegel}$	48	mm
---------------	----	----

Bilaga 2 [4.0]

Måttet, b_{net}

$b_{net,YVRegel}$	552	mm
-------------------	-----	----

Krav för analys av skjuvbuckling för förstyvande skivor, Runkoleijona 25

$$\frac{b_{net,YVRegel}}{t_{FS,Runkol}} \leq 100$$

22,08	≤	100
-------	---	-----

Krav uppfylls! Skjuvbuckling behöver inte kontrolleras

1.2 Dimensionering av förband, Skjuvbelastat förband, inredningsskiva Gyproc GEK 13

Analys av skruvförbandets skjuvkapacitet enligt RIL 205-1-2009, helt enligt certifierade beräknings direktiv från tillverkaren Gyproc

GYPROC Suunnitteluohjeet
GYPROC Suunnitteluohjeet

Infästningar för inredningsskiva GEK 13, betecknas nedan som: FSinfGEK

Tjocklek för inredningsskiva, Gyproc GEK 13

t _{FS,GEK}	13	mm
---------------------	----	----

Infästningens typ samt dimension för infästning av GEK 13

Inredningsskivan tänkes förbindas till träreglar m.hj.a. Skruvdragare

Som infästnings typ väljes Universalskruv/yleisruuvi

Som skruv tänkes användas Gyprocs typpgodkända skivskruvar för trästommar:

GYPROC Suunnitteluohjeet

Vald skruvtyp: **Gyproc QMST 32** **3,8 x 32**

GYPROC Suunnitteluohjeet

d _{FSinfGEK}	3,8	mm
L _{FSinfGEK}	32	mm

GYPROC Suunnitteluohjeet
GYPROC Suunnitteluohjeet

1.2.1 Infästningarnas dimensionerande skjuvhållfasthet för förband mellan trävirke och skiva av gipsmaterial

Dimensionerande skjuvkapacitet för infästningar analyseras enligt Gyprocs direktiv enligt följande principer

Då skruvförband av typen skjuvbelastade skruvar av typ Universalskruv/yleisruuvi analyseras erhålls följande krav:

RIL 205-1-2009 [8.7.1.1S]
RIL 205-1-2009 [8.7.1.1S]

1. Då analyserad Universalskravs diameter överskrider 6 mm, d.v.s. $d > 6$ mm, så skall erhålls skruvens dimensionerande skjuvhållfasthet enligt RIL 205-1-2009 [8.5.1]

RIL 205-1-2009 [8.7.1.1S]
RIL 205-1-2009 [8.7.1.1S]

2. Då analyserad Universalskravs diameter underskrider 6 mm, d.v.s. $d < 6$ mm, så erhålls skruvens dimensionerande skjuvhållfasthet enligt RIL 205-1-2009 [8.3.1]

RIL 205-1-2009 [8.7.1.1S]
RIL 205-1-2009 [8.7.1.1S]

Krav för val av analys metod:

$$d_{FSinfGEK} \leq 6 \text{ mm}$$

3,8	≤	6,0
-----	---	-----

RIL 205-1-2009 [8.7.1.1S]

Skruv analyseras enligt RIL 205-1-2009 [8.3.1]

Ur kraven erhålls att skruven analyseras enligt samma princip som profilerade runda spikar, enligt punkt [8.3.1]

RIL 205-1-2009 [8.7.1.1S]

Således erhålls skruvförbandets skjuvhållfasthet enligt:

RIL 205-1-2009 [8.3.1.3]
RIL 205-1-2009 (8.5.8S)

$$R_{d,FSinfGEK} = \frac{k_{mod,FSinfGEK} \times R_{k,FSinfGEK}}{\gamma_{M,FSinfGEK}}$$

RIL 205-1-2009 (8.0.1S)

Modifierings koefficient, k_{mod}

RIL 205-1-2009 [3.]

Modifierings koefficient, k_{mod}, som beaktar: lastens varaktighet(tidsklass) samt materialets bruksklass fås ur tabell

RIL 205-1-2009 (tab 3.1)
RIL 205-1-2009 (tab 3.1)

Modifierings koefficient, k_{mod}, är beroende av följande:

Lastens varaktighet/Tidsklass

Lastens varaktighet är beroende av laskombinationens typ

Bilaga 1

Lastens varaktighet: Tidsklass: *Momentan*
Lastkombination: *LK2 (Vindlast dominerande nyttolast, Snölast (100%+100%) deltar med kombinationskoefficient)*

Bilaga 1

Materialets bruksklass

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Materialet ifråga befinner sig på YV-konstruktionen insida som inredningsskiva

Då materialets relativa fuktighet motsvarar en temperatur på 20 ° C (< 20% relativ fuktighet), samt att den omgivande luftens relativa fuktighet endast överskrider 85% enstaka gånger om året klassas materialet som att tillhöra Bruksklass 2

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Materialets bruksklass: **Bruksklass 2**

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

k_{mod} för gipsskivor, i bruksklass 1 samt då lastens varaktighet är momentan:

RIL 205-1-2009 [tab 3.1]

k _{mod} ,F _{sinf} GEK	1,0
---	-----

RIL 205-1-2009 [tab 3.1]

Partialsäkerhets koefficient för materialets hållfasthet, förband analyseras

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

Fås ur tabell enligt materialet som analyseras, då förband undersökes så skall den partialsäkerhetskoefficient som gäller för det material som till vilket man fäster till användas. Exempelvis då träskiva fästes till träreglar, således används träreglarnas partialsäkerhetskoefficienter.

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI *)

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI *)

Enligt tillverkarens certifierade dokument så skall partialsäkerhetskoefficient $\gamma_M = 1,25$ användas då gipsskivor analyseras. Detta p.g.a. Av att brottet inte antas ske i trävirket, utan i själva gipsskivan

GYPROC Suunnitteluohjeet

GYPROC Suunnitteluohjeet

Således används tillverkarens typgodkända och certifierad standard

GYPROC Suunnitteluohjeet

Partialsäkerhetskoefficient för gipsskivor:

GYPROC Suunnitteluohjeet

γ_M ,F _{sinf} GEK	1,25
-----------------------------------	------

GYPROC Suunnitteluohjeet

GYPROC Suunnitteluohjeet

Skruvförbandets karakteristiska skjuvhållfasthet

GYPROC Suunnitteluohjeet

Karakteristisk skjuvhållfasthet erhålls enligt tabell enligt vald skruvtyp

GYPROC Suunnitteluohjeet (tab. 3.1)

Enligt vald skruvtyp i punkt [1.2] erhålls följande:

R _k ,F _{sinf} GEK	650,0	N	0,650	kN
---------------------------------------	-------	---	-------	----

Infästningarnas dimensionerande skjuvhållfasthet för förband mellan trävirke och skiva av gipsmaterial

R _d ,F _{sinf} GEK	520,0	N	0,520	kN
---------------------------------------	-------	---	-------	----

1.2.2 Förstyvande skivors skruvförbands dimensionerande skjuvhållfasthet, GEK 13

De förstyvande skivornas skruvförbands dimensionerande skjuvhållfasthet erhålls enligt följande:

$$F_{f,Rd,FsinfGEK} = R_{d,FsinfGEK}$$

Förstyvande skivors skruvförbands dimensionerande skjuvhållfasthet, inredningsskiva GEK 13

F _{f,Rd} ,F _{sinf} GEK	520,0	N	0,520	kN
--	-------	---	-------	----

1.3 Dimensionering av förband, Skjuvbelastat förband, inredningsskiva Knauf KEK 13

Knauf laskentaohje ECS (PDF)

Analys av skruvförbandets skjuvkapacitet enligt RIL 205-1-2009, helt enligt certifierade beräknings direktiv från tillverkaren Knauf

Knauf laskentaohje ECS (PDF)

Dimensionerande skjuvhållfasthet för förband erhålls enligt tillverkarens direktiv enligt följande:

Knauf laskentaohje ECS (PDF)

$$R_{d,FsinfKEK} = \frac{R_{k,FsinfKEK}}{\gamma_{M,FsinfKEK}}$$

Knauf laskentaohje ECS (PDF)

Karakteristisk skjuvhållfasthet för förband

Förbandets karakteristiska skjuvhållfasthet erhålls enligt tillverkarens certifierade direktiv ur tabell då följande parametrar är kända:

Knauf laskentaohje ECS (PDF)

1. Typ av skiva

Knauf laskentaohje EC5 (PDF)

2. Typ av förband

Skruv-, spik-, eller klammerförband

Knauf laskentaohje EC5 (PDF)

3. Dimension samt typ av infästning

Knauf laskentaohje EC5 (PDF)

4. Materialets bruksklass

Knauf laskentaohje EC5 (PDF)

Typ av skiva som används

Knauf laskentaohje EC5 (PDF)

Skivan som används skall fungera som inredningskiva, samt därtill som förstyvande skiva

Knauf laskentaohje EC5 (PDF)

Således väljes:

Knauf KEK 13

Knauf laskentaohje EC5 (PDF)

Typ av förband som används

Knauf laskentaohje EC5 (PDF)

Inredningsskivan tänkes förbindas med skruvar till träreglar m.hj.a. Skruvdragare

Som förbands typ väljes:

Skruvförband

Knauf laskentaohje EC5 (PDF)

Infästningens typ samt dimension för KEK 13

Knauf laskentaohje EC5 (tab 4) (PDF)

Som skruv tänkes användas Knaufs typgodkända skivskruvar för trästommar:

Knauf laskentaohje EC5 (tab 4) (PDF)

Vald skruvtyp:

HiLo KLR**φ8 3,9 x 32**

Knauf laskentaohje EC5 (tab 4) (PDF)

d _{FSinfKEK}	3,9	mm
L _{FSinfKEK}	32	mm

Knauf laskentaohje EC5 (tab 4) (PDF)

Knauf laskentaohje EC5 (tab 4) (PDF)

Materialets bruksklass

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Materialet ifråga befinner sig på VV-konstruktionen insida som inredningsskiva

Då materialets relativa fuktighet motsvarar en temperatur på 20 °C (< 20% relativ fuktighet), samt att den omgivande luftens relativa fuktighet endast överskrider 85% enstaka gånger om året klassas materialet som att tillhöra Bruksklass 2

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Materialets bruksklass:

Bruksklass 2

RIL 205-1-2009 [2.3.1.3]

Infästningarnas karakteristiska skjuvhållfasthet för förband mellan trävirke och skiva av gipsmaterial

Knauf laskentaohje EC5 (tab 4) (PDF)

Då vald skruvtyp samt skivtyp analyseras i Bruksklass 1, erhålls ur tabell:

Knauf laskentaohje EC5 (tab 4) (PDF)

R _{k,FSinfKEK}	650	N	0,65	kN
-------------------------	-----	---	------	----

Knauf laskentaohje EC5 (tab 4) (PDF)

Partialsäkerhets koefficient för materialets hållfasthet, förband analyseras

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI)

Fås ur tabell enligt materialet som analyseras, då förband undersökes så skall den partialsäkerhetskoefficient som gäller för det material som till vilket man fäster till användas. Exempelvis då träskiva fästes till träreglar, således används träreglarnas partialsäkerhetskoefficienter.

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI *)

RIL 205-1-2009 (tab 2.10-FI *)

Enligt tillverkarens certifierade dokument så skall partialsäkerhetskoefficient $\gamma_M = 1,3$ användas då gipsskivor analyseras. Detta p.g.a. Av att brottet inte antas ske i trävirket, utan i själva gipsskivan

Knauf laskentaohje

Knauf laskentaohje

Således används tillverkarens typgodkända och certifierad standard

Knauf laskentaohje

Partialsäkerhetskoefficient för gipsskivor:

Knauf laskentaohje

$\gamma_{M,FSinfKEK}$	1,3
-----------------------	-----

Knauf laskentaohje

Infästningarnas dimensionerande skjuvhållfasthet för förband mellan trävirke och skiva av gipsmaterial

R _{d,FSinfKEK}	500	N	0,5	kN
-------------------------	-----	---	-----	----

1.3.1 Förstyvande skivors skruvförbands dimensionerande skjuvhållfasthet, KEK 13

De förstyvande skivornas skruvförbands dimensionerande skjuvhållfasthet erhålls enligt följande:

$$F_{f,Rd,FSinfKEK} = R_{d,FSinfKEK}$$

Förstyvande skivors skruvförbands dimensionerande skjuvhållfasthet, inredningsskiva KEK 13

F _{f,Rd,FSinfKEK}	500,0	N	0,650	kN
----------------------------	-------	---	-------	----

2.0 Dimensionering av långsida ytterväggs förstyvande konstruktioner: FS1 samt FS2

Redovisning av källor:
RIL 205-1-2009 [9.2.4]

Dimensionering av förstyvande konstruktioner i byggnadens långsida ytterväggar

Förstyvnings alternativ 2 enligt punkt [1.0] undersökes:

Ytterväggens förstyvande konstruktion utgörs av ytterväggens vindskyddsskiva Runkoleijona 25 samt ytterväggens inredningsskiva Knauf KEK 13, (eller eventuellt Gyproc GEK 13)

1.0 DIM Förband, FS

1.0 DIM Förband, FS
1.0 DIM Förband, FS

2.0.1 Dimensionering av långsida ytterväggs, FS1, förstyvande skivor. A, RIL 205-1-2009

RIL 205-1-2009 [9.2.4]
RIL 205-1-2009 [9.2.4]

Vid dimensionering av byggnadens förstyvande skivor används analys metod: A ur RIL 205-1-2009, (förenklad analysmetod för förstyvande konstruktioner)

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]
RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Krav för att metod A skall kunna användas:

1. Den analyserade förstyvande konstruktionen/väggen skall bestå av sektioner som binds till varandra m.h.j.a. Skivor

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

2. c.c - avståndet mellan fastsättnings don skall vara enhetligt

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

3. De analyserade skivornas bredd är minst $h/4$, förstyvande sektioners minimi bredd är minst $h/4$

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

4. Sektioner som innehåller hål för exempelvis fönster analyseras inte som att bidra till väggens förstyvande kapacitet

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

5. Sektioner vars höjd underskrider ytterväggens höjd, h , analyseras inte som att bidra till väggens förstyvande kapacitet

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Krav nummer 3 ger minimi bredd för de sektioner som kan tolkas som att bidra till analyserad väggs totala förstyvande kapacitet

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Minimi bredd för förstyvande sektion

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Kravet gäller för hela ytterväggs konstruktionen, då sektioner mellan Hband och Syll analyseras

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

$$b_{i,FS,min} = \frac{h_{yV, stomme}}{4}$$

Ytterväggstommen höjd

Ytterväggstommen höjd erhålls som höjden från UK-Syll till ÖK-Hband

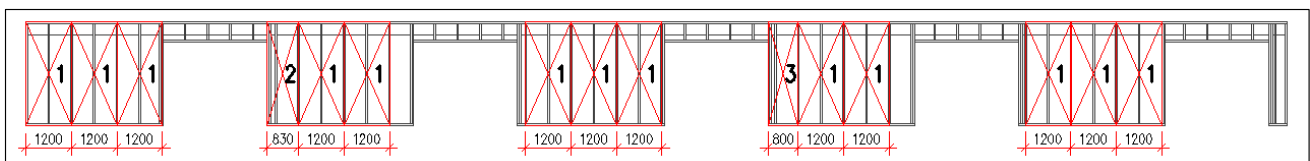
h_yV,stomme	2750	mm	2,75	m
-------------	------	----	------	---

Minimi bredd för förstyvande sektion

b_i,FS,min	687,5	mm
------------	-------	----

2.0.2 Definition av Långsida yttervägg, FS1, konstruktion, sektioner samt förstyvande skivor

Ytterväggstomme indelas i förstyvande sektioner i enlighet med ovanstående krav m.h.j.a. Konstruktions skiss, sektionindelning gäller för både yttre och inre sida



Figur 5. Definition av förstyvande sektioner i FS1

De förstyvande sektionerna som bidrar med förstyvning numreras enligt deras bredd, onummerade sektioner underskrider kravet $b_{i,FS,min}$ och deltar inte med någon förstyvande verkan

Enligt figur 5 samt erhålls följande sektionstyper i FS1:

Förstyvande sektioner betecknas med: S

b_FS1,S1	1200	mm
----------	------	----

Sektion med full skivbredd

b_FS1,S2	830	mm
----------	-----	----

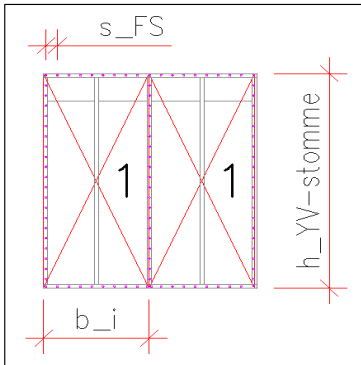
Sektion med kapad bredd

b_FS1,S3	800	mm
----------	-----	----

Sektion med kapad bredd

Ytterväggens förstyvande skivor samt infästningar

Definition av mått för ytterväggens förstyvande skivor samt infästning enligt följande figur:



Figur 6. Definition av mått för FS

2.0.3 C.C.-avstånd för infästningar

Kraven för c.c.-avstånd för infästningar enligt RIL 205-1-2009 samt tillverkaren:

Max c.c.- avstånd för infästningsdon för Runkoleijona 25:

Då spikar används: 150 mm

Då skruvar används: 200 mm

Max c.c. -avstånd för infästningsdon för Knauf KEK 13

Då skruvar används: 200 mm

Således fås följande:

Vald c.c.-avstånd för infästningar för vindskyddsskiva, Runkoleijona 25:

s_FSinfRunkol	75	mm	0,075	m
---------------	----	----	-------	---

Vald c.c.-avstånd för infästningar för inredningsskiva, Knauf KEK 13:

s_FSinfKEK	150	mm	0,15	m
------------	-----	----	------	---

2.1 Kontroll av skjuvkapacitet för yttre förstyvningsskiva, vindskyddsskiva: Runkoleijona 25 för FS1

Skjuvkapacitet för förstyvande sektion då SK Runkoleijona 25 används analyseras enligt tillverkarens certifierade direktiv

Skjuvkapacitet för förstyvande sektion är baserad på RIL 205-1-2009 [9.2.4.2], Analys Metod : A , med tillverkarens tillämpade direktiv

Först analyseras skjuvkapaciteten för den yttreförstyvande skivan: Runkoleijona 25

Förstyvningssprincip samt skjuvkapacitet för en förstyvande vägg bestående av flera sektioner enligt RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Väggens indelade sektioner tänkes verka tillsammans som en förstyvande helhet

Den totala skjuvkapaciteten för den yttreförstyvningen således enligt följande:

$$F_{v,R,d,FS1,Runkol} = \sum F_{v,i,R,d,FS1,Runkol}$$

Suomen Kuitulevy TUULENSUOJALEVY
RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]
Suomen Kuitulevy TUULENSUOJALEVY
RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]
Suomen Kuitulevy TUULENSUOJALEVY
RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]
Suomen Kuitulevy TUULENSUOJALEVY

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]
Knauf Oy
RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]
Knauf Oy

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]
RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Suomen Kuitulevy TUULENSUOJALEVY

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 (9.20)
Suomen Kuitulevy TUULENSUOJALEVY

Skjuvkapaciteten för en specifik väggsektion erhålls enligt tillverkare samt RIL enligt:

RIL 205-1-2009 (9.21)

Suomen Kuitulevy TUULENSUOJALEVYT

$$F_{v,i,R,d,FS1,Runkol} = \frac{F_{f,Rd,FSinfRunkol} \times b_{FS1,i} \times c_{FS1,i}}{S_{FSinfRunkol}}$$

2.1.1 Dimensionerande Skjuvkapacitet för FS1, förstyvande sektion 1: S1

Skjuvkapacitet för förstyvande sektion: S1, erhålls enligt följande:

$$F_{v,S1,Rd,FS1,Runkol} = \frac{F_{f,Rd,FSinfRunkol} \times b_{FS1,S1} \times c_{FS1,S1}}{S_{FSinfRunkol}}$$

RIL 205-1-2009 (9.21)

Suomen Kuitulevy TUULENSUOJALEVYT

Dimensionerande Skjuvkapacitet för spikförband mellan Runkoleijona 25 samt YVRegel

Erhålls enligt tidigare dimensionering av förband i punkt [1.0]

1.0 DIM Förband, FS

$F_{f,Rd,FSinfRunkol}$	400,0	N	0,400	kN
------------------------	-------	---	-------	----

1.0 DIM Förband, FS

Modifierings koefficient, c_i , som beaktar förhållandet mellan den förstyvande skivans bredd samt höjd

RIL 205-1-2009 (9.22)

Modifierings faktor, c_i , fås enligt följande definition:

RIL 205-1-2009 (9.22)

$$c_i = \begin{cases} 1 & \text{då } b_i \geq \frac{h_{YVstomme}}{2} \\ \frac{2 \times b_i}{h_{YVstomme}} & \text{då } b_i < \frac{h_{YVstomme}}{2} \end{cases}$$

RIL 205-1-2009 (9.22)

Analys av krav för modifierings koefficient, c_i

Enligt vald skivtyp kan en förstyvande väggsektions bredd, b_i , maximalt vara den fulla fabriksbredden för en förstyvande skiva, således erhålls följande:

Suomen Kuitulevy TUULENSUOJALEVYT

$$b_{i,max} = 1200 \text{ mm}$$

Suomen Kuitulevy TUULENSUOJALEVYT

$b_{i,max}$	1200	mm
-------------	------	----

Suomen Kuitulevy TUULENSUOJALEVYT

Kontroll av krav för modifierings koefficient, c_i

Enligt ovanstående konklusion erhålls följande:

$$c_i = 1 \quad \text{då } b_{i,max} \geq \frac{h_{YVstomme}}{2}$$

1200	≥	1375
------	---	------

Krav uppfylls inte! Formel används inte

$$c_i = \frac{2 \times b_i}{h_{YVstomme}} \quad \text{då } b_{i,max} < \frac{h_{YVstomme}}{2}$$

1200	<	1375
------	---	------

Krav uppfylls! Formel används

Enligt erhållna krav fås följande formel för modifierings koefficient, c_i :

RIL 205-1-2009 (9.22)

$$c_i = \frac{2 \times b_i}{h_{YVstomme}}$$

RIL 205-1-2009 (9.22)

Denna koefficient gäller för alla förstyvande sektioner då Ytterväggsstommen höjd är konstant, oavsett sektionens bredd

Modifierings koefficient, c_i , i FS1 för förstyvande sektion: S1

RIL 205-1-2009 (9.22)

Erhålls enligt följande:

$$c_{FS1,S1} = \frac{2 \times b_{FS1,S1}}{h_{YVstomme}}$$

RIL 205-1-2009 (9.22)

$c_{FS1,S1}$	0,873
--------------	-------

Dimensionerande Skjuvkapacitet för FS1, förstyvande sektion 1: S1

$F_{v,S1,Rd,FS1,Runkol}$	5585,5	N	5,59	kN
--------------------------	--------	---	------	----

2.1.2 Dimensionerande Skjuvkapacitet för FS1, förstyvande sektion 2: S2

Skjuvkapacitet för förstyvande sektion: S2, erhålls enligt följande:

$$F_{v,S2,Rd,FS1,Runkol} = \frac{F_{f,Rd,FS1,Runkol} \times b_{FS1,S2} \times c_{FS1,S2}}{S_{FS1,Runkol}}$$

RIL 205-1-2009 (9.21)

Suomen Kuitulevy TUULENSUOJALEVY

Modifierings koefficient, c_i , i FS1 för förstyvande sektion: S2

RIL 205-1-2009 (9.22)

Fås enligt följande formel:

$$c_{FS1,S2} = \frac{2 \times b_{FS1,S2}}{h_{VVstomme}}$$

RIL 205-1-2009 (9.22)

c_FS1,S2	0,604
----------	-------

Dimensionerande Skjuvkapacitet för FS1, förstyvande sektion 1: S2

F_v,S2,Rd,FS1,Runkol	2672,1	N	2,67	kN
----------------------	--------	---	------	----

2.1.3 Dimensionerande Skjuvkapacitet för FS1, förstyvande sektion 3: S3

Skjuvkapacitet för förstyvande sektion: S3, erhålls enligt följande:

$$F_{v,S3,Rd,FS1,Runkol} = \frac{F_{f,Rd,FS1,Runkol} \times b_{FS1,S3} \times c_{FS1,S3}}{S_{FS1,Runkol}}$$

RIL 205-1-2009 (9.21)

Suomen Kuitulevy TUULENSUOJALEVY

Modifierings koefficient, c_i , i FS1 för förstyvande sektion: S3

RIL 205-1-2009 (9.22)

Fås enligt följande formel:

$$c_{FS1,S3} = \frac{2 \times b_{FS1,S3}}{h_{VVstomme}}$$

RIL 205-1-2009 (9.22)

c_FS1,S3	0,582
----------	-------

Dimensionerande Skjuvkapacitet för FS1, förstyvande sektion 1: S3

F_v,S3,Rd,FS1,Runkol	2482,4	N	2,48	kN
----------------------	--------	---	------	----

2.1.4 Total dimensionerande skjuvkapacitet för yttre förstyvningsskiva, Runkoleijona 25

Den totala skjuvkapaciteten för den yttreförstyvningen erhålls enligt följande:

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

$$F_{v,Rd,FS1,Runkol} = \sum F_{v,i,Rd,FS1,Runkol}$$

RIL 205-1-2009 (9.20)

Suomen Kuitulevy TUULENSUOJALEVY

De förstyvande sektionerna deltar med sin skjuvkapacitet enligt antal sektioner enligt följande:

RIL 205-1-2009 (9.20)

Suomen Kuitulevy TUULENSUOJALEVY

$$F_{v,Rd,FS1,Runkol} = F_{v,S1,Rd,FS1,Runkol} \times \text{antal}_{S1} + F_{v,S2,Rd,FS1,Runkol} \times \text{antal}_{S2} + F_{v,S3,Rd,FS1,Runkol} \times \text{antal}_{S3}$$

Antal sektioner av respektive bredd

Erhålls enligt definition i figur 5 enligt följande:

Antal S1:

antal_S1	13	st
----------	----	----

Antal S2:

antal_S2	1	st
----------	---	----

Antal S3:

antal_S3	1	st
----------	---	----

Total dimensionerande skjuvkapacitet för yttre förstyringskiva, Runkoleijona 25 för FS1

F_v,Rd,FS1,Runkol	77765,4	N	77,8	kN
-------------------	---------	---	------	----

2.2 Kontroll av skjuvkapacitet för inre förstyringskiva, inredningskiva KEK 13 för FS1

Skjuvkapacitet för förstyrande sektion då Knauf KEK 13 används analyseras enligt tillverkarens certifierade direktiv

Knauf Oy

Skjuvkapacitet för förstyrande sektion är baserad på RIL 205-1-2009 [9.2.4.2], Analys Metod : A , med tillverkarens tillämpade direktiv

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Skjuvkapaciteten för den inreförstyrande skivan: KEK 13 analyseras

Förstyrningsprincip samt skjuvkapacitet för en förstyrande vägg bestående av flera sektioner enligt RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Väggens indelade sektioner tänkes verka tillsammans som en förstyrande helhet

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Den totala skjuvkapaciteten för den inreförstyrningen således enligt följande:

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

$$F_{v,R,d,FS1,KEK} = \sum F_{v,i,R,d,FS1,KEK}$$

RIL 205-1-2009 (9.20)
Knauf Oy

Skjuvkapaciteten för en specifik väggsektion erhålls enligt tillverkare samt RIL enligt:

RIL 205-1-2009 (9.21)
Knauf Oy

$$F_{v,i,R,d,FS1,KEK} = \frac{F_{f,Rd,FS1,KEK} \times b_{FS1,i} \times c_{FS1,i}}{S_{FS1,KEK}}$$

RIL 205-1-2009 (9.21)
Knauf Oy

2.2.1 Dimensionerande Skjuvkapacitet för FS1, förstyrande sektion 1: S1

Skjuvkapacitet för förstyrande sektion: S1, erhålls enligt följande:

$$F_{v,S1,Rd,FS1,KEK} = \frac{F_{f,Rd,FS1,KEK} \times b_{FS1,S1} \times c_{FS1,S1}}{S_{FS1,KEK}}$$

RIL 205-1-2009 (9.21)
Knauf Oy

Dimensionerande Skjuvkapacitet för spikförband mellan KEK 13 samt YVRegel

1.0 DIM Förband, FS

Erhålls enligt tidigare dimensionering av förband i punkt [1.0]

1.0 DIM Förband, FS

F_f,Rd,FsinfKEK	500,0	N	0,500	kN
-----------------	-------	---	-------	----

Modifierings koefficient, c_i, som beaktar förhållandet mellan den förstyrande skivans bredd samt höjd

RIL 205-1-2009 (9.22)
Knauf Oy

Modifierings koefficient defineras enligt samma princip som i punkt [2.1.1] för FS1

2.0 DIM FS1, FS2 [2.1.1]

Dimensionerande Skjuvkapacitet för FS1, förstyrande sektion 1: S1

F_v,S1,Rd,FS1,KEK	3490,9	N	3,49	kN
-------------------	--------	---	------	----

2.2.2 Dimensionerande Skjuvkapacitet för FS1, förstyrande sektion 2: S2

Skjuvkapacitet för förstyrande sektion: S2, erhålls enligt följande:

$$F_{v,S2,Rd,FS1,Runkol} = \frac{F_{f,Rd,FS1,KEK} \times b_{FS1,S2} \times c_{FS1,S2}}{S_{FS1,KEK}}$$

RIL 205-1-2009 (9.21)
Knauf Oy

Modifierings koefficient, c_i , som beaktar förhållandet mellan den förstyvande skivans bredd samt höjd

RIL 205-1-2009 (9.22)

Knauf Oy

Modifierings koefficient defineras enligt samma princip som i punkt [2.1.1] för FS2

2.0 DIM FS1, FS2 [2.1.2]

Dimensionerande Skjuvkapacitet för FS1, förstyvande sektion 1: S2

$F_{v,S2,Rd,FS1,KEK}$	1670,1	N	1,67	kN
-----------------------	--------	---	------	----

2.2.3 Dimensionerande Skjuvkapacitet för FS1, förstyvande sektion 3: S3

Skjuvkapacitet för förstyvande sektion: S3, erhålls enligt följande:

$$F_{v,S3,Rd,FS1,KEK} = \frac{F_{f,Rd,FS1,KEK} \times b_{FS1,S3} \times c_{FS1,S3}}{S_{FS1,KEK}}$$

RIL 205-1-2009 (9.21)

Knauf Oy

Modifierings koefficient, c_i , i FS1 för förstyvande sektion: S3

RIL 205-1-2009 (9.22)

Modifierings koefficient defineras enligt samma princip som i punkt [2.1.1] för FS3

2.0 DIM FS1, FS2 [2.1.3]

Dimensionerande Skjuvkapacitet för FS1, förstyvande sektion 1: S3

$F_{v,S3,Rd,FS1,KEK}$	1551,5	N	1,55	kN
-----------------------	--------	---	------	----

2.2.4 Total dimensionerande skjuvkapacitet för inreförstyvningskiva, KEK 13

Den totala skjuvkapaciteten för den yttreförstyvnigen erhålls enligt följande:

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

$$F_{v,Rd,FS1,KEK} = \sum F_{v,i,Rd,FS1,KEK}$$

RIL 205-1-2009 (9.20)

Knauf Oy

De förstyvande sektionerna deltar med sin skjuvkapacitet enligt antal sektioner enligt följande:

$$F_{v,Rd,FS1,KEK} = F_{v,S1,Rd,FS1,KEK} \times antal_{S1} + F_{v,S2,Rd,FS1,KEK} \times antal_{S2} + F_{v,S3,Rd,FS1,KEK} \times antal_{S3}$$

RIL 205-1-2009 (9.20)

Knauf Oy

Total dimensionerande skjuvkapacitet för inre förstyvningsskiva, KEK 13 för FS1

$F_{v,Rd,FS1,KEK}$	48603,4	N	48,6	kN
--------------------	---------	---	------	----

2.3 Total dimensionerande skjuvkapacitet/förstyvningskapacitet för FS1

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Förstyvnings alternativ 2 undersökes, d.v.s. Att ytterväggens förstyvning utgörs av den yttre vindskyddsskivan Runkoleijona 25, samt den inre inredningsskivan KEK 13, som fungerar tillsammans för att bilda en styv helhet.

Då förstyvande väggkonstruktion med förstyvande skivor på väggens bägge sidor undersökes erhålls följande regler för den kombinerade skjuvkapaciteten:

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Kapacitetskombinering: 1.

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Om skivorna samt infästningarna är av samma mått samt typ så erhålls väggens totala skjuvkapacitet som summan av den inre skivans- samt den yttre skivans totala skjuvkapacitet enligt följande definition:

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

$$F_{v,Rd,FS1,tot} = F_{v,Rd,FS1,inreskiva} + F_{v,Rd,FS1,yttreskiva}$$

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Kapacitetskombinering: 2.

Om skivor av olika typ används, men infästningarnas förskjutningsfaktor är samma, kan man anse att den svagare skivan bidrar med $\approx 75\%$ av sin skjuvkapacitet. I detta fall erhålls väggens totala skjuvkapacitet som summan av 100 % av den starkare skivans totala skjuvkapacitet samt 75 % av den svagare skivans totala skjuvkapacitet.

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Enligt detta fås följande:

$$F_{v,Rd,FS1,tot} = F_{v,Rd,FS1,starkeareskiva} \times 1,0 + F_{v,Rd,FS1,svagareskiva} \times 0,75$$

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Kapacitetkombinering: 3.

Om skivor samt infästningar av helt olika typ används, kan man anse att den svagare skivan bidrar med 50 % av sin skjувkapacitet. I detta fall erhålls väggens totala skjувkapacitet som summan av 100 % av den starkare skivans totala skjувkapacitet samt 50 % av den svagare skivans totala skjувkapacitet.

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Enligt detta fås följande:

$$F_{v,Rd,FS1,tot} = F_{v,Rd,FS1,starkeareskiva} \times 1,0 + F_{v,Rd,FS1,svagareskiva} \times 0,5$$

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Analys av regler för skjувkapacitetsfördelning för dubbelsidigt förstyvande vägg

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Kapacitetkombineringsalternativ 1

I detta fall används spikförband för vindskyddsskivan, Runkoleijona 25, samt skruvförband för inredningsskivan, KEK 13. Skivorna är av olika typer av material, så alternativ 1 kan inte beaktas

Kapacitetkombineringsalternativ 2

Respektive infästningars förskjutningsfaktorer erhålls enligt följande:

RIL 205-1-2009 (tab 7.1)

För Runkoleijona 25

$$K_{ser,Runkol,(spikförb)} = (\rho_m)^{1,5} \times \frac{(d_{FSinfRunkol})^{0,8}}{30}$$

RIL 205-1-2009 (tab 7.1)

För KEK 13

$$K_{ser,KEK,(skruvförb)} = (\rho_m)^{1,5} \times \frac{d_{FSinfKEK}}{23}$$

RIL 205-1-2009 (tab 7.1)

P.g.a. detta tolkas följande erhållas:

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

$$K_{ser,Runkol} \neq K_{ser,KEK}$$

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Således kan alternativ 2 inte heller beaktas, eftersom infästningarnas förskjutningsfaktorer är olika

Kapacitetkombineringsalternativ 3

I.o.m. Att alternativ 1 samt 2 inte kan beaktas, analyseras den dubbelsidigt förstyvande väggen enligt alternativ 3

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Den totala skjувkapaciteten för förstyvande yttervägg FS1 erhålls således enligt följande:

$$F_{v,Rd,tot,FS1} = F_{v,Rd,FS1,starkeareskiv} \times 1,0 + F_{v,Rd,svagareskiva} \times 0,5$$

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Kombinerad skjувkapacitet för FS1:s förstyvande skivor, enligt alternativ 3

I detta fall tolkas den förstyvande skivtyp som har minst skjувkapacitet som den svagare, således erhålls följande villkor:

$$F_{v,Rd,tot,FS1} = 1,0 \times \max\{F_{v,Rd,FS1,Runkol}; F_{v,Rd,FS1,KEK}\} + 0,5 \times \min\{F_{v,Rd,FS1,Runkol}; F_{v,Rd,FS1,KEK}\}$$

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Total dimensionerande skjувkapacitet för FS1

F _{v,Rd,tot,FS1}	102067,1	N	102,1	kN
---------------------------	----------	---	-------	----

2.4 Kontroll av krav för skjувkapacitet för FS1

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Krav för skjувkapacitet för FS1 erhålls enligt följande:

$$F_{ed,tot,LK5,FS1-FS2} \leq F_{v,Rd,tot,FS1}$$

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Kontroll av krav för skjувkapacitet för FS1

$$F_{ed,tot,LK5,FS1-FS2} \leq F_{v,Rd,tot,FS1}$$

Krav uppfylls!

Utnyttjandegrad för skjувkapacitet för FS1

$\eta_{skjувkapacitet,FS1}$	0,23	22,58 %	U-grad,OK!
-----------------------------	------	---------	------------

2.4 Förstyvande sektioners yttre vertikalkraft i FS1

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

I de väggsektioner som inte bidrar med förstyvande skjувkapacitet till den förstyvande väggen p.g.a. att de innehåller öppningar eller är av otillräckelig bredd bildas vertikalkrafter genererade av närliggande förstyvande väggsektioner.

Dessa vertikala krafter kan erhållas m.h.j.a. Följande formel:

RIL 205-1-2009 (9.23)

$$F_{i,c,ed} = F_{i,t,ed} = \frac{F_{i,v,ed} \times h_{yVstomme}}{b_i}$$

RIL 205-1-2009 (9.23)

Dessa krafter skall kunna överföras till närliggande förstyvande väggsektion eller till underliggande konstruktion, d.v.s. Byggnadens grundkonstruktion.

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Krav för vertikalkrafter i icke förstyvande väggsektioner

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Då dessa vertikalkrafter överförs till underliggande konstruktioner, skall analyserad väggsektion förankras till den underliggande konstruktionen med styva anslutningar/förband som klarar av att överföra denna kraft.

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Wäggsektioner med öppningar som exempelvis dörrar eller fönster, skall utformas så att den kan anslutas till närliggande, förstyvande väggsektioner

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

De typer av förbindare samt förband som används för att exempelvis förankra ytterväggsstommen till grunden bör bl.a. Dimensioneras mot denna kraft.

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

2.4.1 Yttre vertikala krafter i förstyvande sektion: S1 i FS1

Ytter vertikala krafter i förstyvande sektion: S1 i FS1 erhålls som:

RIL 205-1-2009 (9.23)

$$F_{e,ed,S1,FS1} = F_{t,ed,S1,FS1} = \frac{F_{v,ed,S1,FS1} \times h_{yVstomme}}{b_{FS1,S1}}$$

RIL 205-1-2009 (9.23)

Skjuvkraft i förstyvande väggsektion: S1, FS1

Skjuvkraft i förstyvande väggsektion: S1 i FS1 erhålls som:

RIL 205-1-2009 (9.23)

$$F_{v,ed,S1,FS1} = \frac{F_{v,Rd,tot,S1,FS1}}{F_{v,Rd,tot,FS1}} \times F_{ed,tot,LK5,FS1-FS2}$$

RIL 205-1-2009 (9.23)

Total skjувkapacitet för förstyvande väggsektion: S1, FS1

Den totala kombinerade skjувkapaciteten för förstyvande sektion: S1 i FS1 erhålls enligt samma princip som i punkt 2.3.

2.0 DIM FS1, FS2 (2.3)

Således fås följande formel då kombinerings alternativ 3 används för att kombinera skjувkapaciteten för den yttre- och inre förstyvande skivan i S1:

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

$$F_{v,Rd,tot,S1,FS1} = F_{v,S1,Rd,FS1,Runkol} \times 1,0 + F_{v,S1,Rd,FS1,KEK} \times 0,5$$

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Totala skjувkapacitet för förstyvande väggsektion: S1,FS1

$F_{v,Rd,tot,S1,FS1}$	7330,9	N	7,33	kN
-----------------------	--------	---	------	----

Skjuvkrafter i förstyvande väggsektion: S1, FS1

$F_{v,ed,S1,FS1}$	1655,6	N	1,66	kN
-------------------	--------	---	------	----

Yttre vertikala krafter i förstyvande sektion: S1, FS1

$F_{c,t,ed,S1,FS1}$	3794,0	N	3,79	kN
---------------------	--------	---	------	----

2.4.2 Yttre vertikala krafter i förstyvande sektion: S2 i FS1

Ytter vertikala krafter i förstyvande sektion: S2 i FS1 erhålls som:

RIL 205-1-2009 (9.23)

$$F_{c,ed,S2,FS1} = F_{t,edS2,FS1} = \frac{F_{v,ed,S2,FS1} \times h_{VVstomme}}{b_{FS1,S2}}$$

RIL 205-1-2009 (9.23)

Skjuvkraft i förstyvande väggsektion: S2, FS1

Skjuvkraft i förstyvande väggsektion: S2 i FS1 erhålls som:

RIL 205-1-2009 (9.23)

$$F_{v,ed,S2,FS1} = \frac{F_{v,Rd,tot,S2,FS1}}{F_{v,Rd,tot,FS1}} \times F_{ed,tot,LK5,FS1-FS2}$$

RIL 205-1-2009 (9.23)

Total skjuvkapacitet för förstyvande väggsektion: S2, FS1

Den totala kombinerade skjuvkapaciteten för förstyvande sektion: S2 i FS1 erhålls enligt samma princip som i punkt 2.3.

2.0 DIM FS1, FS2 (2.3)

Således fås följande formel då kombinerings alternativ 3 används för att kombinera skjuvkapaciteten för den yttre- och inre förstyvande skivan i S2:

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

$$F_{v,Rd,tot,S2,FS1} = F_{v,S2,Rd,FS1,Runkol} \times 1,0 + F_{v,S2,Rd,FS1,KEK} \times 0,5$$

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Totala skjuvkapacitet för förstyvande väggsektion: S2,FS1

$F_{v,Rd,tot,S2,FS1}$	3507,1	N	3,51	kN
-----------------------	--------	---	------	----

Skjuvkrafter i förstyvande väggsektion: S2, FS1

$F_{v,ed,S2,FS1}$	792,0	N	0,79	kN
-------------------	-------	---	------	----

Yttre vertikala krafter i förstyvande sektion: S2, FS1

$F_{c,t,ed,S2,FS1}$	2624,2	N	2,62	kN
---------------------	--------	---	------	----

2.4.3 Yttre vertikala krafter i förstyvande sektion: S3 i FS1

Ytter vertikala krafter i förstyvande sektion: S3 i FS1 erhålls som:

RIL 205-1-2009 (9.23)

$$F_{c,ed,S3,FS1} = F_{t,edS3,FS1} = \frac{F_{v,ed,S3,FS1} \times h_{VVstomme}}{b_{FS1,S3}}$$

RIL 205-1-2009 (9.23)

Skjuvkraft i förstyvande väggsektion: S3, FS1

Skjuvkraft i förstyvande väggsektion: S3 i FS1 erhålls som:

RIL 205-1-2009 (9.23)

$$F_{v,ed,S3,FS1} = \frac{F_{v,Rd,tot,S3,FS1}}{F_{v,Rd,tot,FS1}} \times F_{ed,tot,LK5,FS1-FS2}$$

RIL 205-1-2009 (9.23)

Total skjuvkapacitet för förstyvande väggsektion: S3, FS1

Den totala kombinerade skjuvkapaciteten för förstyvande sektion: S3 i FS1 erhålls enligt samma princip som i punkt 2.3.

2.0 DIM FS1, FS2 (2.3)

Således fås följande formel då kombinerings alternativ 3 används för att kombinera skjuvkapaciteten för den yttre- och inre förstyvande skivan i S3:

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

$$F_{v,Rd,tot,S3,FS1} = F_{v,S3,Rd,FS1,Runkol} \times 1,0 + F_{v,S3,Rd,FS1,KEK} \times 0,5$$

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Totala skjувkapacitet för förstyvande väggsektion: S3,FS1

F_v,Rd,tot,S3,FS1	3258,2	N	3,26	kN
-------------------	--------	---	------	----

Skjuvkrafter i förstyvande väggsektion: S3, FS1

F_v,ed,S3,FS1	735,8	N	0,74	kN
---------------	-------	---	------	----

Yttre vertikala krafter i förstyvande sektion: S3, FS1

F_c,t,ed,S3,FS1	2529,3	N	2,53	kN
-----------------	--------	---	------	----

2.5 Dimensionering av långsida ytterväggs, FS2, förstyvande skivor. Enligt Metod: A, RIL 205-1-2009

RIL 205-1-2009 [9.2.4]

Definiering av analys metod samt kraven för denna i enlighet med punkt 2.0.1

2.0 DIM FS1, FS2 [2.0.1]

Minimi bredd för förstyvande sektion

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

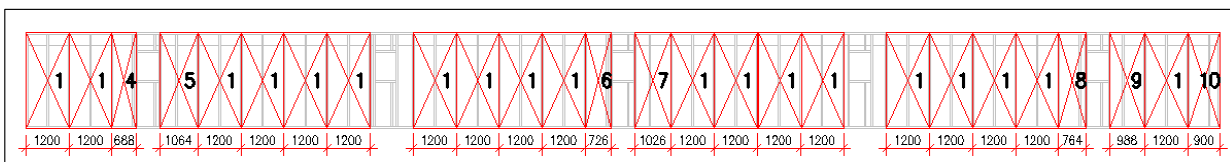
Gäller för hela ytterväggs konstruktionen, då sektioner mellan Hband och Syll analyseras

Minimibredd för förstyvande sektion enligt samma princip som i punkt [2.0.1]

2.0 DIM FS1, FS2 [2.0.1]

2.5.1 Definition av Långsida yttervägg, FS2, konstruktion, sektioner samt förstyvande skivor

Ytterväggstomme indelas i förstyvande sektioner i enlighet med ovanstående krav m.hj.a.
Konstruktions skiss, sektionsindelning gäller för både yttre och inre sida



Figur 7. Definition av förstyvande sektioner i FS2

De förstyvande sektionerna som bidrar med förstyvning numreras enligt deras bredd,
onummerade sektioner underskrider kravet $b_{i,FS,min}$ och deltar således inte med någon förstyvande verkan

Slutledning angående dimensionering av förstyvande sektioner för FS2:

Enligt definition i figur 7 har FS2 betydligt flera bidragande förstyvande sektioner än vad FS1 har, detta p.g.a. Att denna långsida inte innehåller några större dörröppningar utan endast små fönster, sålede tolkas denna vägg som erforderlig med hänsyn till skjувkapacitet och kommer inte att analyseras desto vidare.

3.0 Dimensionering av kortsida ytterväggs(gavel) förstyvande konstruktioner: FS3 samt FS4

Dimensionering av förstyvande konstruktioner i byggnadens kortsida ytterväggar, gavelväggar

Förstyvnings alternativ 2 enligt punkt [1.0] undersökes:

Ytterväggens förstyvande konstruktion utgörs av ytterväggens vindskyddsskiva Runkoleijona 25 samt ytterväggens inredningsskiva Knauf KEK 13, (eller eventuellt Gyproc GEK 13)

3.0.1 Dimensionering av kortsida ytterväggs, FS3, förstyvande skivor. Enligt Metod: A, RIL 205-1-2009

Vid dimensionering av byggnadens förstyvande skivor används analys metod: A ur RIL 205-1-2009, (förenklad analysmetod för förstyvande konstruktioner)

Krav för att metod A skall kunna användas:

1. Den analyserade förstyvande konstruktionen/väggen skall bestå av sektioner som binds till varandra m.h.j.a. Skivor
 2. c.c - avståndet mellan fastsättnings don skall vara enhetligt
 3. De analyserade skivornas bredd är minst $h/4$, förstyvande sektioners minimi bredd är minst $h/4$
 4. Sektioner som innehåller hål för exempelvis fönster analyseras inte som att bidra till väggens förstyvande kapacitet
 5. Sektioner vars höjd underskrider ytterväggens höjd, h , analyseras inte som att bidra till väggens förstyvande kapacitet
- Krav nummer 3 ger minimi bredd för de sektioner som kan tolkas som att bidra till analyserad väggs totala förstyvande kapacitet

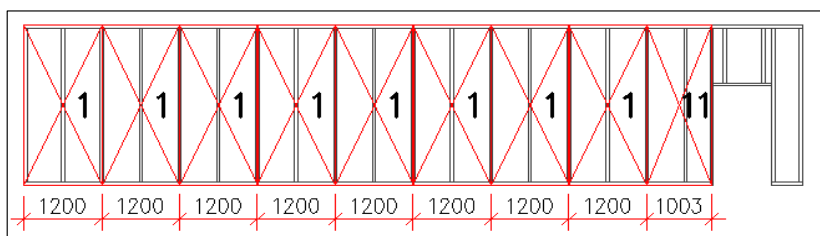
Minimi bredd för förstyvande sektion

Gäller för hela ytterväggs konstruktionen, då sektioner mellan Hband och Syll analyseras

Minimibredd för förstyvande sektion enligt samma princip som då långsida yttervägg analyseras i punkt [2.0.1]

3.0.2 Definition av kortsida yttervägg, FS3, konstruktion, sektioner samt förstyvande skivor

Ytterväggstomme indelas i förstyvande sektioner i enlighet med ovanstående krav m.h.j.a. Konstruktions skiss, sektionindelning gäller för både yttre och inre sida



Figur 8. Definition av förstyvande sektioner i FS3

De förstyvande sektionerna som bidrar med förstyvning numreras enligt deras bredd, onummerade sektioner underskrider kravet $b_{i,FS,min}$ och deltar inte med någon förstyvande verkan

Enligt figur 8 samt erhålls följande sektionstyper i FS3:

Förstyvande sektioner betecknas med: S

$b_{FS3,S1}$	1200	mm	Sektion med full skivbredd
$b_{FS3,S11}$	1003	mm	Sektion med kapad skivbredd

Ytterväggens förstyvande skivor samt infästningar

Infästning av ytterväggens förstyvande skivor utförs som enhetligt för respektive ytterväggar, för att underlätta montering samt uppfylla krav nr. 2 i punkt [3.0.1]

Således definieras ytterväggens förstyvande skivor samt infästningar enligt punkt [2.0.2]

Redovisning av källor:
RIL 205-1-2009 [9.2.4]

1.0 DIM Förband, FS

1.0 DIM Förband, FS
1.0 DIM Förband, FS

RIL 205-1-2009 [9.2.4]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]
RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

2.0 DIM FS1, FS2 [2.0.1]

3.0 DIM FS3, FS4 [3.0.1]

2.0 DIM FS1, FS2 [2.0.2]

3.0.3 C.C.-avstånd för infästningar

Infästningarnas c.c. -avstånd definieras enligt punkt [2.0.3]

2.0 DIM FS1, FS2 [2.0.3]

3.1 Kontroll av skjvkapacitet för yttre förstyrningsskiva, vindskyddsskiva: Runkoleijona 25 för FS3

Skjvkapaciteten för Runkoleijona 25 i FS3 analyseras i enligt samma princip som för FS1 i punkt [2.1]

2.0 DIM FS1, FS2 [2.1]

Förstyrningsprincip samt skjvkapacitet för en förstyrvande vägg bestående av flera sektioner enligt RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Väggens indelade sektioner tänkes verka tillsammans som en förstyrvande helhet

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Den totala skjvkapaciteten för den yttreförstyrningen således enligt följande:

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

$$F_{v,R,d,FS3,Runkol} = \sum F_{v,i,R,d,FS3,Runkol}$$

RIL 205-1-2009 (9.20)

Suomen Kuitulevy TUULENSUOJALEVY

RIL 205-1-2009 (9.21)

Suomen Kuitulevy TUULENSUOJALEVY

Skjvkapaciteten för en specifik väggsektion erhålls enligt tillverkare samt RIL enligt:

$$F_{v,i,R,d,FS3,Runkol} = \frac{F_{f,Rd,FSinfRunkol} \times b_{FS3,i} \times c_{FS3,i}}{S_{FSinfRunkol}}$$

3.1.1 Dimensionerande Skjvkapacitet för FS3, förstyrvande sektion 1: S1

Skjvkapacitet för förstyrvande sektion: S1, erhålls enligt följande:

$$F_{v,S1,Rd,FS3,Runkol} = \frac{F_{f,Rd,FSinfRunkol} \times b_{FS3,S1} \times c_{FS3,S1}}{S_{FSinfRunkol}}$$

RIL 205-1-2009 (9.21)

Suomen Kuitulevy TUULENSUOJALEVY

Dimensionerande Skjvkapacitet för spikförband mellan Runkoleijona 25 samt YVRegel

1.0 DIM Förband, FS

F_f,Rd,FSinfRunkol	400,0	N	0,400	kN
--------------------	-------	---	-------	----

Modifierings koefficient, c_i, som beaktar förhållandet mellan den förstyrvande skivans bredd samt höjd

RIL 205-1-2009 (9.22)

Modifierings koefficient, c_i, erhålls enligt samma princip som i punkt [2.1.1]

2.0 DIM FS1, FS2 [2.1.1]

Således erhålls följande formel för modifierings koefficient, c_i:

2.0 DIM FS1, FS2 [2.1.1]

$$c_{FS3,S1} = \frac{2 \times b_{FS3,S1}}{h_{YVstomme}}$$

2.0 DIM FS1, FS2 [2.1.1]

Modifierings koefficient, c_i, i FS3 för förstyrvande sektion: S1

c_FS3,S1	0,873
----------	-------

Dimensionerande Skjvkapacitet för FS3, förstyrvande sektion 1: S1

F_v,S1,Rd,FS3,Runkol	5585,5	N	5,59	kN
----------------------	--------	---	------	----

3.1.2 Dimensionerande Skjvkapacitet för FS3, förstyrvande sektion 1: S11

Skjvkapacitet för förstyrvande sektion: S11, erhålls enligt följande:

$$F_{v,S11,Rd,FS3,Runkol} = \frac{F_{f,Rd,FSinfRunkol} \times b_{FS3,S11} \times c_{FS3,S11}}{S_{FSinfRunkol}}$$

RIL 205-1-2009 (9.21)

Suomen Kuitulevy TUULENSUOJALEVY

Modifierings koefficient, c_i, i FS3 för förstyrvande sektion: S11

RIL 205-1-2009 (9.22)

Fås enligt följande definition:

$$c_{FS3,S11} = \frac{2 \times b_{FS3,S11}}{h_{YVstomme}}$$

RIL 205-1-2009 (9.22)

c_FS3,S11	0,729
-----------	-------

Dimensionerande Skjuvkapacitet för FS3, förstyvande sektion 11: S11

F_v,S11,Rd,FS3,Runkol	3902,1	N	3,90	kN
-----------------------	--------	---	------	----

3.1.3 Total dimensionerande skjuvkapacitet för yttre förstyringskiva, Runkoleijona 25

Den totala skjuvkapaciteten för den yttreförstyvningen erhålls enligt följande:

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

$$F_{v,R,d,FS3,Runkol} = \sum F_{v,i,R,d,FS3,Runkol}$$

RIL 205-1-2009 (9.20)

Suomen Kuitulevy TUULENSUOJALEVYT

De förstyvande sektionerna deltar med sin skjuvkapacitet enligt antal sektioner

RIL 205-1-2009 (9.20)

Suomen Kuitulevy TUULENSUOJALEVYT

$$F_{v,R,d,FS3,Runkol} = F_{v,S1,Rd,FS3,Runkol} \times antal_{S1,FS3} + F_{v,S11,Rd,FS3,Runkol} \times antal_{S11}$$

Antal sektioner av respektive bredd

Penviken RAK (DWG)

Erhålls enligt definition i figur 8:

Antal S1:

antal_S1_FS3	8	st
--------------	---	----

Penviken RAK (DWG)

Antal S11:

antal_S11	1	st
-----------	---	----

Penviken RAK (DWG)

Total dimensionerande skjuvkapacitet för yttre förstyringskiva, Runkoleijona 25 för FS1

F_v,Rd,FS3,Runkol	48585,7	N	48,6	kN
-------------------	---------	---	------	----

3.2 Kontroll av skjuvkapacitet för inre förstyringskiva, inredningskiva KEK 13 för FS3

Skjuvkapaciteten för KEK 13 i FS3 analyseras i enligt samma princip som för FS1 i punkt [2.2]

2.0 DIM FS1, FS2 [2.2]

Förstyvningsprincip samt skjuvkapacitet för en förstyvande vägg bestående av flera sektioner enligt RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Väggens indelade sektioner tänkes verka tillsammans som en förstyvande helhet

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Den totala skjuvkapaciteten för den inreförstyvningen således enligt följande:

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

$$F_{v,R,d,FS3,KEK} = \sum F_{v,i,R,d,FS3,KEK}$$

RIL 205-1-2009 (9.20)

Knauf Oy

Skjuvkapaciteten för en specifik väggsektion erhålls enligt tillverkare samt RIL enligt:

RIL 205-1-2009 (9.21)

Knauf Oy

$$F_{v,i,R,d,FS3,KEK} = \frac{F_{f,Rd,FSinfKEK} \times b_{FS3,i} \times c_{FS3,i}}{S_{FSinfKEK}}$$

3.2.1 Dimensionerande Skjuvkapacitet för FS3, förstyvande sektion 1: S1

Skjuvkapacitet för förstyvande sektion: S1, erhålls enligt följande:

$$F_{v,S1,Rd,FS3,KEK} = \frac{F_{f,Rd,FSinfKEK} \times b_{FS3,S1} \times c_{FS3,S1}}{S_{FSinfKEK}}$$

RIL 205-1-2009 (9.21)

Knauf Oy

Dimensionerande Skjuvkapacitet för spikförband mellan KEK 13 samt YVRegel

1.0 DIM Förband, FS

F_f,Rd,FSinfKEK	500,0	N	0,500	kN
-----------------	-------	---	-------	----

Modifierings koefficient, c_i, som beaktar förhållandet mellan den förstyvande skivans

RIL 205-1-2009 (9.22)

bredd samt höjd

Modifierings koefficient, c_i , erhålls enligt samma princip som i punkt [2.2.1]

Knauf Oy

2.0 DIM FS1, FS2 [2.2.1]

Dimensionerande Skjuvkapacitet för FS3, förstyvande sektion 1: S1

$F_{v,S1,Rd,FS3,KEK}$	3490,9	N	3,49	kN
-----------------------	--------	---	------	----

3.2.2 Dimensionerande Skjuvkapacitet för FS3, förstyvande sektion 11: S11

Skjuvkapacitet för förstyvande sektion: S11, erhålls enligt följande:

$$F_{v,S11,Rd,FS3,Runkol} = \frac{F_{f,Rd,FSinFKEK} \times b_{FS3,S11} \times c_{FS3,S11}}{S_{FSinFKEK}}$$

RIL 205-1-2009 (9.21)

Knauf Oy

Modifierings koefficient, c_i , som beaktar förhållandet mellan den förstyvande skivans bredd samt höjd

Modifierings koefficient defineras enligt samma princip som i punkt [2.2.2]

RIL 205-1-2009 (9.22)

Knauf Oy

2.0 DIM FS1, FS2 [2.2.2]

Dimensionerande Skjuvkapacitet för FS3, förstyvande sektion 11: S11

$F_{v,S11,Rd,FS3,KEK}$	2438,8	N	2,44	kN
------------------------	--------	---	------	----

3.2.3 Total dimensionerande skjuvkapacitet för inreförstyvningskiva, KEK 13

Den totala skjuvkapaciteten för den yttreförstyvningen erhålls enligt följande:

$$F_{v,Rd,FS3,KEK} = \sum F_{v,i,Rd,FS3,KEK}$$

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 (9.20)

Knauf Oy

De förstyvande sektionerna deltar med sin skjuvkapacitet enligt antal sektioner

$$F_{v,Rd,FS3,KEK} = F_{v,S1,Rd,FS3,KEK} \times \text{antal}_{S1,FS3} + F_{v,S11,Rd,FS3,KEK} \times \text{antal}_{S11}$$

RIL 205-1-2009 (9.20)

Knauf Oy

Total dimensionerande skjuvkapacitet för inre förstyvningsskiva, KEK 13 för FS3

$F_{v,Rd,FS3,KEK}$	30366,1	N	30,4	kN
--------------------	---------	---	------	----

3.3 Total dimensionerande skjuvkapacitet/förstyvningskapacitet för FS3

Kombinering av skjuvkapacitet då dubbelsidigt förstyvande vägg analyseras enligt samma definition som i punkt [2.3]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

2.0 DIM FS1, FS2 [2.3]

Kombinerad skjuvkapacitet för FS3:s förstyvande skivor, enligt alternativ 3

Härledning av kombinerad skjuvkapacitet för FS3:s förstyvande skivor enligt samma princip som i punkt [2.3]

2.0 DIM FS1, FS2 [2.3]

$$F_{v,Rd,tot,FS3} = 1,0 \times \max\{F_{v,Rd,FS3,Runkol}; F_{v,Rd,FS3,KEK}\} + 0,5 \times \min\{F_{v,Rd,FS3,Runkol}; F_{v,Rd,FS3,KEK}\}$$

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Total dimensionerande skjuvkapacitet för FS3

$F_{v,Rd,tot,FS3}$	63768,8	N	63,8	kN
--------------------	---------	---	------	----

3.4 Kontroll av krav för skjuvkapacitet för FS3

Krav för skjuvkapacitet för FS3 erhålls enligt följande:

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

$$F_{ed,tot,LK5,FS3-FS4} \leq F_{v,Rd,tot,FS3}$$

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Kontroll av krav för skjuvkapacitet för FS3

$$F_{ed,tot,LK5,FS3-FS4} \leq F_{v,Rd,tot,FS3}$$

Krav uppfylls!

Utnyttjandegrad för skjuvkapacitet för FS3

η_sjuvkapacitet,FS3	0,97	96,68 %	U-grad,OK!
---------------------	------	---------	------------

3.4 Förstyvande sektioners yttre vertikalkraft i FS3

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Definition av den yttre vertikalkrafter i förstyvande sektioner enligt samma princip som i punkt [2.4]

2.0 DIM FS1, FS2 [2.4]

Dessa vertikalkrafter erhålls således som:

2.0 DIM FS1, FS2 [2.4]

$$F_{i,c,ed} = F_{i,t,ed} = \frac{F_{i,v,ed} \times h_{vVstomme}}{b_i}$$

RIL 205-1-2009 (9.23)

3.4.1 Yttre vertikala krafter i förstyvande sektion: S1 i FS3

Ytter vertikala krafter i förstyvande sektion: S1 i FS3 erhålls som:

RIL 205-1-2009 (9.23)

$$F_{c,ed,S1,FS3} = F_{t,edS1,FS3} = \frac{F_{v,ed,S1,FS3} \times h_{vVstomme}}{b_{FS3,S1}}$$

RIL 205-1-2009 (9.23)

Skjuvkraft i förstyvande väggsektion: S1, FS3

Skjuvkraft i förstyvande väggsektion: S1 i FS3 erhålls som:

RIL 205-1-2009 (9.23)

$$F_{v,ed,S1,FS3} = \frac{F_{v,Rd,tot,S1,FS3}}{F_{v,Rd,tot,FS3}} \times F_{ed,tot,LK5,FS3-FS4}$$

RIL 205-1-2009 (9.23)

Total skjuvkapacitet för förstyvande väggsektion: S1, FS3

Den totala kombinerade skjuvkapaciteten för förstyvande sektion: S1 i FS3 erhålls enligt samma princip som i punkt 2.3.

2.0 DIM FS1, FS2 (2.3)

Således fås följande formel då kombinerings alternativ 3 används för att kombinera skjuvkapaciteten för den yttre- och inre förstyvande skivan i S1:

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

$$F_{v,Rd,tot,S1,FS3} = F_{v,S1,Rd,FS3,Runkol} \times 1,0 + F_{v,S1,Rd,FS3,KEK} \times 0,5$$

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Totala skjuvkapacitet för förstyvande väggsektion: S1,FS3

F_v,Rd,tot,S1,FS3	7330,9	N	7,33	kN
-------------------	--------	---	------	----

Skjuvkrafter i förstyvande väggsektion: S1, FS3

F_v,ed,S1,FS3	7087,4	N	7,09	kN
---------------	--------	---	------	----

Yttre vertikala krafter i förstyvande sektion: S1, FS3

F_c,t,ed,S1,FS3	16241,9	N	16,24	kN
-----------------	---------	---	-------	----

3.4.2 Yttre vertikala krafter i förstyvande sektion: S11 i FS3

Ytter vertikala krafter i förstyvande sektion: S11 i FS3 erhålls som:

RIL 205-1-2009 (9.23)

$$F_{c,ed,S11,FS3} = F_{t,edS11,FS3} = \frac{F_{v,ed,S11,FS3} \times h_{vVstomme}}{b_{FS3,S11}}$$

RIL 205-1-2009 (9.23)

Skjuvkraft i förstyvande väggsektion: S11, FS3

Skjuvkraft i förstyvande väggsektion: S11 i FS3 erhålls som:

RIL 205-1-2009 (9.23)

$$F_{v,ed,S11,FS3} = \frac{F_{v,Rd,tot,S11,FS3}}{F_{v,Rd,tot,FS3}} \times F_{ed,tot,LK5,FS3-FS4}$$

RIL 205-1-2009 (9.23)

Total skjuvkapacitet för förstyvande väggsektion: S11, FS3

Den totala kombinerade skjuvkapaciteten för förstyvande sektion: S11 i FS3 erhålls enligt samma princip som i punkt 2.3.

2.0 DIM FS1, FS2 (2.3)

Således fås följande formel då kombinerings alternativ 3 används för att kombinera skjuvkapaciteten för den yttre- och inre förstyvande skivan i S11:

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

$$F_{v,Rd,tot,S11,FS3} = F_{v,S11,Rd,FS3,Runkol} \times 1,0 + F_{v,S11,Rd,FS3,KEK} \times 0,5$$

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Totala skjuvkapacitet för förstyvande väggsektion: S11,FS3

F_v,Rd,tot,S11,FS3	5121,5	N	5,12	kN
--------------------	--------	---	------	----

Skjuvkrafter i förstyvande väggsektion: S11, FS3

F_v,ed,S11,FS3	4951,4	N	4,95	kN
----------------	--------	---	------	----

Yttre vertikala krafter i förstyvande sektion: S11, FS3

F_c,t,ed,S11,FS3	13575,5	N	13,58	kN
------------------	---------	---	-------	----

3.5 Dimensionering av kortsida ytterväggs, FS4, förstyvande skivor. Enligt Metod: A, RIL 205-1-2009

RIL 205-1-2009 [9.2.4]

Vid dimensionering av byggnadens förstyvande skivor används analys metod: A ur RIL 205-1-2009, (förenklad analysmetod för förstyvande konstruktioner)

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]
RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]**Krav för att metod A skall kunna användas:**

1. Den analyserade förstyvande konstruktionen/väggen skall bestå av sektioner som binds till varandra m.h.j.a. Skivor
2. c.c - avståndet mellan fastsättnings don skall vara enhetligt
3. De analyserade skivornas bredd är minst $h/4$, förstyvande sektioners minimi bredd är minst $h/4$
4. Sektioner som innehåller hål för exempelvis fönster analyseras inte som att bidra till väggens förstyvande kapacitet
5. Sektioner vars höjd underskrider ytterväggens höjd, h , analyseras inte som att bidra till väggens förstyvande kapacitet

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Krav nummer 3 ger minimi bredd för de sektioner som kan tolkas som att bidra till analyserad väggs totala förstyvande kapacitet

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Minimi bredd för förstyvande sektion

RIL 205-1-2009 [9.2.4.2]

Gäller för hela ytterväggs konstruktionen, då sektioner mellan Hband och Syll analyseras

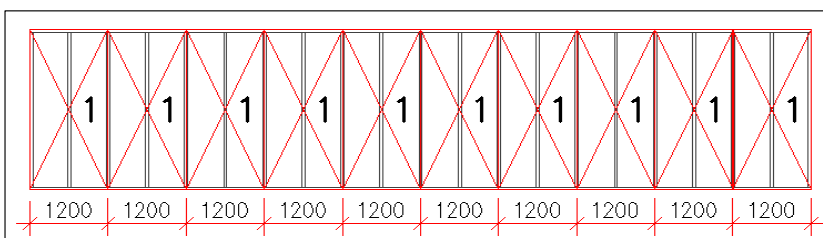
Minimibredd för förstyvande sektion enligt samma princip som då långsida yttervägg analyseras i punkt [2.0.1]

2.0 DIM FS1, FS2 [2.0.1]

3.5.1 Definition av kortsida yttervägg, FS4, konstruktion, sektioner samt förstyvande skivor

Penviken RAK (DWG)

Ytterväggstomme indelas i förstyvande sektioner i enlighet med ovanstående krav m.h.j.a. Konstruktions skiss, sektionsindelning gäller för både yttre och inre sida



Figur 9. Definition av förstyvande sektioner i FS4

De förstyvande sektionerna som bidrar med förstyvning numreras enligt deras bredd, onummerade sektioner underskrider kravet $b_{i,FS,min}$ och deltar således inte med någon förstyvande verkan

Slutledning angående dimensionering av förstyvande sektioner för FS4:

Enligt definition i figur 9 har FS4 betydligt flera bidragande förstyvande sektioner än vad FS3 har, detta p.g.a. Att denna kortsida inte innehåller några öppningar, således tolkas denna vägg som erforderlig med hänsyn till skjvkapacitet och kommer inte att analyseras desto vidare

4.0 Summering av resultat för dimensionering av förstyvande konstruktioner

Summering av förstyningsprinciper, utnyttjandegrader samt material enligt beräkningar

4.0.1 Förstyningsprinciper

Vindlaster mot byggnadens ytterväggar tas med ytterskonstruktionens förstyvande skivor

Ytterväggarnas förstyvande skivor utförs som dubbelsidigt skivförstyvande väggar. Ytterväggens inredningsskiva samt vindskyddsskiva utgör väggens förstyvandeskivor.

Yttre förstyningssskiva: Vindskyddsskiva SK Runkoleijona 25

Inre förstyningssskiva: Inredningsskiva Knauf KEK 13

4.0.2 Förstyvande skivors förband

Förband för Runkoleijona 25

Typ av förband: Spikförband, maskinspik

Vald dimension:

2,5	x	60
-----	---	----

Valt c.c./avstånd:

75	mm
----	----

Förband för KEK 13

Typ av förband: Skruvförband, gipskruv KLR

Vald dimension:

3,9	x	32
-----	---	----

Valt c.c./avstånd:

150	mm
-----	----

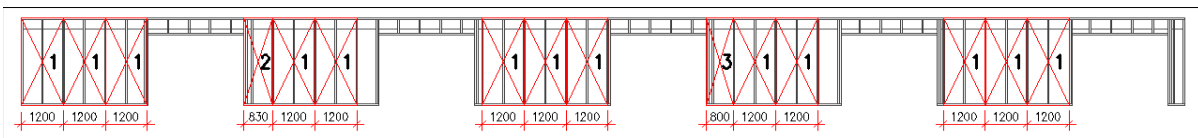
4.1 Skjuvhållfasthet/förstyningskapacitet för förstyvande sektion, FS1

Utnyttjandegrad för skjuvkapacitet för FS1 då dubbelsidigt förstyvande princip tillämpas

$\eta_{\text{skjuvkapacitet,FS1}}$	22,6 %	U-grad,OK!
------------------------------------	--------	------------

Förstyvande väggsektioner i FS1

Enligt figur 5.



Figur 5.

Totala antal förstyvande väggsektioner i FS1

antal_FS,FS1	15	st
--------------	----	----

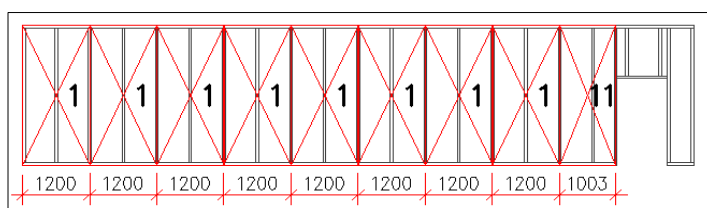
4.2 Skjuvhållfasthet/förstyningskapacitet för förstyvande sektion, FS3

Utnyttjandegrad för skjuvkapacitet för FS2 då dubbelsidigt förstyvande princip tillämpas

$\eta_{\text{skjuvkapacitet,FS3}}$	96,7 %	U-grad,OK!
------------------------------------	--------	------------

Förstyvande väggsektioner i FS3

Enligt figur 8.



Figur 8.

Totala antal förstyvande väggsektioner i FS3

antal_FS,FS3	9	st
--------------	---	----

0.0 Laster på Grundkonstruktionens sockel

Redovisning av källor:
RIL 201-1-2011

Framtagning av laster som verkar på byggnadens grundkonstruktions sockelbalk

Grundkonstruktionens sockel/sockelbalk definieras nedan som: Sbalk

0.0.1 Lastkombinationer för Sbalk

Bilaga 1

Redovisning av lastkombinationer som används vid dimensionering av sockelbalk

Lastkombinationer betecknas nedan som: LK, samt indexeras med nummer.

Lastkombinationer framtagna i tidigare dokument

Bilaga 1

Lastkombination: Lastformel samt definitioner för lastkombination:

LK1

$$LK1 = 1,35 \times K_{fi} \times G_{kj}$$

Bilaga 1

Nyttolaster: Inga nyttolaster deltar, endast egenvikter

Tidklass: Permanent

LK2

$$LK2 = 1,15 \times K_{fi} \times G_{jk} + 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,vind} + 1,5 \times K_{fi} \times \psi_{0,snö} \times Q_{k,snö}$$

Bilaga 1

Nyttolaster: Vindlast dominerande nyttolast,
Snölast (100%+100%) deltar med kombinationskoefficienter

Tidklass: Momentan

LK6

$$LK6 = 1,15 \times K_{fi} \times G_{kj} + 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,snö} + 1,5 \times K_{fi} \times \psi_{0,vind} \times Q_{k,vind}$$

Bilaga 1

Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast,
Vindlast deltar med kombinationskoefficienter

Tidklass: Momentan

LK9

$$LK9 = 1,15 \times K_{fi} \times G_{kj} + 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,snö}$$

Bilaga 1

Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast,
Inga övriga nyttolaster deltar

Tidklass: Medellång

0.0.2 Grundvärden samt koefficienter för laster

Redovisning av lasternas grundvärden samt koefficienter

Byggnadens konsekvensklass

RIL 201-1-2011 [tab. 2.0S]

Byggnadens konsekvensklass beskrivs enligt följande:

Konsekvensklass CC2 Medelstora konsekvenser, förlust av människoliv, finansiella förluster, sociala förluster eller miljöpåverkan.

Konsekvensklass CC2	K _{fi}	1,0
---------------------	-----------------	-----

RIL 201-1-2011 [tab. 2.0S]

Kombinationskoefficienter för nyttolaster

RIL 201-1-2011 [tab. A1.1(FI)]

Kombinationskoefficienter för nyttolaster erhålls ur tabell i enligt typ av nyttolast:

RIL 201-1-2011 [tab. A1.1(FI)]

Kombinationskoefficient för Snölast (100%+100%)

Snölast (100%+100%) definieras som full snölast

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

Snölast	$\psi_{0,snö}$	0,7
---------	----------------	-----

RIL 201-1-2011 [tab. A1.1(FI)]

Kombinationskoefficient för vindlast

Vindlast	$\psi_{0,vind}$	0,6
----------	-----------------	-----

RIL 201-1-2011 [tab. A1.1(FI)]

Egenvikternas grundvärden

Bilaga 1

Grundvärden för egenvikter på byggnad, framtagna i tidigare dokument [Laster Penviken]

Bilaga 1

Egenvikt vindsbjälklag, VB

Ytlast p.g.a. Egenvikt VB:

Gkj_VB	0,56	kN/m ²
--------	------	-------------------

Bilaga 1

Egenvikt yttervägg, YV

Ytlast p.g.a. Egenvikt YV:

Gkj_YV	0,75	kN/m ²
--------	------	-------------------

Bilaga 1

Nyttolasternas grundvärden

Grundvärden för nyttolaster på byggnad, framtagna i tidigare dokument [Laster Penviken]

Bilaga 1

Snölast på byggnadens tak

Nyttolast i form av ytlast på tak p.g.a. Snölast på tak, full snölast (100%+100%)

Q _{k,s,tak}	1,6	kN/m ²
----------------------	-----	-------------------

Bilaga 1

Vindlast mot byggnadens yttervägg

Nyttolast i form av ytlast mot yttervägg p.g.a. Vindlast, maximal vindlast mot yttervägg

Definition av vindförhållande: Vind mot långsida, underryck råder i byggnad

Bilaga 1

Q _{k,w,vägg}	0,65	kN/m ²
-----------------------	------	-------------------

Bilaga 1

Vindlast mot byggnadens tak

Nyttolast i form av ytlast på tak p.g.a. Vindlast, maximal vindlast på tak

Definition av vindförhållande: Vind mot långsida, övertryck råder i byggnad

Q _{k,w,tak}	-1,26	kN/m ²
----------------------	-------	-------------------

Bilaga 1

Grundvärden för lastbredder

Redovisning av konstruktionsdelarnas lastbredder

Lastbredd för Sbalk

Maximal lastbredd för Sbalk erhålls enligt konstruktionsskisser

lastbredd_Sbalk	6	m
-----------------	---	---

Ytterväggs-stommens höjd

Ytterväggens höjd erhålls enligt konstruktionsskisser

h_Yvstomme	2,7	m
------------	-----	---

0.1 Laster på grundkonstruktionens sockelbalk/grundmur/sockelmur

Grundkonstruktionens sockelbalk benäms nedan som: Sbalk

0.1.1 Laster p.g.a. Egenvikter på Sbalk

Total linjelast vid uk-Sbalk p.g.a. ovanomliggande konstruktioners egenvikt

Erhålls enligt följande definition:

$$P_{k,tot,Gkj,Sbalk} = P_{k,Gkj,VB,Sbalk} + P_{k,Gkj,YV,Sbalk} + P_{k,Gkj,Bbalk,Sbalk} + P_{k,Gkj,Hband} + P_{k,Gkj,Syll} + P_{k,Gkj,Sbalk,Sbalk}$$

Linjelast på Sbalk p.g.a. Egenvikt YP

Erhålls enligt följande:

$$P_{k,Gkj,YP,Sbalk} = G_{kj,VB} \times lastbredd_{sbalk}$$

Pk_Gkj,VB,Sbalk	3,36	kN/m
-----------------	------	------

Linjelast på Sbalk p.g.a. Egenvikt YV

Erhålls enligt följande:

$$P_{k,Gkj,YV,Sbalk} = G_{kj,YV} \times h_{VVstomme}$$

Pk_Gkj,YV,Sbalk	2,03	kN/m
-----------------	------	------

Linjelast på Sbalk p.g.a. Egenvikt Bbalk

Linjelast p.g.a. Egenvikt Bbalk Erhålls enligt tidigare beräkningar:

Bilaga 2

Pk_Gkj,Bbalk,Sbalk	1,50	kN/m
--------------------	------	------

Bilaga 2

Linjelast på Sbalk p.g.a. Egenvikt Hband

Linjelast p.g.a. Egenvikt Hband Erhålls enligt tidigare beräkningar:

Bilaga 2

Pk_Gkj,Hband,Sbalk	0,25	kN/m
--------------------	------	------

Bilaga 2

Linjelast på Sbalk p.g.a. Egenvikt Syll

Linjelast p.g.a. Egenvikt Syll Erhålls enligt tidigare beräkningar:

Bilaga 2

Pk_Gkj,Syll,Sbalk	0,25	kN/m
-------------------	------	------

Bilaga 2

Linjelast på Sbalk p.g.a. Sbalks antagna egenvikt

Erhålls enligt följande definition:

$$P_{k,Gkj,Sbalk,Sbalk} = b_{Sbalk,ant} \times h_{Sbalk,ant} \times V_{Gkj,Armbetong}$$

Antagen dimension för Sbalk

Antagen/planerad dimension för Sbalk i enlighet med konstruktionskiss enligt följande:

b_Sbalk_ant	150	mm	0,15	m
h_Sbalk_ant	1050	mm	1,05	m

Volymvikt för armerad betong

Fås enligt följande:

V_Gkj,Armbetong	25	kN/m ³
-----------------	----	-------------------

RIL 201-1-2011 [del 1.1, Bilaga A]

Linjelast på Sbalk p.g.a. Egenvikt Sbalk

Pk_GkjSbalk,Sbalk	3,94	kN/m
-------------------	------	------

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

Total linjelast vid uk-Sbalk p.g.a. Egenvikter

Pk_tot,Gkj,Sbalk	11,32	kN/m
------------------	-------	------

0.1.2 Nyttolaster på Sbalk

Linjelast på Sbalk p.g.a. Nyttolast i form av snölast på tak

Fås enligt följande definition:

$$P_{k,Qks,Sbalk} = Q_{ks,tak} \times lastbredd_{sbalk}$$

Pk_Qks,Sbalk	9,6	kN/m
--------------	-----	------

Horisontallast vid Uk-Sbalk p.g.a. Vindlast mot byggnadsdelar ovanom Sbalk

Ytlast mot byggnad p.g.a. Av vindlast konverteras till en linjelast som verkar vid längs med UK-Sbalk enligt följande:

$$H_{k,Qkw,UK,Sbalk} = Q_{k,w,vägg} * \left(h_{byggnad} - \frac{h_{sbalk}}{2} \right)$$

Hälften av Sbalkens höjd tänkes befinna sig ovanom färdig mark.

Byggnadens höjd

Byggnadens höjd erhålls enligt definition i konstruktionskisser:

h_byggnad	5,5	m
-----------	-----	---

Horisontallast vid UK-Sbalk p.g.a. Vindlast mot byggnadsdelar ovanom Sbalk

Hk_Qkw,UK,Sbalk	3,23	kN/m
-----------------	------	------

0.1.3 Laster på Sbalk i LK6

Lastkombination: LK6 **Nyttolaster:** Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast
Vindlast deltar med kombinations koefficient

Tidsklass: Momentan

0.1.3.1 Laster på Sbalk i LK6 i brukstillstånd

Last p.g.a. Egenvikter i LK6 i brukstillstånd

Total linjelast vid uk-Sbalk p.g.a. Egenvikter i brukstillstånd i LK6

$$P_{k,tot,Gkj,LK6,Sbalk} = K_{fi} \times P_{k,tot,Gkj,Sbalk}$$

Pk_tot,Gkj,LK6,Sbalk	11,32	kN/m
----------------------	-------	------

Laster p.g.a. Nyttolaster i LK6 i brukstillstånd

Linjelast på Sbalk p.g.a. Snölast på tak i brukstillstånd i LK6

$$P_{k,Qks,LK6,Sbalk} = K_{fi} \times P_{k,Qks,Sbalk}$$

Pk_Qks,LK6,Sbalk	9,60	kN/m
------------------	------	------

Ytlast mot Sbalk p.g.a. Vindlast i brukstillstånd i LK6

$$P_{k,Qkw,LK6,Sbalk} = K_{fi} \times \psi_{0,vind} \times Q_{k,w,vägg}$$

Pk_Qkw,LK6,Sbalk	0,39	kN/m ²
------------------	------	-------------------

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

Horisontallast vid UK-Sbalk p.g.a. Vindlast mot byggnadsdelar ovanom Sbalk i brukstillstånd i LK6

$$H_{k,Qkw,UKSbalk,LK6,Sbalk} = K_{fi} \times \psi_{0,vind} \times H_{k,Qkw,UKSbalk}$$

Hk_Qkw,UKSbalk,LK6,Sbalk	1,94025	kN/m
--------------------------	---------	------

Total linjelast på Sbalk i brukstillstånd i LK6

Pk_tot,LK6,Sbalk	20,923	kN/m
------------------	--------	------

0.1.3.2 Laster på Sbalk i LK6 i brottsgränstillstånd

Last p.g.a. Egenvikter i LK6 i brottsgränstillstånd

Total linjelast vid uk-Sbalk p.g.a. Egenvikter i brottsgränstillstånd i LK6

$$P_{ed,tot,Gkj,LK6,Sbalk} = 1,15 \times K_{fi} \times P_{k,tot,Gkj,Sbalk}$$

Ped_tot,Gkj,LK6,Sbalk	13,02	kN/m
-----------------------	-------	------

Laster p.g.a. Nyttolaster i LK6 i brottsgränstillstånd

Linjelast på Sbalk p.g.a. Snölast på tak i brukstillstånd i LK6

$$P_{ed,Qks,LK6,Sbalk} = 1,5 \times K_{fi} \times P_{k,Qks,Sbalk}$$

Ped_Qks,LK6,Sbalk	14,40	kN/m
-------------------	-------	------

Ytlast mot Sbalk p.g.a. Vindlast i brottsgränstillstånd i LK6

$$P_{ed,Qkw,LK6,Sbalk} = 1,5 \times K_{fi} \times \psi_{0,vind} \times Q_{k,w,vagg}$$

Ped_Qkw,LK6,Sbalk	0,585	kN/m ²
-------------------	-------	-------------------

Horisontallast vid UK-Sbalk p.g.a. Vindlast mot byggnadsdelar ovanom Sbalk i brottsgränstillstånd i LK6

$$H_{ed,Qkw,UKSbalk,LK6,Sbalk} = 1,5 \times K_{fi} \times \psi_{0,vind} \times H_{k,Qkw,UKSbalk}$$

Hed_Qkw,UKSbalk,LK6,Sbalk	2,910375	kN/m
---------------------------	----------	------

Total linjelast på Sbalk i brottsgränstillstånd i LK6

Ped_tot,LK6,Sbalk	27,42	kN/m
-------------------	-------	------

0.1.4 Laster på Sbalk i LK9

Lastkombination: LK9 Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast
Inga övriga nyttolaster

Tidsklass: Medellång

0.1.4.1 Laster på Sbalk i LK9 i brukstillstånd

Last p.g.a. Egenvikter i LK9 i brukstillstånd

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

Total linjelast vid uk-Sbalk p.g.a. Egenvikter i brukstillstånd i LK9

$$P_{k,tot,Gkj,LK9,Sbalk} = K_{fi} \times P_{k,tot,Gkj,Sbalk}$$

Pk_tot,Gkj,LK9,Sbalk	11,32	kN/m
----------------------	-------	------

Laster p.g.a. Nyttolaster i LK9 i brukstillstånd

Linjelast på Sbalk p.g.a. Snölast på tak i brukstillstånd i LK9

$$P_{k,Qks,LK9,Sbalk} = K_{fi} \times P_{k,Qks,Sbalk}$$

Pk_Qks,LK9,Sbalk	9,60	kN/m
------------------	------	------

Total linjelast på Sbalk i brukstillstånd i LK9

Pk_tot,LK9,Sbalk	20,92	kN/m
------------------	-------	------

0.1.4.2 Laster på Sbalk i LK9 i brottsgränstillstånd

Last p.g.a. Egenvikter i LK9 i brottsgränstillstånd

Total linjelast vid uk-Sbalk p.g.a. Egenvikter i brottsgränstillstånd i LK9

$$P_{ed,tot,Gkj,LK9,Sbalk} = 1,15 \times K_{fi} \times P_{ed,tot,Gkj,Sbalk}$$

Ped_tot,Gkj,LK9,Sbalk	13,02	kN/m
-----------------------	-------	------

Laster p.g.a. Nyttolaster i LK9 i brottsgränstillstånd

Linjelast på Sbalk p.g.a. Snölast på tak i brottsgränstillstånd i LK9

$$P_{ed,Qks,LK9,Sbalk} = 1,5 \times K_{fi} \times P_{k,Qks,Sbalk}$$

Ped_Qks,LK9,Sbalk	14,40	kN/m
-------------------	-------	------

Total linjelast på Sbalk i brottsgränstillstånd i LK9

Ped_tot,LK9,Sbalk	27,42	kN/m
-------------------	-------	------

0.1.5 Laster på Sbalk i LK2

Lastkombination: LK2

Nyttolaster:

Vindlast dominerande nyttolast

Snölast (100%+100%) deltar med kombinations koefficient

Tidsklass:

Momentan

0.1.5.1 Laster på Sbalk i LK2 i brukstillstånd

Last p.g.a. Egenvikter i LK2 i brukstillstånd

Total linjelast vid uk-Sbalk p.g.a. Egenvikter i brukstillstånd i LK2

$$P_{k,tot,Gkj,LK2,Sbalk} = K_{fi} \times P_{k,tot,Gkj,Sbalk}$$

Pk_tot,Gkj,LK2,Sbalk	11,32	kN/m
----------------------	-------	------

Laster p.g.a. Nyttolaster i LK2 i brukstillstånd

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

Linjelast på S balk p.g.a. Snölast på tak i brukstillstånd i LK2

$$P_{k,Q_{ks,LK2,Sbalk}} = K_{fi} \times \psi_{0,snö} \times P_{k,Q_{ks,Sbalk}}$$

Pk_Qks,LK2,Sbalk	6,72	kN/m
------------------	------	------

Ytlast mot S balk p.g.a. Vindlast i brukstillstånd i LK2

$$P_{k,Q_{kw,LK2,Sbalk}} = K_{fi} \times Q_{k,w,vägg}$$

Pk_Qkw,LK2,Sbalk	0,65	kN/m ²
------------------	------	-------------------

Horisontallast vid UK-S balk p.g.a. Vindlast mot byggnadsdelar ovanom S balk i brukstillstånd i LK2

$$H_{k,Q_{kw,UKSbalk,LK2,Sbalk}} = K_{fi} \times H_{k,Q_{kw,UKSbalk}}$$

Hk_Qkw,UKSbalk,LK2,Sbalk	3,23375	kN/m
--------------------------	---------	------

Total linjelast på S balk i brukstillstånd i LK2

Pk_tot,LK2,Sbalk	18,043	kN/m
------------------	--------	------

0.1.5.2 Laster på S balk i LK2 i brottsgränstillstånd

Last p.g.a. Egenvikter i LK2 i brottsgränstillstånd

Total linjelast vid uk-S balk p.g.a. Egenvikter i brottsgränstillstånd i LK2

$$P_{ed,tot,Gkj,LK2,Sbalk} = 1,15 \times K_{fi} \times P_{k,tot,Gkj,Sbalk}$$

Ped_tot,Gkj,LK2,Sbalk	13,02	kN/m
-----------------------	-------	------

Laster p.g.a. Nyttolaster i LK2 i brottsgränstillstånd

Linjelast på S balk p.g.a. Snölast på tak i brottsgränstillstånd i LK2

$$P_{ed,Q_{ks,LK2,Sbalk}} = 1,5 \times K_{fi} \times \psi_{0,snö} \times P_{k,Q_{ks,Sbalk}}$$

Ped_Qks,LK2,Sbalk	10,08	kN/m
-------------------	-------	------

Ytlast mot S balk p.g.a. Vindlast i brottsgränstillstånd i LK2

$$P_{ed,Q_{kw,LK2,Sbalk}} = 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,w,vägg}$$

Ped_Qkw,LK2,Sbalk	0,975	kN/m ²
-------------------	-------	-------------------

Horisontallast vid UK-S balk p.g.a. Vindlast mot byggnadsdelar ovanom S balk i brottsgränstillstånd i LK2

$$H_{ed,Q_{kw,UKSbalk,LK2,Sbalk}} = 1,5 \times K_{fi} \times H_{k,Q_{kw,UKSbalk}}$$

Hed_Qkw,UKSbalk,LK2,Sbalk	4,85	kN/m
---------------------------	------	------

Total linjelast på S balk i brottsgränstillstånd i LK2

Ped_tot,LK2,Sbalk	23,10	kN/m
-------------------	-------	------

0.2 Laster på grundkonstruktionens sockelbalk då isolering gjuts in i betongen

Grundkonstruktionens sockelbalk av typ 2 benäms nedan som: Sbalk2

0.2.1 Laster p.g.a. Egenvikter på Sbalk2

Sbalkens egenvikt ökar, övriga laster p.g.a. Egenvikt enligt punkt [0.1.1]

Bilaga 1

Linjelast på Sbalk2 p.g.a. Ökning i egenvikt för Sbalk2

Endast ökningen i betong volym beaktas, således erhålls följande definition:

$$P_{k,Gkj,Sbalk2,Sbalk2} = b_{Sbalk2,\text{ökn}} \times h_{Sbalk2,\text{ökn}} \times V_{Gkj,Armbetong}$$

Antagen dimension för ökning i volym i Sbalk2

Antagen/planerad dimension för Sbalk i enlighet med konstruktionskiss enligt följande:

b_Sbalk2_ökn	50	mm	0,05	m
h_Sbalk2_ökn	500	mm	0,5	m

Linjelast på Sbalk2 p.g.a. Ökning i Egenvikt Sbalk2

Pk_GkjSbalk2,Sbalk2	0,63	kN/m
---------------------	------	------

Total linjelast vid uk-Sbalk p.g.a. Egenvikter

Pk_tot,Gkj,Sbalk2	11,95	kN/m
-------------------	-------	------

0.2.2 Nyttolaster på Sbalk2

Nyttolaster på Sbalk2 enligt punkt [0.1.2]

0.0 Laster Grund [0.1.2]

0.2.3 Laster på Sbalk2 i LK6

Lastkombination: LK6 **Nyttolaster:** Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast
Vindlast deltar med kombinations koefficient

Tidsklass: Momentan

0.2.3.1 Laster på Sbalk2 i LK6 i brukstillstånd

Endast last p.g.a. Egenvikter beräknas om

Total linjelast vid uk-Sbalk2 p.g.a. Egenvikter i brukstillstånd i LK6

$$P_{k,tot,Gkj,LK6,Sbalk2} = K_{fi} \times P_{k,tot,Gkj,Sbalk2}$$

Pk_tot,Gkj,LK6,Sbalk2	11,95	kN/m
-----------------------	-------	------

Total linjelast på Sbalk2 i brukstillstånd i LK6

Pk_tot,LK6,Sbalk2	21,548	kN/m
-------------------	--------	------

0.2.3.2 Laster på Sbalk2 i LK6 i brottsgränstillstånd

Last p.g.a. Egenvikter i LK6 i brottsgränstillstånd

Total linjelast vid uk-Sbalk2 p.g.a. Egenvikter i brottsgränstillstånd i LK6

$$P_{ed,tot,Gkj,LK6,Sbalk2} = 1,15 \times K_{fi} \times P_{k,tot,Gkj,Sbalk2}$$

Ped_tot,Gkj,LK6,Sbalk2	13,74	kN/m
------------------------	-------	------

Total linjelast på S balk2 i brottsgränstillstånd i LK6

Ped_tot,LK6,Sbalk2	28,14	kN/m
--------------------	-------	------

0.2.4 Laster på S balk2 i LK2

Lastkombination: LK2 **Nyttolaster:** *Vindlast dominerande nyttolast*
Snölast (100%+100%) deltar med kombinations koefficient

Tidsklass: *Momentan*

0.2.4.1 Laster på S balk2 i LK2 i brukstillstånd**Last p.g.a. Egenvikter i LK2 i brukstillstånd**

Total linjelast vid uk-S balk2 p.g.a. Egenvikter i brukstillstånd i LK2

$$P_{k,tot,Gkj,LK2,Sbalk2} = K_{fi} \times P_{k,tot,Gkj,Sbalk2}$$

Pk_tot,Gkj,LK2,Sbalk2	11,95	kN/m
-----------------------	-------	------

Total linjelast på S balk2 i brukstillstånd i LK2

Pk_tot,LK2,Sbalk2	18,668	kN/m
-------------------	--------	------

0.2.4.2 Laster på S balk2 i LK2 i brottsgränstillstånd**Last p.g.a. Egenvikter i LK2 i brottsgränstillstånd**

Total linjelast vid uk-S balk2 p.g.a. Egenvikter i brottsgränstillstånd i LK2

$$P_{ed,tot,Gkj,LK2,Sbalk2} = 1,15 \times K_{fi} \times P_{k,tot,Gkj,Sbalk2}$$

Ped_tot,Gkj,LK2,Sbalk2	13,74	kN/m
------------------------	-------	------

Total linjelast på S balk2 i brottsgränstillstånd i LK2

Ped_tot,LK2,Sbalk2	23,82	kN/m
--------------------	-------	------

1.0 Dimensionering av grundkonstruktionens sockelbalk

Redovisning av källor:
RIL 202-2011/BY 61

Sockelbalk benämns nedan, enligt tidigare, som: Sbalk

Definition av grundvärden för dimensionering:

Betongens brukstid

RIL 201-1-2011 [2.3]

Konstruktionens brukstid definieras enligt planerad användningstid

RIL 201-1-2011 [2.3]

Betongens/konstruktionens brukstid väljes till: **50 år**

RIL 201-1-2011 [2.3]

Definition: Denna brukstid gäller för normala husbyggnader samt övriga normala byggnader

RIL 201-1-2011 [2.3]

Betongens exponeringsklass

RIL 202-2011/BY 61 [tab 4.1]

Betongens exponeringsklass definieras enligt den miljö/omgivning som konstruktionen befinner sig i, d.v.s. Vilken typ av belastning från omgivningen som eventuellt kan uppkomma

Betongens exponeringsklass väljes till: **XC2**

RIL 202-2011/BY 61 [tab 4.1]

Definition av XC2: Konstruktioner i exponeringsklass XC2 definieras som fuktiga samt sällan torra. Gäller överlag för normala grundkonstruktioner.

RIL 202-2011/BY 61 [tab 4.1]

RIL 202-2011/BY 61 [tab 4.1]

Betongens täcksckikt

RIL 202-2011/BY 61 [4.4.1.2]

Betongens minimitäcksckikt definieras enligt betongens brukstid samt exponeringsklass

RIL 202-2011/BY 61 [tab 4.3N(FI)]

Enligt vald brukstid samt exponeringsklass erhålls betongens minimitäcksckick som:

RIL 202-2011/BY 61 [tab 4.3N(FI)]

c_min,XC2,50år	20	mm
----------------	----	----

RIL 202-2011/BY 61 [tab 4.3N(FI)]

Betongens hållfasthetsklass

RIL 202-2011/BY 61 [tab 4.4S]

Betongens hållfasthetsklass väljes här utgående från betongens exponeringsklass

RIL 202-2011/BY 61 [tab 4.4S]

Minimikrav för hållfasthetsklass för betong i exponeringsklass XC2:

RIL 202-2011/BY 61 [tab 4.4S]

Betongens hållfasthetsklass väljes till: **C25/30**

RIL 202-2011/BY 61 [tab 4.4S]

Karakteristisk hållfasthet för betong av hållfasthetsklass: C25/30

RIL 202-2011/BY 61 [tab 4.4S]

f_ctk,25/30	25	MN/m ²
-------------	----	-------------------

RIL 202-2011/BY 61 [tab 4.4S]

Armeringsstålens hållfasthetsklass

RIL 202-2011/BY 61 [3.2]

Armeringsstålens hållfasthetsklass väljes till: **A 500 HW**

RIL 202-2011/BY 61 [3.2]

Karakteristisk hållfasthet för armeringstål av hållfasthetsklass: A500HW

f_yk,A500HW	500	MN/m ²
-------------	-----	-------------------

Alternativt kan hållfasthetsklass A500HW ersättas med B500K

Karakteristisk hållfasthet för armeringstål av hållfasthetsklass: B500K

f_yk,B500K	500	MN/m ²
------------	-----	-------------------

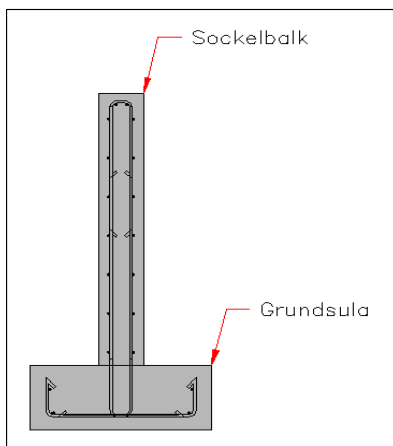
1.0.1 Definition av byggnadens grundkonstruktion samt sockelbalk

Byggnadens grundkonstruktion tänkes utföras med sockelbalk som utgör byggnadens sockel samt fördelar last från ovanomliggande konstruktioner, ner till en markliggande sulan som sedan fördelar last ner till markens bärande lager.

Den markliggande sulan tänkes utföras som långsträckt grundsula, för att lättare kunna fördela marktrycket på större yta.

Sockelbalken kan utföras som platsgjuten vägg eller alternativt som element. Här väljes att dimensionera sockelbalken som en platsgjuten, armerad vägg

En skiss över tänkt konstruktion: _____



Figur 1. Definition av tänkt grundkonstruktion

Konstruktionsalternativ för Sbalk med hänsyn till grundsulen

Alternativ 1

Sbalken utförs som platsgjuten konstruktion. fördelarna med detta är att man slipper de eftergjutningar som uppkommer ifall Sbalken utförs som sockelelement, en stor nackdel är dock den stora åtgången av formvirke. Då Sbalken utförs som platsgjuten bör grundsulen utföras som långsträckt för att underlätta formningskedet. Ifall Sbalken inte gjuts i samma gjutning som grundsulen bör detta beaktas genom tilläggsarmering med hänsyn till den uppkommande gjutskarven.

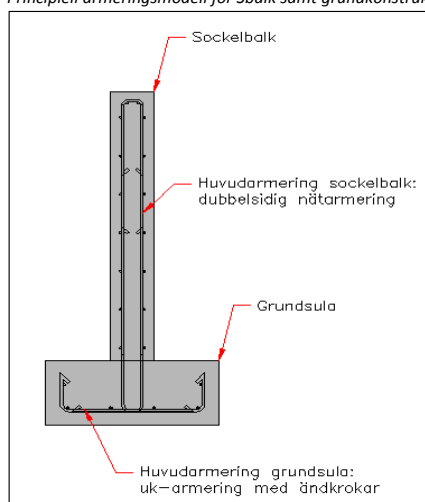
Alternativ 2

Sbalken utförs som platsgjutna element. fördelarna med detta är att man undviker den stora åtgången av formvirke som uppkommer då Sbalken utförs som platsgjuten, nackdelen dock är den stora mängden eftergjutningar samt att kunna bibehålla en enhetlig kvalitet i.o.m. Att elementen i detta projekt, i enlighet med utförarens direktiv, tänkes tillverkas på plats och inte via en elementtillverkare. Då Sbalken utförs som element kan man eventuellt utföra grundsulen som pelarsulor som placeras vid anslutningarna mellan sockelelementen.

Alternativ 1 tänkes dimensioneras efter

1.0.2 Tänkt armeringsmodell för Sbalk

Principiell armeringsmodell för Sbalk samt grundkonstruktion då konstruktionsalternativ 1 tillämpas



Figur 2. Principiell armeringsmodell för grund

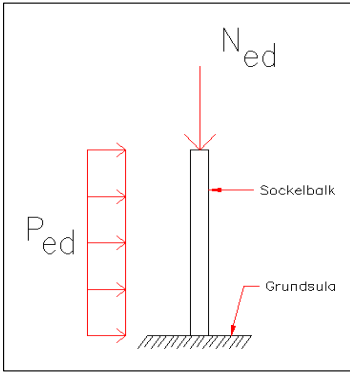
1.0.3 Statisk- samt strukturell analys av Sockelbalk

Statisk modell för Sbalk, då grundsula utförs som långsträckt

Sockelbalken tänkes vara fastinspänd till grundsulen. P.g.a. Detta erhålls följande fall då grundsulen utförs som långsträckt:

Sockelbalken kommer i detta fall att kategoriseras under den strukturella kategorin: Vägg

Således fås följande statiska modell för Sbalk



Figur 3. Definition av Sbalkens statiska modell

Denna statiska modell benämns som: Konsolbalk

Penviken RAK(cad(dwg))
Byggnadsstatik
Penviken RAK(cad(dwg))
Byggnadsstatik

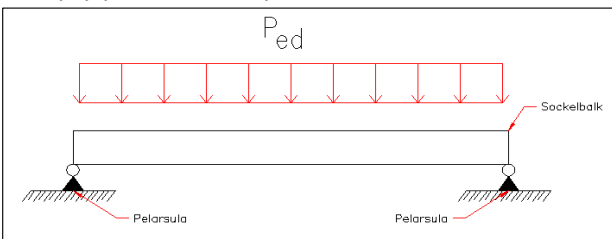
Statisk modell för Sbalk, då sockelbalk utförs som element samt då grundsulan utförs som separata pelarsulor

Sockelbalken bildar en frittupplagd tvåstödsbalk mellan närliggande pelarsulor. P.g.a. Detta erhålls följande statiska modell för en sektion Sbalk, d.v.s. För ett element som spänner mellan två pelarsulor:

Sockelbalken kommer i detta fall att kategoriseras under den strukturella kategorin: Balk

Byggnadsstatik

Således fås följande statiska modell för Sbalk



Figur 4. Definition av statisk modell för Sbalk

Denna statiska modell benämns som: Fritt upplagd tvåstöds balk

RIL 202-2011/BY 61 [5.3.1]

Penviken RAK(cad(dwg))
Byggnadsstatik
Penviken RAK(cad(dwg))
Byggnadsstatik

1.1 Dimensionering av Sbalk, långsträckt grundsula används

Då långsträckt grundsula används, dimensioneras balken enligt vägg principen

Sbalk betecknas således i detta avsnitt som Sockelvägg/sockelmur/grundmur, och benämns med förkortningen: Svägg

1.1.1 Laster på Svägg

Laskombinationer samt p.g.a. Dessa framtagna laster erhållna i punkt [0.0 Laster Grund]

0.0 Laster Grund

1.1.1.1 Laster på Svägg i brottsgränstillstånd i LK6

0.0 Laster Grund

Lastkombination: LK6

Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast
Vindlast deltar med kombinations koefficient

0.0 Laster Grund

0.0 Laster Grund

Tidsklass: Momentan

0.0 Laster Grund

Total linjelast på Svägg/ Normalkraft per meter Svägg, i brottsgränstillstånd i LK6

0.0 Laster Grund

Linjelast/normalkraft per meter Svägg

Ped_tot,LK6,Svägg	27,421	kN/m	0,0274	MN/m
-------------------	--------	------	--------	------

0.0 Laster Grund

Ytlast mot Svägg p.g.a. Vindlast i brottsgränstillstånd i LK6

0.0 Laster Grund

Ped_Qkw,LK6,Svägg	0,585	kN/m ²
-------------------	-------	-------------------

0.0 Laster Grund

Linjelast mot Svägg p.g.a. Ytlast av vind i brottsgränstillstånd i LK6

Ytlast p.g.a. Vindlast mot Svägg beräknas om till in linjelast som verkar i höjdled längs med Sväggen per meter Svägg

$$P_{ed,linjel,höjdled,Qkw,LK6,Svägg} = P_{ed,Qkw,LK6,Svägg} \times 1,0 \text{ m}$$

Ped_linjel,h,Qkw,LK6,Svägg	0,585	kN/m
----------------------------	-------	------

1.1.1.1.1 Dimensionerande moment i Svägg i brottsgränstillstånd i LK6

Statisk modell då Svägg utförs med långsträckt grundsula: Konsolbalk

1.0 DIM Sbalk [1.0.1]

Momentbelastning på Svägg utgörs av ett dimensionerande moment som verkar per meter Svägg, kNm/m

Moment p.g.a. vindlast

Max dimensionerande moment för konsolbalk hittas enligt byggnadsstatiken i tvärsnittets inspänningspunkt

Byggnadsstatik

Detta dimensionerande moment, då Svägg belastas av linjelast, erhålls enligt byggnadsstatiken enligt följande:

Byggnadsstatik

RIL 202-2011/BY 61 [Bilaga 3]

$$M_{insp} = \frac{q \times (l)^2}{2}$$

Detta ger följande formel:

$$M_{ed,insp,Qkw,LK6,Svägg} = \frac{P_{ed,linje,höjdled,Qkw,LK6,Svägg} \times (h_{sbalk})^2}{2}$$

Byggnadsstatik

RIL 202-2011/BY 61 [Bilaga 3]

Därtill tillkommer ett inspänningsmoment p.g.a. Horisontallast mot UK-Svägg p.g.a. Vindlast mot byggnadsdelar ovanom Svägg

Detta moment erhålls enligt följande:

$$M_{ed,insp,Qkw,H,LK6,Svägg} = H_{ed} * l_{hävvarm}$$

Byggnadsstatik

Formeln omskrivs:

$$M_{ed,insp,Qkw,H,LK6,Svägg} = H_{ed,Qkw,UKSbalk,LK6,Sbalk} * h_{Svägg}$$

Då formelerna kombineras, erhålls det totala dimensionerande inspännings momentet enligt följande:

$$M_{ed,insp,Qkw,LK6,Svägg} = \frac{P_{ed,linje,höjdled,Qkw,LK6,Svägg} \times (h_{sbalk})^2}{2} + H_{ed,Qkw,UKSbalk,LK6,Sbalk} * h_{Svägg}$$

Inspänningsmoment i Svägg p.g.a. Vindlast i brottsgränstillstånd i LK6

Med_insp,Qkw,LK6,Svägg	3,3784	kNm/m
------------------------	--------	-------

1.1.1.2 Laster på Svägg i brukstillstånd i LK6

Lastkombination: LK6

Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast
Vindlast deltar med kombinations koefficient

0.0 Laster Grund

0.0 Laster Grund

Tidsklass: Momentan

0.0 Laster Grund

Total linjelast på Svägg/ Normalkraft per meter Svägg, i brukstillstånd i LK6

Linjelast/normalkraft per meter Svägg

Pk_tot,LK6,Svägg	20,92	kN/m
------------------	-------	------

Ytlast mot Svägg p.g.a. Vindlast i brukstillstånd i LK6

Pk_Qkw,LK6,Svägg	0,39	kN/m ²
------------------	------	-------------------

Linjelast mot Svägg p.g.a. Ytlast av vind i brukstillstånd i LK6

Ytlast p.g.a. Vindlast mot Svägg beräknas om till in linjelast som verkar i höjded längs med Sväggen per meter Svägg

$$P_{k,linjel,höjded,Qkw,LK6,Svägg} = P_{k,Qkw,LK6,Svägg} \times 1,0 \text{ m}$$

Pk_linjel,h,Qkw,LK6,Svägg	0,39	kN/m
---------------------------	------	------

1.1.1.2.1 Dimensionerande moment i Svägg i brukstillstånd i LK6

Dimensionerande moment i Svägg i brukstillstånd i LK6 erhålls enligt samma princip som i punkt [1.1.1.1.1]

1.0 DIM S balk [1.1.1.1.1]

Dimensionerande moment i brukstillstånd i LK6 erhålls således enligt följande:

$$M_{k,insp,Qkw,LK6,Svägg} = \frac{P_{k,linjel,höjded,Qkw,LK6,Svägg} \times (h_{sbalk})^2}{2} + H_{k,Qkw,UKSbalk,LK6,Sbalk} * h_{svägg}$$

1.0 DIM S balk [1.1.1.1.1]

Inspänningsmoment i Svägg p.g.a. Vindlast i brukstillstånd i LK6

Mk_insp,Qkw,LK6,Svägg	3,2709	kNm
-----------------------	--------	-----

1.1.1.3 Laster på Svägg i brottsgränstillstånd i LK2

Lastkombination: LK2

Nyttolaster: Vindlast dominerande nyttolast
Snölast (100%+100%),
deltar med kombinations koefficient

0.0 Laster Grund
0.0 Laster Grund
0.0 Laster Grund

Tidsklass: Momentan

0.0 Laster Grund

Total linjelast på Svägg/ Normalkraft per meter Svägg, i brottsgränstillstånd i LK2

0.0 Laster Grund

Linjelast/normalkraft per meter Svägg

Ped_tot,LK2,Svägg	23,101	kN/m	0,0231	MN/m
-------------------	--------	------	--------	------

0.0 Laster Grund

Ytlast mot Svägg p.g.a. Vindlast i LK2

0.0 Laster Grund

Ped_Qkw,LK2,Svägg	0,975	kN/m ²
-------------------	-------	-------------------

0.0 Laster Grund

Linjelast mot Svägg p.g.a. Ytlast av vind i brottsgränstillstånd i LK2

Ytlast p.g.a. Vindlast mot Svägg beräknas om till in linjelast som verkar i höjded längs med Sväggen per meter Svägg

$$P_{ed,linjel,höjded,Qkw,LK2,Svägg} = P_{ed,Qkw,LK2,Svägg} \times 1,0 \text{ m}$$

Ped_linjel,h,Qkw,LK2,Svägg	0,975	kN/m
----------------------------	-------	------

1.1.2 Dimensionering av Sväggen mot lastkombination LK6

Strukturellt klassas Sväggen som Vägg, i detta fall en bärande vägg

RIL 202-2011/BY 61 [5.3.1]

Väggar som i huvudsak belastas av moment samt normalkraft, kan väljas att undersökas enligt samma princip som för pelare och balkar

RIL 202-2011/BY 61 [5.3.1]
RIL 202-2011/BY 61 [5.3.1]

Dimensionerings gången enligt RIL 202-2011/BY 61 punkt [6.1]

RIL 202-2011/BY 61 [6.1]

Dimensionerings gång för böj- och tryckbelastade tvärsnitt, enligt RIL 202-2011/BY 61

RIL 202-2011/BY 61 [6.1]

1. Konstruktionsdelens slankhet
2. Kontroll av gräns för slankhet
3. Normalkraftens excentricitet, Andragradens effekter
4. Max ändmoment för konstruktionsdelen
5. Armering av tvärsnitt mot max dimensionerande moment
6. Vidare noggrannare dimensionering av specifika delar i brottsgränstillstånd samt brukstillstånd

RIL 202-2011/BY 61 [6.1]
RIL 202-2011/BY 61 [6.1]
RIL 202-2011/BY 61 [6.1]
RIL 202-2011/BY 61 [6.1]
RIL 202-2011/BY 61 [6.1]
RIL 202-2011/BY 61 [6.1]

1.1.2.1 Slankhet för undersökt tvärsnitt

Tvärsnittets/konstruktionsdelens slankhetstal bestäms enligt följande formel:

RIL 202-2011/BY 61 (5.14)

$$\lambda_{svägg} = \frac{l_{0,svägg}}{i_{svägg}}$$

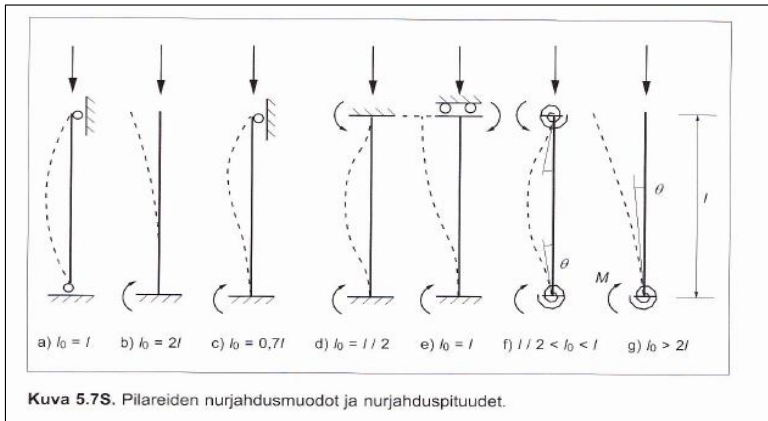
RIL 202-2011/BY 61 (5.14)

Tvårsnittets knäcklängd, l₀

Tvårsnittets knäcklängd, l₀, erhålls enligt följande bild: RIL 202-2011/BY 61 [Bild 5.7S]

RIL 202-2011/BY 61 [Bild 5.7S]

RIL 202-2011/BY 61 [Bild 5.7S]

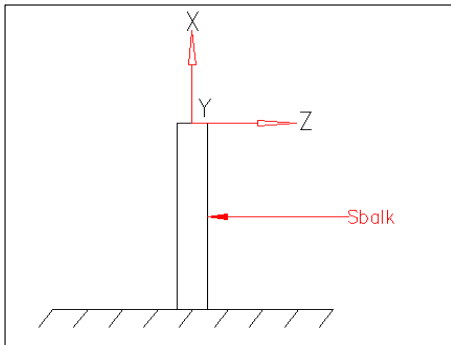


Figur 5. RIL 202-2011/BY 61 (bild 5.7S), Definition av knäcklängder för pelare

Då Sväggen tolkas som en vägg som inte är stöd i sidled i någondera riktning klassas den som mastpelare, vilket betyder att den är fastinspänd nertill och helt fri upptill.

Ovanomvarande ytterväggskonstruktion tolkas som att den inte kan bidra till styvhet i den undersökta knäckningsriktningen, d.v.s. infästningen till ytterväggsstommen tolkas inte bidra med någon stabilitet i sidled

Tvårsnittets undersökta knäckningsriktning, Knäckning för S balk undersökes i tvårsnittets z-led



Figur 6. Definition av Sbalkens knäckningsriktning

P.g.a. Ovanstående erhålls tvårsnittets knäckningslängd som:

$$l_{0,svägg} = 2 \times l_{tvärsnitt}$$

RIL 202-2011/BY 61 [Bild 5.7S]

I detta fall benämns tvårsnittets längd som Sväggens höjd, och knäcklängden fås således enligt följande:

$$l_{0,svägg} = 2 \times h_{svägg}$$

RIL 202-2011/BY 61 [Bild 5.7S]

Sväggens tänkta höjd

Sväggens tänkta höjd erhålls i enlighet med konstruktionsskisser enligt följande:

h _{Svägg}	1,05	m	1050	mm
--------------------	------	---	------	----

Knäcklängd för Svägg

l _{0,Svägg}	2,1	m	2100	mm
----------------------	-----	---	------	----

Tvårsnittets tröghetsradie, i

Erhålls enligt hållfasthetsläran enligt följande formel:

$$i_{\text{svägg}} = \frac{h_{\text{knäckningsriktning}}}{\sqrt{12}}$$

Tvårsnittets mått i undersökt knäckningsriktning, $h_{\text{knäckningsriktning}}$, erhålls i detta fall som Sväggen tjocklek, d.v.s. Bredd

$$h_{\text{knäckningsriktning}} = b_{\text{svägg}}$$

Hållfasthetslära

Hållfasthetslära

Sväggens tänkta bredd

Sväggens tänkta bredd erhålls i enlighet med konstruktionsskisser enligt följande:

b_Svägg	0,15	m	150	mm
---------	------	---	-----	----

Sväggens tröghetsradie

i_Svägg	0,04330127	m	43,30127019	mm
---------	------------	---	-------------	----

Tvårsnittets slankhetstal

$\lambda_{\text{Svägg}}$	48,49742261
--------------------------	-------------

1.1.2.2 Gränsvärden för slankhet då tryck- och böjbelastade tvärsnitt undersökes

Då det undersökta tvärsnittets slankhetstal underskrider gränsvädet för slankhet kan andragradens effekter väljas att inte beaktas

RIL 202-2011/BY 61 [5.8.3.1]

Gränsvärdet för slankhet för ett specifikt tvärsnitt erhålls enligt följande:

RIL 202-2011/BY 61 (5.13NS)

$$\lambda_{\text{lim}} = 15,4 \times \frac{C}{\sqrt{n}}$$

RIL 202-2011/BY 61 (5.13NS)

Formeln omskrivs:

$$\lambda_{\text{lim,LK6,Svägg}} = 15,4 \times \frac{C_{\text{LK6,Svägg}}}{\sqrt{n_{\text{LK6,Svägg}}}}$$

RIL 202-2011/BY 61 (5.13NS)

Relativ normalkraft, n, i LK6

Den relativa normalkraften erhålls enligt följande formel:

RIL 202-2011/BY 61 (5.13NS)

$$n_{\text{LK6,Svägg}} = \frac{N_{\text{ed}}}{A_c \times f_{\text{cd}}}$$

RIL 202-2011/BY 61 (5.13NS)

Formeln omskrivs:

$$n_{\text{LK6,Svägg}} = \frac{P_{\text{ed,tot,LK6,Svägg}}}{A_{\text{c,Svägg}} \times f_{\text{cd,25/30,Svägg}}}$$

Betongens tvärsnittsytta, A_c

Betongens tvärsnittsytta för analyserat tvärsnitt erhålls enligt följande:

$$A_{\text{c,Svägg}} = b_{\text{svägg}} \times h_{\text{svägg}}$$

A_c,Svägg	0,1575	m ²	157500	mm ²
-----------	--------	----------------	--------	-----------------

Betongens dimensionerande tryckhållfasthet

Kan erhållas ur tabell då betongens hållfasthetsklass är känd

RIL 202-2011/BY 61 [tab. 3.2.1S.]

Betongens hållfasthetsklass vald enligt definition i punkt [1.0]

1.0 DIM S balk [1.0]

f_cd,25/30,Svägg	14,2	MN/m ²
------------------	------	-------------------

RIL 202-2011/BY 61 [tab. 3.2.1S.]

Relativ normalkraft i LK6

n_LK6,Svagg	0,012260619
-------------	-------------

Modifierings koefficient, C, i LK6

Modifierings koefficient, C, erhålls ur följande formel:

RIL 202-2011/BY 61 [5.13NS]

$$C_{LK6,Svagg} = 1,7 - \frac{M_{01}}{M_{02}}$$

RIL 202-2011/BY 61 [5.13NS]

Formeln omskrivs:

$$C_{LK6,Svagg} = 1,7 - \frac{M_{01,LK6,Svagg}}{M_{02,LK6,Svagg}}$$

För mastpelare erhålls modifierings koefficient, C, som 0,7

RIL 202-2011/BY 61 [Bild 5.15]

C_LK6,Svagg	0,7
-------------	-----

Gränsvärde för slankhet för Svagg i LK6

$\lambda_{lim,LK6,Svagg}$	97,36
---------------------------	-------

1.1.2.3 Krav samt gränsvärden för slankhet då samtidigt tryck- och böjbelastade tvärsnitt undersökes

Noggrannare utredning av dimensionerande moment p.g.a. Andragradens effekter kan lämnas bort ifall slankheten för analyseras tvärsnitt uppfyller följande kriterier:

RIL 202-2011/BY 61 [5.8.3.1]

RIL 202-2011/BY 61 [5.8.3.1]

$$\lambda_{Svagg} \leq \lambda_{lim,LK6,Svagg}$$

RIL 202-2011/BY 61 [5.8.3.1]

Kontroll av krav för slankhet

48,497	≤	97,356
--------	---	--------

Krav uppfylls! Andra gradens effekter måste inte beaktas!

Gränsvärde för slankhet för betongkonstruktioner

Givet gränsvärde för slankhet för betongkonstruktioner erhålls enligt följande:

RIL 202-2011/BY 61 (5.31S)

$$100 > \lambda_{Svagg}$$

100	>	48,497	Krav uppfylls!
-----	---	--------	-----------------------

1.1.2.4 Dimensionerande moment i LK6 med metod som baseras på nominell krökning, Andra gradens effekter beaktas

RIL 202-2011/BY 61 [5.8.8]

Ifall dimensionerande moment p.g.a. Andra gradens effekter väljes att undersökas noggrannare, kan de erhållas genom en metod som beaktar den belastade konstruktionens nominella krökning

RIL 202-2011/BY 61 [5.8.8]

RIL 202-2011/BY 61 [5.8.8]

Då andra gradens effekter beaktas, erhålls det dimensionerande momentet enligt följande:

$$M_{ed} = \max \left\{ \begin{array}{l} M_{02} \\ M_{0e} + M_2 \\ \geq N_{ed} \times e_0 \end{array} \right\}$$

RIL 202-2011/BY 61 (5.31S)

1.1.2.4.1 Moment p.g.a. Excentricitet då analyserat tvärsnitt belastas med tryckande normalkraft, M_01 samt M_02

RIL 202-2011/BY 61 [5.8.8]

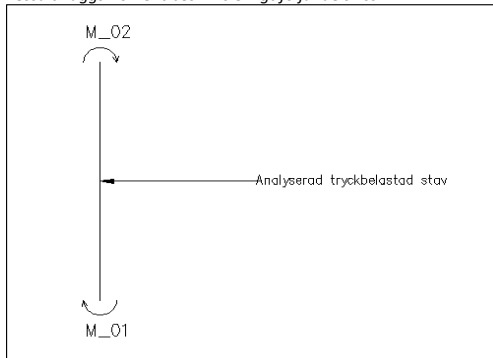
P.g.a. Eventuella snedheter samt osäkerheter i konstruktioner tänkes normalkraft verkar excentriskt i förhållande till det analyserade belastade tvärsnittet. Denna excentricitet ger upphov till ett moment. Koefficienterna M_01 samt M_02 är det tillägg till ändmomenten som uppkommer i det belastade tvärsnittet p.g.a. Denna excentricitet.

RIL 202-2011/BY 61 [5.8.8]

RIL 202-2011/BY 61 [5.8.8]

RIL 202-2011/BY 61 [5.8.8]

Dessa tilläggsmoment beskrivs enligt följande skiss:



RIL 202-2011/BY 61 [5.8.8]

Figur 7. Beskrivning av tilläggsmoment p.g.a. Andra gradens effekter

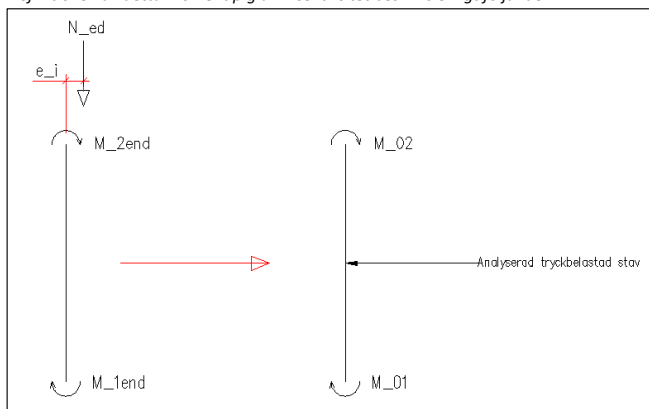
Ändmomenten M_01 samt M_02 är således det totala momentet i den analyserade stavens ändor, och erhålls som summan av det befintliga ändmomentet samt den momentbelastning som uppkommer p.g.a. Excentriciteten hos den angripande normalkraften.

RIL 202-2011/BY 61 [5.8.8]

RIL 202-2011/BY 61 [5.8.8]

RIL 202-2011/BY 61 [5.8.8]

Definitionen av detta moment p.g.a. Excentricitet beskrivs enligt följande:



Figur 8. Beskrivning av tilläggsmoment M_01 samt M_02 p.g.a. Excentricitet i normalkraft

De totala ändmomenten M_01 samt M_02

Ändmoment: M_01, erhålls genom följande formel:

$$M_{01} = M_{1,end} + N_{ed} \times e_i$$

RIL 202-2011/BY 61 (5.315)

Formeln omskrivs:

$$M_{01,LK6,Svagg} = M_{1,end,LK6,Svagg} + P_{ed,tot,LK6,Svagg} \times e_{i,Svagg}$$

Ändmoment: M_02, erhålls genom följande formel:

$$M_{02} = M_{2,end} + N_{ed} \times e_i$$

RIL 202-2011/BY 61 (5.315)

Formeln omskrivs:

$$M_{02,LK6,Svagg} = M_{2,end,LK6,Svagg} + P_{ed,tot,LK6,Svagg} \times e_{i,Svagg}$$

Ändmoment utan tilläggsmoment p.g.a. Excentricitetens inverkan:

M_1,end samt M_2,end

Ändmomentet M_1,end erhålls som momentet vid Sväggens nedre kant, d.v.s. Vid inspänningssnittet till grundsulan Detta ändmoment erhålls som samma inspänningmoment som i punkt [1.1.1.1.1], således fås följande:

DIM Balk [1.1.1.1.1]

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

$$M_{1,end,LK6,Svägg} = M_{ed,insp,Qkw,LK6,Svägg}$$

M_1,end,LK6,Svägg	3,378	kNm/m
-------------------	-------	-------

Ändmomentet $M_{2,end}$ kommer att vara noll p.g.a. Att Sväggen tolkas som helt fri i dess övre ända.
Enligt definition av Sväggens statistikmodell i punkt [1.1.2.1]

DIM S balk [1.1.2.1]
DIM S balk [1.1.2.1]

P.g.a. Detta erhålls följande:

$$M_{2,end,LK6,Svägg} = 0$$

M_2,end,LK6,Svägg	15	kNm
-------------------	----	-----

Normalkraftens excentricitet p.g.a. Snedställning i konstruktion, e_i

Denna excentricitet erhålls enligt följande formel:

$$e_{i,Svägg} = \frac{l_{0,Svägg}}{400}$$

RIL 202-2011/BY 61 (5.315)

$e_i,Svägg$	0,00525	m
-------------	---------	---

Totala ändmoment: M_{01} , i LK6

M_01,LK6,Svägg	3,522334594	kNm/m
----------------	-------------	-------

Totala ändmoment: M_{02} , i LK6

M_02,LK6,Svägg	15,14395959	kNm/m
----------------	-------------	-------

1.1.2.4.2 Moment p.g.a. Ändmoment skapad av excentricitet, M_{0e}

M_{0e} erhålls enligt följande formel:

RIL 202-2011/BY 61 (5.315)

$$M_{0e,LK6,Svägg} = 0,6 \times M_{02} + 0,4 \times M_{01} \geq 0,4 \times M_{02}$$

Formeln omskrivs:

$$M_{0e,LK6,Svägg} = 0,6 \times M_{02,LK6,Svägg} + 0,4 \times M_{01,LK6,Svägg} \geq 0,4 \times M_{02,LK6,Svägg}$$

RIL 202-2011/BY 61 (5.315)

M_0e,LK6,Svägg	10,49530959	kNm/m
----------------	-------------	-------

1.1.2.4.3 Moment orsakad av deformation p.g.a. Andragradens effekter, M_2

M_2 erhålls enligt följande formel:

$$M_{2,LK6,Svägg} = N_{ed} \times e_2$$

RIL 202-2011/BY 61 (5.315)

Formeln omskrivs:

$$M_{2,LK6,Svägg} = P_{ed,tot,LK6,Svägg} \times e_{2,LK6,Svägg}$$

RIL 202-2011/BY 61 (5.315)

Excentricitet p.g.a. Deformation orsakad av andragradens effekter, e_2

Excentricitet p.g.a. Deformation, e_2 , erhålls genom följande formel:

$$e_{2,LK6,Svägg} = \left(\frac{\lambda}{130}\right)^2 \times d$$

RIL 202-2011/BY 61 (5.315)

Formeln omskrivs:

$$e_{2,LK6,Svägg} = \left(\frac{\lambda_{Svägg}}{130}\right)^2 \times d_{Svägg}$$

RIL 202-2011/BY 61 (5.315)

Sväggens höjd, d

Erhålls enligt tidigare fastställda mått i punkt [1.1.2.1]

$$d_{\text{svägg}} = b_{\text{svägg}}$$

d_2,Svägg	0,15	m
-----------	------	---

DIM S balk [1.1.2.1]

DIM S balk [1.1.2.1]

Excentricitet p.g.a. Deformation, e_2

e_2,LK6,Svägg	0,02087574	m
---------------	------------	---

Moment p.g.a. Excentricitet orsakad av deformation

M_2,LK6,Svägg	0,572431047	kNm/m
---------------	-------------	-------

1.1.2.4.4 Moment p.g.a. Initialexcentricitet i normalkraft

RIL 202-2011/BY 61 (5.31S)

Detta moment erhålls genom följande formel:

$$M_{e,0} = N_{ed} \times e_0$$

RIL 202-2011/BY 61 (5.31S)

RIL 202-2011/BY 61 (5.31S)

Formeln omskrivs:

$$M_{e,0,LK6,Svägg} = P_{ed,tot,LK6,Svägg} \times e_{0,Svägg}$$

Excentricitet, e_2

Excentricitet, e_2, erhålls m.h.j.a. Följande formel:

$$e_{2,Svägg} = \max \left\{ \begin{array}{l} b_{\text{svägg}} \\ 30 \\ 20 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

RIL 202-2011/BY 61 (5.31S)

e_0,Svägg	20	mm	0,02	m
-----------	----	----	------	---

Moment p.g.a. Initialexcentricitet i normalkraft

M_e,0,LK6,Svägg	0,548	kNm/m
-----------------	-------	-------

1.1.2.4.5 Dimensionerande moment då andragradens effekter beaktas med metod baserad på nominell krökning

Enligt punkt [1.1.2.4] erhålls detta dimensionerande moment enligt följande:

DIM S balk [1.1.2.4]

$$M_{ed,max,2gradeffekt,LK6,Svägg} = \max \left\{ \begin{array}{l} M_{02,LK6,Svägg} \\ M_{0e,LK6,Svägg} + M_{2,LK6,Svägg} \\ \geq M_{e,0,LK6,Svägg} \end{array} \right\}$$

DIM S balk [1.1.2.4]

Dimensionerande moment i LK6 då andragradens effekter beaktas

Med_max,2gradef,LK6,Svägg	15,144	kNm/m
---------------------------	--------	-------

1.1.2.5 Dimensionerande max moment i Svägg i LK6

Dimensionerande max moment i Svägg då andragradens effekter beaktas i form av snedställning i konstruktion

Definition:

Detta moment verkar i inspänningsnittet mellan Svägg och grundsula och är en summa av moment orsakad av vindlast samt det tilläggsmoment som uppkommer i detta snitt p.g.a. Excentricitet i normalkraft p.g.a. Snedställning

$$M_{ed,max,e,LK6,Svägg} = M_{ed,insp,Qkw,LK6,Svägg} + M_{01,LK6,Svägg}$$

Med_max,e,LK6,Svägg	6,901	kNm/m
---------------------	-------	-------

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

Dimensionerande max moment i Svägg då andragradens effekter beaktas i form av nominell krökning

Definition: Detta moment är max momentbelastning i konstruktionsdelen då andragradens effekter beaktas med beaktande av konstruktionsdelens nominella krökning

$$M_{ed,max,nomkrök,LK6,Svägg} = M_{ed,max,2gradeffekt,LK6,Svägg}$$

Med_max,nomkrök,LK6,Svägg	15,144	kNm/m
---------------------------	--------	-------

1.1.2.6 Huvudarmering svägg, armering/dimensionering mot moment samt normalkraft i LK6

Definitioner

En strimla av Sväggen med bredden 1 meter analyseras, erforderliga armeringsmängd som erhålls gäller således per meter Svägg. P.g.a. Detta tillvägagångssätt erhålls följande längd för det undersökta tvärsnittet:

l_undersöktstrimla,Svägg	1000,0	mm	1,0	m
--------------------------	--------	----	-----	---

Väggar kan dimensioneras som oarmerad eller armerade.

Här anses det dock inte som lämpligt att utföra Sväggen som oarmerad. Väggen väljes således att armeras.

Då Sväggen strukturellt klassas som vägg men belastas av en böjande kraft, d.v.s. Moment, bör den primärt dimensioneras/undersökas enligt samma princip som för en platta

RIL 202-2011/BY 61 [9.6.1]
RIL 202-2011/BY 61 [9.6.1]

1.1.2.6.1 Erforderlig armeringsmängd i LK6 då Svägg dimensioneras som miniarmerad vägg

RIL 202-2011/BY 61 [9.6]

Sväggens armering dimensioneras efter de principer som gäller för väggar

RIL 202-2011/BY 61 [9.6]

Erforderlig armeringsmängd för Sväggens vertikala stänger

Vertikala stänger betecknas nedan som; v eller vert,arm

Den erforderliga armeringsmängden för väggars vertikala stänger, då miniarmerings mängd väljes att användas, erhålls enligt följande

RIL 202-2011/BY 61 [9.6.2]

$$A_{s,vmin,LK6,Svägg} = 0,002 \times A_{c,Svägg}$$

RIL 202-2011/BY 61 [9.6.2]

Erforderlig minimiarmeringsmängd för Sväggens vertikala stänger, per meter Svägg

A_s,vmin,LK6,Svägg	315	mm ² /m
--------------------	-----	--------------------

Antal vertikala stänger per meter Svägg

Erforderligt antal vertikala stänger per meter erhåll genom följande formel:

$$n_{vert,arm,LK6,Svägg} = \frac{A_{s,vmin,LK6,Svägg}}{\Phi_{A,vert,arm,Svägg}}$$

Vald diameter samt area för vertikala stänger

Som stång diameter väljes: ϕ 8

RIL 202-2011/BY 61 [tab 6.1S]

$\phi_{vert,arm,Svägg}$	8	mm
-------------------------	---	----

Tvärsnittsytta för vald vertikal armering

fi_A,vert,arm,8,Svägg	50,3	mm ²
-----------------------	------	-----------------

RIL 202-2011/BY 61 [tab 6.1S]

Antal vertikala stänger per meter Svägg, minimiarmeringsmängd används

n_vert,arm,LK6,Svägg	6,26243	st/m
----------------------	---------	------

c.c-avstånd för vertikala stänger då minimiarmeringsmängd används

Avrundas nedåt till jämna multipler av 50

Erforderligt c.c.-avstånd för vertikala stänger erhålls enligt följande formel:

$$c.c_{vert,arm,8,LK6,Svägg} = (n_{vert,arm,LK6,Svägg})^{-1} \times 10^3$$

c.c_vert,arm,8,LK6,Svägg	150	mm
--------------------------	-----	----

Max c.c-avstånd för vertikala stänger för väggar

Maximala tillåtna c.c.-avstånd för vertikala stänger för väggar erhålls som minimivärdet av väggens tjocklek multiplicerat med tre eller 400 mm. Således erhålls följande:

RIL 202-2011/BY 61 [9.6.2]

$$c.c_{max,vert,arm,Svägg} \leq \min(b_{svägg}; 400 \text{ mm})$$

RIL 202-2011/BY 61 [9.6.2]

c.c_max,vert,arm,Svägg	400	mm
------------------------	-----	----

Kontroll av krav för max c.c.-avstånd för vertikala stänger för Svägg

150	<	400	Krav uppfylls, c.c-avstånd vert,arm ok!
-----	---	-----	---

Erforderlig armeringsmängd för Sväggens horisontella stänger

Horisontella stänger betecknas nedan som; h eller hori,arm

En väggs horisontella armeringen skall vara minst 25 % av den vertikala armeringen

RIL 202-2011/BY 61 [9.6.3]

Den erforderliga armeringsmängden för väggars horisontella stänger, då miniarmerings mängd väljes att användas, erhålls enligt följande

RIL 202-2011/BY 61 [9.6.3]

$$A_{s,hmin,LK6,Svägg} = 0,25 \times A_{s,vmin,LK6,Svägg}$$

Erforderlig minimiarmeringsmängd för Sväggens horisontella stänger, per meter Svägg

A_s,hmin,LK6,Svägg	78,75	mm ² /m
--------------------	-------	--------------------

Antal horisontella stänger per meter Svägg

Erforderligt antal horisontella stänger per meter erhåll genom följande formel:

$$n_{hori,arm,LK6,Svägg} = \frac{A_{s,hmin,LK6,Svägg}}{\phi_{A,hori,arm,Svägg}}$$

Vald diameter samt area för horisontella stänger

Som stång diameter väljes: ϕ 8

RIL 202-2011/BY 61 [tab 6.1S]

$\phi_{hori,arm,Svägg}$	8	mm
-------------------------	---	----

Tvärnsnittsytta för vald horisontella armering

fi_A_hori,arm,8,Svägg	50,3	mm ²
-----------------------	------	-----------------

RIL 202-2011/BY 61 [tab 6.1S]

Antal horisontella stänger per meter Svägg, minimiarmeringsmängd används

n_hori,arm,LK6,Svägg	1,56561	st/m
----------------------	---------	------

c.c-avstånd för horisontella stänger då minimiarmeringsmängd används

Avrundas nedåt till jämna multipler av 50

Erforderligt c.c.-avstånd för horisontella stänger erhålls enligt följande formel:

$$c.c_{hori,arm,8,LK6,Svägg} = (n_{hori,arm,LK6,Svägg})^{-1} \times 10^3$$

c.c_hori,arm,8,LK6,Svägg	600	mm
--------------------------	-----	----

Max c.c.-avstånd för horisontella stänger för väggar

Maximala tillåtna c.c.-avstånd för horisontella stänger för väggar är 400 mm. Således erhålls följande:

RIL 202-2011/BY 61 [9.6.3]

$$c.c_{max,hor,arm,Svägg} \leq 400 \text{ mm}$$

RIL 202-2011/BY 61 [9.6.3]

c.c_max,hor,arm,Svägg	400	mm
-----------------------	-----	----

Kontroll av krav för max c.c.-avstånd för vertikala stänger för Svägg

600	<	400	Krav uppfylls inte!
-----	---	-----	---------------------

Korrigerig av c.c.-avstånd för Sväggens horisontella stänger i LK6

c.c.-avståndet för Sväggens horisontella stänger korrigeras till samma c.c.-avstånd som erhållits för de vertikala stängerna

Denna korrigerig av c.c.-mått till samma mått möjliggör att standardiserad nätarmring kan användas

P.g.a. Detta erhålls följande:

$$c.c_{vald,hor,arm,8,LK6,Svägg} = c.c_{vert,arm,8,LK6,Svägg}$$

Vald/korrigerad c.c.-avstånd för Sväggens horisontella stänger i LK6

c.c_vald,hor,arm,8,LK6,Svägg	150	mm
------------------------------	-----	----

Slutlig armering för Svägg då svägg dimensioneras som miniarmerad vägg

c.c.-avstånd för stänger

Den erhållna, erforderliga, armeringsmängden tänkes fördelas till Sväggens bägge ytor, således erhålls följande c.c.-mått för vald stång diameter per yta:

$$c.c_{arm,8,peryta,LK6,Svägg} = c.c_{vert,arm,8,LK6,Svägg} \times 2$$

c.c_arm,8,peryta,LK6,Svägg	300	mm
----------------------------	-----	----

Denna armering placeras i Sväggens bägge ytor.

1.1.2.6.2 Erforderlig armeringsmängd i LK6 då Svägg dimensioneras enligt samma princip som för plattor

Då en vägg utsätts för böj- samt tryckbelastning bör den undersökas enligt samma princip som för plattor

RIL 202-2011/BY 61 [9.6.1]

Max moment som beaktar andragradens effekter enligt den nominella krökningen tänkes inte beaktas p.g.a. Att kravet för att detta inte skall behöva beaktas uppfylls i punkt [1.1.2.5]

DIM S balk [1.1.2.5]

DIM S balk [1.1.2.5]

Erforderlig armeringsmängd för Svägg, då denna dimensioneras som platta, erhålls enligt följande formel:

RIL 202-2011/BY 61 (6.1.1S)

$$A_{s,LK6,Svägg} = \frac{M_{ed}}{(0,9 \times d \times f_{yd})}$$

RIL 202-2011/BY 61 (6.1.1S)

Formeln omskrivs:

$$A_{s,LK6,Svägg} = \frac{M_{ed,max,e,LK6,Svägg}}{(0,9 \times d_{svägg} \times f_{yd})}$$

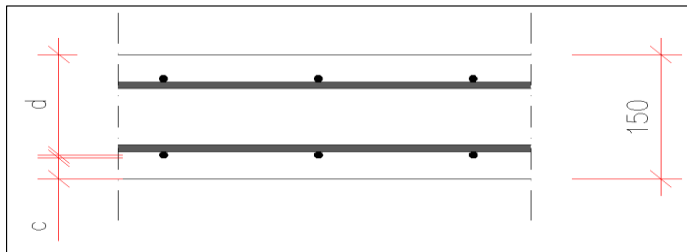
RIL 202-2011/BY 61 (6.1.1S)

Tvärnittets effektiva höjd, d

Tvärnittets effektiva höjd defineras enligt bild i RIL 202-2011/BY 61 [6.1]

RIL 202-2011/BY 61 [6.1]

Definition av tvärsnittets effektiva höjd, d



Figur 9. Definition av tvärsnittets effektiva höjd då betongkonstruktioner analyseras

Penviken RAK(cad(dwg))

Tvärsnittets effektiva höjd erhålls som måttet från dragstälens centrum till övre kant/yttrekant Svägg

Enligt denna definition erhålls följande formel:

$$d_{Svagg} = b_{Svagg} - \left(c_{Svagg} + \frac{\phi_{vert,arm}}{2} \right)$$

Betongens täcksckikt, c

Betongens täcksckicks tjocklek definieras utgående från betongens tänkta exponeringsklass samt brukstid, definierat i punkt [1.0]

1.0 Dim Sbulk [1.0]

För att skapa täcksckiktet vid gjutning av betongkonstruktioner används s.ka. Distanser, dessa distanser finns i olika höjdtyper som skapar olika standard tjocklekar av täcksckikt.

Här tänkes standard distanser användas, dessa distanser skapar ett täcksckikt om 35 mm

Således erhålls betongens täcksckicks tjocklek för Svägg enligt följande:

c_{Svagg}	35	mm
-------------	----	----

Krav för täcksckikt enligt exponeringsklass XC2 då brukstid är 50 år

Krav på täcksckiktets tjocklek i exponeringsklass XC2, då brukstid är 50 år, erhålls enligt punkt [1.0], således erhålls följande krav:

1.0 Dim Sbulk [1.0]

$$c_{Svagg} \geq c_{min,XC2,50\text{år}}$$

1.0 Dim Sbulk [1.0]

Kontroll av krav för täcksckikt för Svägg

35	mm	\geq	20	mm
----	----	--------	----	----

OK, Krav uppfylls!

Vald diameter för vertikal armering

Som stång diameter väljes samma diameter som då Svägg undersöks som minimiarmerad vägg i punkt [1.1.2.6.1]

1.0 Dim Sbulk [1.1.2.6.1]

Tvärsnittets effektiva höjd

d_{Svagg}	111	mm	0,111	m
-------------	-----	----	-------	---

Dimensionerande hållfasthet/sträckgräns för armeringsstål av hållfasthetsklass A500HW

Armeringsstålens dimensionerande hållfasthet erhålls m.h.j.a. Följande formel:

RIL 202-2011/BY 61 [3.2.1]

$$f_{yd,A500HW} = \frac{f_{yk,A500HW}}{\gamma_s}$$

RIL 202-2011/BY 61 [3.2.1]

Karakteristisk hållfasthet för armeringsstål av hållfasthetsklass: A500HW

Karakteristisk hållfasthet för armeringsstål enligt punkt [1.0]

1.0 Dim Sbulk [1.0]

Materialsäkerhets koefficienter för armeringsstål

Erhålls ur tabell:

RIL 202-2011/BY 61 [tab 2.1N (F)]

γ_s	1,15
------------	------

RIL 202-2011/BY 61 [tab 2.1N (F)]

Dimensionerande hållfasthet för armeringsstål av hållfasthetsklass: A500HW

f _{yd,A500HW}	435	MN/m ²
------------------------	-----	-------------------

Erforderlig armeringsmängd då Svägg dimensioneras enligt samma princip som för platta

A _{s,LK6,Svägg}	158,875	mm ² /m
--------------------------	---------	--------------------

Antal stänger per meter Svägg då Svägg dimensioneras som platta

Erforderligt antal stänger per meter, då Svägg dimensioneras som platta, erhålls genom följande formel:

$$n_{s,arm,LK6,Svägg} = \frac{A_{s,LK6,Svägg}}{\phi_{A,s,arm,Svägg}}$$

Vald diameter samt area för stänger

Som stång diameter väljes samma som då Svägg dimensioneras som vägg:

ϕ 8

1.0 DIM S balk [1.1.2.6.1]

$\phi_{s,arm,Svägg}$	8	mm
----------------------	---	----

RIL 202-2011/BY 61 [tab 6.1S]

Tvärnsnittsytta för vald armering

fi _{A,s,arm,8,Svägg}	50,3	mm ²
-------------------------------	------	-----------------

RIL 202-2011/BY 61 [tab 6.1S]

Antal stänger per meter Svägg, Svägg dimensioneras enligt samma princip som för plattor

n _{s,arm,LK6,Svägg}	3,15855	st/m
------------------------------	---------	------

c.c-avstånd för stänger då Svägg dimensioneras enligt samma princip som för platta

Avrundas nedåt till jämna multipler av 50

Erforderligt c.c.-avstånd för stänger erhålls enligt följande formel:

$$c.c_{s,arm,8,LK6,Svägg} = (n_{s,arm,LK6,Svägg})^{-1} \times 10^3$$

c.c _{s,arm,8,LK6,Svägg}	300	mm
----------------------------------	-----	----

1.1.2.6.2.1 Minimiarmningsmängd för Svägg, då Svägg dimensioneras som platta

Minimiarmningsmängden för plattor erhålls enligt följande formel:

RIL 202-2011/BY 61 (9.1NS)

$$A_{s,min,LK6,Svägg} = \rho_{min} \times b_t \times d_{svägg}$$

RIL 202-2011/BY 61 (9.1NS)

Medelbredd för den dragna kanten, b_t

Då en strimla med bredden 1,0 meter undersökes, enligt punkt [1.1.2.6], så erhålls medelbredden för den dragna kanten enligt följande:

1.0 DIM S balk [1.1.2.6]

$$b_{t,Svägg} = l_{undersöktstrimla,Svägg}$$

1.0 DIM S balk [1.1.2.6]

b _{t,Svägg}	1000	mm
----------------------	------	----

Minimiarea för huvudarmering i plattor

RIL 202-2011/BY 61 (9.1NS)

Erhålls ur tabell och defineras enligt betongens hållfasthetsklass

RIL 202-2011/BY 61 (9.1NS)

För betong av hållfasthetsklass: C25/30, definierat i punkt [1.0], gäller följande:

1.0 DIM S balk [1.0]

$\rho_{min,C25/30,Svägg}$	0,133	%
---------------------------	-------	---

RIL 202-2011/BY 61 (tab 9.1S)

Minimiarmningsmängd, då Svägg dimensioneras som platta

A _{s,min,LK6,Svägg}	147,63	mm ² /m
------------------------------	--------	--------------------

Antal stänger per meter Svägg, då Svägg dimensioneras som platta med minimiarmering

Erforderligt antal stänger per meter, då Svägg dimensioneras som platta med miniarmeringsmängd

$$n_{s,min,arm,LK6,Svägg} = \frac{A_{s,min,LK6,Svägg}}{\phi_{A,s,arm,Svägg}}$$

Antal stänger per meter Svägg, Svägg dimensioneras som platta med minimiarmering

n_s,min,arm,LK6,Svägg	2,93499	st/m
-----------------------	---------	------

c.c.-avstånd för stänger då Svägg dimensioneras som platta med miniarmering

Avrundas nedåt till jämna multipler av 50

Erforderligt c.c.-avstånd för stänger erhålls enligt följande formel:

$$c.c_{s,min,arm,8,LK6,Svägg} = (n_{s,min,arm,LK6,Svägg})^{-1} \times 10^3$$

c.c_s,min,arm,8,LK6,Svägg	300	mm
---------------------------	-----	----

1.1.2.6.2 Jämförelse av stålarea då Svägg dimensioneras enligt platta med miniarmering samt som vägg med miniarmering

Den erhållna stålarea då Svägg utförs som miniarmerad platta jämförs med den stålarea som erhålls då Svägg dimensioneras som miniarmerad vägg. Detta för att få en överblick över huvudarmeringens utnyttjandegrad

Denna utnyttjandegrad för huvudarmeringen erhålls som:

$$\eta_{As,vmin-smin,LK6,Svägg} = \frac{A_{s,min,LK6,Svägg}}{A_{s,vmin,LK6,Svägg}}$$

$\eta_{As,vmin-smin,LK6,Svägg}$	0,469	46,9 %
---------------------------------	-------	--------

1.1.2.6.3 Vald huvudarmering för Svägg i LK6

Sväggens huvudarmering väljes enligt den analysmetod som gav störst stålarea

Genom detta val tänkes det säkraste alternativet erhållas

Vald stålarea samt stång diameter

Armeringsmängd för Sväggens huvudarmering väljes i detta fall enligt den dimensioneringsmetod som gav störst stålarea, d.v.s störst armeringsmängd

$$A_{s,max, Vald,LK6,Svägg} = \max \begin{pmatrix} A_{s,vmin,LK6,Svägg} \\ A_{s,LK6,Svägg} \\ A_{s,min,LK6,Svägg} \end{pmatrix}$$

A_s,max,Vald,LK6,Svägg	315	mm ² /m
------------------------	-----	--------------------

Detta ger att Sväggens huvudarmering utförs enligt principen: platta, i punkt[1.1.2.6.2]

1.0 DIM S balk [1.1.2.6.2]

Vald stång diameter för vertikala- samt horisontellastänger väljes således som:

$\phi_{vald,arm,8,LK6,Svägg}$	8	mm
-------------------------------	---	----

1.0 DIM S balk [1.1.2.6.2]

Valt c.c.-avstånd för huvudarmering samt typ av armering

Sväggens vertikalarmerings c.c.-avstånd väljes enligt punkt [1.1.2.6.2.1]

1.0 DIM S balk [1.1.2.6.2]

Sväggens horisontalarmerings c.c.-avstånd har valts till samma som för vertikalarmeringen enligt punkt [1.1.2.6.2.1]

1.0 DIM S balk [1.1.2.6.2]

Detta möjliggör att standardiserad nätarmering väljes att användas

Nätarmeringens innebördes stängers c.c.-avstånd i bägge riktningar erhålls således som:

1.0 DIM S balk [1.1.2.6.2]

c.c_vald,arm,LK6,Svägg	300	mm
------------------------	-----	----

Således erhålls följande resultat för Sväggens huvudarmering i LK6:

Stålkvalitet/hållfasthetsklass i enlighet med punkt [1.0]

1.0 DIM S balk [1.0]

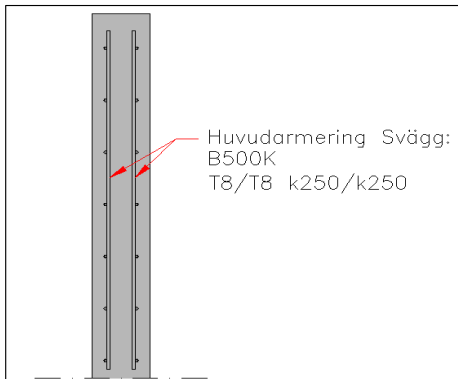
H_arm,LK6,Svägg	A500HW 8/8 300/300
-----------------	--------------------

Alternativ kan, i enlighet med punkt [1.0], nätarmering av följande stålkvalitet användas:

1.0 DIM S balk [1.0]

H_arm,altfyk,LK6,Svägg	B500K 8/8 300/300
------------------------	-------------------

Skiss över slutlig huvudarmering för Svägg i LK6



Figur 10. Slutlig huvudarmering i Svägg

1.1.2.7 Dimensionering mot skjuvkraft i LK6, Sväggens skjuvarmering

RIL 202-2011/BY 61 [6.2]

Skjuvarmeringen väjes att i följande konstruktion utföras som:

RIL 202-2011/BY 61 [9.2.2]

Byglar

Skjuvarmering kan utföras med byglar som omger huvuddragarmeringen och den trykta kanten av tvärsnittet

RIL 202-2011/BY 61 [9.2.2]

Krav för specifik dimensionering av konstruktioner som utsätts för skjuvkraft

Ifall följande krav uppfylls, d.v.s. ifall betongen i sig har erforderlig skjuvkapacitet, behövs ingen noggrannare planering samt dimensionering av specifik skjuvarmering utföras

$$V_{ed} \leq V_{Rd,c}$$

RIL 202-2011/BY 61 [6.2.1]

Skjuvarmeringens minimimängd skall även uppfylla följande krav:

RIL 202-2011/BY 61 [9.2.2]

$$\frac{A_{sw}}{s} = \rho_{w,min} \times b_w$$

RIL 202-2011/BY 61 [9.2.2]

Betongens dimensionerande skjuvkapacitet

Ifall skjuvarmering inte används således att konstruktionen inte utförs som skjuvarmerad, erhålls konstruktionens skjuvkapacitet som betongens skjuvkapacitet.

Betongens skjuvkapacitet erhålls enligt följande:

$$V_{Rd,c} = 0,18 \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \times b_w \times d$$

RIL 202-2011/BY 61 (6.2aS)

Minimiskjuvkapaciteten för betong erhålls enligt följande:

$$V_{Rd,c,max} = 0,2 \times (f_{ck})^{\frac{1}{2}} \times b_w \times d$$

RIL 202-2011/BY 61 (6.2bS)

Således erhålls följande:

$$V_{Rd,c} = \max \left(\begin{array}{l} 0,18 \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \times b_w \times d \\ 0,2 \times (f_{ck})^{\frac{1}{2}} \times b_w \times d \end{array} \right)$$

Krav för maximal dimensionerande skjuvkapacitet för betong

Då den dimensionerande skjuvkraften inte reduceras enligt RIL 202-2011/BY 61 [6.2.2], så skall den oreducerade skjuvkraften uppfylla följande krav:

RIL 202-2011/BY 61 [6.2.2]

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

$$V_{Ed} \leq 0,26 \times b_w \times d \times f_{cd}$$

RIL 202-2011/BY 61 [6.2.2]

Med beaktande av detta krav samt kravet för skjувkapacitet i punkt [1.1.2.7] så erhålls följande formel för den maximala dimensionerande skjувkapaciteten, då den angripande skjувkraften inte reducerats, enligt följande:

1.0 DIM S balk [1.1.2.7]

$$V_{Rd,c,max} = 0,26 \times b_w \times d \times f_{cd}$$

RIL 202-2011/BY 61 [6.2.2]

1.1.2.7.1 Dimensionerande skjувkraft i Svägg i LK2

Som dimensionerande lastkombination används den lastkombination som tolkas ge störst effekt:

Lastkombination:	LK2	Nyttolaster:	Vindlast dominerande nyttolast Snölast (100%+100%), deltar med kombinations koefficient	0.0 Laster Grund 0.0 Laster Grund 0.0 Laster Grund
		Tidsklass:	Momentan	0.0 Laster Grund

Statisk modell då Svägg utförs med långsträckt grundsula: Konsolbalk, i enlighet med punkt [1.0.1]

1.0 DIM S balk [1.0.1]

Skjувbelastning utgörs av en dimensionerande skjувkraft som verkar per meter Svägg

Max dimensionerande skjувkraft för konsolbalk hittas enligt byggnadsstatiken i inspänningssnittet där stödkraft A verkar, och erhålls enligt följande:

$$V_{ed,insp} = R_{A,konsolbalk} = \frac{q}{l}$$

Byggnadsstatik

Formeln omskrivs:

$$V_{ed,insp,LK2,Svägg} = \frac{P_{ed,linje,höjdled,Qkw,LK2,Svägg}}{h_{sbalk}}$$

Dimensionerande skjувkraft i Svägg i LK2

Ved_insp,LK2,Svägg	0,928571429	kN
--------------------	-------------	----

1.1.2.7.2 Sväggens dimensionerande skjувkapacitet

Skjувkapaciteten som erhålls i denna punkt baserar sig på erforderlig huvudarmeringsmängd för lastkombination LK6.

Men den dimensionerande maximala skjувbelastningen hittas dock i lastkombination LK2, således görs valet att inte beräkna någon specifikt huvudarmeringsmängd för lastkombination LK2, utan lastkombinationerna blandas sinsemellan och skjувkapaciteten beräknas utgående ifrån lastkombination LK6 för att erhållas ett mera säkert resultat

Sväggens dimensionerande skjувkapacitet erhålls enligt punkt[1.1.2.7] enligt följande:

1.0 DIM S balk [1.1.2.7]

$$V_{Rd,c,LK6,Svägg} = \max \left(\begin{array}{l} 0,18 \times (100 \times \rho_{l,LK6,Svägg} \times f_{ctk,25/30})^{\frac{1}{3}} \times b_w \times d_{svägg} \\ 0,2 \times (f_{ctk,25/30})^{\frac{1}{2}} \times b_w \times d_{svägg} \end{array} \right)$$

1.0 DIM S balk [1.1.2.7]

Minimibredd för den dragna kanten, b_w

Minibredden för den dragna kanten fås som:

$$b_{w,Svägg} = b_{h,Svägg}$$

b_w,Svägg	150	mm	0,15	m
-----------	-----	----	------	---

Huvudarmerings armeringsförhållande, ρ_l

Huvudarmeringens armeringsförhållande erhålls enligt följande:

$$\rho_{l,LK6,Svägg} = \min \left(\frac{A_{sl,LK6,Svägg}}{b_w \times d_{svägg}}, 0,02 \right)$$

RIL 202-2011/BY 61 [6.2.2]

Huvudarmeringens tvärsnittsarea per meter Svägg, A_sl

Huvudarmeringens tvärsnittsarea per meter Svägg erhålls enligt följande:

$$A_{sl,LK6,Svägg} = A_{s,max,valid,LK6,Svägg}$$

A_sl,LK6,Svägg	315	mm ²
----------------	-----	-----------------

Huvudarmeringens armeringsförhållande

p_l,LK6,Svägg	0,018918919
---------------	-------------

Dimensionerande skjvkapacitet för Svägg i LK6

VRd_c,LK6,Svägg	0,017	MN	16,65	kN
-----------------	-------	----	-------	----

Maximal dimensionerande skjvkapacitet för Svägg då den dimensionerande skjvkraften inte reducerats

Den maximala dimensionerande skjvkraften för Sväggen i LK6, då skjvkraften inte reducerats, erhålls i enlighet med definition i punkt [1.1.2.7] enligt:

1.0 DIM S balk [1.1.2.7]

$$V_{Rd,c,max} = 0,26 \times b_w \times d \times f_{cd}$$

1.0 DIM S balk [1.1.2.7]

Formeln omskrivs:

$$V_{Rd,c,max,LK6,Svägg} = 0,26 \times b_{w,Svägg} \times d_{Svägg} \times f_{cd,25/30,Svägg}$$

Maximal dimensionerande skjvkapacitet för Svägg då den dimensionerande skjvkraften inte reducerats

VRd_c,max,LK6,Svägg	0,0614718	MN	61,4718	kN
---------------------	-----------	----	---------	----

1.1.2.7.3 Kontroll av krav för Sväggens dimensionerande skjvkapacitet i LK6

Kraven definierade i punkt [1.1.2.7] kontrolleras

1.0 DIM S balk [1.1.2.7]

1.1.2.7.3.1 Kontroll av krav för den angripande skjvkraftens förhållande till den maximala skjvkapaciteten

Definition enligt punkt [1.1.2.7]

1.0 DIM S balk [1.1.2.7]

$$V_{Ed} \leq 0,26 \times b_w \times d \times f_{cd}$$

1.0 DIM S balk [1.1.2.7]

Formeln omskrivs:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c,max}$$

Formeln omskrivs:

$$V_{Ed,insp,LK2,Svägg} \leq V_{Rd,c,max,LK6,Svägg}$$

Kontroll av krav för den angripande skjvkraftens förhållande till den maximala skjvkapaciteten

0,928571429	kN	≤	61,4718	kN
-------------	----	---	---------	----

Krav uppfylls!

1.1.2.7.3.2 Kontroll av krav för vidare dimensionering av specifik skjuvarmering

Definition enligt punkt [1.1.2.7]

1.0 DIM S balk [1.1.2.7]

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

1.0 DIM S balk [1.1.2.7]

Formeln omskrivs:

$$V_{ed,insp,LK6,Svägg} \leq V_{Rd,c,LK6,Svägg}$$

Kontroll av krav för vidare dimensionering av specifik skjuvarmering

0,928571429	kN	≤	16,65	kN
-------------	----	---	-------	----

Krav uppfylls!, ingen vidare specifik dimensionering krävs!

1.1.2.8 Dimensionering av specifika konstruktions- samt armeringsdeltajer för Svägg

Enligt RIL 202-2011/BY 61 [9.0] erhålls specifika krav för dimensionering samt planering av specifika konstruktionsdelar för olika typer av konstruktioner

RIL 202-2011/BY 61 [9.0]
RIL 202-2011/BY 61 [9.0]

1.1.2.8.1 Krav för konstruktions- samt armeringsdetaljer för väggar

RIL 202-2011/BY 61 [9.6]

Krav för vidare dimensionering av konstruktionsdetaljer utgående från belastningstyp

Väggkonstruktioner som belastas av böjbelastning bör undersökas enligt samma princip som för plattor

RIL 202-2011/BY 61 [9.6]

Krav för maximala c.c-avstånd för vertikala- samt horisontellastänger i väggar

RIL 202-2011/BY 61 [9.6]

Krav på maximala c.c-avstånd för vertikala- samt horisontellastänger beaktade i punkt [1.1.2.6.1]

1.0 DIM S balk [1.1.2.6.1]

1.1.2.8.2 Krav för konstruktions- samt armeringsdetaljer för plattor

RIL 202-2011/BY 61 [9.3]

Krav för maximala c.c-avstånd för vertikala- samt horisontellastänger i plattor

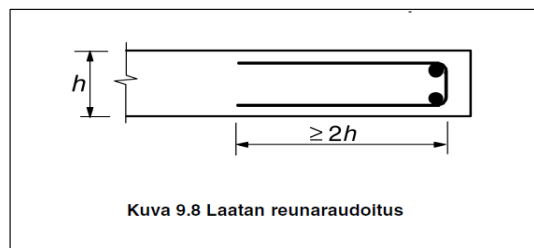
Krav på maximala c.c-avstånd för vertikala- samt horisontellastänger beaktade i punkt [1.1.2.6.1]

1.0 DIM S balk [1.1.2.6.1]

Krav för armering vid fria kanter för plattor

För fria kanter i plattor gäller det att de skall innehålla specifik kantarmering enligt följande bild ur RIL 202-2011/BY 61 [bild 9.8]

RIL 202-2011/BY 61 [bild 9.8]



RIL 202-2011/BY 61 [bild 9.8]

Figur 11. Armering för fria kanter i plattor enligt RIL 201-2011/BY 61 (bild 9.8)

1.1.2.8.2.1 Detaljutformning av kantarmering för Svägg

Sväggen utrustas således med kantbyglar samt ringarmering, denna detaljutformning i enlighet med punkt [1.1.2.8.2]

1.0 DIM S balk [1.1.2.8.2]

Detaljutformning av Sväggens kantbyglar

Stångdiameter för kantbyglar

Som stångdiameter väljes samma diameter som för Sväggens huvudarmering i punkt [1.1.2.6.3]

1.0 DIM S balk [1.1.2.6.3]

$$\phi_{kantbyglar,arm,LK6,Svägg} = \phi_{vald,arm,LK6,Svägg}$$

$\phi_{kantbyglar,arm,LK6,Svägg}$	8	mm
-----------------------------------	---	----

Kantlängder för kantbyglar

Kravet för kantbyglarnas längd erhålls i enlighet med punkt [1.1.2.8.2] enligt följande:

1.0 DIM S balk [1.1.2.8.2]

$$l_{kantbyglar,LK6,Svägg} \geq 2 \times h$$

1.0 DIM S balk [1.1.2.8.2]

Formeln omskrivs:

$$l_{\min, \text{kantbyglar, LK6, Svägg}} \geq 2 \times b_{\text{Svägg}}$$

Krav för kantbyglarnas längd, kantbyglarnas minimilängd

$l_{\min, \text{kantbyglar, LK6, Svägg}}$	0,3	m	300	mm
---	-----	---	-----	----

Vald kantlängd för kantbyglar för Svägg

Kantlängden för Sväggens kantbyglar väljes, med beaktande av krav för minimilängd, enligt följande:

$$l_{\text{vald, kantbyglar, LK6, Svägg}} = l_{\min, \text{kantbyglar, LK6, Svägg}} + 100 \text{ mm}$$

Vald kantlängd för kantbyglar för Svägg

$l_{\text{vald, kantbyglar, LK6, Svägg}}$	400	mm
---	-----	----

Kantbredd för kantbyglar

Kantbyglarna tänkes bindas/fixeras till huvudarmringens vertikala stänger

Således erhålls kantbyglarnas kantbredd enligt följande:

$$b_{\text{kantbyglar, LK6, Svägg}} = b_{\text{Svägg}} - (2 \times (c_{\text{Svägg}} + \phi_{\text{vald, arm, LK6, Svägg}}))$$

Kantbyglarnas kantbredd

Avrundas uppåt till jämna multipler av 5

$b_{\text{kantbyglar, LK6, Svägg}}$	65	mm
-------------------------------------	----	----

Kantbyglarnas c.c-avstånd

Som c.c-avstånd för kantbyglar tänkes följande användas:

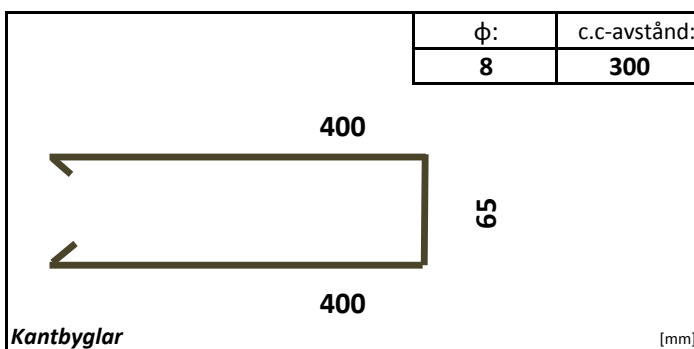
$$c_{\text{kantbyglar, LK6, Svägg}} = c_{\text{vald, arm, LK6, Svägg}}$$

Kantbyglarnas c.c-avstånd

$c_{\text{kantbyglar, LK6, Svägg}}$	300	mm
-------------------------------------	-----	----

Slutliga resultat för Sväggens kantbyglar

Schematisk skiss över Sväggens kantbyglar



Detaljutförning av Sväggens ringarmering

Sväggen utrustas med ringarmering i enlighet med punkt [1.1.2.8.2]

1.0 DIM S balk [1.1.2.8.2]

Antal ringarmeringsstänger

Enligt bild i punkt[1.1.2.8.2] så erhålls minimiantalet för ringarmeringsstänger enligt följande:

$$n_{min,ringarm} = 2 \text{ st}$$

1.0 DIM S balk [1.1.2.8.2]

1.0 DIM S balk [1.1.2.8.2]

Minimiantal för ringarmeringsstänger

n_min,ringarm	2	st
---------------	---	----

Således väljes antalet ringarmeringsstänger enligt följande:

$$n_{ringarm,LK6,Svägg} = n_{min,ringarm}$$

Antal ringarmeringsstänger

n_ringarm,LK6,Svägg	2	st
---------------------	---	----

Stångdiameter för ringarmering

Ringarmeringen stångdiameter väljes till samma som för Sväggens huvudarmering i enlighet med punkt [1.1.2.6.3]

1.0 DIM S balk [1.1.2.6.3]

Således erhålls:

$$\phi_{ringarm,Svägg} = \phi_{vald,arm,8,LK6,Svägg}$$

Stångdiameter för ringarmering

$\phi_{ringarm,Svägg}$	8	mm
------------------------	---	----

Slutliga resultat för Sväggens ringarmering

Ringarmering	2	st	ϕ	8
--------------	---	----	--------	---

1.1.2.9 Dimensionering av Svägg i brukstillstånd i LK6

RIL 202-2011/BY 61 [7.0]

I brukstillstånd skall följande saker kontrolleras:

RIL 202-2011/BY 61 [7.0]

1. Kontroll samt begränsning av betong- stålspänningar

RIL 202-2011/BY 61 [7.1]

2. Kontroll samt begränsning av betongens sprickvidd

RIL 202-2011/BY 61 [7.1]

3. Kontroll samt begränsning av nedböjning

RIL 202-2011/BY 61 [7.1]

Nedböjningen väljes att inte kontrolleras då denna begränsas av under om Svägg liggande grundsula

1.1.2.9.1 Kontroll samt begränsning av betong- samt stålspänningar i LK6 i brukstillstånd

RIL 202-2011/BY 61 [7.2]

Stålspänningar i brukstillstånd

RIL 202-2011/BY 61 [7.2]

Stålspänningar i brukstillstånd erhålls enligt följande formel:

RIL 202-2011/BY 61 (7.1.1S)

$$\sigma_s = \frac{M_{ed}}{0,9 \times A_s \times d}$$

RIL 202-2011/BY 61 (7.1.1S)

Krav stålspänning i brukstillstånd

RIL 202-2011/BY 61 [7.2]

Sprickvidder samt nedböjningar som inte enligt ett estetiskt perspektiv kan anses som undvikna ifall den maximala dimensionerande stålspänningen i brukstillstånd uppfyller följande krav:

RIL 202-2011/BY 61 [7.2]

RIL 202-2011/BY 61 [7.2]

$$\sigma_s < 0,6 \times f_{yk}$$

RIL 202-2011/BY 61 [7.2]

Formeln omskrivs:

$$\sigma_{s,LK6,Svägg} < 0,6 \times f_{yk,A500HW}$$

Betongspänningar i brukstillstånd

RIL 202-2011/BY 61 [7.2]

Betongspänningar i brukstillstånd erhålls enligt följande formel:

RIL 202-2011/BY 61 (7.1.2S)

$$\sigma_c = \frac{7,5 \times M_{ed}}{b \times (d)^2}$$

RIL 202-2011/BY 61 (7.1.2S)

Krav för betongspänning i brukstillstånd

RIL 202-2011/BY 61 [7.2]

RIL 202-2011/BY 61 ger inga specifikt klara direktiv för begränsning av betongspänningen

RIL 202-2011/BY 61 [7.2]

**Krav för betongspänning i brukstillstånd enligt SFS EN1992-1-1: Eurokoodi 2
Betonirakenteiden suunnittelu ohje: Osa 1-1**

SFS EN1992-1-1 [7.2]

För att inte behöva beakta långtidsdeformation för belastade betongkonstruktioner bör betongspänningen begränsas enligt följande:

SFS EN1992-1-1 [7.2]

$$\sigma_c < k_2 \times f_{ck}$$

SFS EN1992-1-1 [7.2]

Modifieringskoefficient, k_2 , erhålls som:

SFS EN1992-1-1 [7.2]

$$k_2 = 0,45$$

SFS EN1992-1-1 [7.2]

Således erhålls:

$$\sigma_c < 0,45 \times f_{ck}$$

SFS EN1992-1-1 [7.2]

1.1.2.9.2 Dimensionerande moment i brukstillstånd i LK6

Dimensionerande moment i brukstillstånd i LK6 erhålls i enlighet med punkt [1.1.2.5]

1.0 DIM Sbalk [1.1.2.5]

Dimensionerande moment som endast beaktar andragradseffekter i form av snedställning väljes att användas

1.0 DIM Sbalk [1.1.2.5]

Således erhålls följande:

$$M_{k,max,e,LK6,Svägg} = M_{k,insp,Qkw,LK6,Svägg} + M_{k,01,LK6,Svägg}$$

1.0 DIM Sbalk [1.1.2.5]

Totalt ändmoment, M_{k_01} , i brukstillstånd i LK6

1.0 DIM Sbalk [1.1.2.4.1]

Totalt ändmoment, M_{k_01} , i brukstillstånd i LK6 erhålls enligt samma princip som i punkt [1.1.2.4.1]

1.0 DIM Sbalk [1.1.2.4.1]

$$M_{k,01,LK6,Svägg} = M_{k,1,end,LK6,Svägg} + P_{k,tot,LK6,Svägg} \times e_{i,Svägg}$$

Ändmoment utan tilläggsmoment, M_{k_1} , i brukstillstånd i LK6

1.0 DIM Sbalk [1.1.2.4.1]

Ändmoment utan tilläggsmoment, M_{k_1} , i brukstillstånd i LK6 erhålls enligt samma princip som i punkt [1.1.2.4.1]

1.0 DIM Sbalk [1.1.2.4.1]

$$M_{k,1,end,LK6,Svägg} = M_{k,insp,Qkw,LK6,Svägg}$$

1.0 DIM Sbalk [1.1.2.4.1]

Mk_1,end,LK6,Svägg	3,271	kNm/m
---------------------------	--------------	--------------

Totalt ändmoment, M_{k_01}

Mk_01,LK6,Svägg	3,381	kNm/m
------------------------	--------------	--------------

Dimensionerande moment i brukstillstånd i LK6

Mk_max,e,LK6,Svägg	6,652	kNm/m	6651605,6	Nmm/m
---------------------------	--------------	--------------	------------------	--------------

1.1.2.9.3 Spänningar brukstillstånd i LK6**Stålsänningar i brukstillstånd i LK6**

RIL 202-2011/BY 61 (7.1.1S)

$$\sigma_s = \frac{M_{ed}}{0,9 \times A_s \times d}$$

RIL 202-2011/BY 61 (7.1.1S)

Formeln omskrivs:

$$\sigma_{s,LK6} = \frac{M_{k,max,e,LK6,Svägg}}{0,9 \times A_{s,max,valid,LK6,Svägg} \times d_{svägg}}$$

RIL 202-2011/BY 61 (7.1.1S)

Stålspänningar i brukstillstånd i LK6 per meter Svägg

$\sigma_{s,LK6}$	211,37	MPa/m
------------------	--------	-------

Betongspänningar i brukstillstånd LK6

RIL 202-2011/BY 61 (7.1.2S)

$$\sigma_c = \frac{7,5 \times M_{ed}}{b \times (d)^2}$$

RIL 202-2011/BY 61 (7.1.2S)

Formeln omskrivs:

$$\sigma_{c,LK6} = \frac{7,5 \times M_{k,max,e,LK6,Svägg}}{b_{t,Svägg} \times (d_{svägg})^2}$$

RIL 202-2011/BY 61 (7.1.2S)

Betongspänningar i brukstillstånd i LK6 per meter Svägg

$\sigma_{c,LK6}$	4,05	MPa/m
------------------	------	-------

1.1.2.9.4 Kontroll av begränsningar för spänningar brukstillstånd i LK6**Krav för stålspänningar i brukstillstånd**

RIL 202-2011/BY 61 [7.2]

$$\sigma_s < 0,6 \times f_{yk}$$

RIL 202-2011/BY 61 [7.2]

Formeln omskrivs:

$$\sigma_{s,LK6} < 0,6 \times f_{yk,B500K}$$

RIL 202-2011/BY 61 [7.2]

Kontroll av krav för begränsning av stålspänningar i brukstillstånd i LK6 för Svägg

$$\sigma_{s,LK6} < 0,6 \times f_{yk,B500K}$$

211,373	Mpa	<	300	Mpa
---------	-----	---	-----	-----

Krav för stålspänningar uppfylls!**Utnyttjandegrad för stålspänningar för Svägg i brukstillstånd i LK6**

$\eta_{\sigma_s,LK6,Svägg}$	0,7046	70,46 %
-----------------------------	--------	---------

Krav för betongspänningar i brukstillstånd

$$\sigma_c < 0,45 \times f_{ck}$$

SFS EN1992-1-1 [7.2]

Formeln omskrivs:

$$\sigma_{c,LK6} < 0,45 \times f_{ctk,C25/30}$$

SFS EN1992-1-1 [7.2]

Kontroll av krav för begränsning av betongspänningar i brukstillstånd i LK6 för Svägg

$$\sigma_{c,LK6} < 0,45 \times f_{ctk,C25/30}$$

4,049	Mpa	<	11,25	Mpa
-------	-----	---	-------	-----

Krav för betongspänningar uppfylls!**Utnyttjandegrad för betongspänningar för Svägg i brukstillstånd i LK6**

$\eta_{\sigma_c,LK6,Svägg}$	0,3599	35,99 %
-----------------------------	--------	---------

1.1.2.10 Dimensionering av Sväggens förankringsarmering till grundsula

SFS EN1992-1-1 [10.9.4.5]

Förankringsarmeringen som förankrar Svägg till grundsula väljes att dimensioneras enligt direktiv ur: SFS EN1992-1-1 [10.9.4.5]

SFS EN1992-1-1 [10.9.4.5]

Direktiv för planering/utförning av fog som skall överföra böjmoment enligt EN1992-1-1 [10.9.4.5]

SFS EN1992-1-1 [10.9.4.5]

(1) Armeringen skall kunna överföra krafter över fogen samt sammanfoga konstruktionerna till varandra.

SFS EN1992-1-1 [10.9.4.5] (1)

(2) Kontinuitet kan erhållas/skapas genom att tillämpa följande alternativ:

SFS EN1992-1-1 [10.9.4.5] (2)

Skarva stänger med överlappande skarvar

Genom eftergjutning av fog med skarvad överlappande armering

Med beaktande av följande direktiv tänkes Sväggens förankringsarmering erhållas enligt följande:

1.1.2.10.1 Dimesionering samt planering av förankringsarmering

Stångdiameter för förankringsarmering

Som stångdiameter väljes samma dimension som för Sväggens huvudarmering:

$$\phi_{\text{förankr,arm,LK6,Svägg}} = \phi_{\text{vald,arm,LK6,Svägg}}$$

$\phi_{\text{förankr,arm,LK6,Svägg}}$	8	mm
---------------------------------------	---	----

c.c.-avstånd för förankringsarmering

Förankringsarmeringens c.c.-avstånd tänkes utföras enligt följande:

$$c_{\text{förankr,arm,LK6,Svägg}} = c_{\text{vald,arm,LK6,Svägg}}$$

c.c. förankr,arm,LK6,Svägg	300	mm
----------------------------	-----	----

Kantlängder för förankringsarmering

Förankringsarmeringens kantlängder kommer att baseras på erforderlig skarvlängd för vald stångdiameter

Erforderlig förankringslängd för förankringsarmering

Erforderlig förankringslängd för för vald stångdiameter erhålls enligt följande:

RIL 202-2011/BY 61 [8.7.3]

$$l_0 \geq 1,5 \times l_{b,rqd}$$

RIL 202-2011/BY 61 (8.10)

Formeln omskrivs:

$$l_{0,\text{förankr,arm,LK6,Svägg}} \geq 1,5 \times l_{b,rqd,\text{förankr,arm,LK6,Svägg}}$$

Krävd förankringslängd

Krävd förankringslängd erhålls enligt följande:

RIL 202-2011/BY 61 [tab 8.2.1S]

$$l_{b,rqd} = l_{bd} \times \phi_{\text{arm}}$$

RIL 202-2011/BY 61 [tab 8.2.1S]

Formeln omskrivs:

$$l_{b,rqd,\text{förankr,arm,LK6,Svägg}} = l_{bd,\text{förankr,arm,LK6,Svägg}} \times \phi_{\text{förankr,arm,LK6,Svägg}}$$

Förankringslängdens grundvärde som beaktar vidhäftning, l_{bd} , erhålls ur tabell då betongens hållfasthetsklass är känd:

RIL 202-2011/BY 61 [tab 8.2.1S]

Förankringslängdens grundvärde, för betong av hållfasthetsklass: C25/30, erhålls som:

$l_{bd,\text{förankr,arm,LK6,Svägg}}$	41	mm
---------------------------------------	----	----

RIL 202-2011/BY 61 [tab 8.2.1S]

Krävd förankringslängd

$l_{bd,rqd,\text{förankr,arm,LK6,Svägg}}$	328	mm
---	-----	----

Erforderlig förankringslängd för förankringsarmering

$l_{0,\text{förankr,arm,LK6,Svägg}}$	492	mm
--------------------------------------	-----	----

Krav för erforderlig förankringslängd

Krav för erforderlig förankringslängd erhålls enligt tidigare formel:

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

$$l_0 \geq 1,5 \times l_{b,rqd}$$

P.g.a. Detta krav tänkes följande användas för att uppfylla dessa krav:

Erforderlig förankringslängd för förankringsarmering tänkes avrundas uppåt till jämna multipler av 100

Vald erforderlig förankringslängd för förankringsarmering

Avrundas till jämna multipler av 100

<code>l_0, vald, förankr, arm, LK6, Svägg</code>	500	mm
--	-----	----

Kontroll av krav för vald erforderlig förankringslängd

$$l_0 \geq 1,5 \times l_{b,rqd}$$

500	>	492	OK! Krav uppfylls!
-----	---	-----	--------------------

2.0 Dimensionering av grundkonstruktionens sockelbalk med ingjuten isolering

Redovisning av källor:

RIL 202-2011/BY 61

Dimensionering av grundkonstruktionens sockelbalk enligt alternativ konstruktionsmodell, således att sockelväggens isolering gjuts in i betongen.

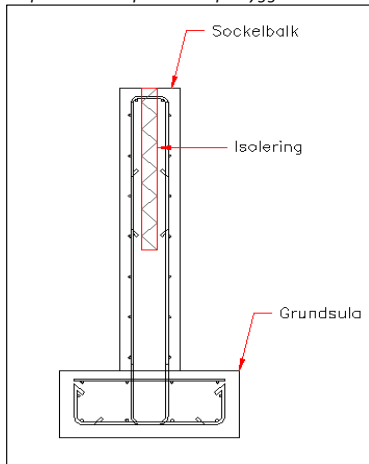
2.0.1 Vidare definition av alternativ konstruktionsmodell för Sbalk

Den primära konstruktionsalternativet enligt punkt [1.0.1], d.v.s. Med platsgjuten sockel, tillämpas men utvecklas vidare.

1.0 DIM Sbalk [1.0.1]

1.0 DIM Sbalk [1.0.1]

Sådant fall tänkes undersökas att sockelväggens isolering gjuts in i betongen, istället för att placeras utanpå sockeln på byggnadens insida. Lösningen beskrivs i följande figur.



Figur 12. Definition av sockelvägg med ingjuten isolering

Denna konstruktionstyp ger en mera tillämpbar samt fördelaktig lösning med hänsyn till sockelns värmeisolering, då är placerad på ett mycket mera fördelaktigt ställe som inte orsakar samma typ av köldbryggor som om den skulle placeras på sockelns insida.

Därtill så erhåller man en mycket mera slitstark yta mot hallens insida ifrom av betong, som således är mycket mera hållbar en isoleringsskiva i form av EPS.

Denna lösning innebär dock att sockelväggen kommer att behöva breddas för att ge plats åt isoleringen, men ändå behålla en relativt godtycklig betongtvärsnitt på isoleringens vardera sidor som klarar av att föra lasten från ytterväggarna vidare neråt till grundsockeln.

Det blir även mera arbetsamt att gjuta sockelväggen jämfört med sådant fall att isoleringen placeras på insidan p.g.a. Att isoleringen måste fixeras inne i formen under gjutning.

Tvärsnittsmått för Sbalk2

Sbalk2s tvärsnittsmått erhålls i enlighet med konstruktionsskisser enligt följande:

h_Sbalk2	1050	mm	1,05	m
b_Sbalk2	200	mm	0,2	m

Tvärsnittsmått för betongtvärsnitt vid sidan om isolering

Erhålls i enlighet med konstruktionsskisser enligt följande:

h_Sbalk2,min	600	mm	0,6	m
b_Sbalk2,min	75	mm	0,075	m

2.1 Dimensionering av Sbalk2

Dimensionering utförs enligt samma princip som för Sbalk i punkt [1.1]

1.0 DIM Sbalk [1.1]

2.1.1 Laster på Sbalk2

Laskombinationer samt p.g.a. Dessa framtagna laster erhållna i punkt [0.0 Laster Grund]

0.0 Laster Grund

2.1.1.1 Laster på S balk2 i brottsgränstillstånd i LK6

0.0 Laster Grund

Lastkombination: LK6

Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast
Vindlast deltar med kombinations koefficient

0.0 Laster Grund

0.0 Laster Grund

Tidsklass: Momentan

0.0 Laster Grund

Total linjelast på Svägg2/ Normalkraft per meter Svägg2, i brottsgränstillstånd i LK6

0.0 Laster Grund

Linjelast/normalkraft per meter Svägg2

Ped_tot,LK6,Svägg2	28,140	kN/m	0,0281	MN/m
--------------------	--------	------	--------	------

0.0 Laster Grund

Linjelast mot Svägg2 p.g.a. Ytlast av vind i brottsgränstillstånd i LK6

Erhålls i enlighet med punkt [1.1.1.1]

1.0 DIM S balk [1.1.1.1]

Ped_linjel,h,Qkw,LK6,Svägg2	0,585	kN/m
-----------------------------	-------	------

1.0 DIM S balk [1.1.1.1]

2.1.1.1.1 Dimensionerande moment i Svägg2 i brottsgränstillstånd i LK6

Dimensionering mot moment i enlighet med princip i punkt [1.1.1.1.1]

1.0 DIM S balk [1.1.1.1.1]

Inspänningsmoment i Svägg2 p.g.a. Vindlast i brottsgränstillstånd i LK6

1.0 DIM S balk [1.1.1.1.1]

Med_insp,Qkw,LK6,Svägg2	3,3784	kNm/m
-------------------------	--------	-------

1.0 DIM S balk [1.1.1.1.1]

2.1.1.2 Laster på Svägg2 i brukstillstånd i LK6

Lastkombination: LK6

Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast
Vindlast deltar med kombinations koefficient

0.0 Laster Grund

0.0 Laster Grund

Tidsklass: Momentan

0.0 Laster Grund

Total linjelast på Svägg/ Normalkraft per meter Svägg2, i brukstillstånd i LK6

Linjelast/normalkraft per meter Svägg2

Pk_tot,LK6,Svägg2	21,55	kN/m
-------------------	-------	------

Linjelast mot Svägg2 p.g.a. Ytlast av vind i brukstillstånd i LK6

Erhålls i enlighet med punkt [2.1.1.2]

1.0 DIM S balk [2.1.1.2]

Pk_linjel,h,Qkw,LK6,Svägg2	0,39	kN/m
----------------------------	------	------

1.0 DIM S balk [2.1.1.2]

2.1.1.2.1 Dimensionerande moment i Svägg2 i brukstillstånd i LK6

Dimensionering mot moment i enlighet med princip i punkt [1.1.1.2.1]

1.0 DIM S balk [1.1.1.2.1]

Mk_insp,Qkw,LK6,Svägg2	3,2709	kNm
------------------------	--------	-----

2.1.1.3 Laster på Svägg2 i brottsgränstillstånd i LK2

Lastkombination: LK2

Nyttolaster: Vindlast dominerande nyttolast
Snölast (100%+100%),
deltar med kombinations koefficient

0.0 Laster Grund

0.0 Laster Grund

0.0 Laster Grund

Tidsklass: Momentan

0.0 Laster Grund

Total linjelast på Svägg2/ Normalkraft per meter Svägg2, i brottsgränstillstånd i LK2

0.0 Laster Grund

Linjelast/normalkraft per meter Svägg2

Ped_tot,LK2,Svägg2	23,820	kN/m	0,0238	MN/m
--------------------	--------	------	--------	------

0.0 Laster Grund

Linjelast mot Svägg2 p.g.a. Ytlast av vind i brottsgränstillstånd i LK2

Erhålls i enlighet med punkt [2.1.1.3]

1.0 DIM S balk [2.1.1.3]

Ped linjel,h,Qkw,LK2,Svägg2	0,975	kN/m
-----------------------------	-------	------

2.1.2 Dimensionering av Svägg2 mot lastkombination LK6

Dimensionering av Svägg2 mot lastkombination LK6 i enlighet med samma princip som för Svägg i punkt [1.1.2]

1.0 DIM S balk [1.1.2]

2.1.2.1 Slankhet för undersökt tvärsnitt

Slankheten tänkes inte undersökas för Svägg2, p.g.a. Av att tvärsnittet ökat i storlek. r Således erhålle Svägg2 ett mindre slankhetstal en Svägg i punkt [1.1.2.1], d.v.s. Tvärsnittet är mindre slankare än Svägg och uppfyller således de krav som ställs för betongkonstruktioner slankhet.

1.0 DIM S balk [1.1.2.1]

1.0 DIM S balk [1.1.2.1]

1.0 DIM S balk [1.1.2.1]

2.1.2.2 Dimensionerande max moment i Svägg2 i LK6

Dimensionerande max moment i Svägg 2 erhålles enligt samma definition för Svägg i punkt [1.1.2.5], dimensionerande moment som inte beaktar andragrads effekter i form av nominell krökning används.

1.0 DIM S balk [1.1.2.5]

1.0 DIM S balk [1.1.2.5]

Således erhålls det dimensionerande momentet i Svägg2 i LK6 enligt följande:

1.0 DIM S balk [1.1.2.5]

Dimensionerande moment i Svägg2 i LK6

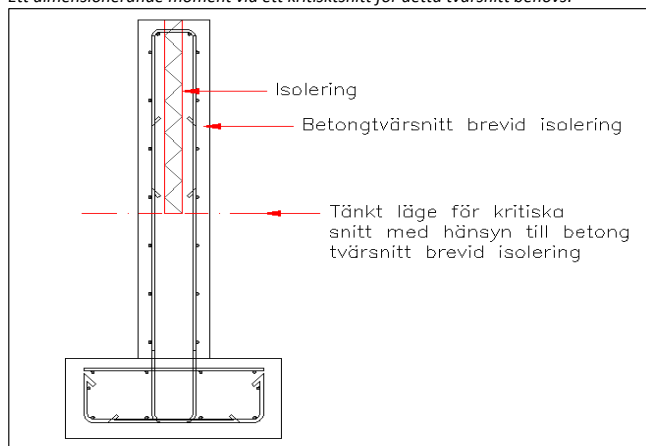
Med_max,e,LK6,Svägg2	6,904	kNm/m
----------------------	-------	-------

1.0 DIM S balk [1.1.2.5]

2.1.2.3 Dimensionerande max moment i betongtvärsnitt brevid isolering i LK6

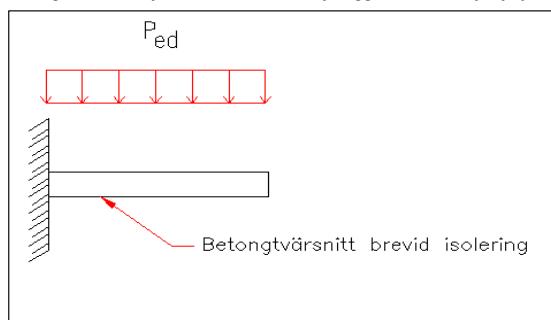
Då isoleringen gjuts in i betongen kommer betongtvärsnittet vid denna punkt att minska.

Ett dimensionerande moment vid ett kritiskt snitt för detta tvärsnitt behövs.



Figur 13. Definition av kritiskt snitt för betongtvärsnitt brevid isolering

Betongtvärsnittet efter det kritiska snittet friläggs och således fås följande fall:



Figur 14. Definition av statik för betongtvärsnitt brevid isolering

Enligt statiken erhålls det dimensionerande momentet enligt följande:

RIL 202-2011/BY 61 [Liite 3.]

$$M_{ed,insp} = \frac{P_{ed} \times L_{spännvidd}^2}{2}$$

RIL 202-2011/BY 61 [Liite 3.]

Formeln omskrivs:

$$M_{ed,insp,Qkw,LK2,Svägg2,min} = \frac{P_{ed,linjel,höjdled,Qkw,LK6,Svägg2} \times h_{Svägg2,min}^2}{2}$$

Dimensionerande max moment i betongtvärsnitt brevid isolering

Med_insp,Qkw,LK6,Svägg2,min	0,1755	kNm/m
-----------------------------	--------	-------

2.1.2.4 Huvudarmering svägg2, armering/dimensionering mot moment samt normalkraft i LK6

Svägg2 tänkes armeras enligt samma princip som blev avgörande för Svägg, d.v.s. Dimensionering enligt samma princip som för platta i punkt [1.1.2.6.2].

1.0 DIM Sbalk [1.1.2.5]

2.1.2.5 Erforderlig armeringsmängd i LK6 då Svägg2 dimensioneras enligt samma princip som för plattor

Svägg2 dimensioneras mot moment samt normalkraft enligt samma princip som för plattor enligt definition i punkt [1.1.2.6.2]

1.0 DIM Sbalk [1.1.2.6.2]

1.0 DIM Sbalk [1.1.2.6.2]

För Svägg blev minimiarmeringsmängden avgörande för tvärsnittets armering, här tänkes det betongtvärsnitt som finns brevid den ingjutna isoleringen undersökas och armeras mot den momentbelastning som verkar.

1.0 DIM Sbalk [1.1.2.6.2.1]

1.0 DIM Sbalk [1.1.2.6.2.1]

Detta tvärsnitt benämns som: Svägg2,min

Minimiarmerings mängdens formel använd i punkt [1.1.2.6.2.1] fungerar enligt betongen tvärsnittsytta, d.v.s. Desto mindre tvärsnitt, desto mindre armering, och tvärtom. P.g.a. Detta bör Svägg2,min undersökas enligt principen för armering mot moment för att få ett säkert värde för armeringsmängden, och inte enligt principen som gäller för miniarmerad vägg.

1.0 DIM Sbalk [1.1.2.6.2.1]

Resterande tvärsnitt för Svägg2 tänkes armeras enligt principen för miniarmerat tvärsnitt, enligt punkt [1.1.2.6.2.1]

1.0 DIM Sbalk [1.1.2.6.2.1]

Således fås den erforderliga armeringsmängden enligt följande:

$$A_{s,LK6,Svägg2,min} = \frac{M_{ed,insp,Qkw,LK6,Svägg2,min}}{(0,9 \times d_{Svägg2,min} \times f_{yd})}$$

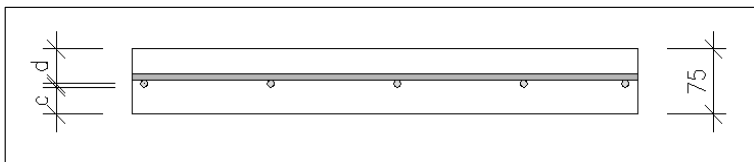
1.0 DIM Sbalk [1.1.2.6.2]

Tvärsnittets effektiva höjd, d

Tvärsnittets effektiva höjd erhålls enligt definition i punkt [1.1.2.6.2]

1.0 DIM Sbalk [1.1.2.6.2]

Tvärsnittets effektiva höjd för Svägg2,min defineras enligt följande figur:



Figur 15. Definition av tvärsnittets effektiva höjd för Svägg2,min

Enligt denna definition erhålls följande formel:

$$d_{Svägg2,min} = b_{Svägg2,min} - c_{Svägg}$$

Tvärsnittets effektiva höjd

d_Svägg2,min	40	mm	0,04	m
--------------	----	----	------	---

Erforderlig armeringsmängd då Svägg dimensioneras enligt samma princip som för platta

A_s,LK6,Svägg2,min	11,213	mm ² /m
--------------------	--------	--------------------

Antal stänger per meter Svägg2, min då denna dimensioneras som platta

Erforderligt antal stänger per meter, då Svägg2, min dimensioneras som platta, erhålls genom följande formel:

$$n_{s,arm,LK6,Svägg2,min} = \frac{A_{s,LK6,Svägg2,min}}{\phi_{A,s,arm,Svägg}}$$

Antal stänger per meter Svägg2, min då denna dimensioneras enligt samma princip som för plattor

n_s,arm,LK6,Svägg2,min	0,22291	st/m
------------------------	---------	------

c.c.-avstånd för stänger då Svägg2, min dimensioneras enligt samma princip som för platta

Avrundas nedåt till jämna multipler av 50

Erforderligt c.c.-avstånd för stänger erhålls enligt följande formel:

$$c.c_{s,arm,8,LK6,Svägg2,min} = (n_{s,arm,LK6,Svägg2,min})^{-1} \times 10^3$$

c.c_s,arm,8,LK6,Svägg2,min	4450	mm
----------------------------	------	----

Tolkning av resultat:

Enligt beräkningar av erforderlig armeringsmängd för Svägg2, min så fås att denna del av tvärsnittet inte kräver någon egentlig tillämpbar armeringsmängd med hänsyn till momentbelastning.

Således tänkes detta tvärsnitt armeras enligt samma princip som övrig Svägg2, d.v.s. Med miniarmeringsmängd.

2.1.2.5.1 Erforderlig armeringsmängd i LK6 då Svägg2 dimensioneras enligt samma princip som för plattor med minimiarmering

Erforderlig miniarmeringsmängd för Svägg2 erhålls i enlighet med definitioner i punkt [1.1.2.6.2.1] enligt följande formel:

1.0 DIM Sbalk [1.1.2.6.2.1]
1.0 DIM Sbalk [1.1.2.6.2.1]

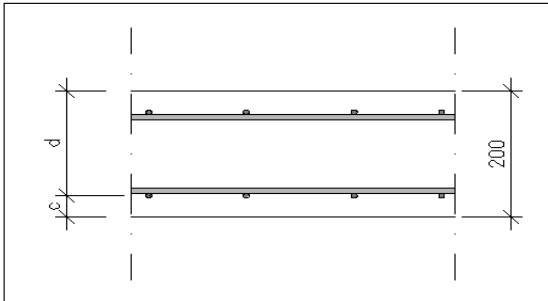
$$A_{s,min,LK6,Svägg2} = \rho_{min} \times b_t \times d_{svägg2}$$

Tvärsnittets effektiva höjd, d

Tvärsnittets effektiva höjd erhålls enligt definition i punkt [1.1.2.6.2]

1.0 DIM Sbalk [1.1.2.6.2]

Tvärsnittets effektiva höjd för Svägg2, min defineras enligt följande figur:



Figur 16. Definition av tvärsnittets effektiva höjd för Svägg2

Enligt denna definition erhålls följande formel:

$$d_{svägg2} = b_{svägg2} - \left(c_{svägg} + \frac{\phi_{vert,arm}}{2} \right)$$

Tvärsnittets effektiva höjd

d_Svägg2	161	mm	0,161	m
----------	-----	----	-------	---

Minimiarmeringsmängd, då Svägg2 dimensioneras som platta

A _{s,min,LK6,Svägg2}	214,13	mm ² /m
-------------------------------	--------	--------------------

Antal stänger per meter Svägg2, då Svägg2 dimensioneras som platta med minimiarmering

Erforderligt antal stänger per meter, då Svägg dimensioneras som platta med minimiarmeringsmängd

$$n_{s,min,arm,LK6,Svägg2} = \frac{A_{s,min,LK6,Svägg2}}{\Phi_{A,s,arm,Svägg}}$$

Antal stänger per meter Svägg2, Svägg2 dimensioneras som platta med minimiarmering

n _{s,min,arm,LK6,Svägg2}	4,25706	st/m
-----------------------------------	---------	------

c.c.-avstånd för stänger då Svägg2 dimensioneras som platta med minimiarmering

Avrundas nedåt till jämna multipler av 50

Erforderligt c.c.-avstånd för stänger erhålls enligt följande formel:

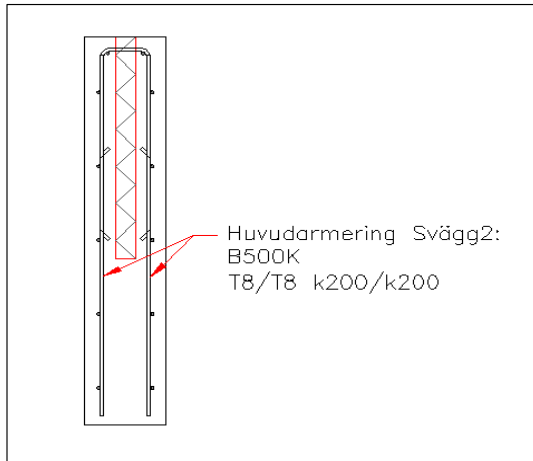
$$c.c._{s,min,arm,8,LK6,Svägg2} = (n_{s,min,arm,LK6,Svägg2})^{-1} \times 10^3$$

c.c. _{s,min,arm,8,LK6,Svägg2}	200	mm
--	-----	----

2.1.2.6 Slutlig huvudarmering i Svägg2

Sväggen armeras enligt principen för armerad platta.

Slutlig armering förevisas i följande skiss:



Figur 17. Slutlig huvudarmering i Svägg2

Huvadarmring i Svägg2

H _{arm,LK6,Svägg2}	A500HW 8/8 200/200
-----------------------------	--------------------

0.0 Laster på Grundsula

Framtagning av laster som på grundkonstruktionens grundsula

Grundkonstruktionens grundsula betecknas nedan som: Gsula

Redovisning av källor:

RIL 201-1-2011

RIL 207-2009

0.0.1 Lastkombinationer för Gsula

Bilaga 1

Redovisning av lastkombinationer som används vid dimensionering av grundsula

Lastkombinationer betecknas nedan som: LK, samt indexerats med nummer.

Lastkombinationer framtagna i tidigare dokument

Bilaga 1

Lastkombination: Lastformel samt definitioner för lastkombination:

LK1

$$LK1 = 1,35 \times K_{fi} \times G_{kj}$$

Bilaga 1

Nyttolaster: Inga nyttolaster deltar, endast egenvikter

Tidklass: Permanent

LK2

$$LK2 = 1,15 \times K_{fi} \times G_{jk} + 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,vind} + 1,5 \times K_{fi} \times \psi_{0,snö} \times Q_{k,snö}$$

Bilaga 1

Nyttolaster: Vindlast dominerande nyttolast,
Snölast (100%+100%) deltar med kombinationskoefficienter

Tidklass: Momentan

LK6

$$LK6 = 1,15 \times K_{fi} \times G_{kj} + 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,snö} + 1,5 \times K_{fi} \times \psi_{0,vind} \times Q_{k,vind}$$

Bilaga 1

Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast,
Vindlast deltar med kombinationskoefficienter

Tidklass: Momentan

LK12

$$LK12 = 0,9 \times K_{fi} \times G_{kj} + 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,w} + 1,5 \times K_{fi} \times \Psi_{0,s} \times Q_{k,s}$$

Bilaga 1

Egenvikter: Egenvikter beaktas som fördelaktiga, egenvikter reduceras

Nyttolaster: Vindlast dominerande nyttolast,
Snölast (100%+100%) deltar med kombinationskoefficienter

Tidklass: Momentan

LK13

$$LK13 = 0,9 \times K_{fi} \times G_{kj} + 1,5 \times K_{fi} \times Q_{k,s} + 1,5 \times K_{fi} \times \Psi_{0,w} \times Q_{k,w}$$

Bilaga 1

Egenvikter: Egenvikter beaktas som fördelaktiga, egenvikter reduceras

Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast,
Vindlast deltar med kombinationskoefficienter

Tidklass: Momentan

0.0.2 Grundvärden samt koefficienter för laster

Redovisning av lasternas grundvärden samt koefficienter

Byggnadens konsekvensklass

RIL 201-1-2011 [tab. 2.0S]

Byggnadens konsekvensklass beskrivs enligt följande:

Konsekvensklass CC2

Medelstora konsekvenser, förlust av människoliv, finansiella förluster, sociala förluster eller miljöpåverkan.

Lastkoefficient för Konsekvensklass CC2

K _{fi}	1,0
-----------------	-----

RIL 201-1-2011 [tab. 2.0S]

Kombinationskoefficienter för nyttolaster

Kombinationskoefficienter för nyttolaster erhålls ur tabell i enligt typ av nyttolast:

RIL 201-1-2011 [tab. A1.1(FI)]

RIL 201-1-2011 [tab. A1.1(FI)]

Kombinationskoefficient för Snölast (100%+100%)

Snölast (100%+100%) definieras som full snölast

$\psi_{0,snö}$	0,7
----------------	-----

RIL 201-1-2011 [tab. A1.1(FI)]

Kombinationskoefficient för vindlast

$\psi_{0,vind}$	0,6
-----------------	-----

RIL 201-1-2011 [tab. A1.1(FI)]

Egenvikternas grundvärden

Grundvärden för egenvikter på byggnad, framtagna i tidigare dokument [Laster Penviken]

Bilaga 1

Bilaga 1

Egenvikt vindsbjälklag, VB

Ytlast p.g.a. Egenvikt VB:

G _{kj_VB}	0,56	kN/m ²
--------------------	------	-------------------

Bilaga 1

Egenvikt yttervägg, YV

Ytlast p.g.a. Egenvikt YV:

G _{kj_YV}	0,75	kN/m ²
--------------------	------	-------------------

Bilaga 1

Nyttolasternas grundvärden

Grundvärden för nyttolaster på byggnad, framtagna i tidigare dokument [Laster Penviken]

Bilaga 1

Snölast på byggnadens tak

Nyttolast i form av ytlast på tak p.g.a. Snölast på tak, full snölast (100%+100%)

Q _{k,s,tak}	1,6	kN/m ²
----------------------	-----	-------------------

Bilaga 1

Vindlast mot byggnadens yttervägg

Nyttolast i form av ytlast mot yttervägg p.g.a. Vindlast, maximal vindlast mot yttervägg

Definition av vindförhållande: Vind mot långsida, underryck råder i byggnad

Bilaga 1

Q _{k,w,vägg}	0,65	kN/m ²
-----------------------	------	-------------------

Bilaga 1

Vindlast mot byggnadens tak

Nyttolast i form av ytlast på tak p.g.a. Vindlast, maximal vindlast på tak

Definition av vindförhållande: Vind mot långsida, övertryck råder i byggnad

Q _{k,w,tak}	-1,26	kN/m ²
----------------------	-------	-------------------

Bilaga 1

0.1 Laster på grundkonstruktionens grundsula

Grundkonstruktionens grundsula benäms nedan som: Gsula

Laster på grundkonstruktionens grundsula tas fram med hjälp av tidigare erhållna laster på grundkonstruktionens sockelbalk

Bilaga 4

0.1.1 Laster p.g.a. Egenvikter på Gsula

Grundsula utförs som långsträckt enligt definition i tidigare beräkningar: DIM Sbalk [1.0]

Bilaga 4

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

P.g.a. Detta beräknas laster som verkar på Gsula som normalkraft per meter, d.v.s. Linjelaster

Linjelast på Gsula p.g.a. Ovanomliggande konstruktioners egenvikt

Erhålls från tidigare beräkningar i: DIM S balk [0.0 Laster]

Bilaga 4

Denna linjelast får tilläggas benämningen: UK, för att hänvisa till ovanomliggande konstruktioners egenvikt

Pk_tot,Gkj,UK,Gsula	11,320	kN/m
---------------------	--------	------

Bilaga 4

Linjelast på Gsula p.g.a. Gsula antagna egenvikt

Antagna/planerade dimensioner för Gsula i enlighet med konstruktionsskisser

b_Gsula_ant	0,8	m	800	mm
h_Gsula_ant	0,4	m	400	mm

Volymvikt för armerad betong

Volymvikt för armerad betong erhålls enligt följande:

RIL 201-1-2011 [del 1.1, Bilaga A]

V_Gkj,ArmBetong	25,0	kN/m ³
-----------------	------	-------------------

RIL 201-1-2011 [del 1.1, Bilaga A]

Linjelast på Gsula p.g.a. Gsulans antagna egenvikt

Pk_GkjGsula_Gsula	8,0	kN/m
-------------------	-----	------

Linjelast på Gsula p.g.a. Egenvikt för ovanomliggande jord- samt stenmaterial

Endast jord- samt stenmaterial som ligger ovanom Gsula beaktas, således erhålls följande:

$$P_{k,GkjJord,Gsula} = \gamma_{jord} \times b_{Gsula,ant} \times h_{grundläggningsdjup} - h_{Gsula,ant}$$

Volymvikt för ovanomliggande jord- samt stenmaterial

Volymvikt för ovanomliggande jord bör anges av geotekniker samt framkomma i geotekniskt markundersökning

RIL 207-2009 [2.8]

I detta skede då denna dimensionering utförs har ingen markundersökning ännu genomförts, således antas detta värde enligt RIL 201-1-2011, för att komma vidare, till följande:

RIL 201-1-2011 [Osa 1.1 Liite A]

Antagen volymvikt för friktionsjord:

RIL 201-1-2011 [Osa 1.1 Liite A]

γ_{jord}	18	kN/m ³
-----------------	----	-------------------

RIL 201-1-2011 [Osa 1.1 Liite A]

Planerat grundläggningsdjup

I detta skede då dimensionering utförs har befintlig tom inte avvägts, således antas grundläggnings djup enligt konstruktionsskisser enligt följande:

Grundläggningsdjup: Från ÖK-mark intill byggnad ner till UK-Grundsula

h_grundläggningsdjup	1,0	m
----------------------	-----	---

Linjelast på Gsula p.g.a. Egenvikt för ovanomliggande jord- samt stenmaterial

Pk_GkjJord,Gsula	8,64	kN/m
------------------	------	------

Total linjelast på Gsula p.g.a. Egenvikter

Pk_tot,Gkj,Gsula	27,96	kN/m
------------------	-------	------

0.1.2 Nyttolaster på Gsula

Grundsula utförs som långsträckt enligt definition i tidigare beräkningar: DIM S balk [1.0]

Bilaga 4.0

P.g.a. Detta beräknas laster som verkar på Gsula som normalkraft per meter, d.v.s. Linjelaster

Linjelast på Gsula p.g.a. Snölast på tak

Erhålls från tidigare beräkningar i: DIM S balk [0.0 Laster]

Bilaga 4.0

Linjelast på Gsula p.g.a. Snölast på tak

Pk_Qks,Gsula	9,6	kN/m
--------------	-----	------

Bilaga 4.0

Ytlast mot S balk p.g.a. Vindlast

Pk_Qkw,Svägg	0,65	kN/m ²
--------------	------	-------------------

Bilaga 1.0

0.1.2.1 Moment vid uk-Gsula p.g.a. Vindlast mot Svägg

Moment vid uk-Gsula p.g.a. Av vindlast mot Svägg erhålls enligt följande:

$$M_k = P_k \times h_{lastbred} \times l_{hävarm}$$

Formeln omskrivs:

$$M_{k,Qkw,Gsula} = P_{k,Qkw,Svägg} \times h_{Svägg} \times l_{hävarm,Qkw,uk-Gsula}$$

Byggnadsstatik

Sväggens höjd

Erhålls enligt tidigare definition i DIM Sockel [1.0] som:

h_Svägg	1,05	m	1050	mm
---------	------	---	------	----

Bilaga 4.0

Bilaga 4.0

Kraftens hävarm till uk-Gsula

Kraftens hävarm erhålls enligt följande definition:

$$l_{hävarm,Qkw,uk-Gsula} = h_{Svägg} + h_{Gsula,ant}$$

Kraftens hävarm till uk-Gsula

l_hävarm,Qkw,uk-Gsula	1,45	m	1450	mm
-----------------------	------	---	------	----

Moment vid uk-Gsula p.g.a. Vindlast mot Svägg

Mk_Qkw,Gsula	0,989625	kNm/m
--------------	----------	-------

0.1.2.2 Moment vid uk-Gsula p.g.a. Vindlast mot byggnadsdelar ovanom grundkonstruktion

Moment vid UK-Gsula uppkommer p.g.a. Vindlast mot byggnaden.

Moment vid UK-Gsula p.g.a. Horisontallast vid ÖK Svägg som orsakas av Vindlast mot byggnadsdelar ovanom Svägg

Moment vid UK-Gsula p.g.a. Vindlast mot byggnadsdelar ovanom Svägg erhålls enligt följande:

$$M_{k,Qkw,byggnad,Gsula} = H_{k,Qkw,ÖK,Sbalk} \times l_{hävarm,ÖKSvägg-UKGsula}$$

Horisontallast vid UK-Sbalk p.g.a. Vindlast mot byggnadsdelar ovanom S balk

Horisontallast vid UK-Sbalk p.g.a. Vindlast mot byggnadsdelar ovanom S balk framtagna i tidigare beräkningar

Bilaga 4.0

Hk_Qkw,ÖK,Sbalk	3,88	kN/m
-----------------	------	------

Bilaga 4.0

Hävarm för horisontallasten

Erhålls enligt följande definition:

$$l_{hävarm,ÖKSvägg,UKGsula} = h_{Svägg} + h_{Gsula,ant}$$

Hävarm för horisontallasten

l_hävarm,ÖKSvägg,UKGsula	1,45	m
--------------------------	------	---

Moment vid UK-Gsula p.g.a Horisontallast vid ÖK Svägg som orsakas av Vindlast mot byggnadsdelar ovanom Svägg

Mk_Qkw,byggnad,Gsula	5,626	kNm/m
----------------------	-------	-------

Moment vid UK-Gsula p.g.a. Vindlast mot Svägg

Moment vid UK-Gsula p.g.a. Vindlast mot Svägg erhålls i enlighet med tidigare beräkningar som:

Bilaga 4.0

$$M_{k,insp,Qkw,Gsula} = \frac{P_{k,linje,höjdled,Qkw,Svägg} \times (h_{svägg})^2}{2}$$

Bilaga 4.0

Linjelast mot Svägg p.g.a. Ytlast av vindlast

Pk_linjel,höjdled,Qkw,Svägg	0,78	kN/m
-----------------------------	------	------

Bilaga 4.0

Moment vid UK-Gsula p.g.a. Vindlast mot Svägg

Mk_insp,Qkw,Gsula	0,429975	kNm/m
-------------------	----------	-------

Total momentbelastning vid UK-Gsula p.g.a. Vindlast

Total momentbelastning vid UK-Gsula p.g.a. Vindlast erhålls enligt följande:

$$M_{k,tot,Qkw,Gsula} = M_{k,Qkw,byggnad,Gsula} + M_{k,insp,Qkw,Gsula}$$

Total momentbelastning vid UK-Gsula p.g.a. Vindlast

Mk_tot,Qkw,Gsula	6,06	kNm/m
------------------	------	-------

0.2 Laster på Gsula i LK6

Lastkombination: LK6 **Nyttolaster:** Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast
Vindlast deltar med kombinations koefficient

Tidsklass: Momentan

0.2.1 Laster på Gsula i LK6 i brukstillstånd

Last p.g.a. Egenvikter i LK6 i brukstillstånd

Total linjelast på Gsula p.g.a. Egenvikter i brukstillstånd i LK6

$$P_{k,tot,Gkj,LK6,Gsula} = K_{fi} \times P_{k,tot,Gk,Gsula}$$

Pk_tot,Gkj,LK6,Gsula	27,96	kN/m
----------------------	-------	------

Last p.g.a. Nyttolaster i LK6 i brukstillstånd

Linjelast på Gsula p.g.a. Snölast på tak i brukstillstånd i LK6

Snölast dominerande nyttolast

$$P_{k,Qks,LK6,Gsula} = K_{fi} \times P_{k,Qks,Gsula}$$

Pk_Qks,LK6,Gsula	9,6	kN/m
------------------	-----	------

Total momentbelastning vid UK-Gsula p.g.a. Vindlast i brukstillstånd i LK6

$$M_{k,tot,Qkw,LK6,Gsula} = K_{fi} \times \psi_{0,vind} \times M_{k,tot,Qkw,Gsula}$$

Mk_tot,Qkw,LK6,Gsula	3,63	kNm/m
----------------------	------	-------

Total linjelast på Gsula i brukstillstånd i LK6

Pk_tot,LK6,Gsula	37,56	kN/m
------------------	-------	------

0.2.2 Laster på Gsula i LK6 i brottsgränstillstånd**Last p.g.a. Egenvikter i LK6 i brottsgränstillstånd****Total linjelast på Gsula p.g.a. Egenvikter i brottsgränstillstånd i LK6**

$$P_{ed,tot,Gkj,LK6,Gsula} = 1,15 \times K_{fi} \times P_{k,tot,Gkj,LK6,Gsula}$$

Ped_tot,Gkj,LK6,Gsula	32,15	kN/m
-----------------------	-------	------

Last p.g.a. Nyttolaster i LK6 i brottsgränstillstånd**Linjelast på Gsula p.g.a. Snölast på tak i brottsgränstillstånd i LK6**

$$P_{ed,Qks,LK6,Gsula} = 1,5 \times K_{fi} \times P_{k,(Fk),Qks,Gsula}$$

Ped_Qks,LK6,Gsula	14,4	kN/m
-------------------	------	------

Total momentbelastning vid UK-Gsula p.g.a. Vindlast i brottsgränstillstånd i LK6

$$M_{ed,tot,Qkw,LK6,Gsula} = 1,5 \times K_{fi} \times \psi_{0,vind} \times M_{k,tot,Qkw,Gsula}$$

Med_tot,Qkw,LK6,Gsula	5,45	kNm/m
-----------------------	------	-------

Total linjelast på Gsula i brottsgränstillstånd i LK6

Ped_tot,LK6,Gsula	46,55	kN/m
-------------------	-------	------

0.3 Laster på Gsula i LK2

Lastkombination: LK2 **Nyttolaster:** *Vindlast dominerande nyttolast*
Snölast (100%+100%) deltar med kombinations koefficient

Tidsklass: *Momentan*

0.3.1 Laster på Gsula i LK2 i brukstillstånd**Last p.g.a. Egenvikter i LK2 i brukstillstånd****Total linjelast på Gsula p.g.a. Egenvikter i brukstillstånd i LK2**

$$P_{k,tot,Gkj,LK2,Gsula} = K_{fi} \times P_{k,tot,Gkj,Gsula}$$

Pk_tot,Gkj,LK2,Gsula	27,96	kN/m
----------------------	-------	------

Last p.g.a. Nyttolaster i LK2 i brukstillstånd**Linjelast på Gsula p.g.a. Snölast på tak i brukstillstånd i LK2**

$$P_{k,Qks,LK2,Gsula} = K_{fi} \times \psi_{0,snö} \times P_{k,Qks,Gsula}$$

Pk_Qks,LK2,Gsula	6,72	kN/m
------------------	------	------

Total momentbelastning vid UK-Gsula p.g.a. Vindlast i brukstillstånd i LK2

$$M_{k,tot,Qkw,LK2,Gsula} = K_{fi} \times M_{k,tot,Qkw,Gsula}$$

Mk_tot,Qkw,LK2,Gsula	6,06	kNm/m
----------------------	------	-------

Total linjelast på Gsula i brukstillstånd i LK2

Pk_tot,LK2,Gsula	34,68	kN/m
------------------	-------	------

0.3.2 Laster på Gsula i LK2 i brottsgränstillstånd**Last p.g.a. Egenvikter i LK2 i brottsgränstillstånd****Total linjelast på Gsula p.g.a. Egenvikter i brottsgränstillstånd i LK2**

$$P_{ed,tot,Gkj,LK2,Gsula} = 1,15 \times K_{fi} \times P_{k,tot,Gkj,Gsula}$$

Ped_tot,Gkj,LK2,Gsula	32,154	kN/m
-----------------------	--------	------

Last p.g.a. Nyttolaster i LK2 i brottsgränstillstånd**Linjelast på Gsula p.g.a. Snölast på tak i brottsgränstillstånd i LK2**

$$P_{ed,Qks,LK2,Gsula} = 1,5 \times K_{fi} \times \psi_{0,snö} \times P_{k,Qks,Gsula}$$

Ped_Qks,LK2,Gsula	10,08	kN/m
-------------------	-------	------

Total momentbelastning vid UK-Gsula p.g.a. Vindlast i brottsgränstillstånd i LK2

$$M_{ed,tot,Qkw,LK2,Gsula} = 1,5 \times K_{fi} \times M_{k,tot,Qkw,Gsula}$$

Med_tot,Qkw,LK2,Gsula	9,08	kNm/m
-----------------------	------	-------

Total linjelast på Gsula i brottsgränstillstånd i LK2

Ped_tot,LK2,Gsula	42,23	kN/m
-------------------	-------	------

0.4 Laster på Gsula i LK12

Lastkombination: LK12	Egenvikter:	<i>Egenvikter tolkas som fördelaktiga, egenvikter reduceras</i>
	Nyttolaster:	<i>Vindlast dominerande nyttolast Snölast (100%+100%) deltar med kombinations koefficient</i>
	Tidsklass:	<i>Momentan</i>

0.4.1 Laster på Gsula i LK12 i brukstillstånd**Last p.g.a. Egenvikter i LK12 i brukstillstånd****Total linjelast på Gsula p.g.a. Egenvikter i brukstillstånd i LK12**

$$P_{k,tot,Gkj,LK12,Gsula} = K_{fi} \times P_{k,tot,Gkj,Gsula}$$

Pk_tot,Gkj,LK12,Gsula	27,96	kN/m
-----------------------	-------	------

Last p.g.a. Nyttolaster i LK12 i brukstillstånd**Linjelast på Gsula p.g.a. Snölast på tak i brukstillstånd i LK12**

$$P_{k,Qks,LK12,Gsula} = K_{fi} \times \psi_{0,snö} \times P_{k,Qks,Gsula}$$

Pk_Qks,LK12,Gsula	6,72	kN/m
-------------------	------	------

Horisontalkraft som verkar på Gsula p.g.a. Vindlast i brukstillstånd i LK12

$$H_{k,QKw,LK12,Gsula} = K_{fi} \times H_{k,Qkw,\bar{OK},Sbalk}$$

Hk_Qkw,LK12,Gsula	3,88	kN/m
-------------------	------	------

Total momentbelastning vid UK-Gsula p.g.a. Vindlast i brukstillstånd i LK12

$$M_{k,tot,Qkw,LK12,Gsula} = K_{fi} \times M_{k,tot,Qkw,Gsula}$$

Mk_tot,Qkw,LK12,Gsula	6,06	kNm/m
-----------------------	------	-------

Total linjelast på Gsula i brukstillstånd i LK12

Pk_tot,LK12,Gsula	34,68	kN/m
-------------------	-------	------

0.4.2 Laster på Gsula i LK12 i brottsgränstillstånd**Last p.g.a. Egenvikter i LK12 i brottsgränstillstånd****Total linjelast på Gsula p.g.a. Egenvikter i brottsgränstillstånd i LK12**

$$P_{ed,tot,Gkj,LK12,Gsula} = 0,9 \times K_{fi} \times P_{k,tot,Gkj,Gsula}$$

Ped_tot,Gkj,LK12,Gsula	25,164	kN/m
------------------------	--------	------

Last p.g.a. Nyttolaster i LK12 i brottsgränstillstånd**Linjelast på Gsula p.g.a. Snölast på tak i brottsgränstillstånd i LK12**

$$P_{ed,Qks,LK12,Gsula} = 1,5 \times K_{fi} \times \psi_{0,snö} \times P_{k,Qks,Gsula}$$

Ped_Qks,LK12,Gsula	10,08	kN/m
--------------------	-------	------

Horisontalkraft som verkar på Gsula p.g.a. Vindlast i brottsgränstillstånd i LK12

$$H_{k,QKw,LK12,Gsula} = 1,5 \times K_{fi} \times H_{k,Qkw,\bar{OK},Sbalk}$$

Hed_Qkw,LK12,Gsula	5,82	kN/m
--------------------	------	------

Total momentbelastning vid UK-Gsula p.g.a. Vindlast i brottsgränstillstånd i LK12

$$M_{ed,tot,Qkw,LK12,Gsula} = 1,5 \times K_{fi} \times M_{k,tot,Qkw,Gsula}$$

Med_tot,Qkw,LK12,Gsula	9,08	kNm/m
------------------------	------	-------

Total linjelast på Gsula i brottsgränstillstånd i LK12

Ped_tot,LK12,Gsula	35,24	kN/m
--------------------	-------	------

1.0 Analys av Grundsulans bärlighet (kantokestävyys)

Redovisning av källor:

RIL 207-2009

BY 210 2008

Grundsulans bärlighet analyseras i enlighet med RIL 207-2009 [6.5.2]

RIL 207-2009[6]

1.0.1 Definition av bärlighet för grundkonstruktioner samt dimensioneringsgång

Grundkonstruktionens bärlighet definierar hur mycket grundkonstruktionen kan belastas med i form av bottentryck av grundsula.

RIL 207-2009[6]

För att kunna bestämma denna bärlighet skall en markundersökning genomföras av en geotekniker för att faställa den befintliga markens typ samt tillstånd, ur denna markundersökning skall det produceras en markundersökningsrapport som bl.a. bör innehålla följande:

1. Beskrivning av undergrundens jordtyp

RIL 207-2009[2.8]

2. Rekommenderad maximala bärförmåga för undergrunden, d.v.s. Maximala tillåtna bottentryck

RIL 207-2009[2.8]

3. Markens friktionsvinkel

RIL 207-2009[2.8]

4. Rekommenderat grundläggningsdjup

RIL 207-2009[2.8]

5. Rekommenderad konstruktionstyp för grund

RIL 207-2009[2.8]

6. Rekommendationer för dränering samt tjälisolering

RIL 207-2009[2.8]

Dessa faktorer samt kriterier utgör grunden för dimensionering av grundkonstruktioner

Krav för grundens bärlighet

Undergrunden skall kunna bära den belastning som bottentrycket av grundsulan orsakar

RIL 207-2009[6.4]

Således erhålls att följande krav för bärlighet skall uppfyllas:

RIL 207-2009[6.1]

$$P_{R,ed} < R_{d,v}$$

RIL 207-2009[6.1]

P_{R,ed} Definition: Det dimensionerande bottentrycket i brottsgränstillstånd

R_{d,v} Definition: Undergrundens dimensionerande, beräknade bärförmåga

Därtill skall det dimensionerande bottentrycket inte heller överstiga det givna riktvärdet som ges av geotekniker i enlighet markundersökning, p.g.a. Detta erhålls följande krav:

$$P_{R,ed,adm} > P_{R,ed} < R_{d,v}$$

P_{R,ed,adm} Definition: Det dimensionerande maximala bärlighet / tillåtet bottentrycket, givet riktvärde av geotekniker

Det av geotekniker givna riktvärde för tillåtet bottentryck borde enligt teorin överensstämma med det erhållna beräknade värdet i.o.m. Att geotekniker bör beräkna detta värde enligt givna direktiv.

Dock i sådant fall att geoteknikern erhållit riktvärde genom ett kvalificerat antagande så leder detta således till att dessa värden inte korrelerar sinsemellan. Således bör man beakta både den givna samt beräknade bärligheten och dimensionera mot det värde som ger minst dimensionerande bärlighet för undergrunden.

RIL 207-2009, d.v.s. Eurokoderna, tar inte ställning till eller definierar den s.k. Tillåtna dimensionerande bottentrycket. Denna metod för definiering av undergrundens dimensionerande bärlighet är en metod som endast tillämpas i Finland före Eurokodernas ibruktagande. Metod används ännu p.g.a. Att många geotekniker inte helt till fullo tillämpar de direktiv som ges för utförande av en geoteknisk markundersökning, utan vill helst definiera markens bärlighet genom tillåtet bottentryck och inte enligt Eurokodens direktiv.

P.g.a. Detta har det tillåtna dimensionerande bottentrycket valts att tas med och beaktas i dimensioneringen av grundsulan för detta projekt.

Allmänna krav för grundkonstruktioner

Allmänna krav för grundkonstruktioner enligt RIL 207-2009 fås enligt följande:

Minimigrundläggnings djup för grundkonstruktioner

RIL 207-2009[6.1]

D _{min}	0,5	m
------------------	-----	---

RIL 207-2009[6.1]

Minimikantlängder för grundsulor

l _{min}	0,3	m
------------------	-----	---

RIL 207-2009[6.1]

RIL 207-2009[6.1]

1.0.2 Givna dimensionerande värden från Geoteknisk markundersökning

Erhålls i enlighet med geoteknisk markundersökning

Given dimensionerande bärlighet för undergrund

I detta skede då dimensionering utförs har någon grundundersökning inte ännu utförts, således måste markens dimensionerande bärlighet antas för att komma vidare.

Innan förverkligande av konstruktion måste en markundersökning dock utföras för att kontrollera att detta antagna riktvärde kan användas eller ifall beräkningar bör revideras.

Riktvärdet för undergrundens dimensionerande bärlighet antas enligt följande:

Gränsvärden för dimensionerande bottentryck / given dimensionerande bärlighet för undergrund

$P_{R,ed,adm}$	0,20	Mpa
----------------	------	-----

Markens friktionsvinkel

I denna dimensionering tänkes den dimensionerande bärligheten för undergrunden även beräknas för att kunna avstämmas gentemot det antagna/givna riktvärdet, således kräver detta att markens friktionsvinkel är känd.

I detta skede då dimensionering utförs har någon grundundersökning inte ännu utförts, således måste markens friktionsvinkel antas för att komma vidare.

Markens friktionsvinkel tänkes antas enligt nominella värden enligt RIL 201-1-2011 enligt följande:

RIL 201-1-2011 [Osa 1.1 Liite A]

Markens nominella/naturliga friktionsvinkel erhålls enligt jord typ

Jordtyp: Friktionsjord, grus/sand

RIL 201-1-2011 [Osa 1.1 Liite A]

ϕ'	35	°
---------	----	---

1.1 Dimensionerings metod för bärlighet

RIL 207-2009[6.5.2.2 D.4]

Vid dimensionering av undergrundens dimensionerande bärförmåga väljes följande dimensioneringsmetod att användas:

RIL 207-2009[2.4.7.3.4.3]

RIL 207-2009[2.4.7.3.4.3]

Dimensionerings metod 2

RIL 207-2009[2.4.7.3.4.3]

Definition av dimensionerings metod 2 enligt RIL 207-2009:

RIL 207-2009[2.4.7.3.4.3]

I dimensionerings metod 2 koncentreras partialsäkerhetskoefficienterna till verkande laster samt till markens bärlighet

Dimensionerings metod 2 skall användas vid dimensionering av grundkonstruktioner

RIL 207-2009[2.4.7.3.4.1]

Specifika serier av partialsäkerhetskoefficienter erhålls enligt vald metod

RIL 207-2009[2.4.7.3.4.3]

Kombinationsserie av partialsäkerhets koefficienter i dimensionerings metod 2:

RIL 207-2009[2.4.7.3.4.3]

A1 + M1 + R2

Ur denna kombination erhålls följande partialsäkerhets koefficienter:

RIL 207-2009[2.4.7.3.4.3]

Partialsäkerhetskoefficient för markens bärlighet

RIL 207-2009[tab. A.5(FI) Sarja R2]

$\gamma_{R,v}$	1,55
----------------	------

RIL 207-2009[tab. A.5(FI) Sarja R2]

Partialsäkerhetskoefficient för glidning

RIL 207-2009[tab. A.5(FI) Sarja R2]

$\gamma_{R,h}$	1,1
----------------	-----

RIL 207-2009[tab. A.5(FI) Sarja R2]

Partialsäkerhetskoefficient för markens friktionsvinkel

RIL 207-2009[tab. A.4(FI) Sarja M1]

$\gamma_{\phi'}$	1,0
------------------	-----

RIL 207-2009[tab. A.4(FI) Sarja M1]

Partialsäkerhetskoefficient för kohesion

$\gamma_{c'}$	1,0
---------------	-----

RIL 207-2009[tab. A.4(FI) Sarja M1]

RIL 207-2009[tab. A.4(FI) Sarja M1]

Partialsäkerhetskoefficient för densitet

γ_{γ}	1,0
-------------------	-----

RIL 207-2009[tab. A.4(FI) Sarja M1]

RIL 207-2009[tab. A.4(FI) Sarja M1]

1.1.1 Dimensionerings alternativ i dimensionerings metod 2

RIL 207-2009[2.4.7.3.4.3]

Vid dimensionering enligt dimensionerings metod 2 kan två alternativ väljas:

DA2

Definition DA2:

Beräkningar utförs med laster som är uppförstörade med respektive partialsäkerhets koefficienter. Laster kan tolkas som både ofördelaktiga samt fördelaktiga

DA2*

Definition DA2*:

Beräkningar utförs med karakteristiska laster och partialsäkerhetskoefficienter används förts då kraven för bärlighet granskas i brottsgränstillstånd. Alla laster tolkas som ofördelaktiga

Dimensionerings alternativ DA2* är att föredra vid dimensionering av bärlighet

RIL 207-2009[6.5.2.1]

Således väljes dimensionerings alternativ DA2* att användas

Krav för dimensionerings alternativ DA2*

RIL 207-2009[6.5.4]

För att dimensionerings alternativ DA2* skall kunna användas så skall följande krav uppfyllas:

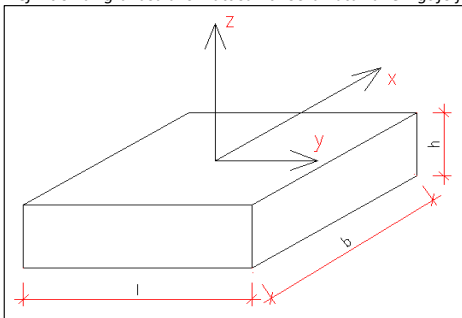
RIL 207-2009[6.5.4]

$$e_{max,DA2*} < \frac{l_{Gsula}}{3}$$

RIL 207-2009[6.5.4]

Gsulans antagna kantmått

Definition av grundsulans mått samt koordinataxlar enligt följande:



Figur 1. Definition av grundsulans mått samt koordinataxlar

Gsulans utförs som långsträckt sula i enlighet med definition i DIM Sockel [1.0], således tänkes grundsulans dimensioneras som en strimla med bredden 1,0m.

DIM Sockel [1.0]

P.g.a. Av denna definition erhålls Gsulans längd enligt följande:

DIM Sockel [1.0]

Gsulans längd

En strimla med bredden i meter analyseras

l_{Gsula}	1,0	m	1000	mm
-------------	-----	---	------	----

Gsulans antagna bredd

Gsulans kantbredd erhålls enligt antagande från konstruktionsskiss

Penviken RAK(cad(dwg))

b_{Gsula_ant}	0,8	m
------------------	-----	---

Gsulans antagna höjd

Gsulans höjd erhålls enligt antagande från konstruktionsskiss

Penviken RAK(cad(dwg))

h_Gsula_ant	0,4	m
-------------	-----	---

Maximal excentricitet i konstruktion p.g.a. Snedställning, e_max

Maximal excentricitet p.g.a. Snedställning i konstruktion p.g.a. Samtidigt verkande moment- samt normalkraft erhålls enligt följande definition:

Moment p.g.a. Excentricitet i normalkraft:

$$M = N \times e$$

Formeln omskrivs, e sökes:

$$e = \frac{M}{N}$$

Således fås följande:

$$e_{max} = \frac{M_{ed}}{N_{ed}}$$

Maximal excentricitet erhålls med alla valda lastkombinationer för att säkerställa resultaten.

Som dimensionerand lastkombinationer väljes:

Lastkombination: LK2 Vindlast huvudlast, snölast deltar med kombinations koefficient

Hållfasthetslära (excentrisk normalkraft)

Hållfasthetslära (excentrisk normalkraft)

Hållfasthetslära (excentrisk normalkraft)

Lastkombination: LK6 Snölast huvudlast, vindlast deltar med kombinations koefficient

DIM Grunsula [0.0 Laster]

DIM Grunsula [0.0 Laster]

Således erhålls följande:

$$e_{max} = \max(e_{max,LK2}; e_{max,LK6})$$

Excentriciteten beräknas i brukstillstånd i enlighet med direktiv från dimensionerings alternativ DA2*

RIL 207-2009[2.4.7.3.4.3]

Excentricitet i brukstillstånd i LK2

Excentricitet p.g.a. Laster i y-led Fås enligt följande:

$$e_{max,y,LK2} = \frac{M_{k,tot,Qkw,LK2,Gsula}}{P_{k,tot,LK2,Gsula}}$$

Total momentbelastning vid UK-Gsula p.g.a. Vindlast i brukstillstånd i LK2

DIM Grunsula [0.0 Laster]

Mk_tot,Qkw,LK2,Gsula	6,06	kNm/m
----------------------	------	-------

DIM Grunsula [0.0 Laster]

Total linjelast på Gsula i brukstillstånd i LK2

DIM Grunsula [0.0 Laster]

Pk_tot,LK2,Gsula	34,68	kN/m
------------------	-------	------

DIM Grunsula [0.0 Laster]

Excentricitet i brukstillstånd i LK2

e_max,y,LK2	0,175	m
-------------	-------	---

Inga laster verkar i x-led, således erhålls ingen excentricitet i denna riktning

e_max,x,LK2	0	m
-------------	---	---

Excentricitet i brukstillstånd i LK6

Excentricitet p.g.a. Laster i y-led fås enligt följande:

$$e_{max,y,LK6} = \frac{M_{k,tot,Qkw,LK6,Gsula}}{P_{k,tot,LK6,Gsula}}$$

Total momentbelastning vid UK-Gsula p.g.a. Vindlast i brukstillstånd i LK6

Mk_tot,Qkw,LK6,Gsula	3,63	kNm/m
----------------------	------	-------

Total linjelast på Gsula i brukstillstånd i LK6

Pk_tot,LK6,Gsula	37,56	kN/m
------------------	-------	------

Excentricitet i brukstillstånd i LK6

e_max,y,LK6	0,097	m
-------------	-------	---

Inga laster verkar i x-led, således erhålls ingen excentricitet i denna riktning

e_max,x,LK6	0	m
-------------	---	---

Maximal excentricitet av analyserade lastkombinationer

e_maxDA*	0,175	m
----------	-------	---

Lastkombination som gav störst excentricitet:

LK2

Kontroll av krav för analysmetod DA2*

$$e_{max,DA2*} < \frac{l_{Gsula}}{3}$$

0,175	<	0,333	Krav uppfylls!, DA2* får användas!
-------	---	-------	------------------------------------

1.2 Undergrundens dimensionerande bärrighet

RIL 207-2009(D.2)

Dimensionerings alternativ DA2*, enligt punkt [1.1.1], används

1.0 Bärrighet för Gsula [1.1.1]

Undergrundens dimensionerande bärrförmåga erhålls genom följande formel:

RIL 207-2009(2.2)

$$R_{d,v} = \frac{R_{k,v}}{\gamma_{R,v}}$$

RIL 207-2009(2.2)

Undergrundens karakteristiska bärrighet

Undergrundens karakteristiska bärrförmåga, för allmänna förhållanden, erhålls genom följande formel:

RIL 207-2009(D.2)

Bärrighetsformeln enligt RIL 207-2009

RIL 207-2009(D.2)

$$\frac{R}{A'} = c' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0,5 \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma$$

RIL 207-2009(D.2)

Den karakteristiska bärrigheten erhålls som karakteristiskt bottentryck fördelat på en yta, således kan följande erhållas:

$$R_{k,v} = \frac{R}{A'}$$

RIL 207-2009(D.2)

Bärrighets formeln omskrivs för att erhålla tillåtna karakteristiska bärrighet per ytenhet:

$$R_{k,v} = c' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0,5 \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma$$

RIL 207-2009(D.2)

Bärrighets koefficienter i bärrighetsformel

RIL 207-2009(D.2)

Formel för allmänna förhållanden, då dimensionerings metod DA2* används, gäller följande:

RIL 207-2009(D.2)

Bärrighets koefficient: N_q

RIL 207-2009(D.2)

Erhålls enligt följande formel:

$$N_q = e^{\pi \times \tan(\varphi')} \times \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

RIL 207-2009(D.2)

N_q	33,296
-----	--------

Bärighets koefficient: N_c

RIL 207-2009(D.2)

Erhålls enligt följande formel:

$$N_c = (N_q - 1) \times \cot(\varphi')$$

RIL 207-2009(D.2)

N _c	46,124
----------------	--------

Bärighets koefficient: N_y

RIL 207-2009(D.2)

Erhålls enligt följande formel:

$$N_y = 2 \times (N_q - 1) \times \tan(\varphi')$$

RIL 207-2009(D.2)

N _y	45,228
----------------	--------

Formfaktorer i bärighetsformel

RIL 207-2009(D.2)

Formel för allmänna förhållanden, då dimensionerings metod DA2* används, gäller följande:

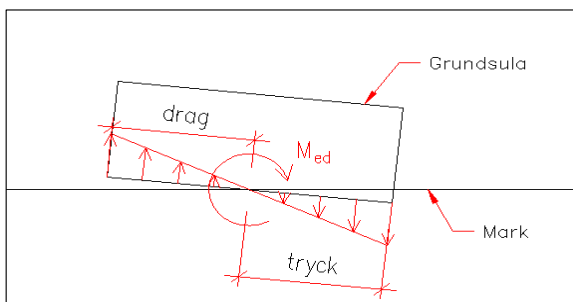
RIL 207-2009(D.2)

Effektiva kantlängder: B' samt L'

Grundsulans effektiva kantlängder påverkas av momentbelastning på grundsulan, detta p.g.a. Att då grundsulan belastas med moment fås belastning på grundsulan enligt följande figur:

BY 210 [6.6.3]

BY 210 [6.6.3]



Figur 2. Definition av belastning på moment belastad sula

Enligt figur 2. fås att i sådant fall att grundsulan belastas med moment så kan grundsulans inte överföra bottentryck till underliggande mark över hela sin bredd, utan endast på det område där tryck verkar.

Detta leder till att moment belastade sulors area som de fördelar bottentryck på måste definieras enligt deras effektiva kantlängder som är baserade på den momentbelastning som verkar.

Normalkraft "minskar" den åverkan som momentbelastning orsakar på de effektiva kantlängderna, d.v.s. Då en stor normalkraft verkar i förhållande till momentet så blir den effektiva arean större än i sådant fall att en liten normalkraft verkar i förhållande till et stort moment.

Den effektiva arean kan erhållas genom att beakta hur stor excentricitet normalkraften har enligt förhållandet mellan den verkande normalkraften och momentbelastningen

Det farligaste fallet erhålls således då verkande moment maximeras samt verkande normalkraft minimeras.

Som dimensionerande lastkombination väljes den lastkombination som gav störst excentricitet i punkt [1.1.1]

1.0 Bärighet för Gsula [1.1.1]

Kantlängder baserade på antagna kantlängder för Gsula

Dessa effektiva kantlängder erhålls enligt följande:

BY 210 [6.6.3]

$$B'_{Gsula,ant} = b_{Gsula,ant} - 2 \times e_{max,yLK2}$$

BY 210 [6.6.3]

$$L'_{Gsula,ant} = l_{Gsula,ant} - 2 \times e_{max,xLK2}$$

BY 210 [6.6.3]

B' Gsula,ant,LK2	0,450751153	m
------------------	-------------	---

L' Gsula,ant,LK2	1,0	m
------------------	-----	---

Formfaktor: s_q

RIL 207-2009(D.2)

Erhålls enligt följande formel:

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \times \sin(\varphi')$$

RIL 207-2009(D.2)

s_q	1,26
-------	------

Formfaktor: s_y

RIL 207-2009(D.2)

Erhålls enligt följande formel:

$$s_y = 1 - 0,3 \times \left(\frac{B'}{L'} \right)$$

RIL 207-2009(D.2)

s_y	0,865
-------	-------

Formfaktor: s_c

RIL 207-2009(D.2)

Erhålls enligt följande formel:

$$s_c = \frac{(s_q \times N_q - 1)}{(N_q - 1)}$$

RIL 207-2009(D.2)

s_c	1,27
-------	------

Lutnings koefficienter i bärlighetsformeln

RIL 207-2009(D.2)

Formel för allmänna förhållanden används:

RIL 207-2009(D.2)

Koefficient för bottnets lutning: b_q

RIL 207-2009(D.2)

Erhålls enligt följande formel:

$$b_q = b_y = (1 - \alpha \times \tan(\varphi'))^2$$

RIL 207-2009(D.2)

Bottnets lutning, α

Bottnet antas vara horisontellt/plant, således fås:

α	0,0	°
----------	-----	---

b_y	1,0
-------	-----

b_q	1,0
-------	-----

Koefficient för bottnets lutning: b_c

RIL 207-2009(D.2)

Erhålls enligt följande formel:

$$b_c = b_q - \left(\frac{1 - b_q}{N_c \times \tan(\varphi')} \right)$$

RIL 207-2009(D.2)

b_c	1,0
-------	-----

Koefficienter för horisontalkrafters inverkan

RIL 207-2009(D.2)

Formel för allmänna förhållanden används:

RIL 207-2009(D.2)

Koefficient för horisontalkrafters inverkan: i_q

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{(V + A' \times c' \times \cot(\varphi'))} \right]^m$$

Verkande dimensionerande horisontallast som verkar på Gsula i brukstillstånd i LK2

Laster i brukstillstånd används, i enlighet med punkt [1.1.1], således erhålls:

1.0 Bärighet för Gsula [1.1.1]

Horisontalkraft orsakas i detta fall av vindlast, således väljes lastkombination med vindlast som huvudlast

Horisontalkraft på Gsula i y-led

Erhålls enligt tidigare beräkning enligt följande:

0.0 Laster på Gsula

$$H_{k,y} = H_{k,Qkw,\ddot{K},Sbalk}$$

0.0 Laster på Gsula

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

H _{k,y}	3,88	kN/m
------------------	------	------

Horisontalkraft på Gsula i x-led

Inga horisontella laster i x-led på Gsula, således fås följande:

$$H_{x,y} = 0$$

H _{k,x}	0	kN/m
------------------	---	------

Verkande dimensionerande normalkraft som verkar på Gsula i brukstillstånd i LK6

Lastkombinationer blandas för att erhålla ett säkerställande värde, detta är dock inte ett krav, men tänkes utföras här p.g.a. Att ingen markundersökning är utförd i detta skede.

Således tänkes den dimensionerande normalkraften erhållas enligt lastkombination LK6

Laster i brukstillstånd används, i enlighet med punkt [1.1.1], således erhålls:

$$V = P_{k,tot,LK6,Gsula}$$

1.0 Bärighet för Gsula [1.1.1]

0.0 Laster på Gsula

V _k	37,56	kN/m
----------------	-------	------

Effektiv area för Gsula i LK2

Lastkombination LK2 skapar i detta den maximala excetriciteten, således också den minsta effektiva arean för Gsulan

Antagna kantmått används

Effektiv area för Gsula i LK2 erhålls enligt:

$$A'_{LK2,ant,Gsula} = B'_{Gsula,ant,LK2} \times L'_{Gsula,ant,LK2}$$

Effektiv area för Gsula i LK2

A'_{LK2,ant,Gsula}	0,4508	m ²
--------------------	--------	----------------

Markens kohesionsfaktor: c'

Markens kohesionsfaktor erhålls i de flesta fall som:

$$c' = 0$$

Detta p.g.a. Att man allmänt inte grundlägger på jord av kohesionstyp, så också i detta fall, således fås följande:

c'	0
----	---

Exponentialfaktor: m, i LK2

RIL 207-2009(D.2)

Erhålls enligt följande för respektive x- samt y-led:

RIL 207-2009(D.2)

Exponentialfaktor: m, då horisontalkraften verkar i B' riktning

RIL 207-2009(D.2)

$$m_{B'} = \frac{2 + \left(\frac{B'}{L'}\right)}{1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)}$$

RIL 207-2009(D.2)

m_{B',LK2}	1,69
------------	------

Exponentialfaktor: m, då horisontalkraften verkar i L' riktning

RIL 207-2009(D.2)

$$m_{L'} = \frac{2 + \left(\frac{L'}{B'}\right)}{1 + \left(\frac{L'}{B'}\right)}$$

RIL 207-2009(D.2)

m_{L',LK2}	1,31
------------	------

RIL 207-2009(D.2)

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

Koefficient för horisontalkrafters inverkan: i_q , horisontalkraften verkar i B' riktning

Erhålls enligt följande:

$$i_{q,B',LK2} = \left[1 - \frac{H}{(V + A' \times c' \times \cot(\varphi'))} \right]^{m_{B',LK2}}$$

RIL 207-2009(D.2)

$i_{q,B',LK2}$	0,832
----------------	-------

Koefficient för horisontalkrafters inverkan: i_q , horisontalkraften verkar i L' riktning

RIL 207-2009(D.2)

Erhålls enligt följande:

$$i_{q,L',LK2} = \left[1 - \frac{H}{(V + A' \times c' \times \cot(\varphi'))} \right]^{m_{L',LK2}}$$

RIL 207-2009(D.2)

$i_{q,L',LK2}$	1,000
----------------	-------

Koefficient för horisontalkrafters inverkan: i_c

RIL 207-2009(D.2)

Erhålls enligt följande:

$$i_c = i_q - \frac{(1 - i_q)}{(N_c \times \tan(\varphi'))}$$

RIL 207-2009(D.2)

i_c	0,827
-------	-------

Koefficient för horisontalkrafters inverkan: i_y

RIL 207-2009(D.2)

Erhålls enligt följande:

$$i_y = \left[1 - \frac{H_k}{(V + A' \times c' \times \cot(\varphi'))} \right]^{m+1}$$

RIL 207-2009(D.2)

i_y	0,746
-------	-------

Vertikaltryck på djupet D, q'

RIL 207-2009(D.2)

Erhålls enligt följande:

$$q' = \gamma'_{jord} \times D$$

RIL 207-2009(D.2)

Volymvikt av jord ovanom Gsula

Erhålls enligt definition i [0.0 Laster]

0.0 Laster på Gsula

γ'_{jord}	18	kN/m ³
------------------	----	-------------------

0.0 Laster på Gsula

Valt grundläggningsdjup, D

Erhålls enligt definition i [0.0 Laster]

0.0 Laster på Gsula

D	1,0	m
---	-----	---

Vertikaltryck på djupet D, q'

q'	18	kN/m ²
------	----	-------------------

Jordens volymvikt under Gsula

Jordens volymvikt under grundsulan erhålls enligt definition i punkt [0.1.1] enligt följande:

1.0 Bärighet för Gsula [0.1.1]

$$\gamma' = \gamma'_{jord}$$

γ'	18	kN/m ³
-----------	----	-------------------

Undergrundens karakteristiska bärlighet

Undergrundens karakteristiska bärlighet enligt bärlighetsformeln definierad i punkt [1.2]

$$R_{k,v} = c' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c + q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q + 0,5 \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma$$

1.0 Bärlighet för Gsula [1.2]

R _{k,v}	745,734	kN/m ²	0,746	Mpa
------------------	---------	-------------------	-------	-----

Undergrundens dimensionerande bärlighet

Undergrundens dimensionerande bärlighet enligt bärlighetsformeln definierad i punkt [1.2]

$$R_{d,v} = \frac{R_{k,v}}{\gamma_{R,v}}$$

1.0 Bärlighet för Gsula [1.2]

R _{d,v}	481,119	kN/m ²	0,481	Mpa
------------------	---------	-------------------	-------	-----

2.0 Kontroll av dimensionerande bottentryck för Gsula

Redovisning av källor:

BY 210 2008 [6.6]

RIL 207-2009

Kontroll av dimensionerande bottentryck för Gsula för fastställning av erforderlig tvärsnitts dimension för grundsulan

Definition av dimensionerings gång

Kontroll av dimensionerande bottentryck tänkes utföras enligt direktiv i BY210 med stöd av RIL 207-2009

BY 210 2008
RIL 207-2009

Dimensionerande bottentryck tänkes erhålls enligt direktiv i BY210

Detta p.g.a. Att BY210 ger mycket mera utförliga direktiv för framtagning av detta bottentryck där RIL 207-2009 i sin tur inte ger några klara direktiv för detta.

BY 210 2008
RIL 207-2009

Själva kontrollen för det dimensionerande bottentrycket, d.v.s. Kraven för detta, tänkes kontrolleras med hjälp av RIL 207-2009, p.g.a. Av att den innehåller i sin tur mera noggranna direktiv enligt Eurokod-standard

RIL 207-2009
RIL 207-2009

Kraven för dimensionerande bottentryck definierade i punkt [1.0.1]

1.0 Bärighet för Gsula [1.0.1]

Dimensionerande bottentryck i brottsgränstillstånd

Dimensionerande bottentryck för Gsula erhålls enligt följande formel:

BY 210 2008 [6.6]

$$P_{R,ed} = \frac{N_{ed,max}}{A'}$$

BY 210 2008 [6.6]

Det maximala dimensionerande bottentrycket erhålls då den verkande normalkraften maximeras samt arean som kraften verkar på minimeras

Dimensionerande normalkraft i brottsgränstillstånd

Som dimensionerande lastkombination väljes den lastkombination som anses ha ge störst effekt

Lastkombination: LK6

Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast
Vindlast deltar med kombinations koefficient

0.0 Laster Gsula
0.0 Laster Gsula

Tidsklass: Momentan

0.0 Laster Gsula

Dimensionerande normalkraft på Gsula i brottsgränstillstånd i LK6

Ped_tot,LK6,Gsula	46,6	kN/m
-------------------	------	------

0.0 Laster

2.1 Erforderliga kantmått för Gsula med beaktande av dimensionerande bottentryck

Gsulans kantmått måste baseras på ett beaktande av det bottentryck som grundkonstruktionen orsakar på undergrunden.

Det dimensionerande bottentrycket kontrolleras med olika typer av kantmått för att erhålla ett en lämplig typ av grundsula vars bottentryck inte orsakar mer last på undergrunden än vad dess dimensionerande bärförmåga tillåter.

Excentriciteter erhålls med den lastkombination som gav störst effekt: LK2

Utnyttjandegraden gentemot given bärighet tänkes vilja hållas under 95%

2.1.1. Kontroll av dimensionerande bottentryck: antagna kantmått för Gsula används

Gsulans kantmått erhålls enligt definition i punkt [0.0 Laster]

0.0 Laster

b_Gsula_ant	0,8	m
-------------	-----	---

0.0 Laster

l_Gsula	1,0	m
---------	-----	---

0.0 Laster

Effektiva kantmått i LK2

B'_Gsula_ant	0,45	m
--------------	------	---

L'_Gsula_ant	1,00	m
--------------	------	---

Effektiv area för valda kantmått i LK2

A' 1x0,8_LK2_Gsula	0,451	m ²
--------------------	-------	----------------

Dimensionerande bottentryck för Gsula med kantmått 1,0 x 0,8 i LK6

P_R,ed,1x0,8,LK6,Gsula	103,281	kN/m ²	0,103	Mpa
------------------------	---------	-------------------	-------	-----

Kontroll av krav för dimensionerande bottentryck

Krav i enlighet med definition i punkt [1.0.1]

1.0 Bärighet för Gsula [1.0.1]

$$P_{R,ed,adm} > P_{R,ed} < R_{d,v}$$

1.0 Bärighet för Gsula [1.0.1]

0,2	>	0,103	<	0,481
-----	---	-------	---	-------

Krav gentemot given bärighet uppfylls!

Utnyttjandegrad gentemot given bärighet

η_Predinit,Gsula,1x0,8	51,64 %	U-grad OK!
------------------------	---------	-------------------

Krav gentemot beräknad bärighet uppfylls!

Utnyttjandegrad gentemot given beräknad bärighet

η_Rdv,Gsula,1x0,8	21,47 %	U-grad OK!
-------------------	---------	-------------------

2.1.2. Kontroll av dimensionerande bottentryck: Gsula med kantmått 1,0 x 0,6 används

Gsulans valda kantmått

Gsulan utförs som långsträckt i enlighet med punkt [1.0.1]

1.0 Bärighet för Gsula [1.0.1]

b_Gsula,0,6	0,6	m
-------------	-----	---

l_Gsula	1,0	m
---------	-----	---

Effektiva kantmått i LK2 för valda kantmått

B' Gsula,0,6,LK2	0,251	m
------------------	-------	---

L' Gsula,LK2	1,00	m
--------------	------	---

Effektiv area för valda kantmått i LK2

A' 1x0,6_LK2_Gsula	0,251	m ²
--------------------	-------	----------------

Dimensionerande bottentryck för Gsula med kantmått 1,0 x 0,6 i LK6

P_R,ed,1x0,6,LK6,Gsula	185,658	kN/m ²	0,186	Mpa
------------------------	---------	-------------------	-------	-----

Kontroll av krav för dimensionerande bottentryck

Krav i enlighet med definition i punkt [1.0.1]

1.0 Bärighet för Gsula [1.0.1]

$$P_{R,ed,adm} > P_{R,ed} < R_{d,v}$$

1.0 Bärighet för Gsula [1.0.1]

0,2	>	0,186	<	0,481
-----	---	-------	---	-------

Krav gentemot given bärighet uppfylls!

Utnyttjandegrad gentemot given bärighet

η_Predinit,Gsula,1x0,8	92,83 %	U-grad OK!
------------------------	---------	-------------------

Krav gentemot beräknad bärlighet uppfylls!

Utnyttjandegrad gentemot given beräknad bärlighet

$\eta_{Rdv,Gsula,1x0,8}$	38,59 %	U-grad OK!
--------------------------	---------	-------------------

2.1.3. Kontroll av dimensionerande bottentryck: Gsula med kantmått 1,0 x 0,5 används

Gsulans valda kantmått

Gsulans utförs som långsträckt i enlighet med punkt [1.0.1]

1.0 Bärlighet för Gsula [1.0.1]

$b_{Gsula,0,5}$	0,5	m
l_{Gsula}	1,0	m

Effektiva kantmått i LK2 för valda kantmått

$B'_{Gsula,0,5,LK2}$	0,151	m
$L'_{Gsula,LK2}$	1,00	m

Effektiv area för valda kantmått i LK2

$A'_{1x0,5_LK2_Gsula}$	0,151	m ²
--------------------------	-------	----------------

Dimensionerande bottentryck för Gsula med kantmått 1,0 x 0,5 i LK6

$P_{R,ed,1x0,5,LK6,Gsula}$	308,814	kN/m ²	0,309	Mpa
----------------------------	---------	-------------------	-------	-----

Kontroll av krav för dimensionerande bottentryck

Krav i enlighet med definition i punkt [1.0.1]

1.0 Bärlighet för Gsula [1.0.1]

$$P_{R,ed,adm} > P_{R,ed} < R_{d,v}$$

1.0 Bärlighet för Gsula [1.0.1]

0,2	>	0,309	<	0,481
-----	---	-------	---	-------

Krav gentemot given bärlighet uppfylls inte!

Utnyttjandegrad gentemot given bärlighet

$\eta_{Predinit,Gsula,1x0,8}$	154,41 %	U-grad för hög!
-------------------------------	----------	------------------------

Krav gentemot beräknad bärlighet uppfylls!

Utnyttjandegrad gentemot given beräknad bärlighet

$\eta_{Rdv,Gsula,1x0,8}$	64,19 %	U-grad OK!
--------------------------	---------	-------------------

2.2 Erhållna parametrar för Gsula enligt tillåtet dimensionerande bottentryck

Gsulans valda kantmått erhålls enligt följande definition:

Erhållna erforderliga kantmått för Gsula

Kantmått väljes i enlighet med punkt [2.1.2]

2.0 Kont av DIM Bottentryck [2.1.2]

b_{vald_Gsula}	0,6	m
l_{vald_Gsula}	1,0	m

2.0 Kont av DIM Bottentryck [2.1.2]

2.0 Kont av DIM Bottentryck [2.1.2]

Dimensionerande bottentryck för Gsula

Erhålls i enlighet med punkt [2.1.2] som:

$$P_{R,ed,LK6,Gsula} = P_{R,ed,1x0,6,LK6,Gsula}$$

P_{R,ed,LK6,Gsula}	185,66	kN/m²	0,186	Mpa
-----------------------------------	---------------	-------------------------	--------------	------------

2.0 Kont av DIM Bottentryck [2.1.2]

2.0 Kont av DIM Bottentryck [2.1.2]

2.0 Kont av DIM Bottentryck [2.1.2]

3.0 Kontroll av stabilitet för Gsula

Redovisning av källor:
RIL 207-2009 [6.8, 11]

Kontroll av stabilitet, d.v.s. Dimensionering mot instabilitet för grundsula

Stjälpning tänkes kontrolleras i enlighet med direktiv i RIL 207-2009 [6.5.1,6.8, 11]

RIL 207-2009 [6.5.1,6.8, 11]

3.0.1 Definition av stabilitet för grundkonstruktioner

Då dimensionerings metod DA2* används, i enlighet med punkt [1.1], skall grundkonstruktionens stabilitet undersökas i form av stjälpnings- samt glidningsanalys

RIL 207-2009 [6.5.1, 6.8, 11]
RIL 207-2009 [6.5.1, 6.8, 11]

Kombinationsserie av partialsäkerhets koefficienter i dimensionerings metod 3:

RIL 207-2009[2.4.7.3.4.2]

A2 + M2 + R3

Ur denna kombination erhålls följande partialsäkerhets koefficienter:

RIL 207-2009[2.4.7.3.4.2]

Partialsäkerhetskoefficient för markens skjuvhållfasthetsvinkel/friktionsvinkel för metod3

RIL 207-2009[tab. A.4(FI) Sarja M2]

$\gamma_{\phi'}_{M2}$	1,25
-----------------------	-------------

RIL 207-2009[tab. A.4(FI) Sarja M2]

3.0.1.1 Definition av stjälpning

Stjälpning är en form av instabilitet som orsakas av momentbelastning och kan jämföras med vippning för balkar.

Stjälpning kan beskrivas som ett moment som strävar till att välta konstruktionen

Krav för stjälpning

Följande krav skall uppfyllas enligt direktiv i RIL 207-2009 för att påvisa stabilitet mot stjälpning:

$$E_{dst,d} \leq E_{stb}$$

RIL 207-2009 [2.4.7.2]

Definitioner:

E_{dst,d}: $E_{dst,d}$ är stjälpande aktiva krafter som orsakar instabilitet
Stjälpande krafter orsakas av ett stjälpande, aktivt moment

RIL 207-2009 [2.4.7.2]

E_{dst,b}: $E_{st,b}$ är mothållande passiva krafter som stabiliserar
Motverkande krafter orsakas av ett motverkande, passivt moment

RIL 207-2009 [2.4.7.2]

Enligt Dessa krav erhålls följande formel:

$$M_A < M_P$$

3.0.1.2 Definition av glidning

Glidning är en form av instabilitet och orsakas av horisontellkrafter som strävar att flytta konstruktionen

RIL 207-2009 [6.5.3]

Krav för glidning

Följande krav skall uppfyllas för att påvisa stabilitet mot glidning:

$$E_{dst,d} \leq E_{stb}$$

RIL 207-2009 [2.4.7.2]

Definitioner:

E_{dst,d}: Aktiva krafter som orsakar glidning, d.v.s. horisontalkrafter

RIL 207-2009 [6.5.3]

E_{dst,b}: Passiva krafter som motverkar glidning är för fall med grundsulor
friktionskraftens mellan grundsulan och marken

RIL 207-2009 [6.5.3]

Formeln omskrivs enligt definition i punkt [6.5.3] och således fås:

RIL 207-2009 [6.5.3]

$$H_{dst,d} \leq \mu_d \times N_{ed}$$

RIL 207-2009 [6.5.3]

3.1 Kontroll av stabilitet mot stjälpning för Gsula

Kontroll av stabilitet mot stjälpning enligt punkt [3.0.1]

3.0 Kontroll av stabilitet [3.0.1]

Stjälpande aktivt moment för Gsula

Maximal stjälpande kraft tänkes erhållas då stjälpande krafter maximeras samt mothållande krafter minimeras

Således väljes lastkombination med reducerade egenvikter p.g.a. Att egenvikter bidrar med mothållande moment

Som dimensionerande lastkombination används:

Bilaga 1.0

Lastkombination:	LK12	Egenvikter:	Egenvikter beaktas som fördelaktiga, egenvikter reduceras	Bilaga 1.0
		Nyttolaster:	Vindlast dominerande nyttolast, Snölast (100%+100%) deltar med kombinationskoefficienter	Bilaga 1.0 Bilaga 1.0 Bilaga 1.0
		Tidsklass:	Momentan	Bilaga 1.0

Dimensionerande aktivt stjälpande moment i LK12 erhålls således som:

$$M_A = M_{ed,tot,Qkw,LK12,Gsula}$$

Bilaga 1.0

M_a	9,08	kNm/m
----------------------	-------------	--------------

Mothållande/stabiliserande passivt moment

Det dimensionerande mothållande momentet erhålls för grundsulor som det moment som bildas p.g.a. Excentricitet hos den verkande normalkraften.

BY210 [bild 1/6.6]
BY210 [bild 1/6.6]

Således fås följande:

$$M = N_{ed} \times e$$

BY210 [bild 1/6.6]

Formeln omskrivs:

$$M_P = P_{ed,tot,LK12,Gsula} \times e_{max,y,LK12}$$

Dimensionerande normalkraft på Gsula i brottsgränstillstånd i LK12

Bilaga 1.0

Ped_{tot,LK12,Gsula}	35,24	kN/m
-------------------------------------	--------------	-------------

Bilaga 1.0

Excentricitet i y-led i LK12

BY210 [bild 1/6.6]

Excentriciteten för normalkraften erhålls enligt följande:

BY210 [bild 1/6.6]

$$e_{max,y,LK12} = \frac{B}{2}$$

BY210 [bild 1/6.6]

Formeln omskrivs:

$$e_{max,y,LK12} = \frac{b_{vald,Gsula}}{2}$$

e_{max,y,LK12}	0,3	m
-------------------------------	------------	----------

Mothållande passivt moment i LK12

M_p	10,5732	kNm/m
----------------------	----------------	--------------

3.1.1 Kontroll av krav för stjälpning

Krav för stabilitet mot stjälpning enligt definition i punkt [3.0.1.1]

3.0 Kontroll av stabilitet [3.0.1.1]

$$M_A < M_P$$

9,084	<	10,57	Krav uppfylls, Gsula stabil!
--------------	-------------	--------------	-------------------------------------

Utnyttjandegrad med hänsyn till stjälpningsrisk

$\eta_{\text{stjälpningsrisk}}$	0,86	85,9 %
---------------------------------	------	--------

3.2 Kontroll av stabilitet mot glidning för Gsula

Kontroll av stabilitet mot stjälpning enligt punkt [3.0.1.2]

3.0 Kontroll av stabilitet [3.0.1.2]

Horisontalkrafter som orsakar glidning

Maximal glidnings orsakande kraft tänkes erhållas då horisontella krafter maximeras samt friktionskrafter p.g.a. normalkraft minimeras

Således väljes lastkombination med reducerade egenvikter p.g.a. Att egenvikter bidrar med friktionkraft

Som dimensionerande lastkombination används:

Lastkombination:	LK12	Egenvikter:	Egenvikter beaktas som fördelaktiga, egenvikter reduceras	Bilaga 1.0
		Nyttolaster:	Vindlast dominerande nyttolast, Snölast (100%+100%) deltar med kombinationskoefficienter	Bilaga 1.0 Bilaga 1.0 Bilaga 1.0
		Tidsklass:	Momentan	Bilaga 1.0

Horisontalkraft i LK12 som orsakar glidning erhålls således som:

Bilaga 1.0

$$H_{dst,d} = H_{ed,Qkw,LK12,Gsula}$$

Bilaga 1.0

$H_{dst,d}$	5,82	kN/m
-------------	------	------

Bilaga 1.0

Friktionskraft som motverkar glidning

Friktionskraft som motverkar glidning erhålls enligt punkt[3.0.1.2] som:

3.0 Kontroll av stabilitet [3.0.1.2]

$$F_{\phi} = \mu' \times N_{ed}$$

Friktionskoefficient, μ'

Friktionskoefficient, μ' , erhålls enligt följande:

RIL 207-2009 [tab. A.4(FI)]

$$\mu' = \frac{\tan(\gamma')}{\gamma_{\phi r}}$$

RIL 207-2009 [tab. A.4(FI)]

μ'	0,56
--------	------

Dimensionerande normalkraft på Gsula i brottsgränstillstånd i LK12

Bilaga 1.0

$Ped_{tot,LK12,Gsula}$	35,24	kN/m
------------------------	-------	------

Bilaga 1.0

Friktionskraft som motverkar glidning

F_{ϕ}	19,74	kN/m
------------	-------	------

3.2.1 Kontroll av krav för glidning

Krav för stabilitet mot glidningenligt definition i punkt [3.0.1.2]

3.0 Kontroll av stabilitet [3.0.1.2]

$$H_{dst,d} \leq \mu_d \times N_{ed}$$

Formeln omskrivs:

$$H_{dst,d} \leq F_{\phi r}$$

5,82	<	19,74	Krav uppfylls, Gsula stabil!
------	---	-------	------------------------------

Utnyttjandegrad med hänsyn till glidningsrisk

$\eta_{\text{glidningsrisk}}$	0,29	29,5 %
-------------------------------	------	--------

4.0 Dimensionering mot moment

Dimensionering av grundkonstruktionens grundsula mot moment belastning

Dimensionering mot moment för Gsula utförs i enlighet med BY210 med stöd av RIL 202-2011/BY61

BY210 ger mera användbara samt klara direktiv för dimensionering av grundkonstruktioner, således används denna som huvudkälla. RIL 202-2011/BY 61 används för att kontrollera kraven för respektive dimensionering punkt, detta p.g.a. Den i sin tur innehåller klara definitioner av krav enligt Eurokod-standard

Definition av grundvärden för dimensionering

Grundläggande värden för dimensionering

Betongens brukstid

Konstruktionens brukstid definieras enligt planerad användningstid

RIL 201-1-2011 [2.3]

Betongens/konstruktionens brukstid väljes till: **50 år**

RIL 201-1-2011 [2.3]

Definition: Denna brukstid gäller för normala husbyggnader samt övriga normala byggnader

RIL 201-1-2011 [2.3]

Betongens exponeringsklass

RIL 202-2011/BY 61 [tab 4.1]

Betongens exponeringsklass definieras enligt den miljö/omgivning som konstruktionen befinner sig i, d.v.s. Vilken typ av belastning från omgivningen som eventuellt kan uppkomma

Betongens exponeringsklass väljes till: **XC2**

RIL 202-2011/BY 61 [tab 4.1]

Definition av XC2: Konstruktioner i exponeringsklass XC2 definieras som fuktiga samt sällan torra. Gäller överlag för normala grundkonstruktioner.

RIL 202-2011/BY 61 [tab 4.1]
RIL 202-2011/BY 61 [tab 4.1]

Betongens täckskick

RIL 202-2011/BY 61 [4.4.1.2]

Betongens minimitäckskick definieras enligt betongens brukstid samt exponeringsklass

RIL 202-2011/BY 61 [tab 4.3N(FI)]

Enligt vald brukstid samt exponeringsklass erhålls betongens minimitäckskick som:

RIL 202-2011/BY 61 [tab 4.3N(FI)]

c_min,XC2,50år	20	mm
----------------	----	----

RIL 202-2011/BY 61 [tab 4.3N(FI)]

Då grundsulans gjuts mot mark erhålls följande tilläggskrav för betongens minitäckskick

BY210 [6.6.2]

Betongens minimitäckskick vid gjutning mot mark:

BY210 [6.6.2]

c_min,gjutning,mark	50	mm
---------------------	----	----

BY210 [6.6.2]

Betongens hållfasthetsklass

RIL 202-2011/BY 61 [tab 4.4S]

Betongens hållfasthetsklass väljes här utgående från betongens exponeringsklass

RIL 202-2011/BY 61 [tab 4.4S]

Minimikrav för hållfasthetsklass för betong i exponeringsklass XC2:

RIL 202-2011/BY 61 [tab 4.4S]

Hållfasthetsklass för betong i XC2: **C25/30**

RIL 202-2011/BY 61 [tab 4.4S]

Karakteristisk hållfasthet för betong av hållfasthetsklass: C25/30

f_ctk,25/30	25	MN/m ²
-------------	----	-------------------

Dimensionerande hållfasthet för betong av hållfasthetsklass: C25/30

Kan erhållas ur tabell enligt följande:

RIL 202-2011/BY 61 [tab. 3.2.1S.]

f_cd,25/30	14,2	MN/m ²
------------	------	-------------------

RIL 202-2011/BY 61 [tab 3.2.1S]

Armeringsstålens hållfasthetsklass

RIL 202-2011/BY 61 [3.2]

Armeringsstålens hållfasthetsklass väljes till:

A 500 HW

RIL 202-2011/BY 61 [3.2]

Karakteristisk hållfasthet för armeringstål av hållfasthetsklass: A500HW

RIL 202-2011/BY 61 [3.2]

f _{yk,A500HW}	500	MN/m ²
------------------------	-----	-------------------

RIL 202-2011/BY 61 [3.2]

Alternativt kan hållfasthetsklass A500HW ersättas med B500K

Karakteristisk hållfasthet för armeringstål av hållfasthetsklass: B500K

f _{yk,B500K}	500	MN/m ²
-----------------------	-----	-------------------

Dimensionerande hållfasthet för armeringsstål av hållfasthetsklass: A500HW samt B500K

f _{yd}	435	MN/m ²
-----------------	-----	-------------------

RIL 202-2011/BY 61 [3.2.1]

4.1. Dimensionering mot moment i y-led för Gsula

Som dimensionerande lastkombination väljes den lastkombination som gav störst bottentryck, således väljes:

Lastkombination: LK6**Nyttolaster:** Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast
Vindlast deltar med kombinations koefficient

0.0 Laster Gsula

0.0 Laster Gsula

Tidsklass: Momentan

0.0 Laster Gsula

Dimensionerande bottentryck för Gsula i LK6

2.0 Kont. Av DIM Bottentryck [2.2]

P _{R,ed,LK6,Gsula}	185,7	kN/m ²
-----------------------------	-------	-------------------

2.0 Kont. Av DIM Bottentryck [2.2]

4.1.1 Dimensionerande moment för Gsula i y-led i LK6

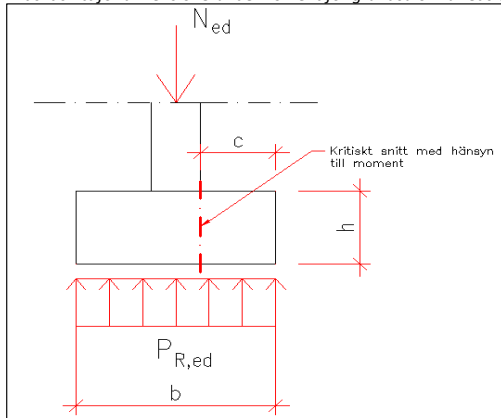
Gsulen utförs som långsträckt i enlighet med tidigare definition vid dimensionering av grundkonstruktionens sockel.

Bilaga 4

Kritiskt snitt för dimensionerande moment för grundsulor härleds enligt följande figur:

BY210 [bild 3/6.6]

BY210 [bild 3/6.6]

**Figur 3. Definition av kritiskt snitt med hänsyn till moment**

Då normalkraften Ned antas verka excentriskt i förhållande till grundsulans centrum hittas det kritiska snittet för det dimensionerande momentet vid den anslutande, ovanomliggande konstruktionens kant. D.v.s. Vid sockelbalkens/sockelväggens kant.

BY210 [6.6]

BY210 [6.6]

P.g.a. Denna definition kan grundsulor statiskt tolkas som en fastinspänd konsol som belastas med en ytlast, i detta fall en grundsula som är fastinspänd vid det kritiska snittet och belastas med en ytlast i form av bottentryck.

BY210 [6.6]

BY210 [6.6]

Dimensionerande moment för fastinspända konsoler erhålls enligt statikens förenklade formler enligt följande:

Byggnadsstatik

$$M_{ed} = \frac{P_{ed} \times l^2}{2}$$

Byggnadsstatik

Formeln omskrivs, med beaktande av att konsolen belastas med ytlast:

$$M_{ed} = \frac{P_{ed} \times l^2 \times b}{2}$$

Enligt denna definition erhålls det dimensionerande momentet p.g.a. bottentryck för Gsula enligt BY210

BY210 [6.6.2]

Dimensionerande moment för Gsula, erhålls enligt följande:

BY210 [6.6.2]

$$M_{ed} = \frac{P_{R,ed} \times c^2 \times b}{2}$$

BY210 [6.6.2]

Formeln omskrivs:

$$M_{ed,y,PRed,LK6,Gsula} = \frac{P_{R,ed,LK6,Gsula} \times (c_{Gsula,y-led})^2 \times l_{vald,Gsula}}{2}$$

BY210 [6.6.2]

Utkragnings måttet: c

Utkragnings måttet, d.v.s. "konsolens" längd, erhålls enligt följande definition:

$$c_{Gsula,y-led} = \frac{b_{vald,Gsula}}{2} - \frac{b_{svägg}}{2}$$

Sväggens dimensioner

Erhålls enligt tidigare definition från dimensionering av Svägg

Bilaga 4.0

b_Svägg	0,15	m
---------	------	---

l_Svägg	1,0	m
---------	-----	---

Utkragningsmåttet, c

c_Gsula,y-led	0,225	m
---------------	-------	---

Dimensionerande moment i y-led för Gsula i LK6

Med_y,Pred,LK6,Gsula	4,70	kNm
----------------------	------	-----

4.1.2 Erforderlig armeringsmängd mot moment i y-led

Grundsulan tänkes armeras mot moment med dragarmering i enlighet med definition av dragarmerade tvärsnitt ur BY210

BY210 [4.1.4]

Gsulans huvudarmering dimensioneras enligt principen för dragarmerade, rektangulära tvärsnitt med känd belastning

BY210 [4.1.4]

Erforderlig armeringsmängd mot moment i y-led i LK6 för Gsula erhålls enligt följande:

$$A_s = \beta \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

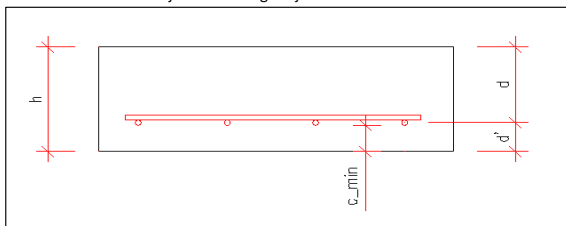
BY210 [4.1.4]

Formeln omskrivs:

$$A_{s,y,LK6,Gsula} = \beta_y \times b_{Gsula,vald} \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Tvärsnittets effektiva höjd, d

Tvärsnittets effektiva höjd erhålls enligt följande definition



BY210 [bild. 4/4.1]

Figur 4. Definition av tvärsnittets effektiva höjd

Tvärsnittets effektiva höjd är avståndet mellan centrum av tvärsnittets dragstål och den tryckta kanten.

BY210 [bild. 4/4.1]

Enligt denna definition erhålls följande formel för tvärsnittets effektiva höjd:

$$d_{Gsula} = h_{Gsula,ant,2} - \left(c_{min} + \frac{\phi_{harm,ant}}{2} \right)$$

Gsulans antagna höjd

Gsulans höjd antas till:

$h_{Gsula,ant2}$	0,25	m
------------------	------	---

Huvudarmeringens antagna stångdiameter

Huvudarmeringens stångdiameter för stänger i både x- och y-led antas till:

$\phi_{harm,ant,Gsula}$	10	mm
-------------------------	----	----

Bilaga 4.0

Bilaga 4.0

Tvärnsnittets effektiva höjd, d

d_{Gsula}	0,195	m
-------------	-------	---

Tryckblockets relativa höjd i y-led

BY210 [4.1.4]

Tryckblockets relativa höjd erhålls enligt följande:

$$\beta_y = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_y}$$

BY210 [4.1.4]

Relativt moment i y-led, μ

BY210 [4.1.4]

Det relativa momentet erhålls enligt följande:

$$\mu_y = \frac{M_{ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}}$$

BY210 [4.1.4]

Formeln omskrivs:

$$\mu_y = \frac{M_{ed,y,PREd,LK6,Gsula}}{b_{vald,Gsula} \times (d_{Gsula})^2 \times f_{cd,25/30}}$$

Relativt moment i y-led, μ

μ_y	0,0145
---------	--------

Tryckblockets relativa höjd i y-led

β_y	0,0146
-----------	--------

Erforderlig armeringsmängd mot moment i y-led

$A_{s,y,LK6,Gsula}$	55,81	mm ²
---------------------	-------	-----------------

Antal stänger mot moment i y-led med avseende av erforderlig armeringsmängd

Antal stänger erhålls enligt följande:

$$n_{A,s,y,LK6,Gsula} = \frac{A_{s,y,LK6,Gsula}}{A_{\phi,harm,vald}}$$

Stångarea för vald stångdiameter

Fås enligt följande:

$$A_{\phi,harm,vald} = \frac{\pi \times (\phi_{harm,vald})^2}{4}$$

$A_{\phi,harm,vald}$	78,54	mm ²
----------------------	-------	-----------------

Antal stänger i y-led med avseende av erforderlig armeringsmängd

n _{A,s,y,LK6,Gsula}	1	st
------------------------------	---	----

4.1.3 Erforderlig miniarmeringsmängd mot moment i y-led

Dragarmerade tvärsnitt skall ha en miniarmeringsmängd i enlighet med följande definition:

BY210 [6.1.4]

$$A_{s,min,y} = \rho_{min} \times b_w \times h$$

BY210 [6.1.4]

Formeln omskrivs:

$$A_{s,min,y,Gsula} = \rho_{min} \times b_{Gsula,ant} \times h_{Gsula,ant}$$

Huvudarmeringens miniandel, ρ_{min}

RIL 202-2011/BY61 [tab 9.1S]

Erhålls då betong av hållfasthetsklass: C25/30 används som:

RIL 202-2011/BY61 [tab 9.1S]

p _{min,C25/30}	0,133	%
-------------------------	-------	---

RIL 202-2011/BY61 [tab 9.1S]

Erforderlig miniarmeringsmängd mot moment i y-led för Gsula

A _{s,min,y,Gsula}	199,5	mm ²
----------------------------	-------	-----------------

Antal stänger med avseende av erforderlig miniarmeringsmängd

n _{A,s,min,y,Gsula}	3	st
------------------------------	---	----

4.1.4 Vald erforderlig armeringsmängd mot moment i y-led för Gsula

Erforderlig armeringsmängd mot moment i y-led väljes i enlighet med punkt [4.1.3]

4.0 DIM mot moment [4.1.3]

Således uppfylls kravet för erforderlig miniarmerings mängd för huvudarmering

BY210 [6.1.4]

Vald erforderlig armeringsmängd mot moment i y-led för Gsula

4.0 DIM mot moment [4.1.3]

A _{s, Vald,y,LK6,Gsula}	199,5	mm ²
----------------------------------	-------	-----------------

4.0 DIM mot moment [4.1.3]

Antal stänger med avseende på vald armeringsmängd

4.0 DIM mot moment [4.1.3]

n _{A,s, Vald,y,LK6,Gsula}	3	st
------------------------------------	---	----

4.0 DIM mot moment [4.1.3]

Erforderligt c.c-avstånd för vald armeringsmängd mot moment i y-led

c/c-avstånd fås enligt följande:

$$c_{c, Vald, arm,y,LK6,Gsula} = \frac{b_{Gsula, Vald}}{n_{A,s, Vald,y,LK6,Gsula}}$$

c _{c, Vald, arm,y,LK6,Gsula}	150	mm
---------------------------------------	-----	----

4.2. Dimensionering av mot moment i x-led för Gsula

Dimensionerande lastkombination i enlighet med definition i punkt [4.1]

4.0 DIM mot moment [4.1]

4.2.1 Dimensionerande moment för Gsula i x-led i LK6

Dimensionerande moment för Gsula i x-led erhålls enligt samma princip som i punkt [4.1.1]

4.0 DIM mot moment [4.1.1]

En strimla med bredden 1,0 meter analyseras enligt definition i punkt [1.1.1]

1.0 Bärighet för Gsula [1.1.1]

Gsulan erhåller inget utkragningsmått i x-led, således för att kunna erhålla ett moment som på säkra sidan tänkes det att det moment som verkar i grundsulans y-led även verkar i grundsulans x-led per meter grundsula

Det moment som verkar i grundsulans x-led är i verkligheten mycket mindre, men i.o.m. Att samma momentbelastning tänkes verka i bägge led så anses de erhållna

armeringsmängderna bli mera symmetriska och därigenom få ett enklare armeringsskede.

Således tänkes det dimensionerande momentet i x-led per meter Gsula erhålls enligt följande:

$$M_{ed,x,PRed,LK6,Gsula} = \frac{M_{ed,y,PRed,LK6,Gsula}}{1,0 \text{ m}}$$

Med_x,PRed,LK6,Gsula	4,70	kNm/m
----------------------	------	-------

4.2.2 Erforderlig armeringsmängd mot moment i x-led

Erforderlig armeringsmängd mot moment i x-led erhålls enligt samma princip som i punkt [4.1.2]

4.0 DIM mot moment [4.1.2]

Således erhålls erforderlig armeringsmängd mot moment i x-led som erforderlig miniarmeringsmängd för dragarmerade tvärsnitt enligt punkt [4.1.3]

4.0 DIM mot moment [4.1.3]

4.0 DIM mot moment [4.1.3]

Erforderlig miniarmerings mängd mot moment i x-led per meter Gsula erhålls enligt följande:

4.0 DIM mot moment [4.1.3]

4.0 DIM mot moment [4.1.3]

$$A_{s,min,x} = \rho_{min} \times b_w \times h$$

Formeln omskrivs:

$$A_{s,min,x,Gsula} = \rho_{min} \times l_{Gsula} \times h_{Gsula,ant}$$

Erforderlig miniarmeringsmängd mot moment i x-led per meter Gsula

A_s,min,x,Gsula	332,5	mm ² /m
-----------------	-------	--------------------

Antal stänger med avseende av erforderlig miniarmeringsmängd

n_A,s,min,x,Gsula	4,233521486	st
-------------------	-------------	----

Erforderligt c.c-avstånd för stänger

Erforderligt c.c-avstånd för stänger då en strimla med bredden 1,0 m analyseras fås enligt följande:

$$c.c_{A,s,min,x,LK6,Gsula} = (n_{A,s,min,x,Gsula})^{-1}$$

Avrundas nedåt till jämna multipler av 50

c.c_A,s,min,x,LK6,Gsula	150	mm
-------------------------	-----	----

4.3 Slutlig huvudarmering i LK6 för Gsula

Huvadarmring för Gsula väljes i enlighet med ovanstående beräkningar

Vald stångdiameter

4.0 DIM mot moment [4.1.2]

φ_harm,valid,Gsula	10	mm
--------------------	----	----

4.0 DIM mot moment [4.1.2]

4.3.1 Huvadarmring i Gsula då lösa stänger används

Huvadarmring i Gsulans breddriktning, lösa stänger används

Antal stänger för huvudarmering i Gsulans breddriktning i enlighet med punkt [4.1.4]

4.0 DIM mot moment [4.1.4]

n_A,s,valid,b,LK6,Gsula	3	st
-------------------------	---	----

4.0 DIM mot moment [4.1.4]

H_arm,b,Gsula	4 T10
---------------	-------

Huvudarmering i Gsulans längdriktning, lösa stänger används

c.c-avstånd för huvudarmering i Gsulans längdriktning i enlighet med punkt[4.2.2]

c.c_A,s,valid,l,LK6,Gsula	150	mm
---------------------------	-----	----

4.0 DIM mot moment [4.2.2]

4.0 DIM mot moment [4.2.2]

H_arm,l,Gsula	T10 k150
---------------	----------

4.3.1.1 Erforderlig förankringslängd då lösa stänger används

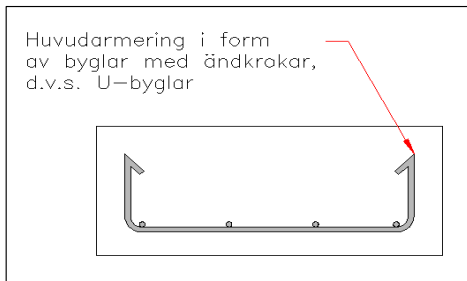
BY210 [6.6.2]

Då huvudarmering i grundslor utförs med lösa stänger, som inte anses ha erforderlig förankringslängd, skall dessa stänger förses med ändkrokar för att förbättra denna förankringslängd

BY210 [6.6.2]

BY210 [6.6.2]

Detta kan utföras således att huvudarmeringen utförs som U-formade byglar som samtidigt utgör ändkrokar enligt definition i följande figur.



Figur 5. Definition av huvudarmering försedd med ändkrokar för grundslor

Huvudarmering i Gsulans breddriktning tänkes förses med dessa ändkrokar

Ändkroknas erforderliga längd erhålls genom följande formel:

BY210 [6.6.2]

$$h_{\text{ändkrokar,harm,Gsula}} = 12 \times \phi_{\text{harm,valid,Gsula}}$$

BY210 [6.6.2]

h_ändkrokar,harm,Gsula	120	mm
------------------------	-----	----

4.3.2 Huvudarmering i Gsula då nätarmering används

Huvudarmering i Gsulans breddriktning, nätarmering används

Antal stänger för huvudarmering i Gsulans breddriktning i enlighet med punkt [4.1.4]

4.0 DIM mot moment [4.1.4]

n_A,s,valid,b,#,LK6,Gsula	3	st
---------------------------	---	----

4.0 DIM mot moment [4.1.4]

Detta antal stänger ger ett c.c-avstånd för stänger i breddriktning enligt följande:

c.c_A,s,valid,b,#,LK6,Gsula	200	mm
-----------------------------	-----	----

Huvudarmering i Gsulans längdriktning, nätarmering används

c.c-avstånd för huvudarmering i Gsulans längdriktning i enlighet med punkt[4.2.2]

4.0 DIM mot moment [4.2.2]

c.c_A,s,valid,l,#,LK6,Gsula	150	mm
-----------------------------	-----	----

4.0 DIM mot moment [4.2.2]

Således fås följande resultat för Gsulans huvudarmering då nätarmering används:

H_arm,#,Gsula	# T10 k150
---------------	------------

5.0 Dimensionering mot skjuvkraft

Dimensionering av grundkonstruktionens grundsula mot belastning i form av skjuvkraft

Dimensionering mot skjuvkraft för Gsula utförs i enlighet med BY210 samt RIL 202-2011/BY61

Redovisning av källor:

BY210
RIL 202-2011/BY61

BY210
RIL 202-2011/BY61

Definition av dimensionering mot skjuvkraft för grundsulor

Grundkonstruktioner strävs till att utföras som icke skjuvarmerade tvärsnitt

BY210 [6.6]

Dock p.g.a. Att grundkonstruktioner inte gärna skjuvarmeras utgör skjuvbelastning i grundkonstruktioner en märkbart dimensionerande faktor i form av genomstansning, som kan uppkomma vid skjuvbelastade konstruktioner av denna typ.

BY210 [6.6]
BY210 [6.6]
BY210 [6.6]

Således skall skjuvbelastade grundkonstruktioners genomstansnings- samt skjuvkapacitet kontrolleras i enlighet med principer för icke skjuvarmerade tvärsnitt

BY210 [6.6]

P.g.a. Att grundsulans utförs som långsträck så kan det anses att genomstansningen inte har någon större dimensionerande faktor. I BY210 nämns inget specifikt direktiv för att man bör undersöka genomstansningskapaciteten för långsträckta sulor, eller s.ka. Väggsulor.

BY210 [6.6]
BY210 [6.6]
BY210 [6.6]

Trots detta kommer Gsulans genomstansningskapacitet att undersökas i dimensionerings syfte

Krav för skjuvkapacitet

RIL 202-2011/BY61 [6.2.1]

Enligt definitioner i RIL 202-2011/BY61 definieras krav för skjuvkapacitet för tvärsnitt enligt ifall de behöver beräknad skjuvarmering eller inte, d.v.s. Ifall betongen har erforderlig skjuvkapacitet gentemot den dimensionerande skjuvkraften. Samma definition erhålls även ur BY210.

RIL 202-2011/BY61 [6.2.1]
RIL 202-2011/BY61 [6.2.1]
RIL 202-2011/BY61 [6.2.1]
BY210 [4.2.4]

Denna definition av skjuvkapacitet är i enlighet med definitioner i EN1992-1-1-Betonirakenteiden suunnitteluperusteet

Enligt denna definition fås följande krav för skjuvkapacitet:

RIL 202-2011/BY61 [6.2.1]

$$V_{ed} \leq V_{Rd,c}$$

RIL 202-2011/BY61 [6.2.1]

Ifall följande krav uppfylls behövs ingen noggrannare planering samt dimensionering av specifik skjuvarmering utföras

RIL 202-2011/BY61 [6.2.1]

I BY210 erhålls även en definition för skjuvkapacitet i enlighet med RakMK B4 som behandlar skjuvkapacitet, här beaktas dock den förenklade definitionen enligt RIL 202-2011/BY61

Krav för genomstansnings kapacitet

RIL 202-2011/BY61 [6.4]

Krav för genomstansningskapacitet erhålls enligt följande definition:

RIL 202-2011/BY61 [6.4], [2.38 RakMK B4]

$$V_{ed,c} \leq V_{c,Rd}$$

RIL 202-2011/BY61 [6.4], [2.38 RakMK B4]

Beteckningar från BY210 för krafter samt kapaciteter som behandlar genomstansning används, således erhåller dessa tilläggsbeteckningen: c

5.1 Dimensionerande skjuvkraft för Gsula i LK6

BY210 [6.6.3]

Som dimensionerande lastkombination väljes den lastkombination som gav störst bottenstryck, således väljes:

Lastkombination: LK6

Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast
Vindlast deltar med kombinations koefficient

0.0 Laster Gsula
0.0 Laster Gsula

Tidsklass: Momentan

0.0 Laster Gsula

Grundsulans utförs som långsträck i enlighet med tidigare definition, således analyseras skjuvkraften per meter Gsula.

Dimensionerande skjuvkapacitet för grundsulor enligt definition i BY210 erhålls enligt följande:

BY210 [6.6.3], [bild 4/6.6], [bild 6/6.6]

$$V_{ed} = P_{R,ed,red} \times B_1 \times \left(\frac{B_2}{2} - \frac{b_2}{2} - d \right)$$

Formeln omskrivs:

$$V_{ed} = P_{R,ed,red,LK6,Gsula} \times b_{plad,Gsula} \times \left(\frac{l_{Gsula}}{2} - \frac{l_{svägg}}{2} - d_{Gsula} \right)$$

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

Reducerat dimensionerande bottentryck, nettobottentryck, $P_{R,ed,red}$

Vid beräkning av dimensionerande skjuvkraft för väggsulor får det dimensionerande bottentrycket som orsakar denna skjuvkraft reduceras genom att subtrahera bort det bottentryck som grundsulans egenvikt orsakar.

BY210 [6.6]

BY210 [6.6]

För beräkning av dimensionerande skjuvkraft för pelarsulor gäller samma princip, men där får det dimensionerande bottentrycket reduceras med grundsulans egenvikt samt egenvikt för jord ovanom grundsulans underkant.

BY210 [6.6]

BY210 [6.6]

För att säkerställa ett säkert resultat, analyseras den dimensionerande skjuvkraften efter den princip som gäller för väggsulor

P.g.a. Detta erhålls det reducerade dimensionerande bottentrycket enligt följande:

BY210 [6.6]

$$P_{R,ed,red,LK6,Gsula} = P_{R,ed,LK6,Gsula} - P_{R,ed,g,LK6,Gsula}$$

BY210 [6.6]

Dimensionerande bottentryck p.g.a. Egenvikter i LK6

För att erhålla ett reducerande bottentryck på säkra sidan väljes lastens säkerhetskoefficienter att inte beaktas, d.v.s. Bottentrycket orsakat av grundsulans egenvikter förstoras inte med säkerhetskoefficienter för egenvikter utan karakteristiska laster används. Således anses ett mera säkert värde för det reducerade bottentrycke erhållas.

Dock beaktas den dimensionerande lastkombinationen således att den erhållna effektiva arean för grundsulor används vid beräkning av bottentrycket

Således fås följande definition:

$$P_{R,ed,g,LK6,Gsula} = \frac{(A_{1x0,6,Gsula} \times h_{Gsula,ant,2} \times V_{Gkj,arm,bet})}{A_{1x0,6,LK2,Gsula}^2}$$

$P_{R,ed,g,LK6,Gsula}$	15,0	kN/m ²
------------------------	------	-------------------

Reducerat dimensionerande bottentryck i LK6

$P_{R,ed,red,LK6,Gsula}$	170,7	kN/m ²
--------------------------	-------	-------------------

Dimensionerande skjuvkraft för Gsula i LK6

Ved_LK6,Gsula	23,6	kN/m
---------------	------	------

5.2 Skjuvkapacitet i för Gsula i LK6

RIL 202-2011/BY61 [6.2.2]

Skjuvkapacitet för icke skjuvarmerade konstruktioner erhålls enligt följande:

RIL 202-2011/BY 61 (6.2aS)

$$V_{Rd,c} = 0,18 \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \times b_w \times d$$

RIL 202-2011/BY 61 (6.2aS)

Minimiskjuvkapaciteten för betong erhålls enligt följande:

$$V_{Rd,c,min} = 0,2 \times (f_{ck})^{\frac{1}{2}} \times b_w \times d$$

RIL 202-2011/BY 61 (6.2bS)

Således erhålls följande:

$$V_{Rd,c,x,Gsula} = \max \left(\begin{array}{l} 0,18 \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \times b_w \times d \\ 0,2 \times (f_{ck})^{\frac{1}{2}} \times b_w \times d \end{array} \right)$$

5.2.1 Skjuvkapacitet i x-led för Gsula

RIL 202-2011/BY61 [6.2.2]

Fås enligt följande:

$$V_{Rd,c,x,Gsula} = \max \left(\begin{array}{l} 0,18 \times (100 \times \rho_{l,x} \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \times b_{w,x,Gsula} \times d \\ 0,2 \times (f_{ck})^{\frac{1}{2}} \times b_{w,x,Gsula} \times d \end{array} \right)$$

RIL 202-2011/BY61 [6.2.2]

Huvudarmeringens armeringsförhållande: ρ_l

Huvudarmeringens armeringsförhållande i LK6 erhålls enligt följande:

RIL 202-2011/BY 61 (6.2bS)

$$\rho_l = \min \left(\frac{A_{sl}}{b_w \times d}, 0,02 \right)$$

RIL 202-2011/BY 61 (6.2bS)

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

Formeln omskrivs:

$$\rho_{l,x,LK6,Gsula} = \min \left(\frac{A_{sl,x,LK6,Gsula}}{b_{w,x,Gsula} \times d_{Gsula}} \right)$$

Huvudarmeringens tvärsnittsarea i x-led i LK6

Fås enligt följande definition i punkt [4.2.2] som:

$$A_{sl,x,LK6,Gsula} = A_{s,min,x,Gsula}$$

A_sl,x,LK6,Gsula	332,5	mm ² /m
------------------	-------	--------------------

4.0 DIM mot moment [4.2.2]

4.0 DIM mot moment [4.2.2]

4.0 DIM mot moment [4.2.2]

Minimibredd för den dragna kanten, b_w

Erhålls, då skjuvkapacitet i x-led analyseras, enligt följande definition:

$$b_{w,x,Gsula} = l_{Gsula}$$

b_w,x,Gsula	1,0	m
-------------	-----	---

Huvudarmeringens armeringsförhållande i x-led

$\rho_{l,x,LK6,Gsula}$	0,0017
------------------------	--------

Skjuvkapacitet i x-led för Gsula

V_Rd,c,x,Gsula	0,195	MN	195	kN
----------------	-------	----	-----	----

5.2.1 Skjuvkapacitet i y-led för Gsula

RIL 202-2011/BY61 [6.2.2]

Fås enligt följande:

$$V_{Rd,c,y,Gsula} = \max \left(\begin{array}{l} 0,18 \times (100 \times \rho_{l,y} \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \times b_{w,y,Gsula} \times d \\ 0,2 \times (f_{ck})^{\frac{1}{2}} \times b_{w,y,Gsula} \times d \end{array} \right)$$

RIL 202-2011/BY61 [6.2.2]

Huvudarmeringens armeringsförhållande: ρ_l

Huvudarmeringens armeringsförhållande i LK6 erhålls enligt följande:

RIL 202-2011/BY 61 (6.2bs)

$$\rho_l = \min \left(\frac{A_{sl}}{b_w \times d} \right)$$

RIL 202-2011/BY 61 (6.2bs)

Formeln omskrivs:

$$\rho_{l,y,LK6,Gsula} = \min \left(\frac{A_{sl,y,LK6,Gsula}}{b_{w,y,Gsula} \times d_{Gsula}} \right)$$

Huvudarmeringens tvärsnittsarea i y-led i LK6

Fås enligt följande definition i punkt [4.1.4] som:

$$A_{sl,y,LK6,Gsula} = A_{s,valid,y,LK6,Gsula}$$

4.0 DIM mot moment [4.1.4]

4.0 DIM mot moment [4.1.4]

A_sl,y,LK6,Gsula	199,5	mm ²
------------------	-------	-----------------

Minimibredd för den dragna kanten, b_w

Erhålls, då skjuvkapacitet i y-led analyseras, enligt följande definition:

$$b_{w,y,Gsula} = b_{valid,Gsula}$$

b_w,y,Gsula	0,6	m
-------------	-----	---

Huvudarmeringens armeringsförhållande i y-led

$\rho_{l,y,LK6,Gsula}$	0,0017
------------------------	--------

Skjuvkapacitet i y-led för Gsula

V _{Rd,c,y,Gsula}	0,117	MN	117	kN
---------------------------	-------	----	-----	----

5.3 Kontroll av krav för skjuvkapacitet för Gsula i LK6

Krav för skjuvkapacitet kontrolleras i enlighet med definition i punkt [5.0]

5.0 DIM mot skjuvkraft [5.0]

Kontroll av krav för skjuvkapacitet i x-led för Gsula i LK6

$$V_{ed} \leq V_{Rd,x,c}$$

5.0 DIM mot skjuvkraft [5.0]

23,56	kN/m	<	195,0	kN/m
-------	------	---	-------	------

Krav för skjuvkapacitet i x-led uppfylls!

Utnyttjande grad för skjuvkapacitet i x-led för Gsula i LK6

$\eta_{V,Rd,x,c,LK6,Gsula}$	12,08 %
-----------------------------	---------

Kontroll av krav för skjuvkapacitet i y-led för Gsula i LK6

$$V_{ed} \leq V_{Rd,y,c}$$

5.0 DIM mot skjuvkraft [5.0]

23,56	kN	<	117,0	kN
-------	----	---	-------	----

Krav för skjuvkapacitet i y-led uppfylls!

Utnyttjande grad för skjuvkapacitet i y-led för Gsula i LK6

$\eta_{V,Rd,y,c,LK6,Gsula}$	20,13 %
-----------------------------	---------

5.4 Dimensionerande genomstansningskraft för Gsula i LK6

BY210 [6.6.3]

Som dimensionerande lastkombination väljes den lastkombination som gav störst bottentryck, således väljes:

Lastkombination: LK6

Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast
Vindlast deltar med kombinations koefficient

0.0 Laster Gsula
0.0 Laster Gsula

Tidsklass: Momentan

0.0 Laster Gsula

Grundsulans utförs som långsträck i enlighet med tidigare definition, således analyseras skjuvkraften

Då genomstansning granskas i enlighet med BY 210 erhålls ett specifikt tillvägagångssätt för framtagning av dimensionerande genomstansningskraft för grundsolur

BY210 [6.6.3]
BY210 [6.6.3]

Dimensionerande genomstansningskraft för grundsolur enligt definition i BY210 erhålls enligt följande:

BY210 [6.6.3], [bild 4/6.6], [bild 5/6.6]

$$V_{ed,c} = V_{ed,red} = V_{ed} - \Delta V_{ed}$$

Dimensionerande skjuvkraft i Gsula i LK6 p.g.a. dimensionerande bottentryck

BY210 [6.6.3]

Den dimensionerande skjuvkraften då det dimensionerande bottentrycket verkar, d.v.s. Utan att beakta nettobottentrycket, erhålls enligt följande:

BY210 [6.6.3]
BY210 [6.6.3]

Denna skjuvkraft ges här tilläggsbeteckningen: Pred

$$V_{ed,Pred,LK6,Gsula} = P_{R,ed} \times B \times L$$

BY210 [6.6.3]

Formeln omskrivs:

$$V_{ed,Pred,LK6,Gsula} = P_{R,ed,LK6,Gsula} \times b_{vald,Gsula} \times l_{vald,Gsula}$$

Dimensionerade skjuvkraft i LK6 p.g.a. dimensionerande bottentryck

V _{ed,Pred,LK6,Gsula}	111,4	kN/m
--------------------------------	-------	------

Dimensionerande skjuvkraft i Gsula i LK6 p.g.a. Nettobottentryck

BY210 [6.6.3]

I BY210 föreslås två metoder för framtagning av den dimensionerande skjuvkraften p.g.a. Nettobottentryck

BY210 [6.6.3]

Metod 1: Baserar sig på direktiv ur EN1992-1

BY210 [6.6.3]

Metod 2: Baserar sig på direktiv ur RakMK B4

BY210 [6.6.3]

P.g.a. Att den dimensionerande skjuvkapaciteten tänkes erhållas med hjälp av direktiv ur RIL 202-2011/BY61 där skjuvkapaciteten beräknas med direktiv ur RakMK B4 så skall även skjuvkraften erhålls genom direktiv från samma standard.

RIL 202-2011/BY 61 (6.4)

RIL 202-2011/BY 61 (6.4)

Således beräknas skjuvkraften i enlighet med metod 2

Den dimensionerande skjuvkraften då nettobottentrycket verkar erhålls enligt följande:

BY210 [6.6.3]

$$\Delta V_{ed,LK6,Gsula} = P_{R,ed,red,LK6,Gsula} \times (b_1 \times 2 \times d) \times (b_2 \times 2 \times d)$$

BY210 [6.6.3]

Kantmått: b_1

Defineras i enlighet med bild [5/6.6] som:

BY210 [bild 5/6.6]

$$b_1 = l_{Sv\ddot{a}gg}$$

b_1	1,0	m
------------	------------	----------

Kantmått: b_2

Defineras i enlighet med bild [5/6.6] som:

$$b_2 = b_{Sv\ddot{a}gg}$$

b_2	0,15	m
------------	-------------	----------

Dimensionerande skjuvkraft i Gsula i LK6 p.g.a. Nettobottentryck

$\Delta V_{ed,LK6,Gsula}$	3,895	kN/m
---	--------------	-------------

Dimensionerande genomstansningskraft för Gsula i LK6

$V_{ed,c,LK6,Gsula}$	107,50	kN/m
--	---------------	-------------

5.5 Dimensionerande genomstansningskapacitet för Gsula i LK6

RIL 202-2011/BY 61 [6.4]

BY210 [6.6.3], [4.4.2]

RIL 202-2011/BY 61 [2.38 RakMK B4]

BY210 [4.4.2]

Dimensionerande genomstansningskapacitet erhålls i enlighet med RIL 202-2011/BY61 samt BY210 samt enligt följande definition:

$$V_{c,Rd} = k \times \beta \times (1 + 50 \times \rho) \times u \times d \times f_{ctd}$$

RIL 202-2011/BY 61 [2.38 RakMK B4]

BY210 [4.4.2]

Koefficient: k, i LK6

Koefficient k erhålls enligt följande formel:

RIL 202-2011/BY 61 [2.38 RakMK B4]

$$k = 1,6 - d [m] \geq 1$$

RIL 202-2011/BY 61 [2.38 RakMK B4]

Formeln omskrivs:

$$k = 1,6 - d_{Gsula} [m]$$

k	1,405
----------	--------------

k>1, Krav uppfylls!**Koefficient: ρ, i LK6**

Koefficient ρ erhålls enligt följande formel:

$$\rho = \sqrt{\rho_x \times \rho_y}$$

RIL 202-2011/BY 61 [2.38 RakMK B4]

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

Formeln omskrivs:

$$\rho_{LK6,Gsula} = \sqrt{\rho_{x,LK6,Gsula} \times \rho_{y,LK6,Gsula}} \leq 0,08 \%$$

Relativ armeringsmängd i x-led i LK6 för Gsula

Den relativa armeringsmängden i x-led erhålls enligt följande:

BY210 [5.1.2]

$$\rho_x = \frac{A_{s,x}}{b \times d}$$

BY210 [5.1.2]

Formeln omskrivs:

$$\rho_{x,LK6,Gsula} = \frac{A_{sl,x,LK6,Gsula}}{l_{vald,Gsula} \times d_{Gsula}}$$

Relativ armeringsmängd i x-led i LK6 för Gsula

$\rho_{x,LK6,Gsula}$	0,00171	%
----------------------	---------	---

Relativ armeringsmängd i y-led i LK6 för Gsula

Den relativa armeringsmängden i y-led erhålls enligt följande:

BY210 [5.1.2]

$$\rho_y = \frac{A_{s,y}}{b \times d}$$

BY210 [5.1.2]

Formeln omskrivs:

$$\rho_{y,LK6,Gsula} = \frac{A_{sl,y,LK6,Gsula}}{b_{vald,Gsula} \times d_{Gsula}}$$

Relativ armeringsmängd i y-led i LK6 för Gsula

$\rho_{y,LK6,Gsula}$	0,00171	%
----------------------	---------	---

Koefficient: ρ

$\rho_{LK6,Gsula}$	0,00171	%	$p < 0,08$, Krav uppfylls!
--------------------	---------	---	-----------------------------

Betongens dimensionerande draghållfasthet för betong av hållfasthetsklass C25/30

Betongens dimensionerande draghållfasthet erhålls ur tabell:

RIL 202-2011/BY 61 [tab. 3.2.1S.]

$f_{ctd,C25/30}$	1,2	Mpa
------------------	-----	-----

RIL 202-2011/BY 61 [tab. 3.2.1S.]

Koefficient: β , i LK6

Koefficient β erhålls enligt följande formel:

RIL 202-2011/BY 61 [2.38 RakMK B4]

$$\beta = \frac{0,4}{1 + \frac{1,5 \times e}{\sqrt{A_u}}}$$

RIL 202-2011/BY 61 [2.38 RakMK B4]

Formeln omskrivs:

$$\beta_{LK6,Gsula} = \frac{0,4}{1 + \frac{1,5 \times e_{max,LK6}}{\sqrt{A_{u,LK6}}}}$$

Maximal excentricitet i LK6

Maximal excentricitet i LK6 erhålls enligt definition i punkt [1.1.1] som:

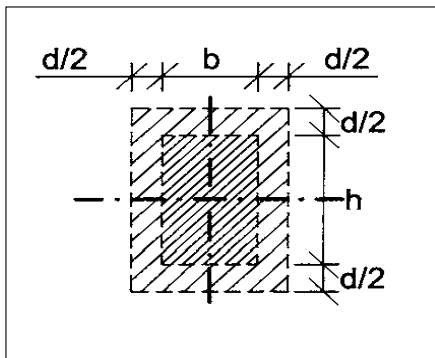
1.0 Bärighet för Gsula [1.1.1]

$$e_{max,LK6} = e_{max,y,LK6}$$

$e_{max,LK6}$	0,097	m
---------------	-------	---

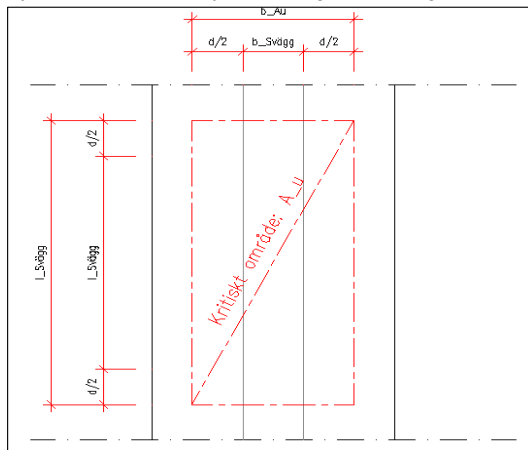
Arean för det kritiska området för genomstansning, A_u , i LK6

Erhålls enligt definition i följande bild:



Figur 6. Definition av kritiskt område för genomstansning enligt RakMK B4

Definition av kritiskt område för undersökt grundsula i enlighet med ovanstående definition:



Figur 7. Definition av kritiskt område för grundsula

Grundsulan utförs som långsträckt, men tänkes undersökas enligt den princip som gäller exempelvis pelarsulor i enlighet med definition i punkt [5.0]

Enligt följande skiss erhålls följande definition för det kritiska området, A_u , som:

$$A_u = b_{A,u} \times l_{A,u}$$

Kantmått, $b_{A,u}$, för det kritiska området

Erhålls i enlighet med figur 7 enligt följande:

$$b_{A,u,LK6} = b_{Svägg} + 2 \times d_{Gsula}$$

$b_{A,u,LK6}$	0,345	m
---------------	-------	---

Kantmått, $l_{A,u}$, för det kritiska området

Erhålls i enlighet med skiss enligt följande:

$$l_{A,u,LK6} = l_{Svägg} + 2 \times d_{Gsula}$$

$l_{A,u,LK6}$	1,195	m
---------------	-------	---

Arean för det kritiska området för genomstansning, A_u , i LK6

$A_u,LK6$	0,412275	m ²
-----------	----------	----------------

Koefficient: β , i LK6

β_{LK6}	0,326264404
---------------	-------------

RakMK B4 (bild 2.15)

RIL 202-2011/BY 61 [bild 2.15 RakMK B4]

BY210 [bild 3/4.4]

RakMK B4 (bild 2.15)

RIL 202-2011/BY 61 [bild 2.15 RakMK B4]

BY210 [bild 3/4.4]

RakMK B4 (bild 2.15)

RIL 202-2011/BY 61 [bild 2.15 RakMK B4]

BY210 [bild 3/4.4]

Penviken RAK(cad(dwg))

5.0 DIM mot skjuvkraft [5.0]

5.0 DIM mot skjuvkraft [5.0]

RakMK B4 (bild 2.15)

RIL 202-2011/BY 61 [bild 2.15 RakMK B4]

BY210 [bild 3/4.4]

Penviken RAK(cad(dwg))

Omkrets för det kritiska området, u, i LK6

Omkrets för det kritiska området erhålls enligt definition i figur 7 enligt följande:

$$u_{LK6} = (2 \times b_{A,M,LK6}) + (2 \times l_{A,M,LK6})$$

u_LK6	3,08	m
-------	------	---

Dimensionerande genomstansningskapacitet för Gsula i LK6

V_c,Rd,LK6,Gsula	0,358546058	MN
------------------	-------------	----

5.6 Kontroll av krav för genomstansningskapacitet för Gsula i LK6

Krav för genomstansnings kontrolleras i enlighet med definition i punkt [5.0]

5.0 DIM mot skjuvkraft [5.0]

$$V_{ed,c} \leq V_{c,Rd}$$

107,50	kN	<	358,55	kN
--------	----	---	--------	----

Krav för genomstansningskapacitet uppfylls!

Utnyttjandegrad för genomstansningskapacitet För Gsula i LK6

$\eta_{\text{genomstansningskapacitet,LK6,Gsula}}$	30,0 %
--	--------

6.0 Dimensionering i brukstillstånd

Dimensionering i brukstillstånd utförs i enlighet med BY210 samt RIL 202-2011/BY61

Definition av dimensionering i brukstillstånd för grundulor

Vid dimensionering i brukstillstånd gäller för i allmänhet normala konstruktioner att följande saker kontrolleras:

1. Kontroll av betong- samt stålspänningar, och begränsning av dessa
2. Kontroll av sprickvidd
3. Kontroll samt begränsning av nedböjning

Nedböjning för grundulor kontrolleras inte i.o.m. Att grundulan ligger mot mark

BY210 ger inga specifika direktiv för spännings- eller sprickbredds kontroll för grundulor, men dessa kommer dock att undersökas för att säkerställa kvaliteten

Krav för betong- samt stålspänningar

Sprickvidder samt nedböjningar som inte enligt ett estetiskt perspektiv kan anses som undvikna ifall den maximala dimensionerande stålspänningen i brukstillstånd uppfyller följande krav:

$$\sigma_s < 0,6 \times f_{yk}$$

RIL 202-2011/BY 61 ger inga specifikt klara direktiv för begränsning av betongspänningen

Krav för betongspänning i brukstillstånd enligt SFS EN1992-1-1: Eurokoodi 2 Betonirakenteiden suunnittelu ohje: Osa 1-1

För att inte behöva beakta långtidsdeformation för belastade betongkonstruktioner bör betongspänningen begränsas enligt följande:

$$\sigma_c < k_2 \times f_{ck}$$

Modifierings koefficient, k_2 , erhålls som:

$$k_2 = 0,45$$

Således erhålls:

$$\sigma_c < 0,45 \times f_{ck}$$

Krav för samt definition av sprickvidd

Sprickbredden definierar bredden på sprickor i betongkonstruktioner orsakade av belastning

Krav för skrickvidd definieras enligt följande:

$$w_k \leq w_{max}$$

där:

w_k sprickvidden

w_{max} maximal tillåtna sprickvidd, beroende av vald exponeringsklass för analyserad konstruktion

Detta krav skall kontrolleras ifall följande uppfylls:

$$M \geq M_{cr}$$

där:

M dimensionerande moment i brukstillstånd

M_{cr} dimensionerande kritisk sprickmoment/sprickhållfasthet mot moment

Redovisning av källor:

BY210

RIL 202-2011/BY61

BY210

RIL 202-2011/BY61

RIL 202-2011/BY61 [7.1]

RIL 202-2011/BY61 [7.1]

RIL 202-2011/BY61 [7.1]

RIL 202-2011/BY61 [7.1]

BY210 [6.6]

BY210 [6.6]

RIL 202-2011/BY 61 [7.2]

RIL 202-2011/BY 61 [7.2]

RIL 202-2011/BY 61 [7.2]

RIL 202-2011/BY 61 [7.2]

SFS EN1992-1-1 [7.2]

SFS EN1992-1-1 [7.2]

SFS EN1992-1-1 [7.2]

SFS EN1992-1-1 [7.2]

SFS EN1992-1-1 [7.2]

SFS EN1992-1-1 [7.2]

SFS EN1992-1-1 [7.2]

BY210 [5.3]

BY210 [5.3]

BY210 [5.3]

BY210 [5.3]

BY210 [5.3]

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

Då detta uppfylls definieras betongen som sprucken, d.v.s. Sprickvidden skall kontrolleras och uppfylla kravet för maximal tillåtna sprickvidd

För att då således bestämma ifall en noggrannare utredning av sprickvidden bör utföras kan följande krav kontrolleras:

$$M \leq M_{cr}$$

Enligt definitioner i föregående formler kan man således anses att då detta krav uppfylls så definieras betongen som osprucken, d.v.s. Inga kritiska sprickor.

Således kan man anses att ifall följande krav uppfylls så behöver den exakta sprickvidden inte utredas noggrannare .

I sprickviddskontroll för analyserad grundkonstruktion kommer först en kontroll att utföras ifall betongen kan klassas som osprucken eller sprucken, ifall noggrannare utredning av sprickvidd krävs kommer dylik att utföras

6.1 Dimensionerande moment i LK6 i brukstillstånd

Som dimensionerande lastkombination väljes den lastkombination som gav störst bottentryck, således väljes:

Lastkombination: LK6

Nyttolaster: Snölast (100%+100%) dominerande nyttolast
Vindlast deltar med kombinations koefficient

0.0 Laster Gsula
0.0 Laster Gsula

Tidsklass: Momentan

0.0 Laster Gsula

Dimensionerande moment för Gsula i LK6 i brukstillstånd erhålls enligt samma princip som i punkt [4.1.1]

4.0 DIM mot moment [4.1.1]

Således fås följande:

4.0 DIM mot moment [4.1.1]

$$M_{k,y,PRk,LK6,Gsula} = \frac{P_{R,k,LK6,Gsula} \times (c_{Gsula,y-led})^2 \times l_{vald,Gsula}}{2}$$

4.0 DIM mot moment [4.1.1]

Dimensionerande bottentryck i brukstillstånd i LK6

Dimensionerade bottentryck i brukstillstånd i LK6 erhålls enligt samma princip som i punkt [2.0]

2.0 Kont. Av DIM bottentryck [2.0]

$$P_{R,k} = \frac{N_{k,max}}{A'}$$

Dimensionerande normalkraft på Gsula i brukstillstånd i LK6

0.0 Laster

Pk_tot,LK6,Gsula	37,56	kN/m
-------------------------	--------------	-------------

0.0 Laster

Effektiv area för Gsula med valda kantmått i brukstillstånd i LK2

Lastkombination LK2 skapar i detta den maximala excetriciteten, således också den minsta effektiva arean för Gsulan

Valda kantmått för Gsula i enlighet med punkt [2.2] används

2.0 Kont. Av DIM bottentryck [2.2]

Effektiv area för Gsula i LK2 i brukstillstånd erhålls enligt definition i punkt [1.2], således fås:

1.0 Bärighet för Gsula [1.2]

$$A'_{vald,Gsula,LK2} = B'_{vald,Gsula,LK2} \times L'_{vald,Gsula,LK2}$$

1.0 Bärighet för Gsula [1.2]

Effektiva kantmåt för Gsula i brukstillstånd i LK2

Effektiva kantmått för Gsula i brukstillstånd i LK2 erhålls enligt definition i punkt [1.2]:

1.0 Bärighet för Gsula [1.2]

$$B'_{vald,Gsula,LK2} = b_{vald,Gsula} - 2 \times e_{max,y,LK2}$$

1.0 Bärighet för Gsula [1.2]

$$L'_{vald,Gsula,LK2} = l_{vald,Gsula} - 2 \times e_{max,x,LK2}$$

1.0 Bärighet för Gsula [1.2]

B'_{vald,Gsula,LK2}	0,251	m
----------------------------	--------------	----------

L'_{vald,Gsula,LK2}	1,0	m
----------------------------	------------	----------

Effektiv area för Gsula med valda kantmått i brukstillstånd i LK2

A'_vald,Gsula,LK2	0,251	m ²
-------------------	-------	----------------

Dimensionerande bottentryck i brukstillstånd i LK6

P_r,k,LK6,Gsula	149,7899391	kN/m ²	0,150	Mpa
-----------------	-------------	-------------------	-------	-----

Dimensionerande moment för Gsula i brukstillstånd i LK6

M_k,y,Prk,LK6,Gsula	3,79	kNm/m
---------------------	------	-------

6.1.1 Kritiskt sprickmoment/sprickningshållfasthet mot momentbelastning

BY210 [5.1.3]

Kritiskt sprickmoment/ sprickningshållfasthet mot momentbelastning erhålls enligt följande formel:

BY210 [5.1.3]

$$M_{cr} = f_{ctm,fl} \times W$$

BY210 [5.1.3]

Formeln omskrivs:

$$M_{cr,LK6,Gsula} = f_{ctm,fl,Gsula} \times W_{LK6,Gsula}$$

Betongens böjdraghållfasthet i medeltal

BY210 [5.1.3]

Betongens böjdraghållfasthet i medeltal erhålls genom följande formel:

BY210 [5.1.3]

$$f_{ctm,fl} = f_{ctm} \times \frac{1 + 1,5 \times \left(\frac{h}{100}\right)^{0,7}}{1,5 \times \left(\frac{h}{100}\right)^{0,7}}$$

BY210 [5.1.3]

Formeln omskrivs:

$$f_{ctm,fl,Gsula} = f_{ctm,Gsula} \times \frac{1 + 1,5 \times \left(\frac{h_{vald,Gsula}}{100}\right)^{0,7}}{1,5 \times \left(\frac{h_{vald,Gsula}}{100}\right)^{0,7}}$$

Betongens axielladraghållfasthet

BY210 [5.1.3]

Betongens axielladraghållfasthet erhålls enligt följande formel:

BY210 [5.1.3]

$$f_{ctm} = 0,3 \times (0,853 \times f_{ck,cube} - 2)^{\frac{2}{3}}$$

BY210 [5.1.3]

Formeln omskrivs:

$$f_{ctm,Gsula} = 0,3 \times (0,853 \times f_{ck,cube,Gsula} - 2)^{\frac{2}{3}}$$

Betongens karakteristiska kubhållfasthet

BY210 [tab 1/2.1]

Erhålls ur tabell beroende på vald hållfasthetsklass

BY210 [tab 1/2.1]

Vald hållfasthetsklass för betong i enlighet med punkt [4.0]

4.0 DIM mot moment [4.0]

Hållfasthetsklass:

C25/30

För betong av hållfasthetsklass C25/30 erhålls följande:

BY210 [tab 1/2.1]

f_ck,cube,C25/30,Gsula	30	Mpa
------------------------	----	-----

BY210 [tab 1/2.1]

Betongens aksialdraghållfasthet för betong av hållfasthetsklass: C25/30

f_ctm,C25/30,Gsula	2,47	Mpa
--------------------	------	-----

Betongens böjdraghållfasthet i medeltal för betong av hållfasthetsklass: C25/30

f_ctm,fl,C25/30,Gsula	3,33	Mpa
-----------------------	------	-----

Tvärsnittets böjmotstånd i y-led

Tvärsnittets böjmotstånd analyseras i den kortare kantlängdens riktning, d.v.s. grundsulans breddriktning

Tvärsnittets böjmotstånd erhålls enligt följande:

Hållfasthetslära

$$W = \frac{b \times h^2}{6}$$

Hållfasthetslära

Formeln omskrivs:

$$W_{y,Gsula} = \frac{b_{vald,Gsula} \times h_{vald,Gsula}^2}{6}$$

W_y,Gsula	0,00625	m ³
-----------	---------	----------------

Kritiskt sprickmoment/sprickhållfasthet mot momentbelastning för Gsula i LK6

M_cr,LK6,Gsula	0,0208	Mnm	20,84	kNm
----------------	--------	-----	-------	-----

6.1.2 Kontroll av krav för kritiskt sprickmoment för Gsula

Krav för att en noggrannare sprickviddskontroll inte skall behöva utföras kontrolleras i enlighet med punkt [6.0]

6.0 DIM Brukstillstånd [6.0]

$$M \leq M_{cr}$$

6.0 DIM Brukstillstånd [6.0]

Formeln omskrivs:

$$M_{k,y,Prk,LK6,Gsula} \leq M_{cr,LK6,Gsula}$$

3,79	kNm	<	20,84	kNm
------	-----	---	-------	-----

Krav uppfylls! Sprickrisk liten, Sprickvidden behöver inte analyseras noggrannare!

Uttnyttjandegrad med hänsyn till sprickningsrisk/kritiskt sprickmoment

η_sprickningsrisk,LK6,Gsula	18,2 %
-----------------------------	--------

6.2 Kontroll av spänningar i brukstillstånd i LK6**Stålspänningar i brukstillstånd**

RIL 202-2011/BY 61 [7.2]

Stålspänningar i brukstillstånd erhålls enligt följande formel:

RIL 202-2011/BY 61 (7.1.15)

$$\sigma_s = \frac{M_{ed}}{0,9 \times A_s \times d}$$

RIL 202-2011/BY 61 (7.1.15)

Formeln omskrivs:

$$\sigma_{s,LK6} = \frac{M_{k,y,Prk,LK6,Gsula}}{0,9 \times A_{s,vald,y,LK6,Svagg} \times d_{Gsula}}$$

RIL 202-2011/BY 61 (7.1.15)

Stålspänningar i brukstillstånd i LK6

σ_s,LK6	108,2923215	MPa
---------	-------------	-----

Författaren tar inget ansvar för tillämpning av detta dokument gentemot utomstående.

Kontroll av krav för begränsning av stålspänningar i brukstillstånd i LK6 för Gsula

$$\sigma_{s,LK6} < 0,6 \times f_{yk,B500K}$$

108,292	Mpa	<	300	Mpa
---------	-----	---	-----	-----

Krav för stålspänningar uppfylls!

Utnyttjandegrad för stålspänningar för Gsula i brukstillstånd i LK6

$\eta_{\sigma_s,LK6,Gsula}$	0,3610	36,10 %
-----------------------------	--------	---------

Betongspänningar i brukstillstånd LK6

RIL 202-2011/BY 61 (7.1.25)

$$\sigma_c = \frac{7,5 \times M_{ed}}{b \times (d)^2}$$

RIL 202-2011/BY 61 (7.1.25)

Formeln omskrivs:

RIL 202-2011/BY 61 (7.1.25)

$$\sigma_{c,LK6} = \frac{7,5 \times M_{k,y,PrkL,K6,Gsula}}{b_{t,Gsula} \times (d_{Gsula})^2}$$

Betongspänningar i brukstillstånd LK6

$\sigma_{c,LK6}$	1,2460297	MPa
------------------	-----------	-----

Kontroll av krav för begränsning av betongspänningar i brukstillstånd i LK6 för Gsula

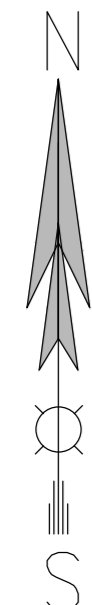
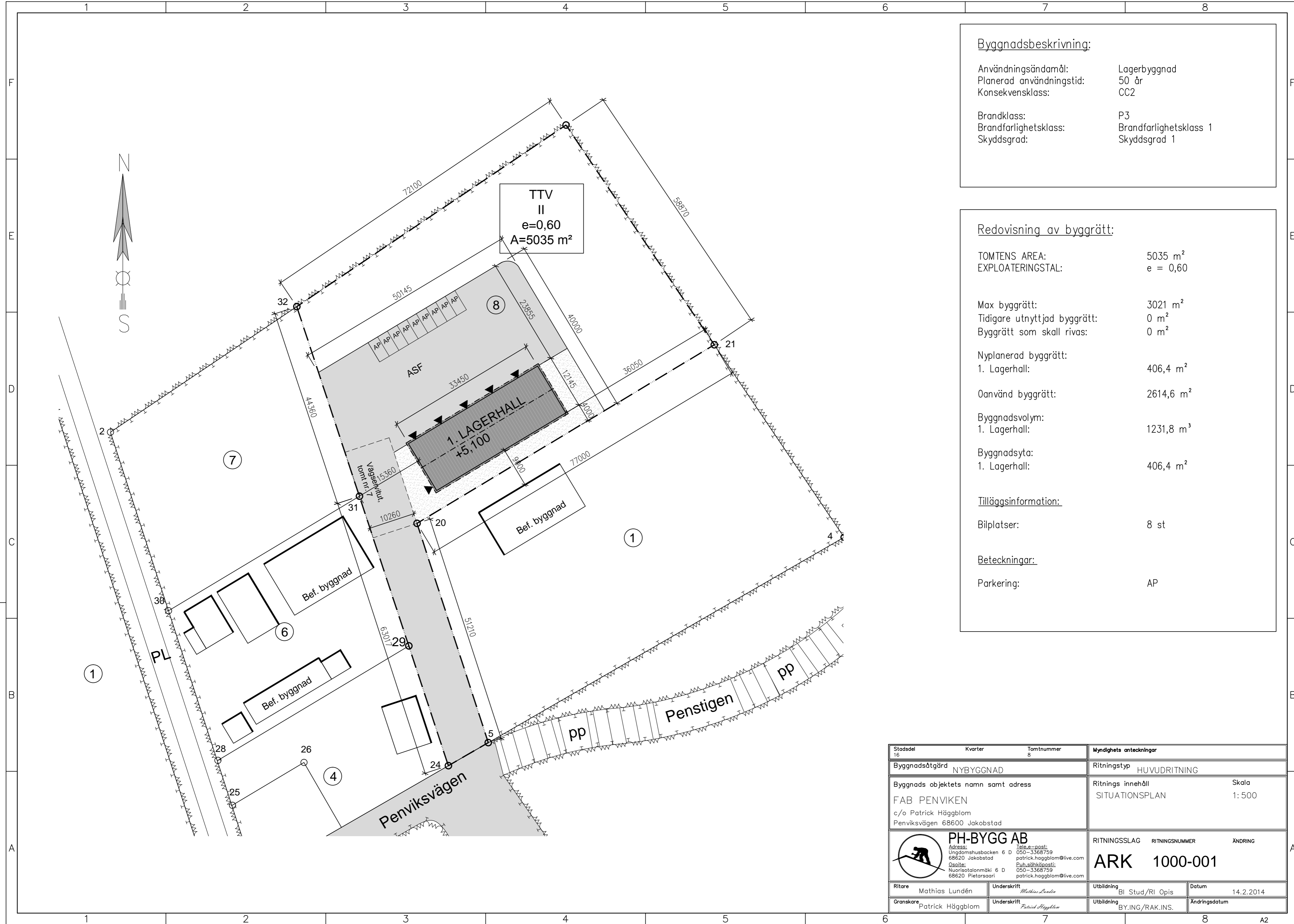
$$\sigma_{c,LK6} < 0,45 \times f_{ctk,C25/30}$$

1,246	Mpa	<	11,25	Mpa
-------	-----	---	-------	-----

Krav för betongspänningar uppfylls!

Utnyttjandegrad för betongspänningar för Gsula i brukstillstånd i LK6

$\eta_{\sigma_c,LK6,Gsula}$	0,1108	11,08 %
-----------------------------	--------	---------



TTV
II
e=0,60
A=5035 m²

Byggnadsbeskrivning:

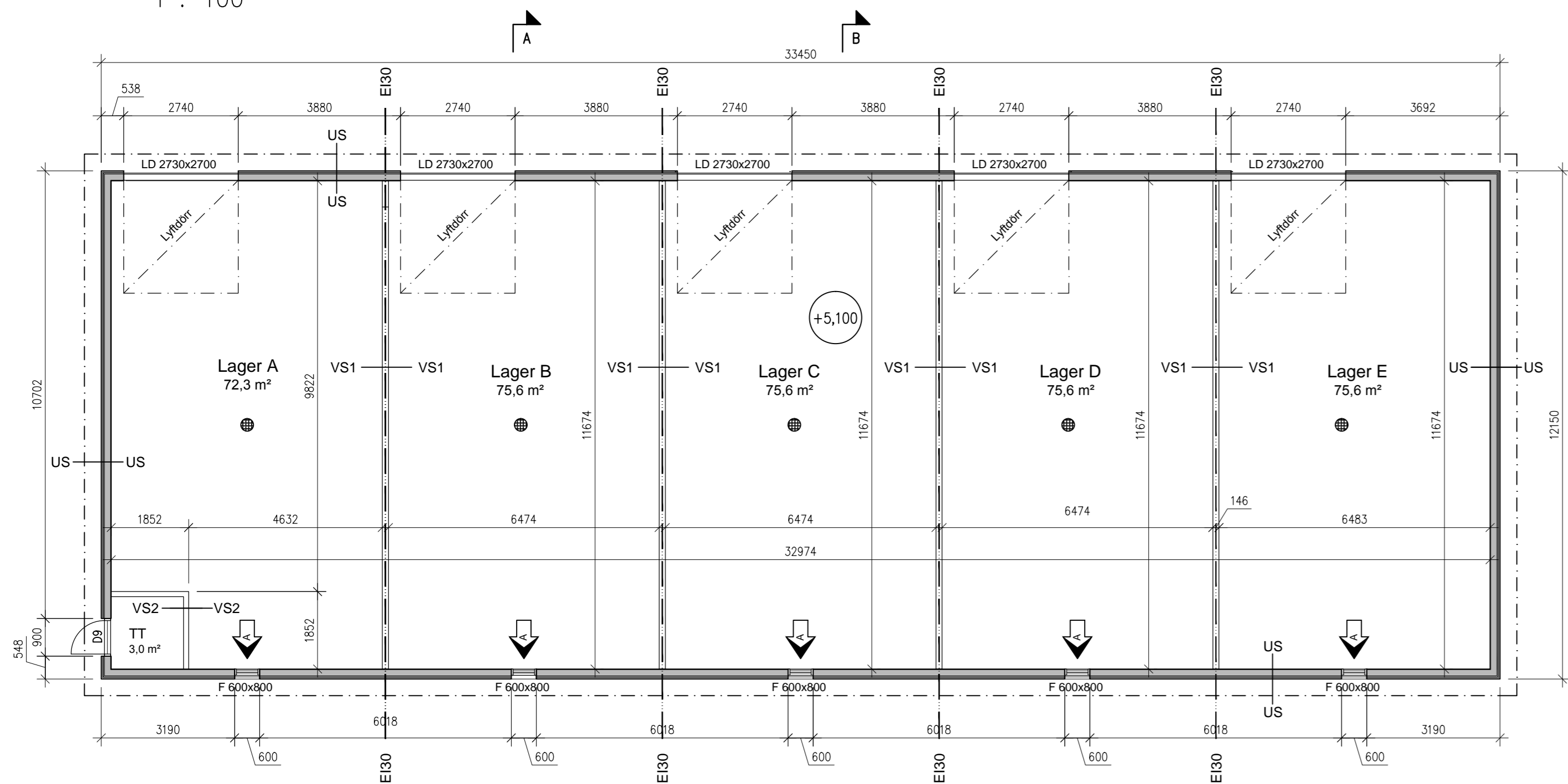
Användningsändamål:	Lagerbyggnad
Planerad användningstid:	50 år
Konsekvensklass:	CC2
Brandklass:	P3
Brandfarlighetsklass:	Brandfarlighetsklass 1
Skyddsgrad:	Skyddsgrad 1

Redovisning av byggrätt:

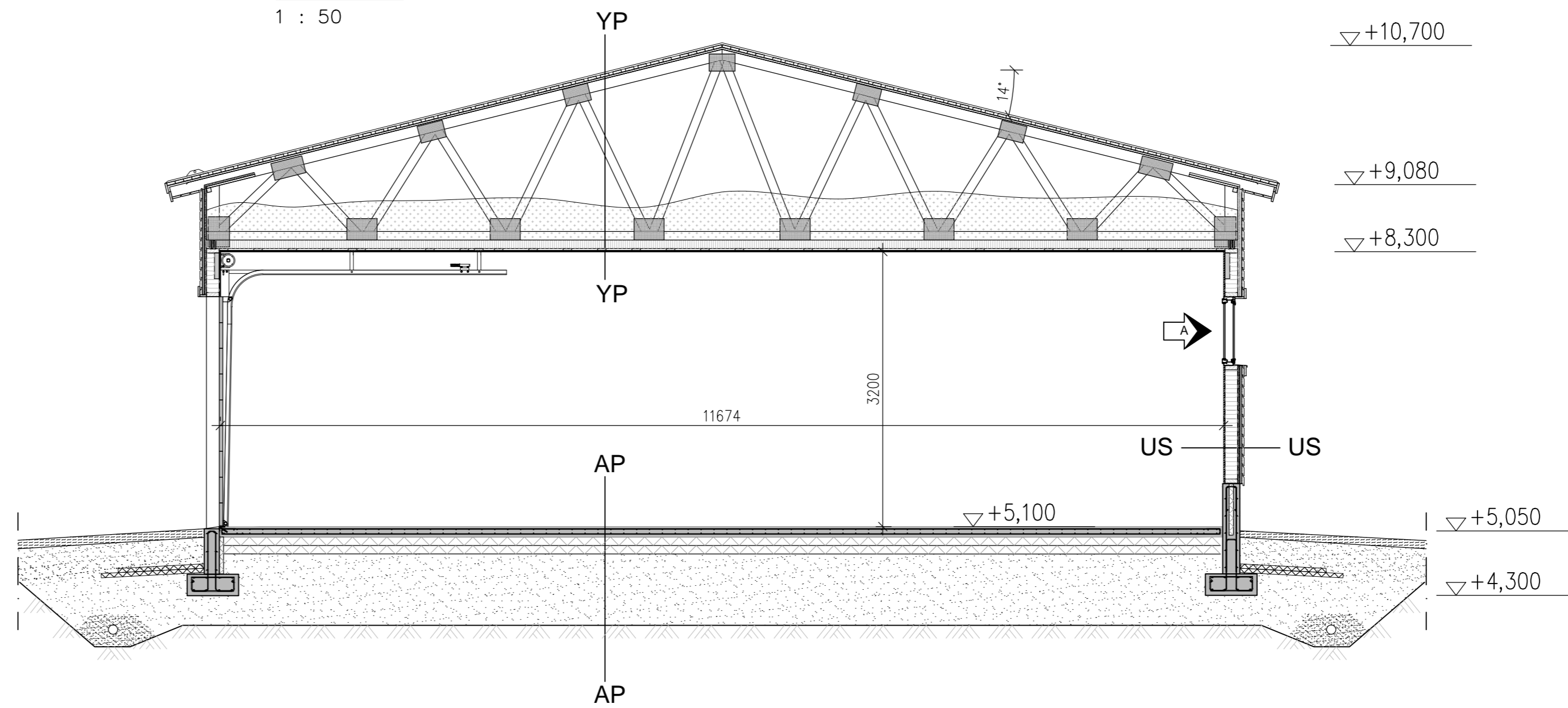
TOMTENS AREA:	5035 m ²
EXPLOATERINGSTAL:	e = 0,60
Max byggrätt:	3021 m ²
Tidigare utnyttjad byggrätt:	0 m ²
Byggrätt som skall rivas:	0 m ²
Nyplanerad byggrätt:	
1. Lagerhall:	406,4 m ²
Oanvänd byggrätt:	2614,6 m ²
Byggnadsvolym:	
1. Lagerhall:	1231,8 m ³
Byggnadsyta:	
1. Lagerhall:	406,4 m ²
Tilläggsinformation:	
Bilplatser:	8 st
Beteckningar:	
Parkering:	AP

Stadsdel 16	Kvarter 8	Tomtnummer 8	Myndighets anteckningar
Byggnadsåtgärd NYBYGGNAD			Ritningstyp HUVUDRITNING
Byggnads objektets namn samt adress FAB PENVIKEN c/o Patrick Häggblom Penviksvägen 68600 Jakobstad			Ritnings innehåll SITUATIONSPLAN Skala 1: 500
PH-BYGG AB Address: Ungdomshusbacken 6 D 68620 Jakobstad c/o Patrick Häggblom Nuorisotalonmäki 6 D 68620 Pietarsaari			Ritningsslag ARK 1000-001 Ritningsnummer Ändring
Ritare Mathias Lundén	Underskrift <i>Mathias Lundén</i>	Utbildning BI Stud/RI Opis	Datum 14.2.2014
Granskarer Patrick Häggblom	Underskrift <i>Patrick Häggblom</i>	Utbildning BY.ING/RAK.INS.	Ändringsdatum

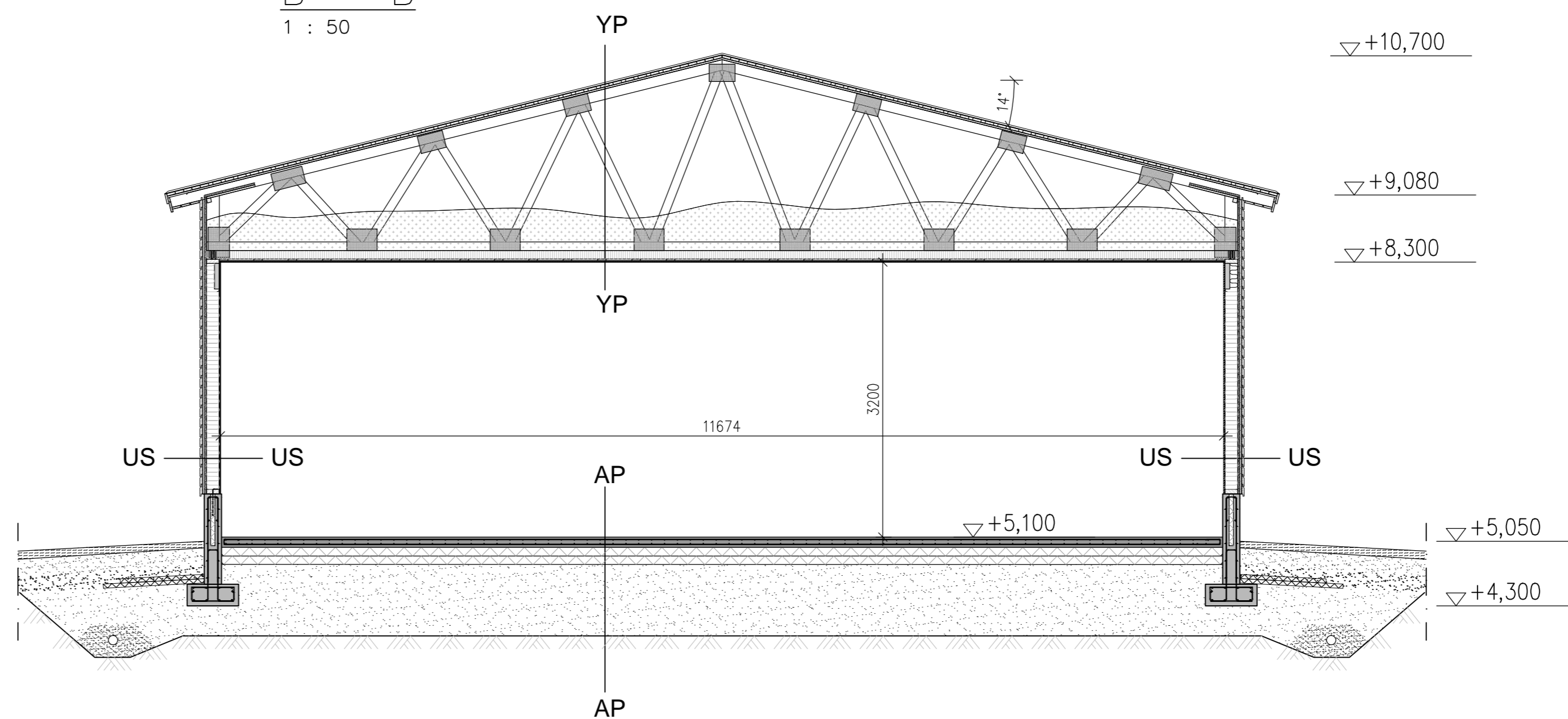
PLAN
1 : 100



A - A
1 : 50



B - B
1 : 50



YP

Maskinfalsad takplåt
Glesbrädning: 32x100 k/160, tätbräd. vid nock, takfot, utskift
Förhöjningsläkt: 22x50 + luftspalt 22
Undertakstäckning
Prefabricerade fackverkstakstolar: k/1200
Bläst mineralisolering: ISOVER PUH-041, 300 mm, eller motsvarande med $\lambda_{dec} \leq 0,041$ W/mK
Mineralisolering: ISOVER KL-33, 100 mm, eller motsvarande med $\lambda_{dec} \leq 0,033$ W/mK
Diffusionspärr
Skålning: 22x100 c/300
Inredningsskiva: KEK13

U-värde: 0,11 W/m²K

US

Fasadpanel: 22x140 UYV
Spikreglar: 22x100 c/600 + luftspalt 22
Vindskyddsskiva: SK Runkoleijona 25
Stomme: 45x150 c/600 + mineralisolering Isover KL-33, 100mm, eller motsvarande med $\lambda_{dec} \leq 0,033$ W/mK
Diffusionspärr
Inredningsskiva: KEK 13

U-värde: 0,19 W/m²K

AP

Armerad betongplatta 120
EPS isolering 200
Bärande och dränerande lager

U-värde: 0,12 W/m²K

VS1

Inredningsskiva: 2 x KEK 13
Stomme: 48x100 k/600 + isolering 100
Inredningsskiva: 2 x KEK 13

VS2

Inredningsskiva: KEK 13
Stomme: 48x100 k/600 + isolering 100
Inredningsskiva: KEK 13

Byggnadsbeskrivning:

Användningsändamål: Lagerbyggnad
Planerad användningstid: 50 år
Konsekvensklass: CC2

Brandklass: P3
Brandfarlighetsklass: Brandfarlighetsklass 1
Skyddsgrad: Skyddsgrad 1

Våningsyta: 406,4 m²
Byggnadsyta: 406,4 m²
Byggnadsvolym: 1231,8 m³

Uppvärmningsgrad: Halvvarm byggnad/delvis uppvärmt utrymme

Uppvärmning: Varje lagerdel förses med separat luftvärmepump för individuella uppvärmningsbehov.

Ventilation: Byggnadens ventilation utgörs av självdragsventiler i respektive lagerdel.

Arrangemang för ventilering av brandrök:

Brandrök ventileras m.h.j.a öppningsbara fönster i respektive lagerdel.

Se markering:

Tilläggsbeskrivningar:

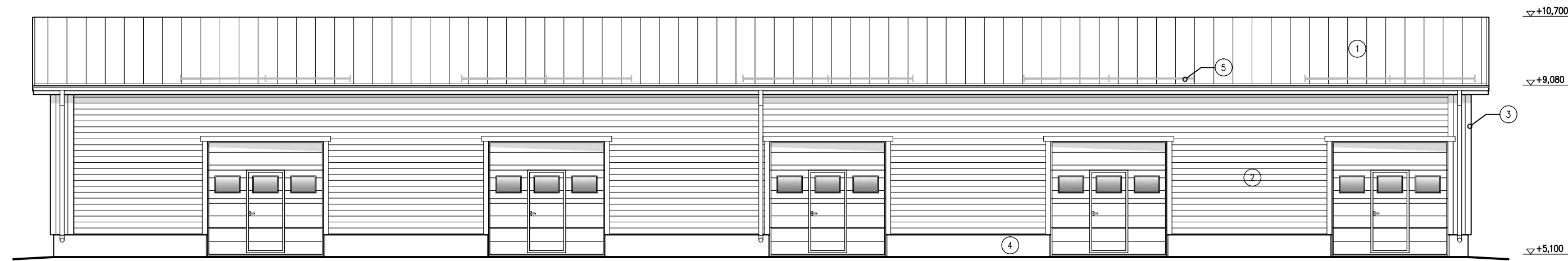
Lyftdörrar förses med gångdörrar.

Varje lagerdel förses med golvbrunn med oljeavskiljare.

Stadsdel	Kvarter	Tomtnummer	Myndighets anteckningar
16		8	
Byggnadsåtgärd		NYBYGGNAD	Ritningstyp HUVUDRITNING
Byggnads objektets namn samt adress		FAB PENVIKEN c/o Patrick Häggblom Penviksvägen 68600 Jakobstad	Ritnings innehåll PLAN 1:100 SKÄRNING 1:50
RITARE		PH-BYGG AB Adress: Ungaströmsbacken 6 D 050-3368759 68620 Jakobstad Telefon: 050-3368759 E-post: patrick.haggblom@live.com	RITNINGSSLAG ARK 1000-002
RITARE		Mathias Lundén	PROJEKTNUM./RITNINGNUM. ANDRING
GRANSKARE		Patrick Häggblom	Utbildning BI Stud/RI Opis Datum 14.2.2014
			Utbildning BY,ING/RAK,INS. Ändringsdatum

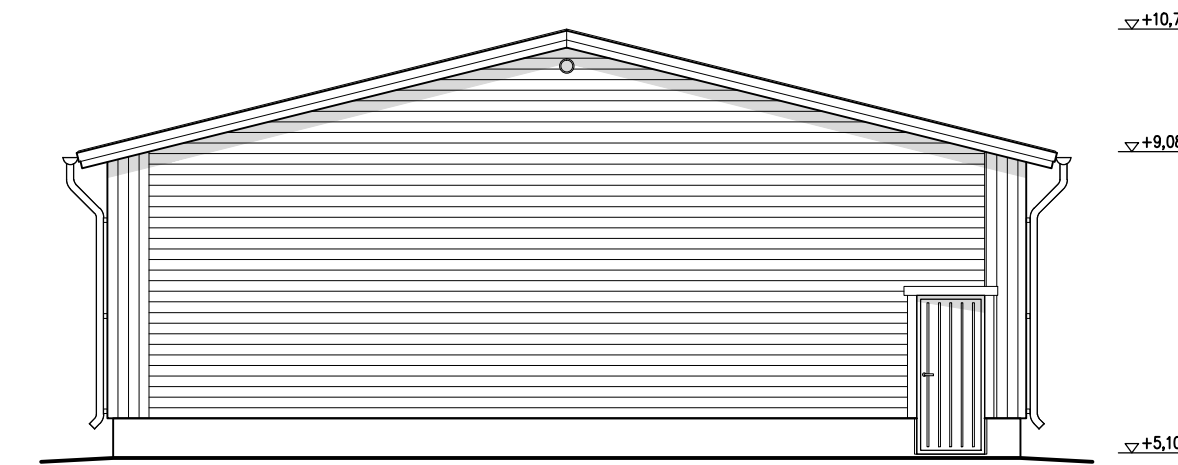
FASAD MOT NORDVÄST

SKALA 1 : 100



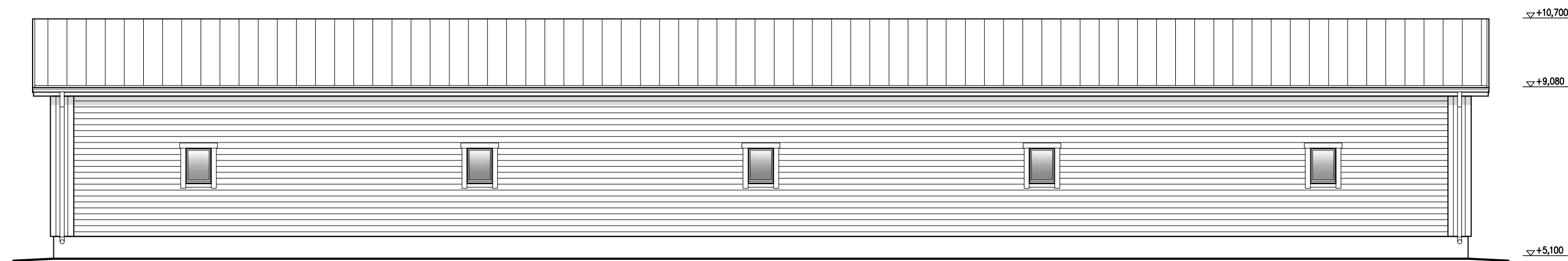
FASAD MOT SYDVÄST

SKALA 1 : 100



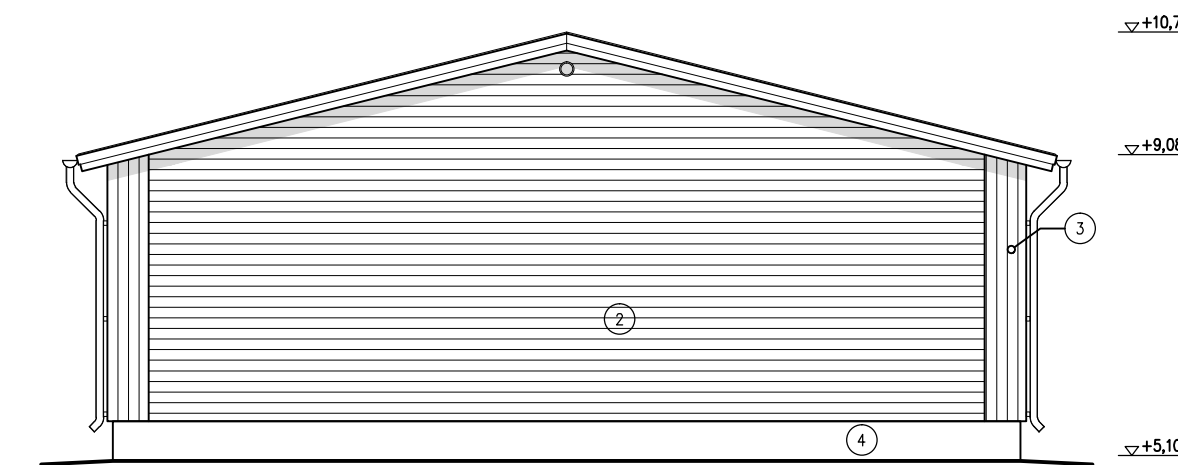
FASAD MOT SYDOST

SKALA 1 : 100



FASAD MOT NORDOST

SKALA 1 : 100




Byggnadsbeskrivning:

Användningsändamål: Lagerbyggnad
 Planerad användningstid: 50 år
 Konsekvensklass: CC2

Brandklass: P3
 Brandfarlighetsklass: Brandfarlighetsklass 1
 Skyddsgrad: Skyddsgrad 1

Materialbeskrivning:

1. Maskinfalsad plåt
2. Fasadpanel UYV, liggande panel, målad
3. Fasadpanel UYV, stående panel, målad
4. Betongsockel, formyta fanér
5. Snöhinder

Stadsdel 16	Kvarter 8	Tomtnummer 8	Myndighets anteckningar
Byggnadsåtgärd NYBYGGNAD		Ritningstyp HUVUDRITNING	
Byggnads objektets namn samt adress FAB PENVIKEN c/o Patrick Häggblom Penviksvägen 68600 Jakobstad			Ritnings innehåll FASADER Skala 1:100
 PH-BYGG AB Adress: Ungdomshusbacken 6 D 68620 Jakobstad Gårder: Nuorisotalonmäki 6 D 68620 Pietarsaari		Tele, e-post: 050-3368759 patrick.haggblom@live.com Patn_sähköposti: 050-3368759 patrick.haggblom@live.com	RITNINGSSLAG PROJEKTNUM./RITNINGNUM. ÄNDRING ARK 1000-003
Ritare Mathias Lundén	Underskrift <i>Mathias Lundén</i>	Utbildning BI Stud/RI Opis	Datum 14.2.2014
Granskare Patrick Häggblom	Underskrift <i>Patrick Häggblom</i>	Utbildning BY.ING/RAK.INS.	Ändringsdatum