

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola

Box 118

221 00 LUND

Division of Structural Engineering
Faculty of Engineering, LTH

P.O. Box 118

S-221 00 LUND

Sweden

Undersökning av möjligt nyttjande av outnyttjad kapacitet genom
energieffektiviserande våningspåbyggnad på befintliga murade stommar

Feasibility study of utilization of residual capacity through energy effective vertical extension
in existing residential masonry structures

Rasmus Ekeröth & Isak Ekman

Maj 2023

Rapport TVBK-5295

ISSN 0349-4969

ISRN: LUTVDG/TVBK-23/5295

Examensarbete

Handledare: Eva Frühwald Hansson

Maj 2023

ii

Sammanfattning

Som en del av EU:s gröna omställning har det vid årsskiftet till 2023 införts inledande krav i en energitaxonomi på företag som tillhandahåller finansiella tjänster, däribland fastighetsföretag. Företagens investeringar ska nu klassas som hållbara eller icke hållbara. Ytterligare en del i EU:s gröna omställning är att unionens befintliga bestånd får nya energieffektiviseringskrav. Som en lösning på båda fall undersöks möjligheten till att göra investeringar i energieffektiva våningspåbyggnader som därmed även kan klassas som hållbara enligt taxonomin.

Möjligheten till våningspåbyggnad på de svenska smalhusen från 30- till 50-talet är outforskad. Hustypen producerades i stor omfattning under tiden med ett bestånd på uppemot 55 000 lägenheter bara i Stockholmsområdet. Genom att systematiskt arbeta enligt rådande EU-standard för tillståndsbedömning i arbetet utvärderades möjligheten till att bygga på uppemot tre våningar på ett tidstypiskt smalhus. Fallstudien kompletterades med en litteraturstudie om våningspåbyggnader, materialhållfastheter och Sveriges äldre byggnadsnormer. Genom att omtolka de byggnadsnormer som gällde vid studieobjektets uppförande gjordes dagens verifieringsnormer tillämpliga.

Resultaten visade att potentialen för våningspåbyggnad är stor, men att det finns utmaningar. Det visade sig att grundläggningen inte klarade dagens krav för uppdatering av laster. Vidare var påverkan av horisontallaster kritiska för fallstudiebyggnaden. Avseende nya krav på robusthet gick byggnaden inte att verifiera.

Skiftet mellan normer vid uppförande och nutid visade sig vara komplicerat. Dagens lastkombinationer ger större laster än dåtidens. Konstruktörer bör arbeta varsamt med smalhus som uppförts med låghållfasta bruk eftersom dessa är svåra att verifiera för horisontalbelastning. Provningsmetoder och hållfasthetsvärden för material skiljde sig, likväl de materialsammansättningar som byggnadsmaterialen vanligtvis har i dagens utförande. I utvärdering av normen för tillståndsbedömning som följdes underströks vikten av att revidera konstruktörens verifieringsmodeller. Trovärdigheten i indata såsom materialhållfastheter och byggnadsgeometri, är av stor vikt och bör kompletteras med provning.

Abstract

As a part of the Green Deal within the EU, as of the start of 2023, new demands have been put in place in an energy taxonomy on companies providing financial services, a category in which real estate companies are included. The investments of these companies are now to be classified as sustainable or not sustainable. Another part of the shift towards sustainability within the EU is that the existing real estate stock is expected to get tougher energy efficiency demands. As a solution to the demands the possibility of investing in energy effective vertical extension and therefore also making sustainable investments in accordance with the taxonomy is investigated.

The possibility of vertical extension on the Swedish “smalhus” constructed during the 1930s to the 1950s is largely unknown. The residential building type was produced at large scale of around 55 000 apartments in the building type only in greater Stockholm. Through systematic application of the current EU-standard for assessment of existing structures the possibility of vertical extension of upwards of three stories at a typical “smalhus” with a brick masonry load bearing structure was investigated through a case study. In addition to the case study, a literature study of vertical extension principles, material properties and older Swedish building codes was carried out. Through translation of the at the time of construction active building norms the verification methods of today were made applicable.

The results show great possibilities for vertical extension in the brick masonry structures of the time, but that a series of challenges must be faced in verification. It was shown that the foundation of the structure did not meet the verification demands after updating the loads to current day standards. Further, horizontal loading was shown to be critical for the case study structure. Regarding new demands of building robustness, the case study structure was not verifiable.

The shift between norms at the time of construction and present day was complicated. The load combinations of today result in higher loading. Structural engineers must work carefully with the “smalhus” building type constructed with low strength mortars since these are challenging to verify regarding horizontal loading. Methods of material testing as well as construction material compositions differ from current day standards. In evaluating the norm for assessment of existing structures it is shown to be imperative in iterating and revising the structural engineers’ models of verification. The reliability in used data such as material properties and building geometries is of great importance and should be completed with testing.

Förord

Detta examensarbete avrundar det sista av fem år vid Lunds Tekniska Högskola. Vi vill tacka Ulla Janson för givande samtal i början av processen vilket planterade den inledande idén om ämnet. Tack till Eva Frühwald Hansson för att du ville vara vår handledare och för lugnande handledningsmöten under arbetets gång samt att du fått oss och tro på oss själva. Tack till vår examinator Jonas Niklewski. Tack till Miklós Molnár för att ha delat uttömmande kunskap och engagemang om murverk samt för all tid till oplanerade samtal i projektet. Tack till Sven Thelandersson för intressanta möten och kunskap om äldre normer och robusthet. Tack till Eric Bengtsson på Structor Bygg Malmö för kunskapen om påbyggnader och inställningen till att allt kan lösas statiskt. Tack till våra studiekamrater för att ni förgyllt vardagen under den gångna terminen. Även tack till Avdelningen för Konstruktionsteknik för att vi har fått skriva arbetet i ett av era kontor och därmed sluppit vässa armbågarna för V-husets grupprum och kånka på kläder.

Rasmus Ekeroth & Isak Ekman

Jag vill tacka mina föräldrar Göran och Cecilia för att ni indoktrinerat mig inom byggnadskonsten på barndomens familjesemestrar. Även tack till min bror Måns och min syster Hanna. Under tiden på LTH har stunderna jag fått med er laddat mina batterier och fått mig att orka hela vägen.

Rasmus Ekeroth

Jag vill tacka min mamma och pappa, Britteli och Tony, för att ni alltid har stöttat och funnits där för mig genom hela studieperioden. Även tack till mina bröder Albin och Elias och hundarna Fia och Dixi. Er energi ni givit till mig under dessa fem år glöms aldrig bort. Ett största tack till min sambo Klara som har stått ut med mig under examensarbetet. Det har inte varit lätt men utan dig hade det inte gått.

Isak Ekman

”Tidens tand förmår intet mot tegelväggar”

- Göteborgs Tegelaktiebolag

Innehållsförteckning

1	Introduktion	1
1.1	<i>Bakgrund</i>	1
1.2	<i>Syfte.....</i>	2
1.3	<i>Avgränsningar</i>	3
1.4	<i>Disposition.....</i>	3
2	Tillståndsbedömning av befintliga bärverk	5
3	Våningspåbyggnad av trä på murade stommar	7
3.1	<i>Påbyggnad med trästomme.....</i>	7
3.1.1	<i>Fördelar med träpåbyggnad</i>	9
3.1.2	<i>Nackdelar med träpåbyggnad</i>	9
3.1.3	<i>Påbyggnadsprinciper vid trästomme.....</i>	10
3.2	<i>Murade stommar</i>	12
3.2.1	<i>Beständighet.....</i>	13
3.2.2	<i>Äldre murverk vid ingrepp.....</i>	14
3.3	<i>Utförda påbyggnadsprojekt.....</i>	15
3.3.1	<i>Trikåfabriken 9.....</i>	15
3.3.2	<i>Pahl 7</i>	17
3.3.3	<i>Dadeln 23.....</i>	17
3.3.4	<i>Tegeludden 11</i>	18
3.3.5	<i>Styrpinnen 15</i>	19
4	Referensprojekt.....	21
4.1	<i>Smalhus</i>	21
4.2	<i>Urvalsprocess för referensobjekt.....</i>	22
4.3	<i>Introduktion av Sjuksystem 2</i>	22
4.3.1	<i>Bärande system</i>	23
4.4	<i>Val av byggsystem för våningspåbyggnad</i>	26
4.5	<i>Påbyggnads- och renoveringspaket</i>	27
5	Laster och materialegenskaper vid verifiering.....	29
5.1	<i>Framtagande av laster</i>	30
5.1.1	<i>Laster enligt BABS46.....</i>	30

5.1.2	Laster enligt EKS12	31
5.1.3	Laster vid verifiering av Sjuksystem 2	31
5.2	<i>Materialegenskaper</i>	32
5.2.1	Översättning av murverk mellan normer	32
5.2.2	Översättning av armerad betong mellan normer.....	35
5.2.3	Översättning av normer för markbelastning	36
5.2.4	Materialegenskaper vid verifiering av Sjuksystem 2	36
6	Verifiering av befintliga bärverk vid våningspåbyggnad	38
6.1	<i>Materialegenskaper enligt EKS12</i>	38
6.2	<i>Global stabilitet</i>	39
6.3	<i>Betongplattor</i>	41
6.4	<i>Tegelbalkar</i>	44
6.5	<i>Murpelare</i>	45
6.6	<i>Tvärkraft</i>	49
6.7	<i>Förankring</i>	51
6.8	<i>Robusthet</i>	53
6.9	<i>Bruksgränstillstånd</i>	54
7	Resultat och diskussion	55
7.1	<i>Markpåkänning</i>	55
7.2	<i>Global stabilitet</i>	57
7.3	<i>Verifiering av vindsbjäklag</i>	58
7.4	<i>Verifiering av balkar</i>	60
7.5	<i>Verifiering av murpelare</i>	61
7.5.1	Murpelare med dominerande vertikallast	61
7.5.2	Murpelare med låg vertikallast.....	63
7.6	<i>Verifiering av tvärkraftskapacitet</i>	64
7.7	<i>Verifiering av förankring</i>	67
7.8	<i>Verifiering av robusthet</i>	68
8	Allmän diskussion.....	70
9	Slutsatser	74

10	Förslag till vidare studier	75
11	Ritningsreferenser	76
12	Referenser.....	78
13	Appendix.....	85
13.1	<i>Byggnadsgeometri</i>	<i>87</i>
13.1.1	Geometri av befintlig byggnad	87
13.1.2	Geometri för våningspåbyggnad	89
13.1.3	Plattgeometri.....	90
13.1.4	Väggeometri	94
13.1.5	Fundamentsgeometri	100
13.1.6	Balkar i befintlig byggnad.....	104
13.1.7	Fönsteruppställning	105
13.2	<i>Lastsummering.....</i>	<i>106</i>
13.2.1	Egentyngder.....	106
13.2.2	Variabla laster	107
13.3	<i>Lastnedräkning.....</i>	<i>112</i>
13.3.1	Indata	112
13.3.2	Laster	112
13.3.3	Laster på fundament.....	114
13.3.4	Sammanställning - markpåkänning.....	120
13.4	<i>Global stabilitet</i>	<i>124</i>
13.4.1	Indata	124
13.4.2	Laster	124
13.4.3	Verifiering	125
13.5	<i>Verifiering av plattor för ändrad användning</i>	<i>133</i>
13.5.1	Indata	133
13.5.2	Laster	133
13.5.3	Geometri.....	134
13.5.4	Dimensionerande moment.....	136
13.5.5	Sammanställning av dimensionerande moment	138
13.5.6	Dimensionerande momentkapacitet	139
13.5.7	Sammanställning av dimensionerande momentkapacitet.	141
13.6	<i>Verifiering av balkar vid våningspåbyggnad</i>	<i>142</i>
13.6.1	Indata	143

13.6.2	Laster	143
13.6.3	B2	145
13.6.4	B3	146
13.7	<i>Verifiering av murpelare</i>	148
13.7.1	Indata	148
13.7.2	Laster	148
13.7.3	Murpelare 1	149
13.7.4	Murpelare 2	153
13.7.5	Murpelare 3	154
13.7.6	Murpelare 4	157
13.7.7	Murpelare 5	161
13.7.8	Murpelare 6	166
13.7.9	Transversalbelastad vägg.....	167
13.8	<i>Verifiering av tvärkraftskapacitet</i>	171
13.8.1	Indata	171
13.8.2	Laster	171
13.8.3	Dimensionerande tvärkraft för skjuvväggar	173
13.8.4	Dimensionerande tvärkraftskapacitet för skjuvväggar	178
13.9	<i>Verifiering av förankring</i>	186
13.9.1	Indata	186
13.9.2	Laster	186
13.9.3	Dimensionerande lasteffekter	186
13.9.4	Dimensionerande skjuvhållfasthet	189
13.10	<i>Verifiering av robusthet</i>	191
13.10.1	Indata	191
13.10.2	Laster	191
13.10.3	Verifiering	191
13.10.4	Kontroll av C2.....	193
13.10.5	Kontroll av D	194

1 Introduktion

1.1 Bakgrund

Under år 2019 presenterade Europeiska rådet (2020a) den gröna given, en strategi för att omställningen av EU:s ekonomi ska ske på ett hållbart sätt och samtidigt ge ökad konkurrenskraft. Den huvudsakliga visionen med den gröna given är att Europa ska bli den första kontinenten att bli klimatneutralt senast år 2050. Som del av EU:s gröna omställning har det formulerats en förbättring av energieffektiviteten hos befintliga byggnader. Detta är en nödvändig åtgärd för att uppfylla den europeiska klimatlagen (Europeiska rådet, 2020b). För befintliga bostadshus gäller följande kommande krav med senaste år för uppfyllande:

- År 2033 ska den genomsnittliga energiprestandan motsvara minst energiprestandaklass D.
- År 2040 ska det sättas nationella krav ledande till ett byggnadsbestånd med nollutsläpp år 2050.
- År 2050 ska samtliga byggnader omvandlas till nära-nollenergibyggnader.

För att underlätta till omställningen har EU vid årsskiftet till 2023 formulerat en taxonomi för att klassificera bland annat huruvida en investering i en fastighet är hållbar eller inte. Förordningen¹ beskriver att en investering för en renovering av en befintlig byggnad ska bidra till målet ”Begränsning av klimatpåverkan” genom något av de följande två kriterierna:

- Renoveringen uppfyller tillämpliga krav för större renovering.
- Renoveringen leder till en 30% minskning av primärenergibehovet.

Det finns även indikationer på att urban förtätning, exempelvis genom våningspåbyggnad, har reducerande effekter på stadens utsläpp av växthusgaser. Förtätning har ännu större reducerande effekter i samband med en förändring av primärenergikälla vid uppvärmning av byggnaderna (Allan et al., 2022). Påbyggnad som strategi för förtätning kan därmed vara en del av att förbättra energiprestandan hos unionens befintliga fastigheter. Påbyggnader ger både möjligheten till ökad boyta samt utrymme för att husera nya funktioner som kan energieffektivisera byggnaden i sin helhet. I en kartläggning för Energimyndigheten identifierades installation av från- och tilluftsaggregat med värmeväxling, FTX, som den åtgärd som minskar energibehovet för uppvärmning mest vid energieffektivisering av befintliga byggnader (Farsäter et al., 2022). Dock klargörs det i samma rapport att nybyggnation skulle innebära lägre energibehov jämfört med energieffektivisering av en befintlig byggnad. Nybyggnation har däremot en högre ”Global Warming Potential”, ett mått för en åtgärds

¹ Europaparlamentets och rådets förordning (EU) 2020/852 av den 18 juni 2020 om inrättande av en ram för att underlätta hållbara investeringar och om ändring av förordning (EU) 2019/2088 (2020)

klimatpåverkan. Således finns ett stort behov av att renovera byggnader med dålig energiprestanda för att kunna uppfylla den europeiska klimatlagen för en klimatneutral kontinent år 2050. Vidare leder en påbyggnad på ett befintligt hus till en mindre omslutande area i förhållande till uppvärmd yta. Detta medför lägre transmissionsförluster genom klimatskalet och mindre uppvärmningsbehov per uppvärmd yta i byggnaden.

Våningspåbyggnader är ett ämne som utforskats inom svensk samhällsbyggnadssektor, främst på de seriebyggda betongstommar som dominerade byggandet under det så kallade ”Miljonprogrammet”. Möjligheten till våningspåbyggnad har undersökts med plan- och volymelement i bärande trämaterial (Hellsing & Mård, 2018). Miljonprogrammets serieproduktion utvecklades för att motverka en omfattande bostadsbrist i Sverige. Dock var denna serieproduktion inte det första försöket till standardiserat och rationaliserat bostadsbyggande i landet. Under 20- och 30-talet kartlades en omfattande trångboddhet hos låginkomsttagarfamiljer, speciellt i huvudstadsområdet, med den Bostadssociala Utredningen (1935). Resultatet var att Stockholms Stads Byggnadsnämnd och Fastighetskontor började utreda standardlösningar för bostadsbyggandet. Visionen var att skapa god hygienisk miljö samt att sänka produktions- och boendekostnader. Inledningsvis gjordes detta med utlysningen av en tävling för exploateringen av Årstaområdet i södra Stockholm (Stockholms Stads Fastighetskontor, 1932). Detta följdes med ett utlåtande kring och utredning av tävlingsresultatet (Stockholms Stads Fastighetskontor, 1934). Ur utredningen kom en flerbostadshustyp som kom att kallas ”smalhus”, med huskroppar vars bredd varierade mellan 7 och 10 meter, och våningsantal över 3 våningar. Under perioden 1934 till 1952 byggdes dessa främst med vertikalt bärande murade tegel- eller lättbetongstommar (Sangregorio (red.), 1978). Möjligheter kring våningspåbyggnader på denna typ av stommar är inte lika väl utforskade som för betongstommar.

1.2 Syfte

Syftet med denna rapport är att undersöka möjligheten till våningspåbyggnad på smalhus med vertikalt bärande murade stommar. Våningspåbyggnaden utformas enligt rådande nybyggnadsstandard. Den huserar energieffektiverande åtgärder som förbättrar energiprestandan hos den befintliga byggnaden. Åtgärderna ska medföra att byggnadens primärenergital motsvarar kraven i EU:s taxonomi för hållbara investeringar. Detta appliceras i en fallstudie. Frågeställningarna som behandlas är:

- Hur många tillkommande våningar kan byggas på befintliga murade tegelstommar?
- Hur görs konstruktiv utformning för att uppnå samverkan och önskad lastnedföring mellan befintlig och ny konstruktion?
- Hur hanteras skillnader i byggnormer mellan tid för uppförande av ursprunglig konstruktion och tid för våningspåbyggnad vid bärlighetsverifiering?
- Hur hanteras tillståndsbedömning och verifiering av bärverk enligt rådande regelverk och rekommendationer?

1.3 Avgränsningar

Följande arbete avgränsas till att vara en konstruktionsteknisk genomförbarhetsstudie. Byggnadstypen som behandlas som referensobjekt i handberäkningar är en byggnad med vertikalt bärande tegelstomme från tidsperioden 1947–1952. Den undre gränsen i intervallet är av anledningen att Sveriges första landsomfattande byggnadsnorm, BABS46 implementerades detta år. Den övre gränsen utgör slutet av ”Smalhusepoken” (Sangregorio (red.), 1978). Konstruktionstekniska avgränsningar är inledningsvis att främst bärande element ”ovan mark” behandlas och verifieras. Om tillåtna spänningar i grundläggningsnivå finns angivna i konstruktionsanvisningar görs en inledande lastnedräkning för att bedöma eventuella kritiska bärlinjer. Tidigare arbete av Bchar och Youssef (2018) har visat på att grundläggningen hos ett s.k. smalhus kan vara kritisk beroende på vilka stommaterier som väljs till påbyggnaden. Som en fortsättning på arbetet avgränsas även påbyggnadsstommen till att enbart inkludera trämaterial i de bärande elementen med en eventuell variation i fasad- och isoleringsmaterial.

1.4 Disposition

I avsnitt 2 undersöks rådande nationella och europeiska regelverk för att se vad som gäller vid verifiering av bärverk i murverk i avsnitt 6. Här identifieras även en arbetsgång för tillståndsbedömning och framtagning av dimensioneringsvärden för verifiering av befintliga bärverk i murverk.

I avsnitt 3 genomförs en litteraturstudie för att identifiera problematiken med våningspåbyggnader i trä samt murverk som bärande material i den underliggande byggnadsstommen. Våningspåbyggnader undersöks genom att titta på genomförda projekt, akademiska rapporter genomförda i samråd med industrin.

I avsnitt 4 till 7 behandlas ett tidstypiskt referensobjekt valt enligt avgränsningar för att ge underlag till verifiering för en våningspåbyggnad. I avsnitt 4 behandlas valet av referensprojekt

samt hur renoveringspaketet som ska energieffektivisera fastigheten ska se ut. Tillsammans med lärdomar från utförda våningspåbyggnadsprojekt väljs stomsystem för referensprojektet. Vidare, i avsnitt 5 undersöks laster och materialegenskaper och deras skillnader mellan den byggnadsnorm som var aktiv under referensprojektets uppförande och dagens norm. I avsnitt 6 identifieras verifieringsmodeller för initiala handberäkningar vid bärverksanalys av referensprojektet och dess våningspåbyggnad som sedan ligger till grund för resultatet av bärverksanalysen i avsnitt 7.

I avsnitt 8 hålls en mer allmän och bredare diskussion om vad som påverkar våningspåbyggnad på murade stommar.

Avslutningsvis presenteras arbetets slutsatser i avsnitt 9 tillsammans med förslag på vidare studier i avsnitt 10 baserat på de luckor i forskningen som identifierats under arbetets gång.

2 Tillståndsbedömning av befintliga bärverk

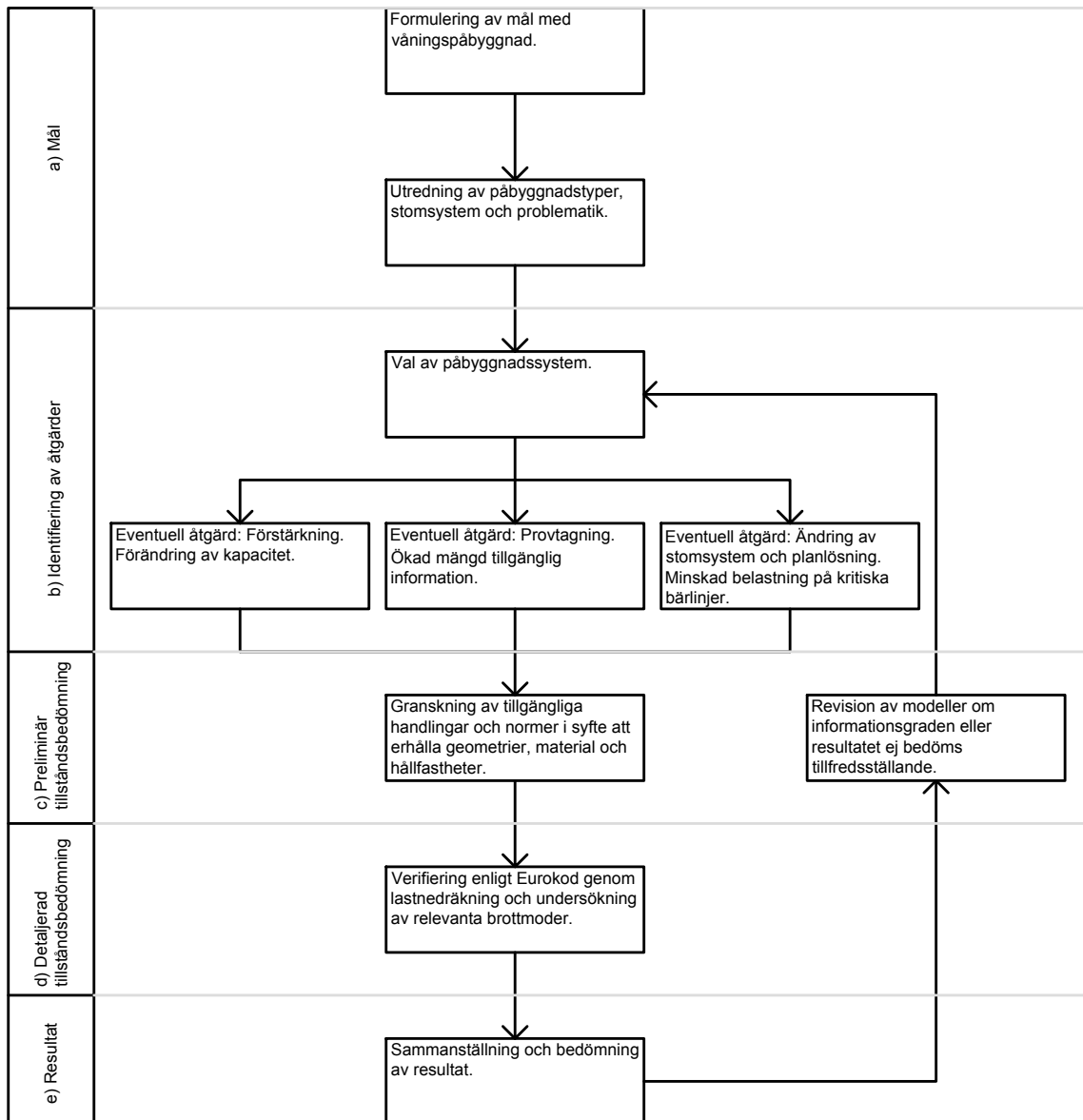
Tillståndsbedömning av befintliga bärverk görs enligt svensk standard SS-ISO 13822:2010 (SIS, 2010) givet att dessa är ingenjörsmässigt dimensionerade och fackmässigt uppförda.

Denna metodik för tillståndsbedömning följer arbetsgången:

- a) Specifikation av mål med tillståndsbedömning.
- b) Identifiering av möjliga utfall av åtgärder efter tillståndsbedömning.
- c) Preliminär tillståndsbedömning med hjälp av tillgängliga handlingar och dokumentation.
- d) Detaljerad tillståndsbedömning genom inspektion, materialprovning, bärverksanalys och modellverifikation.
- e) Resultatsammanställning av tillståndsbedömning.
- f) Revision av tidigare genomförda steg i tillståndsbedömning (om så bedöms nödvändigt).

Metodiken för tillståndsbedömning måste följas för att inblandade parter ska kunna bedöma en åtgärds effektivitet föranledd av tillståndsbedömningen. Tydlig och omfattande dokumentation av mål och slutsatser ska göras. Visar den preliminära tillståndsbedömningen att bärverket som undersöks uppvisar erforderlig säkerhet under dess kvarvarande livslängd är en detaljerad tillståndsbedömning ej nödvändig. Vid detaljerad tillståndsbedömning tillåts det, som även anförs i svensk standard SS-EN 1990 (SIS, 2002a), Bilaga D, att bärverks kapacitet och tillhörande parametrar för materialosäkerheter kan ut- och omvärderas efter materialprovning och provlastning. Resultatsammanställning ska slutligen innehålla rekommendation till åtgärd i form av reparation eller uppgradering om bärverkets skick ej uppfyller ställda krav. Det kan även rekommenderas riskminskande åtgärder i form av begränsning av användning hos bärverket för att minska lastens påverkan. Dessutom ska resultatsammanställningen innehålla rekommendation till underhållsplaner för bärverket.

Arbets- och beslutsgången för tillståndsbedömning illustreras i SS-ISO 13822:2010 (SIS, 2010) Annex B i standarden genom ett flödesschema. Ett projektspecifikt flödesschema med koppling till arbetsgången ovan visas i Figur 1.



Figur 1 – Flödesschema för arbets- och beslutsgång för fallstudien.

Generellt ger även standarden rekommendationer till vilka data som ska användas för tillståndsbedömning av det befintliga bärverket. Befintliga handlingar får enbart användas till att bestämma geometri, statiska system och materialegenskaper givet att det inte finns några osäkerheter kring handlingarnas korrekthet mot uppfört bärverk. Standarden rekommenderar att genomföra inspektioner och provning om detta ej kan påvisas.

Inom detta arbetes ramar ses metodiken endast som en vägledning. I arbetets utförs en utvändigt inspektion men ej provning av material eftersom tillstånd från fastighetsägare samt ett pågående projekt krävs. Även revision av projektets verifieringsmodeller utesluts. Att identifiera hur förstärkta konstruktioner påverkar lastnedföringsvägar och bärverksbeteenden bedöms vara för omfattande.

3 Påbyggnad med trä på murade stommar

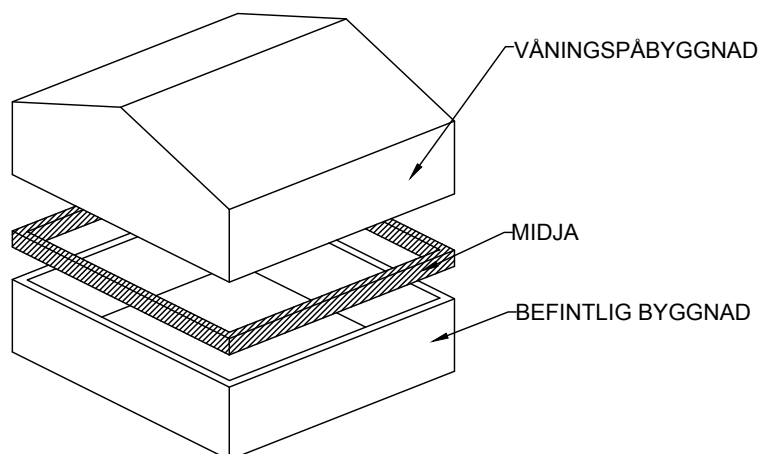
I avsnitt 3 följs punkt a) i standard SS-ISO 13822:2010 (SIS, 2010) där målet med tillståndsbedömningen ska inleda bedömningsarbetet. Därefter följs punkt b) i SS-ISO 13822:2010 (ibid.), vilket är att identifiera och förstå hur våningspåbyggnader kan utformas. Det ingår även att förstå hur de ingående materialen beter sig under olika typer av belastning för att sedan kunna föreslå eventuella åtgärder för bärverken.

3.1 Påbyggnad med trästomme

En påbyggnad är en form av tillbyggnad som i sin tur är en ökning av en byggnads volym. Specifikt för påbyggnader gäller det att volymen ökar i vertikalled. För tillbyggnader gäller samma regler som för uppförandet av en ny byggnad. Således ska den nya delen uppfylla BBR:s krav för energihushållning gällande primärenergital, lufttäthet, installerad effekt för uppvärmning och värmegenomgångskoefficient (Boverket, 2018).

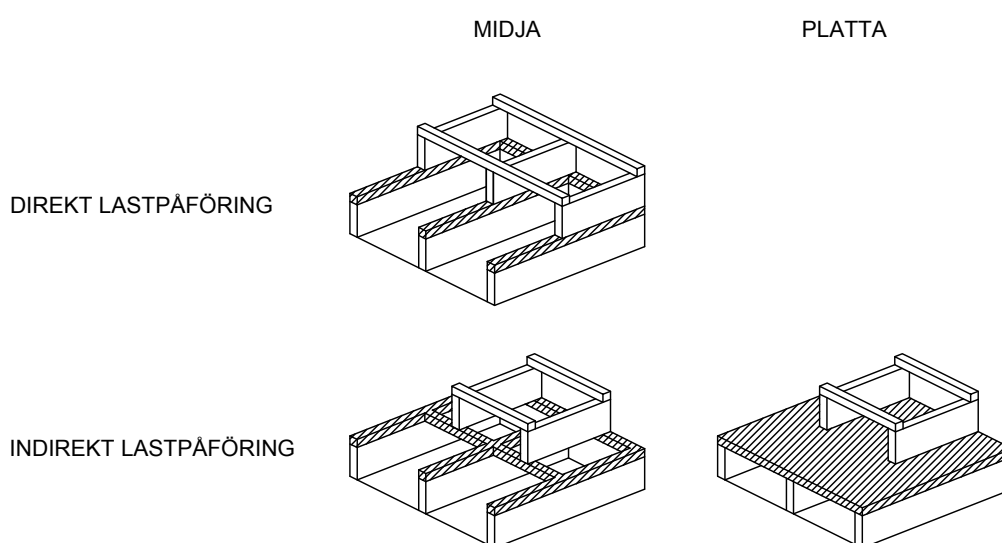
Beroende på hur den befintliga byggnadens tak är utformat ges olika förutsättningar för våningspåbyggnad. Om den befintliga byggnaden har teknikrum och förråd på vindsvåningen kan detta rivas och ersättas med extra våningsplan för bostäder. Om byggnaden har ett platt tak kan våningspåbygganden ske direkt på taket (Amer & Attia, 2017).

Både Olsson et al. (2022) och Amer och Attia (2017) beskriver att de flesta påbyggnader kräver en midja. Midjan är ett område mellan den befintliga och den nya delen som fördelar laster från påbyggnaden till bärande delar av den befintliga byggnaden, se Figur 2. Midjan kan bestå av stål eller betong. Dessutom bidrar midjan till ett utrymme för tillkommande installationer. I enstaka fall kan en midja undvikas om ovanliggande del har samma planlösning som den befintliga byggnaden, eftersom en direkt lastnedföring kan göras till befintliga bärlinjer. Då kvarstår dock utmaningen med utrymme för tillkommande installationer.



Figur 2 - Principiell utformning av en midja vid våningspåbyggnad.

Lastpåföring mellan ny och befintlig konstruktion kan ske antingen direkt eller indirekt mellan bärverksdelar, visat i Figur 3. Amer och Attia (2017) beskriver att direkt lastpåföring sker genom att tillkommande väggar och bärverk placeras med hänsyn till de befintliga bärverkens orientering och position. De nya väggarna placeras då i rak ovanstående linje mot de befintliga. Sker lastpåföringen indirekt används i stället ett mellanskikt med avvaxlingar eller plattor i den nya konstruktionen, vilket Olsson et al. (2022) understryker. Genom indirekt lastpåföring kan den tillkommande konstruktionen själv omfördela lasterna till de befintliga bärverken. Då behöver påbyggnaden inte ha samma planlösning som den befintliga. Dock kan höjden på midjan bli stor för att kunna ge erforderlig styvhet och utrymme för tillkommande installationer. Ytterligare ett sätt att hantera tillkommande laster vid våningspåbyggnad är att introducera helt nya lastvägar i form av nya pelare och väggar i den befintliga byggnaden (Amer & Attia, 2017).



Figur 3 - Lastpåföringsprinciper enligt Amer och Attia (2017).

3.1.1 Fördelar med träpåbyggnad

Våningspåbyggnader med trä på murade stommar har flertalet fördelar avseende egentyngd och miljöpåverkan. Både Amer och Attia (2017) och Olsson et al. (2022) menar att trä är fördelaktigt till påbyggnader sett till dess hållfasthet i kombination med den låga vikten. Den låga vikten av trä är fördelaktig för att minska belastningen på den befintliga stommen och därmed undvika risken för extra kostnader i form av förstärkningar. Detta nämns även i en fallstudie utförd av Holm (2018), där konstruktörer inblandade i påbyggnadsprojekt har fått svara på frågor om sina erfarenheter. Den lätta vikten är också en förutsättning för att kunna bygga på så många våningar som möjligt.

Att bygga i trä innebär också en större flexibilitet. Det har det blivit vanligare att bygga prefabricerade volym- och planelement. Detta innebär kortare byggtider eftersom stomresningen går snabbare med dessa element (Svenskt Trä, 2023a).

Trä kan även återanvändas eller materialåtervinnas genom nya träprodukter. Materialet är förnybart eftersom den koldioxid som frigörs efter rivning till förbränning eller via biobränsle åter kan bindas till nya träd (Svenskt Trä, 2013). I en studie gjord av Hafner och Storck (2019) analyserades en påbyggnad på ett murat hus i Tyskland med en livscykelanalys. Den nya påbyggnaden var en extra våning och analysen beräknades med en livslängd på 50 år. Livscykelanalysens tidsram räknades från produktion till rivning och mättes i antalet kilo koldioxidekvivalenter per kvadratmeter boendeyta. Författarna kom fram till att valet av trä som påbyggnadsstomme hade lägst klimatpåverkan med 182 kg CO₂ eq/m² medan stålstomme hade högst klimatpåverkan med 228 kg CO₂ eq/m².

3.1.2 Nackdelar med träpåbyggnad

Även om trä har många fördelar som byggmaterial finns det även en del nackdelar med att använda trästommar till påbyggnader. Ett av problemen som gäller för alla typer av träbyggnader och inte bara påbyggnader i trä, är akustiken. Akustikproblemen beror enligt Amer och Attia (2017) på träets dåliga impedans vilket är en direkt följd av den låga vikten. I arbetet av Holm (2018) beskrivs ljud och vibrationer i träpåbyggnader som en stor utmaning. I ett projekt behövde ett tillkommande fläktrum placeras utanför byggnaden. Placering av fläktrummet i påbyggnaden innebar en för stor risk för spridning av ljud och vibrationer.

En annan nackdel med träets låga vikt är att den är ogynnsam för byggnadens stabilisering och hantering av horisontallaster. En ökning av antalet våningar ställer högre krav på horisontalstabiliseringen av träkonstruktioner på grund av dess låga vikt. Slutligen är viktigt att sprida ut de stabiliserande krafterna till så många vertikala element som möjligt för att minska lyftkrafterna i anslutningarna (Lidelöw, 2019).

Om midjan byggs i trä blir höjden av midjan högre än om den byggs i stål eller betong. Detta kan vara negativt ur ett arkitektoniskt perspektiv menar Olsson et al. (2022). Även Norell et al. (2020) nämner att en för hög midja kan bli problematiskt. Midjan medför en högre byggnadshöjd och de flesta detaljplaner har restriktioner på maximal byggnadshöjd utifrån Sveriges standardiserade våningshöjder. Dessutom medför valet av träbjälklag en högre bjälklagshöjd. Ett bjälklag i trä kan bli dubbelt så tjockt som ett bjälklag i betong. Detta resulterar i att påbyggnadens våningshöjder blir högre än för den befintliga byggnadens våningshöjder (ibid.).

Trä är ett hygroskopiskt material vilket innebär att det anpassar sig till omgivningens klimat. Trä tar upp och avger ånga från och till den omgivande luften (Svenskt Trä, 2023b). En för hög relativ fuktighet kan leda till tillväxt av mikroorganismer i form av rötsvampar och mögel. Detta påverkar träets hållfasthet och människors hälsa (Svenskt Trä, 2023c). För att undvika fuktproblem vid påbyggnad av träkonstruktioner belyser Olsson et al. (2022) att väderskydd under byggnation är att föredra. Beroende på omgivningen kan detta vara svårt på grund av platsbrist. Författarna hävdar att den typ av träkonstruktion som är minst känslig för fukt är KL-trä. Konstruktioner av denna typ kan byggas utan väderskydd och till och med tåla en del regnvatten (ibid.). Däremot visar en fallstudie utförd av Olsson (2019) på problem med mikrobiell påväxt på KL-träelement uppförda utan väderskydd. I fallstudien gjordes mätningar av mikrobiell påväxt under produktionsfasen på två olika nyproduktionsprojekt i Sverige. Det visade sig att mikrobiell påväxt uppkom i 77% av mätpunkterna i ena projektet och 39% i det andra. Påväxt skedde även under vintern då risken för påväxt vanligtvis är mindre. Slutsatsen från studien var att påväxt är att förvänta om inte väderskydd används.

3.1.3 Påbyggnadsprinciper med trästomme

En påbyggnad av trästomme på en befintlig byggnad kan antingen utföras genom att stommen är platsbyggd eller att den är prefabricerad och monteras på plats. Beroende på om stommen är platsbyggd eller prefabricerad ges olika förutsättningar för påbyggnaden. Även vilket

byggsystem som tillämpas har betydelse (Amer & Attia, 2018). Prefabricerade byggsystem blir allt vanligare i Sverige och utförs i form av volym- och planelement (Olsson et al., 2022).

En platsbyggd stomme på bostäder utförs med fördel i form av en regelstomme. Både Svenskt Trä (2013) och Olsson et al. (2022) menar att byggmetoden passar bra till byggnader där anpassningar behöver göras samt när lyftkran inte krävs. I äldre byggnader kan det finnas ojämnheter och partier där geometrin är oregelbunden. Med en platsbyggd regelstomme kan problem lösas enklare på plats vilket medför att precisionen inte behöver vara lika god. Olsson et al. (2022) nämner att det tar längre tid att använda denna byggteknik och projekten ofta blir dyrare. Däremot kan detta vägas mot att det möjliggör arkitektoniska uttryck som hade varit svårare att bygga med prefabricerade byggsystem.

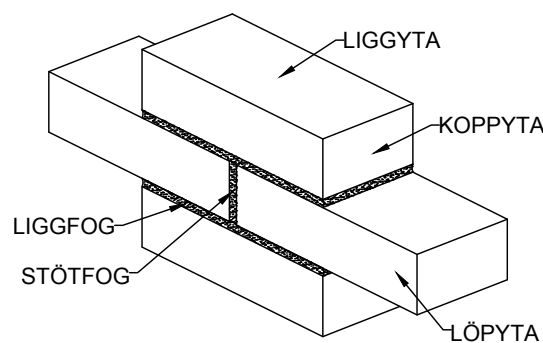
Volymelement av trä är det mest utbredda sättet att bygga flerbostadshus med trästomme. Byggsystemet lämpar sig även bra till påbyggnader på befintliga bostäder (Olsson et al., 2022). Volymelementen är självbärande och kan bestå av en träregelstomme eller av KL-träelement. De monteras oftast på en midja som fördelar ut lasterna på den befintliga stommen. För att lättare anpassa modulerna till den befintliga byggnaden kan de göras kortare med indragna väggar. Ytan av våningspåbyggnaden är då mindre än ytan av den befintliga byggnaden och felmätningar spelar därför mindre roll. I studien av Holm (2018) nämner flera konstruktörer att sammanfogningen mellan ny och befintlig del är av yttersta betydelse och att en jämn yta är att föredra i anslutningen. Vidare behöver även hänsyn tas till utrymmet runt den befintliga byggnaden, speciellt när det gäller byggnader belägna vid trånga gator (Amer & Attia, 2017). Detta påverkar hur stora volymelementen får vara samt vilken byggkran som kan användas vid montering. Prefabriceringsgraden av ett volymelement kan vara upp till 80% vilket förkortar tiden på byggarbetsplatsen. Montering av modulerna kan ske under en arbetsdag med en hastighet av 20 till 30 moduler per dag. Således kan modulerna täckas med ett temporärt väderskydd vilket gör byggmetoden fuktsäker om alla moduler reses på en dag (Svenskt Trä, 2013).

Även planelement kan vara tillverkade i träregelstomme eller med KL-trä. Olsson et al. (2022) nämner att planelementen kan tillverkas i öppna eller slutna system. I slutna system utförs även montering av installationer och skivor i fabrik. I öppna system utförs installationer på bygget vilket ger högre anpassningsbarhet till kostnad av en längre byggtid. Planelement av KL-trä passar till påbyggnad av befintliga byggnader eftersom elementen är relativt lätta samt bär last

i både skivans plan och vinkelrätt skivans plan. Styvheten leder till att transversala laster kan överföras till de starkaste väggarna i den befintliga byggnaden. KL-trä har goda egenskaper gällande brand, ljudisolering och värmeisolering (ibid.). Däremot visar Amer och Attia (2018) i sin studie att en träregelstomme blev 24% lättare än en KL-trästomme givet att de två stomtyperna skulle ha samma egenskaper gällande energiprestanda. Således är en träregelstomme med största sannolikhet lättare än en KL-trästomme. Vidare nämner författarna även att en KL-trästomme kräver noggrannhet och precision vid inmätning och tillverkning i fabrik.

3.2 Murade stommar

Murverk består av två olika komponenter, tegel och murbruk. Specifika tegel- och murbruksbegrepp visas i Figur 4. Tegel är ett keramiskt material. Murbrukets uppbyggnad består av bindemedel, ballastmaterial och tillsatsmedel och finns i fyra olika typer. Brukstyperna är kalkbruk, kalkcementbruk, cementbruk och murcementbruk (Lanevik, 1990). Den totala hållfastheten av murverk är en kombination mellan teglets och murbrukets hållfasthetsegenskaper (Molnár & Gustavsson, 2016).

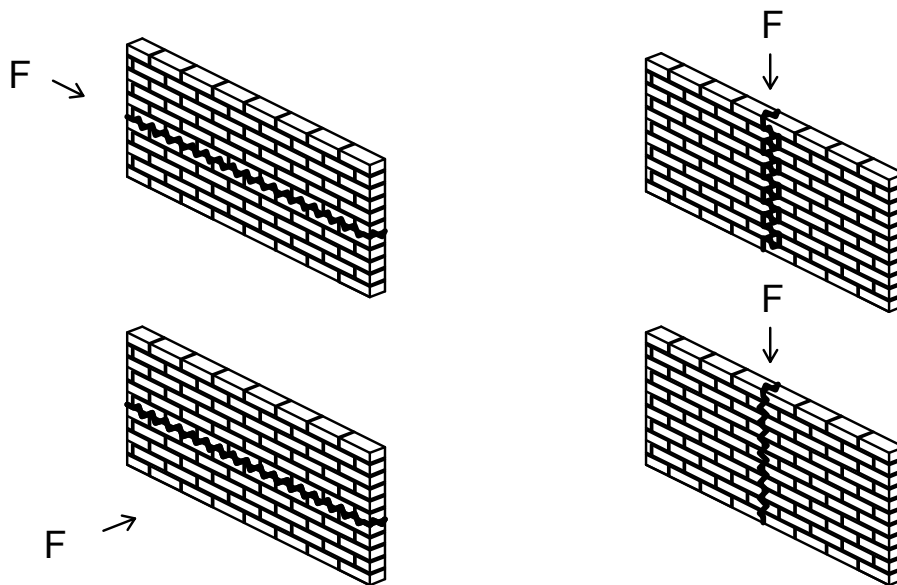


Figur 4 - Tegel- och murbruksbegrepp.

Beroende på vilken brukstyp murverket är utfört med får det olika hållfasthets- och deformationsegenskaper. Ett cementbruk är starkare än ett kalkbruk. Om cementbruket är starkare än det omgivande teglet kan sprickor i bruket uppstå på grund av dess dåliga deformerbarhet. Detta undviks vid användandet av kalkbruk i murverk eftersom det lättare kan anpassa sig till sättningar. I murverkskonstruktioner uppförda fram till och med slutet av andra världskriget är kalkbruk dominerande (Lanevik, 1990).

Murverk av tegel har en hög tryckhållfasthet och en låg draghållfasthet. Detta gör murverket känsligt för stora normalkrafter från bjälklag och tak där lastpåföring sker excentriskt.

Excentrisk pålastning ger upphov till ett moment och således är en del av tvärsnittet belastat av dragspänningar (Hervall, 1997). Draghållfastheten för murverk är svagast vinkelrätt mot liggfogarna. Tryckspänningar vinkelrätt liggfogarna förbättrar både draghållfastheten samt skjuvhållfastheten parallellt med liggfogarna med anledning av ökad friktion som behöver övervinnas. Skjuv- samt böjbrott sker oftast i ligg- eller stötfogar eftersom murbruket har sämre skjuvhållfasthet än teglet (Fabricius, 1990). De olika brottmoderna visas i Figur 5.



Figur 5 - Brottmoder i murverk vid belastning parallellt, transversalt eller vertikalt enligt Molnár och Gustavsson (2016).

3.2.1 Beständighet

Murverk av tegel har goda åldringsegenskaper. Det står sig väl mot yttre faktorer orsakade av väder (Hervall, 1997). Livslängden kan vara flera hundra år och bruket kan tas bort för att kunna återanvända teglet i andra byggnader. I en studie utförd av Zhou et al. (2020) undersöktes tryckhållfastheten för återbrukat tegel från 1800- och 1900-talet. Försöken visade att både gammalt hål- och massivtegel hade liknande tryckhållfasthet som nytt tegel. Däremot kan det finnas en stor variation i hållfasthet mellan stenar från samma byggnad. Detta beror på att produktionen inte hade samma kvalitetskontroll förr och därmed kan teglet ha både olika bränningsgrad och variation av leror (Lanevik, 1990). Kalkbruksfogar kan behöva underhållas genom omfogning under murverkets livslängd då det har sämre beständighet än tegel. Kalkmurbruk i äldre murverkshus har stått emot yttre faktorer av fukt- och temperaturvariationer i upp emot 100 år. Detta leder till sämre styvhets- och hållfasthetsegenskaper i bruket jämfört med nytt bruk (Feilberg Hansen & Steen Pedersen, 2015a). Även Hopkinson et al. (2019) menar att kalkbruk försämras och bryts ner med åren.

Nedbrytningen medför minskad förankring mellan murstenar och bruk och således behöver bruket sannolikt underhållas för att murverket ska behålla sina egenskaper.

3.2.2 Äldre murverk vid ingrepp

Vilka ingrepp som är lämpliga för en äldre murverksbyggnad beror på en del faktorer. Först och främst ska det utredas hur länge byggnaden förväntas stå kvar utan att några ändringar görs (Fabricius, 1990). Vidare är den viktigaste faktorn vid ombyggnationer anpassning av utformningen till byggnadens konstruktiva villkor (Lanevik, 1990). En äldre byggnad är i statisk jämvikt innan ombyggnation. Vid ändringar sker en omlagring av krafter vilket kan leda till ökade deformationer (Fabricius, 1990). Äldre murade hus oftast har svagare murbruk vilket leder till att byggnaden anpassar sig efter de påfrestningar den utsätts för. Det svaga bruket gör att murverket kan ses som en plastisk konstruktion utifrån att belastningar inte sker för snabbt eller ojämnt. En för snabb eller ojämn belastning kan leda till sprickor. Om äldre murverkshus har starkare fogar med cementbruk blir murverket starkare och sprickorna färre, men sprickorna som uppstår är större än i murverkshus med kalkbruk. Äldre murade hus saknar rörelsefogar vilket gör att rörelserna sker enhetligt och inte till bestämda zoner (Lanevik, 1990).

Förstärkningar innebär en risk och kan försvaga murverket om dessa görs på fel plats. Förstärkningarna får ej vara starkare än den befintliga konstruktionen och de ska vara reversibla samt inspekterbara. Om murverk förstärks med styva material kan den stela kroppen ta åt sig alla laster vilket kan leda till sprickor och större skador än tidigare. För att undvika förstärkningar är det viktigt att minimera de tillkommande lasterna som påbyggnaden innebär (Lanevik, 1990).

Murverkets hållfasthet ska utvärderas vid större om- och påbyggnader (Lanevik, 1990). För svenskt regelverk finns inget specifikt tillämpningsdokument för tillståndsbedömning av befintliga bärverk. Dock finns detta framtaget för tegel i de danska tillämpningsdokumenten till Eurokod (Feilberg Hansen & Steen Pedersen, 2015a). Här föreslås exempel på hur okulär besiktning av bärverk i murverk skall ske samt vad som eftersökes vid en sådan besiktning.

- a) Murverkets generella skick.
- b) Murstenarnas skick.
- c) Brukfogarnas skick.

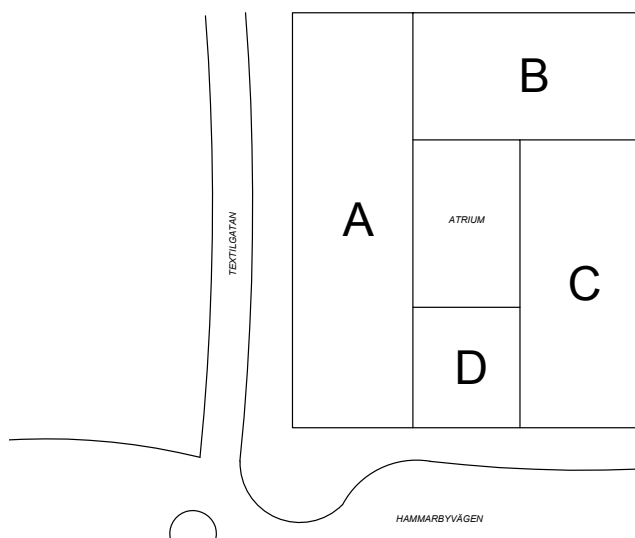
För att ekvationerna ska vara tillämpliga gäller det att murverket är sammanhängande och i gott skick med utfyllda bruksfogar. Dock tillåts mindre sprickor i mursten och bruksfogar utan avspjälkning. Om inte teglet har motsvarande geometrier och hållfastheter som krävs av dagens nyproducerade tegel kan det vara så att de verifieringsmodeller som finns i Eurokod inte är tillämpliga för det gamla teglet enligt SS-CEN/TS 17440 (SIS, 2022a).

3.3 Utförda påbyggnadsprojekt

I samband med litteraturstudien gjordes även en översiktlig kartläggning på genomförda påbyggnadsprojekt med trä i Sverige. Påbyggnadsprojekt av intresse är påbyggnader av trä på murade stommar med olika byggsystem för att kunna jämföra mellan projekt. Dessutom är anslutningen mellan påbyggnad och murverk intressant. Detta för att ta lärdomar inför referensprojektet i avsnitt 4. Information hämtades från byggnadskonstruktörernas publika kanaler och hemsidor eller genom handlingar från offentliga kommunarkiv. Sedan analyserades byggnadernas verkningssätt och påbyggnadsåtgärder genom att titta på ritningar. Fem påbyggnadsprojekt beskrivs i detalj.

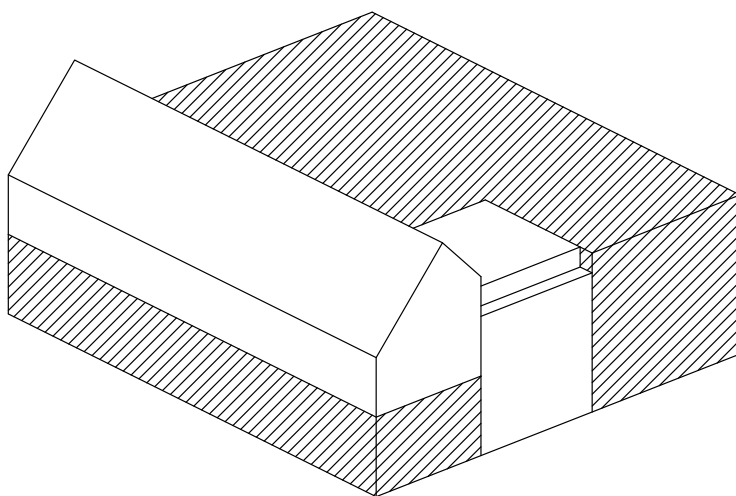
3.3.1 Trikåfabriken 9

Byggnaden med fastighetsbeteckning Trikåfabriken 9 är belägen i Hammarby Sjöstad i Stockholm. Den är i dagsläget uppdelad i fyra segment, A-D, se Figur 6. Segment A är en före detta fabrikslokal med nybyggnadsår 1929, ursprungligen uppförd i vertikalt bärande tegelfasad. Byggnaden har invändiga armerade betongpelare med armerat betongbjälklag. Segment B och C är uppförda främst i bärande betong.



Figur 6 - De fyra huskropparna i Trikaafabriken 9.

Under 2017 gavs startbesked för om- och påbyggnadsarbeten där en av segment A:s tidigare fem våningar skulle rivras för att sedan ge plats åt en våningspåbyggnad med trästomme på 5 våningar. Tillkommande funktioner för byggnaden placerades i fastighetens andra segment med betongstomme. I segment B och C placerades fläktrum medan hissar placerades i det nybyggda segmentet D (Fabege, 2017b). De tillkommande volymerna visas i Figur 7.



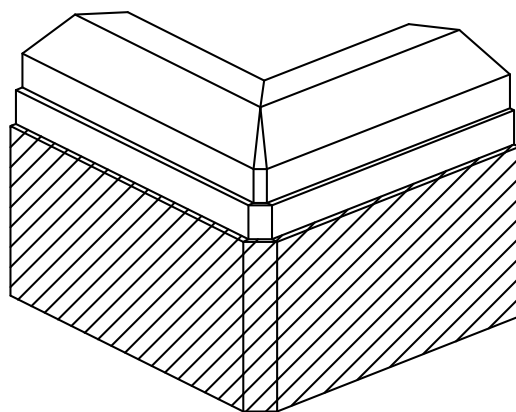
Figur 7 - Tillkommande volymer på Trikaafabriken 9. Befintliga volymer är skrafferade.

Påbyggnaden projekterades i trä, med anslutningsdetaljer och horisontalstabiliserande element i stål. Valet av stomsystem i trä hos påbyggnaden grundades på att tillkommande last på befintlig byggnad skulle minimeras och därmed minska mängden förstärkningar som behövde göras (Martinsons, u.å.). Förstärkning av de befintliga bärverken krävdes dock då den tillkommande volymen var stor (Fabege, 2017a). Grundförstärkning i segment A gjordes med slagning av stålplåtar till berggrunden. Förstärkning gjordes även genom pågjutning av

befintliga betongpelare samt insättning av stålpelare intill befintlig tegelfasad (Fabege, 2017d). I segment B och C gjöts nya betongbjälklag för de tillkommande fläktrummen (Fabege, 2017c).

3.3.2 Pahl 7

Byggnaden med fastighetsbeteckning Pahl 7 är belägen vid korsningen Åsögatan/Renstiernas gata på Södermalm i centrala Stockholm. Byggnadens nybyggnadsår är 1883 då en byggnad med vertikalt bärande murverk uppfördes i fem våningar med inredd vind. Den murade stommen består av 2-stensmurar i fasad samt 1 ½-stensmurar som hjärtväggar (Karlsson & Roisin, 2018). Största avståndet mellan fasader och hjärtväggar är 6 meter (Lenca Properties, 2017b). Våningspåbyggnaden gjordes i tre våningar, plan 6 till plan 8, där varje våning byggdes med indrag från nedanstående våning, se Figur 8. Våningspåbyggnaden huserar ytterligare lägenheter.



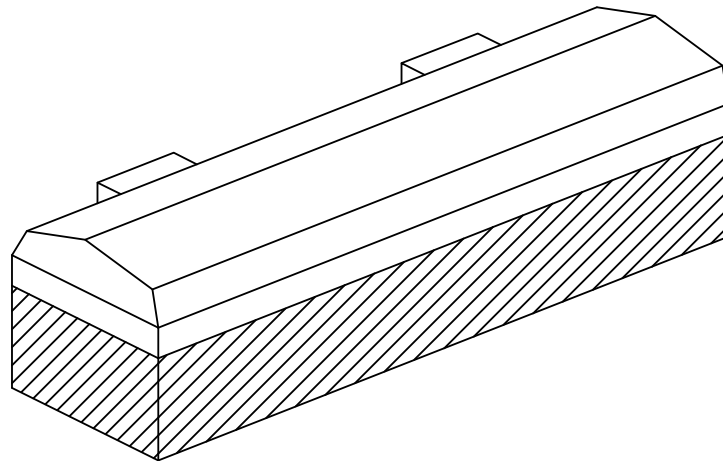
Figur 8 - Tillkommande volymer på Pahl 7. Befintliga volymer är skrafferade.

Våningspåbyggnaden gjordes med vertikalt bärande stålpelare, träregelväggar i fasad och horisontellt bärande element i stål, limträ och laminerat fanérvirke (Lenca Properties, 2017c). Befintligt vindsbjälklag, plan 5, ersattes med samma horisontella element som användas för våningspåbyggnaden (Lenca Properties, 2017a). Anslutning mellan tillkommande horisontella element och befintliga bärande tegelmurar gjordes med stålbeslag fästa i expander cementbruk. Bruket gjöts med 50mm i urtagen tegelmur (Lenca Properties, 2017d). Horisontalstabilisering erhöles med krysstag (Lenca Properties, 2017b).

3.3.3 Dadeln 23

I samband med ett möte tillsammans med Eric Bengtsson, byggnadskonstruktör på Structor Bygg Malmö, om våningspåbyggnadsstrategier presenterades ett nyligen genomfört

våningspåbyggnadsprojekt av konsultfirman (Bengtsson, 2023). Byggnaden med fastighetsbeteckning Dadeln 23 är belägen på Zenithgatan i Malmö. Våningspåbyggnaden i två våningar utfördes på en tidigare skofabrik från sent 1800-tal med vertikalt bärande murverk i fasaderna, samt betongpelare. Den tillkommande volymen visas i Figur 9.



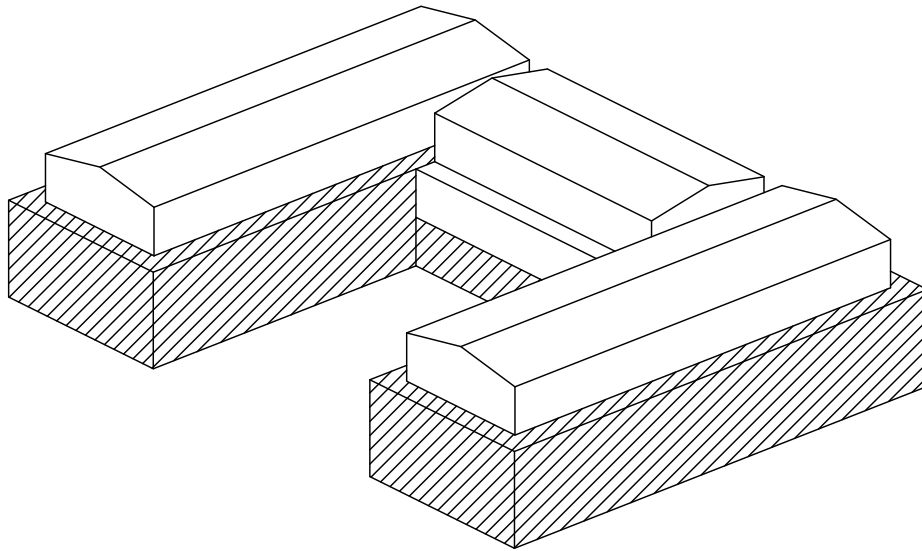
Figur 9 - Tillkommande volymer på Dadeln 23. Befintliga volymer är skrafferade.

Även en större hjärtnur är vertikalt bärande, men denna huserar även tidigare använda ventilationskanaler. Bjälklagen är av enkelspänd armerad betong. Enligt Bengtsson (2023) var grundläggningen kritisk redan i tidigt skede, främst orsakat av att konstruktörerna brukade försiktighetsprincipen vid antaganden om den underliggande markens bärighet. I projektet fanns det varken tid eller utrymme i budget för omfattande geotekniska undersökningar. Resultatet blev att man i samband med renoveringen och våningspåbyggnaden var tvungna att bredda befintliga grundfundament i kritiska stomlinjer genom dubbning och pågjutning. Trots det att påbyggnaden, med främst stål i det vertikalt bärande systemet, utformades så lätt som möjligt krävdes förstärkningar. Detta för att den befintliga konstruktionen skulle verifieras mot nya normer och regelverk. För säkerställande av jämn lastnedföring mellan våningspåbyggnad och befintlig byggnad gjöts en armerad midja i betong som sedan även den dubbades in i den befintliga tegelkonstruktionen. Genom denna midja kunde sedan punktlaster från påbyggnadsstommen fördelas jämnt över den befintliga konstruktionen (ibid.).

3.3.4 Tegeludden 11

Byggnaden med fastighetsbeteckningen Tegeludden 11 är belägen längs Sandhamnsgatan och Östhammarsgatan vid Gärdet i Stockholm. Tegeludden 11 byggdes enligt planbeskrivningen år 1961 och hade fem våningar längs med Östhammarsgatan. Hus 1 och Hus 2 bands ihop med en trevåningsbyggnad parallellt med Sandhamnsgatan, Hus 3. Samtliga byggnader hade platta tak.

Fastigheten genomgick en våningspåbyggnad med två respektive fyra våningar vilket resulterade i att alla byggnader fick samma höjd (Stadsbyggnadskontoret, 2009), se Figur 10.



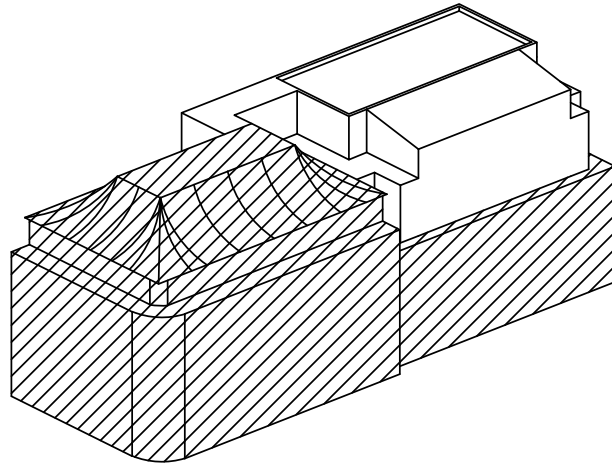
Figur 10 - Tillkommande volymer på Tegeludden 11. Befintliga volymer är skrafferade.

Den befintliga byggnaden bestod av en betongstomme med betongbjälklag och vertikalt bärande betongpelare. Hus 3 i Tegeludden 11 genomgick en våningspåbyggnad med fyra våningar (AROS Bostad 2011a). De två första våningspåbyggnaderna utfördes i en stål-betongstomme medan de resterande två våningarna utfördes med volymelement av trä. I anslutning mellan befintlig och ny del används stålbalkar av typen HEM 240 som midja. I och med att Hus 3 fick fyra extra våningar förstärktes betongpelare på stomplan 1 med en pågjutning (AROS Bostad 2011b). Hus 1 och Hus 2 fick två extra våningar och utfördes också med volymelement av trä. Till följd av en våningspåbyggnad i trä krävdes inga extra förstärkningar av den tillkommande vertikala lasten på Hus 1 och Hus 2 (AROS Bostad 2011a). Infästningen mellan befintlig del och volymelementen sker genom att fästa två bockade spikplåtar mellan modul och betongplatta, på var sida om en modul. Spikplåtarna fästs sedan med expanderskruv till betongplattan på taket (Moelven Byggmodul AB 2010).

3.3.5 Styrpinnen 15

Fastigheten Styrpinnen 15, belägen vid Kungsträdgårdsgatan och Näckströmsgatan i Stockholm är uppförd år 1898. Byggnaden är uppförd med vertikalt bärande murverk och betongbjälklag. Byggnaden är grundlagd med källargrund som består av källarmurar i massivsten och plattor i betong (Skånska Cementgjuteriet, 1898a). År 1918 förstärktes byggnaden med tillkommande betongväggar eftersom ytterligare plan tillkom (Kreügers

Konsulterande Ingeniörsfirma 1918). År 2017 initierades planprocessen för en våningspåbyggnad i tre plan tillsammans med tillkommande funktioner för hela byggnaden. Den tillkommande volymen visas i Figur 11.



Figur 11 - Tillkommande volymer på Styrpinnen 15. Befintliga volymer är skrafferade.

Våningspåbyggnaden gjordes i bärande element av KL-trä samt pelare och balkar i limträ (Vasakronan, 2017b). För att hantera de tillkommande lasterna i grundläggningsnivå adderades ytterligare stålpålar till berggrunden (Vasakronan, 2017a). Konstruktionen ovan mark krävde dock endast förstärkningar för att hantera lokala spänningskoncentrationer och infästningar (Vasakronan, 2017d) samt de tillkommande horisontallasterna (Vasakronan, 2017c). Mot befintligt bjälklag togs isolerande betongmaterial bort för att ge en jämn yta att ansluta de nya bärverken mot (Vasakronan, 2017e). Anslutningen mellan nya träkonstruktioner och befintligt murverk gjordes genom att dubba in kamstänger i teglet som sedan säkrades med expanderbruk. Därefter anslöts dubben till en dubbel- och tvärkraftsarmerad midja i betong som i sin tur agerade fästpunkter för elementen i KL- och limträ.

4 Referensprojekt

I avsnitt 4 behandlas punkt c) i standard SS-ISO 13822:2010 (SIS, 2010) genom att granska tillgängliga handlingar av ett referensprojekt för senare bärverksverifiering. Information som ej kan erhållas från tillgängliga handlingar undersöks i avsnitt 5.

4.1 Smalhus

Byggnadstypen som studeras är den som utvecklades under 1930-talet, i Sverige ursprungligen i Stockholm, och som fram till 1950-talet var en av de dominerande byggnadstyperna (Björk et al., 2003). Grunden till utvecklingen i bostadsbyggandet var den trångboddhet som fanns i Stockholmsområdet under 1930-talet. Reaktionen från Byggnadsnämnden och Fastighetskontoret i Stockholm blev att försöka rationalisera byggandet för att sänka produktions- och boendekostnader. Rationaliseringen bestod dels av en bostadsutredning (Stockholms Stads Fastighetskontor, 1934), dels av den Bostadssociala Utredningen (1935) samt den till Årstatävlingen tillhörande utredningen av tävlingsresultatet (Stockholms Stads Byggnadsnämnd, 1947). Resultatet blev att det under perioden 1934 till 1946 främst producerades smalhus med murade stommar och byggnadsdjup med en övre gräns på 10 meter medan man under den senare perioden 1947 till 1952 övergick till att producera bredare lamellhus, även dessa med murade stommar. Perioden 1934 till 1952 kallas ibland för ”Smalhusepoken” (Sangregorio (red.), 1978).

Smal- och lamellhusen byggdes under perioden främst i tegel som vertikalt bärande material med bjälklag i armerad betong. Avväxlingar kunde göras med antingen armerade betong- eller tegelbalkar (Björk et al., 2003). Tegelväggarna gjordes i 1-stenstegel samt 1 ½-stenstegel, ibland med en mindre träullsplatta som invändig isolering (Sangregorio (red.), 1978).

4.2 Urvalsprocess för referensobjekt

Vid valet av objekt undersöktes smalhus i Stockholmsområdet och i Lund. Anledningen till detta beror på det stora beståndet av smalhus i Stockholm samt närheten till objekten i Lund. Sangregorio (red.) (1978) menar att det byggdes 55 000 lägenheter i smalhus under Smalhusepoken, varav 20 000 lägenheter i smala lamellhus mellan år 1947 och 1952 bara i Stockholmsområdet.

Gällande arbetsgången för objektidentifiering tog processen avstamp i stadsplanerna presenterade i BFR:s smalhusutredning (Sangregorio (red.), 1978). Områden av relevans identifierades främst genom smalhus- och lamellhusplaner på karta. Därefter togs byggnadernas fastighetsbeteckningar och tillhörande ritningar fram med hjälp av Stockholms och Lunds Kommuns digitala ritningsarkiv. I detta steg tillämpades tre sorteringsregler:

- 1) Är fastighetens bygglovhandlingar daterade efter 1:a januari 1947?
- 2) Är fastighetens stomsystem murat tegel?
- 3) Är detaljeringsgraden på fastighetens konstruktionshandlingar tillfredställande god?

Gällande Stockholmsområdet utfördes en första sällning med hjälp av en figur från Sangregorio (red.) (1978), där områden av lite bredare lamellhus påbörjade under perioden 1946–51 illustreras på en karta över Stockholmsområdet. Vid objektidentifiering i Lund användes endast karta då kartläggningen av beståndet av smalhus i Lund inte är lika omfattande.

Av flertalet potentiella fastigheter att utföra kontroller på valdes Sjuksystem 2 i Lund. Byggnaden uppfyllde samtliga tre kriterier med en speciellt detaljerad konstruktionsanvisning. Byggnaden återfinns i nära anslutning till Lunds Tekniska Högskola vilket gjorde det lätt att utföra besiktning av murverkets skick. Byggnaden var även objekt för en annan undersökning av olika energieffektiviserande åtgärders påverkan på dess energiförbrukning. Identifiering av ett renoveringspaket avseende energieffektivitet blev därmed väsentligt enklare att genomföra.

4.3 Introduktion av Sjuksystem 2

Fastigheten Sjuksystem 2 är beläget i den norra delen av centrala Lund längs Systervägen och är del av sjukhusområdet. I fastighetsbeteckningen Sjuksystem 2 ingår fem byggnader varav Hus 2 är av intresse. Byggnaden beviljades bygglov år 1949. Byggnadens långsida visas i Figur 12.

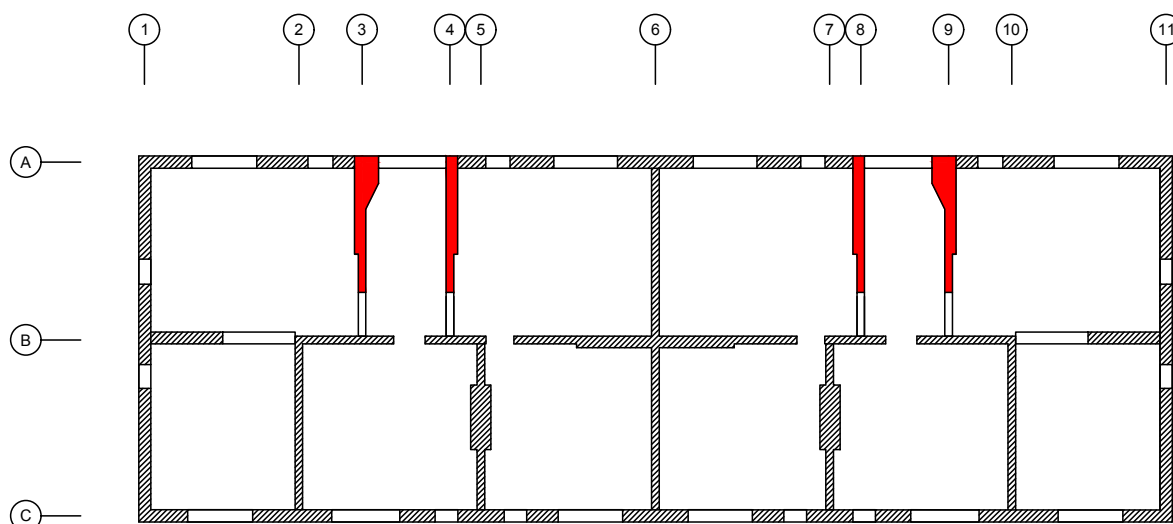


Figur 12 - Valt referensobjekt, Hus 2, Sjuksystem 2.

Hus 2 projekterades för att vara personalbostäder till anställda vid Skånes Universitetssjukhus i Lund, då Lunds Lasarett. Byggnaden är 12 meter bred och 34 meter lång med ett sadeltak. Byggnaden har fem våningar inklusive en inredd vindsvåning. Rumshöjden för källarplan, våningsplan, vindsplan är 2.4, 2.6 respektive 2.0 meter höga. Källarplanet ritades till att ha sällskapsrum, förråd, matkällare och en gemensam tvättstuga (Hammarskjöld Reiz, 1948a; 1948b; 1948e). Hus 2 har en planlösning lik den beskriven av Sangregorio (red.) (1978) och Stockholms Stads Förvaltning (1948), med 2–5 lägenheter per trapphus och genomgående bärande väggar.

4.3.1 Bärande system

Det vertikalt bärande systemet består i yttermuren av 1 ½-stens murat tegel där fasadmurningen består av ½ -stens fasadtegel och bakmurningen av 1-stens månghålstegel. Det är inte specificerat hur fasadmurningen fästs till bakmurnen eller om det är förbandsmurat. Vid beräkningar antas endast att bakmurningen är bärande. De bärande innerväggarna består av 1-stens flamtegel med volymvikten 1.6 kg/dm³. På ritningarna finns inte specificerat vilket murbruk som använts till ytter- och innermurar (Jönsson, 1949a). Den okulära besiktningen vid platsbesök tyder på att kalkcementbruk användes och att bruksfogarna sedan fogats om med kalkbruk. Förutom bärande yttermurar och innerväggar finns också två trappuppgångar i murverk vilket bidrar till byggnadens stabilitet (Jönsson, 1949b), se Figur 13.

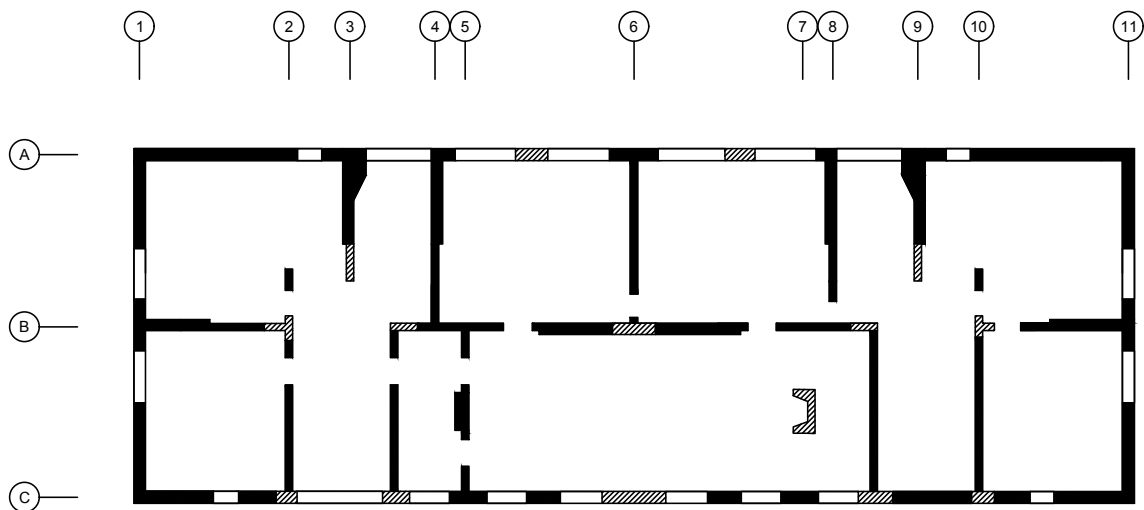


Figur 13 - Byggnadens vertikala system och trappuppgångar markerade i rött.

Taket består av takstolar i trä med en vinkel av 27° upplagda på yttermuren. Bjälklagen består av korsarmerade betongplattor med en tjocklek av 160 mm vilka gjöts med BTG 325E. Plattornas medeltryckhållfasthet efter 28 dagar ska vara 16 MPa enligt konstruktionsanvisningen. Överkantsarmering återfinns mellan ett urval plattor. Armeringen i plattorna har kvaliteten ST 44. Våningsbjälklagen är isolerade med 100 mm kalkgrus och 50 mm Tretong, en typ av lättbetong. Vindsbjälklaget är även isolerat med 100 mm cellbetong och sedan cementbruk på 50 mm (Jönsson, 1949a; 1949b)

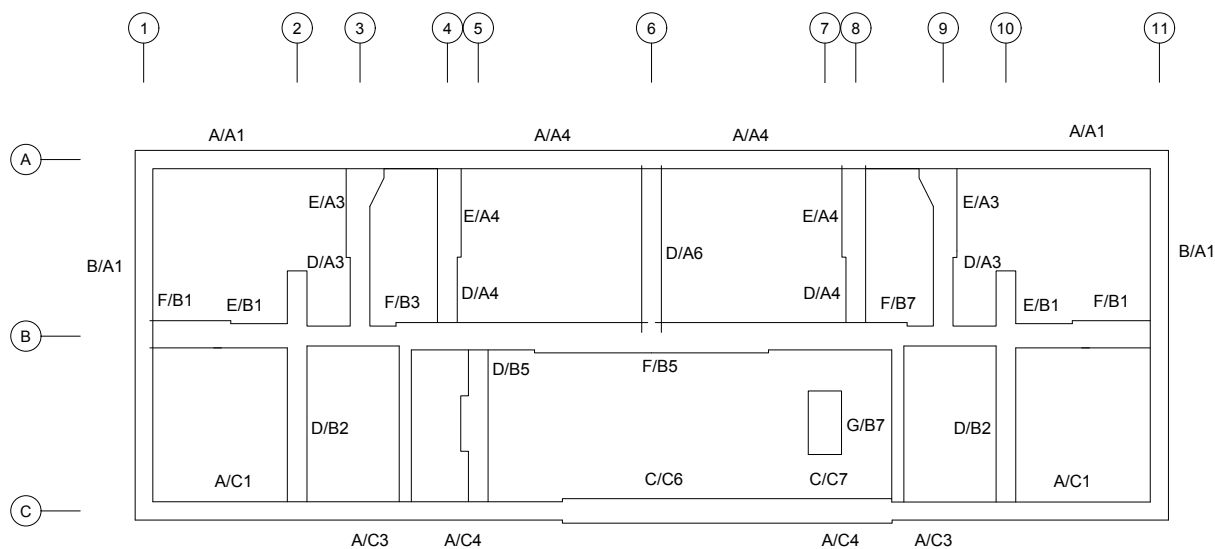
Bjälklagen är upplagda en halvsten in i yttermurarna. Detta medför att yttermuren belastas excentriskt. Alla fönster avväxlas antingen med betong- eller tegelbalkar. Vid mindre fönster, där spännvidden är kring 800mm, används tegelbalkar medan resterande fönsteröppningar har betongbalkar. Tegelbalkarna är armerade i underkant och muras med kalkcementbruk Nr. 1. Betongbalkarna är armerade i ovan- och underkant och med byglar (Jönsson, 1949a; 1949b).

Väggdelar och murpelare med särskilt hög belastning på stomplan 1 är murade med hårdbränt tegel och kalkcementbruk Nr. 1. Detta sker exempelvis mellan stomlinjer 6B och 6C där en 2 m hög, 6 meter lång betongbalk avväxlar ovanstående bärande väggar för att ge ett större rum på entréplan (Jönsson, 1949c). Väggar med hårdbränt tegel och kalkcementbruk Nr. 1 visas i Figur 14.



Figur 14 - Hårdbränt tegel med kalkcementbruk NR 1 på stomplan 1 är skrafferade. Resterande murverk markerat svart.

Slutligen består grunden av grundmurar och grundsulor av olika storlek under bärande ytter- och innerväggar. Den maximala markbelastningen är enligt ritningen av 250 kPa (Jönsson, 1949a; 1949c). Vid lastnedräkning och verifiering indexeras grundfundament efter fundamentstyp samt en horisontell och vertikal stomlinje de återfinns vid. Grundfundament av typ A-A vid stomlinje A1, visat i Figur 15 indexeras *A/A1*. För att undvika långa indexeringar inkluderas inte den stomlinje där linjefundamenten slutar.



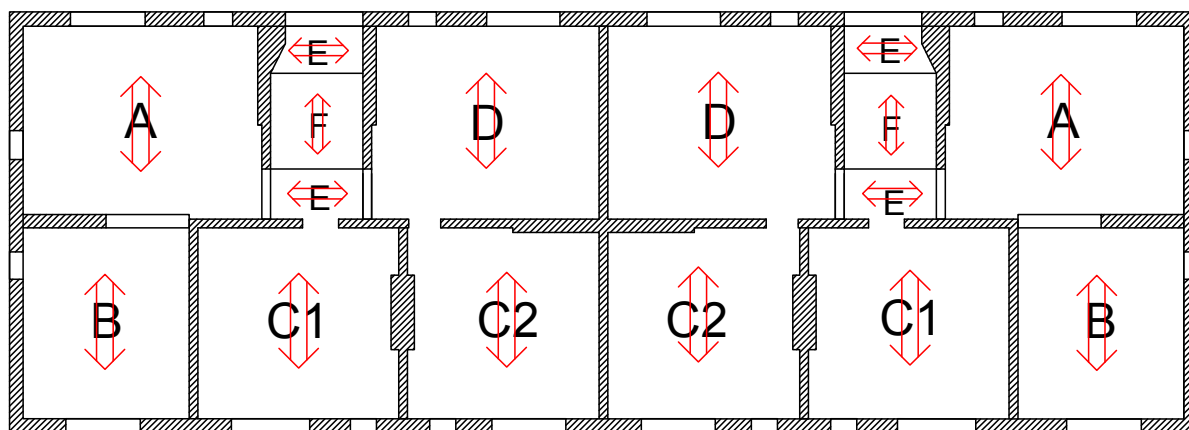
Figur 15 - Fundament med indexering och placering i byggnaden Sjukssystem 2.

Skjuvväggar indexeras med de stomlinjer de löper mellan. Fullständig geometri visas i *Appendix 13.1*.

4.4 Val av byggsystem för våningspåbyggnad

Det byggsystem som anses lämpligast för våningspåbyggnaden är en träregelstomme med mellanbjälklag av enkelspända balkar och takstolar. Träregelstommen är det byggsystem med minst tillkommande vertikalbelastning. En träregelstomme kan byggas som en platsbyggd stomme såväl som prefabricerad genom plan- och volymelement beskrivet i avsnitt 3.1.3. För att göra plats för påbyggnaden rivs vindsvåningen. Detta innebär att gavelväggarna av murverk samt murverket som bär upp takstolarna rivs för att erhålla en jämn yta med vindsbjälklaget, likt i avsnitt 3.1.3 och under ombyggnationen av Styrpinnen 15. Ytterväggen av våningspåbyggnaden livar med ytterväggen av den befintliga ytterväggen.

Våningspåbyggnad undersöks med en, två respektive tre tillkommande våningar. Utförandet med en tillkommande våning utformas samma med planlösning som befintlig byggnad, vilket innebär att väggar och bärlinjer placeras rakt ovan befintliga väggar och bärlinjer. Detta för att kunna föra ned laster direkt på befintliga vertikala bärverk som ett direkt parallellt system beskrivet tidigare av Amer och Attia (2017) i avsnitt 3.1. För utförandena med två respektive tre tillkommande våningar används enkelspända träbjälklag primärt upplagda på de längsgående stomlinjerna. I påbyggnadsscenarierna med två respektive tre våningar förs laster ner från de tillkommande träbjälklagen genom balkverkan enligt Figur 16.



Figur 16 - Spännriktning för träbjälklagen i varje påbyggnadsplan.

För samtliga fall används W-takstolar med 27° taklutning och tegelpannor. Detta för att behålla samma arkitektoniska uttryck som innan. Dimensioner på takstolar väljs enligt takstolshandboken (Svenskt Trä, 2021). För att undvika pålastning på kritiska centrala bärlinjer är dessa takstolar upplagda på de längsgående fasadväggarna med ett centrumavstånd på 1.2 m mellan takstolarna. Takstolarna medför att planlösningen på den översta våningen av våningspåbyggnaden kan utformas fritt.

Anslutningen mellan befintlig och ny del sker med en midja i betong, dimension 250x250mm. Detta för att kunna sprida ut lasterna till befintliga väggar likt referensprojekten Dadeln 23 och Styrpinnen 15. Betongmidjan placeras i linje med varje bärande vägg av den befintliga byggnaden för att fördela horisontallaster till samtliga väggar. Betongen medför att köldbrygga uppstår men den går att minska med en fasadskiva utanför midjan. En midja av limträ är möjligt rent konstruktionsteknisk, däremot uppstår byggnadsfysikaliska problem med hantering av köldbryggor och eventuella fuktproblem i trämidjan. Således undersöks endast en midja av betong.

Det befintliga vindsbjälklaget består av betong. Därför är det av intresse huruvida bjälklaget kan verifieras för ändrad användning och därmed tillkommande laster. Om vindsbjälklaget inte klarar av tillkommande laster är bjälklag av KL-trä ett möjligt alternativ. KL-bjälklaget kan då antingen ligga upplagt på en midja och därmed skapa ett installationsutrymme mellan påbyggnaden och den befintliga byggnaden, alternativt helt ersätta det befintliga vindsbjälklaget som då rivs. Detta blir i så fall en revision i linje med avsnitt 2 och del f) i SS-ISO 13822:2010 (SIS, 2020). I fallet med Sjuksystem 2 prioriteras minimering av tillkommande laster då det redan visats att grundläggningen kan vara problematisk vid påbyggnadsprojekt utifrån Triåfabriken 9, Dadeln 23 och Styrpinnen 15.

Då fasadmurarna i byggnaden är bakmurade med månghålstegel anses förankringsprincipen med dubb och expanderbruk använd i projekten Pahl 7, Dadeln 23 och Styrpinnen 15 ej vara lämplig. Förankring utformas därför med expanderbult infäst direkt i det befintliga betongbjälklaget. Dock redovisas beräkningsgång för förankring med dubb i tegel, eftersom detta kan vara tillämpligt i andra smalusprojekt.

4.5 Påbyggnads- och renoveringspaket

Fastigheten Sjuksystem 2 användes i ett projekt, utfört å Energimyndighetens vägnar (Farsäter et al., 2022), som referens för att undersöka olika energieffektiviserande åtgärders påverkan på byggnadens totala energibehov. Resultatet i rapporten var att installation av ett från- och tilluftsaggregat med värmeväxling, FTX, minskade fastighetens energianvändning med mellan 33 och 37%. Andra energieffektiviserande åtgärder som undersöktes var fönsterbyten från en- och tvåluftsfönster till 2+1-fönster där den inre kassetten är gasfylld. Denna åtgärd gav en

förbättring på 14% mot ursprungsfallet. Tilläggsisolering av fasaden resulterade i en förbättring på 11 till 14%, men bedömdes att inte vara helt okomplicerad eftersom det fanns ett kulturvärde i byggnadens funktionalistiska uttryck.

Renoveringspaketet som inkluderas i Sjuksystem 2 behöver därför enbart husera ett FTX-aggregat för att uppnå kravet enligt energitaxonomin på 30%. Utöver ett FTX-aggregat, innebär även en våningspåbyggnad med högre prestanda än den befintliga delen en viktning åt högre prestanda för byggnaden som helhet. Med det resonemanget finns det marginal i förbättringen av byggnadens energiprestanda mot kravet för hållbara investeringar. Luftväxlingsaggregatet Swegon Gold RX 08 har erforderlig luftflödeskapacitet avseende Boverkets hygienventilationsflöde för Sjuksystem 2 med tre tillkommande våningar. Aggregatet har en tyngd på knappt 4 kN och basdimensionerna 1x1.6m² (Swegon, 2022).

Yttervägg, innervägg och mellanbjälklag utformas i enighet med volymelementen från referensprojektet Tegeludden 9 (Moelven Byggmodul AB, 2010). Tyngderna för väggar innehåller syll och hammarband. Tillkommande egentyngder av påbyggnaden visas i Tabell 1.

Tabell 1- Tillkommande laster för våningspåbyggnaderna.

Konstruktionsdel	Sammansättning	Last
Yttervägg, EI60	Gips 2x13mm Regel/Mineralull 45x45 C/C600mm Regel/Mineralull 45x195 C/C600mm Regel/Mineralull 45x45 C/C600mm Fasadskiva 100mm Fasadbeklädnad plåt	1.078 kN/m
Innervägg, lägenhetsavskiljande REI90	Gips 2x13mm Regel/Mineralull 45x195 C/C600mm Gips 2x13mm	1.238 kN/m
Takstol, W	Tung taktäckning (0.6 kN/m ²) Ö175/U140mm	4.02 kN/m
Mellanbjälklag	Gips 2x13mm Glespanel 28x70 C/C400mm Ljudisolering 95 mm Balkar 45x145mm C/C1200mm Plywood 12mm	0.626 kN/m ²

	Balkar/Minull 45x220mm C/C600mm Spånskiva + Parkett	
Midja	250x250mm	1.5 kN/m

5 Laster och materialegenskaper vid verifiering

I avsnitt 5 behandlas kompletterande information enligt punkt c) i standard SS-ISO 13822:2010 (SIS, 2010). Material och laster identifieras för att ge tillräcklig information för att kunna genomföra tillfredsställande bärverksanalys.

Boverket (2020) har sammanställt rekommendationer för implementering av nuvarande och äldre byggnormer vid ingrepp på befintliga byggnader, däri inkluderat påbyggnadsarbeten. I regel gäller nybyggnadskraven för påbyggnadsarbetena, medan andra normer kan gälla för den befintliga byggnaden. Byggnormer verkställda mellan 1975 och nutid är direkt jämförbara då normernas säkerhet ligger på last- och materialsidan, där laster med 50 års återkomsttid används. För byggnormer som användes tidigare får byggnormens verifieringsmodell användas medan laster verkande på byggdelar ska uppdateras. Detta givet att likvärdigt säkerhetsindex kan erhållas. I dessa byggnormer låg säkerheten på materialsidan där de tillåtna spänningarna i materialen var låga i förhållande till dagens normer (ibid.). För byggnader uppförda innan landsomfattande byggnormer kan det vara svårt att hitta de lokala föreskrifter som byggnaden med största sannolikhet uppförts efter. I sådana fall ska bärverket i första hand uppfylla nybyggnadskrav i EKS 12 och Eurokod. Om detta ej möjliggör åtgärden kan avsteg från dessa normer göras i enighet med EKS 12 (Boverket, 2022), 34 §. Tillåtna avsteg bedöms enligt standard SS-ISO 13822:2010 (SIS, 2010). Boverket (2020) rekommenderar att konservativa antaganden ska göras vid hantering av okända materialegenskaper. Vidare bör bärverkets geometri, verkningssätt och eventuella brister identifieras. Avslutningsvis understryker myndigheten att nya krav kan ställas avseende robusthet vid ombyggnad och tillbyggnad i de fall att byggnaden uppförts innan 1975 när olyckslaster infördes i de svenska regelverken (ibid.)

5.1 Framtagande av laster

Dimensionerande laster måste vid verifiering av bärverk uppdateras till dagens standarder. Bedömning av lasternas påverkan mellan dåvarande och nuvarande norm kan vara av intresse. För exemplifiering görs detta vid kontroll av markpåkänning i grundläggningsnivån som kan utläsas efter lastnedräkning i de två aktuella normerna, BABS46 och EKS12. Tungheter framstår som oförändrade normer emellan.

5.1.1 Laster enligt BABS46

Laster som presenteras i följande avsnitt är samtliga hämtade ut den byggnadsstandard som var gällande under uppförande av Sjuksystem 2. Även beräkningsmetodik för eventuella avdrag av laster vid lastnedräkning presenteras.

Nyttiga laster i den dåvarande byggnadskoden uppgår för bostäder och kontorslokaler, vilka majoriteten av bjälklagsytorna i Sjuksystem tillhör, uppgår till 2 kN/m^2 . För vindsbjälklag är intervallet $1.0\text{--}1.5 \text{ kN/m}^2$. Dock tillåter normen reduktion av lasten som verkar på bärverk bärande fler bjälklag än ett. Normen ger villkoret att reduktionen får göras till 75%, det vill säga till 0.5 kN/m^2 per bjälklag. Dock får summan av lasterna från respektive vånings bjälklag inte understiga 2 kN/m^2 (Kungliga Byggnadsstyrelsen, 1946).

Under dåvarande norm var Sverige även då indelat i snölastzoner, om än grövre än i dagens normer. För södra Sverige söder om den på karta räta linjen mellan Uppsala och Strömstad, utom kustnära områden, gäller snölasten 1 kN/m^2 (Kungliga Byggnadsstyrelsen, 1946). Avseende Sjuksystem 2 måste bedömningen huruvida Lund betraktas som formulerat i normen som en del av "kustrakterna" i Skåne göras. Om en ort tillhör "kustrakterna" ska snölasten 0.5 kN/m^2 tillämpas. Då ingen tydligare formulering kan erhållas bör försiktighetsprincipen gälla och därmed används 1 kN/m^2 för fallstudien Sjuksystem 2.

I dåvarande norm användes lastkombinationer i begränsad utsträckning, men två olika lastfall skulle undersökas vid verifiering av bärverk. Den första lastkombinationen kallades "Vanligt belastningsfall" där framtagna laster för egentygder, nyttiga laster och snölaster summerades utan koefficienter som jämnt utbredda laster. Den andra lastkombinationen avsåg "Exceptionellt belastningsfall". Inom denna lastkombination inkluderades de nyttiga lasternas och snölasternas mest ogynnsamma placering tillsammans med vindlaster (Kungliga

Byggnadsstyrelsen, 1946). Vid ”Exceptionellt belastningsfall” tilläts även förhöjda tillåtna spänningar i de påverkade materialen i det undersökta bärverket. I jämförelse av normer i fallstudien tillämpas ”Vanligt belastningsfall”.

5.1.2 Laster enligt EKS12

I EKS 12 är nyttiga laster, likt tidigare byggnadsnormer, tabellerade beroende på ytans användningsområde. För bostadsbjälklag är den karakteristiska lasten likt tidigare norm 2.0 kN/m². För vindsbjälklag anges inom intervallet 0.5–1.0 kN/m² (Boverket, 2022). Laster verkande på bjälklag får reduceras med en faktor α_A beroende på det undersökta bjälklagets storlek och lastens reduceringsfaktor avseende dess femårsvärde, ψ_0 , SS-EN 1991-1-1 (2002b):

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \cdot \psi_0 + \frac{A_0}{A_{Bj}} \quad (5.1)$$

Där $A_0 = 10\text{m}^2$. Även den nyttiga lasten på vertikala element kan reduceras om lasten kommer från fler än 2 våningar, SS-EN 1991-1-1 (SIS, 2002b), där n representerar antalet våningar med tillkommande nyttig last:

$$\alpha_a = \frac{2 + (n - 2) \cdot \psi_0}{n} \quad (5.2)$$

I EKS12 är Sverige uppdelat i ett antal snölastzoner. Lund tillhör snölastzonen 1.5 kN/m². Dessa värden kan därefter justeras med faktorer för vindexponering, termiskt läckage genom yttertak och faktorer för snöansamling vid lutande tak (Boverket, 2022).

5.1.3 Laster vid verifiering av Sjuksystem 2

Använda variabla laster i fallstudien Sjuksystem 2 visas i Tabell 2.

Tabell 2 - Variabla laster vid verifiering av Sjuksystem 2.

Last	Storlek (kN/m ²)	Notis	Norm
$Q_{k,n,1}$	1.0	Nyttig last - Vindsbjälklag	BABS46
$Q_{k,n,2}$	1.0	Nyttig last - Vindsbjälklag	EKS12
$Q_{k,n,3}$	0.5	Reducerad nyttig last – Bostadsbjälklag	BABS46
$Q_{k,n,bjl}$	2.0	Nyttig last - Bostadsbjälklag	EKS12
S_k	1.5	Snölast	EKS12
S_{BABS46}	1.0	Snölast	BABS46

Densiteter för beräkning av egentygder i fallstudien Sjuksystem 2 visas i Tabell 3.

Tabell 3 - Densitet av egenttynder.

Material	Densitet (kg/m ³)	Källa
Betong	2400	SS-EN 1991-1-1
Cellbetong	350	BABS46
Cementbruk	2100	BABS46
Kalkgrus	1300	BABS46
Tretong	500	BABS46
Tegel	1600	(Jönsson, 1949a)
Månghålstegel	1200	(Jönsson, 1949a)

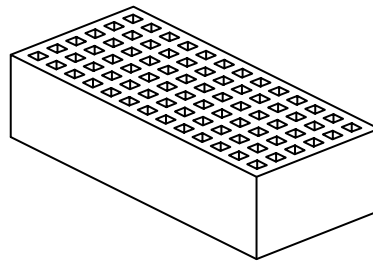
5.2 Materialegenskaper

5.2.1 Översättning av murverk mellan normer

Vid provning av tegel ställde dåvarande norm för leverans och provning av murtegel, hållfasthetskrav på tegelstenar baserat på volymvikt (Svenska Teknologföreningen, 1942). Vid provning skulle ett urval av stenar vars mängd berodde på det producerade partiets storlek göras. Av dessa trycktestades därefter 10 st tegelstenar där erhållen hållfasthets medeltal noterades. För lätttegel med volymvikten 1.6 kg/dm³ var det undre kravet på medeltryckhållfasthet 20 MPa och det övre kravet 22.5 MPa (Svenska Teknologföreningen, 1942). Även hårdbränt tegel användes under tiden. Provningar av tegeltypen från tiden visar på en medeltryckhållfasthet 30 MPa (Sveriges Tegelindustriförening, 1935). I fallstudien Sjuksystem 2 tillämpas tryckhållfastheten 20 MPa för innerväggar och 30 MPa för väggar med hårdbränt tegel, se Figur 14.

Under 40-talets bostadsbyggande började man använda sig av månghålstegel som stommaterial i byggnader (Sveriges Tegelindustriförening, 1946). Tegelstenarna innehöll en andel genomgående vertikala hål, 15–25% av volymen (Tegelindustrins Centralkontor AB, 1957), som gav stenarna ökad värmeisolerande förmåga relativt vanligt murtegel (Kungliga Byggnadsstyrelsen, 1950). Månghålstegel visas i Figur 17. Vanligt format på tegel i syd- och sydvästra Sverige är densamma som kom att bli svensk standard (Paulsson (red.), 1936). Experiment utförda vid Statens provningsanstalt antyder att månghålstegel har en högre stenhållfasthet än massivtegel på grund av ökad genombrändhet men att murverket som helhet blir svagare på grund av den mindre kontaktytan mellan bruk och tegel (Sveriges

Tegelindustriförening, 1954). Först i BABS60 inkluderades murverkstypen med hållfasthetsvärden i Sveriges byggnormer (Kungliga Byggnadsstyrelsen, 1960). Då hålvolymen i månghålstegel, 78-hål, var mellan 15–25% inkluderas tegeltypen i dagens materialgrupp 1 enligt avsnitt 3 i standard SS-EN 1996-1-1 (SIS, 2012). Tryckhållfastheten för månghålstegel reduceras med hänsyn till medeltryckhållfastheten av lättegel med samma bulkdensitet. Reduktionsfaktorn är ekvivalent med hålvolymen 25%. Därmed får månghålsteglet i Sjuksystem 2 tryckhållfastheten 15 MPa.



Figur 17 - Månghålstegel, 78-hål.

Enligt dåvarande norm ställdes krav på kalkbruk och när murning fick förekomma. Murning fick ej förekomma om temperaturen var under 0°C. Vidare var de normerade proportionerna mellan kalk och sand vid tillredning av kalkbruk 1:3 volymandelar (Kungliga Byggnadsstyrelsen, 1948). Kalkbrukets tryckhållfasthet med luftkalk med ovan givna proportioner 1:3, har en medeltryckhållfasthet mellan 0.5 och 0.8 MPa. Är kalkbruket av svag hydraulisk karaktär kan tryckhållfastheterna uppnå 1.0 till 1.5 MPa (Paulsson (red.), 1936). Dock är dessa prover gjorda efter dåvarande standardiserad betongprovningmetod med brukskuber om 70 mm. Detta höga format motsvarar ej verklighetens bruksfogar. Dagens provningsformat för bestämning av tryckhållfasthet enligt materialstandard SS-EN 1015–11:2019 (SIS, 2019) håller formatet 40x40x10mm³. Det mindre formatet kan ha en påverkan på vilken tryckhållfasthet som kan erhållas vid provning. Senare provningar utförda av Pavia et al. (2015) visar på att luftkalkbruk med ovan angivna volymandelar efter 28 dagar erhåller en medeltryckhållfasthet på 0.6 MPa, men att denna ökar till 1.4 MPa efter sex månader. Efter denna tidsperiod stannar hållfasthetsökningen av. Luftkalkbruk med dessa proportioner har därmed en tryckhållfasthet inom intervallet M0.5 till M1 (Gustavsson, u.å.). I fallstudien Sjuksystem 2 genomförs beräkningar med låghållfast bruk M0.5 i alla murverk förutom vid tegelbalkar och där hårdbränt tegel finns.

För låghållfasta bruk kan det vara svårt att bedöma andra materialhållfastheter än tryckhållfasthet vid provning. Vid provning av murverksprovkroppar med kalkbruk vid Teknologisk Institut i Århus kunde varken böjhållfasthet eller initial skjuvhållfasthet tas fram på grund av kalkbrukets låga vidhäftning (Teknologisk Institut, 2013). Eurokod tillåter då applicering av nationella standarder i vilka dimensioneringshandboken MUR90 ingår. Enligt handboken kan böj- respektive initial skjuvhållfasthet sättas till 3–6% av murverkets sammansatta tryckhållfasthet parallellt med murverkets liggfogar. Vinkelrätt murverkets liggfogar är böjhållfastheten däremot 10–20% av murverkets sammansatta tryckhållfasthet (Sveriges Tegelindustriförening, 1990). För fallstudien tillämpas 3 respektive 10% av den sammansatta tryckhållfastheten.

De andra standardiserade brukstyperna vid uppförandet av Sjuksystem 2 var kalkcementbruk Nr. 1 och kalkcementbruk Nr. 2. Den första av brukstyperna innehöll lika delar luftkalk- och cementbruk med fyra delar sand, medan den andra innehöll dubbla mängden luftkalk mot cementbruk och fyra delar sand (Kungliga Byggnadsstyrelsen, 1950). De moderna beteckningarna är KC11/4 respektive KC21/4 och motsvarade 60-talets bruksklasser B respektive C (Gustavsson, u.å.) eller dagens hållfasthetsklasser M2.5 och M1.0 (Molnár & Gustavsson, 2016). Därmed används M2.5 vid murverken för tegelbalkar och hårdbränt tegel i fallstudien för Sjuksystem 2.

För bedömning av partialkoefficienter för omräkning av karakteristiska hållfasthetsvärden till dimensionerande måste murverkets kategori och utförandeklass bestämmas. Murverken tillhör kategori II då medelvärden används enligt standard SS-EN 771-1:2011 (SIS, 2011). Utförandeklassen bedöms enligt EKS 12 (Boverket, 2022) där utförandeklass 1 erhålls om ansvarig arbetsledare både har utbildning och erfarenhet av murningsarbeten, medan utförandeklass 2 erhålls om denne enbart har erfarenhet. Retroaktivt kan det inte säkerställas att arbetsledare med specifik utbildning i murningsarbeten har lett arbetena på Sjuksystem 2. Ett argument kan dock göras för att yrkesskickligheten inom murningskrået var bättre förr. Av den anledningen appliceras partialkoefficienten för murverksarbeten av utförandeklass 1 i fallstudien för Sjuksystem 2. Detta medför att partialkoefficienten får värdet $\gamma_m = 2.3$ i Tabell H-1 (ibid.).

5.2.2 Översättning av armerad betong mellan normer

En konstruktionsritning för Sjuksystem 2 (Jönsson, 1949a) föreskriver att information som inte finns tillgänglig på ritning avseende betong och stål ska inhämtas från rådande Cement- och Betongbestämmelser samt Järnbestämmelser. Hantering av dåvarande material görs därmed utifrån:

- Statliga Cement- och Betongbestämmelser. SOU 1934:17.
- Normalbestämmelser för Järnkonstruktioner till Byggnadsverk. SOU 1938:37.
- Tillägg nr. 1 till Statliga Cement- och Betongbestämmelser. SOU 1942:44.
- BABS46.

Under perioden 1941–1949 tilläts produktion av ersättningscement i Sverige med anledning av bristen på tillgängligt koks i samband med kriget (Fagerlund, 2010). Cementtypen, även benämnd "E-cement", innehöll en hög andel kalkpulver som utfyllnad. Proportionerna i cementen var 65% Portlandcement och 35% kalkfyller (Strömberg, 1948). På grund av detta är dagens Eurokod-dokument ej direkt tillämpliga för betong tillverkad med cementtypen avseende materialhållfastheter. Fagerlund (2010) menar att hållfasthetsmässigt motsvarar ersättningscementen dagens B-portlandcement. Medeltryckhållfastheten för Sjuksystem 2:s betong med E-cement har en förväntad medeltryckhållfasthet på 16 MPa efter 28 dygn (Jönsson, 1949a). Dock är grunden för dimensionering i Eurokod grundad på karakteristiska värden av hållfastheter, ej medelvärden. På grund av osäkerheterna och bristen på översättningsdokument mellan äldre och nya normer används tillåtna spänningar enligt Tillägg nr. 1 till de Statliga Cement- och Betongbestämmelser (1942). Här anges tillåtna tryckspänningar orsakade av böjmoment som en andel av betongens medelkubhållfasthet efter 28 dygn enligt:

$$f_{cd} = 0.28 \cdot \sigma'_{B28}$$

De tillåtna böjspänningarna är därmed $f_{cd} = 4.5$ MPa för betongen i fallstudien för Sjuksystem 2. Dessa tillåtna spänningar bedöms följa försiktighetsprincipen då de är under de hållfasthetsvärden som tillåts i dagens standarder.

Då inget explicit står om betongbjälklagens täcksikt i byggnadens konstruktionsanvisningar (Jönsson, 1949a) tillämpas vid uppförande rådande normer för att bestämma tvärsnittets utseende. Enligt Tillägg nr 1 till de Statliga Cement- och Betongbestämmelserna (1942) bör täcksiktet för kamstänger ej underskrida 1.5 gånger diametern av armeringen. Dock får täcksiktet hos betongplattor ej vara mindre än 10 mm (Statliga Cement- och Betongbestämmelser, 1934). Avseende armering var rundstång den dominerande

armeringstypen. Enligt dåvarande standard var den godkända undre sträckgränsen för den föreskrivna stålsorten ST 44, 260MPa (Kungliga Byggnadsstyrelsen, 1946). Stålsorten ST 44 närmast jämförbar med dagens konstruktionsstål S275 (BE Group AB, 2016). Vid beräkningar för fallstudien appliceras därmed samma partialkoefficient som för S275 vid reduktion av sträckgränsen hos ST 44 vid verifiering. Elasticitetsmodulen för stålsorten ST 44 är 210 GPa (Järnbestämmelser, 1938).

5.2.3 Översättning av normer för markbelastning

I BABS46 beskrivs det att undersökningar som sondering till fast botten och oomrörda prov från olika jordlager ska utföras vid nybyggnadsprojekt (Kungliga Byggnadsstyrelsen, 1946). Om några undersökningar har utförts innan bygget av Sjuksystem 2 går inte att avgöra. Under urvalsprocessen i Lund identifierades att alla möjliga referensprojekt hade samma tillåtna markpåkänning på 250 kPa. Dessa faktorer medför att den maximala markbelastningen på 250 kPa är en osäker siffra. Då ingen annan fakta finns tillämpas 250 kPa i fallstudien.

5.2.4 Materialegenskaper vid verifiering av Sjuksystem 2

I Tabell 4 nedan sammanställs samtliga materialegenskaper som kommer att användas vid verifiering av fallstudien Sjuksystem 2.

Tabell 4 - Materialegenskaper vid verifiering av Sjuksystem 2.

Beteckning	Värde	Enhet	Notis
$f_{b,iv}$	20	MPa	Tryckhållfasthet - lättegel
$f_{b,yv}$	15	MPa	Tryckhållfasthet – Månghålstegel, 75% av lättegel
$f_{b,hb}$	30	MPa	Tryckhållfasthet – Hårdbränt tegel
$f_{m,kb}$	0.5	MPa	Tryckhållfasthet - Kalkbruk
$f_{m,KC1}$	2.5	MPa	Tryckhållfasthet – Kalkcementbruk NR1
$f_{vk0,KC1}$	0.2	MPa	Initial skjuvhållfasthet – Kalkcementbruk NR1
γ_m	2.3	-	Partialkoefficient – Valfritt bruk + Kategori II + Utförandeklass 1
f_{cd}	4.5	MPa	Dimensionerande tryckhållfasthet - Betong

f_{yd}	260	MPa	Sträckgräns - St 44
E_s	210	GPa	E-modul - St 44
σ_{max}	250	kPa	Maximal markpåkänning

6 Verifiering av befintliga bärverk vid våningspåbyggnad

Följande avsnitt behandlar punkt d) enligt standard för tillståndsbedömning SS-ISO 13822:2010 (SIS, 2010). Relevanta verifieringsmodeller för initiala handberäkningar vid bärverksanalys identifieras. Vid verifiering av Sjuksystem 2 görs följande kontroller:

- a) Lastnedräkning till grundläggningsnivå utan påbyggnad i både BABS46 och EKS12 för att undersöka skillnader mellan normer och kritiska stomlinjer.
- b) Verifiering av global stabilitet vid olika påbyggnadsscenarier.
- c) Verifiering av befintligt vindsbjälklag för ändrad användning.
- d) Verifiering av balkar i fasad vid olika påbyggnadsscenarier.
- e) Verifiering av murpelare vid olika påbyggnadsscenarier.
- f) Verifiering av skjuvväggars tvärkraftskapacitet vid olika påbyggnadsscenarier.
- g) Verifiering av förankring mellan ny och konstruktion vid olika påbyggnadsscenarier.
- h) Verifiering av robusthet enligt rådande befintlig byggnadsnorm.

6.1 Materialegenskaper enligt EKS12

Murverks karakteristiska tryckhållfasthet f_k beräknas enligt SS-EN 1996-1-1:2005 (SIS, 2012) som:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3} \quad (6.1)$$

Där f_b och f_m är medeltryckhållfastheten för mursten respektive murbruk. Värdena på konstanten K beror av vilken mursten samt bruktyp som murverket består av och bestäms enligt Tabell 3.3 i SS-EN 1996-1-1:2005 (SIS, 2012). Alla murverk i Sjuksystem 2 tillhör grupp 1. Detta medför att konstanten får ett värde av $K=0.55$. Det dimensionerande värdet erhålls genom att dividera den karakteristiska tryckhållfastheten med partialkoefficienten $\gamma_m = 2.3$.

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (6.2)$$

Murverks karakteristiska skjuvhållfasthet f_{vk} beräknas enligt SS-EN 1996-1-1:2005 (SIS, 2012) som:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d \quad (6.3)$$

Dock högst $0.065 f_b$ eller f_{vt} .

Där f_{vk0} är karakteristisk initial skjuvhållfasthet vid tryckspänningen noll. Den beror av murstenstyp och hållfasthetsklass på murbruk och bestäms enligt Tabell 3.4 i SS-EN 1996-1-1:2005 (SIS, 2012). Variabeln f_{vt} är ett gränsvärde för den karakteristiska skjuvhållfastheten och är 1 MPa för murstenarna i Sjuksystem 2. Parametern f_b är teglets normaliserade tryckhållfasthet. Sista variabeln σ_d är den dimensionerande normalspänningen orsakat av

lasteffekter, vinkelrätt mot skjuvriktningen i den tryckta delen av en vägg. Värdet för murverk av kalkbruk på f_{vk0} existerar inte varken i Eurokod 6 eller EKS12. Enligt avsnitt 5.2.1 är den initiala skjuvhållfastheten 3–6% av den karakteristiska tryckhållfastheten. Värdet 3% tillämpas vilket ger:

$$f_{vk0} = 0.03 \cdot f_k \quad (6.4)$$

Den dimensionerande skjuvhållfastheten beräknas på samma sätt som för ekv. 6.2:

$$f_d = \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \quad (6.5)$$

Enligt SS-EN 1996-1-1:2005 (SIS, 2012) ska murverks karakteristiska böjhållfasthet beaktas enligt två olika fall. Fallen är böjhållfasthet med brottplanet parallellt och vinkelrätt liggfogarna, f_{xk1} och f_{xk2} . Värdet för murverk av kalkbruk på f_{xk1} och f_{xk2} existerar inte i Eurokod 6 eller EKS12. Enligt avsnitt 5.2.1 är f_{xk1} och f_{xk2} 3–6% respektive 10–20% av den karakteristiska tryckhållfastheten för murverk. Värdena 3% och 10% används vilket medför:

$$f_{xk1} = 0.03 \cdot f_k \quad (6.6)$$

$$f_{xk2} = 0.10 \cdot f_k \quad (6.7)$$

Den dimensionerande böjhållfastheten beräknas på samma sätt som innan:

$$f_{xd1} = \frac{f_{xk1}}{\gamma_m} \quad (6.8)$$

$$f_{xd2} = \frac{f_{xk2}}{\gamma_m} \quad (6.9)$$

Murverkets E-modul kan beräknas enligt SS-EN 1996-1-1:2005 (SIS, 2012) med följande samband:

$$E = K_E \cdot f_k \quad (6.10)$$

Där f_k är murverkets karakteristiska tryckhållfasthet och K_E bestäms enligt EKS 12 (Boverket, 2022), där $K_E=500$ gäller för massiv tegelsten och håltegel.

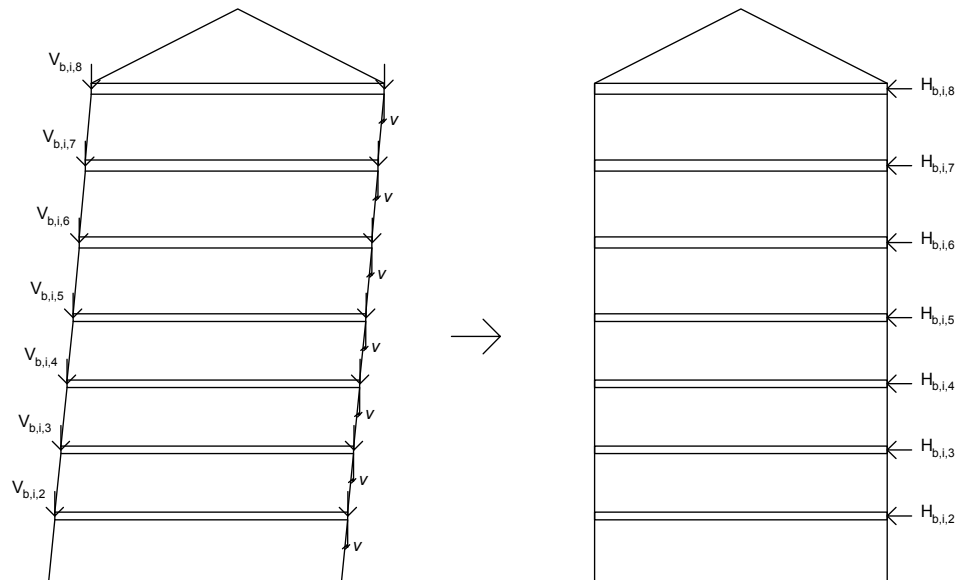
6.2 Global stabilitet

Imperfektioner ska beaktas vid dimensionering av bärverk enligt SS-EN 1996-1-1:2005 (SIS, 2012). Effekterna av imperfektioner medför att bärverk har en lutning. Lutningens vinkel beräknas som:

$$v = \frac{1}{(100 \cdot \sqrt{h_{tot}})} \quad (6.11)$$

Där vinkeln är i radianer och h_{tot} är byggnadens totalhöjd. Horisontallasten orsakat av imperfektioner beräknas genom att multiplicera den totala vertikallasten från varje våning med

vinkeln. Den resulterande horisontallasten från lutningen ska adderas till övriga laster och används vid verifiering av byggnadens totala stabilitet och tvärväggarnas tvärkraftskapacitet vid anblåsning mot långsidan. Horisontallasterna som påverkar Sjuksystem 2 visas i Figur 18.



Figur 18 - Stjälpande horisontallaster av imperfektioner till bjälklag.

Enligt SS-EN 1996-1-1:2005 (SIS, 2012) ska murverksväggar vara tillräckligt stagade mot svaj alternativt att det beaktas genom beräkning. Svaj behöver inte beaktas för avstyvande vertikala murverksväggar om följande uttryck uppfylls:

$$h_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\sum EI}} \leq 0,6 \quad \text{för } n \geq 4 \quad (6.12)$$

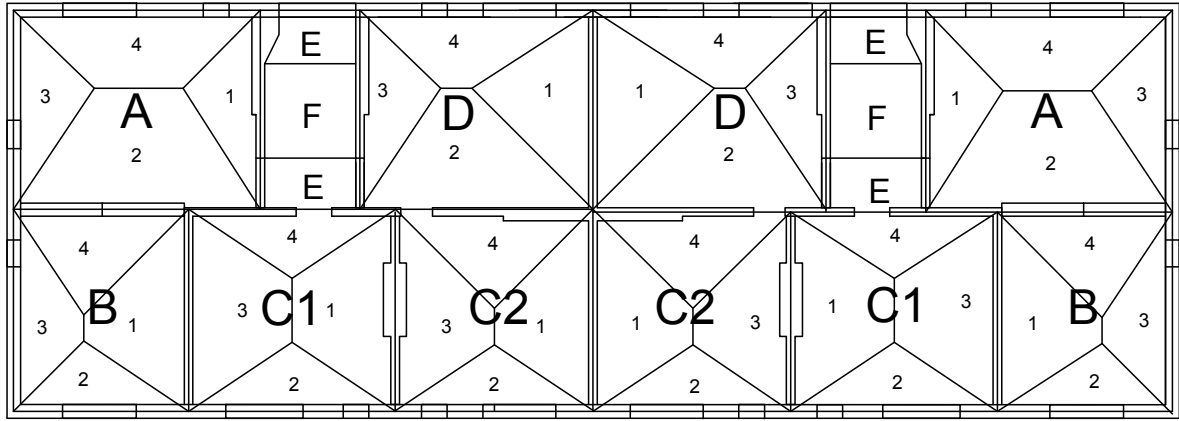
$$\leq 0,2 + 0,1n \quad \text{för } 1 \leq n \leq 4$$

Där h_{tot} är byggnadens totalhöjd från grundens ovankant, N_{Ed} är dimensionerande vertikal last vid byggnadens nederkant, $\sum EI$ är summan av alla böjstyvheter för avstyvande vertikala murverksväggar i betraktad riktning och n är antalet våningar.

Kontroll av stagning mot svaj sker för en, två och tre extra våningar. Global stabilitet kontrolleras genom att undersöka om den stabiliserande grundreaktionen ligger inom byggnadens kärngräns, $B/6$ (Svenskt Trä, 2017).

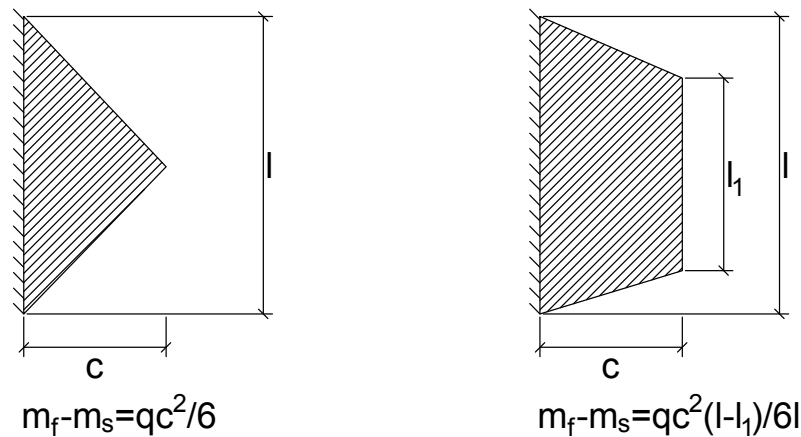
6.3 Betongplattor

Plattorna verifieras med hjälp av brottlinjeanalogi och beror av plattornas inspänningsförhållande. I de fall plattan är överkantsarmerad tillämpas fast inspänd kant och annars fritt upplagd kant. Brottlinjerna för bjälklagen i Sjuksystem 2 visas i Figur 19.



Figur 19 - Brottlinjer vid verifiering av vindbjälklag för stomplan 1-4.

Dimensionerande moment för plattor kan beräknas genom handberäkningar enligt strimlemetoden eller brottlinjemetoden. För Sjuksystem 2 används strimlemetoden framtagen av Hillerborg (1974) vilket också är på säkra sidan jämfört med brottlinjeteorin. Enligt metoden beräknas det summerade medelmomentet för stöd och fält baserat på brottytans utseende. De två aktuella fallen för brottytutseende visas i Figur 20.



Figur 20 - Brottytutseenden och tillhörande momentdifferenser enligt strimlemetoden.

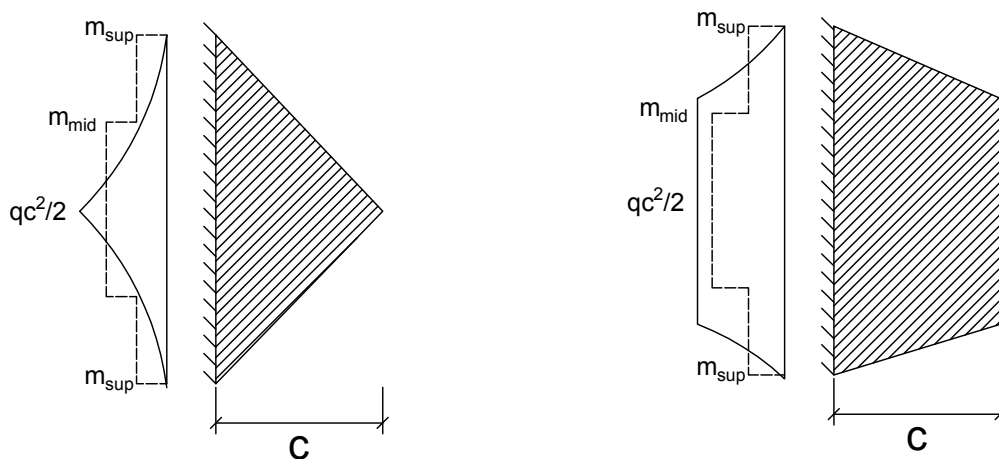
För triangulära brottytor beräknas momentet enligt följande där c är den triangulära brottytans höjd från dess bas vid plattstödet.

$$m_f - m_s = \frac{q \cdot c^2}{6} \quad (6.13)$$

För brottytor med formen av en parallelltrapets beräknas medelmomentet enligt följande där c är höjden av parallelltrapetsen från dess bas vid stödet. Variabeln l är längden på parallelltrapetsen längs med dess stöd och l_1 är längden på den kortare ”toppen” av geometrin.

$$m_f - m_s = \frac{q \cdot c^2 \cdot (l + 2 \cdot l_1)}{6 \cdot l} \quad (6.14)$$

Om två brottytor med fasta inspänningar är motriktade varandra måste ett antagande om momentfördelningen mellan stöd och fält göras. Enligt elastisk balkteori är förhållandet mellan fält- och stödmoment 1:2 för en balk med ett fack fast inspänd i båda ändar. Med den informationen kan fält- respektive stödmoment lösas ut ur differensen. Är stödet till brottytan fritt upplagt uppkommer inget stödmoment och fältmomentet kan lösas ut utan antaganden. Hos plattor är det olika mängd last som fördelas till olika partier av plattstöden. Med antagandet att momentet varierar vinkelrätt mot undersökt spännriktning, principiellt visat i Figur 21, med mindre last och därmed moment som förs vidare vid stöd.



Figur 21 - Omfördelning av moment i delstrimlor enligt strimlemetoden.

Omfördelad momentbelastning i fält- och stöd för de yttre delstrimlorna beräknas som:

$$m_{f,sup} = \frac{m_f}{1.5} \text{ (kNm/m)} \quad (6.15)$$

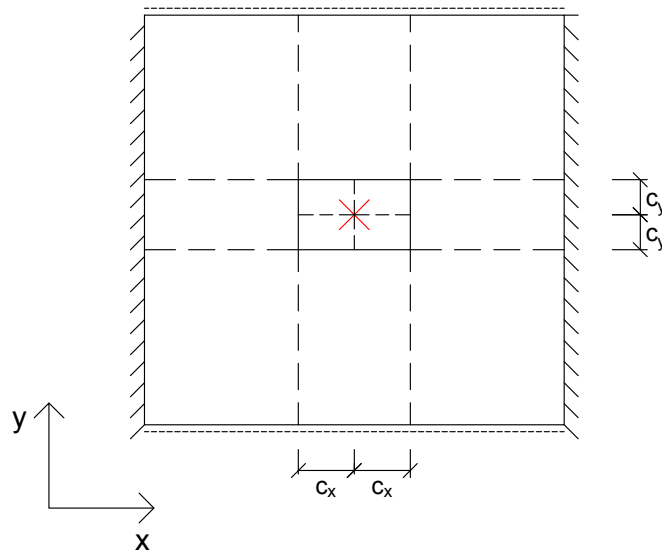
$$m_{s,sup} = \frac{m_s}{1.5} \text{ (kNm/m)} \quad (6.16)$$

Det större momentet vid mitten av plattan beräknas enligt följande, där l är längden på brottytans stöd. Mittendelstrimlorna får ett omfördelat dimensionerande moment enligt:

$$m_{f,mid} = \frac{m_f \cdot l - m_{f,sup} \cdot \frac{l}{2}}{\frac{l}{2}} \text{ (kNm/m)} \quad (6.17)$$

$$m_{s,mid} = \frac{m_s \cdot l - m_{s,sup} \cdot \frac{l}{2}}{\frac{l}{2}} \quad (kNm/m) \quad (6.18)$$

Beräkning av FTX-aggregatets påverkan hanteras som en punktlast med hjälp av en utökning av strimlemetoden beskriven av (Hillerborg, 1974). Punktlasten hanteras genom att tillämpa en fördelningsplattdel varvid momentet beräknas i två olika riktningar inom fördelningsplattdelen. Fördelningsplattdelen antas vara lika stor som aggregatet. Det dimensionerande momentet beräknas med hjälp av superpositionering av jämt utbredd last adderat med påverkan från punktlast. Aggregatet ska enligt SS-EN 1991-1-1 (SIS, 2002) placeras på minst gynnsam position, det vill säga i mitten av plattan, se Figur 22. Dessutom ska aggregatet beräknas som egentyngd.



Figur 22 - Placering av FTX-aggregat enligt metod beskriven av Hillerborg (1974).

Fältmomenttillskottet beräknas genom att anta hur stor andel av den tillkommande punktlasten som tas upp i respektive riktning.

$$q_{fd} = \frac{q_{d,FTX}}{4 \cdot c_x \cdot c_y} \quad (kN/m^2) \quad (6.19)$$

Det antas att 2/3 av lasten bärs i x-riktningen och 1/3 i y-riktningen på grund av inspänningsförhållandet.

$$q_x = \frac{2}{3} \cdot q_{fd} \quad (kN/m^2) \quad (6.20)$$

$$q_y = \frac{1}{3} \cdot q_{fd} \quad (kN/m^2) \quad (6.21)$$

Punktlasternas storlek i respektive riktning beräknas därmed enligt:

$$P_x = 4 \cdot q_x \cdot c_x \cdot c_y \quad (kN) \quad (6.22)$$

$$P_y = 4 \cdot q_y \cdot c_x \cdot c_y \text{ (kN)} \quad (6.23)$$

Momentet parallellt med y- respektive x-riktning blir:

$$m_x^0 = 2 \cdot q_x \cdot c_x \text{ (kNm/m)} \quad (6.24)$$

$$m_y^0 = 2 \cdot q_y \cdot c_y \text{ (kNm/m)} \quad (6.25)$$

Slutligen kan det dimensionerande momentet i fördelningsplattan i respektive riktning beräknas genom:

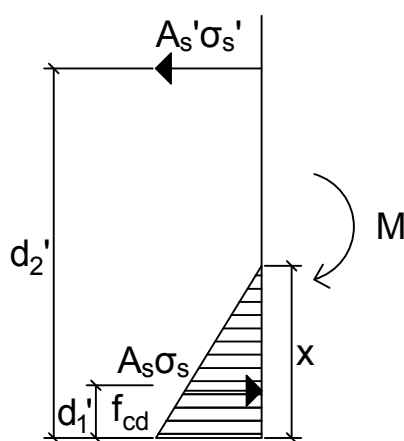
$$m_x^+ = m_x^0 + \frac{P_y \cdot c_x}{8 \cdot c_y} \text{ (kNm/m)} \quad (6.26)$$

$$m_y^+ = m_y^0 + \frac{P_x \cdot c_y}{8 \cdot c_x} \text{ (kNm/m)} \quad (6.27)$$

Vid verifiering av betongbjälklag med låg tryckhållfasthet, som betong tillverkat med E-cement har, kan betongens normalt plastiska beteende vid dess brottöjning skilja sig. Betongen uppvisar i stället elastisk respons och spänningsfördelningens utseende förändrar sig enligt Figur 23. Linjära töjningssamband gäller dock fortfarande.

$$\sigma_s \cdot A_s = \frac{f_{cd} \cdot x}{2} + A_s' \cdot \sigma_s' \quad (6.28)$$

$$M_{Rd} = \frac{f_{cd} \cdot x}{2} \cdot (d_2' - \frac{1}{3} \cdot x) + A_s' \cdot \sigma_s' \cdot (d_2' - d_1') \quad (6.29)$$



Figur 23 - Spänningsfördelning vid elastisk respons hos tryckt betong och negativt moment.

Ger antagande om plastiskt beteende reella och fysiskt möjliga lösningar appliceras det beteendet i stället på den studerade betongplattan.

6.4 Tegelbalkar

I Sjuksystem 2 kontrolleras en tegelbalk för tillkommande av nya laster. Dimensionering av murverksbalkar utsatta för böjning sker genom att anta en rektangulär spänningsfördelning i

brottgränstillståndet. Enligt SS-EN 1996-1-1:2005 (SIS, 2012) avsnitt 6.6 är gränstukningen ε_{mu} för murstenar i grupp 1 3.5‰. Momentkapacitet beräknas på samma sätt som för betongbalkar. Den dimensionerande tvärkraftskapaciteten beräknas genom:

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot b \cdot d \quad (6.30)$$

Där f_{vd} är den dimensionerande sjukhållfastheten och b och d är balkens bredd och effektiva höjd.

6.5 Murpelare

Enligt SS-EN 1996-1-1:2005 (SIS, 2012) ska murverksväggar ha tillräcklig kapacitet med avseende på knäckning och tryckpåkänning. Dimensionerande bärförmåga per längdenhet vägg N_{Rd} beräknas enligt följande samband:

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d \quad (6.31)$$

Där t är vägg tjockleken och f_d är den dimensionerande tryckhållfastheten för murverket. Kapacitetreduktionsfaktorn Φ beror av om kontrollen görs för knäckning Φ_m , eller för kantpåkänningsbrott Φ_i . Kapacitetreduktionsfaktorn med hänsyn till knäckning beräknas enligt Bilaga G i SS-EN 1996-1-1:2005 (SIS, 2012) till:

$$\Phi_m = A_1 \cdot e^{-\frac{u^2}{2}} \quad (6.32)$$

Där A_1 är enhetslös parameter som tar hänsyn till förhållandet mellan excentriciteten vid väggens mitthöjd e_{mk} samt vägg tjockleken och beräknas enligt följande:

$$A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t} \quad (6.33)$$

Excentriciteten vid väggens mitthöjd bestäms enligt:

$$e_{mk} = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init} + e_k \quad (6.34)$$

Där M_{md} är böjmomentet vid väggen mitthöjd orsakat av upplagsexcentricitet och N_{md} dimensionerande vertikallast vid väggens mitthöjd. Böjmomentet vid väggens mitthöjd beräknas med:

$$M_{md} = e_{mitt} \cdot N_{md} \quad (6.35)$$

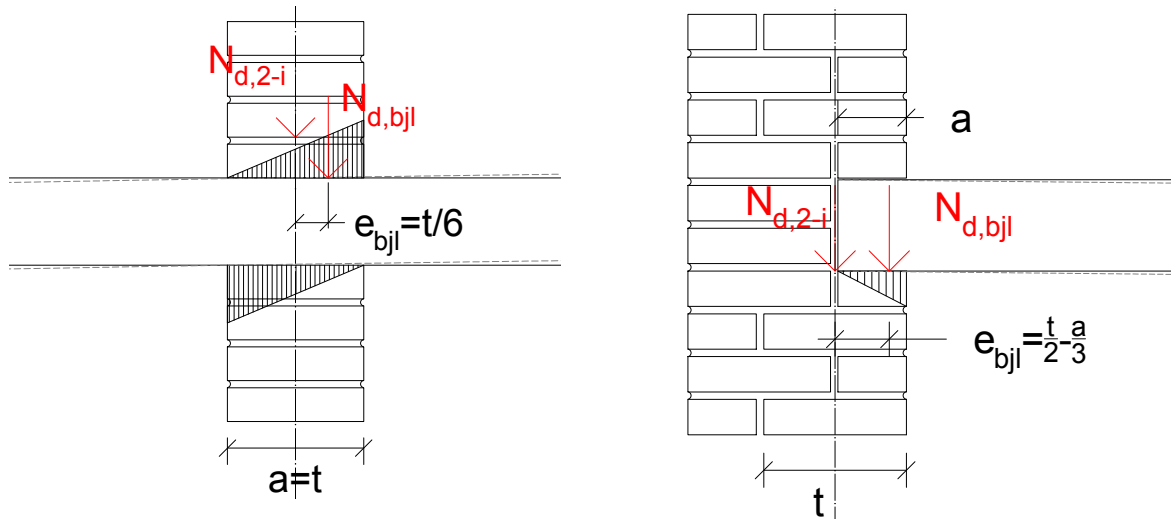
Där e_{mitt} är excentriciteten vid väggen mitthöjd och beräknas genom:

$$e_{mitt} = \frac{e_{ovan} + e_{under}}{2} \quad (6.36)$$

Där e_{ovan} och e_{under} är excentriciteten ovan- och undersida vägg. Det antas att lasten överförs centriskt på undersidan av väggen till stöd. Detta medför att värdet blir 0. Excentriciteten på ovansidan är en viktad excentricitet då flera laster agerar samtidigt och beräknas enligt:

$$e_{ovan} = \frac{e_{bjl} \cdot N_{d,bjl} + e_{2-i} \cdot N_{d,2-i}}{N_{d,bjl} + N_{d,2-i}} \quad (6.37)$$

Där $N_{d,2-i}$ är dimensionerande last från våningarna ovanför första våningen och den antas hamna centriskt på väggen i fallstudien. Därmed blir excentriciteten $e_{2-i} = 0$. Variabeln $N_{d,bjl}$ är den dimensionerande lasten från anslutande bjälklag till studerad vägg. Enligt MUR90 ska e_{ovan} vara minst 20mm (Sveriges Tegelindustriförening, 1990). Excentriciteten från bjälklaget beror av spänningsfördelningen och ser för fallstudien ut enligt Figur 24.



Figur 24 - Spänningsfördelning för typiska upplag av bjälklag till murverksväggar. Vänster: innervägg. Höger: yttrevägg.

I figuren visas vägg tjockleken t och upplagslängden a . Nästa del i ekv. 6.34 är excentriciteten e_{hm} som uppstår vid horisontallast vid väggens mitthöjd och bestäms genom:

$$e_{hm} = \frac{M_{horizontal}}{N_{md}} \quad (6.38)$$

Där $M_{horizontal}$ är momentet vid väggens mitthöjd orsakat av vindlast. Värst fall med momentet från vinden är vid beaktning när murpelaren är på läsidan. Momentet från vind samverkar då med momentet från excentriciteten. För att ta hänsyn till utförandetoleranser ska initialexcentriciteten e_{init} i ekv. 6.34 beräknas som:

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} \quad (6.39)$$

Där h_{ef} är väggens effektiva höjd. Väggens effektiva höjd beräknas enligt SS-EN 1996-1-1:2005 (SIS, 2012):

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h \quad (6.40)$$

Där ρ_n är en reduktionsfaktor och h är väggens fria höjd. Den effektiva höjden för en murpelare beror av anslutna bärverks relativa styvhet samt hur effektiva anslutningarna är. Avstyvningar kan vara bjälklag, tak eller tvärväggar. Om avstyvningarna sker av betongbjälklag eller av tvärväggar får den effektiva höjden hos murpelaren reduceras med reduktionsfaktorn. En vägg

i anslutning till den murpelare som analyseras kan antingen räknas som en avstyvande vägg eller en fri kant. För att en vägg ska vara avstyvande behöver den enligt SS-EN 1996-1-1:2005 (SIS, 2012):

- Ha en längd av minst 1/5 av den fria höjden samt en tjocklek av minst 30% av den avstyvade murpelarens tjocklek.
- Ha ett avstånd mellan eventuell öppning i avstyvande vägg och anslutning till avstyvad murpelare på minst 1/5 av våningshöjden.
- Om den avstyvade murpelaren har öppningar vars höjd och bredd är större än ¼ av den fria höjden räknas avstyvande väggarna som fria kanter.

Om en murverksvägg endast har avstyvningar i form av bjälklag i ovan- och underkant blir reduktionsfaktorn vid betongbjälklag $\rho_2 = 0,75$.

Den sista parametern e_k i ekv. 6.34, är excentriciteten till följd av krypning. För väggar med ett slankhetstal mindre än 15, kan den antas vara 0. Detta gäller för alla murpelare i Sjuksystem 2. Slankhetstalet beräknas enligt SS-EN 1996-1-1:2005 (SIS, 2012) genom:

$$\lambda_c = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \quad (6.41)$$

Den andra parametern i ekv. 6.32, u , tar hänsyn till väggens slankhet och bestäms enligt:

$$u = \frac{\lambda - 0.063}{0.73 - 1.17 \cdot \frac{e_{mk}}{t}} \quad (6.42)$$

Där λ är den relativa slankheten och beräknas enligt:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{f_k}{E}} \quad (6.43)$$

Där t_{ef} är den effektiva vägg tjockleken. I Sjuksystem 2 görs antagandet att bakmurningen är bärande. Däremot är fasadmurningen infäst i bakmurningen. Resultatet medför en samverkan som ökar väggens effektiva tjocklek och beräknas enligt SS-EN 1996-1-1:2005 (SIS, 2012) genom:

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_{tef} \cdot t_1^3 + t_2^3} \quad (6.44)$$

Där t_1 är tjockleken av det obelastade skalet, det vill säga fasadmurningen och t_2 är tjockleken av det belastade skalet, bakmurningen. Faktorn k_{tef} tar hänsyn till skillnaden i styvhet mellan det fasad- och bakmurningen. I beräkningarna antas styvheten vara samma vilket medför värdet 1.

Kapacitetreduktionsfaktorn med hänsyn till kantpåkänningsbrott beräknas:

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} \quad (6.45)$$

Där e_i är excentriciteten vid väggens ovankant eller underkant och t är vägg tjockleken. Excentriciteten beräknas genom:

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05 \cdot t \quad (6.46)$$

Där M_{id} och N_{id} är dimensionerande böjmoment vid väggens ovan- eller underkant samt dimensionerande vertikallast. Det dimensionerande böjmoment beräknas genom:

$$M_{id} = e_{ovan} \cdot N_{id} \quad (6.47)$$

Där e_{ovan} beräknas enligt ekv. 6.37. Parametern e_{he} är excentriciteten orsakad av vindlast vid väggens ovan- eller underkant och kan vanligtvis försummas (Molnár & Gustavsson, 2016).

Murverk är ofta upplag till balkar och bjälklag. Lokalt kan det bli stora tryckpåkänningar till följd av koncentrerade laster. Molnár och Gustavsson (2016) menar att lokalt tryck av koncentrerade laster uppstår om kontaktytans längd är mindre än väggens tjocklek eller mindre än en tredjedel av väggens längd. Detta sker på ett ställe i Sjuksystem 2 där balken på stomplan 1 mellan stomlinje 6B och 6C har ett upplag som är mindre än en tredjedel av väggens längd. Den dimensionerande bärförmågan mot lokalt tryck beräknas enligt SS-EN 1996-1-1:2005 (SIS, 2012) genom:

$$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d \quad (6.48)$$

Där A_b är den belastade arean och f_d är dimensionerade tryckhållfasthet för murverket. β är en förstoringfaktor för att ta hänsyn till koncentrerade laster och ska begränsas enligt följande:

$$1.0 \leq \beta \leq 1.5 \text{ och } \beta \leq 1,25 + \frac{a_1}{2 \cdot h_c}$$

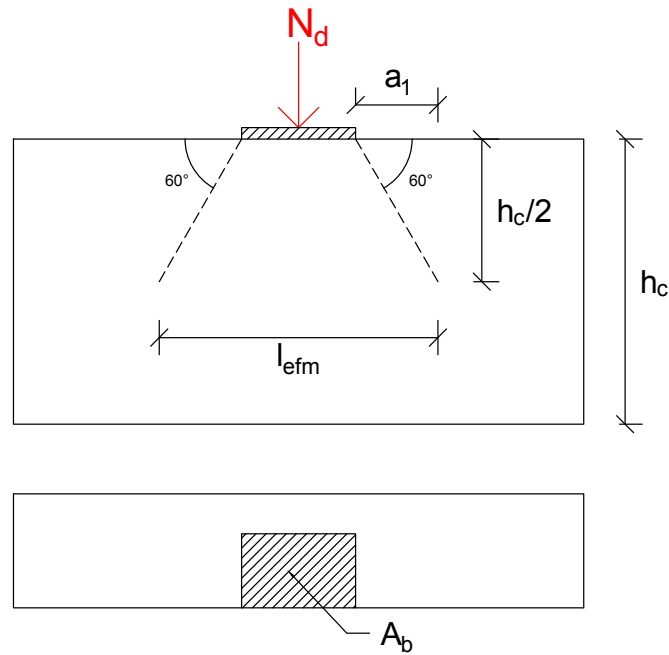
β beräknas genom:

$$\beta = \left(1 + 0,3 \cdot \frac{a_1}{h_c}\right) \left(1,5 - 1,1 \cdot \frac{A_b}{A_{ef}}\right) \quad (6.49)$$

Där h_c är vägghöjden upp till lastnivån, a_1 är avståndet från väggänden till belastade arean, dock inte större $0.5 h_c$. A_{ef} är den effektiva lastarean och beräknas som:

$$A_{ef} = t \cdot l_{efm} \quad (6.50)$$

Där l_{efm} är den effektiva belastningslängden vid väggens mitthöjd. Alla parametrar redovisas i Figur 25.



Figur 25 - Parametrar för att beräkna kapacitet vid lokalt tryck. Överst: sidovy. Nederst: toppvy.

Molnár och Gustavsson (2016) beskriver att murväggar med en låg vertikallast kan antas endast belastas av en transversallast, det vill säga vindlast. Författarna menar att en tumregel gällande låg vertikallast i Sverige är om utnyttjandegraden med avseende på knäckning är lägre än 10%. Detta beräknas med en given relativ excentricitet av $e_{mk}/t=0.05$. Dimensionering av transversalbelastade väggar görs enligt brottlinjemetoden. Innehåller väggen betydande öppningar måste de tas hänsyn till vid skapandet av brottlinjer. En vägg antas ha betydande öppningar om öppningens höjd respektive bredd är mer än $\frac{1}{4}$ av väggens höjd eller bredd. Låg vertikallast kommer att påverka den översta våningen av den befintliga byggnaden på Sjuksystem 2.

6.6 Tvärkraft

De bärande murverksväggarna belastas av horisontallaster. Enligt metodik i avsnitt 6.2 i svensk standard SS-EN 1996-1-1:2005 (SIS, 2012) beror skjuvhållfastheten främst på vilket bruk som används i murverket, men även på hur stor del av väggen som är tryckt samt hur stor medelnormalspänningen är över den tryckta delen av väggen. Skjuvhållfastheten beräknas enligt:

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot l_c \cdot t \quad (6.51)$$

Där f_{vd} är murverkets dimensionerande skjuvhållfasthet, t är vägg tjockleken och l_c är längden av väggen som belastas i tryck och ej i drag. Om tvärgående väggar har öppningar med en höjd eller bredd som är större än $\frac{1}{4}$ av våningshöjden eller längd mellan två skjuvväggar, blir kanten

till öppningen väggänden. Flänsar till tvärgående väggar får anses bidra till kapacitet där längden av flänsen blir skjuvväggens tjocklek adderat på vardera sida med det minsta av:

- 1) $h_{tot}/5$ där h_{tot} är skjuvväggens totala höjd.
- 2) Halva avståndet mellan skjuvväggar som är anslutna av den tvärgående väggen.
- 3) Avstånd till väggänden.
- 4) Halva fria höjden av skjuvväggen.
- 5) $6 \cdot t$, där t är den tvärgående väggens tjocklek.

Beräkning av horisontallasters fördelning till olika stabiliserande väggar görs med hänsyn till respektive stabiliserande väggs böjstyvhet relativt last- och skjuvcentrum i byggnaden enligt avsnitt 5.341 och 5.342 (Sjöstrand, 1997). Byggnadens bjälklagsskivor kan beaktas som styva och torsionsmoment måste beaktas om följande villkor uppfylls:

$$C = \frac{a}{\delta} \geq 10 \quad (6.52)$$

Där a och δ är skjuvväggarnas respektive bjälklagsskivans utböjning vid enhetslasten 1 kN. Utböjningen vid enhetslasten 1 kN för bjälklagsskivor med rektangulära tvärsnitt i referensriktningen i beräknas enligt:

$$\delta_i = \frac{L}{E \cdot A} \cdot \left(\frac{L^2}{4 \cdot h^2} + \frac{3}{4} \right) \quad (6.53)$$

Där L är längden på bjälklagsskivan vinkelrätt utböjningsriktningen, E är bjälklagsskivans elasticitetsmodul, A är skivans tvärsnittsmått och h höjden på bjälklagsskivan i referensriktningen för utböjningen. Vidare beräknas utböjningen hos skjuvväggar betraktade som fast inspända i ovan och underkant i referensriktningen i enligt:

$$a_i = \frac{H^3}{12 \cdot E \cdot I_{\perp i}} + \frac{\beta \cdot H}{0,4 \cdot E \cdot I_{\perp i}} \quad (6.54)$$

Där H är väggens höjd, E murverkets E-modul, $I_{\perp i}$ väggens yttröghetsmoment vinkelrätt aktuell referensriktning i referensplanet, β en faktor för utböjning i storleken 1.2 för rektangulära tvärsnitt och 1.0 för resterande. Vidare beräknas den relativa styvheten hos skjuvväggen enligt:

$$S_i = \frac{1}{a_i} \quad (6.55)$$

Om skjuvväggarna ej är symmetriskt placerade i byggnaden och bjälklagsskivan är väsentligt mycket styvare än skjuvväggarna kommer de horisontella lasterna som verkar på byggnaden ge upphov till ett torsionsmoment. Detta torsionsmoment beaktas genom att flytta den summerade horisontella kraftresultanten, Q , en sträcka e_x från lastcentrum i mitten av bjälklagsskivorna. Denna sträcka bestäms enligt:

$$e_x = x_{ref,LC} - \frac{\sum(S_{y,i} \cdot x_{ref,i})}{\sum S_{y,i}} \quad (6.56)$$

Där $x_{ref,LC}$ är avståndet från en godtycklig referenspunkt till lastcentrum i x-led, $S_{y,i}$ är den relativa styvheten i y-led. $x_{ref,i}$ är avståndet från samma godtyckliga referenspunkt till den aktuella skjuvväggens geometriska centrum i x-led. Avslutningsvis fördelar sig den summerade horisontella kraftresultanten med beaktande för torsionsmomentet på de olika skjuvväggarna som i sin tur blir den dimensionerande tvärkraften enligt:

$$V_{Ed} = F_{y,i} = \left(\frac{Q_y}{\sum S_{y,i}} + \frac{Q_y \cdot e_x \cdot x_i}{\sum(S_{y,i} \cdot x_i^2 + S_{x,i} \cdot y_i^2)} \right) \cdot S_{y,i} \quad (6.57)$$

Där Q_y är den summerade horisontella kraftresultanten, x_i är avståndet från skjuvcentrum till aktuell skjuvväggs geometriska tyngdpunkt i x-led och y_i är avståndet från skjuvcentrum till aktuell skjuvväggs geometriska tyngdpunkt i y-led.

6.7 Förankring

6.7.1 Förankring i murverk

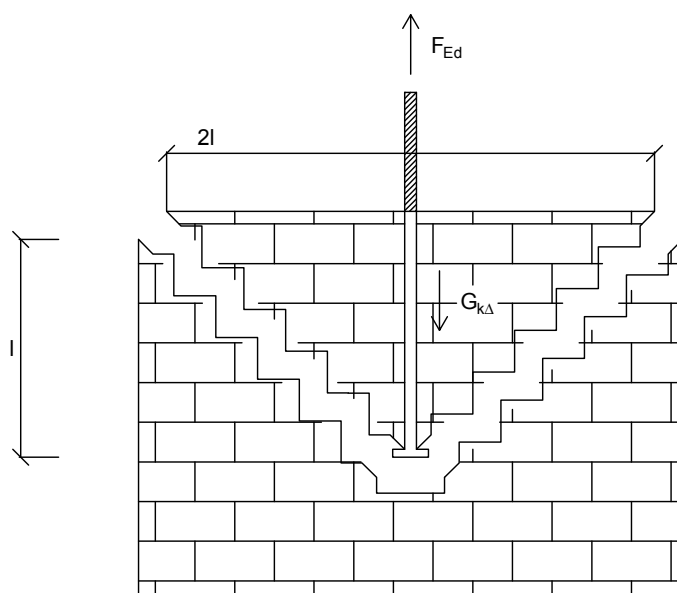
Verifiering av förankringskapacitet vid överföring av lyftande krafter finns ej specificerat i rådande Eurokod 6. För verifiering av anslutningar mot lyftande krafter från stjälpande moment orsakat av vind används metodik i avsnitt 5.53 i (Sjöstrand, 1997). En serie av tre olika brottmoder måste undersökas.

- 1) Brott i det murverket som konstruktionen förankrats i. Brottet får en triangulär brottform.
- 2) Brott i förankringsstången. Dragbrott i stålet.
- 3) Vidhäftningsbrott i någon av ytorna förankringsstång – injekteringsmassa eller injekteringsmassa – murverk i hålcylindern som borrats för att ge plats för förankringsstången.

Brott i murverket kontrolleras enligt en ekvation beskriven av Sjöstrand (1997), men justeras till lastkombination STR-B 6:10b i EKS 12 (Boverket, 2022). Brottets utseende följer princip enligt Figur 26.

$$F_{Ed} = 1,5 \cdot W_k - 1,0 \cdot G_{k1} \leq 1,0 \cdot \rho \cdot t \cdot l^2 = G_{k\Delta} \quad (6.58)$$

Där variablerna är F_{Ed} , dimensionerande lasteffekt, W_k , karakteristisk vindlast, G_{k1} , karakteristisk egentyngd av ovanliggande konstruktion, ρ , teglets egentyngd, t , den förankrande murens tjocklek och l , förankringens längd i den förankrande muren. Bivillkoret blir dock att förankring ej kan placeras närmre varandra än två förankringsdjup då placering närmre än så leder till att brottytorna korsas. Den dimensionerande lasteffekten beror av det stjälpande momentet verkande på våningspåbyggnaden.



Figur 26 - Triangulär brottform i murverk vid förankring enligt Sjöstrand (1997)..

Gällande brott i förankringsstången kontrolleras rent dragbrott enligt avsnitt 8.3.2 i SS-EN 1993-1-1:2022 (SIS, 2022b). Förankringskapacitet för ingjuten dubb i form av kamstång avläses ur tabell 3.5 respektive 3.6 beroende på om förankringen är randförstärkt av kringliggande tegel eller ej i SS-EN 1996-1-1:2005 (SIS, 2012). Avseende kapacitet mot utdragsbrott beror denna av det kemankare eller injekteringsmassa som dubben förankras med. Data om detta tillhandahålls av förankringsdonstillverkare.

6.7.2 Förankring i betong

Förankring mellan befintlig och ny del kan även göras med infästningar i betong. Förutsättningen för detta är dock att det befintliga vindsbjälklaget är i betong. Om så erhålls förankringskapaciteten ur avsnitt 7.2 i SS-EN 1992-4:2018 (SIS, 2018). Relevanta brottmoder som måste undersökas är följande:

- 1) Stålbrott i fästelement
 - a. I drag
 - b. I skjuvning
- 2) Betongkonsbrott
- 3) Utdragningsbrott hos fästelement
- 4) Betongspjälkningsbrott
- 5) Betongsprängbrott

Även här måste ett bivillkor tillämpas för att undvika att brottytorna i betongkonbrotten korsas. Enligt SS-EN 1992-4:2018 (SIS, 2018) får den förankrande betongkonen en geometri i

horisontalplanet likt en kvadrat med sidan tre gånger förankringsdjupet. Av den anledning placeras förankringsdonen med minsta centrumavstånd av tre förankringsdjup, $3h_{ef}$.

6.8 Robusthet

I SS-EN 1996-1-1:2005 (SIS, 2012) nämns det att en byggnad i murverk ska säkerställas för att sannolikheten för att bärverken tar skada av olyckslaster eller oförutsägbara händelser inte leder till för stora konsekvenser. Enligt SS-EN 1991-1-7:2006 (SIS, 2006) delas olika byggnadstyper i in konsekvensklasser. Hus 2 på Sjuksystem 2 har idag fem våningar vilket innebär att den tillhör konsekvensklass 2b, högriskgrupp. Om byggnaden får ytterligare extra våningar är den fortfarande i samma konsekvensklass. För att byggnaden ska motstå att lokalt brott leder till orimligt stor kollaps, ska byggnader i konsekvensklass 2b dimensioneras för en av två följande åtgärder (ibid.):

- Att horisontella förband i bärande väggar anordnas tillsammans med vertikala förband i bärande pelare eller väggar.
- Kontrollera att byggnaden förblir stabil vid borttagning av väsentliga bärande element, en åt gången, på varje våning.

Eftersom byggnaden redan existerar är inte åtgärden med horisontella och vertikala förband möjlig. Således används den andra åtgärden vid verifiering av Sjuksystem 2. Fortsättningsvis beskriver standarden SS-EN 1991-1-7:2006 (SIS, 2006) att byggnader med bärande väggar med fördel använder metoden för borttagning av bärande element. Enligt EKS 12 (Boverket, 2022) ska en fiktiv längd av minst 3.6 meter tas bort av bärande väggar vid kontroll av lokalt brott. Vid det aktuella fallet för Sjuksystem 2, antas systemet genom överkapacitet i bjälklaget kunna föra vidare laster till andra bärande delar. Thelandersson (2020) beskriver att byggnader med platsgjuten betong är exempel på system som kan klara av att föra vidare laster genom överkapacitet. Det antas då att lasterna som uppkommer på varje våning tas hand om på respektive våningsplan.

Den dimensionerande lasten vid fiktiv borttagning av element och vidare distribution till andra bärande element beräknas enligt EKS 12 (Boverket, 2022) för exceptionell lastkombination för okänd olyckslast:

$$q_d = G_{kj,sup} + \sum \psi_{2,n} \cdot Q_{k,n} \quad (6.59)$$

I fall av anslutande balkar upplagda på borttagen vägglängd antas de mista sin bärlighet, resulterande i en längre spännvidd vars laster som bjälklaget måste kunna vidarefördela.

6.9 Bruksgränstillstånd

Enligt standard SS-EN 1996-1-1:2005 (SIS, 2012) ska dimensionering i bruksgränstillståndet för murverk begränsa påverkan på mellanväggar, ytskikt, teknisk utrustning och vattentäthet. Anslutande delar till murverk, till exempel bjälklag, ska inte heller försämra prestandan av murverket. För oarmerade murverk behöver inte bruksgränstillståndet kontrolleras för utböjning och uppsprickning om kontroll i brottgränstillstånd är tillfredställande. För Sjuksystem 2 utförs inga kontroller i bruksgränstillståndet.

7 Resultat och diskussion

I detta avsnitt presenteras resultatet av beräkningarna och en kort diskussion relaterat till varje del. Beräkningar har utförts med att testa att bygga på 1–3 våningar i trä på befintlig murad stomme på fallstudieobjektet Sjuksystem 2. Sammanställningen sker enligt punkt e) i standard SS-ISO 13822:2010 (SIS, 2010).

7.1 Markpåkänning

Markpåkänningarna beräknades genom lastnedräkning utan våningspåbyggnader. Hänsyn har tagits till plattornas upplagsförhållande och inverkan av punktlaster från betydande balkar. Lastnedräkningarna utfördes enligt tidigare svensk norm, BABS46, samt enligt rådande norm, EKS12, för att se skillnad i belastning. Lastnedräkningen identifierar även kritiska bärlinjer. Utförliga beräkningar visas i Appendix, avsnitt 13.3.

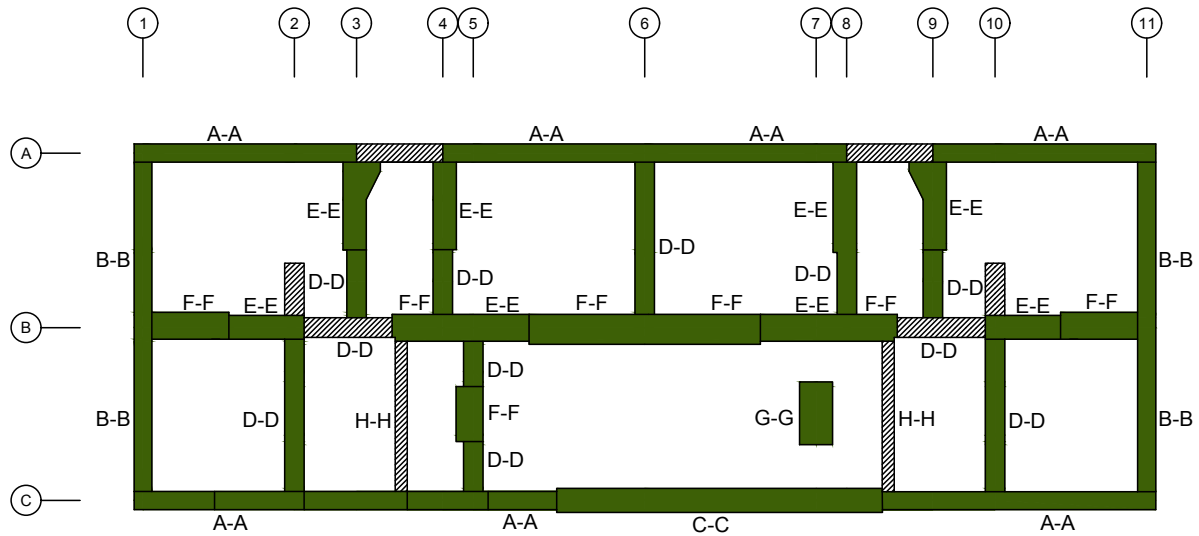
Resultatet visar alla fundamenten med beräkningar enligt BABS46 för det mesta har en stor marginal till den största tillåtna markpåkänningen på 250 kPa. Beräkningarna enligt EKS12 resulterade i att flera fundament inte klarar av den största tillåtna markpåkänningen samt att några hamnade nära gränsen. Utnyttjandegrad av markpåkänningarna i de olika normerna presenteras i Tabell 5.

Tabell 5 - Utnyttjandegrader för fundament vid beräkning enligt EKS och BABS46.

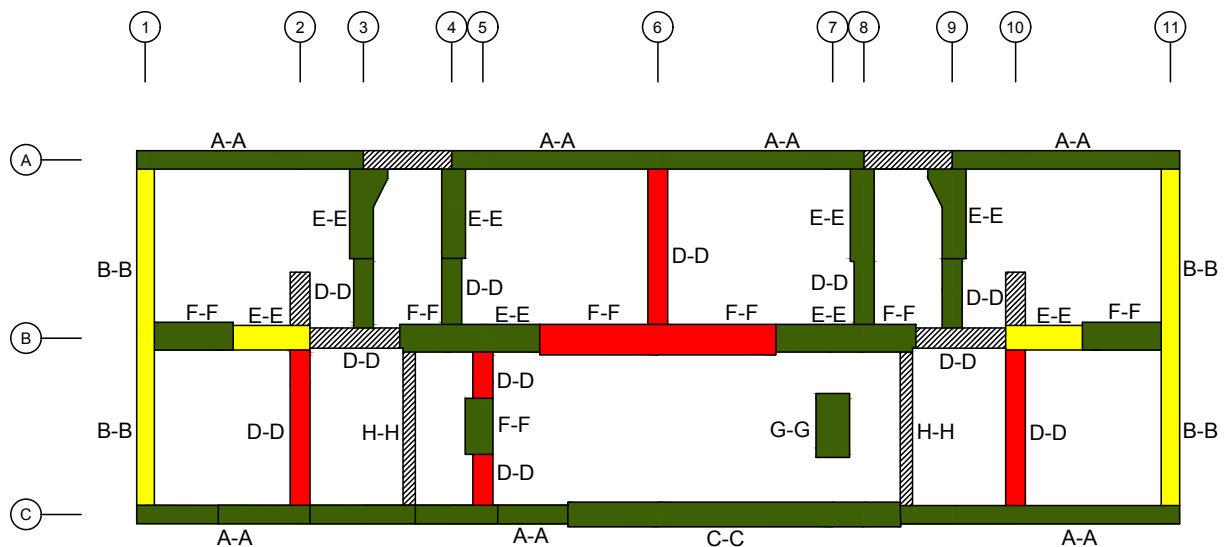
Fundamentsindex	$\eta_{EKS,i}$	$\eta_{BABS46,i}$
A/A1	73%	57%
A/A4	64%	52%
A/C1	93%	70%
A/C3	82%	62%
A/C4	68%	64%
B/A1	97%	77%
C/C6	87%	68%
C/C7	70%	56%
D/A3	72%	55%
D/A4	86%	71%
D/A6	107%	81%
D/B2	109%	83%
D/B5	101%	72%
E/A4	86%	56%
E/A3	72%	45%
E/B1	99%	75%
F/B1	76%	57%

F/B3	40%	32%
F/B5	103%	82%
F/B7	79%	56%
G/B7	91%	69%

Markpåkänningarna i de olika normerna illustreras även i Figur 27 och Figur 28. Skrafferat mönster på figurerna antyder på fundament som ej beräknades.



Figur 27 - Markpåkänning på fundament enligt BABS46, godkända fundament markerat i grönt.



Figur 28 - Markpåkänning på fundament enligt EKS12, godkända markerat i grönt, icke godkända i rött och fundament i gränsfall är gula.

Beräkningarna i EKS12 resulterade i att kapaciteten överskreds under ett antal fundament. Överskridande av tillåtna påkänningar vid fundament D/A6, D/B2, D/B5 samt närheten till överskridande i B/A1, beror främst av den smala fundamentsbredden på 0.65 respektive 0.5m. En liten ökning av fundamentsbredden hade ökat kapaciteten markant.

Den stora skillnaden i resultat mellan markpåkänning i BABS46 och EKS12 beror av två olika saker. Först och främst tillämpar EKS12 partialkoefficientmetoden. Vid beräkning av markpåkänning ska dessutom lastkombination STR/GEO användas. Detta innebär att egentyngderna ska ökas med 35% och de variabla lasterna med 50% (reduceras dock med en varaktighetsfaktor). I en tung byggnad med tegelväggar och betongbjälklag blir detta besvärligt att verifiera. För det andra sker en reduktion på 75% av nyttig last i BABS46 när lastnedförning sker från flera bjälklag samtidigt, från 2 kN/m² till 0.5 kN/m². I EKS12 fick nyttig last reduceras endast med 10% för laster från flera bjälklag.

Resultatet beror till stor del på antagande om hur laster sprider sig i fundamenten. Alla fundamenten är hoparmerade vilket medför samverkan och större lastspridning. I beräkningarna antogs konservativa antaganden om lastspridning och i synnerhet av punktlaster från balkar. Den stora påkänningen vid fundament belägna i byggnadens mittlinjer är en direkt följd av inspänningsförhållandena i bjälklagsplattorna. I ritningar från Jönsson (1949b) är det svårt att avgöra vilka bjälklagskanter som har överkantsarmering. Om fler kanter antagits vara fritt upplagda hade lastnedförningen skett mer enhetligt och resulterat i en jämnare markpåkänning mellan fundamenten.

7.2 Global stabilitet

Vid beräkning av global stabilitet användes lastkombination EQU och de variabla lasterna försumrades. Det stabiliserande momentet av egentyngderna summerades och jämfördes med stjälpande moment från vind med anblåsning mot långsidan samt horisontallaster orsakade av imperfektioner i de vertikala bärverken för våningspåbyggnad upp till tre våningar. Byggnadens egentyngder antogs verka genom byggnadens lastcentrum, dess geometriska tyngdpunkt. Stjälpning antogs ske kring byggnadens kärngräns relativt den anblåsta ytan. Utförliga beräkningar visas i Appendix, avsnitt 13.4. Utnyttjandegrad för global stabilitet visas i Tabell 6.

Tabell 6 - Byggnads kapacitet för global stabilitet för anblåsning mot långsida.

Antalet våningar	E _d (kNm)	R _d (kNm)	η
1	5579.0	34 228.2	16.3%
2	8195.3	35 783.2	22.9%
3	11 396.8	37 118.0	30.7%

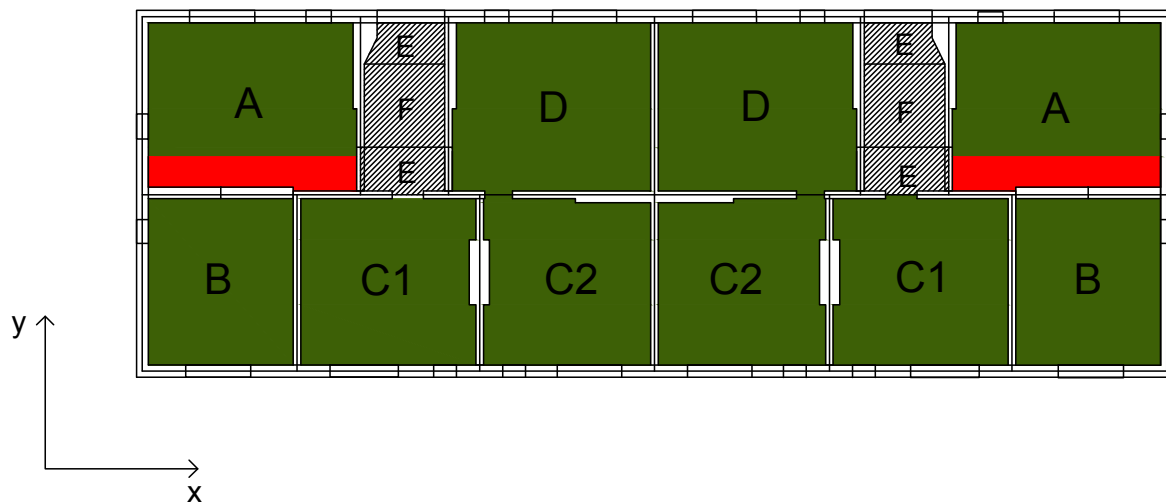
Resultatet visar att marginalen mellan kapacitet och lasteffekt är stor trots antagande om rotation kring byggnadens kärngräns relativt den anblåsta sidan. Detta är en direkt följd av byggnadens egentyngd.

7.3 Verifiering av vindsbjälklag

Kontroll av vindsbjälklaget gjordes med strimlemetoden. Plattorna i vindsbjälklaget kontrollerades för fält- och stödmoment i x- respektive y-riktning. Det antogs att plattorna har tillräcklig kapacitet för tvärkraft och att kraven för nedböjning uppfylls. Dessutom kontrollerades platta C1 för belastning av ett FTX-aggregat för värsta placering. Utförliga beräkningar presenteras i Appendix, avsnitt 13.5. Endast platta A gick ej att verifiera för ändrad användning. Platta A:s kapacitet överskrids vid stöd i plattans y-riktning och beror främst på låg mängd armering. Resultatet visas i Tabell 7 och illustreras i Figur 29. Exempelvis är $M_{mid,fx1}$ och $M_{mid,sx1}$ momentet vid fält och stöd i x-riktning i delplatta 1. Indexering f=fält, s=stöd och numret står för vilken delplatta. Delplattorna visades tidigare i Figur 19.

Tabell 7 - Utnyttjandegrad för varje platta på vindsbjälklaget.

Platta	$M_{mid,fx1}$	$M_{mid,sx1}$	$M_{mid,fy2}$	$M_{mid,sy2}$	$M_{mid,fx3}$	$M_{mid,sx3}$	$M_{mid,fy4}$	$M_{mid,sy4}$
A	62%	47%	62%	119%	62%	-	62%	-
B	62%	84%	72%	-	62%	-	72%	70%
C1	69%	83%	53%	-	69%	83%	53%	-
C2	57%	68%	50%	-	57%	68%	50%	35%
D	80%	59%	66%	81%	80%	-	66%	-



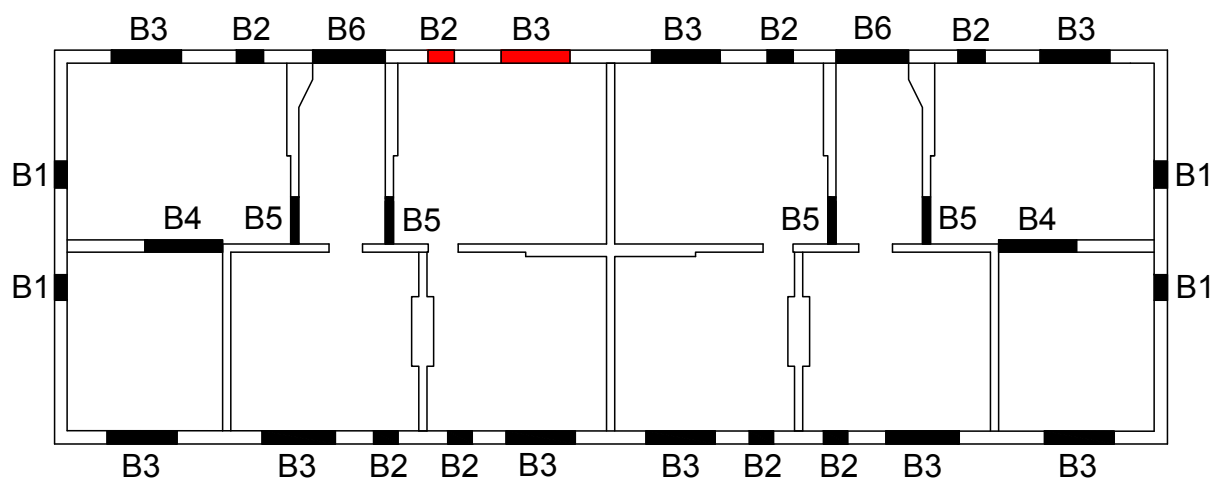
Figur 29 - Illustration av resultat för vindbjälksplattorna. Grönt visar att plattorna är godkända och rött visar vart det är icke godkänt.

Placeringen av FTX-aggregatet på platta C1 resulterade i att momentkapaciteten var tillfredställande. Utnyttjandegraden blev 97% i fält. Beräkningsmodellens resultat är starkt beroende på hur plattornas brottytor ser ut enligt brottlinjeanalogin och därmed vilka dimensionerande moment som beräknas i fält- respektive stöd. På grund av svårtolkade armeringsscheman på ritning bör detta kompletteras i revision av tillståndsbedömning i enighet med punkt f) i standard SS-ISO 13822:2010 (SIS, 2010). Förändrade modeller resulterar i andra nyttjandegrader i plattorna som verifieras. En problematik som måste mötas vid verifiering av befintliga konstruktioner är om informationen som är tillgänglig inte är tillräcklig. Då kan verifiering för ändrad användning inte göras och att annat byggsystem måste väljas, exempelvis med tillkommande våningsbjälklag upplagda på en midja som ett direkt eller indirekt lastpåföringssystem. En osäkerhet i beräkningsmodellen är hanteringen av de tillkommande momenten i respektive bärningsriktning från FTX-aggregatet. Modellen från Hillerborg (1974) gav endast tillskott av fältmoment vilket kan verka ointuitivt då vissa av plattans upplag behandlades som fast inspända.

För att minska belastningen på vindbjälklaget kan de två översta lagren av cellbetong och cementbruk tas bort. Detta skulle minska lasten med 21%. Däremot skulle det innebära mer arbete vid en eventuell påbyggnad.

7.4 Verifiering av balkar

Vid verifiering av balkar valdes den värst belastade balken i tegel respektive betong på den översta våningen av den befintliga byggnaden, balk B2 och B3 och visas i Figur 30.



Figur 30 - Verifierade balkar på översta våningen av den befintliga byggnaden visas i rött.

Balkarna verifierades för belastning av tre extra våningar och kontrollerades för moment och tvärkraft. Utförliga beräkningar visas i Appendix, avsnitt 13.6. Resultatet av beräkningarna visas i Tabell 8. Både balk B2 och B3 klarar av en utökad belastning av tre extra våningar.

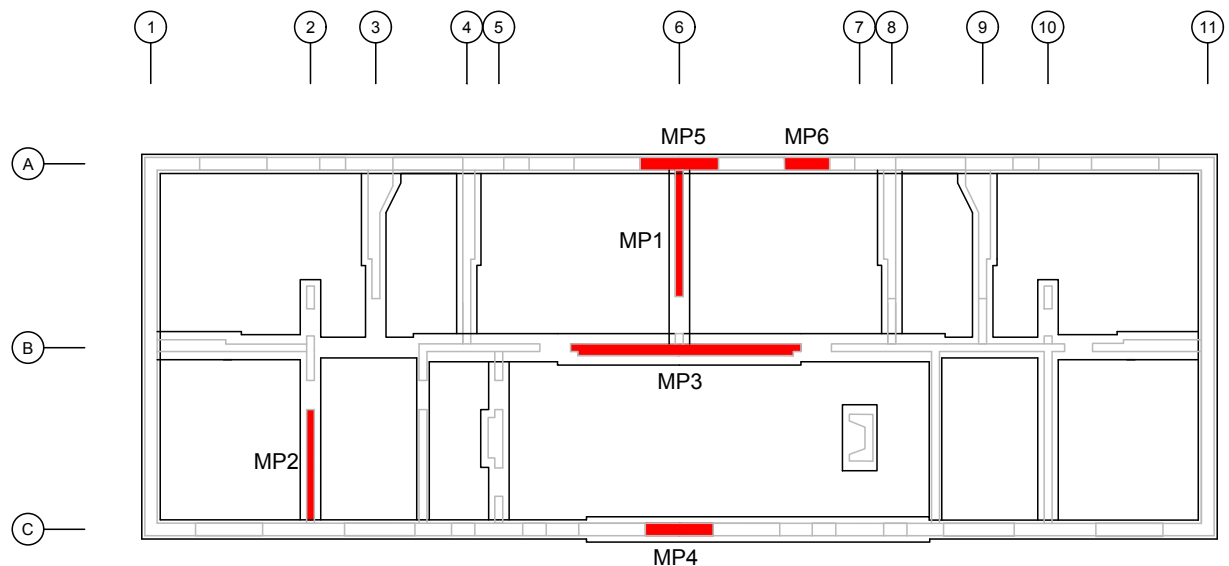
Tabell 8 - Kapaciteten av B2 och B3 för moment och tvärkraft, B2 tegelbalk och B3 betombalk.

	Balk	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	η (%)
Moment	B2	3.4	24.6	13.7%
	B3	20.5	48.0	42.8%
		V_{Ed} (kN)	V_{Rd} (kN)	η (%)
Tvärkraft	B2	16.9	26.0	65.0%
	B3	38.2	62.7	60.9%

Tegelbalkarna i Sjuksystem 2 har endast kort spännvidd. Detta medför i sin tur låg utnyttjandegrad i resultatet. Verifiering i brottgränstillståndet medför att balken uppfyller kraven i bruksgränstillståndet. Även balken i betong har en låg utnyttjandegrad trots dess dåliga materialegenskaper. Lasterna till balkarna hade kunnat vara annorlunda om inspänningsförhållandet för plattorna i stället var fritt upplagda. Fritt upplagda kanter medför att större laster leds ut till fasaden och till balkarna.

7.5 Verifiering av murpelare

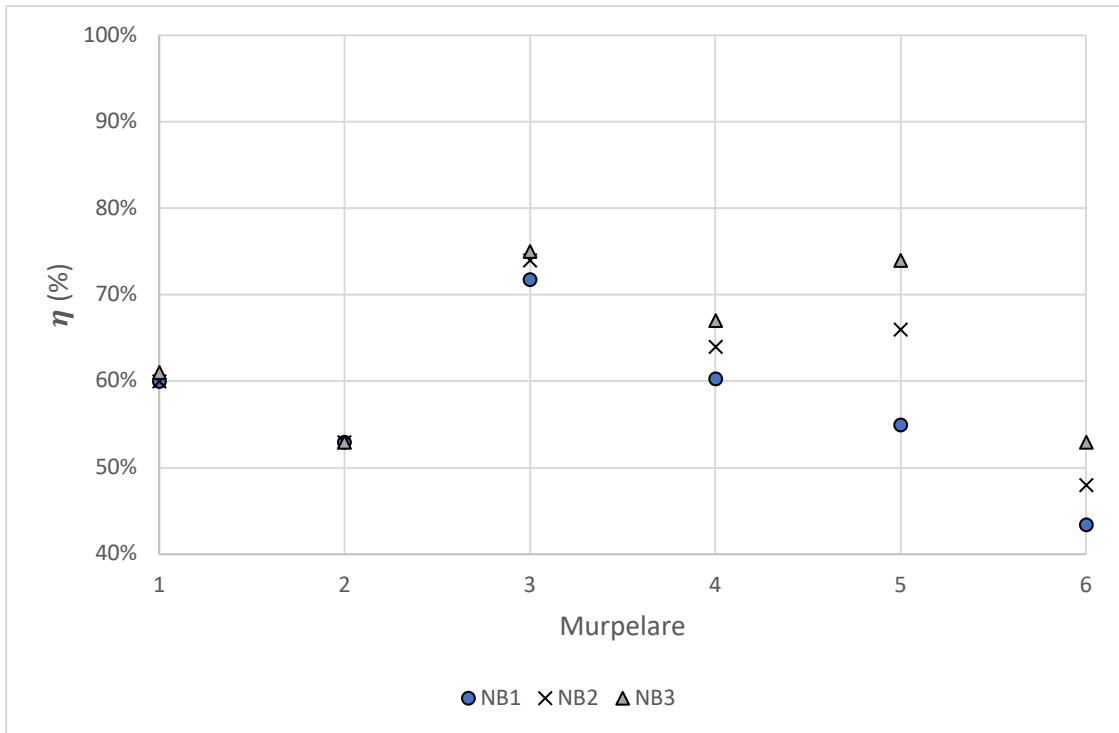
Murpelare på den nedersta våningen av byggnaden kontrollerades för dominerande vertikal belastning i knäckning och kantpåkänningsbrott och visas i Figur 31. Murpelare 3 verifierades även för lokalt tryck av koncentrerad last från balk B18.



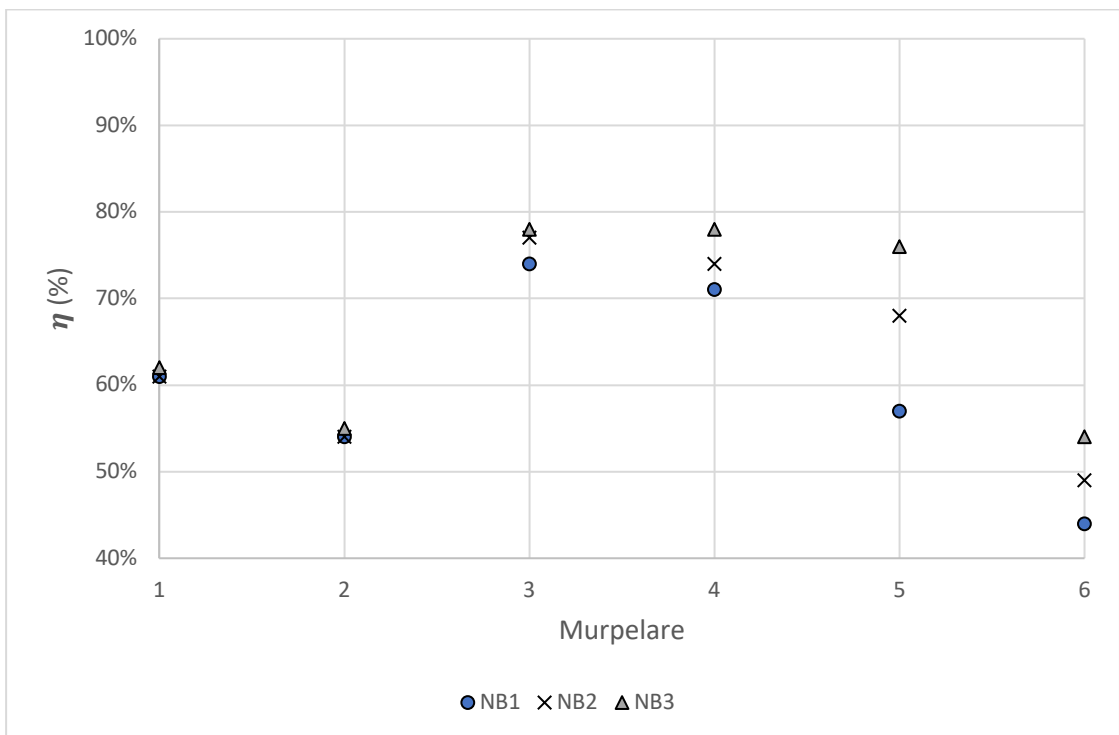
Figur 31 - Verifierade murpelare på plan 1.

7.5.1 Murpelare med dominerande vertikallast

Beräkningarna började med att göra en lastnedräkning på respektive murpelare. Vidare bestämdes en viktad excentricitet av alla vertikala laster. Murpelare belägna i fasad påverkas även av ett moment från vindlast där det dimensionerande fallet var moment från upplagsexcentricitet kombinerat med vindsug på läsidan. Alla murpelare på nedersta våningen har tillräcklig kapacitet med hänsyn till knäckning och kantpåkänningsbrott med våningspåbyggnader upp till tre extra våningar. Detaljerade beräkningar visas i Appendix, avsnitt 13.7. Utnyttjandegraden med avseende för knäckning visas i Figur 32 och med avseende för kantpåkänningsbrott i Figur 32. Indexeringarna NB1, NB2 samt NB3 representerar de olika påbyggnadsscenarierna med en, två respektive tre tillkommande våningar.



Figur 32 - Murpelarnas kapacitet avseende knäckning.



Figur 33 - Murpelarnas kapacitet avseende kantpåkänningsbrott.

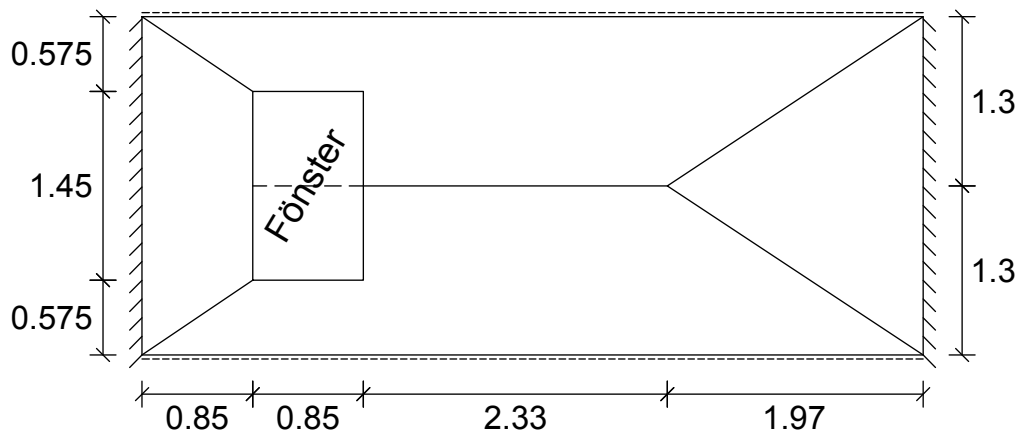
Murpelarna 1 och 2 får knappt någon ökad belastning trots fler våningar. Detta beror på att lasterna från våningspåbyggnaderna belastar längsgående väggar. Murpelare 3 agerar upplag till balk B18 och till fyra bjälklag. Däremot är kapaciteten god till följd av att pelaren är 1 ½ -

sten. Dessutom är excentriciteten lägre jämfört med pelare i fasaden. Murpelarna i fasaden får en större påverkan av fler våningar. Detta beror enligt innan av påbyggnadens utformning.

Murpelare 3 hade tillräckligt med kapacitet med avseende för lokalt tryck. Kapaciteten för lokalt tryck blev 730.2 kN medan punktlasten från balk B18 är 455.4 kN. Utnyttjandegraden är därmed $\eta=63\%$.

7.5.2 Murpelare med låg vertikallast

På den översta våningen av befintlig byggnad kontrollerades en murpelare för dominerande transversal belastning med hjälp av plattverkan och brottlinjeanalogi. Antagna brottlinjer för väggen med mått visas i Figur 34. Väggen är fast inspänd längs kortsidorna och ledad infäst längs ovan- och undersida.



Figur 34 - Brottlinjer för gavelvägg.

Den vertikala belastningen på murpelaren försumrades för att hamna på säkra sidan. Murpelaren verifierades endast för vindlasten av tre extra våningar. Detta eftersom det antas att vindtrycket är lika stort längs hela byggnadens höjd. Det dimensionerande vindtrycket mot väggen blev 1.4 kN/m² medan kapaciteten blev 2.06 kN/m². Således är kapaciteten tillräcklig med en utnyttjandegrad på 68%. Detaljerade beräkningar visas i Appendix, avsnitt 13.7.9.

7.5.3 Diskussion

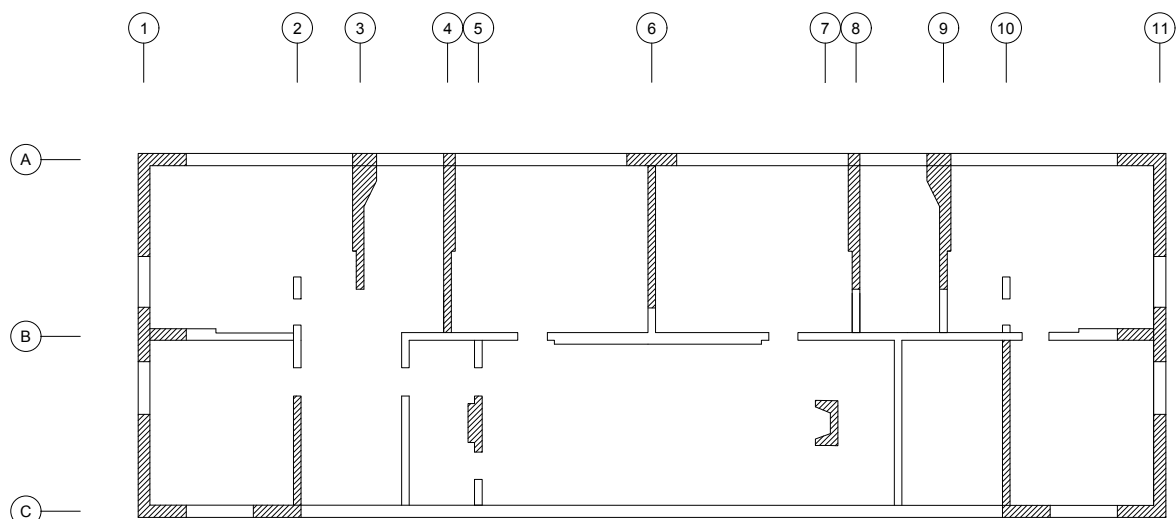
Alla undersökta pelare gav ett tillfredställande resultat med antagen lastnedförning från ovanstående element. En anledning till detta är att tidigare konstruktör har ritat in hårdbränt tegel med kalkcementbruk vid väggar med hög belastning. Alla murpelare i fasaden klarade av en högre belastning trots antagande om kanalmur i stället för 1 ½-sten. Vid beräkning av 1 ½-sten hade excentriciteten från betongbjälklaget gett större effekt. Däremot hade slankheten

minskat och kapaciteten blivit större. Dessutom i utförd modell belastas endast de längsgående väggarna i byggnaden av laster av påbyggnaden. Detta är gynnsamt för murpelare 1 och 2 men ogynnsamt för resterande. En annan lastnedförning, exempelvis med element i KL-trä, hade medfört en jämnare belastning på alla murpelare och en större last på murpelare 1 och 2.

För den transversalbelastade väggen användes approximerade böjhållfastheter enligt Sveriges Tegelindustriförening (1990). Värdena för böjhållfasthet är högst osäkra. Däremot antogs det inre arbetet längs den horisontella brottlinjen vara noll och den vertikala lasten från betongbjälklaget försumrades.

7.6 Verifiering av tvärkraftskapacitet

Skjuvväggarnas geometrier identifierades med bivillkor för avstyvande flänsar enligt SS-EN 1996-1-1:2005 (SIS, 2012). De skjuvväggar som bidrar med kapacitet vid anblåsning mot långsida visas i Figur 35.



Figur 35 – Stabiliserande skjuvväggar vid anblåsning mot byggnadens långsida, skrafferande.

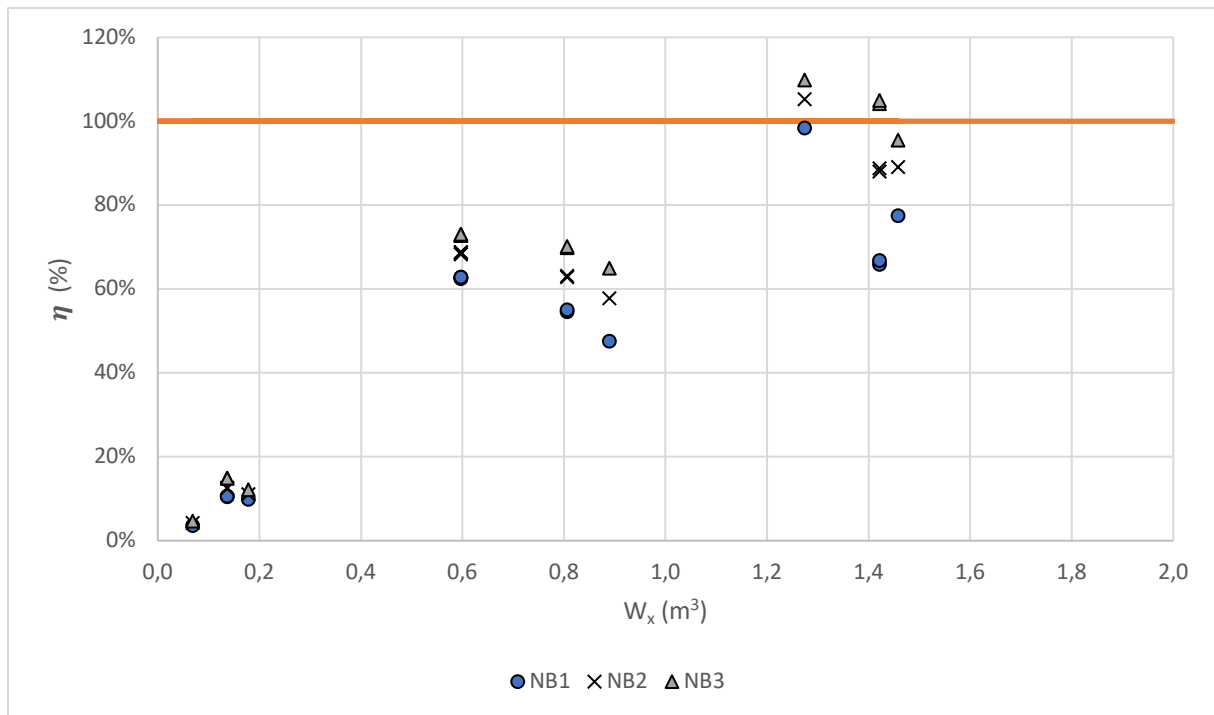
Vid kontroll av skjuvväggarnas tvärkraftskapacitet vid anblåsning mot byggnadens långsida uppvisade samtliga skjuvväggar erforderlig kapacitet vid en extra påbyggd våning. Först vid ytterligare tillkommande våningsplan överskreds vissa väggars skjuvkapacitet. Samtliga ytterväggar behandlades som 1-stensmurar bestående av månghålstegel. Samma elasticitetsmodul användes för samtliga skjuvväggar, vilket betyder att variationer i tegel och murbruk i olika delar av skjuvväggarna ej beaktades. Eftersom bjälklagsskivorna i betong var väsentligt mycket styvare än skjuvväggarna och placeringen av skjuvväggar ej var fullt symmetrisk uppstod torsionsmoment enligt beräkningarna. Horisontalbelastningen orsakad av imperfektioner och vindlaster fördelade sig därmed marginellt olika till samtliga skjuvväggar.

Som identifierats i avsnitt 5.2.1 beror murverkets skjuvkapacitet dels av dess normalkraftsbelastning. Av den anledningen gjordes även en lastnedräkning med gynnsamma nedåtriktade laster till samtliga skjuvväggar. Skjuvväggarnas tvärkraftskapacitet samt nyttjandegrad för de olika påbyggnadsscenarierna presenteras i Tabell 9. Av den använda informationens osäkerhet har värden på nyttjandegrad nära 100% markerats med gult, medan värden över 100% har markerats med orange. Indexeringarna NB1, NB2 samt NB3 representerar de olika påbyggnadsscenarierna med en, två respektive tre tillkommande våningar. Detaljerade beräkningar visas i Appendix, avsnitt 13.8.

Tabell 9 - Skjuvväggarnas tvärkraftskapacitet och nyttjandegrad för de olika påbyggnadsscenarierna.

Väggindex	$V_{Rd,NB1,i}$ (kN)	η (%)	$V_{Rd,NB2,i}$ (kN)	η (%)	$V_{Rd,NB3,i}$ (kN)	η (%)
A1-B1	56.41	63%	63.73	68%	72.02	73%
B1	33.98	11%	35.38	13%	35.83	15%
B1-C1	56.41	63%	63.73	68%	72.02	73%
B2-C2	87.43	55%	94.09	63%	101.66	70%
A3-B3	12.81	66%	120.11	88%	122.05	104%
A4-B4	153.10	77%	164.53	89%	184.25	96%
B5-C5	50.50	10%	55.59	11%	60.95	12%
A6-B6	115.69	98%	133.71	105%	153.98	110%
B7-C7	52.99	4%	56.90	4%	61.31	5%
A8-B8	111.39	48%	113.26	58%	121.29	65%
A9-B9	129.14	67%	120.06	89%	122.14	105%
B10-C10	87.43	55%	94.20	63%	101.89	70%
A11-B11	56.47	63%	63.87	69%	72.25	73%
B11	33.94	11%	35.37	13%	35.86	15%
B11-C11	56.47	63%	63.87	69%	72.25	73%

Förhållandet mellan nyttjandegrad och skjuvväggarnas böjmotstånd presenteras i Figur 36. Böjmotståndet påverkar både andelen av horisontallasten som fördelas till var skjuvvägg samt hur stor andel av skjuvväggarnas längd som är tryckt vid horisontalbelastning.



Figur 36 - Skjuvväggarnas böjmotstånd mot nyttjandegrad avseende tvärkraft för de tre olika påbyggnadsscenarierna.

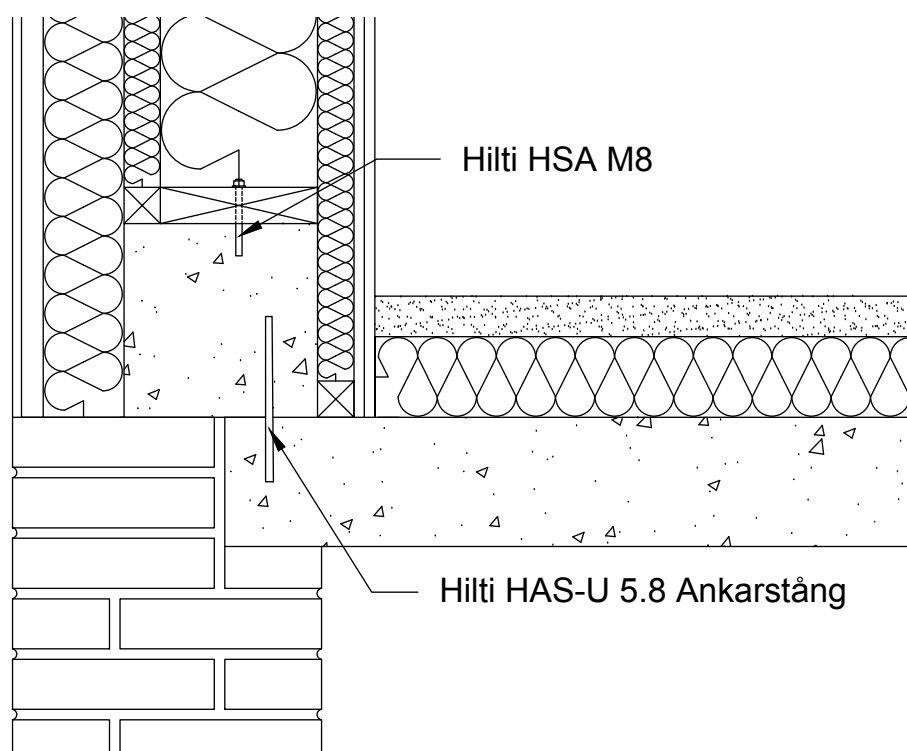
Utnyttjandegraden hos skjuvväggarna följer en linjär trend, med undantag för de trapphusväggar som inte är av L- eller T-tvärnitt. Dessa har större skjuvade areor. Dock är dessa areor placerade närmre väggarnas geometriska tyngdpunkter. Av den anledningen är ökningen av böjmotstånd relativt ökningen av skjuvad area inte lika stor som för resterande väggar. Ökningen av horisontallasten som trapphusväggarna ”suger” åt sig i beräkningsmodellen ökar inte lika mycket som för väggarna T- och L-tvärnitt.

Indikerat i samtal med konstruktörer under projektets inledande skede var murverkets tvärkraftskapacitet tidigt ett möjligt problemområde. Trots detta, med anledning i antagen initial skjuvhållfasthet för det låghållfasta kalkbruket som skjuvväggarna antagits varit uppbyggt med, klarade byggnaden av en tillkommande våning med liten marginal till brott. Modellen för skjuvhållfasthet kan dock modifieras för att ge bättre förutsättningar för ökad skjuvhållfasthet vid revision enligt standard SS-ISO 13822:2010 (SIS, 2010). Beroende på hur befintliga bjälklag bedöms vara anslutna till byggnadens tvärgående väggar påverkas det låghållfasta brukets skjuvhållfasthet enligt ekv. 6.3 i avsnitt 6.1. Görs bedömningen att de tvärgående väggarnas upplag betar sig som fast inspänt ökas normalkraftsbelastningen och därmed även medelspänningarna påverkande skjuvhållfastheten i verifieringsmodellen.

Resultatet påverkas även av att det saknas en tvärvägg i källarvåningen mellan stomlinje 6B och 6C. Den har sen tidigare nämnt ersatts med en balk för att möjliggöra mer utrymme på våningsplanet. Om tvärväggen hade funnits hade belastningen på alla andra tvärväggar minskat rejält på grund av dess möjliga längd.

7.7 Verifiering av förankring

Avseende förankring mellan befintlig och ny konstruktion utfördes beräkningar på en anslutning med ankarskruv och injekteringsmassa, Hilti HAS-U 5.8, i det befintliga betongbjälklaget samt expanderbult, Hilti HSA M8, mellan syll och betongmidja vid regelväggen, se Figur 37.



Figur 37 - Förankring mellan befintlig och ny del.

Beräkningar för detta återfinns i Appendix, avsnitt 13.9. Av våningspåbyggnadens utformning uppkom inga lyftande krafter i de olika påbyggnadsscenarierna. De nedåtriktade- och lyftande krafterna redovisas i Tabell 10.

Tabell 10 – Uppåt-(Stj) och nedåtriktade (För) krafter i anslutningen mellan ny och befintlig konstruktion för de olika påbyggnadsscenarierna.

Påbyggnadsscenario	$N_{Ed,i,Stj}$ (kN)	$N_{Ed,i,För}$ (kN)	η (%)
NB1	4.91	6.30	78%
NB2	7.31	9.27	79%
NB3	11.35	12.27	93%

Nedan sammanställs dimensionerande lasteffekter med kapacitet per fästdon och erforderligt antal fästdon per meter i anslutningen mellan befintlig och ny konstruktion.

$V_{Ed,NB1} = 7.09 \frac{kN}{m}$	Skjuvflöde NB1, en extra våning.
$V_{Ed,NB2} = 15.11 \frac{kN}{m}$	Skjuvflöde NB2, två extra våningar.
$V_{Ed,NB3} = 23.84 \frac{kN}{m}$	Skjuvflöde NB3, tre extra våningar.
$V^0_{Rd,HSA,SS-EN} = V^0_{Rd,HAS,SS-EN} = 6.825 kN/bult$	Dimensionerande tvärkraftskapacitet.
$n = 3.49 st/m$	Antal förankringsdon per meter, NB3.

På grund av att våningspåbyggnadens tak behandlades som fritt upplagt sammanföll stora nedåtriktade vertikala laster med de stomlinjer som upplever lyftande krafter orsakade av vind. Då nettoreaktionen för samtliga påbyggnadsscenarioer förblev nedåtriktad behövde inte problematiken med att få centrisk lastnedföring mellan ny och befintlig konstruktion mötas. Om takets primära bärningsriktning i stället hade varit mellan numrerade stomlinjer 1–11 hade scenariot kunnat vara annorlunda. I ett sådant fall hade förankring genom ingjutna dubb i de bärande tegelmurarna varit ett lämpligt alternativ, givet att dessa hade varit murade i massivtegel.

7.8 Verifiering av robusthet

Vid verifiering av robusthet behandlades två olika typer av belastningsfall. Dels undersöktes momentbelastningen av plattorna då ett av upplagen plockats bort då anslutande balkar förlorat sin bärrighet. Beräkningar utfördes då för plattor med en fri kant. I det andra belastningsfallet undersöktes den yttersta enmetersstrimlans momentbelastningar när den specifika vägglängd enligt standard fallit bort. Plattstrimlan antogs ge bärrighet genom balkverkan med en spännvidd lika med den bortfallna vägglängden. Momenttillskottet vid verifiering av robusthet ger kraftigt ökade nyttjandegrader, vilket visas i Tabell 12. Bjälklagen hade vid verifiering för exceptionella laster i brottgränstillståndet erforderlig bärförmåga vilket presenterades i avsnitt 7.3. Dock, på grund av de balkar i fasaderna som mister sin bärring, förändrades plattornas beteende från att ha fyra upplag till att ha tre upplag vid robusthetsverifieringen. Det stora tillskottet av dimensionerande moment vid verifieringen är däremot den tillkommande linjelasten. Trots att fasadväggen på ett stomplan bars av det kvarvarande betongbjälklaget och att lasten antogs plastiskt omfördelas på en enmetersstrimla av bjälklaget var de tillkommande lasteffekterna för

stora för att bjälklaget skulle kunna verifieras. De dimensionerande momenten för de olika fallen presenteras i Tabell 11. Plattornas respektive nyttjandegrad vid de olika belastningsfallen presenteras i Tabell 12. Fullständiga beräkningar presenteras i Appendix, avsnitt 13.10.

Tabell 11 - Dimensionerande fält- och stödmoment för de olika belastningsfallen.

Platta	$M_{Ed,fx1}$ (kNm)	$M_{Ed,sx1}$ (kNm)	$M_{Ed,fx3}$ (kNm)	$M_{Ed,sx3}$ (kNm)
C2 – Platta 3 upplag	9.66	-19.32	9.66	19.32
C2 – Balkverkan av borttagen väggstrimla	65.59	-	65.59	-
D – Platta 3 upplag	20.24	-25.30	20.24	-
D – Balkverkan av borttagen väggstrimla	72.16	-	72.16	-

Tabell 12 - Utnyttjandegrad för de undersökta bjälklagen vid robusthet.

Platta	η_{fx1} (%)	η_{sx1} (%)	η_{fx3} (%)	η_{sx3} (%)
C2 – Platta 3 upplag	76%	125%	76%	125%
C2 – Balkverkan av borttagen väggstrimla	518%	-	518%	-
D – Platta 3 upplag	118%	94%	118%	-
D – Balkverkan av borttagen väggstrimla	422%	-	422%	-

8 Allmän diskussion

Rapporten har visat, trots stora osäkerheter och konservativa antaganden, att smalhusstommar ovan mark har överbliven kapacitet som kan möjliggöra våningspåbyggnader i energieffektiviseringssyfte. Tidigt identifierades det att de nya kraven i energitaxonomi för att investeringen ska få klassas som hållbar inte utgör någon problematik. De tillkommande funktionerna skapar ingen problematik avseende konstruktionsteknisk bärighet. Vidare kan, och bör, arbetsgången enligt ISO 13822:2010 (SIS, 2010) följas vid tillståndsbedömning. Enligt standarden bör detta arbete därmed efterföljas av modelluppdatering med ytterligare information. Informationen kan enligt tidigare presenterat flödesschema komma från provning av bärverk och material, bärverksförstärkning eller förändring av stomsystem och lastnedföring för att ge en modell som möjliggör fullständig verifiering enligt alla berörda normer. Att prioritera vidare analys är att berika analysmodellen med mer information om berörda material och bärverk.

Fallstudiens stora osäkerhet är just bristen på information samt hur den tillgängliga informationen förhåller sig till dagens normer och normernas underliggande riskacceptans. Vid framtagning av dimensionerande murverkshållfasthet baseras dagens värden på medelvärden av samtliga provkroppars hållfasthetsvärden. I äldre normer är medelvärden som erhållits baserade på de sämsta provkropparna i en provserie. Vid de höga grader av osäkerheter som det arbetats med i fallstudien är ökade säkerhetsmarginaler välkomnat, men resultatet kan även bli att projekten inte blir möjliga att räkna hem. Konstruktören måste ta ställning till materialosäkerheterna, men bör söka stöd i materialprovning. Konservativa beslut har tagits i fallstudien av Sjuksystem 2. Fasadmurningen har, trots att belägg för 1 ½-stensmur finns, behandlats som en 1-stensmur. Även om en 1 ½-stensmur hade inneburit mer gynnsamma förhållanden för fallstudien blir den nu utförda analysen avseende de vertikala bärverken mer intressanta ur ett systemperspektiv. Under projektets inledande skede gjordes en omfattande undersökning av Stockholms "mellanstads" smalhus. I de första smalhusområdena som Abrahamsberg, Björkhagen, Hägerstensåsen, Traneberg och Årsta där ett omfattande bestånd av lägenheter i smalhus finns var murarna övervägande av 1-stensmjöcklek. Dessa måste dock inte verifieras för samma vindtryck som stommarna belägna i Skåne. Därav kan det vara en mindre utmaning att verifiera dessa, trots högre snölaster. Flertalet av dessa hus var även grundlagda på berg.

För att få så bra information om förutsättningarna för jordens egenskaper som möjligt bör en geoteknisk undersökning utföras. BABS46 säger att innan byggnation ska en noggrann undersökning av undergrunden göras med hjälp av sondering och oomrörda prover från olika djup (Kungliga Byggnadsstyrelsen, 1946). Däremot finns det osäkerheter i vad som har utförts på riktigt. I urvalsprocessen av fallstudieobjekt i Lund hittades flertalet objekt med samma tillåtna markpåkänning som Sjuksystem 2, 250 kPa, även om objekten låg på helt olika platser i Lund. Att alla dessa objekt har samma markegenskaper är osannolikt. En geoteknisk undersökning kan både resultera i att marken är sämre eller bättre än den nu angivna. I de fallen som de tillåtna markpåkänningarna överskreds kan fundamenten förstärkas genom att breddas. Exempelvis likt referensprojektet Dadeln 23 med pågjutning och dubning för att sprida ut lasterna. Grundens förutsättningar är avgörande för hur många extra våningar det går att bygga på.

Tillkommande information vid provning kan komma från antingen uttag och provning av bärverkens materialsammansättning eller från säkerställande av bärverkens geometrier genom inmätning. Provning av murverk kan ske antingen enbart destruktivt eller destruktivt med komplement av icke-destruktiva metoder för att minska antalet provkroppar (Feilberg Hansen & Steen Pedersen, 2015a). Destruktiv provning av tegel sker genom provlastning av flera exemplar av tegelstenar från byggnaden som undersöks med syfte att skapa en arbetskurva för teglet. Denna kan sedan användas för att erhålla ett karakteristiskt hållfasthetsvärde. En icke-destruktiv metod som kan användas för att minska antalet provkroppar som trycktestas är mätning med ultraljud som kompletterar inledande destruktiv provning (Feilberg Hansen & Steen Pedersen, 2015b). Ett samband mellan ultraljudets fortplantningshastighet genom tegelstenarna och tegelstenarnas tryckhållfasthet erhållen ur destruktiv provning fastställs. Efter det kan ett önskat antal tegelstenar provas in-situ utan att plocka ur dem ur murverket. Genom att öka det statistiska underlaget vid dimensionering får en lägre reducerande faktor beaktande modellosäkerheter användas vid utvärdering av bärverkets kapacitet enligt Annex D i SS-EN 1990 (2002a). För murbrukshållfastheter kan en annan in-situ metod användas vid namn ”krydsbor” (X-bor) utvecklad av Teknologisk Institut (2013). Dock kan denna metod endast användas för framtagning av tryckhållfasthet hos murbruket. Som visat i det föreliggande arbetet är det snarare murverkets skjuv- och böjhållfasthet som är kritisk vid våningspåbyggnad.

Vilket bruk som används vid uppförande av den byggnad som undersöks har en påverkan på de sammansatta materialhållfastheter som kan erhållas. Speciellt för påbyggnadsförslaget till Sjuksystem 2 belastades inte någon av skjuvväggarna med någon större tillkommande belastning. Det kan vara av intresse att sprida ut de tillkommande lasterna genom exempelvis indirekta lastpåföringssystem med skivor för att bland annat öka murverkets skjuvhållfasthet vid verifiering. Dagens normer, samt de normer som applicerats sedan införandet av BABS60, förutsätter förhållanden mellan kalkbruk och sand i volymandelarna 1:5 medan rådande praxis under BABS46 var förhållandet 1:3 Kungliga Byggnadsstyrelsen (1948). Att därmed basera kalkbrukshållfastheten på basvärdet M0.5 kan betraktas som ett väl konservativt antagande som förändrar förutsättningarna för samtlig murverksverifiering.

Avseende resterande material i projektet, speciellt stålet och betongen som hanteras vid verifiering av vindsbjälklagen, skulle materialprovning väsentligt kunna påverka böjhållfastheten vid verifiering. Vid ett våningspåbyggnadsprojekt måste trapphus i anslutning till vindsvåning förlängas. Då är det viktigt att ta vara på de bjälklag som eventuellt plockas bort. Betongen från bjälklagen kan trycktestas. Är det möjligt att ta ur armeringsstål ur bjälklagen kan dessa dragtestas. Även inspektion av dessa bärverk för att bedöma täckskikt och befintlig nedböjning är av vikt för att föra in mer information i analysmodellen. De bärverk som kvarstår förblir opåverkade vilket är viktigt om både miljöpåverkan och projektekonomisk påverkan ska minimeras.

Vid verifiering av robusthet har inte anslutningen till B18 behandlats. Detta är en balk med stor belastning vilken vid mistande av sin bärighet skulle riskera ett stort fortskridande ras. Föga förvånande är det att en byggnad som ej dimensionerats för robusthet inte klarar av nya krav. Detta resonemang medför att robustheten hos samtliga byggnader uppförda innan 1975, då olyckslaster infördes i de svenska regelverken, inte har erforderlig robusthet och därmed inte är tillräckligt säkra för dagens riskacceptans. Dock visar exempel från verkligheten motsatsen. Under december 2019 skedde en kraftig explosion i en lägenhet på Kobber i Lund vilken gjorde att en hel fasadvägg i en lägenhet blåstes ut (Sehlin & Runol, 2019). Byggnaden, som var av murad lättbetongstomme och betongbjälklag uppförd under början av 1950-talet, klarade genom betongbjälklagen att omfördela lasterna då två fönsterbalkar tappade sin bärning utan att fortskridande ras skedde. Hur väl modellerna för verifiering av robusthet motsvarar verkligheten är ett ämne för framtida studier, men säkerheten är imperativ oavsett slutsatserna som kan dras från resultatet av bärverksanalysen. För att byggnaden ska klara dagens

robusthetskrav, vilket de inte gör utan insats, måste momentkapaciteten i bjälklagsplattorna avsevärt ökas.

Förutsättningarna och valen konstruktören har att arbeta med vid tillståndsbedömning vid bärverksanalys av smalhus kan variera från fall till fall. Speciellt för Sjuksystem 2 var vinden inredd, vilket medförde att de befintliga bjälklagen hade en viss bärighet som det fanns ett intresse av att ta vara på. Att ett direkt lastpåföringssystem med midja valdes för projektet påverkade därefter utseendet på anslutningen mellan den tillkommande och den befintliga konstruktionen. Om byggnaden i stället hade haft en icke inredd vind med träbjälklag hade tillkommande bjälklag varit en nödvändighet. Den infästning som kontrollerats för Sjuksystem 2 görs även den direkt i de befintliga betongbjälklagen. För en annan hustyp hade annars förankring med dubb i teglet eller förankring med dragband till andra våningar kunnat vara mer lämpliga eller nödvändiga alternativ.

Generellt implicerar arbetet att våningspåbyggnader på efterkrigstidens murade stommar är möjligt, men att vissa förstärkningsåtgärder krävs för att dessa byggnader ska kunna verifieras enligt rådande normer. Vad som däremot är intressant är att ett tidigt motstånd som identifierades är att normbytet ställde krav på vissa av byggnadens bärverk, däribland grundläggningen och dess sammansatta robusthet.

9 Slutsatser

Syftet med rapporten var att undersöka om och hur energieffektiva våningspåbyggnader kunde göras på befintliga murade smalhusstommar utifrån frågeställningarna:

- Hur mycket tillkommande last kan en murad tegelstomme från referensperioden belastas med?
- Hur hanteras skillnader och översättning mellan byggnadsnormer vid bärighetsverifiering?
- Hur hanteras tillståndsbedömning och verifiering av bärverk enligt rådande regelverk?

Utifrån frågeställningarna, litteraturstudien samt verifiering av fallstudieobjektet Sjuksystem 2 kan följande generella slutsatser dras:

- Vid verifiering har smalhus större problem vid hantering av horisontella laster snarare än vertikala. Problematiken förstärks vid ytterligare tillkommande våningsplan.
- Smalhus har ingen problematik med global stabilitet. Detta beror på hustypens tunga stomme i form av murverksväggar och betongbjälklag.
- Om smalhus är grundlagt med grundsulor finns det stor risk att markpåkänningen blir för stor vid tillämpningen av dagens normer.
- Byggnadens väggeometri på den nedersta våningen har stor betydelse för murverkets tvärkraftskapacitet. Borttagna väggar leder till en markant försämring av kapacitet.
- Tidstypiska smalhus från efterkrigstiden går inte att verifiera enligt dagens krav på robusthet.
- Om våningspåbyggnadens tak är tillräckligt tungt kan förankringen mot lyftande krafter undvikas.
- Våningspåbyggnadens utformning och val av lastpåföringssystem mellan ny och befintlig konstruktion har stor betydelse för både tvärväggarnas och murpelarnas kapacitet.
- Bärverkens material och kunskap om bärverkens ingående material har en betydelse för säkerheten vid verifiering av bärverken, speciellt när det gäller murverk murat med låghållfasta bruk såsom kalkbruk.
- Översättning mellan gammal och ny norm vid verifiering är inte rättfram. Skillnader i förstoringsfaktorer för lastkombinationer gör att beräkningsresultat mellan normer inte blir direkt jämförbara.
- De materialhållfastheter som kan hämtas för äldre normers tidstypiska material är ej direkt jämförbara med dagens värden. För att ge möjlighet till välgrundade beräkningar och beslut bör materialen och dess hållfastheter som används i verifieringsmodellerna provas.

10 Förslag till vidare studier

Utifrån de avgränsningar som föreliggande arbete förhållit sig till har följande luckor identifierats som förslag på vidare och kompletterande forskning:

- Hur hanteras nya tillgänglighetskrav som måste uppfyllas vid våningspåbyggnad på en befintlig smalhusstomme? Badrum, hiss samt andra tillkommande krav.
- Hur kan en smalhusgrund med fundament förstärkas för att byggnaden ska kunna verifieras vid en våningspåbyggnad?
- Ur en arkitektonisk synvinkel – Hur kan våningspåbyggnader på smalhusstommar göras attraktivt utan att inskränka på omgivning och befintlig byggnads stilistiska drag?

Omfattande studier kan även krävas för att bedöma huruvida ekonomin finns för att göra påbyggnader på murade smalhusstommar. För vidare läsning rekommenderas då *Vertical Extension of Buildings* av Rikard Nilsson (2017).

11 Ritningsreferenser

System för ritningsreferenser är uppbyggt enligt följande system:

Ritningsägare (Tillverkningsår för ritning). *Ritningsnummer*. Diarienummer (Datum ritningen inkommit till arkiv). Arkiv, Myndighet, Plats.

Styrpinnen 15

Skånska Cementgjuteriet (1898). *2-NN99 [ritning]*. Dnr. 693/1898 (1898-01-01). Bygg- och Plantjänsten, Stadsbyggnadskontoret, Stockholm.

Kreügers Konsulterande Ingenjörfirma (1918). *No. 1976-7 [ritning]*. Dnr. 34D1/18 (1918-01-01). Bygg- och Plantjänsten, Stadsbyggnadskontoret, Stockholm.

Vasakronan (2020a). *K-20-2-0000104 [ritning]*. Dnr. 2017-06956 (2020-07-21). Bygg- och Plantjänsten, Stadsbyggnadskontoret, Stockholm.

Vasakronan (2020b). *K-20-2-0000108 [ritning]*. Dnr. 2017-06956 (2020-07-21). Bygg- och Plantjänsten, Stadsbyggnadskontoret, Stockholm.

Vasakronan (2020c). *K-20-2-0000109 [ritning]*. Dnr. 2017-06956 (2020-07-21). Bygg- och Plantjänsten, Stadsbyggnadskontoret, Stockholm.

Vasakronan (2020d). *K-20-2-0000110 [ritning]*. Dnr. 2017-06956 (2020-07-21). Bygg- och Plantjänsten, Stadsbyggnadskontoret, Stockholm.

Vasakronan (2020e). *K-41-6-0000205 [ritning]*. Dnr. 2017-06956 (2020-07-21). Bygg- och Plantjänsten, Stadsbyggnadskontoret, Stockholm.

Pahl 7

Lenca Properties (2020a). *K-20.1-401 [ritning]*. Dnr. 2017-08873 (2020-03-31). Bygg- och Plantjänsten, Stadsbyggnadskontoret, Stockholm.

Lenca Properties (2020b). *K-20.1-601 [ritning]*. Dnr. 2017-08873 (2020-03-31). Bygg- och Plantjänsten, Stadsbyggnadskontoret, Stockholm.

Lenca Properties (2020c). *K-20.1-700 [ritning]*. Dnr. 2017-08873 (2020-03-31). Bygg- och Plantjänsten, Stadsbyggnadskontoret, Stockholm.

Lenca Properties (2020d). *K-20.6-002 [ritning]*. Dnr. 2017-08873 (2020-03-31). Bygg- och Plantjänsten, Stadsbyggnadskontoret, Stockholm.

Triåfabriken 9

Fabege (2017a). *K-20-1-011 [ritning]*. Dnr. 2015-21995 (2017-08-03). Bygg- och Plantjänsten, Stadsbyggnadskontoret, Stockholm.

Fabege (2017b). *K-20-1-041 [ritning]*. Dnr. 2015-21995 (2017-08-03). Bygg- och Plantjänsten, Stadsbyggnadskontoret, Stockholm.

Fabege (2017c). *K-20-1-042 [ritning]*. Dnr. 2015–21995 (2017-08-03). Bygg- och Plantjänsten, Stadsbyggnadskontoret, Stockholm.

Fabege (2017d). *K-20-6-010 [ritning]*. Dnr. 2015–21995 (2017-08-03). Bygg- och Plantjänsten, Stadsbyggnadskontoret, Stockholm.

Tegeludden 11

AROS Bostad (2011a). *K-33-1-56 [ritning]*. Dnr. 2009-12256-572 (2012-05-29). Bygg- och Plantjänsten, Stadsbyggnadskontoret, Stockholm.

AROS Bostad (2011b). *K-33-1-55 [ritning]*. Dnr. 2009-12256-572 (2012-05-29). Bygg- och Plantjänsten, Stadsbyggnadskontoret, Stockholm.

Moelven Byggmodul AB (2010). *K-40.2-005 [ritning]*. Dnr. 2009-12256-572 (2012-05-29). Bygg- och Plantjänsten, Stadsbyggnadskontoret, Stockholm.

Sjuksystem 2

Hammarskjöld-Reiz, I. (1948a). *RITN.NR9 [ritning]*. Dnr. 556/48 (2014-06-14). Ritningsarkiv, Lunds Kommun, Lund.

Hammarskjöld-Reiz, I. (1948b). *RITN.NR10 [ritning]*. Dnr. 556/48 (2014-06-14). Ritningsarkiv, Lunds Kommun, Lund.

Hammarskjöld-Reiz, I. (1948c). *RITN.NR11 [ritning]*. Dnr. 556/48 (2014-06-14). Ritningsarkiv, Lunds Kommun, Lund.

Hammarskjöld-Reiz, I. (1948d). *RITN.NR12 [ritning]*. Dnr. 556/48 (2014-06-14). Ritningsarkiv, Lunds Kommun, Lund.

Hammarskjöld-Reiz, I. (1948e). *RITN.NR23 [ritning]*. Dnr. 556/48 (2014-06-14). Ritningsarkiv, Lunds Kommun, Lund.

Jönsson, S. (1949a). *5 [ritning]*. Dnr. 31/49 (2014-06-14). Ritningsarkiv, Lunds Kommun, Lund.

Jönsson, S. (1949b). *2 [ritning]*. Dnr. 31/49 (2014-06-14). Ritningsarkiv, Lunds Kommun, Lund.

Jönsson, S. (1949c). *3 [ritning]*. Dnr. 31/49 (2014-06-14). Ritningsarkiv, Lunds Kommun, Lund.

12 Referenser

- Allan, J. et al.(2022). *Operational and embodied emissions associated with urban neighbourhood densification strategies*. Energy and Buildings. 276. <https://doi-org.ludwig.lub.lu.se/10.1016/j.enbuild.2022.112482>
- Amer, M. & Attia, S. (2017). *ROOF STACKING: Learned Lessons fram Architects*, Leige: SBD Lab.
- Amer, M. & Attia, S. (2018). *TIMBER CONSTRUCTION METHODS FOR ROOF STACKING: CLASSIFICATION AND COMPARATIVE ANALYSIS*. Proceedings of World Conference on Timber Engineering - WCTE 2018. Seoul: Liege University.
- Bchar, P. & Youssef, R. (2018). *Bygga till ett våningsplan på befintligt bostadshus. Utredning av konstruktionstekniska och byggnadstekniska åtgärder (Examensarbete)*. <http://urn.kb.se/resolve?urn=urn:nbn:se:kth:diva-231573>
- BE Group AB (2016). *Byggstålshandboken*. Malmö: BE Group AB.
- Bengtsson, E. (2023). *Muntlig kommunikation*. Malmö.
- Björk, C., Kallstenius, P. & Reppen, L. (2003). *Så byggdes husen 1880-2000*. 5:e upplagan red. Stockholm: Formas förlag.
- Bostadssociala Utredningen (1935). *Betänkande med förslag rörande lån och årliga bidrag av statsmedel för främjande av bostadsförsörjning för mindre bemedlade barnrika familjer jämte därtill hörande utredningar*. SOU 1935:2. Stockholm.
- Boverket (2018). *Tillbyggnad*. <https://www.boverket.se/sv/PBL-kunskapsbanken/regler-om-byggande/andring-av-byggnader/tillbyggnad/> [2023-02-09]
- Boverket (2020). *Krav vid ändring av byggnader*. <https://www.boverket.se/sv/PBL-kunskapsbanken/regler-om-byggande/boverkets-konstruktionsregler/overgripande-bestammelser/krav-vid-andring/> [2023-02-07]
- Boverket (2022). *Boverkets föreskrifter och allmänna råd (2011:10) om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (Eurokoder)*. BFS 2022:4.(EKS12). Karlskrona: Boverket.
- Europaparlamentets och rådets förordning (EU) 2020/852 av den 18 juni 2020 om inrättande av en ram för att underlätta hållbara investeringar och om ändring av förordning (EU) 2019/2088 (EUT-L L 198. 22.6.2020, ss. 13-43). <https://eur-lex.europa.eu/legal-content/SV/TXT/?uri=celex:32020R0852>
- Europeiska rådet (2020a). *Den europeiska gröna given*. <https://www.consilium.europa.eu/sv/policies/green-deal/> [2023-01-25]
- Europeiska rådet (2020b). *Infografik – 55%-paketet: grönare byggnader i EU*. <https://www.consilium.europa.eu/sv/infographics/fit-for-55-making-buildings-in-the-eu-greener/> [2023-01-25]

- Fabricius, O. (1990). *Äldre murverkshus. Reparation och ombyggnad*. Stockholm: Byggeforskningsrådet.
- Fagerlund, G. (2010a). *Betongkonstruktioners beständighet : en genomgång av officiella svenska regler 1926- 2010*, Lund: Lunds tekniska högskola.
- Fagerlund, G. (2010b). *Mineraliska tillsatsmedel i cement*.
<https://lucris.lub.lu.se/ws/portalfiles/portal/16298566/4113107.pdf> [2023-04-07]
- Farsäter, K., Fransson, V., Johansson, D. & Janson, U. (2022). *Riva, cirkulera, bygga nytt eller renovera? Energianvändning i hela livscykeln*. <https://sparaochbevara.se/wp-site-content/uploads/2022/08/Slutrapport-Riva-cirkulera-bygga-nytt-eller-renovera-Dnr-2019-023739.pdf> [2023-02-10].
- Feilberg Hansen, K. & Steen Pedersen, E. (2015a). *SBI-anvisning 248: Äldre murværks styrkeegenskaber*. 1:a upplagan red. Ålborg: Statens Byggeforskningsinstitut, Aalborg Universitet.
- Feilberg Hansen, K. & Steen Pedersen, E. (2015b). *Eksperimentel og teoretisk undersøgelse af ældre murværks styrkeegenskaber*. SBI 2015:02. Köpenhamn: Statens Byggeforskningsinstitut, Aalborg Universitet.
- Gustavsson, T. (u.å). *Renovering av tegelfasader med korrosionsskador*.
<http://www.konstruktioner.se/pdf/Del%201%20historik.pdf> [2023-03-17]
- Hafner, A. & Storck, M. (2019). Life Cycle Analysis of Vertical Building Extensions – Environmental Impacts of Different Material Selection. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. 290.
- Hellsing, J. & Mård, S. (2018). *Bostadshus från Miljonprogrammet med påbyggnad i trä: En jämförelse mellan KL-träelement och BoKlok-moduler ur bärighets- och klimatsynpunkt [Examensarbete]*. Karlstad: Karlstad Universitet.
<http://urn.kb.se/resolve?urn=urn:nbn:se:kau:diva-68693>.
- Hervall, A. (1997). *Bärande Tegelmurverk*. Stockholm: Svenskt Tegel MPI AB.
- Hillerborg, A. (1974). *Dimensionering av armerade betongplattor enligt STRIMLEMETODEN*. Stockholm: Almqvist & Wiksell.
- Hilti (2023a). *HSA Expansion anchor*.
https://www.hilti.se/medias/sys_master/documents/h58/h8b/9869304791070/Technical-data-sheet-for-the-HSA-stud-anchor-Technical-information-ASSET-DOC-2027424.pdf [2023-04-27]
- Hilti (2023b). *HIT-HY 200 Injection Mortar. Technical datasheet*.
https://www.hilti.se/medias/sys_master/documents/h61/hb7/9861789024286/Technical-data-sheet-for-Hilti-HIT-HY-200-injectable-mortar-in-concrete-Technical-information-ASSET-DOC-8258686.pdf [2023-05-09]

Holm, N. (2018). *Teknikkonsulters projekteringsutmaningar i påbyggnadsprojekt. En fallstudie ur konstruktörens och VVS-projektörens perspektiv (Examensarbete)*. Luleå: Luleå tekniska universitet. <http://urn.kb.se/resolve?urn=urn:nbn:se:ltu:diva-82032>

Hopkinson, P., Chan, H.M., Zhou, K., Wang, Y. (2019). Recovery and reuse of structural products from end-of-life buildings. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Engineering Sustainability*, 172(3), ss. 119-128.

IEG, 2010. *IEG - Rapport 7:2008. Tillämpningsdokument - EN 1997-1 kapitel 6 Plattgrundläggning*, Stockholm: Implementeringskommisionen för Europastandarder inom Geoteknik.

Järnbestämmelser (1938). *Normalbestämmelser för järnkonstruktioner till byggnadsverk. SOU 1938:37*. 3:e upplagan. Stockholm: Kommunikationsdepartementet.

Karlsson, V. & Roisin, E. (2018). *Analys av äldre murverkshus gällande befintliga byggnadens förutsättningar för påbyggnad. [Examensarbete]*. Stockholm: Kungliga Tekniska Högskolan. <http://urn.kb.se/resolve?urn=urn:nbn:se:kth:diva-231621>

Kungliga Byggnadsstyrelsen (1946). *Anvisningar till byggnadsstadgan*. Stockholm: Victor Pettersons Förlag.

Kungliga Byggnadsstyrelsen (1948). *Kungliga Byggnadsstyrelsens Publikationer 1948:3. Allmänna bestämmelser angående materialier och arbete vid Kungliga Byggnadsstyrelsens husbyggnadsarbeten. Fastställda av Kungliga Byggnadsstyrelsen den 26:e juli 1937*. 9:e upplagan red. Trollhättan: Trollhättans Tryckeri.

Kungliga Byggnadsstyrelsen (1950). *Anvisningar till byggnadsstadgan*. 1:a upplagan red. Norrköping: Norrköpings Tidningars Aktiebolag.

Kungliga Byggnadsstyrelsen (1960). *Anvisningar till byggnadsstadgan: BABS60*. Stockholm.

Lanevik, H. (1990). *Äldre Murverkshus, Reparation och ombyggnad*. Stockholm: Byggeforskningsrådet.

Martinsons (u.å). *Trikåfabriken, Stockholm*. <https://www.martinsons.se/vara-projekt/ett-urval-av-vara-projekt/projekt-martinsons/trikafabriken-stockholm/> [2023-05-01]

Molnár, M. & Gustavsson, T. (2016). *Utformning av murverkskonstruktioner enligt Eurokod 6*. Stockholm: AB Svensk Byggtjänst.

Nilsson, R. (2017). *Vertical Extension of Buildings*. Lund: Lunds Universitet.

Norell, M., Stehn, L. & Engström, D. (2020). Architectural Design of Vertical Extensions of Buildings: A Risk Perspective on Complexity. *Proceedings 36th Annual ARCOM Conference / [ed] L. Scott, C. J. Neilson, Association of Researchers in Construction Management (ARCOM)*. ss. 625-634. <http://urn.kb.se/resolve?urn=urn:nbn:se:ltu:diva-81888>

Olsson, J., Norén, J., Parida, G., Esquivel, A., Söderström, H. (2022). *Vägledning för påbyggnader i trä - Byggsystem*, Borås: RISE Research Institutes of Sweden AB.

Olsson, L. (2019). *FUKTSÄKERHET VID KL-TRÄBYGGANDE UTAN VÄDERSKYDD*, Kalmar: Svenska byggbranschens utvecklingsfond.

Paulsson (red.), G. (1936). *Hantverkets Bok: Mureri*. Stockholm: Lindfors Bokförlag.

Pavia, S., Costigan, A. & Kinnane, O. (2015). An experimental evaluation of prediction models for the mechanical behavior of unreinforced lime-mortar masonry under compression. *Journal of Building Engineering*. ss. 283-294. <https://doi.org/10.1016/j.job.2015.10.001>

Sangregorio (red.), I.-L. (1978). *Smalhus framtidshem!*. Stockholm: Statens råd för byggnadsforskning.

Sehlin, M. & Runol, M. (2019). *Kraftig explosion i Lund - Två gripna - Släpptes efter förhör*. <https://www.sydsvenskan.se/2019-12-27/kraftig-explosion-i-lund--tva-gripna--slapptes-efter-forhor> [2023-05-08].

Sjöstrand, O. (1997). *Bärande Tegelmurverk*. Stockholm: Svenskt Tegel MPI AB.

Stadsbyggnadskontoret (2009). *Planbeskrivning. Dnr. 2007-38468 (2009-03-04)*, Stockholm: Bygg- och Plantjänsten. Stadsbyggnadskontoret.

Statliga Cement- och Betongbestämmelser (1934). *Normalbestämmelser för leverans och provning av cement samt för byggnadverk av betong och armerad betong. SOU 1934:17*. Stockholm: Kommunikationsdepartementet.

Statliga Cement- och Betongbestämmelser (1942). *Tillägg nr 1 till Statliga Cement- och Betongbestämmelser av år 1934. SOU 1942:44*. Stockholm: Kommunikationsdepartementet.

Stockholms Stads Byggnadsnämnd (1947). *Smalhuset - Resultat av utredningar och överväganden inom Stockholms Stads förvaltning*, Stockholm.

Stockholms Stads Förvaltning (1948). *Smalhuset: Resultat av utredningar och överväganden inom Stockholms Stads Förvaltning*. Stockholm: K. L. Beckmans Boktryckeri.

Stockholms Stads Fastighetskontor, 1932. *Program för tävling rörande förslag till typer för billiga bostäder*. <https://stockholmskallan.stockholm.se/post/33565> [2023-02-19]

Stockholms Stads Fastighetskontor (1934). *Stadskollegiets utlåtanden och memorial - Bihang 1934 nr. 68. Bostadsförhållanden i Stockholm samt Stockholms bostadspolitik.*, Stockholm: Stockholms stads fastighetskontor.

Strömberg, C. A. (1948). *Ingenjörshandboken: Del 5. Material. Byggnad. Värme och Sanitet*. Stockholm: Nordisk Rotogravyr.

Swegon (2022). *Description of the air handling unit. GOLD*. https://www.swegon.com/siteassets/_product-documents/air-handling-units/gold-version-f/general/_en/gold_f_description.pdf [2023-05-03]

Svenska Institutet för Standarder [SIS] (2002a). *SS-EN 1990. Grundläggande dimensionering för bärverk*. Stockholm: SIS.

Svenska Institutet för Standarder [SIS] (2002b). *SS-EN 1991-1-1. Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-1: Allmänna laster – Tunghet, egentyngd, nyttig last för byggnader*. Stockholm: SIS.

Svenska Institutet för Standarder [SIS] (2005a). *SS-EN 1991-1-3. Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-3: Allmänna laster - Snölast*. Stockholm: SIS.

Svenska Institutet för Standarder [SIS] (2005b). *SS-EN 1992-1-1:2005. Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader*. Stockholm: SIS.

Svenska Institutet för Standarder [SIS] (2006). *SS-EN 1991-1-7:2006. Eurokod 1: Laster på bärverk - Del 1-7: Allmänna laster - Olyckslast*. Stockholm: SIS.

Svenska Institutet för Standarder [SIS] (2010). *SS-ISO 13822:2010. Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk - Tillståndsbedömning av befintliga bärverk*. Stockholm: SIS.

Svenska Institutet för Standarder [SIS] (2011). *SS-EN 771-1:2011. Mursten och murbruk - Krav - Del 1: Tegelsten*. Stockholm: SIS.

Svenska Institutet för Standarder [SIS] (2012). *SS-EN 1996-1-1:2005+A1:2012. Eurokod 6: Dimensionering av murverkskonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler för armerade och oarmerade murverkskonstruktioner*. Stockholm: SIS.

Svenska Institutet för Standarder [SIS] (2015). *SS-EN 1991-1-1. Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-4: Allmänna laster - Vindlast*. Stockholm: SIS.

Svenska Institutet för Standarder [SIS] (2018). *SS-EN 1992-4:2018. Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 4: Dimensionering av infästningar till betong*. Stockholm: SIS.

Svenska Institutet för Standarder [SIS] (2019). *SS-EN 1015-11:2019. Provning Bruk - Del 11: Hårdnat murbruk - Bestämning av böjdraghållfasthet och tryckhållfasthet*. Stockholm: SIS.

Svenska Institutet för Standarder [SIS] (2022a). *SS-CEN/TS 17440:2022. Bärighetsutredning och förstärkning av befintliga konstruktioner*. Stockholm: SIS.

Svenska Institutet för Standarder [SIS] (2022b). *SS-EN 1993-1-1:2022. Eurokod 3 – Dimensionering av stålkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader*. Stockholm: SIS.

Svenska Teknologföreningen (1942). *Normalbestämmelser för leverans och provning av murtegel jämte anvisningar rörande tillåtna tryckpåkänningar för murverk av tegel och tegelmurverks värmeisoleringsförmåga*. Stockholm: Södermans Boktryckeri AB.

- Svenskt Trä (2013). *Att välja trä*. Stockholm: Svenskt Trä.
- Svenskt Trä (2017). *KL-trähandboken. Fakta och projektering av KL-träkonstruktioner*. Stockholm: Svenskt Trä.
- Svenskt Trä (2019). *Dimensionering av träkonstruktioner Del 1*. 3:e upplagan. Stockholm: Svenskt Trä.
- Svenskt Trä (2021). *Takstolshandboken*. 1:a upplagan. Stockholm: Svenskt Trä.
- Svenskt Trä (2023a). *Spara Tid*. Stockholm: Svenskt Trä. <https://www.svenskttra.se/bygg-med-tra/byggande/varfor-tra/spara-tid/> [2023-02-10]
- Svenskt Trä (2023b). *Fuktkvot*. Stockholm: Svenskt Trä. <https://www.svenskttra.se/trafakta/allmant-om-tra/tra-och-fukt/> [2023-02-13]
- Svenskt Trä (2023c). *Mikroorganismer*. Stockholm: Svenskt Trä. <https://www.svenskttra.se/trafakta/allmant-om-tra/tra-och-fukt/mikroorganismer/> [2023-02-12]
- Sveriges Tegelinstriförening (1935). *TEGEL #3*. Sala: Sveriges Tegelinstriförening.
- Sveriges Tegelinstriförening (1946). *TEGEL #1*. Sala: Sveriges Tegelinstriförening.
- Sveriges Tegelinstriförening (1954). *TEGEL #5*. Stockholm: Sveriges Tegelinstriförening.
- Sveriges Tegelinstriförening (1990). *Murverkshandboken MUR 90. Häfte 4: Dimensionering*. Helsingborg: STIF Sveriges Tegelinstriförening.
- Tegelinstrins Centralkontor AB (1957). *Tekniska data för tegel och tegelkonstruktioner. Teknisk information nr 11*. Stockholm: Tegelinstrins Centralkontor AB.
- Teknologisk Institut (2013). *Statistiske Beregninger af ældre murværk*. https://www.murtag.dk/fileadmin/user_upload/Editor/pdf/pjecer/Beregning_af_aeldre_murvaerk_Ver_2.0.pdf [2023-05-03]
- Thelandersson, S. (2020). *Byggnaders robusthet. Dimensionering för olyckslaster och fortskridande ras*. Stockholm: AB Svensk Byggtjänst.
- Tyréns, 2019. *Trikåfabriken - Från fabrikslokaler till modern kontorsbyggnad i trä*. <https://www.tyrens.se/sv/projekt/byggnader/trikaafabriken-fraan-fabrikslokaler-till-modern-kontorsbyggnad-i-trae/> [2023-05-01]
- Zhou, K., Chen, H-M., Wang, Y., Lam, D., Ajayebi, A. & Hopkinson, P. (2020). Developing advanced techniques to reclaim existing end of service life (EoS) bricks – An assessment of reuse technical viability. *Devolpments in the Built Environment*, 2. <https://doi.org/10.1016/j.dibe.2020.100006>

13 Appendix

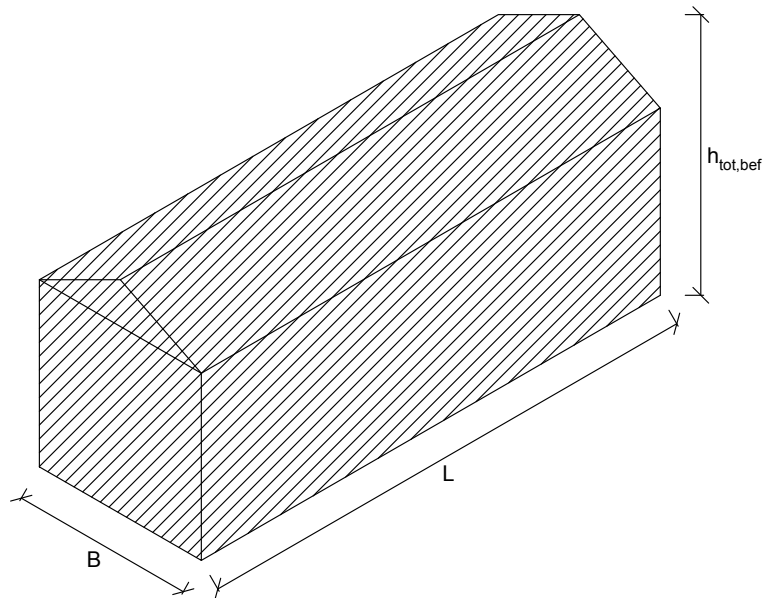
13	Appendix	85
13.1	<i>Byggnadsgeometri</i>	87
13.1.1	Geometri av befintlig byggnad	87
13.1.2	Geometri för våningspåbyggnad	89
13.1.3	Plattgeometri	90
13.1.4	Väggeometri	94
13.1.5	Fundamentsgeometri	100
13.1.6	Balkar i befintlig byggnad	104
13.1.7	Fönsteruppställning	105
13.2	<i>Lastsummering</i>	106
13.2.1	Egentyngder	106
13.2.2	Variabla laster	107
13.3	<i>Lastnedräkning</i>	112
13.3.1	Indata	112
13.3.2	Laster	112
13.3.3	Laster på fundament	114
13.3.4	Sammanställning - markpåkänning	120
13.4	<i>Global stabilitet</i>	124
13.4.1	Indata	124
13.4.2	Laster	124
13.4.3	Verifiering	125
13.5	<i>Verifiering av plattor för ändrad användning</i>	133
13.5.1	Indata	133
13.5.2	Laster	133
13.5.3	Geometri	134
13.5.4	Dimensionerande moment	136
13.5.5	Sammanställning av dimensionerande moment	138
13.5.6	Dimensionerande momentkapacitet	139
13.5.7	Sammanställning av dimensionerande momentkapacitet	141
13.6	<i>Verifiering av balkar vid våningspåbyggnad</i>	142
13.6.1	Indata	143
13.6.2	Laster	143
13.6.3	B2	145
13.6.4	B3	146

13.7	<i>Verifiering av murpelare</i>	148
13.7.1	Indata	148
13.7.2	Laster	148
13.7.3	Murpelare 1	149
13.7.4	Murpelare 2	153
13.7.5	Murpelare 3	154
13.7.6	Murpelare 4	157
13.7.7	Murpelare 5	161
13.7.8	Murpelare 6	166
13.7.9	Transversalbelastad vägg.....	167
13.8	<i>Verifiering av tvärkraftskapacitet</i>	171
13.8.1	Indata	171
13.8.2	Laster	171
13.8.3	Dimensionerande tvärkraft för skjuvväggar	173
13.8.4	Dimensionerande tvärkraftskapacitet för skjuvväggar	178
13.9	<i>Verifiering av förankring</i>	186
13.9.1	Indata	186
13.9.2	Laster	186
13.9.3	Dimensionerande lasteffekter	186
13.9.4	Dimensionerande skjuvhållfasthet	189
13.10	<i>Verifiering av robusthet</i>	191
13.10.1	Indata	191
13.10.2	Laster	191
13.10.3	Verifiering	191
13.10.4	Kontroll av C2.....	193
13.10.5	Kontroll av D	194

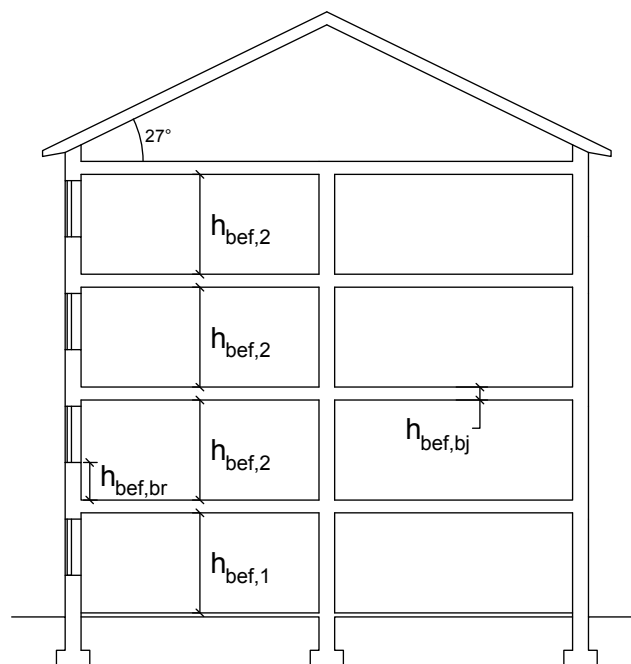
13.1 Byggnadsgeometri

13.1.1 Geometri av befintlig byggnad

Geometrin av den befintliga byggnaden utlästes från äldre ritningar samt mätningar. Schematiska illustrationer av geometrin visas i Figur 38 och Figur 39.



Figur 38 - Byggnadsvolym för befintlig byggnad.



Figur 39 - Vertikalsektion för den befintliga byggnaden.

$$L = 34 \text{ m}$$

Längden av byggnaden.

$$B = 12 \text{ m}$$

Bredden av byggnaden.

$$H_{tot,bef} = 14.6 \text{ m}$$

Byggnadens totalhöjd.

$$v = 27^\circ$$

$$h_{bef,1} = 2.4 \text{ m}$$

$$h_{bef,2} = 2.6 \text{ m}$$

$$h_{bef,bj} = 0.31 \text{ m}$$

$$h_{murpelare,1} = h_{bef,1} = 2.4 \text{ m}$$

$$h_{murpelare,2} = h_{bef,2} = 2.6 \text{ m}$$

Vinkel på taklutning.

Höjd av första våningen.

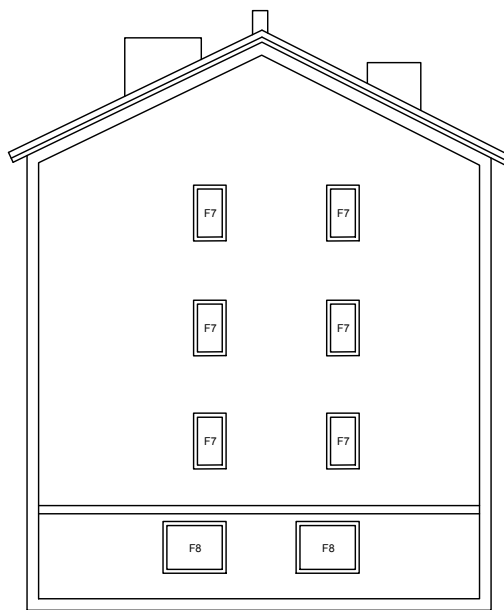
Höjd av resterande våningar.

Bjälklagstjocklek för alla bjälklag.

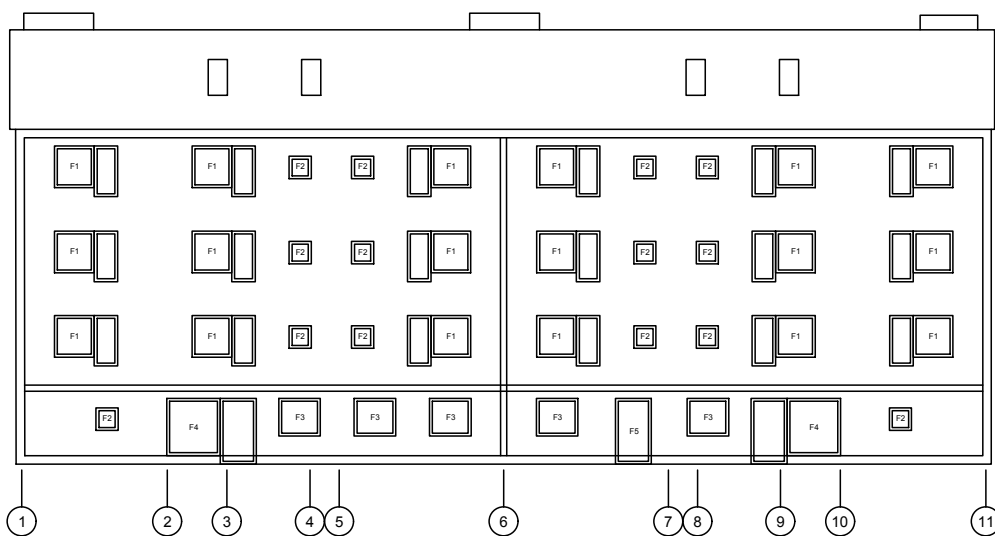
Höjd av murpelare på bottenvåning,
antas lika hög som våningshöjden.

Höjd av murpelare på översta våning,
antas lika hög som våningshöjden.

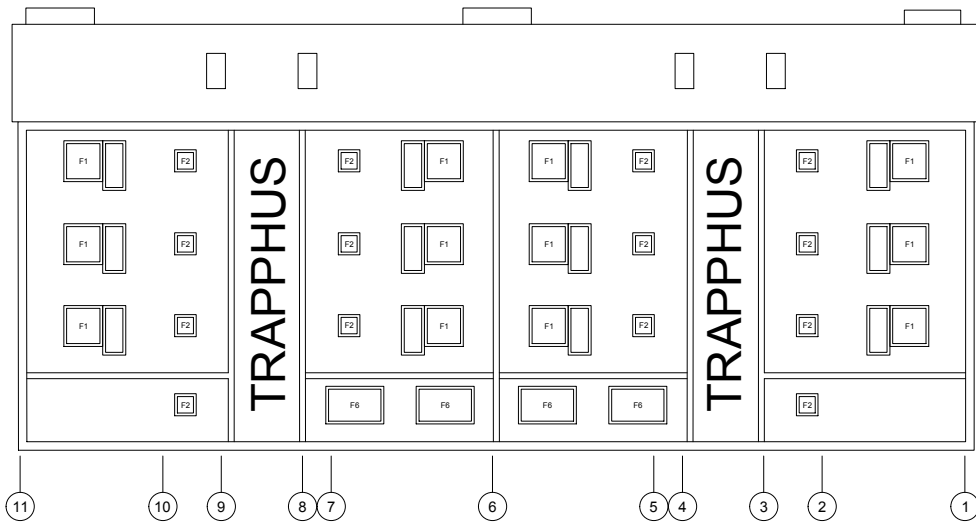
Byggnadens fasader visas i Figur 40, Figur 41 och Figur 42.



Figur 40 - Gavel av den befintliga byggnaden.



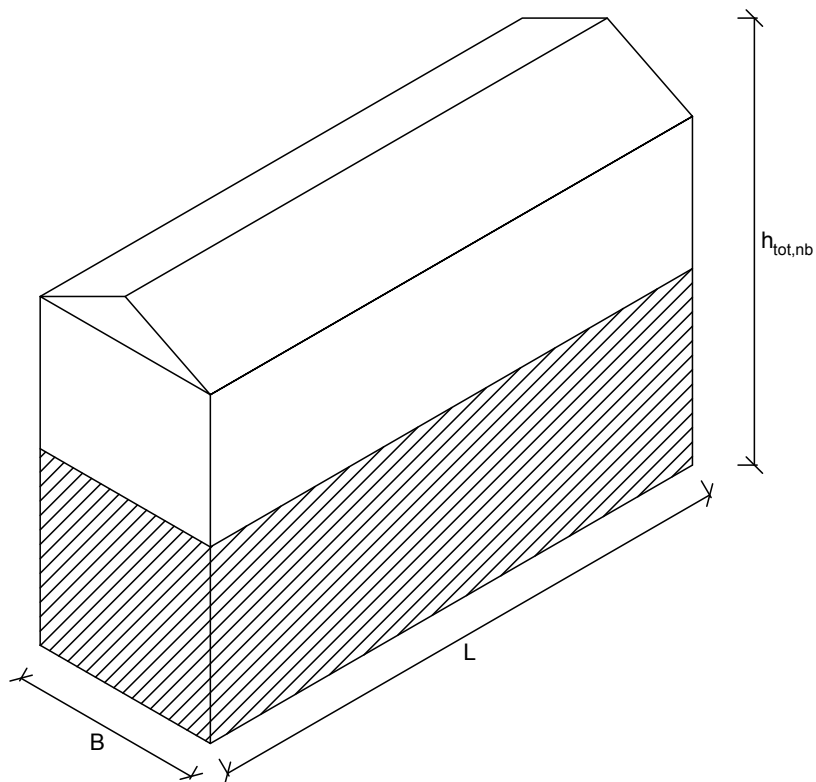
Figur 41 - Långsida mot syd.



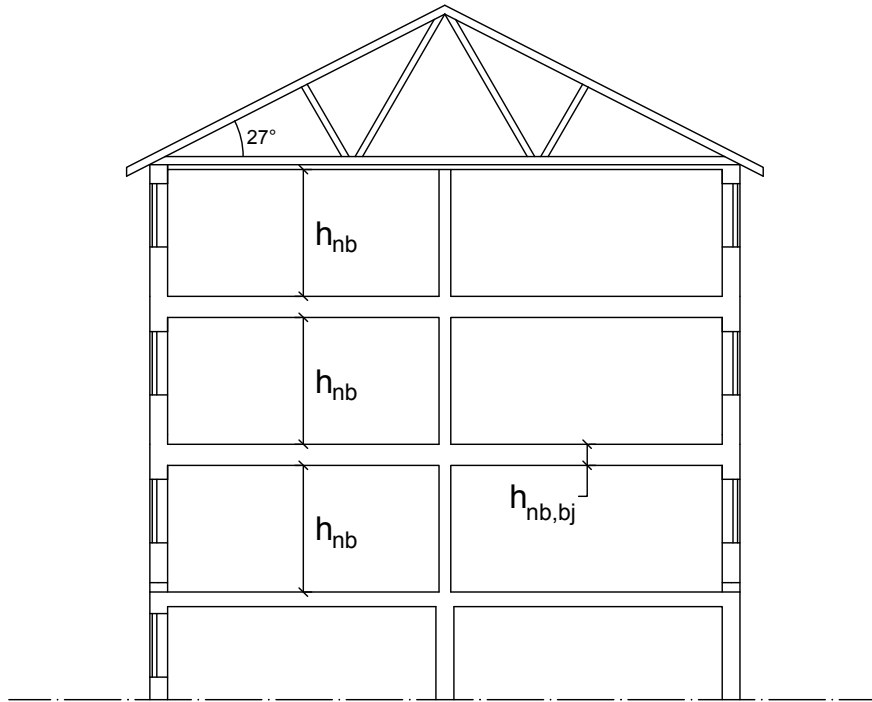
Figur 42 - Längsida nord.

13.1.2 Geometri för våningspåbyggnad

Geometrin för byggnaden med våningspåbyggnader redovisas för påbyggnader upp till tre våningar, se Figur 43 och Figur 44.



Figur 43 - Byggnadsvolym för befintlig byggnad med våningspåbyggnad.



Figur 44 - Vertikalsektion genom våningspåbyggnaden.

$$h_{tot,NB1} = 17.2m$$

Totalhöjd med en extra våning.

$$h_{tot,NB2} = 20.3m$$

Totalhöjd med två extra våningar.

$$h_{tot,NB3} = 23.5m$$

Totalhöjd med tre extra våningar.

$$h_{nb} = 2.7m$$

Våningshöjd för påbyggnadsvåningar.

$$h_{nb,bj} = 0.45m$$

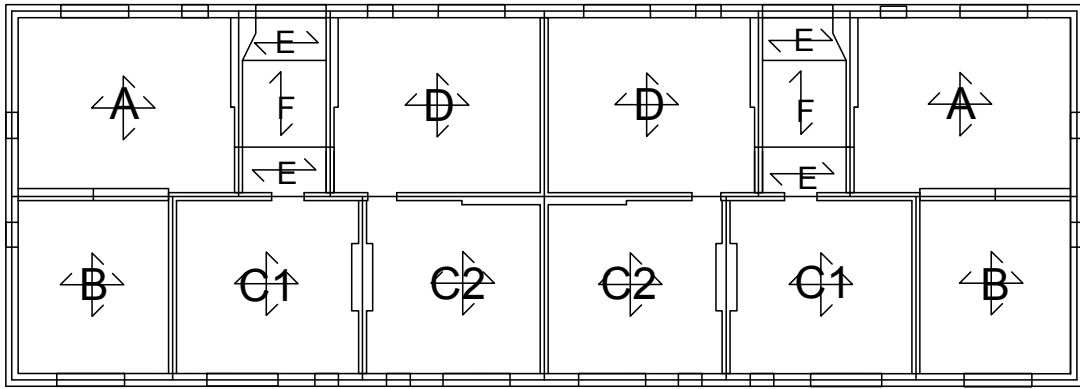
Bjälklagstjocklek för träbjälklag.

$$v = 27^\circ$$

Vinkel på taklutning.

13.1.3 Plattgeometri

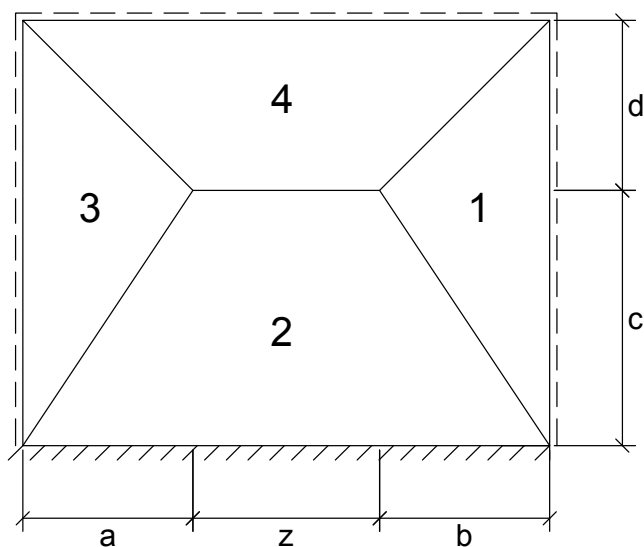
Nedan presenteras de olika plattornas geometrier samt vilken area som belastar respektive vägg för lastnedförning. Överkantsarmering och fasad som upplag resulterar i en fast inspänd respektive fritt upplagd kant. Upplag i hörn med samma upplagsförhållande får begränsningslinjer med en lutning 1:1 och hörn med en blandning av fast inspända och fritt upplagda kanter får begränsningslinjer med lutning 2:3. Byggnaden är enkelsymmetrisk i tvärriktningen och plattornas begränsningslinjer blir därmed spegelvända i andra riktningen, se Figur 45.



Figur 45 - Plattgeometri för befintlig byggnad.

Geometrin för bjälklagsplatta A visas i Tabell 13.

Tabell 13 - Plattgeometri för bjälklagsplatta A.

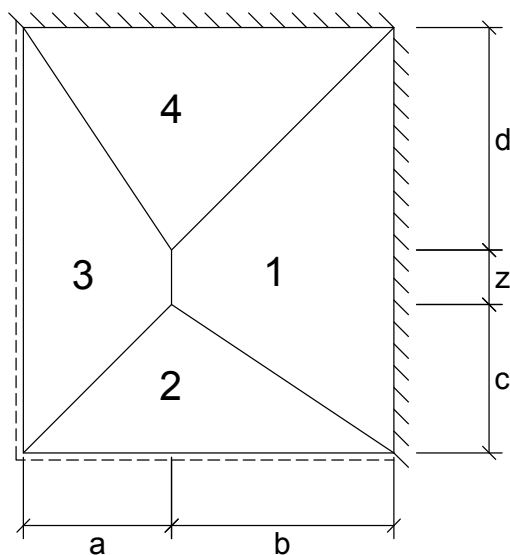


PLATTA A

Beteckning	Värde	Enhet
a_{PA}	2.34	m
b_{PA}	2.34	m
c_{PA}	3.51	m
d_{PA}	2.34	m
z_{PA}	2.57	m
x_{PA}	7.25	m
y_{PA}	5.85	m
A_{PA}	41.86	m ²
$A_{PA,1}$	6.85	m ²
$A_{PA,2}$	16.90	m ²
$A_{PA,3}$	6.85	m ²
$A_{PA,4}$	11.26	m ²

Geometrin för bjälklagsplatta B visas i Tabell 14.

Tabell 14 - Plattgeometri för bjälklagsplatta B.

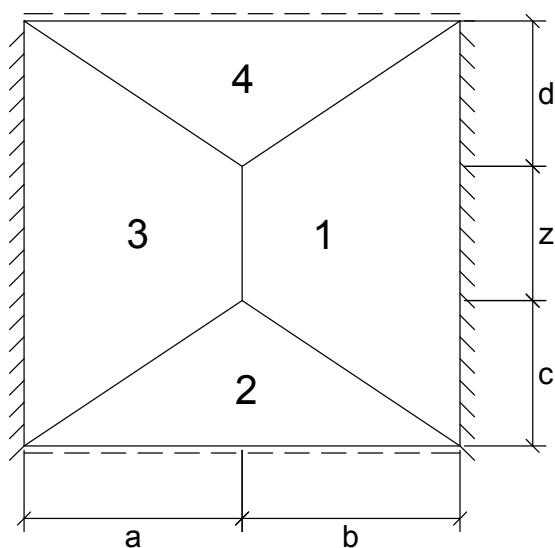


PLATTA B

Beteckning	Värde	Enhet
a_{PB}	2.04	m
b_{PB}	3.06	m
c_{PB}	2.04	m
d_{PB}	3.06	m
z_{PB}	0.75	m
x_{PB}	5.10	m
y_{PB}	5.85	m
A_{PB}	29.30	m ²
$A_{PB,1}$	9.86	m ²
$A_{PB,2}$	5.10	m ²
$A_{PB,3}$	5.50	m ²
$A_{PB,4}$	8.84	m ²

Geometrin för bjälklagsplatta C1 visas i Tabell 15.

Tabell 15 - Plattgeometri för bjälklagsplatta C1.

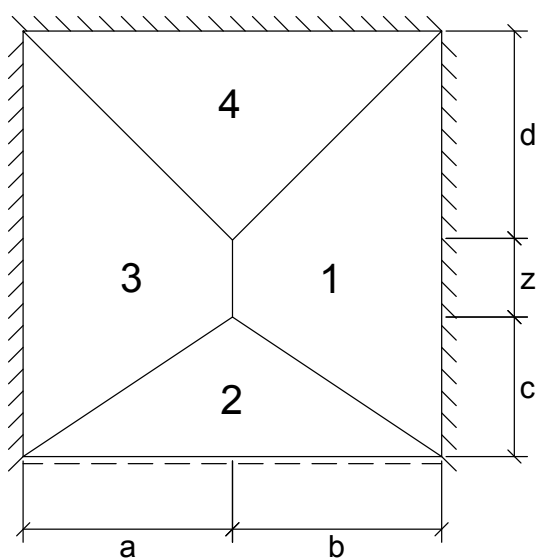


PLATTA C1

Beteckning	Värde	Enhet
a_{PC1}	3.00	m
b_{PC1}	3.00	m
c_{PC1}	2.00	m
d_{PC1}	2.00	m
z_{PC1}	1.85	m
x_{PC1}	6.00	m
y_{PC1}	5.85	m
A_{PC1}	34.62	m ²
$A_{PC1,1}$	11.33	m ²
$A_{PC1,2}$	5.98	m ²
$A_{PC1,3}$	11.33	m ²
$A_{PC1,4}$	5.98	m ²

Geometrin för bjälklagsplatta C2 visas i Tabell 16.

Tabell 16 - Plattgeometri för bjälklagsplatta C2.

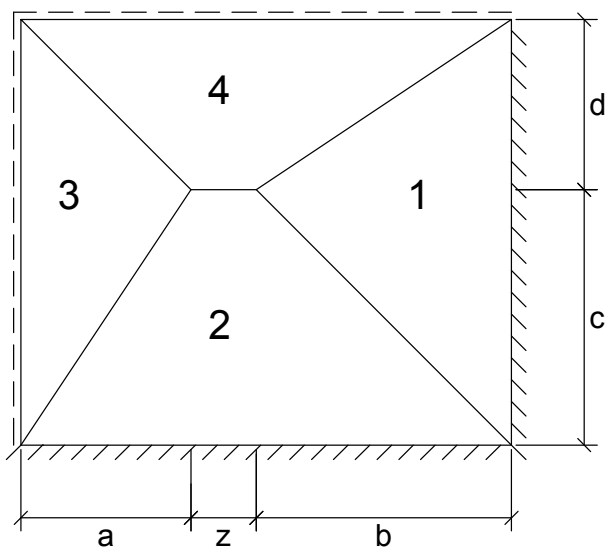


PLATTA C2

Beteckning	Värde	Enhet
a_{PC2}	2.88	m
b_{PC2}	2.88	m
c_{PC2}	1.95	m
d_{PC2}	2.82	m
z_{PC2}	1.08	m
x_{PC2}	5.76	m
y_{PC2}	5.85	m
A_{PC2}	33.11	m ²
$A_{PC2,1}$	10.29	m ²
$A_{PC2,2}$	4.29	m ²
$A_{PC2,3}$	10.29	m ²
$A_{PC1,4}$	8.24	m ²

Geometrin för bjälklagsplatta D visas i Tabell 17.

Tabell 17 - Plattgeometri för bjälklagsplatta D.



PLATTA D

Beteckning	Värde	Enhet
a_{PD}	2.34	m
b_{PD}	3.51	m
c_{PD}	3.51	m
d_{PD}	2.34	m
z_{PD}	0.90	m
x_{PD}	6.75	m
y_{PD}	5.85	m
A_{PD}	39.49	m ²
$A_{PD,1}$	10.27	m ²
$A_{PD,2}$	13.43	m ²
$A_{PD,3}$	6.86	m ²
$A_{PD,4}$	8.93	m ²

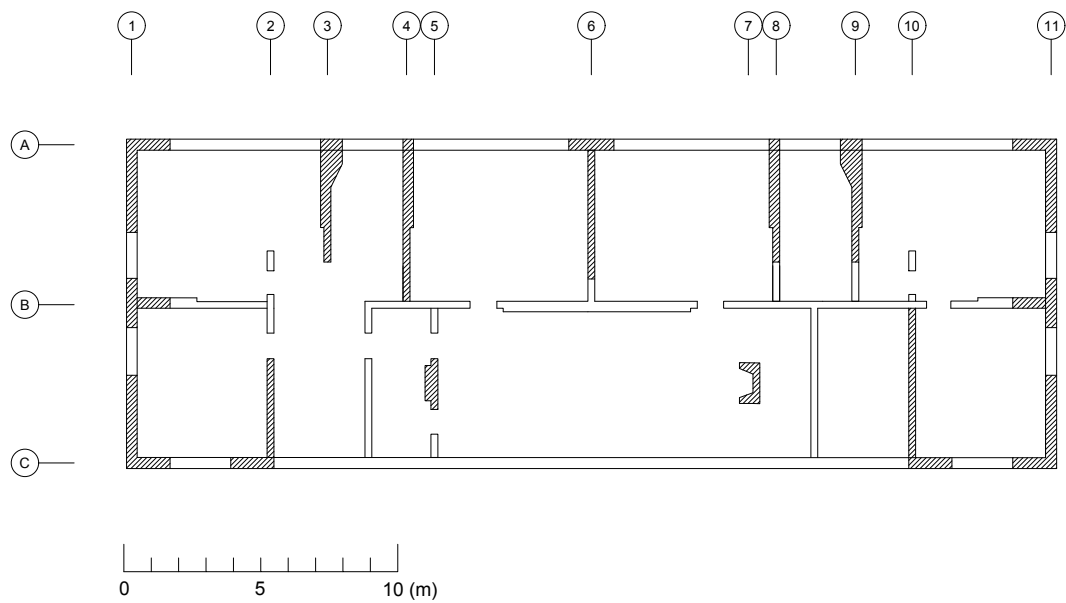
Arean bjälklagsplatta E och F visas i Tabell 18.

Tabell 18 - Areor för bjälklagsplattor E och F.

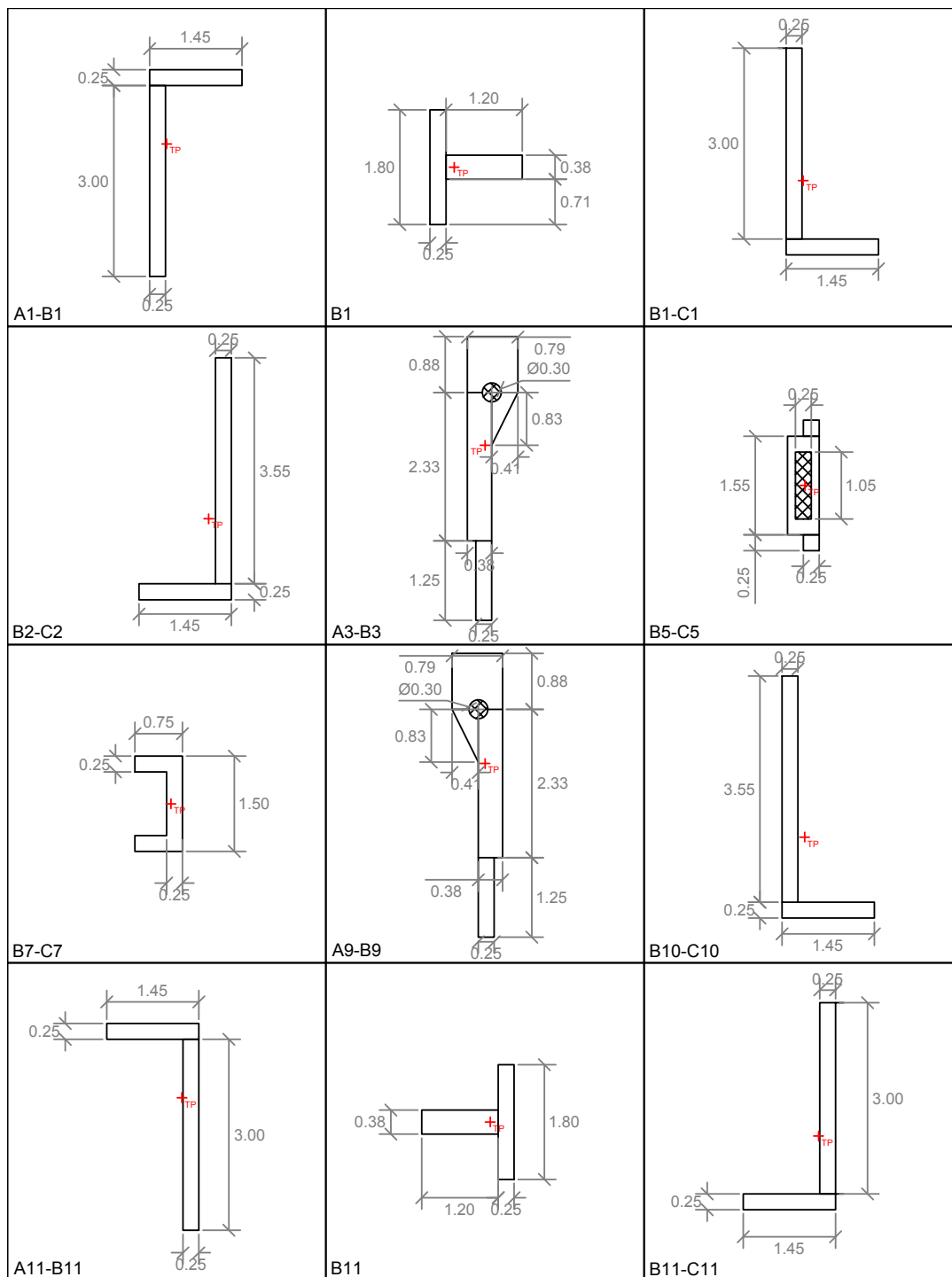
Platta	Area (m ²)
E	4.15
F	7.90

13.1.4 Väggeometri

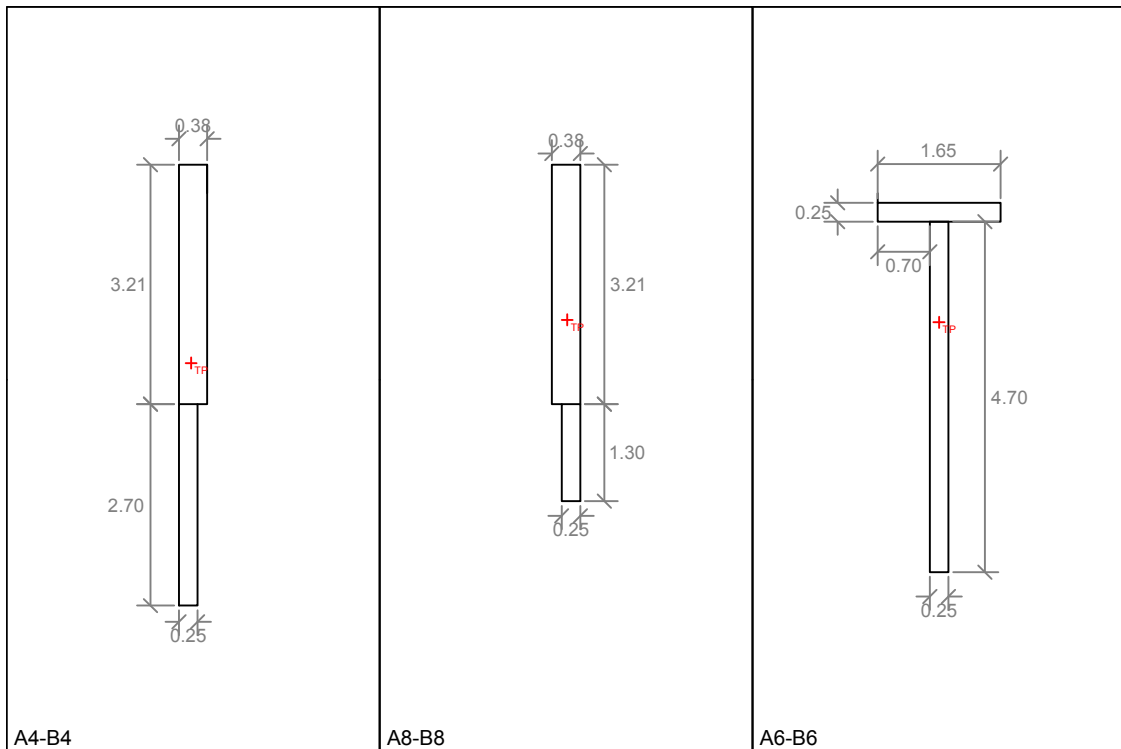
Skjuvväggarnas placering visas i Figur 46 med bidragande väggar som skrafferade. Avstyvande väggar vid anblåsning mot långsida idealiseras enligt Figur 47 och Figur 48. Metodik för beräkning av tvärsnittsdata redovisas för en vägg med fullständiga beräkningar. För resterande väggar upprepas samma metodik med resultatet redovisat i Tabell 19. Avstånd till geometriska tyngdpunkter gäller relativt de avstyvande väggarnas nedre vänstra hörn. Samtliga ytterväggar behandlas som enstensmurar.



Figur 46 – Stabiliserande skjuvväggar vid anblåsning mot byggnadens långsida.



Figur 47 - Avstyvande väggars geometrier. Skrafferade ytor representerar hål.



Figur 48 - Avstyvande väggars geometrier, forts.

Den geometriska tyngdpunkten för vägg A1-B1 i x- respektive y-led beräknas enligt:

$$x_{TP} = \frac{\sum_i^n (A_i \cdot \bar{x})}{\sum_i^n (A_i)}$$

$$y_{TP} = \frac{\sum_i^n (A_i \cdot \bar{y})}{\sum_i^n (A_i)}$$

$$x_{TP} = \frac{(0.25 \cdot 3.00 \cdot \frac{0.25}{2} + 0.25 \cdot 1.45 \cdot \frac{1.45}{2})}{(0.25 \cdot 3.00 + 0.25 \cdot 1.45)} = 0.321m$$

$$y_{TP} = \frac{(0.25 \cdot 3.00 \cdot 1.5 + 0.25 \cdot 1.45 \cdot 3.125)}{(0.25 \cdot 3.00 + 0.25 \cdot 1.45)} = 2.029m$$

Referensavståndet, x_{ref} och y_{ref} , mellan byggnadens nedre vänstra hörn och aktuell skjuvväggs tyngdpunkt bestäms med inmätning i uppsatt CAD-modell baserad på tillgängliga planritningar.

Tabell 19 - Avstyvande väggars geometriska tvärsnittsdata.

Index	L (m)	H (m)	x _{TP} (m)	y _{TP} (m)	X _{REF} (m)	Y _{REF} (m)
A1-B1	3.25	2.4	0.321	2.029	0.321	9.971
B1	1.8		0.415	0.9	0.415	6
B1-C1	3.25		0.321	1.221	0.321	1.351
B2-C2	3.8		1.151	1.474	4.049	1.474
A3-B3	4.3		0.281	2.785	7.456	10.485
A4-B4	5.91		0.125	2.955	10.2	9.055
B5-C5	1.85		0.275	1.025	11.275	3.175
A6-B6	4.95		0.825	3.349	16.98	10.649
B7-C7	1.5		0.183	0.75	22.902	2.9
A8-B8	4.51		0.125	2.255	23.61	9.955
A9-B9	4.3		0.509	2.785	26.504	10.485
B10-C10	3.8		0.299	1.474	29.911	1.474
A11-B11	3.25		0.321	2.029	33.639	9.971
B11	1.8		0.415	0.9	33.545	6
B11-C11	3.25		0.321	1.221	33.639	1.351

Skjuvväggens sammansatta yttröghetsmoment från de olika delareorna relativt x- samt y-ritkningen bestäms med hjälp av Steiners sats.

$$I_x = \sum_i^n (I_{x,i} + A_i \cdot \bar{y}_{TP}^2)$$

$$I_y = \sum_i^n (I_{y,i} + A_i \cdot \bar{x}_{TP}^2)$$

$$I_{x,A1-B1} = \left(\frac{0.25 \cdot 3.00^3}{12} + 0.25 \cdot 3.00 \cdot 0.583^2 \right) + \left(\frac{1.45 \cdot 0.25^3}{12} + 1.45 \cdot 0.25 \cdot 1.107^2 \right) = 1.210 m^4$$

$$I_{y,A1-B1} = \left(\frac{3.00 \cdot 0.25^3}{12} + 3.00 \cdot 0.25 \cdot 0.207^2 \right) + \left(\frac{0.25 \cdot 1.45^3}{12} + 0.25 \cdot 1.45 \cdot 0.393^2 \right) = 0.155 m^4$$

Skjuvväggens böjmotstånd kring x-riktningen beräknas enligt:

$$W_x = \frac{I_x}{\text{Max}(y_{tp}; L - y_{tp})}$$

$$W_{x,A1-B1} = \frac{1.985}{2.083} = 0.596m^3$$

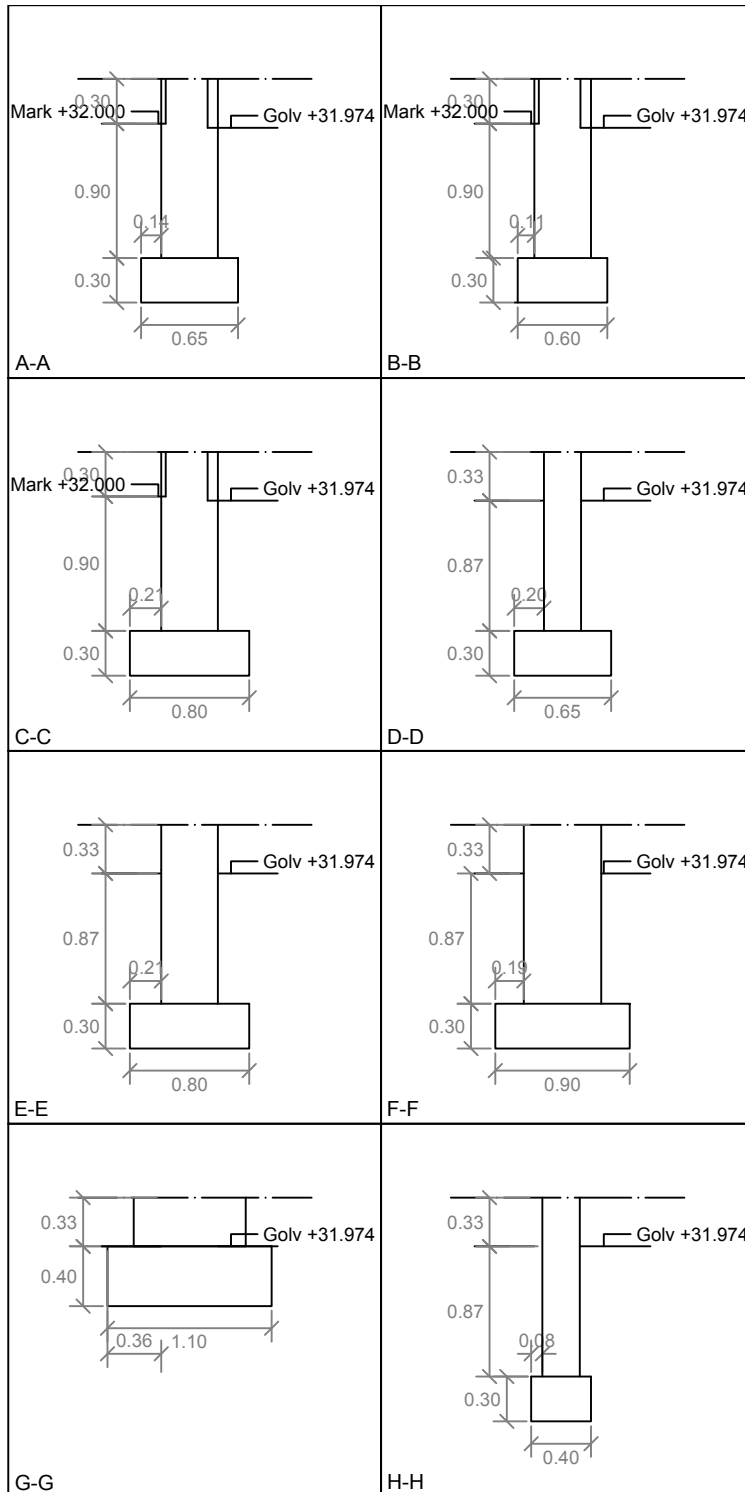
Tabell 20 - Böjmotstånd för skjuvväggar.

Index	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	W _x (m ³)
A1-B1	1.21	0.155	0.596
B1	0.123	0.086	0.137
B1-C1	1.21	0.155	0.596
B2-C2	1.674	0.161	0.806
A3-B3	3.056	0.086	1.421
A4-B4	4.301	0.008	1.458
B5-C5	0.182	0.018	0.178
A6-B6	4.266	0.137	1.274
B7-C7	0.07	0.082	0.069
A8-B8	1.911	0.006	0.889
A9-B9	3.056	0.086	1.421
B10-C10	1.674	0.161	0.806
A11-B11	1.21	0.155	0.596
B11	0.123	0.086	0.137
B11-C11	1.21	0.155	0.596

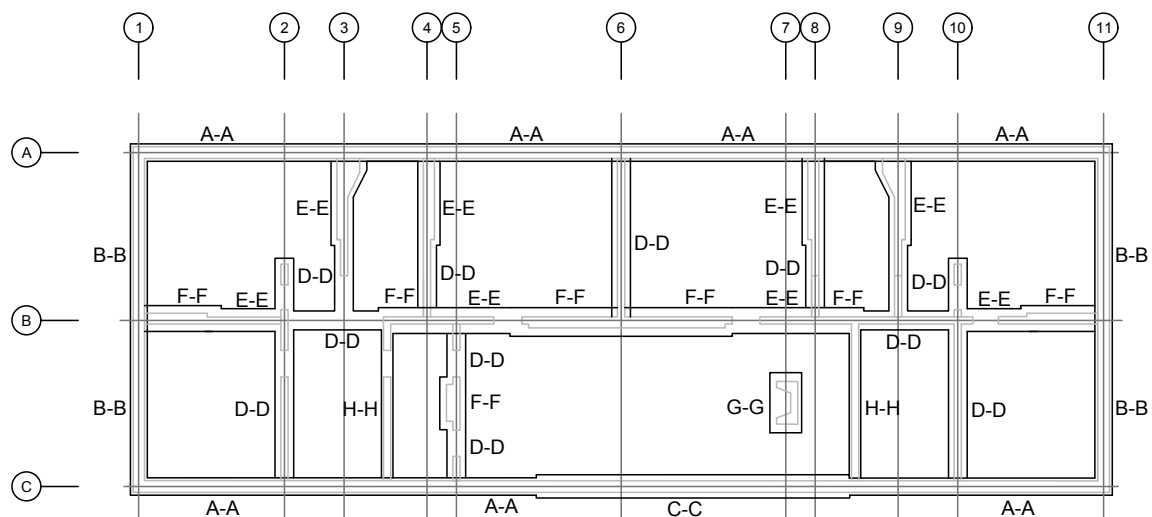
13.1.5 Fundamentsgeometri

För bestämning av byggsystem görs en inledande kontroll av fundamentens belastningar. För detta behövs fundamentens geometrier som erhålls ur ritning. Tvärsnitt presenteras i Tabell 21 och fundamentstyperna i Figur 49.

Tabell 21 - Fundamentsgeometri och fundamentbredd för grunden.

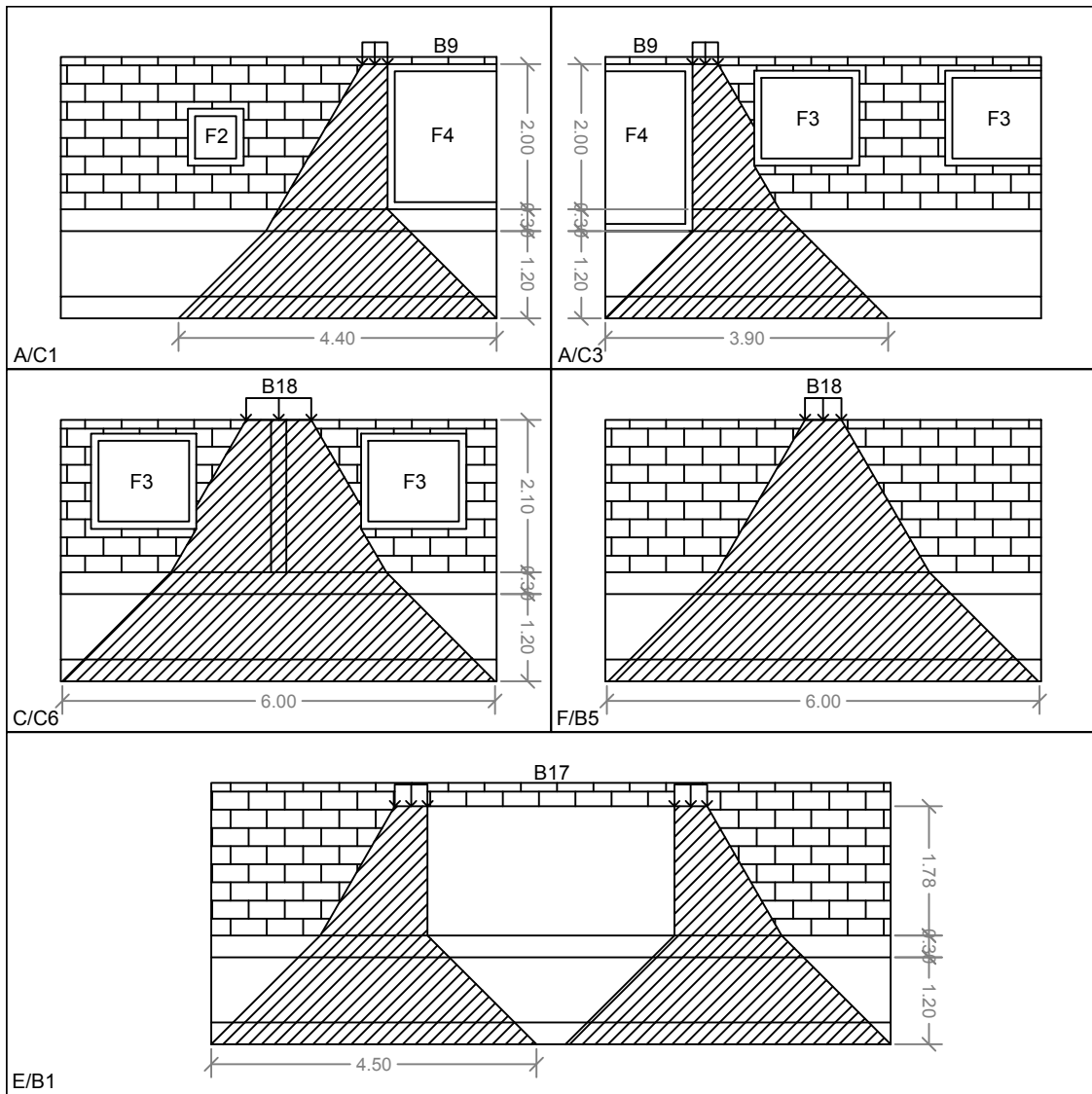


Beteckning	Bredd [m]
b_{A-A}	0.65
b_{B-B}	0.60
b_{C-C}	0.80
b_{D-D}	0.65
b_{E-E}	0.80
b_{F-F}	0.90
b_{G-G}	1.10
b_{H-H}	0.40



Figur 49 - Fundamentens placering i Sjuksystem 2.

Samtliga fundament kan med rådande villkor nyttja hela fundamentsbredden för lastspridning i grundläggningsnivån. Avseende kolumnen "Lastspridande längd" i Tabell 22 beaktar denna eventuell spridning av punktlaster fundamentets längdriktning från balkar belastande väggar ovan fundamenten i. Lastspridning kan ske med 45° vinkel i betong och 30° i murverk. Figur 50 visar lastspridningen i aktuella fall. Fundamentsindex är strukturerade såsom *Fundaments typ/Stomlinje*.



Figur 50 - Lastspridning till fundament från balkar.

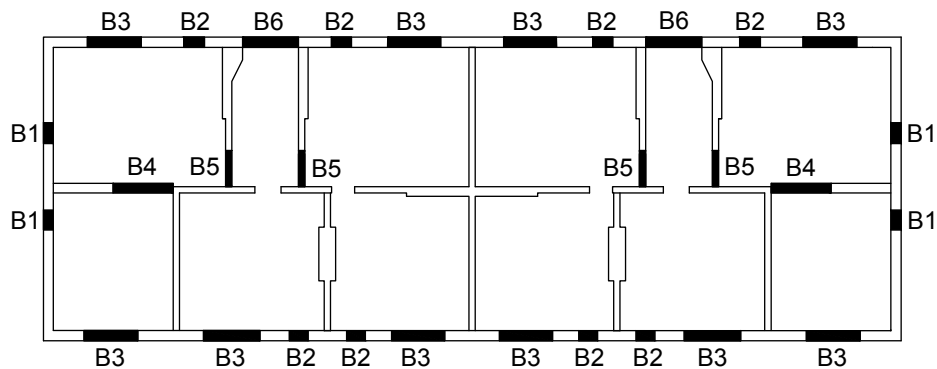
Fundamentsgeometri med indexering och placering sammanställs i Tabell 22.

Tabell 22 - Fundamentsgeometri.

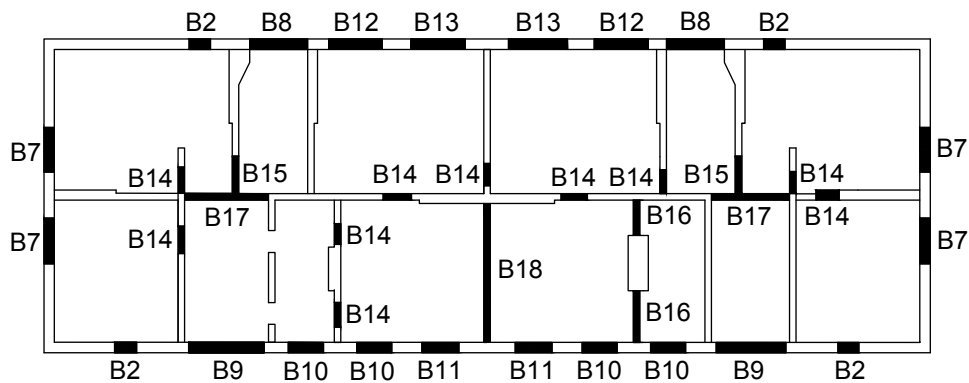
Fundamentstyp	Stomlinje	Fundamentsindex	Lastspridande längd (m)
A-A	A1-A3, A9-A11	A/A1	-
A-A	A4-A8	A/A4	-
A-A	C1-C2, C10-C11	A/C1	4.40
A-A	C3-C5, C8-C10	A/C3	3.90
A-A	C4-C6	A/C4	-
B-B	A1-C1, A11-C11	B/A1	-
C-C	C6	C/C6	6.00
C-C	C6-C7	C/C7	-
D-D	A3-B3, A9-B9	D/A3	-
D-D	A4-B4, A8-B8	D/A4	-
D-D	A6-B6	D/A6	-
D-D	B2-C2, B10-C10	D/B2	-
D-D	B5-C5	D/B5	-
E-E	A4-B4, A8-B8	E/A4	-
E-E	A3-B3, A9-B9	E/A3	-
E-E	B1-B2, B10-B11	E/B1	4.50
F-F	B1-B2, B10-B11	F/B1	-
F-F	B3-B5, B7-B9	F/B3	4.50
F-F	B5-B7	F/B5	6.00
F-F	B5-C5	F/B7	-
G-G	B7-C7	G/B7	2.00

13.1.6 Balkar i befintlig byggnad

Nedan presenteras indata för befintliga balkar i Sjuksystem 2 och visas i Figur 51 och Figur 52. Balkarnas indata har framtagits från äldre ritningar samt av utförda mätningar. Balkarnas längd och upplag påverkar lastens storlek på murpelare samt fundament. Indata till balkar som berörs vid beräkning visas i Tabell 23.



Figur 51 - Balkar på plan 2-4.



Figur 52 - Balkar på plan 1.

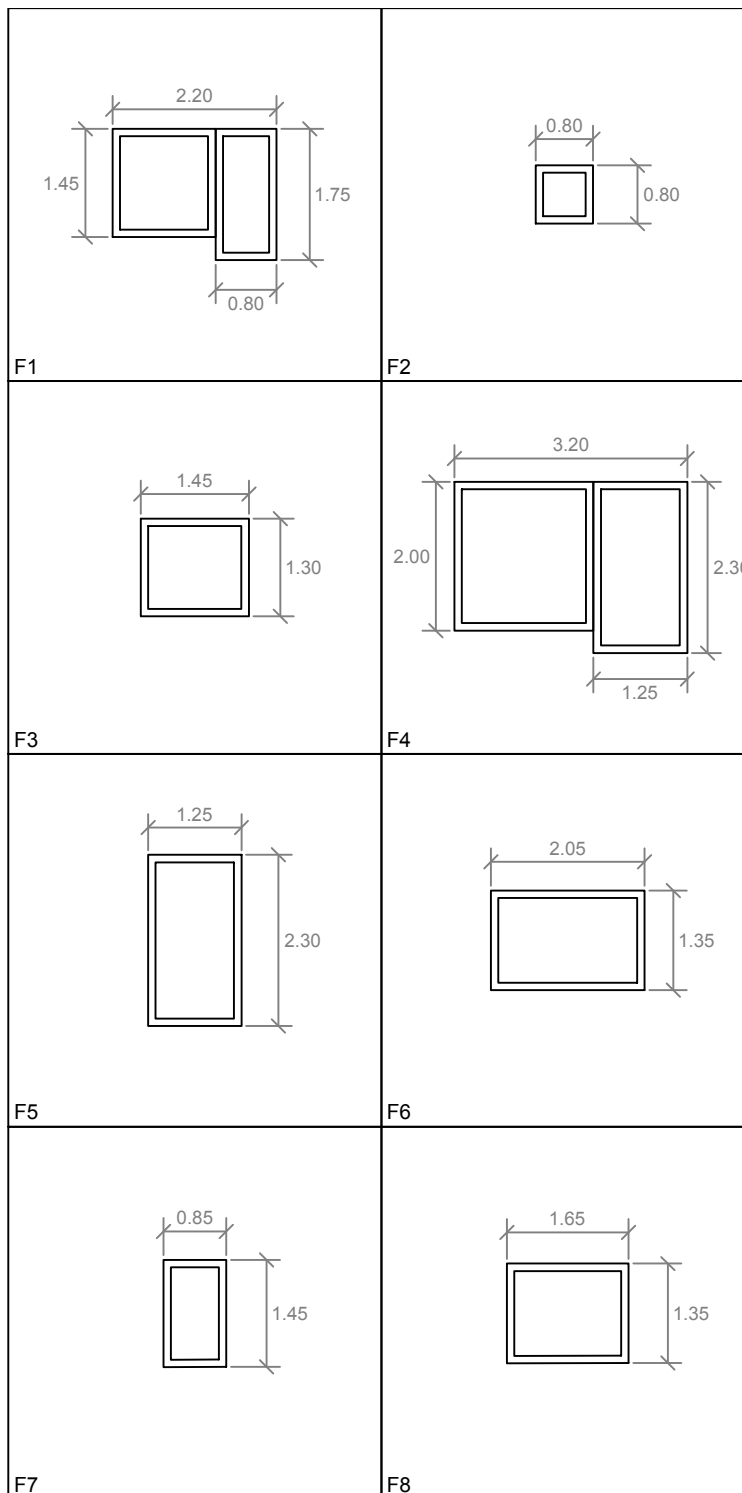
Tabell 23 - Balkar som berörs vid beräkning.

Balk	Material	L_{Bi} [m]	h_{Bi} [m]	b_{Bi} [m]
B2	Tegel	0.80	0.77	0.38
B3	Betong	2.20	0.60	0.23
B9	Stål/Betong	3.20	0.37	0.23
B17	Stål/Betong	3.40	0.40	0.38
B18	Betong	5.30	2.00	0.25

13.1.7 Fönstergeometri

Fönster som visas på fasadritningar i *Appendix 13.1.1* och som används vid lastnedräkning.

Tabell 24 - Befintliga fönstergeometrier.



Fönstertyp	Area (m ²)
A_{F1}	3.43
A_{F2}	0.64
A_{F3}	1.89
A_{F4}	6.78
A_{F5}	2.88
A_{F6}	2.77
A_{F7}	1.23
A_{F8}	2.23

13.2 Lastsummering

13.2.1 Egentyngder

Bjälklag

$$G_{k,vind} = 5.23 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindbjälklag av betong, cellbetong och cementbruk

$$G_{k,vån} = 4.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Våningsbjälklag av betong, kalkgrus och tretong.

$$G_{k,tr,bjl} = 0.63 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Mellanbjälklag vid träpåbyggnad.

Väggar

$$G_{k,te,ytter} = 4.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Yttervägg av 1/2-sten fasadtegel och 1-sten månghålstegel.

$$G_{k,inner,1} = 4.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Innervägg av 1-sten flamtegel.

$$G_{k,inner,2} = 5.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Innervägg av 1 1/2-stens flamtegel.

$$G_{k,tr,ytter} = 1.08 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Yttervägg vid träpåbyggnad.

$$G_{k,tr,inner} = 1.24 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Innervägg vid träpåbyggnad.

$$G_{k,midja} = 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tyngd av betongmidja.

Tak

$$G_{k,tak} = 0.67 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Egentyngd av befintligt- och nytt tak.

Balkar

$$G_{k,B9} = 2.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egentyngd av balk B9.

$$G_{k,B17} = 3.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egentyngd av balk B17.

$$G_{k,B18} = 12.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egentyngd av balk B18.

Fundament

$$G_{k,A-A} = 12.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egentyngd av fundament A-A.

$$G_{k,B-B} = 11.80 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egentyngd av fundament B-B.

$$G_{k,C-C} = 13.97 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egentyngd av fundament C-C.

$$G_{k,D-D} = 10.07 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egentyngd av fundament D-D.

$$G_{k,E-E} = 13.97 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egentyngd av fundament E-E.

$$G_{k,F-F} = 14.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egentyngd av fundament F-F.

$$G_{k,G-G} = 17.86 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egentyngd av fundament G-G.

$$G_{k,H-H} = 11.09 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egentyngd av fundament H-H.

FTX-aggregat

$$q_{k,FTX} = 4 \text{ kN}$$

Last från FTX-aggregat.

13.2.2 Variabla laster

13.2.2.1 Nyttig last

$$Q_{k,n,1} = 1.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nyttig last på vindsbjälklag enligt Tabell 2.

$$Q_{k,n,2} = 1.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nyttig last på vindbjälklag enligt Tabell 2.

$$Q_{k,n,bjl} = 2.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nyttig last på bostadsbjälklag enligt Tabell 2.

$$Q_{k,n,3} = 0.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nyttig last på bostadsbjälklag enligt Tabell 2.

$$\psi_{0,n} = 0.7$$

Enligt EKS12 Tabell B-1.

$$\psi_{2,n} = 0.3$$

Enligt EKS12 Tabell B-1.

13.2.2.2 Snölast

$$\mu_2 = 0.8$$

Formfaktor på tak för snölast på sadeltak enligt EKS12 Figur C-3a.

$$\mu_5 = 1.0$$

Formfaktor på tak för snölast på sadeltak med lutning 27° enligt EKS Figur C-3a.

$$s_k = 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Snölast i Lund enligt Tabell 2.

$$C_e = 1.0$$

Exponeringsfaktor.

$$C_t = 1.0$$

Termisk koefficient.

$$s_1 = \mu_2 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Snölast enligt SS-EN 1991-1-3/A1:2015 (2015)

Ekv. 5.1.

$$s_2 = \mu_5 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Snölast enligt SS-EN 1991-1-3/A1:2015 (2015)

Ekv. 5.1.

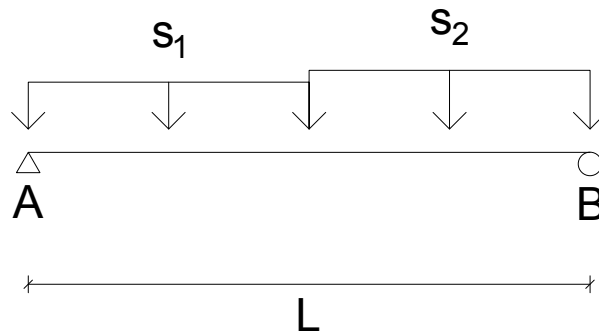
$$s_{BABS46} = 1.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Enligt Tabell 2.

$$\psi_{0,s} = 0.6$$

Enligt EKS12 Tabell B1 för $1.0 \leq s_k \leq 2.0$.

Ojämn lastfördelning av snön på taket medför att ena sidan blir mer belastad. Beräkningsmodell ser ut enligt Figur 53:



Figur 53 - Beräkningsmodell för snölast på sadeltak.

$$L = 12 \text{ m}$$

$$(\uparrow): R_A + R_B - s_1 \cdot \frac{L}{2} - s_2 \cdot \frac{L}{2} = 0$$

$$(\curvearrow_A): s_1 \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{L}{4} + s_2 \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{3L}{4} - R_B \cdot L = 0$$

$$R_B = s_1 \cdot \frac{L}{8} + s_2 \cdot \frac{3L}{8} = 8.55 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$R_A = s_1 \cdot \frac{L}{2} + s_2 \cdot \frac{L}{2} - R_B = 7.58 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$s = R_B = 8.55 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Karakteristisk snölast.

13.2.2.3 Vindlast

$$v_b = 26 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Referensvindhastighet i Lund enligt EKS12

Figur C-3a.

Terrängtyp: III

Terrängens inverkan enligt SS-EN 1991-1-4:2005

(SIS, 2005) Bilaga A.

Vindlasten antas vara jämnt utbredd längs hela byggnadens höjd. Detta ger resultat på säkra sidan. Referenshöjden sätts lika med byggnadens höjd till takåsen.

$$z_{ref,1} = h_{tot,NB1} = 17.2 \text{ m}$$

Referenshöjd för en extra våning.

$$z_{ref,2} = h_{tot,NB2} = 20.3 \text{ m}$$

Referenshöjd för en två extra våningar.

$$z_{ref,3} = h_{tot,NB3} = 23.5 \text{ m}$$

Referenshöjd för tre extra våningar

Beräkning av karakteristiskt vindtryck sker genom interpolering från EKS12 Tabell C-10a.

$$q_{p,NB1} = 0.78 + \frac{z_{ref,1}^{-16}}{4} \cdot (0.84 - 0.78) = 0.80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{p,NB2} = 0.84 + \frac{z_{ref,2}^{-20}}{4} \cdot (0.90 - 0.84) = 0.85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{p,NB3} = 0.84 + \frac{z_{ref,3}^{-20}}{4} \cdot (0.90 - 0.84) = 0.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Formfaktorer för utvändigt tryck på lovart- respektive läsida för väggar bestäms enligt SS-EN 1991-1-4:2005 (2005), Tabell 7.1 och beror av förhållandet mellan byggnadens höjd och bredden vinkelrätt mot vindriktningen, h/d. För mellanliggande värden tillämpas linjär interpolering.

Långsida:

$$ratio_{L,1} = \frac{h_{tot,nb,1}}{B} = 1.43$$

$$ratio_{L,2} = \frac{h_{tot,nb,2}}{B} = 1.69$$

$$ratio_{L,3} = \frac{h_{tot,nb,3}}{B} = 1.69$$

Gavel:

-

-

$$ratio_{B,3} = \frac{h_{tot,nb,3}}{L} = 0.69$$

En extra våning:

Vind mot långsida

$$C_{pe,10,D,L1} = +0.8$$

$$C_{pe,10,E,L1} = -0.5 - \frac{(ratio_{L,1}-1)}{(5-1)} \cdot (-0.7 - (-0.5)) = -0.522$$

Två extra våningar:

Vind mot långsida

$$C_{pe,10,D,L2} = +0.8$$

$$C_{pe,10,E,L2} = -0.5 - \frac{(ratio_{L,2}-1)}{(5-1)} \cdot (-0.7 - (-0.5)) = -0.534$$

Tre extra våningar:

Vind mot långsida

$$C_{pe,10,D,L3} = +0.8$$

$$C_{pe,10,E,L3} = -0.5 - \frac{(ratio_{L,3}-1)}{(5-1)} \cdot (-0.7 - (-0.5)) = -0.548$$

Vind mot kortsida

$$C_{pe,10,D,B3} = 0.7 + \frac{(ratio_{B,3}-0.25)}{(1-0.25)} \cdot (0.8 - 0.7) = +0.759$$

$$C_{pe,10,E,B3} = -0.3 - \frac{(ratio_{B,3}-0.25)}{(1-0.25)} \cdot (-0.5 - (-0.3)) = -0.417$$

För verifiering av enskilda element som murpelare krävs även formfaktorer för invändigt tryck. Invändiga formfaktorer bestäms enligt SS-EN 1991-1-4:2005 (SIS, 2005), avsnitt 7.2.9. Eftersom byggnaden inte har en sida med dominanta öppningsareor samt att det inte anses vara motiverat att uppskatta den relativa öppningsarean, sätts de invändiga formfaktorerna till:

$$C_{pi,sug} = -0.3$$

$$C_{pi,tryck} = +0.2$$

För verifiering av förankring mellan befintlig och ny del måste lokala tryck verkande på sadeltaket beaktas. Formfaktorerna bestäms enligt SS-EN 1991-1-4:2005 (2005) avsnitt 7.2.5. Formfaktorerna för zonerna F och J erhåller störst värden och antas verka över hela den sida av sadeltaket som respektive zon tillhör. Formfaktorerna för zonerna med rådande taklutning, 27°, bestäms till:

$$C_{pe,10,F,L,1} = -0.9 - \frac{(-0.9-(-0.5))}{(30-15)} \cdot (27 - 15) = -0.58$$

$$C_{pe,10,F,L,2} = 0.2 + \frac{(0.7-0.2)}{(30-15)} \cdot (27 - 15) = 0.6$$

$$C_{pe,10,J,L} = -1.0 - \frac{(-1.0-(-0.5))}{(30-15)} \cdot (27 - 15) = -0.6$$

Den karakteristiska vindlasten beräknas enligt SS-EN 1991-1-4:2005 (SIS, 2005) Ekv. 5.1.

Vindlasten för verifiering av global stabilitet samt tvärkraft.

$$w_{NB1} = q_{p,NB1} \cdot (C_{pe,10,D,L1} - C_{pe,10,E,L1}) = 1.06 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{NB2} = q_{p,NB2} \cdot (C_{pe,10,D,L2} - C_{pe,10,E,L2}) = 1.13 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{NB3} = q_{p,NB3} \cdot (C_{pe,10,D,L3} - C_{pe,10,E,L3}) = 1.19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindlasten för verifiering av murpelare.

$$w_{NB1,mp} = q_{p,NB1} \cdot (C_{pi,tryck} - C_{pe,10,E,L1}) = 0.58 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{NB2,mp} = q_{p,NB2} \cdot (C_{pi,tryck} - C_{pe,10,E,L2}) = 0.62 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{NB3,mp} = q_{p,NB3} \cdot (C_{pi,tryck} - C_{pe,10,E,L3}) = 0.66 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindlasten för verifiering av murpelare gavel:

$$w_{NB3,mp,G} = q_{p,NB3} \cdot (C_{pe,10,B3} - C_{pi,sug}) = 0.93 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindlasten för verifiering av förankring mellan befintlig och ny konstruktion

$$w_{NB1,F,1} = q_{p,NB1} \cdot (C_{pe,10,F,L,1}) = -0.47 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Last vid förankring.}$$

$$w_{NB2,F,1} = q_{p,NB2} \cdot (C_{pe,10,F,L,1}) = -0.49 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Last vid förankring.}$$

$$w_{NB3,F,1} = q_{p,NB3} \cdot (C_{pe,10,F,L,1}) = -0.51 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Last vid förankring.}$$

$$w_{NB2,J} = q_{p,NB1} \cdot (C_{pe,10,J,L}) = -0.48 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Last vid förankring och tvärkraft.}$$

$$w_{NB2,J} = q_{p,NB2} \cdot (C_{pe,10,J,L}) = -0.51 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Last vid förankring och tvärkraft.}$$

$$w_{NB3,J} = q_{p,NB3} \cdot (C_{pe,10,J,L}) = -0.53 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Last vid förankring och tvärkraft.}$$

$$w_{NB1,F,2} = q_{p,NB1} \cdot (C_{pe,10,F,L,2}) = 0.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Last vid tvärkraft.}$$

$$w_{NB2,F,2} = q_{p,NB2} \cdot (C_{pe,10,F,L,2}) = 0.68 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Last vid tvärkraft.}$$

$$w_{NB3,F,2} = q_{p,NB3} \cdot (C_{pe,10,F,L,2}) = 0.71 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Last vid tvärkraft.}$$

13.3 Lastnedräkning

Nedan presenteras beräkning av lastnedräkning på betongfundamenten. I lastnedräkningen tillämpas normerna från BABS46 och EKS12 i brottgränstillståndet för lastkombination STR/GEO för att sedan jämföras.

13.3.1 Indata

$$\gamma_d = 0.91$$

$$\sigma_{max} = 250 \text{ kPa}$$

$$n_{NL} = 3$$

$$\psi_{0,n} = 0.7$$

Säkerhetsklass 2 enligt IEG (2010).

Enligt Tabell 4.

Antalet våningsplan med belastning av samma kategori av nyttig last.

13.3.2 Laster

Vid verifiering i brottgränstillståndet ska två olika tillstånd kontrolleras. Dominerande egentynghd och reducering av variabla laster eller dominerande variabla laster och reducering av egentynghd. Det antas att dominerande egentynghd är dimensionerande eftersom byggnaden består av en tung stomme.

Egentynghder

$$G_{d,vind,LN} = \gamma_d \cdot 1.35 \cdot G_{k,vind} = 6.49 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindbjälklag av betong, cellbetong och Cementbruk i STR/GEO.

$$G_{d,vån,LN} = \gamma_d \cdot 1.35 \cdot G_{k,vån} = 5.68 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Våningsbjälklag av betong, kalkgrus och tretong i STR/GEO.

$$G_{d,te,ytter,LN} = \gamma_d \cdot 1.35 \cdot G_{k,te,ytter} = 6.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Yttervägg av 1/2-sten fasadtegel och 1-sten månghålstegel i STR/GEO.

$$G_{d,inner,1,LN} = \gamma_d \cdot 1.35 \cdot G_{k,te,inner,1} = 4.91 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Innervägg av 1-sten flamtegel i STR/GEO.

$$G_{d,inner,2,LN} = \gamma_d \cdot 1.35 \cdot G_{k,te,inner,2} = 7.27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Innervägg av 1 1/2-stens flamtegel i STR/GEO.

$$G_{d,tak,LN} = \gamma_d \cdot 1.35 \cdot G_{k,tak} \cdot \frac{B}{2} = 4.94 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egentynghd av befintligt- och nytt tak i STR/GEO i byggnadens längdriktning.

$$G_{d,A-A,LN} = \gamma_d \cdot 1.35 \cdot G_{k,A-A} = 15.83 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egentynghd av fundament A-A i

$$G_{d,B-B,LN} = \gamma_d \cdot 1.35 \cdot G_{k,B-B} = 14.51 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

STR/GEO.

Egentyngd av fundament B-B i
STR/GEO.

$$G_{d,C-C,LN} = \gamma_d \cdot 1.35 \cdot G_{k,C-C} = 17.16 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egentyngd av fundament C-C i
STR/GEO.

$$G_{d,D-D,LN} = \gamma_d \cdot 1.35 \cdot G_{k,D-D} = 12.38 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egentyngd av fundament D-D i
STR/GEO.

$$G_{d,E-E,LN} = \gamma_d \cdot 1.35 \cdot G_{k,E-E} = 17.15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egentyngd av fundament E-E i
STR/GEO.

$$G_{d,F-F,LN} = \gamma_d \cdot 1.35 \cdot G_{k,F-F} = 18.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egentyngd av fundament F-F i
STR/GEO.

$$G_{d,G-G,LN} = \gamma_d \cdot 1.35 \cdot G_{k,G-G} = 21.94 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egentyngd av fundament G-G i
STR/GEO.

$$G_{d,H-H,LN} = \gamma_d \cdot 1.35 \cdot G_{k,H-H} = 13.62 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egentyngd av fundament H-H i
STR/GEO.

$$G_{D,B9} = \gamma_d \cdot 1.35 \cdot G_{k,B9} = 2.76 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egentyngd av balk B9 i STR/GEO.

$$G_{D,B17} = \gamma_d \cdot 1.35 \cdot G_{k,B9} = 4.93 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egentyngd av balk B17 i STR/GEO.

$$G_{D,B18} = \gamma_d \cdot 1.35 \cdot G_{k,B9} = 16.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egentyngd av balk B18 i STR/GEO.

Variabla laster

Betongfundamenten belastas av nyttig last från bostadsbjälklag från tre våningsplan.

Reduktionen blir:

$$\alpha_a = \frac{2+(n_{NL}-2) \cdot \psi_{0,n}}{n_{NL}} = 0.9$$

Ekv. (5.2)

$$Q_{d,n,2,LN} = \gamma_d \cdot 1.5 \cdot Q_{k,n,2} \cdot \psi_{0,n} = 0.96 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nyttig last på vindbjälklag i STR/GEO.

$$Q_{d,n,bjl,NL} = \gamma_d \cdot 1.5 \cdot Q_{k,n,2} \cdot \psi_{0,n} \cdot \alpha_n = 1.72 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nyttig last på bostadsbjälklag
i STR/GEO.

$$s_{LN} = \gamma_d \cdot 1.5 \cdot s \cdot \psi_{0,s} = 7.03 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Snölast i STR/GEO.

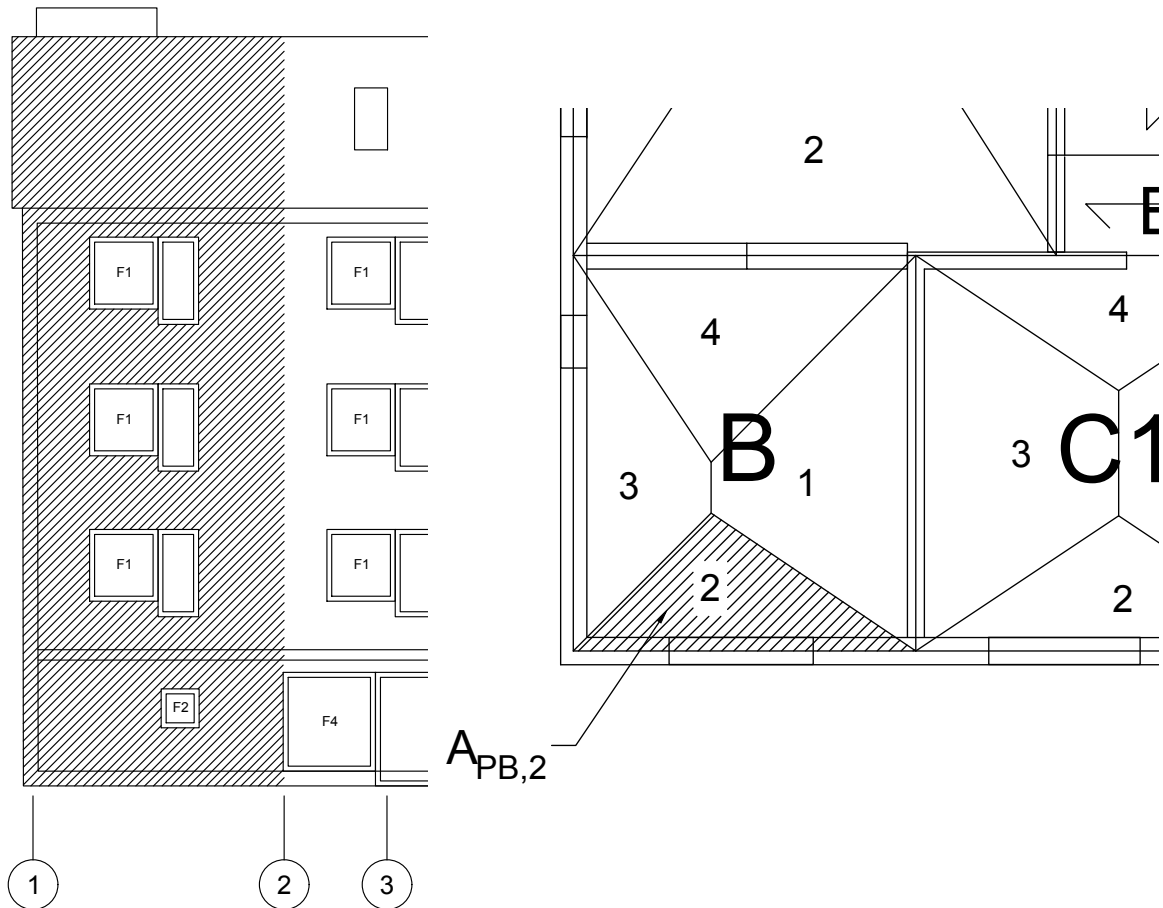
13.3.3 Laster på fundament

13.3.3.1 A/C1

EKS:

Last av tak, fasad och bjälklag

Areor och ytor som påverkar fundament A/C1 visas i Figur 54. Detta är ett exempel på hur areor av fasad och plattor belastar fundament och tillämpas i övriga fundament redovisade i 13.3.4.



Figur 54 - Influensareor för fasad och bjälklag för A/C1.

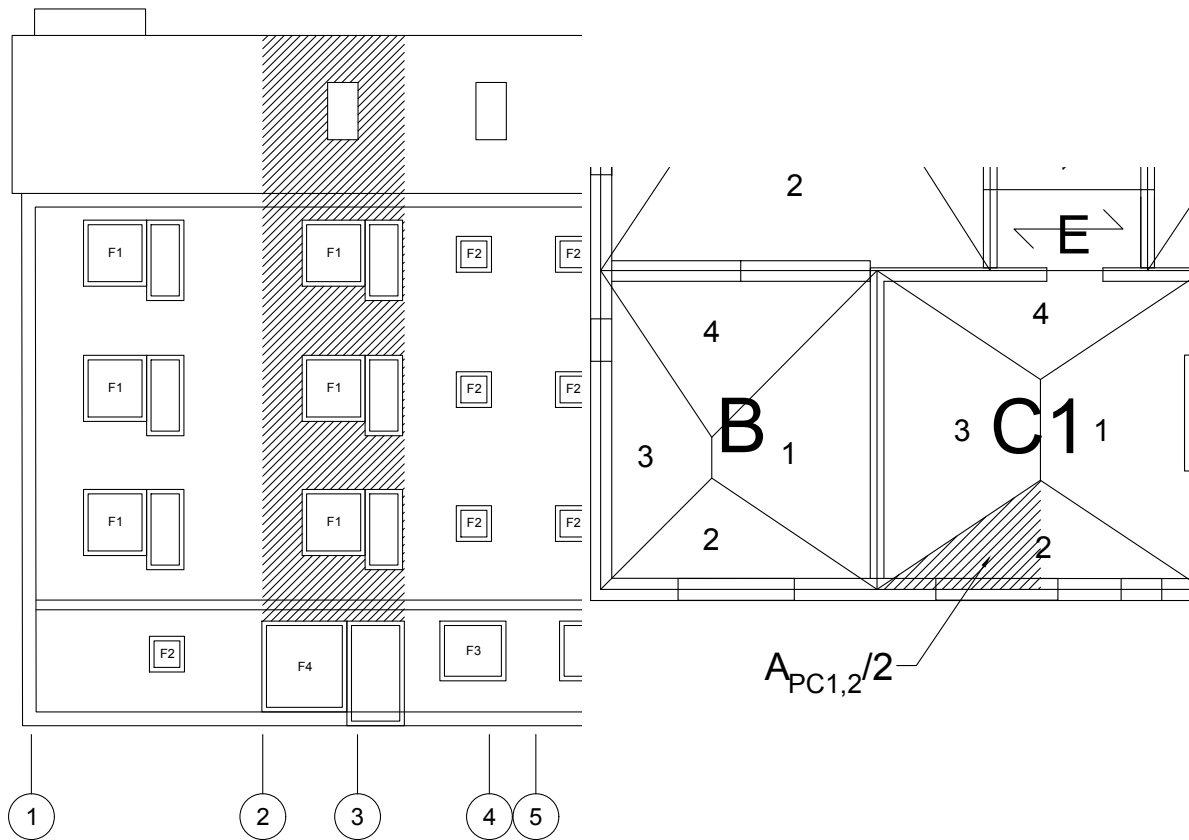
Lastnedräkningen på fundament A/C1 beräknas genom:

$$q_{d,A/C1} = \frac{(G_{d,vind,LN} + Q_{d,n,2}) \cdot A_{PB,2} + 3 \cdot (G_{d,vån,LN} + Q_{d,n,bjl,LN}) \cdot A_{PB,2}}{x_{PB}} + \frac{+ G_{d,te,ytter,LN} \cdot ((h_{bef,1} + 3 \cdot h_{bef,2} + 4 \cdot h_{bef,bj}) \cdot x_{PB} - 3 \cdot A_{F1} - A_{F2})}{x_{PB}} + S_{LN} + G_{d,tak,LN} + G_{d,A-A,LN} =$$

$$124.8 \text{ kN/m}$$

Last på B9

Det antas att hälften av lasten på bjälklagen som leds ut i till fasaden bärs av balk B9, se Figur 55.



Figur 55 - Influensareor för B9.

$$q_{d,B9} = (G_{d,vind,LN} + Q_{d,n,2,LN}) \cdot A_{PC1,2}/2 + 3 \cdot (G_{d,vån,LN} + Q_{d,n,bjl,LN}) \cdot A_{PC1,2}/2 + G_{d,te,ytter,LN} \cdot \left((3 \cdot h_{bef,2} + 3 \cdot h_{bef,bj}) \cdot L_{B9} - 3 \cdot A_{F1} \right) + (S_{LN} + G_{d,tak,LN} + G_{d,B9}) \cdot L_{B9} = 238 \text{ kN}$$

Denna last sprider sig enligt Figur 50, A/C1, det vill säga 4.4 meter. Markpåkänningen på fundamentet blir:

$$\sigma_{EKS,A/C1} = \frac{q_{d,A/C1} + \frac{q_{d,B9}}{2 \cdot 4.4}}{b_{A-A}} = 233.6 \text{ kPa}$$

BABS46:

Last av tak, fasad och bjälklag

Influensareorna är samma sen tidigare. Lasten från fasad och bjälklag på A/C1 enligt BABS46 blir:

$$q_{d,A/C1,BABS} = \frac{(G_{k,vind} + Q_{k,n,1}) \cdot A_{PB,2} + 3 \cdot (G_{k,v\u00e5n} + Q_{k,n,3}) \cdot A_{PB,2}}{x_{PB}} + \frac{+ G_{k,te,ytter} \cdot ((h_{bef,1} + 3 \cdot h_{bef,2} + 4 \cdot h_{bef,bj}) \cdot x_{PB} - 3 \cdot A_{F1} - A_{F2})}{x_{PB}} + s_{BABS46} + G_{k,tak} + G_{k,A-A} = 92.2 \text{ kN/m}$$

Last p\u00e5 B9

Det antas att h\u00e4lften av lasten p\u00e5 $A_{PC1,2}$ som leds ut i till fasaden b\u00e4rs av balk B9.

$$q_{d,B9,BABS} = (G_{k,vind} + Q_{k,n,1}) \cdot A_{PC1,2}/2 + 3 \cdot (G_{k,v\u00e5n} + Q_{k,n,3}) \cdot A_{PC1,2}/2 + G_{k,te,ytter} \cdot ((3 \cdot h_{bef,2} + 3 \cdot h_{bef,bj}) \cdot L_{B9} - 3 \cdot A_{F1}) + (s_{BABS46} + G_{k,tak} + G_{k,B9}) \cdot L_{B9} = 184.4 \text{ kN}$$

Denna last sprider sig enligt Figur 50, A/C1, det vill s\u00e4ga 4.4 meter. Markp\u00e5k\u00e4nningen p\u00e5 fundamentet blir:

$$\sigma_{BABS46,A/C1} = \frac{q_{d,A/C1,BABS} + \frac{q_{d,B9,BABS}}{2 \cdot 4.4}}{b_{A-A}} = 174.4 \text{ kPa}$$

13.3.3.2 A/C3

EKS:

Last av tak, fasad och bj\u00e4lklag

Det antas att h\u00e4lften av lasten p\u00e5 bj\u00e4lklagen som leds ut till fasaden p\u00e5verkar fundamentet A/C3.

Lastnedr\u00e4kningsprincip sker p\u00e5 samma s\u00e4tt.

$$q_{d,A/C3} = \frac{(G_{k,vind,LN} + Q_{d,n,2}) \cdot A_{PC1,2}/2 + 3 \cdot (G_{d,v\u00e5n,LN} + Q_{d,n,bjl,LN}) \cdot A_{PC1,2}/2}{x_{PC1/2}} + \frac{+ G_{d,te,ytter,LN} \cdot ((h_{bef,1} + 3 \cdot h_{bef,2} + 4 \cdot h_{bef,bj}) \cdot x_{PC1/2} - 3 \cdot A_{F2} - A_{F3})}{x_{PC1/2}} + s_{LN} + G_{d,tak,LN} + G_{d,A-A,LN} =$$

$$103.9 \text{ kN/m}$$

Lasten p\u00e5 B9 \u00e4r samma sen innan. Denna last sprider sig enligt Figur 50, A/C3, det vill s\u00e4ga 3.9 meter. Markp\u00e5k\u00e4nningen p\u00e5 fundamentet blir:

$$\sigma_{EKS,A/C3} = \frac{q_{d,C3-5} + \frac{q_{d,B9}}{2 \cdot 3.9}}{b_{A-A}} = 204.5 \text{ kPa}$$

BABS46:

Last av tak, fasad och bj\u00e4lklag

Belastningen p\u00e5 A/C3 enligt BABS46 blir:

$$q_{d,A/C3,BABS} = \frac{(G_{k,vind} + Q_{k,n,1}) \cdot A_{PC1,2}/2 + 3 \cdot (G_{k,v\u00e5n} + Q_{k,n,3}) \cdot A_{PC1,2}/2}{x_{PB}/2} + \frac{+ G_{k,te,ytter} \cdot ((h_{bef,1} + 3 \cdot h_{bef,2} + 4 \cdot h_{bef,bj}) \cdot x_{PC1/2} - 3 \cdot A_{F2} - A_{F3})}{x_{PB}/2} + s_{BABS46} + G_{k,tak} + G_{k,A-A} = 83.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Markp\u00e5k\u00e4nningen p\u00e5 fundamentet blir:

$$\sigma_{BABS46,A/C3} = \frac{q_{d,A/C3,BABS} + \frac{q_{d,B9,BABS}}{2 \cdot 3.9}}{b_{A-A}} = 154.0 \text{ kPa}$$

13.3.3.3 C/C6

EKS:

Last av tak, fasad och bjälklag

$$q_{d,C/C6} = \frac{(G_{d,vind,LN} + Q_{d,n,2}) \cdot 2 \cdot A_{PC2,2} + 3 \cdot (G_{d,vån,LN} + Q_{d,n,bjl,LN}) \cdot 2 \cdot A_{PC2,2} + G_{d,te,ytter,LN} \cdot ((h_{bef,1} + 3 \cdot h_{bef,2} + 4 \cdot h_{bef,bj}) \cdot 2 \cdot x_{PC2} - 6 \cdot A_{F1} - 6 \cdot A_{F2} - 3 \cdot A_{F3} - A_{F5})}{2 \cdot x_{PC2}} + s_{LN} + G_{d,tak,LN} +$$

$$G_{d,C-C,LN} = 104.1 \text{ kN/m}$$

Last på B18

$$q_{d,B18} = (G_{d,vind,LN} + Q_{d,n,2,LN}) \cdot 2 \cdot A_{C2,1} + 3 \cdot (G_{d,vån,LN} + Q_{d,n,bjl,LN}) \cdot 2 \cdot A_{C2,1} + G_{d,inner,1,LN} \cdot 3 \cdot h_{bef,2} \cdot y_{C2} + G_{D,B18} \cdot L_{B18} = 841.1 \text{ kN}$$

Denna last sprider sig enligt Figur 50, C/C6, det vill säga 6 meter. Markpåkänningen på fundamentet blir:

$$\sigma_{EKS,C/C6} = \frac{q_{d,C/C6} + \frac{q_{d,B18}}{2 \cdot 6}}{b_{C-C}} = 217.7 \text{ kPa}$$

BABS46:

Last av tak, fasad och bjälklag

$$q_{d,C/C6,BABS} = \frac{(G_{k,vind} + Q_{k,n,1}) \cdot 2 \cdot A_{PC2,2} + 3 \cdot (G_{k,vån} + Q_{k,n,3}) \cdot 2 \cdot A_{PC2,2} + G_{k,te,ytter} \cdot ((h_{bef,1} + 3 \cdot h_{bef,2} + 4 \cdot h_{bef,bj}) \cdot 2 \cdot x_{PC2} - 6 \cdot A_{F1} - 6 \cdot A_{F2} - 3 \cdot A_{F3} - A_{F5})}{2 \cdot x_{PC2}} + s_{BABS46} + G_{k,tak} +$$

$$G_{k,C-C} = 81.5 \text{ kN/m}$$

Last på B18

$$q_{d,B18,BABS} = (G_{k,vind} + Q_{k,n,1}) \cdot 2 \cdot A_{C2,1} + 3 \cdot (G_{k,vån} + Q_{k,n,3}) \cdot 2 \cdot A_{C2,1} + G_{k,inner,1} \cdot 3 \cdot h_{bef,2} \cdot y_{C2} + G_{k,B18} \cdot L_{B18} = 646.0 \text{ kN}$$

Markpåkänningen på fundamentet blir:

$$\sigma_{BABS46,C/C6} = \frac{q_{d,C/C6,BABS} + \frac{q_{d,B18,BABS}}{2 \cdot 6}}{b_{C-C}} = 169.1 \text{ kPa}$$

13.3.3.4 F/B5

EKS:

Last av tak, fasad och bjälklag

$$q_{d,F/B5} = \frac{(G_{d,vind,LN} + Q_{d,n,2}) \cdot 2 \cdot (A_{PC2,4} + A_{PD,2}) + 3 \cdot (G_{d,vän,LN} + Q_{d,n,bjl,LN}) \cdot 2 \cdot (A_{PC2,4} + A_{PD,2})}{2 \cdot x_{PD}} +$$

$$\frac{+ G_{d,inner,1,LN} \cdot ((h_{bef,1} + 3 \cdot h_{bef,2}) \cdot 2 \cdot x_{PD})}{2 \cdot x_{PD}} + G_{d,F-F,LN} = 162.2 \text{ kN/m}$$

Last på B18 är samma sen innan. Denna last sprider sig enligt Figur 50, F/B5, det vill säga 6 meter. Markpåkänningen på fundamentet blir:

$$\sigma_{EKS,F/B5} = \frac{q_{d,F/B5} + \frac{q_{d,B18}}{2 \cdot 6}}{b_{F-F}} = 258.6 \text{ kPa}$$

BABS46:

Last av tak, fasad och bjälklag

$$q_{d,F/B5,BABS} = \frac{(G_{k,vind} + Q_{k,n,1}) \cdot 2 \cdot (A_{PC2,4} + A_{PD,2}) + 3 \cdot (G_{k,vän} + Q_{dkn,3}) \cdot 2 \cdot (A_{PC2,4} + A_{PD,2})}{2 \cdot x_{PD}} +$$

$$\frac{+ G_{k,inner,1} \cdot ((h_{bef,1} + 3 \cdot h_{bef,2}) \cdot 2 \cdot x_{PD})}{2 \cdot x_{PD}} + G_{k,F-F} = 183.8 \text{ kN/m}$$

Markpåkänningen på fundamentet blir:

$$\sigma_{BABS46,F/B5} = \frac{q_{d,F/B5,BABS} + \frac{q_{d,B18,BABS}}{2 \cdot 6}}{b_{F-F}} = 204.2 \text{ kPa}$$

13.3.3.5 E/B1

EKS:

Last av tak, fasad och bjälklag

Last på E/B1 blir:

$$q_{d,E/B1} = \frac{(G_{d,vind,LN} + Q_{d,n,2}) \cdot \left(\frac{3}{4} A_{PA,2} + A_{PB,4}\right) + 3 \cdot (G_{d,vän,LN} + Q_{d,n,bjl,LN}) \cdot \left(\frac{3}{4} A_{PA,2} + A_{PB,4}\right)}{x_{PB}} +$$

$$\frac{+ G_{d,inner,2,LN} \cdot (h_{bef,1} + 3 \cdot h_{bef,2}) \cdot x_{PB}}{x_{PB}} + G_{d,E-E,LN} = 170.7 \text{ kN/m}$$

Last på B17

$$q_{d,B17} = \frac{(G_{d,vind,LN} + Q_{d,n,2}) \cdot A_{PC1,4}/2 + 3 \cdot (G_{d,vän,LN} + Q_{d,n,bjl,LN}) \cdot \left(\frac{3}{4} A_{PA,2} + A_{PB,4}\right)}{x_{PC1}/2}$$

$$+ \frac{+ G_{d,inner,1,LN} \cdot 3 \cdot h_{bef,2} \cdot x_{PC1}/2}{x_{PC1}/2} = 242.3 \text{ kN}$$

Denna last sprider sig enligt Figur 50, E/B1, det vill säga 4.5 meter. Markpåkänningen på fundamentet blir:

$$\sigma_{EKS,E/B1} = \frac{q_{d,E/B1} + \frac{q_{d,B17}}{2 \cdot 4.5}}{b_{E-E}} = 247.0 \text{ kPa}$$

BABS46:

Last av tak, fasad och bjälklag

$$q_{d,E/B1,BABS} = \frac{(G_{k,vind} + Q_{k,n,1}) \cdot \left(\frac{3}{4} A_{PA,2} + A_{PB,4}\right) + 3 \cdot (G_{k,vän} + Q_{k,n,bjl}) \cdot \left(\frac{3}{4} A_{PA,2} + A_{PB,4}\right)}{x_{PB}} + \frac{+ G_{k,inner,2} \cdot (h_{bef,1} + 3 \cdot h_{bef,2}) \cdot x_{PB}}{x_{PB}} + G_{k,E-E} = 128.6 \text{ kN/m}$$

Last på B17

$$q_{d,B17,BABS} = \frac{(G_{k,vind} + Q_{k,n,1}) \cdot A_{PC1,4} / 2 + 3 \cdot (G_{k,vän} + Q_{k,n,bjl}) \cdot \left(\frac{3}{4} A_{PA,2} + A_{PB,4}\right) + G_{k,inner,1} \cdot 3 \cdot h_{bef,2} \cdot x_{PC1} / 2}{x_{PC1} / 2} =$$

189.8 kN

Markpåkänningen på fundamentet blir:

$$\sigma_{BABS46,E/B1} = \frac{q_{d,E/B1,BABS} + \frac{q_{d,B17,BABS}}{2 \cdot 4.5}}{b_{E-E}} = 187.1 \text{ kPa}$$

13.3.3.6 D/B2

EKS:

Last av tak, fasad och bjälklag

$$q_{d,D/B2} = \frac{(G_{d,vind,LN} + Q_{d,n,2}) \cdot (A_{PA,1} + A_{PC1,3}) + 3 \cdot (G_{d,vän,LN} + Q_{d,n,bjl,LN}) \cdot (A_{PA,1} + A_{PC1,3})}{y_{PA}} + \frac{+ G_{d,inner,1,LN} \cdot (h_{bef,1} + 3 \cdot h_{bef,2}) \cdot y_{PA}}{y_{PA}} + G_{d,D-D,LN} = 176.7 \text{ kN/m}$$

Markpåkänningen på D/B2 blir:

$$\sigma_{EKS,D/B2} = \frac{q_{d,D/B2}}{b_{D-D}} = 271.9 \text{ kPa}$$

BABS46:

Last av tak, fasad och bjälklag

$$q_{d,D/B2,BABS} = \frac{(G_{k,vind} + Q_{k,n,1}) \cdot (A_{PA,1} + A_{PC1,3}) + 3 \cdot (G_{k,vän} + Q_{k,n,3}) \cdot (A_{PA,1} + A_{PC1,3})}{y_{PA}} + \frac{+ G_{k,inner,1} \cdot (h_{bef,1} + 3 \cdot h_{bef,2}) \cdot y_{PA}}{y_{PA}} + G_{k,D-D} = 134.3 \text{ kN/m}$$

Markpåkänningen på D/B2 blir:

$$\sigma_{BABS46,D/B2} = \frac{q_{d,D/B2,BABS}}{b_{D-D}} = 206.7 \text{ kPa}$$

13.3.3.7 D/A6

EKS:

Last av tak, fasad och bjälklag

$$q_{d,D/A6} = \frac{(G_{d,vind,LN} + Q_{d,n,2}) \cdot 2 \cdot A_{PD1} + 3 \cdot (G_{d,vån,LN} + Q_{d,n,bjl,LN}) \cdot 2 \cdot A_{PD1}}{y_{PD}} + \frac{+G_{d,inner,1,LN} \cdot (h_{bef,1} + 3 \cdot h_{bef,2}) \cdot y_{PD}}{y_{PD}} + G_{d,D-D,LN} = 173.2 \text{ kN/m}$$

Markpåkänningen på D/A6 blir:

$$\sigma_{EKS,D/A6} = \frac{q_{d,D/A6}}{b_{D-D}} = 266.5 \text{ kPa}$$

BABS46:

Last av tak, fasad och bjälklag

$$q_{d,D/A6,BABS} = \frac{(G_{k,vind} + Q_{k,n,1}) \cdot 2 \cdot A_{PD1} + 3 \cdot (G_{k,vån} + Q_{k,n,3}) \cdot 2 \cdot A_{PD1}}{y_{PA}} + \frac{+G_{k,inner,1} \cdot (h_{bef,1} + 3 \cdot h_{bef,2}) \cdot y_{PA}}{y_{PA}} +$$

$$G_{k,E-E} = 131.8 \text{ kN/m}$$

Markpåkänningen på D/A6 blir:

$$\sigma_{BABS46,D/A6} = \frac{q_{d,D/A6,BABS}}{b_{D-D}} = 202.7 \text{ kPa}$$

13.3.4 Sammanställning - markpåkänning

För lastnedräkning i EKS och BABS46 används indata i Tabell 25. Lastnedräkningen sker enligt samma princip visat i avsnitt ovan. Fasadareor subtraheras med fönstereor för att få den totala belastningen av fasaden.

Tabell 25 - Sammanställning av lastnedräkning för fundament.

Fundamentsindex	EKS	BABS46	Area/våning (m ²)	Fasad (m)	L (m)	Fönster (m ²)
A/A1	G _{d,vind,LN} , G _{d,vån,LN} , G _{d,A-A,LN} , G _{d,tak,LN} , G _{d,te,ytter,LN}	G _{k,vind} , G _{k,vån} , G _{k,A-A} , G _{k,tak} , G _{k,te,ytter}	A _{PA,4}	h _{bef,1} + 4·h _{bef,bj} + 3·h _{bef,2}	X _{PA}	3·A _{F1} + 4·A _{F2}
A/A4			2·A _{PD,4}		2·y _{PD}	6·A _{F1} + 6·A _{F2} + 4·A _{F6}
A/C1			A _{PB,2}		X _{PB}	3·A _{F1} + A _{F2}

A/C3	SLN, Q _{d,n,2} ,LN, Q _{d,n,bjl} ,LN	SBABS46, Q _{k,n,1} , Q _{k,n,3}	A _{PC1,2/2}		XPC1/2	3·A _{F2} + A _{F3}
A/C4			2·A _{PC2,2}		2·XPC2	6·A _{F1} + 6·A _{F2} + 3·A _{F3} + A _{F5}
B/A1	G _{d,vind} ,LN, G _{d,vân} ,LN, G _{d,B-B} ,LN, G _{d,tak} ,LN, G _{d,te,ytter} ,LN, SLN, Q _{d,n,2} ,LN, Q _{d,n,bjl} ,LN	G _{k,vind} , G _{k,vân} , G _{k,B-B} , G _{k,tak} , G _{k,te,ytter} , SBABS46, Q _{k,n,1} , Q _{k,n,3}	A _{PA,3} + A _{PB,3}		y _{PA} + y _{PB}	6·A _{F7} + 2·A _{F8}
C/C6	G _{d,vind} ,LN, G _{d,vân} ,LN, G _{d,C-C} ,LN, G _{d,tak} ,LN, G _{d,te,ytter} ,LN,	G _{k,vind} , G _{k,vân} , G _{k,C-C} , G _{k,tak} , G _{k,te,ytter} ,	2·A _{PC2,2}		2·XPC2	6·A _{F1} + 6·A _{F2} + 3·A _{F3} + A _{F5}
C/C7	SLN, Q _{d,n,2} ,LN, Q _{d,n,bjl} ,LN	SBABS46, Q _{k,n,1} , Q _{k,n,3}	2·A _{PC2,2}		2·XPC2	6·A _{F1} + 6·A _{F2} + 3·A _{F3} + A _{F5}
D/A3	G _{d,vind} ,LN, G _{d,vân} ,LN, G _{d,D-D} ,LN, G _{d,inner,2} ,LN, Q _{d,n,2} ,LN, Q _{d,n,bjl} ,LN	G _{k,vind} , G _{k,vân} , G _{k,D-D} , G _{k,inner,2} , Q _{k,n,1} , Q _{k,n,3}	A _{PA,1} + A _{PE}		y _{PA}	
D/A4			A _{PD,3} + A _{PE}	h _{bef,1} + 3·h _{bef,2}	y _{PD}	-
D/A6	G _{d,vind} ,LN, G _{d,vân} ,LN,	G _{k,vind} , G _{k,vân} ,	2·A _{PD,1}		y _{PD}	
D/B2			A _{PB,1} + A _{PC1,3}		y _{PB}	

D/B5	$G_{d,D-D,LN},$ $G_{d,inner,1,LN},$ $Q_{d,n,2,LN},$ $Q_{d,n,bjl,LN}$	$G_{k,D-D},$ $G_{k,inner,1},$ $Q_{k,n,1},$ $Q_{k,n,3}$	$A_{PC1,1/4} +$ $A_{PC2,3/4}$		$X_{PC1/4}$	
E/A4	$G_{d,vind,LN},$	$G_{k,vind},$	$A_{PD,3} + A_{PE}$		Y_{PD}	
E/A3	$G_{d,vån,LN},$ $G_{d,E-E,LN},$ $G_{d,inner,2,LN},$ $Q_{d,n,2,LN},$ $Q_{d,n,bjl,LN}$	$G_{k,vån},$ $G_{k,E-E},$ $G_{k,inner,2},$ $Q_{k,n,1},$ $Q_{k,n,3}$	$A_{PA,1} + A_{PE}$		Y_{PA}	
E/B1	$G_{d,vind,LN},$ $G_{d,vån,LN},$ $G_{d,F-F,LN},$ $G_{d,inner,2,LN},$ $Q_{d,n,2,LN},$ $Q_{d,n,bjl,LN}$	$G_{k,vind},$ $G_{k,vån},$ $G_{k,E-E},$ $G_{k,inner,2},$ $Q_{k,n,1},$ $Q_{k,n,3}$	$3 \cdot A_{PA,2}/4 +$ $A_{PB,4}$		X_{PB}	
F/B1			$3 \cdot A_{PA,2}/4 +$ $A_{PB,4}$		X_{PB}	
F/B3			$A_{PC1,4}/2$		$X_{PC1/2}$	
F/B5			$2 \cdot A_{PD,2} +$ $2 \cdot A_{PC1,4}$		$2 \cdot X_{PC2}$	
F/B7			$A_{PC1,1/2} +$ $A_{PC2,3/2}$		$Y_{PC1/2}$	
G/B7			$G_{d,vind,LN},$ $G_{d,vån,LN},$ $G_{d,G-G,LN},$ $G_{d,inner,2,LN},$ $Q_{d,n,2,LN},$ $Q_{d,n,bjl,LN}$	$G_{k,vind},$ $G_{k,vån},$ $G_{k,G-G},$ $G_{k,inner,2},$ $Q_{k,n,1},$ $Q_{k,n,3}$	$A_{PC1,3/2} +$ $A_{PC2,4/2}$	

Utnyttjandegraderna beräknas genom:

$$\eta_{EKS,i} = \frac{\sigma_{EKS,i}}{\sigma_{max}}$$

Utnyttjande grad i EKS 12.

$$\eta_{BABS46,i} = \frac{\sigma_{BABS46,i}}{\sigma_{max}}$$

Utnyttjande grad i BABS46.

Utnyttjandegraderna för fundamenten redovisas i Tabell 26.

Tabell 26 - Sammanställning av utnyttjandegrader för fundament.

Fundamentsindex	Balk	$\sigma_{EKS,i}$ (kPa)	$\eta_{EKS,i}$	$\sigma_{BABS46,i}$ (kPa)	$\eta_{BABS46,i}$
A/A1	-	182.8	73%	141.6	57%
A/A4	-	160.1	64%	129.4	52%
A/C1	B9	233.6	93%	174.4	70%
A/C3	B9	204.5	82%	154.0	62%
A/C4	-	168.8	68%	159.7	64%
B/A1	-	242.1	97%	193.3	77%
C/C6	B18	217.7	87%	169.1	68%
C/C7	B9	174.7	70%	139.4	56%
D/A3	-	179.9	72%	138.4	55%
D/A4	-	216.1	86%	177.3	71%
D/A6	-	266.5	107%	202.7	81%
D/B2	-	271.9	109%	206.7	83%
D/B5	-	251.4	101%	180.2	72%
E/A4	-	216.1	86%	140.2	56%
E/A3	-	179.9	72%	112.5	45%
E/B1	B17	247.0	99%	187.1	75%
F/B1	-	189.6	76%	142.9	57%
F/B3	B17	100.5	40%	79.7	32%
F/B5	B18	258.6	103%	204.2	82%
F/B7	-	196.6	79%	141.0	56%
G/B7	-	227.1	91%	173.0	69%

13.4 Global stabilitet

Nedan presenteras beräkningar för byggnadens globala stabilitet. Vid global stabilitet används lastkombination lastkombination EQU. Egentyngd av balkar och fundament försummas.

13.4.1 Indata

$$\gamma_d = 1.0$$

Säkerhetsklass 3 enligt EKS 12

Avdelning A.

$$K_e = 500$$

13.4.2 Laster

Egentyngder

$$G_{d,vind} = 0.9 \cdot G_{k,vind} = 4.71 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindbjälklag av betong, cellbetong och cementbruk i EQU.

$$G_{d,vån} = 0.9 \cdot G_{k,vån} = 4.18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Våningsbjälklag av betong, kalkgrus och tretong i EQU.

$$G_{d,tr,bjl} = 0.9 \cdot G_{k,tr,bjl} = 0.57 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Mellanbjälklag vid tröpåbyggnad i EQU.

$$G_{d,te,ytter} = 0.9 \cdot G_{k,te,ytter} = 4.43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Yttervägg av 1/2-sten fasadtegel och 1-sten Månghålstegel i EQU. Antas gälla för alla väggar i tegel.

$$G_{d,tr,ytter} = 0.9 \cdot G_{k,tr,ytter} = 0.972 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Yttervägg vid tröpåbyggnad i EQU. Antas gälla för både ytter- och innervägg i trä.

$$G_{d,tak} = 0.9 \cdot G_{k,tak} = 0.60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Egentyngd av befintligt- och nytt tak i EQU.

Variabla laster

$$q_{w,NB1} = \gamma_d \cdot 1.5 \cdot w_{NB1} = 1.59 \text{ kN/m}^2$$

Vindlast med en extra våning i EQU.

$$q_{w,NB2} = \gamma_d \cdot 1.5 \cdot w_{NB2} = 1.71 \text{ kN/m}^2$$

Vindlast med två extra våningar i EQU.

$$q_{w,NB3} = \gamma_d \cdot 1.5 \cdot w_{NB3} = 1.78 \text{ kN/m}^2$$

Vindlast med tre extra våningar i EQU.

13.4.3 Verifiering

Stabiliserande laster per våningsplan summeras i Tabell 28 baserat på data i Tabell 27 där total vägg längd och bjälklagsarea redovisas. Indexeringen i står för vilket plan i byggnaden som berörs.

Tabell 27 - Summering av vägg längder och bjälklagsareor per våningsplan.

	Plan 1	Plan 2	Plan 3	Plan 4	Plan 5 (NB1)	Plan 6 (NB2)	Plan 7 (NB3)	Tak
Yttervägg, $L_{y,i}$ (m)	220.61	267.49	267.49	267.49	267.49	267.49	267.49	0.0
Innervägg, $L_{i,i}$ (m)	176.91	214.50	214.50	214.50	214.50	214.50	214.50	0.0
Bjälklag, $A_{b,i}$ (m ²)	397.15	397.15	397.15	397.15	397.15	397.15	397.15	407.52

Summering av laster per våningsplan för de olika scenarierna med en, två respektive tre påbyggda våningar görs genom multiplikation av respektive byggnadsdels egentyngd med dess mängd eller area.

$$G_{d,y} = G_{k,te,ytter} \cdot L_{y,1-4} \cdot h_{bef,2}$$

Last av yttervägg plan 1–4.

$$G_{d,y} = G_{k,tr,ytter} \cdot L_{y,5-7} \cdot h_{nb}$$

Last av yttervägg plan 5–7.

$$G_{d,i} = G_{k,te,ytter} \cdot L_{i,1-4} \cdot h_{bef,2}$$

Last av innervägg plan 1–4.

$$G_{d,i} = G_{k,tr,ytter} \cdot L_{i,5-7} \cdot h_{nb}$$

Last av innervägg plan 5–7.

$$G_{d,b} = G_{k,vån} \cdot A_{b,1-3}$$

Last av bjälklag plan 1–3.

$$G_{d,b} = G_{k,vind} \cdot A_{b,4}$$

Last av bjälklag plan 4.

$$G_{d,b} = G_{k,tr,bjl} \cdot A_{b,5-7}$$

Last av bjälklag plan 5–7.

$$G_{d,b} = G_{k,tak} \cdot A_{b,takplan}$$

Last av taket.

Tabell 28 - Sammanställning av stabiliserande laster per våningsplan för en våningspåbyggnad, NB1.

NB1	Plan 1	Plan 2	Plan 3	Plan 4	Plan 5 NB1	Takplan
Yttervägg, $G_{d,y}$ (kN)	976.9	1184.4	1184.4	1184.4	620.7	0.0
Innervägg, $G_{d,i}$ (kN)	636.9	772.2	772.2	772.2	239.0	0.0
Bjälklag, $G_{d,b}$ (kN)	1658.5	1658.5	1658.5	1658.5	1890.8	245.9
Σ (kN)	3272.2	3615.1	3615.1	3615.1	2750.5	245.9

$$N_{Ed,stab,NB1} = 17114.1 \text{ kN}$$

Total stabiliserande last, NB1.

Tabell 29 - Sammanställning av stabiliserande laster per våningsplan för två våningspåbyggnader, NB2.

NB2	Plan 1	Plan 2	Plan 3	Plan 4	Plan 5 NB1	Plan 6 NB2	Takplan
Yttervägg, $G_{d,y}$ (kN)	976.9	1184.4	1184.4	1184.4	620.7	259.6	0.0
Innervägg, $G_{d,i}$ (kN)	636.9	772.2	772.2	772.2	239.0	239.0	0.0
Bjälklag, $G_{d,b}$ (kN)	1658.5	1658.5	1658.5	1658.5	1890.8	223.9	245.9
Σ (kN)	3272.2	3615.1	3615.1	3615.1	2750.5	722.5	245.9

$$N_{Ed,stab,NB2} = 17836.6 \text{ kN}$$

Total stabiliserande last, NB2.

Tabell 30 - Sammanställning av stabiliserande laster per våningsplan för tre våningspåbyggnader, NB3.

NB3	Plan 1	Plan 2	Plan 3	Plan 4	Plan 5 NB1	Plan 6 NB2	Plan 7 NB3	Tak- plan
Yttervägg , $G_{d,y}$ (kN)	976.9	1184.4	1184.4	1184.4	620.7	259.6	259.6	0.0
Innervägg , $G_{d,i}$ (kN)	6369	772.2	772.2	772.2	239.0	239.0	239.0	0.0
Bjälklag , $G_{d,b}$ (kN)	1658.5	1658.5	1658.5	1658.5	1890.8	223.9	223.9	245.9
Σ (kN)	3272.2	3615.1	3615.1	3615.1	2750.5	722.5	722.5	245.9

$$N_{Ed,stab,NB3} = 18559.0 \text{ kN}$$

Total stabiliserande last, NB3.

Kontroll av andra ordningens effekter och eventuellt beaktande av svaj görs enligt beskrivning i avsnitt 6.2. Kontroll görs endast vid i böjning kring byggnadens långsida, x-axeln.

Alla tvärväggar antas ha samma egenskaper som ytterväggen.

$$f_{k,yv} = K \cdot f_{b,yv}^{0.7} \cdot f_{m,kb}^{0.3} = 2.97 \text{ MPa} \quad \text{Ekv. (6.1)}$$

$$f_{d,yv} = \frac{f_{k,yv}}{\gamma_M} = 1.11 \text{ MPa} \quad \text{Ekv. (6.2)}$$

$$E_{yv} = K_E \cdot f_{k,yv} = 1.29 \text{ GPa} \quad \text{Ekv. (6.10)}$$

Tabell 31 - Summering av böjstyheter i tvärväggar.

Index	I_x (m ⁴)	$E_{yv}I_x$ (Nm ²) x10 ⁹
A1-B1	1.210	1.561
B1	0.123	0.159
B1-C1	1.210	1.561
B2-C2	1.674	2.159
A3-B3	3.056	3.942
A4-B4	4.301	5.548
B5-C5	0.182	0.235
A6-B6	4.266	5.503
B7-C7	0.070	0.090
A8-B8	1.911	2.465
A9-B9	3.056	3.942
B10-C10	1.674	2.159
A11-B11	1.210	1.561
B11	0.123	0.159
B11-C11	1.210	1.561
		Σ 32.606

Kontrollen mot svaj för påbyggnad med en, två och tre våningar blir:

$$h_{tot,NB1} \cdot \sqrt{\frac{N_{Ed,stab,NB1}}{\Sigma E_{yv}I_x}} = 0.386 < 0.6 \quad OK! \quad \text{Ekv. (6.12)}$$

$$h_{tot,NB2} \cdot \sqrt{\frac{N_{Ed,stab,NB2}}{\Sigma E_{yv}I_x}} = 0.474 < 0.6 \quad OK! \quad \text{Ekv. (6.12)}$$

$$h_{tot,NB3} \cdot \sqrt{\frac{N_{Ed,stab,NB3}}{\Sigma E_{yv}I_x}} = 0.560 < 0.6 \quad OK! \quad \text{Ekv. (6.12)}$$

Imperfektionsvinkeln orsakande snedställningslaster beräknas enligt:

$$v_{NB1} = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{h_{tot,NB1}}} = 0.0024 \text{ rad} \quad \text{Ekv. (6.11)}$$

$$v_{NB2} = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{h_{tot,NB2}}} = 0.0022 \text{ rad} \quad \text{Ekv. (6.11)}$$

$$v_{NB3} = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{h_{tot,NB3}}} = 0.0021 \text{ rad} \quad \text{Ekv. (6.11)}$$

$$Q_{wb,i,2} = q_{w,NBi} \cdot \left(\frac{h_{bef,1}}{2} + h_{bef,bj} + \frac{h_{bef,2}}{2} \right)$$

$$Q_{wb,i,3} = q_{w,NBi} \cdot \left(\frac{h_{bef,2}}{2} + h_{bef,bj} + \frac{h_{bef,2}}{2} \right)$$

$$Q_{wb,i,4} = q_{w,NBi} \cdot \left(\frac{h_{bef,2}}{2} + h_{bef,bj} + \frac{h_{bef,2}}{2} \right)$$

$$Q_{wb,i,5} = q_{w,NBi} \cdot \left(\frac{h_{bef,2}}{2} + h_{bef,bj} + \frac{h_{nb}}{2} \right)$$

$$Q_{wb,i,6} = q_{w,NBi} \cdot \left(\frac{h_{nb}}{2} + h_{nb,bj} + \frac{h_{nb}}{2} \right)$$

$$Q_{wb,i,7} = q_{w,NBi} \cdot \left(\frac{h_{nb}}{2} + h_{nb,bj} + \frac{h_{nb}}{2} \right)$$

$$Q_{wb,i,8} = q_{w,NBi} \cdot \left(\frac{h_{nb}}{2} + h_{nb,bj} + \frac{h_{tak}}{2} \right)$$

$$Q_{wb,i,tak} = q_{w,NBi} \cdot \left(\frac{h_{tak}}{2} \right)$$

Sammanställning av stjälpande kraftresultanter av vind görs i Tabell 33.

Tabell 33 - Sammanställning av stjälpande kraftresultanter från vind verkande på bjälklag.

Lastindex	NB1 (kN)	NB2 (kN)	NB3 (kN)
$Q_{wb,i,1}$	49.58	52.4	54.8
$Q_{wb,i,2}$	101.30	107.81	113.44
$Q_{wb,i,3}$	104.91	111.64	117.48
$Q_{wb,i,4}$	104.91	111.64	117.48
$Q_{wb,i,5}$	106.71	113.56	119.50
$Q_{wb,i,6}$	103.78	120.85	127.17
$Q_{wb,i,7}$	-	110.44	127.17
$Q_{wb,i,8}$	-	-	116.21
$Q_{wb,i,tak}$	55.11	58.64	61.71
Σ	626.3	786.9	954.9

Horisontallasterna från snedställning, Tabell 32, och vind, Tabell 33, samt deras hävarm orsakande stjälpande moment presenteras i Tabell 34.

Tabell 34 - Summering av stjälpande kraftresultanter på bjälklag med tillhörande hävarm relativt markplan, plan 1.

Lastindex	NB1 (kN)	Hävarm, e _{NB1,i} (m)	NB2 (kN)	Hävarm, e _{NB2,i} (m)	NB3 (kN)	Hävarm, e _{NB3,i} (m)
$Q_{wb,i,1}$ + $H_{b,i,1}$	58.31	0	60.40	0	62.44	0
$Q_{wb,i,2}$ + $H_{b,i,2}$	110.94	2.555	116.65	2.555	121.88	2.555
$Q_{wb,i,3}$ + $H_{b,i,3}$	114.55	5.465	120.48	5.465	125.92	5.465
$Q_{wb,i,4}$ + $H_{b,i,4}$	114.55	8.375	120.48	8.375	125.92	8.375
$Q_{wb,i,5}$ + $H_{b,i,5}$	113.85	11.285	120.11	11.285	125.75	11.285
$Q_{wb,i,6}$ + $H_{b,i,6}$	103.78	14.14	122.62	14.365	128.86	14.365
$Q_{wb,i,7}$ + $H_{b,i,7}$	-	-	110.44	17.29	128.86	17.445
$Q_{wb,i,8}$ + $H_{b,i,8}$	-	-	-	-	116.21	20.37
$Q_{wb,i,tak}$ + $H_{b,i,tak}$	55,77	17.2	59.24	20.35	62.28	23.43
Σ	671.74	-	830.40	-	998.10	-

Det stjälpande momentet verkande byggnadens rotationspunkt för massgräns vid global stabilitet i horisontalplanet är för NB1, NB2 samt NB3:

$$M_{Ed,Stj,NB1} = \sum_{i=1}^n (Q_{wb,NB1,i} + H_{b,NB1,i}) \cdot e_i \quad \text{Moment kring horisontalplan}$$

$$M_{Ed,Stj,NB1} = 58.31 \cdot 0 + 110.94 \cdot 2.555 + 114.55 \cdot 5.465 + 114.55 \cdot 8.375 + 113.85 \cdot 11.285 + 103.78 \cdot 14.14 + 55.77 \cdot 17.20 = 5579.0 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,Stj,NB2} = 8195.3 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,Stj,NB3} = 11396.8 \text{ kNm}$$

Det stabiliserande momentet antas verka i lastcentrum av byggnaden, det vill säga i mitten av både byggnadens längs och tvärriktning. Detta innebär att det stabiliserande momentets hävarm är avståndet mellan lastcentrum och byggnadens kärngräns $B/6$. Det stabiliserande momentet beräknas med summan av samtliga bärverks egentvingder betraktade som gynnsamma i STR-B 6:10b multiplicerad med hävarmen från lastcentrum till skjuvcentrum:

$$M_{Rd,stab,NB1} = N_{Rd,stab,NB1} \cdot \frac{B}{6} = 34\,228.2 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,stab,NB2} = N_{Rd,stab,NB2} \cdot \frac{B}{6} = 35\,673.2 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,stab,NB3} = N_{Rd,stab,NB3} \cdot \frac{B}{6} = 37\,118.0 \text{ kNm}$$

Kontroll av global stabilitet ger:

$$M_{Ed,Stj,NB1} = 5579.0 \text{ kNm} < M_{Rd,stab,NB1} = 34\,228.2 \text{ kNm} \quad \text{OK!}$$

$$M_{Ed,Stj,NB2} = 8195.3 \text{ kNm} < M_{Rd,stab,NB2} = 35\,673.2 \text{ kNm} \quad \text{OK!}$$

$$M_{Ed,Stj,NB3} = 11396.8 \text{ kNm} > M_{Rd,stab,NB3} = 37\,118.0 \text{ kNm} \quad \text{OK!}$$

13.5 Verifiering av plattor för ändrad användning

Vid verifiering av plattorna på det befintliga vindsbjälklaget kontrolleras momentkapaciteten för nya laster. Ökningen av laster sker på grund av att vindsbjälklaget görs om till ett bostadsbjälklag samt av FTX-aggregat.

13.5.1 Indata

$$\gamma_d = 0.91$$

Säkerhetsklass 2 enligt EKS 12

Avdelning A.

$$f_{cd} = 4.5 \text{ MPa}$$

Enligt Tabell 4.

$$\varepsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$$

Gränsstukning.

$$f_{yd} = 260 \text{ MPa}$$

Enligt Tabell 4.

$$E_s = 210 \text{ GPa}$$

Enligt Tabell 4.

$$A_0 = 10 \text{ m}^2$$

$$\psi_{0,n} = 0.7$$

13.5.2 Laster

$$q_{d,FTX} = \gamma_d \cdot 1.2 \cdot q_{k,FTX} = 4.368 \text{ kN}$$

Dimensionerande last för aggregat.

Nyttig last kan enligt tidiagre reduceras genom:

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \cdot \psi_{0,n} + \frac{A_0}{A_i}$$

Ekv. (5.1)

$$G_{d,vind} = \gamma_d \cdot 1.2 \cdot G_{k,vind} = 5.71 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Last från bjälklag i STR-B.

$$Q_{d,n,bjl} = \gamma_d \cdot 1.5 \cdot Q_{k,n,bjl} = 2.73 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nyttig last i STR-B.

Dimensionerande last för respektive bjälklag:

$$q_{d,i} = G_{d,vind} + \alpha_A \cdot Q_{d,n,bjl}$$

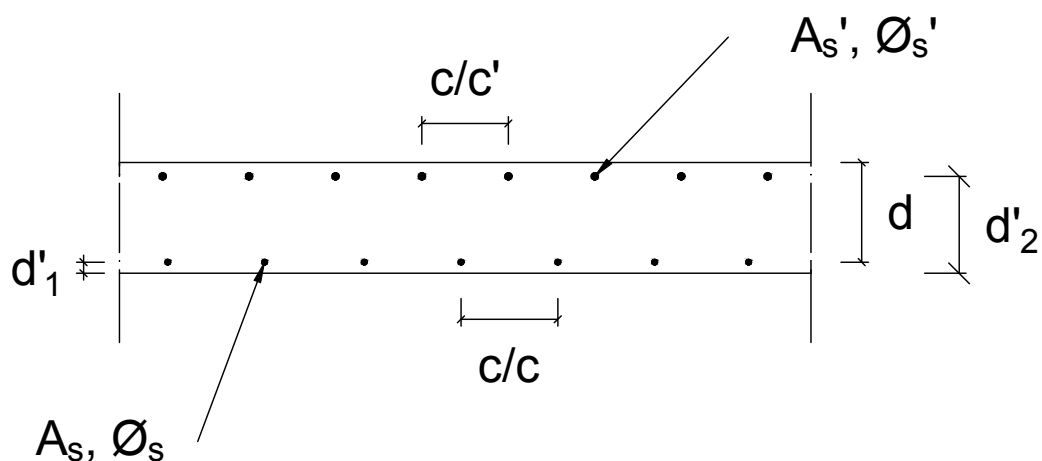
Dimensionerande laster för de olika bjälklagsplattorna visas i Tabell 35.

Tabell 35 - Dimensionerande last för varje bjälklagsplatta på vindsvåningen.

Platta	A_i (m ²)	α_a	$q_{d,i}$ (kN/m ²)
A	41.86	0.739	7.79
B	29.30	0.841	8.30
C1	34.62	0.789	7.93
C2	33.11	0.802	7.96
D	39.49	0.753	7.83

13.5.3 Geometri

Armeringsmängder och geometriska storheter för undersökta plattor utläses från ritning. Indexering för de olika storheterna som används visas i Figur 57 där bjälklagsplattan illustrerats i genomskärning med en godtycklig bredd på snittet.



Figur 57 - Indexering för tvärsnittstorheter som används vid verifiering av befintliga vindsbjälklag för ändrad användning.

Sammanställning av armeringsmängder görs för spännriktningen x i Tabell 36 och för spännriktningen y i Tabell 37. Armeringsmängden A_s samt A_s' beräknas enligt följande:

$$A_s = \frac{\varnothing^2 \pi}{4 \cdot c/c} \left(\frac{m^2}{m} \right) \quad \text{Armeringsmängd per meter.}$$

Tabell 36 - Armeringsmängder för plattor i x-led.

Platta	\varnothing_s (mm)	c/c (m)	A_s (m ² /m) x10 ⁻⁶	\varnothing_s' (mm)	c/c' (m)	A_s' (m ² /m) x10 ⁻⁶
A	10	0.17	462	12	0.14	809
B	8	0.12	419	10	0.19	413
C1	8	0.14	359	10	0.125	628
C2	8	0.14	359	10	0.125	628
D	10	0.165	476	10	0.12	628

Tabell 37 - Armeringsmängder för plattor i y-led.

Platta	\emptyset_s (mm)	c/c (m)	A_s (m ² /m) x10 ⁻⁶	\emptyset_s' (mm)	c/c' (m)	A_s' (m ² /m) x10 ⁻⁶
A	10	0.115	683	10	0.19	413
B	8	0.16	302	10	0.19	413
C1	8	0.13	387	-	-	-
C2	8	0.13	387	10	0.125	628
D	10	0.125	628	10	0.125	628

Vid beräkning av kraft och momentjämvikt är visa tvärsnittsstorheter relevanta. För rådande momentfördelningar i plattor behövs måtten d , effektiv höjd mellan tryckt kant och dragen armering i fält, d_1' , effektiv höjd mellan tryckt kant och tryckt armering vid stöd samt d_2' , effektiv höjd mellan tryckt kant och dragen armering vid stöd. Dessa presenteras för samtliga plattor för spännriktningen x i Tabell 38 och för spännriktningen y i Tabell 39.

Tabell 38 - Effektiva höjder för plattor i x-led.

Platta	d (m)	d_1' (m)	d_2' (m)
A	0.140	0.020	0.136
B	0.146	0.016	0.140
C1	0.146	0.016	0.140
C2	0.146	0.016	0.140
D	0.140	0.020	0.140

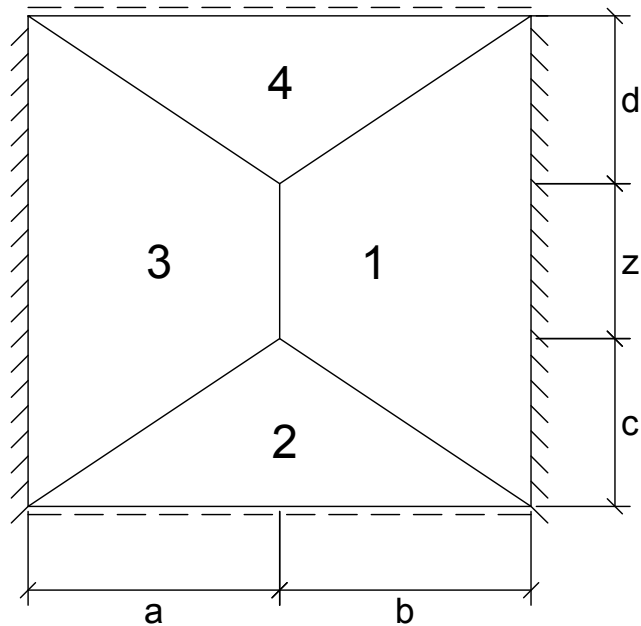
Tabell 39 - Effektiva höjder för plattor i y-led.

Platta	d (m)	d_1' (m)	d_2' (m)
A	0.140	0.020	0.140
B	0.146	0.016	0.140
C1	0.146	0.016	0.140
C2	0.146	0.016	0.140
D	0.140	0.020	0.140

13.5.4 Dimensionerande moment

13.5.4.1 Platta C1

Geometrin för platta C1 visas i Figur 58.



Figur 58 - Plattgeometri för bjälklagsplatta C1.

Beräkning av moment i respektive riktning sker med strimlemetoden beskriven av (Hillerborg, 1974).

Medelmoment i x-riktning:

$$m_{fx1} - m_{sx1} = \frac{q_{d,C1} \cdot b_{PC1}^2 \cdot (x_{PC1} + 2 \cdot z_{PC1})}{6 \cdot (x_{PC1})} = 19.42 \frac{kNm}{m} \quad \text{Ekv. (6.13)}$$

Både del 1 och del 2 är fast inspända. Det antas att 2/3 av momentet tas upp av stödet.

$$m_{sx1} = \frac{2}{3} \cdot (m_{fx1} - m_{sx1}) = -12.95 \frac{kNm}{m}$$

$$m_{fx1} \frac{1}{3} \cdot (m_{fx1} - m_{sx1}) = 6.47 \frac{kNm}{m}$$

Del 1 och 3 är symmetriska.

$$m_{sx3} = m_{sx1} = -12.95 \frac{kNm}{m}$$

$$m_{fx3} = m_{fx1} = 6.47 \frac{kNm}{m}$$

Medelmoment i y-riktning:

$$m_{fy2} - m_{sy2} = q_{d,C1} \cdot \frac{c_{PC1}^2}{6} = 5.29 \frac{kNm}{m} \quad \text{Ekv. (6.13)}$$

$$m_{sy2} = 0 \frac{kNm}{m}$$

$$m_{fy2} = 5.29 \frac{kNm}{m}$$

Del 2 och 4 är symmetriska.

$$m_{sx4} = m_{sx2} = 0 \frac{kNm}{m}$$

$$m_{fx4} = m_{fx2} = 5.29 \frac{kNm}{m}$$

Medelmomenten delas upp genom att minska momenten vid hörnen och öka vid mitten av delplattorna. De summerade delsträckorna med minskat och ökat moment antas vara lika långa.

$$M_{sup,fx1} = M_{sup,fx3} = \frac{m_{fx1}}{1.5} = 4.32 \frac{kNm}{m} \quad \text{Ekv. (6.15)}$$

$$M_{mid,fx1} = M_{mid,fx3} = \frac{m_{fx1} \cdot x_{PC1} - M_{sup,fx1} \cdot \frac{x_{PC1}}{2}}{\frac{x_{PC1}}{2}} = 8.63 \frac{kNm}{m} \quad \text{Ekv. (6.17)}$$

$$M_{sup,sx1} = M_{sup,sx3} = \frac{m_{fs1}}{1.5} = -8.63 \frac{kNm}{m}$$

$$M_{mid,sx1} = M_{mid,sx3} = \frac{m_{sx1} \cdot x_{PC1} - M_{sup,sx1} \cdot \frac{x_{PC1}}{2}}{\frac{x_{PC1}}{2}} = -17.26 \frac{kNm}{m} \quad \text{Ekv. (6.18)}$$

$$M_{sup,fy2} = M_{sup,fy4} = \frac{m_{fy2}}{1.5} = 3.52 \frac{kNm}{m} \quad \text{Ekv. (6.15)}$$

$$M_{mid,fy2} = M_{mid,fy4} = \frac{m_{fy2} \cdot y_{PC1} - M_{sup,fy2} \cdot \frac{y_{PC1}}{2}}{\frac{y_{PC1}}{2}} = 7.05 \frac{kNm}{m} \quad \text{Ekv. (6.17)}$$

FTX-aggregat

$$b_{FTX} = 1 \text{ m}$$

Bredd av FTX-aggregat.

$$l_{FTX} = 1.6 \text{ m}$$

Längd av FTX-aggregat.

$$c_x = \frac{b_{FTX}}{2} = 0.8 \text{ m}$$

Halva bredden av fördelningsplattan.

$$c_y = \frac{l_{FTX}}{2} = 0.5 \text{ m}$$

Halva längden av fördelningsplattan.

$$q_{fd} = \frac{q_{d,FTX}}{4 \cdot c_x \cdot c_y} = 2.73 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Ekv. (6.19)}$$

Det antas att 2/3 av lasten bärs i x-riktningen och 1/3 i y-riktningen.

$$q_x = \frac{2}{3} \cdot q_{fd} = 1.82 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Ekv. (6.20)}$$

$$q_y = \frac{1}{3} \cdot q_{fd} = 0.91 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Ekv. (6.21)}$$

Punktlasternas storlek i respektive riktning blir:

$$P_x = 4 \cdot q_x \cdot c_x \cdot c_y = 2.912 \text{ kN} \quad \text{Ekv. (6.22)}$$

$$P_y = 4 \cdot q_y \cdot c_x \cdot c_y = 1.456 \text{ kN} \quad \text{Ekv. (6.23)}$$

Momentet parallellt med y- respektive x-riktning blir:

$$m_x^0 = 2 \cdot q_x \cdot c_x = 2.912 \frac{kNm}{m} \quad \text{Ekv. (6.24)}$$

$$m_y^0 = 2 \cdot q_y \cdot c_y = 0.91 \frac{kNm}{m} \quad \text{Ekv. (6.25)}$$

Slutligen kan det dimensionerande momentet i fördelningsplattan i respektive riktning beräknas genom:

$$m_x^+ = m_x^0 + \frac{P_y \cdot c_x}{8 \cdot c_y} = 3.49 \frac{kNm}{m} \quad \text{Ekv. (6.26)}$$

$$m_y^0 = m_y^0 + \frac{P_x \cdot c_y}{8 \cdot c_x} = 1.02 \frac{kNm}{m} \quad \text{Ekv. (6.27)}$$

Dimensionerande moment från punktlast adderas genom superpositionsprincipen.

$$M_{FTX,x} = M_{mid,fx1} + m_x^+ = 12.12 \frac{kNm}{m}$$

$$M_{FTX,y} = M_{mid,fy2} + m_y^+ = 8.07 \frac{kNm}{m}$$

13.5.5 Sammanställning av dimensionerande moment

Enligt beräkningsprinciper presenterade i avsnitt 6.3 med indata presenterad i avsnitt 13.5.2 och plattgeometrier från avsnitt 13.1.3 beräknas dimensionerande fält- och stödmoment för alla bjälklagsplattor. Sammanställningen av de dimensionerande momenten presenteras i Tabell 40.

Tabell 40 - Sammanställd maximal momentbelastning för plattor till vindsbjälklag.

Platta	$M_{mid,fx1}$ (kNm)	$M_{mid,sx1}$ (kNm)	$M_{mid,fy2}$ (kNm)	$M_{mid,sy2}$ (kNm)	$M_{mid,fx3}$ (kNm)	$M_{mid,sx3}$ (kNm)	$M_{mid,fy4}$ (kNm)	$M_{mid,sy4}$ (kNm)
A	9.48	-11.86	13.14	-16.43	9.48	-	13.14	-
B	8.97	-11.49	7.68	-	8.97	-	7.68	-9.60
C1	8.63	-17.26	7.05	-	8.63	-17.26	7.05	-
C2	7.08	-14.16	6.70	-	7.08	-14.16	6.70	-7.31
D	12.46	-11.96	13.14	-16.43	12.46	-	13.14	-

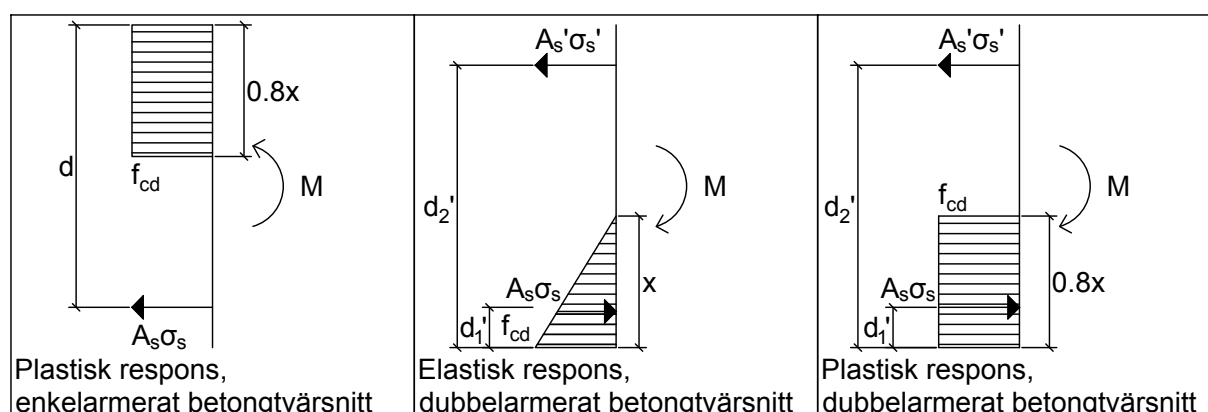
Dimensionerande moment för platta C1 med FTX presenteras i Tabell 41.

Tabell 41 - Momentbelastning av platta C1 med FTX-aggregat.

Platta	$M_{mid,fx1}$ (kNm)	$M_{mid,sx1}$ (kNm)	$M_{mid,fy2}$ (kNm)	$M_{mid,sy2}$ (kNm)	$M_{mid,fx3}$ (kNm)	$M_{mid,sx3}$ (kNm)	$M_{mid,fy4}$ (kNm)	$M_{mid,sy4}$ (kNm)
C1	12.12	-17.26	8.07	-	12.63	-17.26	8.07	-

13.5.6 Dimensionerande momentkapacitet

Dimensionerande kapacitet beräknas för samtliga plattor i fält samt i stöd där det är aktuellt. Plattorna C1 och C2 beter sig plastiskt över stöden, medan resterande plattor har elastisk respons i betongen över stöd. Detta leder till två olika fall av kraft- och momentjämvikt vid beräkning av kapaciteten över stöd i de dubbelarmerade tvärsnitten. Indexering med apostrof indikerar att variabeln relaterar till tryckt sida av tvärsnittet. De olika fallen av momentjämvikt inom betongtvärsnitten visas i Figur 59.



Figur 59 - Olika fall av momentjämvikt beroende på armeringsutförande och respons hos tryckt betong vid brott.

För plattorna med elastisk respons över stöd ser tvärsnittens kraft- och momentjämvikt ut enligt Figur 59 och beskrivs med följande ekvationer givet linjära töjningssamband.

$$\sigma_s \cdot A_s = \frac{f_{cd} \cdot x}{2} + A_s' \cdot \sigma_s' \quad \text{Kraftjämvikt vid elastisk respons.}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_{cd} \cdot x}{2} \cdot (d_2' - \frac{1}{3} \cdot x) + A_s' \cdot \sigma_s' \cdot (d_2' - d_1') \quad \text{Momentkapacitet vid elastisk respons.}$$

För enkelarmerade tvärsnitt i fält med plastisk respons ser kraft- och momentjämvikt enligt följande givet linjära töjningssamband.

$$\sigma_s \cdot A_s = f_{cd} \cdot 0.8 \cdot x \quad \text{Kraftjämvikt vid plastisk respons.}$$

$$M_{Rd} = f_{cd} \cdot 0.8 \cdot x \cdot (d - 0.4 \cdot x) \quad \text{Momentkapacitet vid plastisk respons.}$$

För dubbelarmerade tvärsnitt med plastisk respons ser kraft- och momentjämvikt ut enligt följande givet linjära töjnings samband.

$$\sigma_s \cdot A_s = f_{cd} \cdot 0.8 \cdot x + A_s' \cdot \sigma_s' \quad \text{Kraftjämvikt vid elastisk respons.}$$

$$M_{Rd} = f_{cd} \cdot 0.8 \cdot x \cdot (d_2' - 0.4 \cdot x) + A_s' \cdot \sigma_s' \cdot (d_2' - d_1') \quad \text{Momentkapacitet vid elastisk respons}$$

Vid beräkning av momentkapacitet i dubbelarmerade tvärsnitt måste antaganden om spänningsförhållanden i armering göras:

$$\sigma_s = f_{yd} \quad \text{Stålspanning vid plastiskt stål.}$$

$$\sigma_s = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(x-d')}{x} \cdot E_s; \sigma_s' = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(x-d_1')}{x} \cdot E_s \quad \text{Stålspanning vid elastiskt tryckt stål.}$$

13.5.6.1 Platta C1

Momentkapacitetberäkningar visas för platta C1. Beräkningarna upprepas därefter för resterande plattor enligt beräkningsgång ur avsnitt 13.5.6. Plattans kapacitet i fält i x-spännriktningen beräknas med plastisk kraft- och momentjämvikt.

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_{sx}}{0.8 \cdot f_{cd}} = 16.9 \text{ mm} \quad \text{Tryckt zon vid fält i x-riktning.}$$

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 1.13 \text{ ‰} \quad \text{Flyttöjning för aktuell armering.}$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{d-x}{x} = 26.32 \text{ ‰} \quad \text{OK! Stål flyter.}$$

$$M_{Rd,x,f} = f_{cd} \cdot 0.8 \cdot x \cdot b \cdot (d - 0.4 \cdot x) = 11.14 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Plattans kapacitet i fält i y-spännriktningen beräknas med plastisk kraft- och momentjämvikt.

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_{sy}}{0.8 \cdot f_{cd}} = 18.2 \text{ mm} \quad \text{Tryckt zon vid fält i x-riktning.}$$

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 1.13 \text{ ‰} \quad \text{Flyttöjning för aktuell armering.}$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{d-x}{x} = 22.65 \text{ ‰} \quad \text{OK! Stål flyter.}$$

$$M_{Rd,y,f} = f_{cd} \cdot 0.8 \cdot x \cdot b \cdot (d - 0.4 \cdot x) = 11.95 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Plattans kapacitet över stöd i x-spännriktningen beräknas med plastisk kraft- och momentjämvikt. Antagandena om stålets beteende ansätts till att det tryckta stålet ej flyter, medan det dragna stålet flyter.

$$x = A_s' \cdot f_{yd} = f_{cd} \cdot 0.8 \cdot b + A_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(d_1' - x)}{x} \cdot E_s \Rightarrow x = 20.0 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 1.08 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{s,\delta k} = \varepsilon_{cu} \frac{d'_2 - x}{x} = 21.70 \text{ ‰} \quad \text{OK! Stål flyter.}$$

$$\varepsilon_{s,uk} = \varepsilon_{cu} \frac{d'_1 - x}{x} = 0.00 \text{ ‰} \quad \text{OK! Stål flyter inte.}$$

Momentjämvikt ger:

$$M_{Rd,x,s} = f_{cd} \cdot 0.8 \cdot x \cdot b \cdot (d'_2 - 0.4 \cdot x) + A_s \cdot \varepsilon_{s,uk} \cdot E_s \cdot (d'_2 - d'_1) = 19.22 \frac{kNm}{m}$$

13.5.7 Sammanställning av dimensionerande momentkapacitet.

Dimensionerande momentkapacitet beräknas för samtliga plattor enligt beräkningsgång i avsnitt 13.5.6 baserat på materialegenskaper från avsnitt 13.5.1 och geometriska storheter från avsnitt 13.5.3. Sammanställningen för samtliga plattor presenteras i Tabell 42.

Tabell 42 - Dimensionerande momentkapacitet för plattor vid vindsbjälklag.

Platta	$M_{Rd,fx1}$ (kNm)	$M_{Rd,sx1}$ (kNm)	$M_{Rd,fy2}$ (kNm)	$M_{Rd,sy2}$ (kNm)	$M_{Rd,fx3}$ (kNm)	$M_{Rd,sx3}$ (kNm)	$M_{Rd,fy4}$ (kNm)	$M_{Rd,sy4}$ (kNm)
A	15.21	-25.24	21.36	-13.78	15.21	-	21.36	-
B	14.36	-13.75	10.61	-	14.36	-	10.61	-13.75
C1	12.47	-20.68	13.35	-	12.47	-20.68	13.35	-
C2	12.47	-20.68	13.35	-	12.47	-20.68	13.35	-20.69
D	15.62	-20.28	19.91	-20.27	15.62	-	19.91	-

Samtliga momentkapaciteter relateras till det dimensionerande moment de utsätts för. Utnyttjandegraden för plattorna beräknas enligt följande ekvation och presenteras i Tabell 43. Platta C1 med ett FTX-aggregat visas i Tabell 44. Grön färg indikerar att kapaciteten är erforderlig, orange indikerar att åtgärd måste göras.

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} (\%)$$

Utnyttjandegrad för moment.

Tabell 43 - Sammanställning av utnyttjandegrad av plattor vid ändrad användning från vindsbjälklag till bostadsbjälklag.

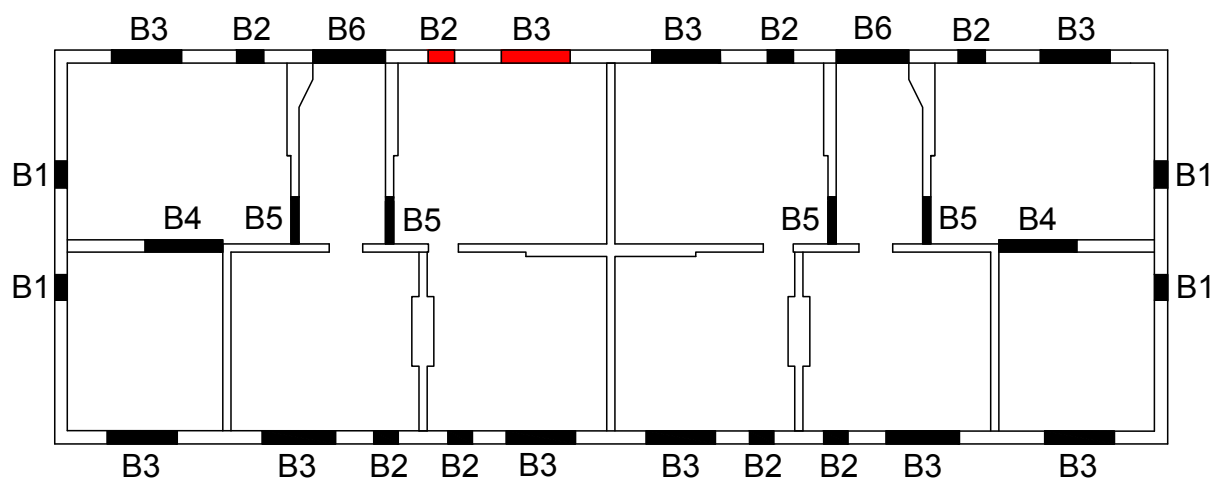
Platta	$M_{mid,fx1}$ (kNm)	$M_{mid,sx1}$ (kNm)	$M_{mid,fy2}$ (kNm)	$M_{mid,sy2}$ (kNm)	$M_{mid,fx3}$ (kNm)	$M_{mid,sx3}$ (kNm)	$M_{mid,fy4}$ (kNm)	$M_{mid,sy4}$ (kNm)
A	62%	47%	62%	119%	62%	-	62%	-
B	62%	84%	72%	-	62%	-	72%	70%
C1	69%	83%	53%	-	69%	83%	53%	-
C2	57%	68%	50%	-	57%	68%	50%	35%
D	80%	59%	66%	81%	80%	-	66%	-

Tabell 44 - Utnyttjandegrad för platta C1 med FTX-aggregat.

Platta	$M_{mid,fx1}$ (kNm)	$M_{mid,sx1}$ (kNm)	$M_{mid,fy2}$ (kNm)	$M_{mid,sy2}$ (kNm)	$M_{mid,fx3}$ (kNm)	$M_{mid,sx3}$ (kNm)	$M_{mid,fy4}$ (kNm)	$M_{mid,sy4}$ (kNm)
C1	97%	83%	60%	-	97%	83%	60%	-

13.6 Verifiering av balkar vid våningspåbyggnad

Balkar som verifieras på den översta våningen visas i Figur 60.



Figur 60 – Kontrollerade balkar markerade i rött.

13.6.1 Indata

Balkarnas geometrier och armering visas i Tabell 45.

Tabell 45 - Indata för verifiering av balkar.

Balk	Material	b_{Bi} [m]	h_{Bi} [m]	L_{Bi} [m]	Arm _{uk}	Arm _{ök}	A_s [mm ²]	A_s' [mm ²]	Byglar [mm]
B2	Tegel	0.38	0.77	0.80	3 ϕ 8	-	151	-	-
B3	Betong	0.23	0.60	2.15	2 ϕ 12	2 ϕ 10	226	157	6 ϕ c/c 300

$$\gamma_d = 0.91$$

Säkerhetsklass 2 enligt EKS Avdelning A.

$$\gamma_m = 2.3$$

Enligt Tabell 4.

$$K_E = 500$$

Enligt EKS12 avsnitt 3.7.2.

$$K = 0.55$$

Enligt SS-EN 1996-1-1 tabell 3.3.

$$f_{b,iv} = 20 \text{ MPa}$$

Enligt Tabell 4.

$$f_{m,KC1} = 2.5 \text{ MPa}$$

Enligt Tabell 4.

$$f_{vk0,KC1} = 0.2 \text{ MPa}$$

Enligt Tabell 4.

$$\varepsilon_{mu} = 3.5 \text{ ‰}$$

Gränsstukning enligt SS-EN 1996-1-1 avsnitt 6.6, murstenar i grupp 1.

$$f_{cd} = 4.5 \text{ MPa}$$

Enligt Tabell 4.

$$\varepsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$$

Gränsstukning enligt SS-EN 1992-1-1 Tabell 3.1.

$$f_{yd} = 260 \text{ MPa}$$

Enligt Tabell 4.

$$f_{ywd} = f_{yd} = 260 \text{ MPa}$$

Byglar antas vara samma kvalitet.

$$E_s = 210 \text{ GPa}$$

Enligt Tabell 4.

13.6.2 Laster

Egentyngder:

$$G_{d,vind} = \gamma_d \cdot 1.2 \cdot G_{k,vind} = 5.78 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindbjälklag av betong, cellbetong och Cementbruk i STR-B.

$$G_{d,tr,ytter} = \gamma_d \cdot 1.2 \cdot G_{k,tr,ytter} = 1.17 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Yttervägg vid träpåbyggnad i STR-B.

$$G_{d,tr,bjl} = \gamma_d \cdot 1.2 \cdot G_{k,tr,bjl} = 0.68 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Mellanbjälklag vid träpåbyggnad i

$$G_{d,tak} = \gamma_d \cdot 1.2 \cdot G_{k,tak} \cdot \frac{B}{2} = 3.66 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{d,midja} = \gamma_d \cdot 1.2 \cdot G_{k,midja} = 1.31 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Variabla laster:

$$Q_{d,n,bjl,HL} = \gamma_d \cdot 1.5 \cdot Q_{k,n,2} \cdot \alpha_n = 2.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$s_{d,\ddot{O}L} = \gamma_d \cdot 1.5 \cdot s \cdot \psi_{0,s} = 7.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

STR-B.

Egentyngd av nytt tak i STR-B.

Tyngd av betongmidja i STR-B.

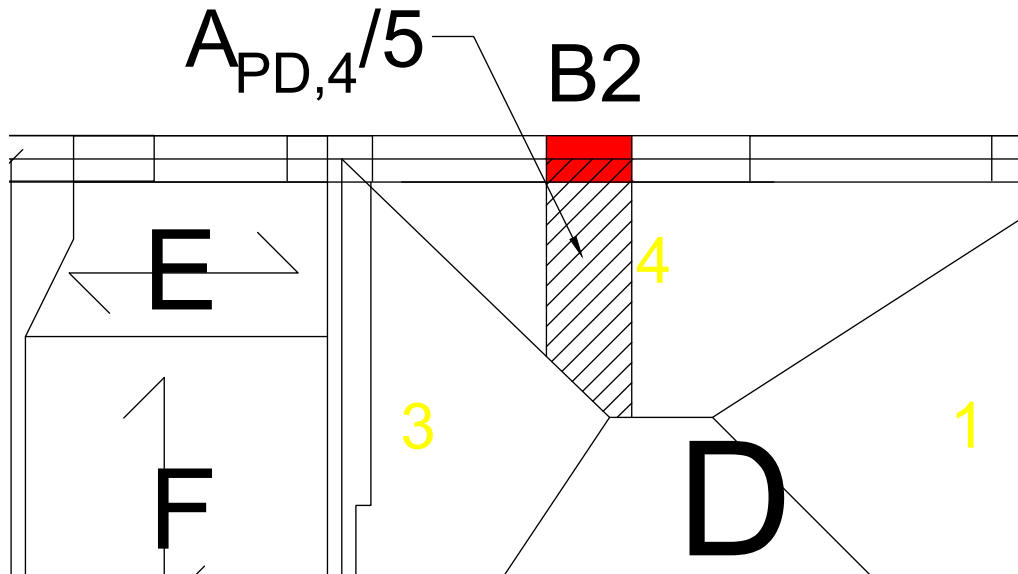
Nyttig last på bostadsbjälklag enligt

EKS12 Tabell C-1 i STR-B.

Snölast i STR-B.

13.6.3 B2

Den belastade arean från det befintliga vindsbjälklaget visas i Figur 61.



Figur 61 - Influensarea för balk B2.

Belastning på B2:

$$q_{d,B2} = \frac{(G_{d,vind} + Q_{d,n,bjl,HL}) \cdot \frac{A_{PD4}}{5}}{L_{B2}} + G_{d,midja} + 3 \cdot G_{d,tr,ytter} + (G_{d,tr,bjl} + Q_{d,n,bjl,HL}) \cdot$$

$$y_{PD}/2 + G_{d,tak} + s_{d,\ddot{O}L} = 42.3 \text{ kN/m}$$

Balken betraktas som fritt upplagd:

$$M_{Ed} = \frac{q_{d,B2} \cdot L_{B2}^2}{8} = 3.38 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{q_{d,B2} \cdot L_{B2}}{2} = 16.92 \text{ kN}$$

$$d_{B2} = h_{B2} - 0.12 - \frac{0.01}{2} = 0.645 \text{ m}$$

Effektiv höjd för balk.

$$f_k = K \cdot f_{b,yv,1}^{0.7} \cdot f_{m,KC1}^{0.3} = 5.89 \text{ MPa}$$

Ekv. (6.1)

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = 2.56 \text{ MPa}$$

Ekv. (6.2)

$$\sigma_d = \frac{q_{d,B2}}{B_{B2}} = 0.044 \text{ MPa}$$

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \cdot \sigma_d = 0.244 \text{ MPa}$$

Ekv. (6.3)

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} = 0.106 \text{ MPa}$$

Ekv. (6.5)

Momentkapacitet:

$$x_{B2} = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0.8 \cdot b_{B2} \cdot f_{cd}} = 18.7 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 1.13 \text{ ‰}$$

Flyttöjning för aktuell armering.

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cm} \frac{d_{B2} - x}{x} = 33.49 \text{ ‰}$$

OK! Stål flyter.

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d_{B2} - 0.4 \cdot x_{B2}) = 24.5 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 14.0 \%$$

OK!

Tvärkraftskapacitet:

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot b_{B2} \cdot d_{B2} = 26.0 \text{ kN}$$

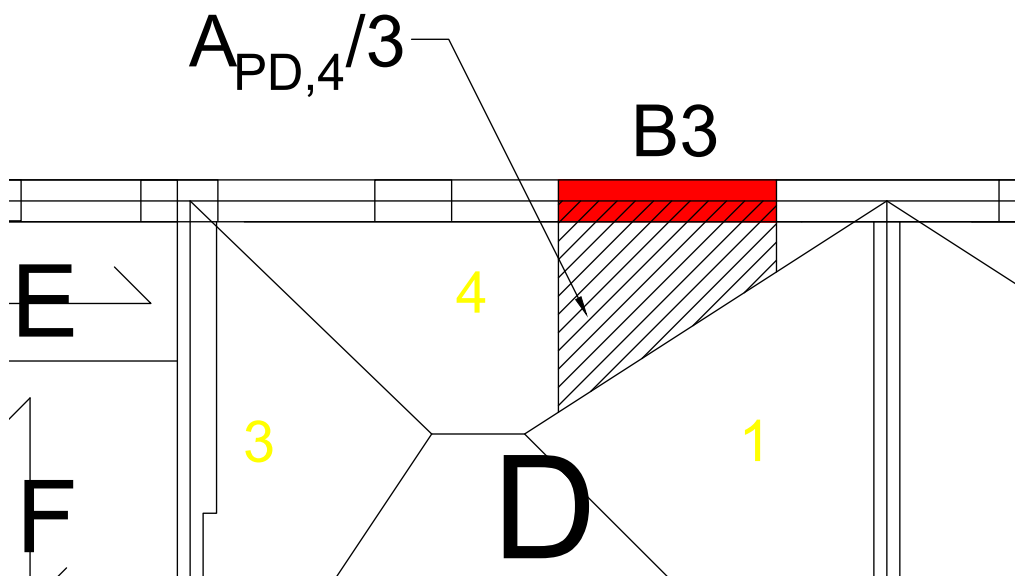
Ekv. (6.30)

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 65.0 \%$$

OK!

13.6.4 B3

Influensarea för balk B3 visas i Figur 62.



Figur 62 - Influensarea som belastar balk B3.

Storleken på meterlasten beräknas genom följande ekvation:

$$q_{d,B3} = \frac{(G_{d,vind} + Q_{d,n,bjl,HL}) \cdot \frac{A_{PD4}}{3}}{L_{B3}} + G_{d,midja} + 3 \cdot G_{d,tr,ytter} + (G_{d,tr,bjl} + Q_{d,n,bjl,HL}) \cdot y_{PD}/2 + G_{d,tak} + s_{d,\ddot{O}L} = 35.5 \text{ kN/m}$$

Balken betraktas som fritt upplagd:

$$M_{Ed} = \frac{q_{d,B3} \cdot L_{B3}^2}{8} = 20.51 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{q_{d,B3} \cdot L_{B3}}{2} = 38.16 \text{ kN}$$

Momentkapacitet:

Antagandena om stålets beteende ansätts till att det tryckta stålet ej flyter, medan det dragna stålet flyter.

$$d'_1 = \phi_{\delta k} \cdot 1.5 + \phi_{bygel} + \frac{\phi_{\delta k}}{2} = 0.026 \text{ m} \quad \text{Effektiv höjd överkantsarmering.}$$

$$d'_2 = h_{B3} - \left(\phi_{uk} \cdot 1.5 + \frac{\phi_{uk}}{2} \right) = 0.574 \text{ m} \quad \text{Effektiv höjd underkantsarmering.}$$

$$x = A'_s \cdot f_{yd} = f_{cd} \cdot 0.8 \cdot b_{B3} + A_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(d'_1 - x)}{x} \cdot E_s \Rightarrow x = 30.1 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 1.08 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{s,uk} = \varepsilon_{cu} \frac{d'_2 - x}{x} = 18.1 \text{ ‰} \quad \text{OK! Stål flyter.}$$

$$\varepsilon_{s,\delta k} = \varepsilon_{cu} \frac{x - d'_1}{x} = 0.13 \text{ ‰} \quad \text{OK! Stål flyter inte.}$$

Momentjämvikt ger:

$$M_{Rd} = f_{cd} \cdot 0.8 \cdot x \cdot b_{B3} \cdot (d'_2 - 0.4 \cdot x) + A_s \cdot \varepsilon_{s,\delta k} \cdot E_s \cdot (d'_2 - d'_1) = 48.0 \frac{kNm}{m}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 42.7 \text{ ‰} \quad \text{OK!}$$

Tvärkraftskapacitet:

$$\alpha_{cw} = 1.0 \quad \text{Ingen förspänning.}$$

$$A_{sw} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 56.5 \text{ mm}^2 \quad \text{Bygelarea.}$$

$$s = 0.3 \text{ m} \quad \text{Bygelavstånd.}$$

$$v_1 = 0.6 \quad \text{Antas vara 0.6.}$$

$$z = 0.9 \cdot d'_2 = 0.5166 \text{ m} \quad \text{Approximativ inre hävarm.}$$

$$\cot \theta = 2.5 \quad \text{Vinkel mellan betongtrycksträva och en balkaxel vinkelrätt mot tvärkraften.}$$

$$\theta = 22.9^\circ$$

$$b_w = b_{B3} = 0.23 \text{ m}$$

Tvärkraftskapaciteten begränsas till det lägsta av följande två ekvationer:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta = 62.7 \text{ kN} \quad \text{SS-EN 1992-1-1 Ekv. 6.8.}$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta} = 109.8 \text{ kN} \quad \text{SS-EN 1992-1-1 Ekv. 6.9.}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} = 60.9 \text{ ‰} \quad \text{Utnyttjandegrad.}$$

13.7 Verifiering av murpelare

13.7.1 Indata

$$\gamma_d = 1.0$$

$$\psi_{0,n} = 0.7$$

$$\psi_{0,s} = 0.6$$

$$\psi_{0,v} = 0.3$$

$$\gamma_m = 2.3$$

$$K_E = 500$$

$$K = 0.55$$

$$f_{b,hb} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{b,iv} = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{b,yv} = 15 \text{ MPa}$$

$$f_{m,kb} = 0.5 \text{ MPa}$$

$$f_{m,KC1} = 2.5 \text{ MPa}$$

13.7.2 Laster

Egentyngder:

$$G_{d,vind} = \gamma_d \cdot 1.2 \cdot G_{k,vind} = 6.35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{d,v\ddot{a}n} = \gamma_d \cdot 1.2 \cdot G_{k,v\ddot{a}n} = 5.57 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{d,te,ytter} = \gamma_d \cdot 1.2 \cdot G_{k,te,ytter} = 5.90 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{d,inner,1} = \gamma_d \cdot 1.2 \cdot G_{k,te,inner,1} = 4.80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{d,inner,2} = \gamma_d \cdot 1.2 \cdot G_{k,te,inner,2} = 7.10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Säkerhetsklass 3 enligt EKS Avdelning A.

Partialkoefficient enligt Tabell 4.

Enligt EKS12 avsnitt 3.7.2.

Enligt SS-EN 1996-1-1 tabell 3.3.

Tryckhållfasthet hårdbränt tegel enligt Tabell 4.

Tryckhållfasthet för lättegel enligt Tabell 4.

Tryckhållfasthet för månghålstegel enligt Tabell 4.

Tryckhållfasthet för kalkbruk enligt Tabell 4.

Tryckhållfasthet för KC1 enligt Tabell 4.

Vindbjälklag av betong, cellbetong och Cementbruk i STR-B.

Våningsbjälklag av betong, kalkgrus och tretong i STR-B.

Yttervägg av 1/2-sten fasadtegel och 1-sten månghålstegel i STR-B.

Innervägg av 1-sten flamtegel i STR-B.

Innervägg av 1 1/2-stens flamtegel i

$$G_{d,tr,ytter} = \gamma_d \cdot 1.2 \cdot G_{k,tr,ytter} = 1.29 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{d,tr,inner} = \gamma_d \cdot 1.2 \cdot G_{k,tr,inner} = 1.49 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{d,tr,bjl} = \gamma_d \cdot 1.2 \cdot G_{k,tr,bjl} = 0.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{d,tak} = \gamma_d \cdot 1.2 \cdot G_{k,tak} \cdot \frac{B}{2} = 4.02 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{d,midja} = \gamma_d \cdot 1.2 \cdot G_{k,midja} = 1.80 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Variabla laster:

$$Q_{d,n,bjl,HL} = \gamma_d \cdot 1.5 \cdot Q_{k,n,2} \cdot \alpha_n = 2.55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{d,n,bjl,\text{ÖL}} = \gamma_d \cdot 1.5 \cdot Q_{k,n,2} \cdot \psi_{0,n} \cdot \alpha_n = 1.79$$

$$s_{d,HL} = \gamma_d \cdot 1.5 \cdot s = 12.83 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$s_{d,\text{ÖL}} = \gamma_d \cdot 1.5 \cdot s \cdot \psi_{0,s} = 7.69 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w_{NB1,mp,\text{ÖL}} = \gamma_d \cdot 1.5 \cdot w_{NB1,mp} \cdot \psi_{0,v} = 0.26 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{NB2,mp,\text{ÖL}} = \gamma_d \cdot 1.5 \cdot w_{NB2,mp} \cdot \psi_{0,v} = 0.28 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{NB3,mp,\text{ÖL}} = \gamma_d \cdot 1.5 \cdot w_{NB3,mp} \cdot \psi_{0,v} = 0.30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{NB3,mp,G,HL} = \gamma_d \cdot 1.5 \cdot w_{NB3,mp,G,HL} = 1.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

13.7.3 Murpelare 1

$$l_{MP,1} = 4.5 \text{ m}$$

$$h_{murpelare,1} = 2.4 \text{ m}$$

$$t_{murpelare,1} = 0.25 \text{ m}$$

$$f_{b,iv} = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{m,kb} = 0.5 \text{ MPa}$$

STR-B.

Yttervägg vid träpåbyggnad i STR-B.

Innervägg vid träpåbyggnad i STR-B.

Mellanbjälklag vid träpåbyggnad i STR-B.

Egentyngd av nytt tak i STR-B.

Tyngd av betongmidja i STR-B.

Nyttig last på bostadsbjälklag enligt EKS12 Tabell C-1 i STR-B.

Nyttig last på bostadsbjälklag enligt EKS12 Tabell C-1 i STR-B.

Snölast i STR-B.

Snölast i STR-B.

Vindlast ÖL i STR-B, en våning.

Vindlast ÖL i STR-B, två våningar.

Vindlast ÖL i STR-B, tre våningar.

Vindlast HL, gavel, tre våningar.

Längd murpelare 1.

Höjd murpelare 1.

Tjocklek murpelare 1.

Last på murpelare blir enligt följande:

$$q_{d,MP1,i} = \frac{(G_{d,vind} + Q_{d,n,bjl}) \cdot 2 \cdot A_{PD1} + 3 \cdot (G_{d,vån} + Q_{d,n,bjl}) \cdot 2 \cdot A_{PD1} + G_{d,inner,1} \cdot 3 \cdot h_{bef,2} \cdot \gamma_{PD}}{\gamma_{PD}}$$

$$+ n_{NBi} \cdot G_{d,tr,inner} = 195.2 \text{ kN/m}$$

Där n_{NBi} representerar antalet våningar på våningspåbyggnaden. Denna variabel ändras med antalet extra våningar.

Last från bjälklag:

$$N_{d,bjl,i} = \frac{(G_{d,vån} + Q_{d,n,bjl}) \cdot 2 \cdot A_{PD1}}{\gamma_{PD}} = 51.0 \text{ kN/m}$$

Lasten från resterande våningar:

$$N_{d,2-i} = q_{d,MP1,i} - N_{d,bjl,i} = 144.2 \text{ kN/m}$$

Murverkets dimensionerande tryckhållfasthet beräknas:

$$f_{k,MP1} = K \cdot f_{b,iv}^{0.7} \cdot f_{m,kb}^{0.3} = 3.64 \text{ MPa} \quad \text{Ekv. (6.1)}$$

$$f_{d,MP1} = \frac{f_{k,MP1}}{\gamma_M} = 1.58 \text{ MPa} \quad \text{Ekv. (6.2)}$$

Beräkningen av kapaciteten sker på sättet beskrivet i avsnitt 6.5.

Kontroll av knäckning:

$$e_{HM} = 0 \quad \text{Ingen påverkan från vind.}$$

Murpelaren har två fria kanter:

$$\rho_2 = 0.75 \quad \text{Murpelare avstyvas av betongbjälklag.}$$

$$h_{ef} = \rho_2 \cdot h_{murpelare,1} = 1.8 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.40)}$$

$$\lambda_c = \frac{h_{ef}}{t_{murpelare,1}} = 7.2 \quad \text{Ekv. (6.41)}$$

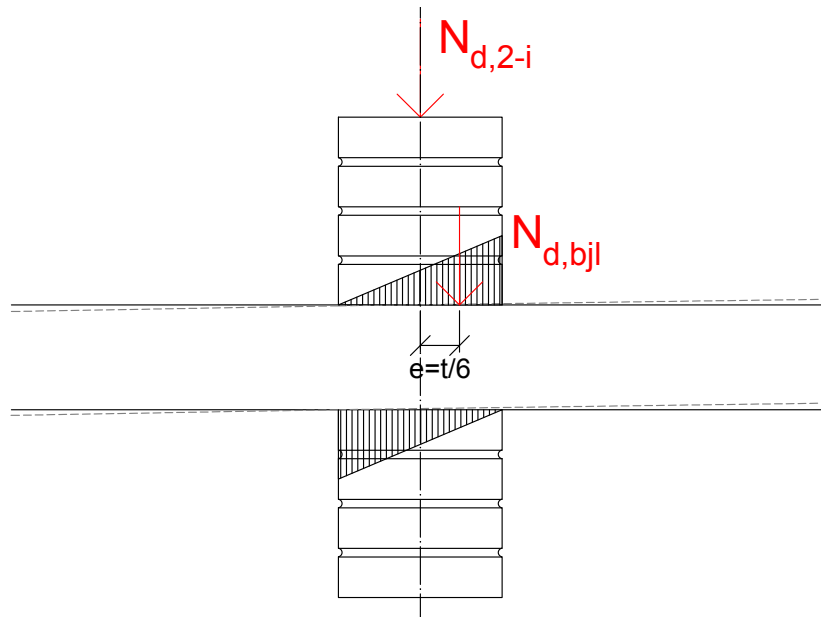
$$e_k = 0 \quad \text{Då } \lambda_c < 15.$$

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = 0.004 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.39)}$$

$$E_{MP1} = K_E \cdot f_{k,MP1} = 1.82 \text{ GPa} \quad \text{Ekv. (6.10)}$$

$$\lambda_{MP1} = \frac{h_{ef}}{t_{murpelare,1}} \cdot \sqrt{\frac{f_{k,MP1}}{E_{MP1}}} = 0.322 \quad \text{Ekv. (6.43)}$$

Excentriciteten från påverkande laster visas i Figur 63. Lasten från ovanliggande våningar antas hamna centriskt.



Figur 63 - Excentricitet vid upplag av genomgående bjälklag.

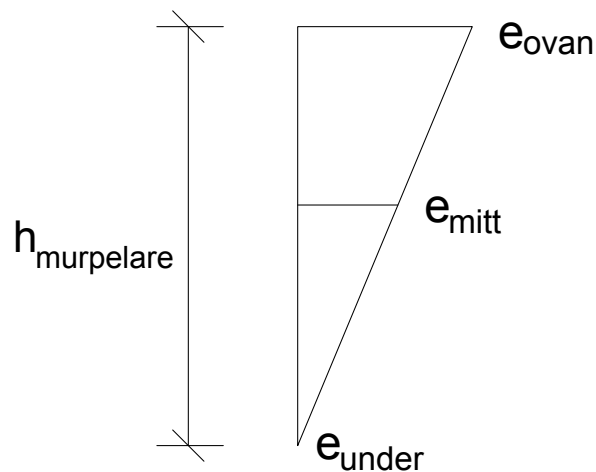
$$e_{bjl} = \frac{t_{murpelare,1}}{6} = 0.0416 \text{ m}$$

Den totala excentriciteten på ovasida bjälklag är en viktad excentricitet av alla laster.

$$e_{ovan,i} = \frac{e_{bjl} \cdot N_{d,bjl,i} + N_{d,2-i} \cdot 0}{q_{d,MP1,i}} = 0.010 \text{ m dock minst } 0.02 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.37)}$$

Resultant under vägg antas vara centrisk. Detta resulterar i en varierad excentricitet enligt Figur 64.

$$e_{under} = 0$$



Figur 64 - Excentricitet vid väggmitt.

Excentriciteten vid väggmitt:

$$e_{mitt} = \frac{e_{under} + e_{ovan,i}}{2} = 0.01 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.36)}$$

Moment vid väggmitt:

$$M_{md,i} = e_{mitt} \cdot q_{d,MP1,i} = 1.95 \text{ kNm/m} \quad \text{Ekv. (6.35)}$$

Den totala excentriciteten för verifiering av knäckning blir:

$$e_{mk,i} = \frac{M_{md}}{q_{d,MP1}} + e_{hm} + e_{init} + e_k = 0.014 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.34)}$$

$$A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk,i}}{t} = 0.888 \quad \text{Ekv. (6.33)}$$

$$u = \frac{\lambda_{MP1} - 0.063}{0.73 - 1.17 \cdot \frac{e_{mk,i}}{t}} = 0.390 \quad \text{Ekv. (6.42)}$$

$$\Phi_{m,i} = A_1 \cdot e^{-\frac{u^2}{2}} = 0.823 \quad \text{Ekv. (6.32)}$$

Kapaciteten för murpelare 1 med hänsyn till knäckning blir:

$$N_{Rd,m} = \Phi_m \cdot t \cdot f_{d,MP1} = 325.4 \text{ kN/m} \quad \text{Ekv. (6.31)}$$

Utnyttjandegraden:

$$\eta_{b,i} = \frac{q_{d,MP1,i}}{N_{Rd,b,i}} = 60\% \text{ OK!}$$

Kontroll av kantpåkänningsbrott:

$$e_{HE} = 0$$

Ingen påverkan från vind.

Excentriciteten från ovansidan är samma sen innan:

$$M_{id,i} = e_{ovan} \cdot q_{d,MP1,i} = 3.90 \text{ kNm/m} \quad \text{Ekv. (6.47)}$$

$$e_{i,i} = \frac{M_{id,i}}{q_{d,MP1}} + e_{he} + e_{init} = 0.025 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.46)}$$

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} = 0.808 \quad \text{Ekv. (6.45)}$$

Kapaciteten med hänsyn till kantpåkänningsbrott:

$$N_{Rd,p,i} = \Phi_i \cdot t \cdot f_{d,MP1} = 319.4 \text{ kN/m} \quad \text{Ekv. (6.31)}$$

$$\eta_{p,i} = \frac{q_{d,MP1,i}}{N_{Rd,p,i}} = 61\% \text{ OK!}$$

Samma beräkningar sker för två och tre extra våningar. Kapaciteten för murpelare 1 visas i Tabell 46.

Tabell 46 - Kapacitet för murpelare 1 av våningspåbyggnad.

$n_{NB,i}$	$q_{d,MP1,i}$ (kN/m)	$N_{d,2-i}$ (kN/m)	$M_{md,i}$ (kNm/m)	$M_{id,i}$ (kNm/m)	$\Phi_{m,i}$	$\Phi_{i,i}$	$N_{Rd,b,i}$ (kN/m)	$N_{Rd,p,i}$ (kN/m)	$\eta_{b,i}$	$\eta_{p,i}$
1	195.2	144.2	1.95	3.90	0.823	0.808	325.4	319.4	60%	61%
2	196.7	145.4	1.97	3.93	0.823	0.808	325.4	319.4	60%	61%
3	198.2	146.6	1.98	3.96	0.823	0.808	325.4	319.4	61%	62%

13.7.4 Murpelare 2

$$l_{MP,2} = 3.5 \text{ m}$$

Längd murpelare 2.

$$h_{murple,1} = 2.4 \text{ m}$$

Höjd murpelare 2.

$$t_{murple,1} = 0.25 \text{ m}$$

Tjocklek murpelare 2.

$$f_{b,iv} = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{m,kb} = 0.5 \text{ MPa}$$

Last på murpelare:

$$q_{d,MP2} = \frac{(G_{d,vind} + Q_{d,n,bjl}) \cdot (A_{PB,1} + A_{PC1,3}) + 3 \cdot (G_{d,vän} + Q_{d,n,bjl}) \cdot (A_{PB,1} + A_{PC1,3}) + G_{d,inner,1} \cdot 3 \cdot h_{bef,2} \cdot \gamma_{PB}}{\gamma_{PB}} +$$

$$n_{NB,i} \cdot G_{d,tr,inner} = 171.5 \text{ kN/m}$$

Där $n_{NB,i}$ representerar antalet våningar på våningspåbyggnaden. Denna variabel ändras med antalet extra våningar.

Last från bjälklag:

$$N_{d,bjl,i} = \frac{(G_{d,vän} + Q_{d,n,bjl}) \cdot (A_{PB,1} + A_{PC1,3})}{\gamma_{PD}} = 45.2 \text{ kN/m}$$

Last från övriga bjälklag:

$$N_{d,2-i} = q_{d,MP2,i} - N_{d,bjl,i} = 127.8 \text{ kN/m}$$

Beräkningen för murpelare 2 sker på samma sätt som murpelare 1. Kapaciteten för murpelare 2 visas i Tabell 47.

Tabell 47 - Kapacitet för murpelare 2 vid belastning upp till tre extra våningar.

$n_{NB,i}$	$Q_{d,MP2,i}$ (kN/m)	$N_{d,2-i}$ (kN/m)	$M_{md,i}$ (kNm/m)	$M_{id,i}$ (kNm/m)	$\Phi_{m,i}$	$\Phi_{i,i}$	$N_{Rd,b,i}$ (kN/m)	$N_{Rd,p,i}$ (kN/m)	$\eta_{b,i}$	$\eta_{p,i}$
1	171.5	127.8	1.71	3.43	0.823	0.808	325.4	319.4	53%	54%
2	173.0	129.3	1.73	3.46	0.828	0.809	325.4	319.4	53%	54%
3	174.5	130.8	1.74	3.49	0.823	0.809	325.4	319.4	53%	55%

13.7.5 Murpelare 3

$$l_{MP,3} = 5.2 \text{ m}$$

Längd murpelare 3.

$$h_{murple,1} = 2.4 \text{ m}$$

Höjd murpelare 3.

$$t_{murple,2} = 0.38 \text{ m}$$

Tjocklek murpelare 3.

$$f_{b,hb} = 30 \text{ MPa}$$

Hårdbränt tegel.

$$f_{m,KC1} = 2.5 \text{ MPa}$$

Kalkcementbruk NR1.

$$l_{B18} = 0.5 \text{ m}$$

Upplagslängd balk B18.

$$b_{B18} = 0.33 \text{ m}$$

Upplagsbredd balk B18.

Last på murpelare blir enligt följande:

$$q_{d,MP3,i} = \frac{(G_{d,vind} + Q_{d,n,bjl}) \cdot (2 \cdot A_{PD,2} + 2 \cdot A_{PC2,4})}{2 \cdot x_{PD}} +$$

$$\frac{+ 3 \cdot (G_{d,vän} + Q_{d,n,bjl}) \cdot (2 \cdot A_{PD2} + 2 \cdot A_{PC2,4}) + G_{d,inner,1} \cdot 3 \cdot h_{bef,2} \cdot 2 \cdot x_{PD}}{2 \cdot x_{PD}} + n_{NBi} \cdot G_{d,tr,inner} + G_{d,midja} +$$

$$(n_{NBi} - 1) \cdot G_{d,tr,bjl} (y_{PD}/2 + y_{PC2}/2) = 195.5 \text{ kN/m}$$

Där n_{NBi} representerar antalet våningar på våningspåbyggnaden.

Punktlasten från balk B18 blir:

$$q_{d,B18} = \frac{(G_{d,vind} + Q_{d,n,2}) \cdot 2 \cdot A_{C2,1} + 3 \cdot (G_{d,vän} + Q_{d,n,bjl}) \cdot 2 \cdot A_{C2,1}}{2} +$$

$$\frac{+ G_{d,inner,1} \cdot (h_{bef,1} + 3 \cdot h_{bef,2}) \cdot y_{C2} + G_{D,B18} \cdot L_{B18}}{2} = 455.4 \text{ kN}$$

Punktlasten från balk B18 antas inverka på 1 meter av väggen då detta är på säkra sidan. Last per meter vägg blir då:

$$N_{d,B18} = \frac{q_{d,B18}}{1} = 455.4 \text{ kN/m}$$

Last från bjälklag:

$$N_{d,bjl,i} = \frac{(G_{d,vän} + Q_{d,n,bjl}) \cdot (2 \cdot A_{PD2} + 2 \cdot A_{PC2,4})}{2 \cdot x_{PD}} = 52.3 \text{ kN/m}$$

Last från övriga bjälklag:

$$N_{d,2-i} = q_{d,MP3,i} - N_{d,bjl,i} = 143.2 \text{ kN/m}$$

$$f_{k,MP3} = K \cdot f_{b,hb}^{0.7} \cdot f_{m,KC1}^{0.3} = 7.83 \text{ MPa} \quad \text{Ekv. (6.1)}$$

$$f_{d,MP3} = \frac{f_{k,MP3}}{\gamma_M} = 3.40 \text{ MPa} \quad \text{Ekv. (6.2)}$$

Kontroll av knäckning:

$$e_{HM} = 0 \quad \text{Ingen påverkan från vind.}$$

$$\rho_2 = 0.75 \quad \text{Murpelare avstyvas av betongbjälklag.}$$

Murpelaren har två fria kanter.

$$h_{ef} = \rho_2 \cdot h_{murpelare,1} = 1.8 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.40)}$$

$$\lambda_c = \frac{h_{ef}}{t_{murpelare,2}} = 4.7 \quad \text{Ekv. (6.41)}$$

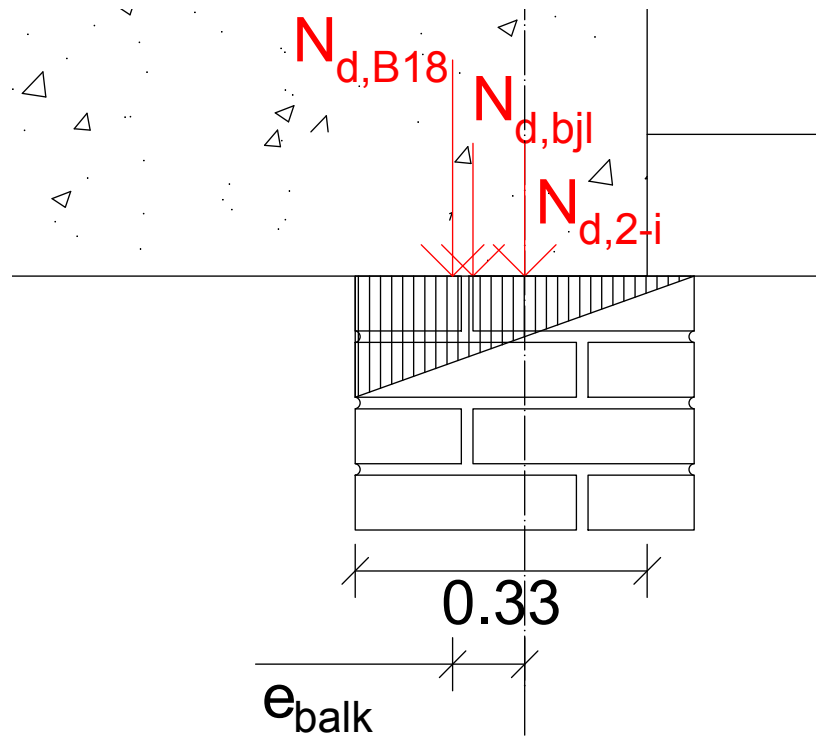
$$e_k = 0 \quad \text{Då } \lambda_c < 15.$$

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = 0.004 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.39)}$$

$$E_{MP3} = K_E \cdot f_{k,MP3} = 3.92 \text{ GPa} \quad \text{Ekv. (6.10)}$$

$$\lambda_{MP3} = \frac{h_{ef}}{t_{murpelare,2}} \cdot \sqrt{\frac{f_{k,MP3}}{E_{MP3}}} = 0.212 \quad \text{Ekv. (6.43)}$$

Excentriciteten från påverkande laster visas i Figur 65. Lasten från övriga bjälklag antas verka centriskt.



Figur 65 - Inverkande laster och excentricitet för murpelare 3.

Det antas att all last från bjälklagen förs ner på samma sida av murpelaren. Excentriciteten av bjälklagslasten beräknas enligt Figur 63.

$$e_{bjl} = \frac{t_{murpelare,2}}{6} = 0.0633 \text{ m}$$

$$e_{balk} = \frac{0.33}{3} - \frac{t_{murpelare,2}}{2} = 0.08 \text{ m}$$

Den totala excentriciteten från ovasida bjälklag beräknas genom en viktad excentricitet.

$$e_{ovan,i} = \frac{e_{bjl} \cdot N_{d,bjl,i} + N_{d,2-i} \cdot 0 + N_{d,B18} \cdot e_{balk}}{q_{d,MP1,i} + N_{d,B18}} = 0.056 \text{ m dock minst } 0.02 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.37)}$$

Resultant under vägg antas vara centrisk.

$$e_{under} = 0$$

Excentriciteten vid väggmitt är enligt Figur 64:

$$e_{mitt} = \frac{e_{under} + e_{ovan}}{2} = 0.028 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.36)}$$

Moment vid väggmitt:

$$M_{md,i} = e_{mitt} \cdot (q_{d,MP3,i} + N_{d,B18}) = 31.29 \text{ kNm/m} \quad \text{Ekv. (6.35)}$$

Den totala excentriciteten för verifiering av knäckning blir:

$$e_{mk,i} = \frac{M_{md,i}}{q_{d,MP1}} + e_{hm} + e_{init} + e_k = 0.052 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.34)}$$

$$A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk,i}}{t_{murpelare,2}} = 0.726 \quad \text{Ekv. (6.33)}$$

$$u = \frac{\lambda_{MP3} - 0.063}{0.73 - 1.17 \cdot \frac{e_{mk,i}}{t_{murpelare,2}}} = 0.261 \quad \text{Ekv. (6.42)}$$

$$\Phi_{m,i} = A_1 \cdot e^{-\frac{u^2}{2}} = 0.702 \quad \text{Ekv. (6.32)}$$

Kapaciteten för knäckning blir:

$$N_{Rd,m} = \Phi_m \cdot t_{murpelare,2} \cdot f_{d,MP3} = 907.7 \text{ kN/m} \quad \text{Ekv. (6.31)}$$

$$\eta_{b,i} = \frac{(q_{d,MP3,i} + N_{d,B18})}{N_{Rd,b,i}} = 72\% \text{ OK!}$$

Kontroll av kantpåkänningsbrott:

$$e_{HE} = 0$$

Ingen påverkan från vind.

Excentriciteten från ovasidan är samma sen innan:

$$M_{id,i} = e_{ovan} \cdot (q_{d,MP3,i} + N_{d,B18}) = 36.82 \text{ kNm/m} \quad \text{Ekv. (6.47)}$$

$$e_{i,i} = \frac{M_{id,i}}{(q_{d,MP3,i} + N_{d,B18})} + e_{he} + e_{init} = 0.0605 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.46)}$$

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t_{murpelare,2}} = 0.681 \quad \text{Ekv. (6.45)}$$

Kapaciteten för kantpåkänning blir:

$$N_{Rd,p,i} = \Phi_i \cdot t_{murpelare,2} \cdot f_{d,MP3} = 881.4 \text{ kN/m} \quad \text{Ekv. (6.31)}$$

$$\eta_{p,i} = \frac{(q_{d,MP3,i} + N_{d,B18})}{N_{Rd,p,i}} = 74\% \text{ OK!}$$

Resultatet av kapaciteten för murpelare 3 visas i Tabell 48.

Tabell 48 - Kapacitet för murpelare 3 vid belastning upp till tre extra våningar.

n _{NB,i}	q _{d,MP3,i} (kN/m)	N _{d,2-i} (kN/m)	N _{d,B18} (kN/m)	M _{md,i} (kNm/m)	M _{id,i} (kNm/m)	Φ _{m,i}	Φ _{i,i}	N _{Rd,b,i} (kN/m)	N _{Rd,p,i} (kN/m)	η _{b,i}	η _{p,i}
1	195.5	143.2	445.4	31.3	36.8	0.702	0.681	907.7	881.4	72%	74%
2	217.6	165.3		31.6	37.6	0.711	0.688	919.7	891.1	74%	77%
3	239.5	130.8		31.3	37.7	0.721	0.697	932.9	902.1	75%	78%

13.7.5.1 Kontroll lokalt brott

Murpelare 3 utsätts för en punktlast av balk B18. Enligt kriterier beskrivna i avsnitt 6.5 utsätts väggen för en koncentrerad last då upplaget är mindre än en tredjedel av väggens längd.

$$h_c = h_{murpelare,1} = 2.4 \text{ m}$$

Vägghöjd upp till lastnivå.

$$a_1 = 0.5 \cdot h_c = 1.2 \text{ m}$$

Begränsning av avstånd från den belastade arean till väggände.

$$A_b = l_{B18} \cdot b_{B18} = 0.165 \text{ m}^2$$

Belastade arean.

$$l_{efm} = l_{B18} + 2 \cdot \frac{h_c}{2} \cdot \tan 30 = 1.89 \text{ m}$$

Effektiv belastningslängd enligt Figur.

$$A_{ef} = t_{murpelare,2} \cdot l_{efm} = 0.7163 \text{ m}^2$$

Ekv. (6.50)

$$\beta = \left(1 + 0.3 \cdot \frac{a_1}{h_c}\right) \left(1.5 - 1.1 \cdot \frac{A_b}{A_{ef}}\right) = 1.43 < 1.25 + \frac{a_1}{2 \cdot h_c} \text{ eller } 1.5$$

Ekv. (6.49)

$$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d = 730.2 \text{ kN}$$

Ekv. (6.48)

$$\eta = \frac{q_{d,B18}}{N_{Rdc}} = 64\% \text{ OK!}$$

13.7.6 Murpelare 4

$$l_{MP4} = 2.15 \text{ m}$$

Längd murpelare 4.

$$h_{murpelare,1} = 2.4 \text{ m}$$

Höjd murpelare 4.

$$t_{murpelare,1} = 0.25 \text{ m}$$

Tjocklek murpelare 4.

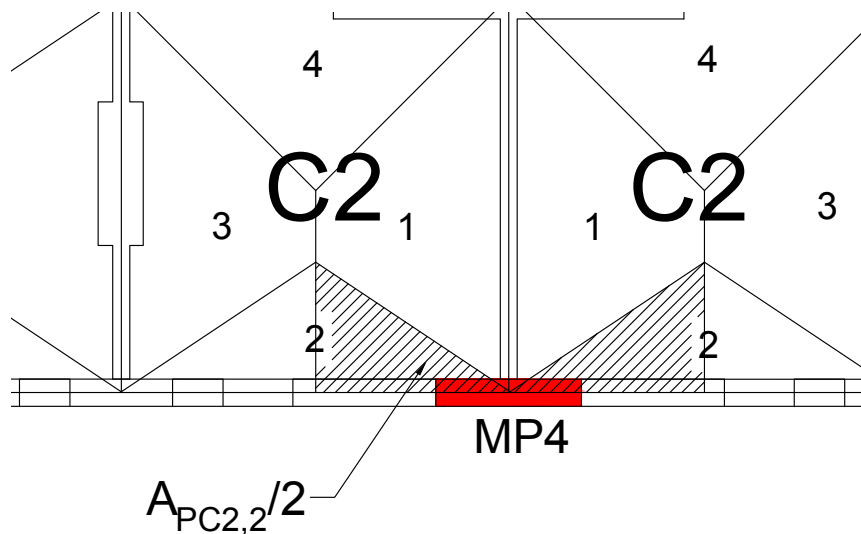
$$f_{b,hb} = 30 \text{ MPa}$$

Hårdbränt tegel.

$$f_{m,KC1} = 2.5 \text{ MPa}$$

Kalkcementbruk Nr. 1.

Påverkande area från bjälklag visas i Figur 66.



Figur 66 - Influensarea på murpelare 4.

Last på murpelare blir enligt följande:

$$q_{d,MP4,i} = \frac{(G_{d,vind} + Q_{d,n,2,\ddot{O}L}) \cdot A_{PC2,2} + 3 \cdot (G_{d,vän} + Q_{d,n,bjl,\ddot{O}L}) \cdot A_{PC2,2}}{l_{MP4}} + \frac{+G_{d,te,ytter} \cdot ((3 \cdot h_{bef,2} + 3 \cdot h_{bef,bj}) \cdot x_{PC2} - 3 \cdot A_{F1})}{l_{MP4}} + \frac{s_{d,HL} + G_{d,tak,LN} + n_{NBi} \cdot G_{d,tr,ytter} + n_{NBi}}{l_{MP4}} + G_{d,midja} + (n_{NBi} - 1) \cdot G_{d,tr,bjl} \cdot (y_{PC2/2} + y_{PC2/2}) = 161.1 \text{ kN/m}$$

Där n_{NBi} representerar antalet våningar på våningspåbyggnaden.

$$q_{d,B18} = 455.4 \text{ kN}$$

Samma sen tidigare.

Det antas att punktlasten sprider ut sig på hela väggens längd. Last per meter vägg blir då:

$$N_{d,B18} = \frac{q_{d,B18}}{l_{MP4}} = 211.8 \text{ kN/m}$$

Last från bjälklag:

$$N_{d,bjl,i} = \frac{(G_{d,vän} + Q_{d,n,bjl,\ddot{O}L}) \cdot A_{PC2,2}}{l_{MP4}} = 36.6 \text{ kN/m}$$

Last från övriga bjälklag:

$$N_{d,2-i} = q_{d,MP4,i} - N_{d,bjl,i} = 124.5 \text{ kN/m}$$

Vindlasten ger en påverkan i form av ett moment. Murpelaren ses som ledad infäst och dimensionerande moment per meter murpelare blir:

$$M_{horisontal,NB1} = \frac{w_{NB1,mp,\ddot{O}L} \cdot h_{murple,1}^2}{8} = 0.187 \text{ kNm/m}$$

$$f_{k,MP4} = K \cdot f_{b,hb}^{0.7} \cdot f_{m,KC1}^{0.3} = 7.83 \text{ MPa} \quad \text{Ekv. (6.1)}$$

$$f_{d,MP4} = \frac{f_{k,MP4}}{\gamma_M} = 3.40 \text{ MPa} \quad \text{Ekv. (6.2)}$$

Kontroll av knäckning:

Antar att fasaden agerar som en kanalmur. Styvheten för fasad- och bakmurningen antas vara lika.

$$k_{tef} = 1$$

Den effektiva tjockleken blir:

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_{tef} \cdot t_1^3 + t_2^3} = 0.259 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.44)}$$

$$e_{HM} = \frac{M_{horizontal,NB1}}{(N_{d,B18} + q_{d,MP4,i})} = 0.00056 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.38)}$$

Murpelaren har två fria kanter.

$$\rho_2 = 0.75 \quad \text{Murpelare avstyvas av betongbjälklag.}$$

$$h_{ef} = \rho_2 \cdot h_{murpelare,1} = 1.8 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.40)}$$

$$\lambda_c = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = 6.95 \quad \text{Ekv. (6.41)}$$

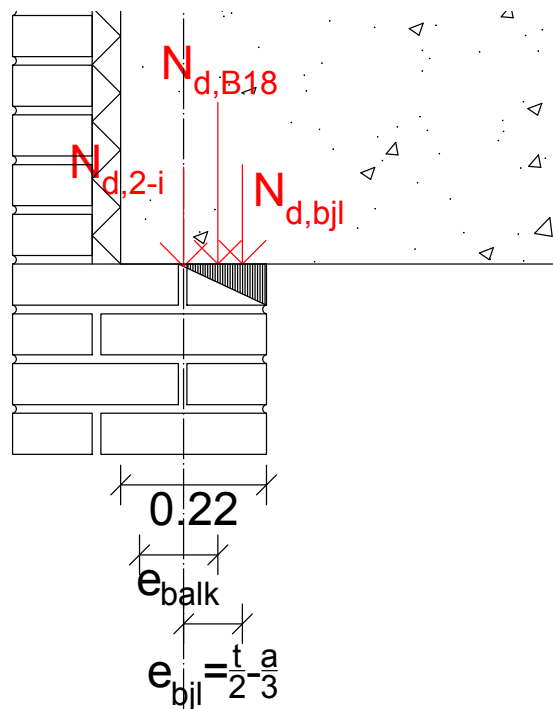
$$e_k = 0 \quad \text{Då } \lambda_c < 15.$$

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = 0.004 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.39)}$$

$$E_{MP4} = K_E \cdot f_{k,MP4} = 3.92 \text{ GPa} \quad \text{Ekv. (6.10)}$$

$$\lambda_{MP4} = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{f_{k,MP4}}{E_{MP4}}} = 0.310 \quad \text{Ekv. (6.43)}$$

Excentriciteten från påverkande laster visas i Figur 67.



Figur 67 - Inverkande laster och excentriciteter för murpelare 4.

$$e_{bjl} = \frac{t_{murpelare,1}}{2} - \frac{a}{3} = 0.0633 \text{ m}$$

$$e_{balk} = \frac{t_{murpelare,1}}{2} - \frac{0.22}{3} = 0.052 \text{ m}$$

Den totala excentriciteten från ovansida bjälklag är kvoten mellan lasten och excentricitet från övriga våningar och från bjälklaget:

$$e_{ovan,i} = \frac{e_{bjl} \cdot N_{d,bjl,i} + N_{d,2-i} \cdot 0 + N_{d,B18} \cdot e_{balk}}{q_{d,MP4,i} + N_{d,B18}} = 0.044 \text{ m dock minst } 0.02 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.37)}$$

Resultant under vägg antas vara centrisk.

$$e_{under} = 0$$

Excentriciteten vid väggmitt är enligt Figur 64.

$$e_{mitt} = \frac{e_{under} + e_{ovan,i}}{2} = 0.022 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.36)}$$

Moment vid väggmitt:

$$M_{md,i} = e_{mitt} \cdot (q_{d,MP4,i} + N_{d,B18}) = 8.1 \text{ kNm/m} \quad \text{Ekv. (6.35)}$$

Den totala excentriciteten för verifiering av knäckning blir:

$$e_{mk,i} = \frac{M_{md,i}}{q_{d,MP1}} + e_{hm} + e_{init} + e_k = 0.026 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.34)}$$

$$A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk,i}}{t_{ef}} = 0.790 \quad \text{Ekv. (6.33)}$$

$$u = \frac{\lambda_{MP4} - 0.063}{0.73 - 1.17 \cdot \frac{e_{mk,i}}{t_{ef}}} = 0.408 \quad \text{Ekv. (6.42)}$$

$$\Phi_{m,i} = A_1 \cdot e^{-\frac{u^2}{2}} = 0.727 \quad \text{Ekv. (6.32)}$$

Kapaciteten för knäckning:

$$N_{Rd,m} = \Phi_{m,i} \cdot t_{murpelare,2} \cdot f_{d,MP3} = 618.5 \text{ kN/m} \quad \text{Ekv. (6.31)}$$

Utnyttjandegrad:

$$\eta_{b,i} = \frac{(q_{d,MP4,i} + N_{d,B18})}{N_{Rd,b,i}} = 60\% \text{ OK!}$$

Kontroll av kantpåkänningsbrott:

$$e_{HE} = 0$$

Excentriciteten från ovansidan är samma sen innan:

$$M_{id,i} = e_{ovan} \cdot (q_{d,MP4,i} + N_{d,B18}) = 16.2 \text{ kNm/m} \quad \text{Ekv. (6.47)}$$

$$e_{i,i} = \frac{M_{id,i}}{(q_{d,MP3,i} + N_{d,B18})} + e_{he} + e_{init} = 0.048 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.46)}$$

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t_{murpelare,2}} = 0.620 \quad \text{Ekv. (6.45)}$$

$$N_{Rd,p,i} = \Phi_i \cdot t_{murpelare,2} \cdot f_{d,MP4} = 527.6 \text{ kN/m} \quad \text{Ekv. (6.31)}$$

Utnyttjandegrad:

$$\eta_{p,i} = \frac{(q_{d,MP4,i} + N_{d,B18})}{N_{Rd,p,i}} = 71\% \text{ OK!}$$

Beräkningarna upprepas för varje ny våning med variabla laster i Tabell 49.

Tabell 49 - Aktuella variabla laster beroende på antalet våningsplan.

nNB _i	Snölast	Vindlast	Nyttig last
1	$S_{d,HL}$	$W_{NB1,mp,ÖL}$	$Q_{d,n,bjl,ÖL}$
2	$S_{d,HL}$	$W_{NB2,mp,ÖL}$	$Q_{d,n,bjl,ÖL}$
3	$S_{d,HL}$	$W_{NB3,mp,ÖL}$	$Q_{d,n,bjl,ÖL}$

Kapaciteten av murpelare 4 visas Tabell 50.

Tabell 50 - Kapacitet för murpelare 4 med belastning upp till tre extra våningar.

nNB _i	q _{d,MP4,i} (kN/m)	N _{d,2-i} (kN/m)	N _{d,B18} (kN/m)	M _{md,i} (kNm/m)	M _{id,i} (kNm/m)	Φ _{m,i}	Φ _{i,i}	N _{Rd,b,i} (kN/m)	N _{Rd,p,i} (kN/m)	η _{b,i}	η _{p,i}
1	161.1	124.5	211.8	8.1	16.2	0.727	0.620	618.5	527.6	60%	71%
2	183.7	147.1		8.3	16.7	0.732	0.631	623.2	536.8	64%	74%
3	201.0	163.4		8.8	17.6	0.732	0.631	623.2	536.8	67%	78%

13.7.7 Murpelare 5

$$l_{MP5} = 1.65 \text{ m}$$

Längd murpelare 5.

$$h_{murple,1} = 2.4 \text{ m}$$

Höjd murpelare 5.

$$t_{murple,1} = 0.25 \text{ m}$$

Tjocklek murpelare 5.

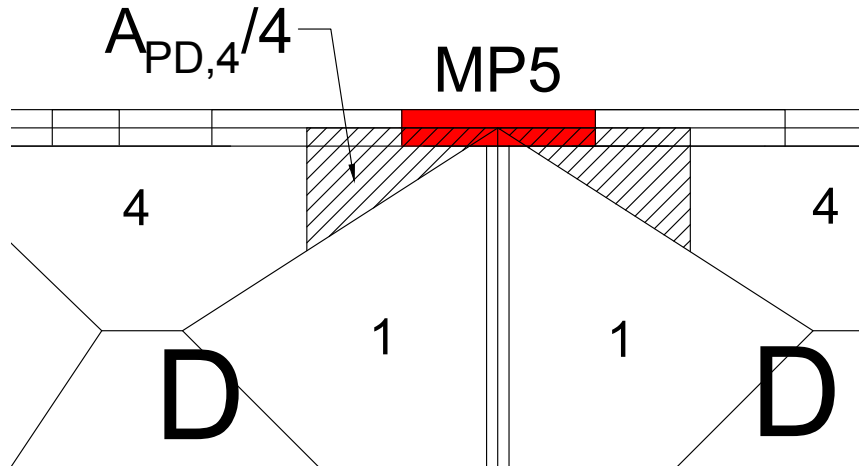
$$f_{b,yv} = 15 \text{ MPa}$$

Månghålstegel.

$$f_{m,kb} = 0.5 \text{ MPa}$$

Kalkbruk.

Påverkande area från bjälklag visas i Figur 68. Arean är konservativt vald. Det antas att den anslutande innerväggen inte avstyvar ytterväggen. Således aggerar murpelare 5 som en fri kant i båda ändrar.



Figur 68 - Influensarea för murpelare 5.

Last på murpelare blir enligt följande:

$$q_{d,MP5,i} = \frac{(G_{d,vind} + Q_{d,n,2,\text{öL}}) \cdot A_{PD,2/2} + 3 \cdot (G_{d,vän} + Q_{d,n,bjl,\text{öL}}) \cdot A_{PD,2/2} + G_{d,te,ytter} \cdot ((3 \cdot h_{bef,2} + 3 \cdot h_{bef,bj}) \cdot x_{PD}/2 - 3 \cdot A_{F1})}{l_{MP5}} + \frac{x_{PD}/2 \cdot (s_{d,HL} + G_{d,tak,LN} + n_{NBi} \cdot G_{d,tr,ytter} + G_{d,midja} + (n_{NBi} - 1) \cdot G_{d,tr,bjl} \cdot (y_{PD}/2))}{l_{MP5}} = 149.5 \text{ kN/m}$$

Last från bjälklag:

$$N_{d,bjl,i} = \frac{(G_{d,vän} + Q_{d,n,bjl,\text{öL}}) \cdot A_{PD,2/2}}{l_{MP5}} = 34.1 \text{ kN/m}$$

Last från övriga bjälklag:

$$N_{d,2-i} = q_{d,MP5,i} - N_{d,bjl,i} = 115.4 \text{ kN/m}$$

Vindlasten ger en påverkan i form av ett moment. Murpelaren ses som ledad infäst och dimensionerande moment per meter murpelare blir:

$$M_{h,NB1} = \frac{w_{NB1,mp,\text{öL}} \cdot h_{murple,1}^2}{8} = 0.187 \text{ kNm/m}$$

$$f_{k,MP5} = K \cdot f_{b,mh}^{0.7} \cdot f_{m,kb}^{0.3} = 2.97 \text{ MPa} \quad \text{Ekv. (6.1)}$$

$$f_{d,MP5} = \frac{f_{k,MP5}}{\gamma_M} = 1.29 \text{ MPa} \quad \text{Ekv. (6.2)}$$

Kontroll av knäckning:

Antar att fasaden agerar som en kanalmur. Styvheten för fasad- och bakkurningen antas vara lika.

$$k_{tef} = 1$$

Den effektiva tjockleken blir:

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_{tef} \cdot t_1^3 + t_2^3} = 0.259 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.44)}$$

$$e_{HM} = \frac{M_{horizontal,NB1}}{(q_{d,MP5,i})} = 0.0013 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.38)}$$

$$\rho_2 = 0.75$$

Murpelare avstyvas av betongbjälklag.

Murpelaren har två fria kanter.

$$h_{ef} = \rho_2 \cdot h_{murpelare,1} = 1.8 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.40)}$$

$$\lambda_c = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = 6.95 \quad \text{Ekv. (6.41)}$$

$$e_k = 0$$

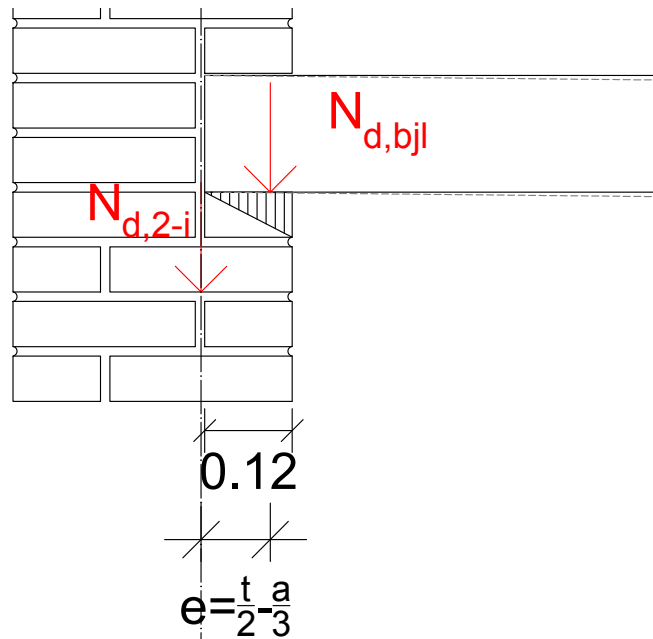
Då $\lambda_c < 15$.

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = 0.004 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.39)}$$

$$E_{MP5} = K_E \cdot f_{k,MP5} = 1.49 \text{ GPa} \quad \text{Ekv. (6.10)}$$

$$\lambda_{MP5} = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{f_{k,MP5}}{E_{MP5}}} = 0.311 \quad \text{Ekv. (6.43)}$$

Excentriciteten från påverkande laster visas i Figur 69.



Figur 69 - Inverkan av laster och excentricitet för murpelare 5.

$$a = 0.12 \text{ m}$$

Upplagslängd för bjälklag.

$$e_{bjl} = \frac{t_{murpelare,1}}{2} - \frac{a}{3} = 0.085 \text{ m}$$

Den totala excentriciteten från ovasida bjälklag beräknas genom en viktad excentricitet:

$$e_{ovan,i} = \frac{e_{bjl} \cdot N_{d,bjl,i} + N_{d,2-i} \cdot 0}{q_{d,MP4,i} + N_{d,B18}} = 0.019 \text{ m dock minst } 0.02 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.37)}$$

Resultant under vägg antas vara centrisk.

$$e_{under} = 0$$

Excentriciteten vid väggmitt enligt Figur 64:

$$e_{mitt} = \frac{e_{under} + e_{ovan,i}}{2} = 0.01 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.36)}$$

Moment vid väggmitt:

$$M_{md,i} = e_{mitt} \cdot q_{d,MP5,i} = 1.43 \text{ kNm/m} \quad \text{Ekv. (6.35)}$$

Den totala excentriciteten för verifiering av knäckning blir:

$$e_{mk,i} = \frac{M_{md,i}}{q_{d,MP5}} + e_{hm} + e_{init} + e_k = 0.015 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.34)}$$

$$A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk,i}}{t_{ef}} = 0.880 \quad \text{Ekv. (6.33)}$$

$$u = \frac{\lambda_{MP5} - 0.063}{0.73 - 1.17 \cdot \frac{e_{mk,i}}{t_{ef}}} = 0.376 \quad \text{Ekv. (6.42)}$$

$$\Phi_{m,i} = A_1 \cdot e^{-\frac{u^2}{2}} = 0.820 \quad \text{Ekv. (6.32)}$$

Kapacitet för knäckning:

$$N_{Rd,m} = \Phi_{m,i} \cdot t_{murpelare,2} \cdot f_{d,MP5} = 265.1 \text{ kN/m} \quad \text{Ekv. (6.31)}$$

Utnyttjandegrad:

$$\eta_{b,i} = \frac{q_{d,MP5,i}}{N_{Rd,b,i}} = 55\%$$

Kontroll av kantpåkänningsbrott:

$e_{HE} = 0$ Ingen excentricitet vid ovankant orsakad av vindlast.

Excentriciteten frön ovansidan är samma sen innan:

$$M_{id,i} = e_{ovan,i} \cdot q_{d,MP5,i} = 2.85 \text{ kNm/m} \quad \text{Ekv. (6.47)}$$

$$e_{i,i} = \frac{M_{id,i}}{q_{d,MP5,i}} + e_{he} + e_{init} = 0.0247 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.46)}$$

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_{i,i}}{t_{murpelare,2}} = 0.803 \quad \text{Ekv. (6.45)}$$

Kapaciteten för kantpåkänningsbrott:

$$N_{Rd,p,i} = \Phi_i \cdot t_{murpelare,2} \cdot f_{d,MP5} = 259.4 \text{ kN/m} \quad \text{Ekv. (6.31)}$$

Utnyttjandegrad:

$$\eta_{p,i} = \frac{q_{d,MP5,i}}{N_{Rd,p,i}} = 57\%$$

Beräkningarna upprepas för varje extra våning med variabla laster i Tabell 51.

Tabell 51 - Variabla laster på varje extra våning.

n_{NBi}	Snölast	Vindlast	Nyttig last
1	$S_{d,HL}$	$W_{NB1,mp,ÖL}$	$Q_{d,n,bjl,ÖL}$
2	$S_{d,ÖL}$	$W_{NB2,mp,ÖL}$	$Q_{d,n,bjl,HL}$
3	$S_{d,ÖL}$	$W_{NB3,mp,ÖL}$	$Q_{d,n,bjl,HL}$

Resultatet för murpelare 5 visas i Tabell 52.

Tabell 52 - Kapacitet för murpelare 5 med belstning upp till tre extra våningar.

$n_{NB,i}$	$q_{d,MP5,i}$ (kN/m)	$N_{d,2-i}$ (kN/m)	$M_{h,NBi}$ (kN/m)	$M_{md,i}$ (kNm/m)	$M_{id,i}$ (kNm/m)	$\Phi_{m,i}$	$\Phi_{i,i}$	$N_{Rd,b,i}$ (kN/m)	$N_{Rd,p,i}$ (kN/m)	$\eta_{b,i}$	$\eta_{p,i}$
1	149.5	115.4	0.187	1.43	2.85	0.820	0.803	265.1	259.4	55%	57%
2	175.0	140.9	0.200	1.75	3.50	0.819	0.799	264.6	258.2	66%	68%
3	195.3	161.2	0.205	1.95	3.91	0.820	0.799	264.9	258.5	74%	76%

13.7.8 Murpelare 6

$$l_{MP6} = 1.05 \text{ m}$$

Längd murpelare 6.

$$h_{murpelare,1} = 2.4 \text{ m}$$

Höjd murpelare 6.

$$t_{murpelare,1} = 0.25 \text{ m}$$

Tjocklek murpelare 6.

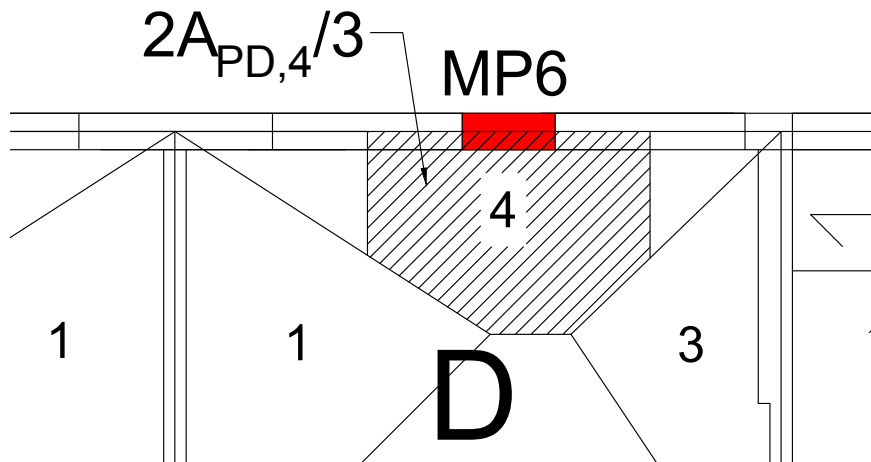
$$f_{b,hb} = 30 \text{ MPa}$$

Hårdbränt tegel.

$$f_{m,KC1} = 2.5 \text{ MPa}$$

Kalkcementbruk Nr. 1.

Påverkande area från bjälklag visas i Figur 70. Arealen är konservativt vald.



Figur 70 - Influensarea för murpelare 6.

Last på murpelare blir enligt följande:

$$q_{d,MP6,i} =$$

$$\frac{(G_{d,vind} + Q_{d,n,2,HL}) \cdot 2 \cdot A_{PD,2}/3 + 3 \cdot (G_{d,vån} + Q_{d,n,bjl,HL}) \cdot 2 \cdot A_{PD,2}/3 + G_{d,te,ytter} \cdot ((3 \cdot h_{bef,2} + 3 \cdot h_{bef,bj}) \cdot x_{PD}/2 - 1.5 \cdot A_{F1} - 1.5 \cdot A_{F2})}{l_{MP6}} +$$

$$\frac{x_{PD}/2 \cdot (s_{d,öL} + G_{d,tak,LN} + n_{NBi} \cdot G_{d,tr,ytter} + G_{d,midja} + (n_{NBi} - 1) \cdot G_{d,tr,bjl} \cdot (y_{PD}/2))}{l_{MP6}} = 303.7 \text{ kN/m}$$

Last från bjälklag:

$$N_{d,bjl,i} = \frac{(G_{d,vån} + Q_{d,n,bjl,öL}) \cdot 2 \cdot A_{PD,2}/3}{l_{MP6}} = 72.1 \text{ kN/m}$$

Last från övriga bjälklag:

$$N_{d,2-i} = q_{d,MP6,i} - N_{d,bjl,i} = 231.6 \text{ kN/m}$$

Vindlasten ger en påverkan i form av ett moment. Murpelaren ses som ledad infäst och dimensionerande moment per meter murpelare blir:

$$M_{h,NB1} = \frac{w_{NB1,mp,öL} \cdot h_{murpelare,1}^2}{8} = 0.187 \text{ kNm/m}$$

$$f_{k,MP6} = K \cdot f_{b,hb}^{0.7} \cdot f_{m,KC1}^{0.3} = 7.83 \text{ MPa}$$

Ekv. (6.1)

$$f_{d,MP6} = \frac{f_{k,MP6}}{\gamma_M} = 3.40 \text{ MPa}$$

Ekv. (6.2)

Variabla lasterna som används för murpelare 6 visas i Tabell 53.

Tabell 53 - Variabla laster som används för beräkning av belastning på murpelare 6.

n_{NBi}	Snölast	Vindlast	Nyttig last
1	$S_{d,ÖL}$	$W_{NB1,mp,ÖL}$	$Q_{d,n,bjl,HL}$
2	$S_{d,ÖL}$	$W_{NB2,mp,ÖL}$	$Q_{d,n,bjl,HL}$
3	$S_{d,ÖL}$	$W_{NB3,mp,ÖL}$	$Q_{d,n,bjl,HL}$

Beräkningar utförs på samma sätt som murpelare 5. Resultat visas i Tabell 54.

Tabell 54 - Kapacitet av murpelare 5 för belastning upp till tre extra våningar.

$n_{NB,i}$	$q_{d,MP6,i}$ (kN/m)	$N_{d,2-i}$ (kN/m)	$M_{h,NBi}$ (kN/m)	$M_{md,i}$ (kNm/m)	$M_{id,i}$ (kNm/m)	$\Phi_{m,i}$	$\Phi_{i,i}$	$N_{Rd,b,i}$ (kN/m)	$N_{Rd,p,i}$ (kN/m)	$\eta_{b,i}$	$\eta_{p,i}$
1	303.7	231.6	0.187	3.07	6.13	0.822	0.806	699.9	686.4	43%	44%
2	338.4	266.3	0.200	3.38	6.77	0.823	0.808	700.8	687.6	48%	49%
3	369.4	297.3	0.205	3.69	7.39	0.824	0.808	701.1	687.6	53%	54%

13.7.9 Transversalbelastad vägg

$$l_{yv} = 4.3 \text{ m}$$

Längd murpelare gavel.

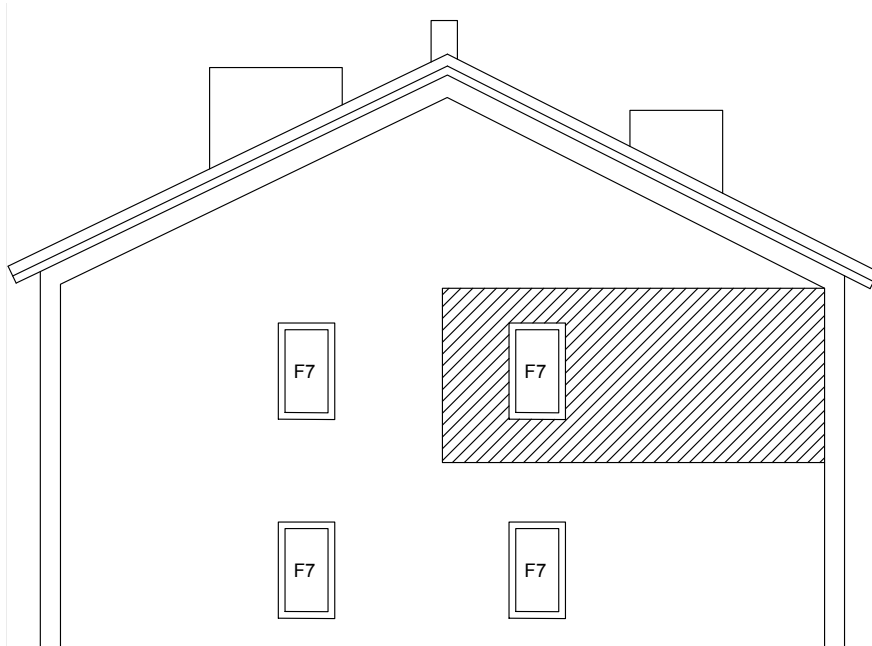
$$h_{murple,2} = 2.6 \text{ m}$$

Höjd murpelare gavel.

$$t_{murple,1} = 0.25 \text{ m}$$

Tjocklek murpelare gavel.

Kontrollen av dominerande transversalbelastad vägg visas i Figur 71.



Figur 71 - Markerad vägg verifieras för dominerande vindlast.

Först kontroll av utnyttjandegrad vid en given excentricitet. Dimensionerande last vid tre extra våningar:

$$q_{d,yv} = \frac{(G_{d,vind} + Q_{d,n,bjl}) \cdot A_{PB,3}}{l_{yv}} + G_{d,midja} + 3 \cdot G_{d,tr,inner} = 16.7 \text{ kN/m}$$

$$f_{k,yv} = K \cdot f_{b,mh}^{0.7} \cdot f_{m,kb}^{0.3} = 2.97 \text{ MPa} \quad \text{Ekv. (6.1)}$$

$$f_{d,yv} = \frac{f_{k,yv}}{\gamma_M} = 1.29 \text{ MPa} \quad \text{Ekv. (6.2)}$$

$$E_{yv} = K_E \cdot f_{k,yv} = 1.49 \text{ GPa} \quad \text{Ekv. (6.10)}$$

Antar att fasaden agerar som en kanalmur. Styvheten för fasad- och bakmurningen antas vara lika.

$$k_{tef} = 1$$

Den effektiva tjockleken blir:

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_{tef} \cdot t_1^3 + t_2^3} = 0.259 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.44)}$$

Murpelaren har två fria kanter.

$$\rho_2 = 0.75 \quad \text{Murpelare avstyvas av betongbjälklag.}$$

$$h_{ef} = \rho_2 \cdot h_{murpelare,2} = 1.95 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.40)}$$

$$\lambda_{yv} = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{f_{k,yv}}{E_{yv}}} = 0.337 \quad \text{Ekv. (6.43)}$$

$$e_{mk} = 0.05 \cdot t_{murpelare,1} = 0.0125 \text{ m} \quad \text{Relativ given excentricitet.}$$

$$A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t_{ef}} = 0.9 \quad \text{Ekv. (6.33)}$$

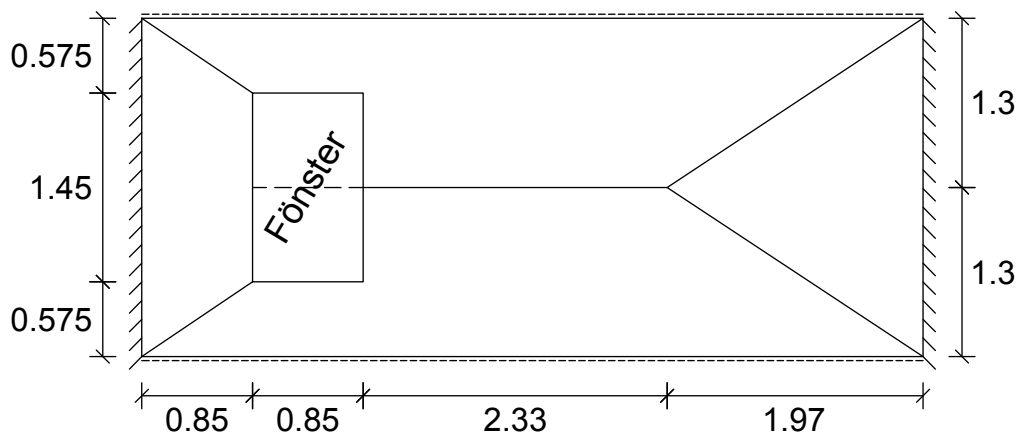
$$u = \frac{\lambda_{yv} - 0,063}{0,73 - 1,17 \cdot \frac{e_{mk}}{t_{ef}}} = 0.408 \quad \text{Ekv. (6.42)}$$

$$\Phi_{m,i} = A_1 \cdot e^{-\frac{u^2}{2}} = 0.828 \quad \text{Ekv. (6.32)}$$

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot t_{murple,2} \cdot f_{d,yv} = 267.2 \text{ kN/m} \quad \text{Ekv. (6.31)}$$

$$\eta_p = \frac{q_{d,yv}}{N_{Rd}} = 6\%$$

Den vertikala lasten kan försummas enligt praxis från avsnitt 6.5 då utnyttjandegraden är mindre än 10%. Det antas att väggen är fast inspänd i kanterna och fritt upplagd i bjälklagskanter. Öppningen antas befinna sig i mitten av väggen. Antagna brottlinjer och mått visas för vägg i Figur 72.



Figur 72 - Brottlinjer för gavelvägg.

$$f_{k,yv} = f_{k,MP5} = 2.97 \text{ MPa} \quad \text{Dimensionerande tryckhållfasthet.}$$

$$f_{xk1} = f_{k,yv} \cdot 0.03 = 0.0891 \text{ MPa} \quad \text{Ekv. (6.6)}$$

$$f_{xd1} = \frac{f_{xk1}}{\gamma_M} = 0.0387 \text{ MPa} \quad \text{Ekv. (6.8)}$$

$$f_{xk2} = f_{k,yv} \cdot 0.1 = 0.297 \text{ MPa} \quad \text{Ekv. (6.7)}$$

$$f_{xd2} = \frac{f_{xk2}}{\gamma_M} = 0.1291 \text{ MPa} \quad \text{Ekv. (6.9)}$$

Den dimensionerande böjhållfastheten beräknas genom:

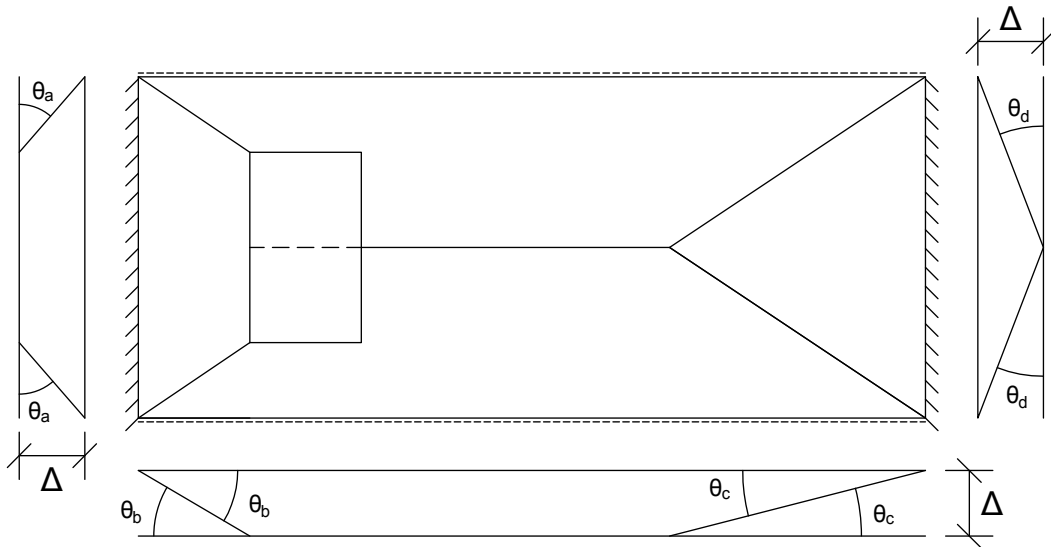
$$M_{Rd1} = \frac{t_{ef}^2}{6} \cdot f_{xd1} = 0.432 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd2} = \frac{t_{ef}^2}{6} \cdot f_{xd2} = 1.443 \text{ kN/m}$$

Kapaciteten av väggen beräknas genom att sätta det yttre arbetet lika med det inre arbetet.

Yttre arbete:

Illustration av deformerad volym visas i Figur 73.



Figur 73 - Vinklar för deformerad volym.

$$A_y = W_{Ed} \cdot \left(\Delta \cdot \frac{2 \cdot 0.85 \cdot 2 \cdot 0.575}{2 \cdot 3} + \Delta \cdot \frac{1.45 \cdot 0.85}{2} + \Delta \cdot \frac{(0.85 + 2.33) \cdot 2 \cdot 1.3}{2} + \Delta \cdot \frac{2 \cdot 1.3 \cdot 2 \cdot 1.3}{2 \cdot 3} \right)$$

$$A_y = 6.20 \cdot W_{Ed} \cdot \Delta$$

$$\theta_a = \frac{\Delta}{0.575}$$

$$\theta_b = \frac{\Delta}{0.85}$$

$$\theta_c = \frac{\Delta}{1.97}$$

$$\theta_d = \frac{\Delta}{1.3}$$

För att resultat inte ska hamna på osäkra sidan försummas kapaciteten i horisontella brottlinjer.

Inre arbete:

$$A_i = M_{Rd1} \cdot \left(2 \cdot \frac{\Delta}{0.575} \cdot 0.85 + 2 \cdot \frac{\Delta}{1.3} \cdot 1.97 \right) + M_{Rd2} \cdot \left(2 \cdot \frac{\Delta}{0.85} \cdot 0.575 + 2 \cdot \frac{\Delta}{1.97} \cdot 1.3 + \frac{\Delta}{0.85} \cdot 2.6 + \frac{\Delta}{1.97} \cdot 2.6 \right)$$

$$A_i = 5.99 \cdot M_{Rd1} \cdot \Delta + 7.05 \cdot M_{Rd2} \cdot \Delta$$

Yttre och inre arbete sätts lika med varandra:

$$A_y = A_i \Rightarrow W_{Ed} = 2.06 \text{ kN/m}^2$$

I jämförelse med vindtryck mot gavel:

$$\frac{W_{NB3,mp,G,HL}}{W_{Ed}} = 68\% \text{ OK!}$$

13.8 Verifiering av tvärkraftskapacitet

13.8.1 Indata

Materialdata för verifiering av tvärkraftskapacitet vid anblåsning på byggnadens långsida är:

$E_{btg} = 14 \text{ GPa}$	SOU 1934:17 (1934)
$f_{k,yv} = 2.97 \text{ MPa}$	Månghålstegel i yttervägg.
$E_{yv} = 1.49 \text{ GPa}$	E-modul yttervägg.
$f_{vk0} = f_{vk,par} = 0.03 \cdot f_{k,yv}$	Ekv. (6.4)
$\gamma_M = 2.3$	Enligt Tabell 4.

13.8.2 Laster

Enligt princip från avsnitt 13.3.3 med laster från 13.2 utförs en lastnedräkning enligt STR-B 6:10b med gravitationslaster betraktade som gynnsamma för att bedöma normalspänningarna påverkande skjuvhållfastheterna i horisontalbelastade skjuvväggar. Laster och geometrier verkande på skjuvväggar presenteras i Tabell 55.

Tabell 55 - Lastnedräkning för bedömning av normalspänningar påverkande skjuvhållfasthet i skjuvväggar.

Vägg-index	EKS	Area/våning (m ²)	Fasad (m)	L (m)	Fönster (m ²)
A1-B1 B1 B1-C1 A11-B11 B11 B11-C11	$G_{k,vind}, G_{k,vån}, G_{k,tak},$ $G_{k,te,ytter},$	$A_{PA,3} + A_{PB,3}$	$h_{bef,1} +$ $4 \cdot h_{bef,bj} +$ $3 \cdot h_{bef,2}$	$y_{PA} +$ y_{PB}	$6 \cdot A_{F7} +$ $2 \cdot A_{F8}$
A3-B3 A9-B9	$G_{k,vind}, G_{k,vån}, G_{k,inner,2}$	$A_{PA,1} + A_{PE}$	$h_{bef,1} +$ $3 \cdot h_{bef,2}$	y_{PA}	-
A4-B4 A8-B8		$A_{PD,3} + A_{PE}$		y_{PD}	
A6-B6	$2 \cdot A_{PD,1}$	y_{PD}			
A2-B2 A10-B10	$A_{PB,1} + A_{PC1,3}$	y_{PB}			
B5-C5	$2 \cdot A_{PD,2} +$ $2 \cdot A_{PC1,4}$	$2 \cdot x_{PC2}$			
B7-C7	$G_{k,vind}, G_{k,vån}, G_{k,inner,2}$	$A_{PC1,3/2} +$ $A_{PC2,4/2}$	$y_{PC1/2}$		

13.8.3 Dimensionerande tvärkraft för skjuvväggar

Utböjningen hos bjälklagsplattan i x- respektive y-led för de längsta facken är:

$$\delta_x = \frac{6.0}{27 \cdot 10^9 \cdot (33.96 \cdot 0.16)} \cdot \left(\frac{6.0^2}{4 \cdot 0.16^2} + \frac{3}{4} \right) = 3.10 \cdot 10^{-11} \quad \text{Ekv. (6.53)}$$

$$\delta_y = \frac{5.7}{27 \cdot 10^9 \cdot (12 \cdot 0.16)} \cdot \left(\frac{6^2}{4 \cdot 0.16^2} + \frac{3}{4} \right) = 8.87 \cdot 10^{-11} m \quad \text{Ekv. (6.53)}$$

Utböjningen hos skjuvvägg A1-B1 är:

$$a_{x,A1-B1} = \frac{2.4^3}{12 \cdot 1.485 \cdot 10^9 \cdot 0.155} + \frac{1 \cdot 2.4}{0.4 \cdot 1.485 \cdot 10^9 \cdot 0.155} = 3.10 \cdot 10^{-8} m \quad \text{Ekv. (6.54)}$$

$$a_{y,A1-B1} = \frac{2.4^3}{12 \cdot 1.485 \cdot 10^9 \cdot 1.210} + \frac{1 \cdot 2.4}{0.4 \cdot 1.485 \cdot 10^9 \cdot 1.210} = 3.98 \cdot 10^{-9} m \quad \text{Ekv. (6.54)}$$

Vidare är den relativa styvheten hos skjuvväggen:

$$S_{x,A1-B1} = \frac{1}{3.10 \cdot 10^{-8}} = 3.23 \cdot 10^7 m^{-1} \quad \text{Ekv. (6.55)}$$

$$S_{y,A1-B1} = \frac{1}{3.98 \cdot 10^{-9}} = 2.52 \cdot 10^8 m^{-1} \quad \text{Ekv. (6.55)}$$

Skjuvväggarnas utböjningar med ingående data sammanställs i Tabell 56:

Tabell 56 - Skjuvväggarnas utböjning vid enhetslast och relativ styvhet.

Index	H (m)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	a _x (m)	a _y (m)	S _x (m ⁻¹)	S _y (m ⁻¹)
A1-B1	2.4	1.21	0.155	3.10E-08	3.98E-09	3.23E+07	2.52E+08
B1		0.123	0.086	5.56E-08	3.91E-08	1.80E+07	2.56E+07
B1-C1		1.21	0.155	3.10E-08	3.98E-09	3.23E+07	2.52E+08
B2-C2		1.674	0.161	2.99E-08	2.87E-09	3.34E+07	3.48E+08
A3-B3		3.056	0.086	5.58E-08	1.57E-09	1.79E+07	6.35E+08
A4-B4		4.301	0.008	6.25E-07	1.12E-09	1.60E+06	8.94E+08
B5-C5		0.182	0.018	2.64E-07	2.64E-08	3.79E+06	3.79E+07
A6-B6		4.266	0.137	3.51E-08	1.13E-09	2.85E+07	8.87E+08
B7-C7		0.07	0.082	5.89E-08	6.84E-08	1.70E+07	1.46E+07
A8-B8		1.911	0.006	8.19E-07	2.52E-09	1.22E+06	3.97E+08
A9-B9		3.056	0.086	5.58E-08	1.57E-09	1.79E+07	6.35E+08
B10-C10		1.674	0.161	2.99E-08	2.87E-09	3.34E+07	3.48E+08
A11-B11		1.21	0.155	3.10E-08	3.98E-09	3.23E+07	2.52E+08
B11		0.123	0.086	5.56E-08	3.91E-08	1.80E+07	2.56E+07
B11-C11		1.21	0.155	3.10E-08	3.98E-09	3.23E+07	2.52E+08

Kvoten mellan skjuvväggarnas medelutböjning och bjälklagsskivan utböjning är:

$$C_y = \frac{1.35 \cdot 10^{-8}}{1.71 \cdot 10^{-10}} = 79.0 \geq 10 \quad \text{Ekv. (6.52)}$$

Då skivan är styvare avseende utböjning i x- riktningen än y- riktningen och skjuvväggarna det motsatta uppfylls villkoret även där. Skivan behandlas som styv och torsionsmoment måste beaktas. Excentriciteten mellan lastcentrum och skjuvcentrum som används för att kvantifiera torsionsmomentet beräknas enligt.

$$e_x = x_{ref,LC} - \frac{\sum(S_{y,i} \cdot x_{ref,i})}{\sum S_{y,i}} \quad \text{Ekv. (6.56)}$$

Summeringen av $\sum(S_{y,i} \cdot x_{ref,i})$ respektive $\sum S_{y,i}$ görs i Tabell 57.

Tabell 57 - Summering av parametrar för beräkning av horisontallastens excentricitet i x-led för ekvivalent torsionsmoment.

Index	S_y (m ⁻¹)	x_{ref} (m)	$S_y \cdot x_{ref}$ (-)
A1-B1	2.52E+08	0.321	8.06,E+07
B1	2.56E+07	0.415	1.06,E+07
B1-C1	2.52E+08	0.321	8.06,E+07
B2-C2	3.48E+08	4.049	1.41,E+09
A3-B3	6.35E+08	7.456	4.74,E+09
A4-B4	8.94E+08	10.2	9.12,E+09
B5-C5	3.79E+07	11.275	4.27,E+08
A6-B6	8.87E+08	16.98	1.51,E+10
B7-C7	1.46E+07	22.902	3.35,E+08
A8-B8	3.97E+08	23.61	9.38,E+09
A9-B9	6.35E+08	26.504	1.68,E+10
B10-C10	3.48E+08	29.911	1.04,E+10
A11-B11	2.52E+08	33.639	8.46,E+09
B11	2.56E+07	33.545	8.58,E+08
B11-C11	2.52E+08	33.639	8.46,E+09
Σ	5.25E+09	-	8.57,E+10

Excentriciteten mellan lastcentrum och skjuvcentrum blir därmed:

$$e_x = \frac{33.96}{2} - \frac{8.57 \cdot 10^{10}}{5.25 \cdot 10^9} = 0.68 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.56)}$$

$$x_{sc,ref} = 16.303 \text{ m}$$

Skjuvcentrums position i x-led.

På samma sätt beräknas avståndet mellan last- och skjuvcentrum i y-led med indata från Tabell 58.

Tabell 58 - Summering av parametrar för beräkning av horisontallastens excentricitet i y-led för ekvivalent torsionsmoment.

Index	S_x (m ⁻¹)	y_{ref} (m)	$S_x \cdot y_{ref}$ (-)
A1-B1	3.23E+07	9.971	3.22,E+08
B1	1.80E+07	6	1.08,E+08
B1-C1	3.23E+07	1.351	4.36,E+07
B2-C2	3.34E+07	1.474	4.93,E+07
A3-B3	1.79E+07	10.485	1.88,E+08
A4-B4	1.60E+06	9.055	1.45,E+07
B5-C5	3.79E+06	3.175	1.20,E+07
A6-B6	2.85E+07	10.649	3.04,E+08
B7-C7	1.70E+07	2.9	4.92,E+07
A8-B8	1.22E+06	9.955	1.22,E+07
A9-B9	1.79E+07	10.485	1.88,E+08
B10-C10	3.34E+07	1.474	4.93,E+07
A11-B11	3.23E+07	9.971	3.22,E+08
B11	1.80E+07	6	1.08,E+08
B11-C11	3.23E+07	1.351	4.36,E+07
Σ	3.20,E+08	-	1.81,E+09

Excentriciteten mellan lastcentrum och skjuvcentrum blir därmed:

$$e_y = \frac{12}{2} - \frac{1.81 \cdot 10^9}{3.20 \cdot 10^8} = 0.33 \text{ m} \quad \text{Ekv. (6.56)}$$

$$y_{sc,ref} = 6.33 \text{ m}$$

Skjuvcentrums position i y-led.

Samtliga skjuvväggars avstånd till skjuvcentrum i x-led presenteras i Tabell 59:

Tabell 59 - Skjuvväggars avstånd i x-led till skjuvcentrum.

Index	x_i (m)	y_i (m)
A1-B1	15.983	3.637
B1	15.888	0.333
B1-C1	15.983	4.983
B2-C2	12.254	4.859
A3-B3	8.847	4.152
A4-B4	6.103	2722
B5-C5	5.029	3.158
A6-B6	0.677	4.316
B7-C7	6.599	3.433
A8-B8	7.307	3.622
A9-B9	10.201	4.152
B10-C10	10608	4.859
A11-B11	17.336	3.637
B11	17.242	0.333
B11-C11	17.336	4.983

Givet antagandet att alla våningsplan ser lika ut med samma lastfördelning till skjuvväggarna genom bjälklagen blir den dimensionerande horisontallasten verkande i ovkant av skjuvväggarna på plan 1:

$$V_{Ed} = F_{y,NB1,A1-B1} = \left(\frac{672.6}{9.25 \cdot 10^9} + \frac{672.6 \cdot 0.68 \cdot 15.983}{2.0 \cdot 10^{12}} \right) \cdot 2.52 \cdot 10^8 = 35.27 \text{ kN} \quad \text{Ekv. (6.57)}$$

Den dimensionerande tvärkraften på samtliga skjuvväggar sammanställs i Tabell 60.

Tabell 60 - Dimensionerande tvärkraft per skjuvvägg.

Index	$F_{y,NB1,i}$ (kN)	$F_{y,NB2,i}$ (kN)	$F_{y,NB3,i}$ (kN)
A1-B1	35.27	43.59	52.4
B1	3.59	4.43	5.33
B1-C1	35.27	43.59	52.4
B2-C2	47.8	59.08	71.02
A3-B3	85.59	105.79	127.16
A4-B4	118.55	146.53	176.12
B5-C5	4.99	6.17	7.42
A6-B6	113.86	140.74	169.16
B7-C7	1.94	2.4	2.89
A8-B8	53.05	65.57	78.82
A9-B9	86.26	106.62	128.15
B10-C10	48.17	59.53	71.56
A11-B11	35.53	43.92	52.79
B11	3.61	4.47	5.37
B11-C11	35.53	43.92	52.79

13.8.4 Dimensionerande tvärkraftskapacitet för skjuvväggar

Skjuvkapaciteten i skjuvväggar av murverk beror både av längden av den av böjspänningarna tryckta delen av väggen samt medelspänningen i denna. Av den anledningen måste momentbelastningen per vägg och därmed var väggs böjspänningar beräknas. Ur Tabell 34 kan andelen av den totala lasten som verkar på var våningsbjälklag och i förlängningen varje skjuvvägg tas fram presenterat i Tabell 61. Tillhörande hävarmar för lastandelarna hämtas ur Tabell 34:

Tabell 61 - Horisontella kraftresultanters andel av den totala horisontella lasten på byggnadens långsida.

Lastindex	NB1 (kN)	Andel av total last, % _{NB1,i}	NB2 (kN)	Andel av total last, % _{NB2,i}	NB3 (kN)	Andel av total last, % _{NB3,i}
$Q_{wb,i,1} + H_{b,i,1}$	58.30	9%	60.35	7%	62.40	6%
$Q_{wb,i,2} + H_{b,i,2}$	110.94	17%	116.64	14%	121.88	12%
$Q_{wb,i,3} + H_{b,i,3}$	114.55	17%	120.48	15%	125.92	13%
$Q_{wb,i,4} + H_{b,i,4}$	114.55	17%	120.48	15%	125.92	13%
$Q_{wb,i,5} + H_{b,i,5}$	113.85	17%	120.11	14%	125.75	13%
$Q_{wb,i,6} + H_{b,i,6}$	104.43	16%	122.62	15%	128.86	13%
$Q_{wb,i,7} + H_{b,i,7}$	-	-	111.04	13%	128.86	13%
$Q_{wb,i,8} + H_{b,i,8}$	-	-	-	-	116.79	12%
$Q_{wb,i,tak} + H_{b,i,tak}$	55.11	8%	58.64	7%	61.71	6%
Σ	671.74	100%	830.36	100%	998.08	100%

Böjmomentet verkande på en skjuvvägg beräknas därmed:

$$M_{Ed,NB1,A1-B1} = F_{y,NB1,A1-B1} \cdot \sum_{i=1}^n \%_{NB1,i} \cdot e_{NB1,i}$$

$$M_{Ed,NB1,A1-B1} = 35.27 \cdot (0.06 \cdot 0 + 0.17 \cdot 2.555 + 0.17 \cdot 5.465 + 0.17 \cdot 8.375 + 0.17 \cdot 11.285 + 0.16 \cdot 14.14 + 0.08 \cdot 17.20) = 292.89 \text{ kN}$$

Sammanställning av samtliga stjälpande moment för de olika våningspåbyggnaderna görs i Tabell 62.

Tabell 62 - Böjmoment per skjuvvägg vid anblåsning mot byggnadens långsida.

Väggindex	$M_{Ed,NB1,i}$ (kNm)	$M_{Ed,NB2,i}$ (kNm)	$M_{Ed,NB3,i}$ (kNm)
A1-B1	292.89	430.25	598.29
B1	29.78	43.75	60.83
B1-C1	292.89	430.25	598.29
B2-C2	396.98	583.16	810.91
A3-B3	710.81	1044.18	1451.98
A4-B4	984.5	1446.23	2011.05
B5-C5	41.48	60.93	84.72
A6-B6	945.6	1389.09	1931.6
B7-C7	16.14	23.71	32.98
A8-B8	440.58	647.21	899.97
A9-B9	716.33	1052.29	1463.27
B10-C10	400	587.6	817.09
A11-B11	295.07	433.47	602.75
B11	30	44.07	61.29
B11-C11	295.07	433.47	602.75

Sammanställning av normalkraftsbelastningar på skjuvväggarna hämtas ur Tabell 55 som sedan multipliceras med respektive skjuvväggs längd. Resultatet presenteras i Tabell 63.

Tabell 63 – Normalkraft per skjuvvägg.

Väggindex	$N_{Ed,NB1,i}$ (kN)	$N_{Ed,NB2,i}$ (kN)	$N_{Ed,NB3,i}$ (kN)
A1-B1	221.44	242.42	245.92
B1	132.86	152.91	155.12
B1-C1	221.44	242.42	245.92
B2-C2	411.97	445.69	450.39
A3-B3	383.16	388.48	393.81
A4-B4	576.45	583.76	591.06
B5-C5	232.61	235.13	237.65
A6-B6	534.76	580.83	587.08
B7-C7	353.88	357.49	357.49
A8-B8	420.13	425.45	430.77
A9-B9	383.16	388.48	393.81
B10-C10	411.97	445.69	450.39
A11-B11	221.44	242.42	245.92
B11	132.86	152.91	155.12
B11-C11	221.44	242.42	245.92

Moment- och normalkraftsbelastningarna ger upphov till normalspänningar enligt:

$$\sigma_{MEd} = \frac{M_{Ed}}{W_x} \text{ kN/m}^2 \quad \text{Spänning från moment.}$$

$$\sigma_{MEd,NB1,A1-B1} = \frac{221.44}{0.596} = 491.37 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Spänning från moment, A1-B1.}$$

$$\sigma_{NEd} = \frac{N_{Ed}}{A} \text{ kN/m}^2 \quad \text{Spänning från normalkraft.}$$

$$\sigma_{NEd,NB1,A1-B1} = \frac{221.44}{(3.0 \cdot 25 + 0.25 \cdot 1.45)} = 199.04 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Spänning från normalkraft, A1-B1.}$$

Då murverk i regel ej kan ta upp dragspänningar i någon större utsträckning antas dragen andel av väggglängden vara sprucken och därmed ej kunna överföra skjuvspänningar. Givet en linjärelastisk spänningsfördelning blir den tryckta andelen av väggen med likformiga trianglar enligt (Molnár & Gustavsson, 2016):

$$l_{c,i} = \text{Min} \left(L; L \cdot \frac{(\sigma_{MEd} + \sigma_{NEd})}{2 \cdot \sigma_{MEd}} \right) \text{ m} \quad \text{Tryckt väggglängd.}$$

$$l_{c,NB1,A1-B1} = \text{Min} \left(3.25; 3.25 \cdot \frac{491.37 + 199.04}{2 \cdot 491.37} \right) = 2.28 \text{ m} \quad \text{Tryckt väggglängd A1-B1.}$$

Vidare beräknas medelspänningen i den tryckta delen av väggen enligt:

$$\sigma_{Medel} = \frac{(\sigma_{MEd} + \sigma_{NEd})}{2} \text{ kN/m}^2 \quad \text{Medelspänning i tryckt väggdel.}$$

$$\sigma_{Medel,NB1,A1-B1} = \frac{(491.18 + 198.24)}{2} = 344.71 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Medelspänning i tryckt väggdel A1-B1.}$$

Samtliga skjuvväggars moment- samt normalkraftsinducerade normalspänningar, tryckta längd och medelspänningar för de olika påbyggnadsförslagen presenteras i Tabell 64, Tabell 65 och Tabell 66.

Tabell 64 - Normalspänningar och resulterande tryckt längd per skjuvvägg för NB1.

Väggindex	$\sigma_{MEd,NB1,i}$ (kN/m ²)	$\sigma_{NEd,NB1,i}$ (kN/m ²)	$l_{c,NB1,i}$ (m)	$\sigma_{Medel,NB1,i}$ (kN/m ²)
A1-B1	491.37	199.04	2.28	345.21
B1	217.79	177.15	1.86	197.47
B1-C1	491.37	199.04	2.28	345.21
B2-C2	492.3	329.58	3.17	410.94
A3-B3	500.06	356.43	3.68	428.25
A4-B4	675.33	390.82	4.66	533.07
B5-C5	233.18	453.88	2.05	343.53
A6-B6	742.47	305.14	3.56	523.81
B7-C7	235.33	943.69	1.5	589.51
A8-B8	495.65	390.82	3.85	443.23
A9-B9	503.95	356.43	3.67	430.19
B10-C10	496.05	329.58	3.16	412.81
A11-B11	495.04	199.04	2.28	347.04
B11	219.42	177.15	1.85	198.28
B11-C11	495.04	199.04	2.28	347.04

Tabell 65 - Normalspänningar och resulterande tryckt längd per skjuvvägg för NB2.

Väggindex	$\sigma_{MEd,NB2,i}$ (kN/m ²)	$\sigma_{NEd,NB2,i}$ (kN/m ²)	$l_{c,NB2,i}$ (m)	$\sigma_{Medel,NB2,i}$ (kN/m ²)
A1-B1	721.82	217.91	2.12	469.86
B1	319.93	203.88	1.68	261.91
B1-C1	721.82	217.91	2.12	469.86
B2-C2	723.18	356.55	2.84	539.87
A3-B3	734.6	361.38	3.21	547.99
A4-B4	992.06	395.77	4.13	693.91
B5-C5	342.54	458.8	2.05	400.67
A6-B6	1090.7	331.43	3.29	711.06
B7-C7	345.7	953.29	1.5	649.49
A8-B8	728.11	395.77	3.32	561.94
A9-B9	740.3	361.38	3.2	550.84
B10-C10	728.7	356.55	2.83	542.62
A11-B11	727.21	217.91	2.11	472.56
B11	322.32	203.88	1.67	263.1
B11-C11	727.21	217.91	2.11	472.56

Tabell 66 - Normalspänningar och resulterande tryckt längd per skjuvvägg för NB3.

Väggindex	$\sigma_{MEd,NB3,i}$ (kN/m ²)	$\sigma_{NEd,NB3,i}$ (kN/m ²)	$l_{c,NB3,i}$ (m)	$\sigma_{Medel,NB3,i}$ (kN/m ²)
A1-B1	1003.73	221.06	1.98	612.39
B1	444.88	206.83	1.5	325.86
B1-C1	1003.73	221.06	1.98	612.39
B2-C2	1005.62	360.31	2.58	682.97
A3-B3	1021.49	366.33	2.92	693.91
A4-B4	1379.51	400.72	3.81	890.11
B5-C5	476.32	463.71	2.02	470.01
A6-B6	1516.67	335	3.08	925.83
B7-C7	480.71	953.29	1.5	717
A8-B8	1012.47	400.72	3	706.59
A9-B9	1029.43	366.33	2.92	697.88
B10-C10	1013.29	360.31	2.58	686.8
A11-B11	1011.22	221.06	1.98	616.14
B11	448.21	206.83	1.5	327.52
B11-C11	1011.22	221.06	1.98	616.14

Murverkets skjuvhållfasthet beräknas därefter enligt avsnitt 6.1 med data ur Tabell 64, Tabell 65 eller Tabell 66 för de olika påbyggnadsscenarierna.

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{medel} \quad \text{Ekv. (6.3)}$$

$$f_{vk,NB1,A1-B1} = 0.03 \cdot 2.97 \cdot 10^3 + 0,4 \cdot 345.21 = 227.30 \text{ kPa}$$

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \quad \text{Ekv. (6.5)}$$

$$f_{vd,NB1,A1-B1} = \frac{227.30}{2.3} = 98.83 \text{ kPa}$$

Karakteristisk skjuvhållfasthet presenteras för samtliga skjuvväggar och påbyggnadsförslag i Tabell 67.

Tabell 67 - Karakteristisk skjuvhållfasthet för samtliga skjuvväggar och påbyggnadsförslag.

Väggindex	$f_{vk,NB1,i}$ (kPa)	$f_{vd,NB1,i}$ (kPa)	$f_{vk,NB2,i}$ (kPa)	$f_{vd,NB2,i}$ (kPa)	$f_{vk,NB3,i}$ (kPa)	$f_{vd,NB3,i}$ (kPa)
A1-B1	227.3	98.83	277.16	120.5	334.17	145.29
B1	168.2	73.13	193.98	84.34	219.56	95.46
B1-C1	227.3	98.83	277.16	120.5	334.17	145.29
B2-C2	253.59	110.26	305.16	132.68	362.4	157.57
A3-B3	260.51	113.27	308.41	134.09	366.78	159.47
A4-B4	302.44	131.5	366.78	159.47	445.26	193.59
B5-C5	226.63	98.53	249.48	108.47	277.22	120.53
A6-B6	298.74	129.89	373.64	162.45	459.55	199.8
B7-C7	325.02	141.31	349.01	151.74	376.02	163.48
A8-B8	266.51	115.87	313.99	136.52	371.85	161.67
A9-B9	261.29	113.6	309.55	134.59	368.37	160.16
B10-C10	254.34	110.58	306.26	133.16	363.94	158.23
A11-B11	228.03	99.14	278.24	120.97	335.67	145.94
B11	168.53	73.27	194.46	84.55	220.22	95.75
B11-C11	228.03	99.14	278.24	120.97	335.67	145.94

Vidare blir den dimensionerande tvärkraftskapaciteten för var vägg den dimensionerande skjuvhållfastheten multiplicerad med den minsta möjliga tryckta arean av aktuell vägg:

$$V_{Rd,NB1,A1-B1} = 98.83 \cdot 2.28 \cdot 0.25 = 56.41 \text{ kN} \quad \text{Ekv. (6.51)}$$

Samtliga väggars tvärkraftskapacitet presenteras i Tabell 68.

Tabell 68 - Dimensionerande skjuvkhållfasthet och nyttjandegrad för de olika skjuvväggarna vid olika påbyggnadsscenarier.

Väggindex	$V_{Rd,NB1,i}$ (kN)	η (%)	$V_{Rd,NB2,i}$ (kN)	η (%)	$V_{Rd,NB3,i}$ (kN)	η (%)
A1-B1	56.41	63%	63.73	68%	72.02	73%
B1	33.98	11%	35.38	13%	35.83	15%
B1-C1	56.41	63%	63.73	68%	72.02	73%
B2-C2	87.43	55%	94.09	63%	101.66	70%
A3-B3	129.81	66%	120.11	88%	122.05	104%
A4-B4	153.10	77%	164.53	89%	184.25	96%
B5-C5	50.50	10%	55.59	11%	60.95	12%
A6-B6	115.69	98%	133.71	105%	153.98	110%
B7-C7	52.99	4%	56.90	4%	61.31	5%
A8-B8	111.39	48%	113.26	58%	121.29	65%
A9-B9	129.14	67%	120.06	89%	122.14	105%
B10-C10	87.43	55%	94.20	63%	101.89	70%
A11-B11	56.47	63%	63.87	69%	72.25	73%
B11	33.94	11%	35.37	13%	35.86	15%
B11-C11	56.47	63%	63.87	69%	72.25	73%

13.9 Verifiering av förankring

Nedan presenteras beräkningar för verifiering av förankring mellan befintlig byggnad och våningspåbyggnaden.

13.9.1 Indata

Materialdata för fästdon:

$f_{uk,HSA} = 560 \text{ kN/m}^2$	Brottspänning Hilti HSA M8/HAS-U 5.8.
$V_{Rd,HSA} = 8.5 \text{ kN}$	Skjuvkapacitet Hilti HSA M8.
$V_{Rd,HSA} = 8.8 \text{ kN}$	Skjuvkapacitet Hilti HAS-U 5.8.
$A_{s,HSA} = A_{s,HAS} = 36.6 \text{ mm}^2$	Skjuvarea Hilti HSA M8/HAS-U 5.8.
$h_{ef,HSA} = 40 \text{ mm}$	Effektivt förankringsdjup Hilti HSA M8.
$h_{ef,HAS} = 60 \text{ mm}$	Effektivt förankringsdjup Hilti HAS M8.
$\gamma_{M,fi} = 1.2$	Partialkoefficient SS-EN 1992-4:2018.

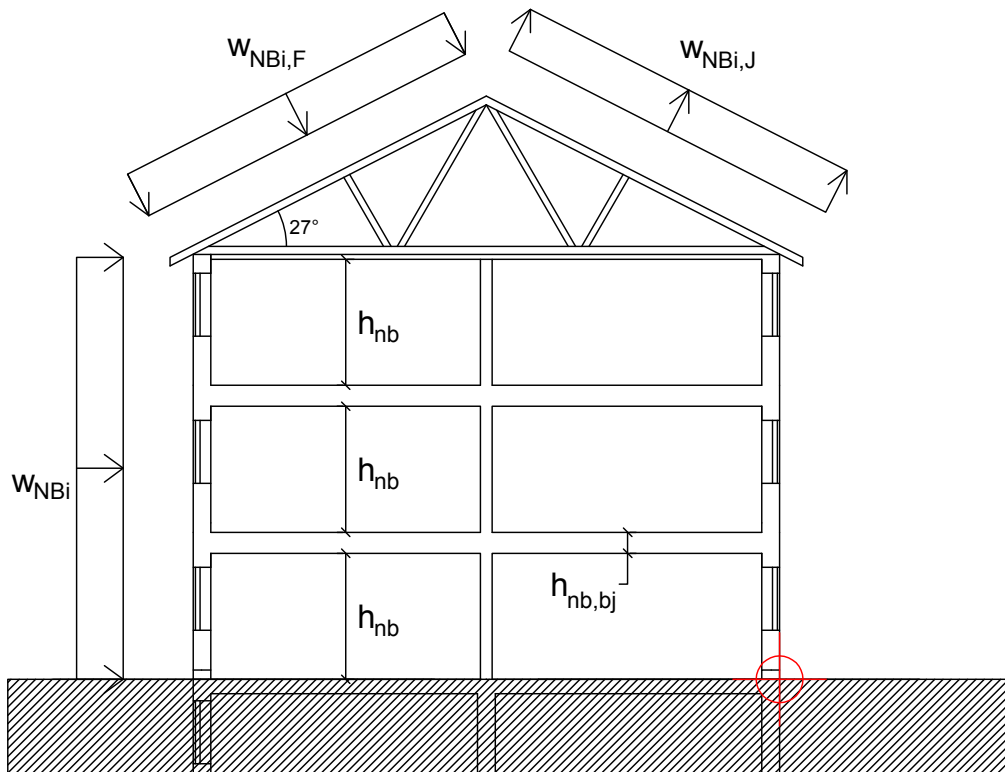
13.9.2 Laster

$w_{NB1} = q_{p,NB1} \cdot (C_{pe,10,D,L1} - C_{pe,10,E,L1}) = 1.06 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Last vid vertikalförankring och tvärkraft
$w_{NB2} = q_{p,NB2} \cdot (C_{pe,10,D,L2} - C_{pe,10,E,L2}) = 1.13 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Last vid vertikalförankring och tvärkraft
$w_{NB3} = q_{p,NB3} \cdot (C_{pe,10,D,L3} - C_{pe,10,E,L3}) = 1.19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Last vid vertikalförankring och tvärkraft
$w_{NB1,F,1} = q_{p,NB1} \cdot (C_{pe,10,F,L,1}) = -0.47 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Last vid vertikalförankring.
$w_{NB2,F,1} = q_{p,NB2} \cdot (C_{pe,10,F,L,1}) = -0.49 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Last vid vertikalförankring.
$w_{NB3,F,1} = q_{p,NB3} \cdot (C_{pe,10,F,L,1}) = -0.51 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Last vid vertikalförankring.
$w_{NB2,J} = q_{p,NB1} \cdot (C_{pe,10,J,L}) = -0.48 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Last vid vertikalförankring och tvärkraft
$w_{NB2,J} = q_{p,NB2} \cdot (C_{pe,10,J,L}) = -0.51 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Last vid vertikalförankring och tvärkraft
$w_{NB3,J} = q_{p,NB3} \cdot (C_{pe,10,J,L}) = -0.53 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Last vid vertikalförankring och tvärkraft
$w_{NB1,F,2} = q_{p,NB1} \cdot (C_{pe,10,F,L,2}) = 0.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Last vid tvärkraft.
$w_{NB2,F,2} = q_{p,NB2} \cdot (C_{pe,10,F,L,2}) = 0.68 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Last vid tvärkraft.
$w_{NB3,F,2} = q_{p,NB3} \cdot (C_{pe,10,F,L,2}) = 0.71 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Last vid tvärkraft.

13.9.3 Dimensionerande lasteffekter

De lyftande krafter som anslutningen mellan nytt och befintligt måste kunna hantera erhålls med momentjämvikt. Lokala variationer i tryckskillnad på tak vid anblåsning bortses från. De

laster som orsakar dessa krafter visas i princip i Figur 74. Indexering i syftar på antal påbyggda våningar.



Figur 74 - Vindlaster orsakande lyftande krafter i anslutning mellan ny och befintlig konstruktion.

Då vindlasterna på taket verkar med en vinkel måste dessa översättas till sina horisontella respektive vertikala komponenter.

$$W_{NBi,F,hor} = W_{NBi,F} \cdot \frac{B}{2 \cdot \cos(27^\circ)} \cdot \frac{2 \cdot \cos(27^\circ)}{B} = W_{NBi,F,1}$$

$$W_{NBi,F,ver} = W_{NBi,F} \cdot \frac{B}{2 \cdot \cos(27^\circ)} \cdot \sin(27^\circ) \cdot \frac{2}{B \cdot \tan(27^\circ)} = W_{NBi,F,1}$$

Samma gäller för $W_{NBi,J}$ och $W_{NBi,F,2}$. Sammanställning av de olika lasternas storlek från avsnitt 13.2.2 görs i Tabell 69 med respektive lasts verkningslängd och hävarm relativt rotationspunkten märkt i rött i Figur 74.

Tabell 69 - Sammanställning av vindlaster orsakande lyftande krafter med tillhörande geometriska egenskaper.

Lastindex	Laststorlek (kN/m)	Verkningslängd (m)	Hävarm (m)
w_{NB1}	1.06	3.15	1.575
w_{NB2}	1.13	6.30	3.150
w_{NB3}	1.19	9.45	4.725
$w_{NB1,F,hor}$	-0.47	3.06	4.68
$w_{NB2,F,hor}$	0.51	3.06	7.83
$w_{NB3,F,hor}$	0.53	3.06	10.98
$w_{NB1,F,ver}$	-0.47	6	9
$w_{NB2,F,ver}$	0.51	6	9
$w_{NB3,F,ver}$	0.53	6	9
$w_{NB1,J,hor}$	-0.48	3.06	4.68
$w_{NB2,J,hor}$	-0.51	3.06	7.83
$w_{NB3,J,hor}$	-0.53	3.06	10.98
$w_{NB1,J,ver}$	-0.48	6	3
$w_{NB2,J,ver}$	-0.51	6	3
$w_{NB3,J,ver}$	-0.53	6	3

Momentjämvikt kring rotationspunkten i anslutningen mellan nytt och befintlig konstruktion mitt i figuren ger ett stjälpande moment med lastkombination STR-B 6:10b i storleksordningen:

$$M_{Ed,NB1,Stj} = 1.5 \cdot (1.06 \cdot 3.15 \cdot 1.575 - 0.47 \cdot 3.06 \cdot 4.68 + 0.47 \cdot 6 \cdot 9 + 0.48 \cdot 3.06 \cdot 4.68 + 0.48 \cdot 6 \cdot 3) = 58.94 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,NB2,Stj} = 87.68 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,NB3,Stj} = 136.23 \text{ kNm}$$

Med antagandet att detta moment tas upp i drag vid lovertssidan och tryck vid läsidan blir den dimensionerande normalkraften för förankringen i form av kraftparet som ersätter momentet:

$$N_{Ed,NB1,Stj} = \frac{M_{Ed,NB1,Stj}}{B} \quad \text{Kraftpar från moment.}$$

$$N_{Ed,NB1,Stj} = \frac{58.94}{12} = 4.91 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Lyftande kraft, NB1.}$$

$$N_{Ed,NB2,Stj} = 7.31 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Lyftande kraft, NB2.}$$

$$N_{Ed,NB3,Stj} = 11.35 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Lyftande kraft, NB3.}$$

Den dimensionerande förankrande egentygngden, betraktad som gynnsam i STR-B 6:10b, där i , avser antalet påbyggda våningar är:

$$N_{Ed,NBi,För} = i \cdot G_{k,tr,ytter} + G_{k,midja} + (i - 1) \cdot G_{k,tr,bjl} \cdot \frac{B}{4} + G_{k,tak} \cdot \frac{B}{2} \frac{kN}{m}$$

$$N_{Ed,NB1,För} = 1 \cdot 1.08 + 1.2 + 0 \cdot 0.63 \cdot \frac{12}{4} + 0.67 \cdot \frac{12}{2} = 6.3 \frac{kN}{m} \quad \text{Nedåtriktad kraft.}$$

$$N_{Ed,NB2,För} = 2 \cdot 1.08 + 1.2 + 1 \cdot 0.63 \cdot \frac{12}{4} + 0.67 \cdot \frac{12}{2} = 9.27 \frac{kN}{m}$$

$$N_{Ed,NB2,För} = 3 \cdot 1.08 + 1.2 + 2 \cdot 0.63 \cdot \frac{12}{4} + 0.67 \cdot \frac{12}{2} = 12.24 \frac{kN}{m}$$

$$N_{Ed,NB1,Stj} = 4.91 \frac{kN}{m} < N_{Ed,NB1,För} = 6.30 \frac{kN}{m} \quad \text{OK!}$$

$$N_{Ed,NB2,Stj} = 7.31 \frac{kN}{m} < N_{Ed,NB1,För} = 9.27 \frac{kN}{m} \quad \text{OK!}$$

$$N_{Ed,NB1,Stj} = 11.35 \frac{kN}{m} < N_{Ed,NB1,För} = 12.27 \frac{kN}{m} \quad \text{OK!}$$

När det gäller det dimensionerande fallet för tvärkraft gäller andra formfaktorer för zon F. Detaljutformning av taket krävs för att bestämma dess beteende vid vidarefördelning av tvärkrafter. Antagandet görs i preliminärt skede att taket beter sig som en styv skiva och att fasadväggarna i gavlarna är de enda som för vidare tvärkrafter från våningspåbyggnaden. Detta är inkonsekvent mot tidigare antaganden vid tvärkraftskapacitet i avsnitt 6.6, men leder till resultat på säkra sidan avseende erforderlig förankring mellan befintlig och ny konstruktion. Med antagandena om att fasadväggarna beter sig ledat i ovan och underkant samt att takets dimensioner är erforderliga för att nyttja en balkmodell blir den dimensionerande tvärkraften i form av ett skjuvflöde längst med gavelväggarna för de olika scenarierna:

$$V_{Ed,NBi} = \frac{1.5 \cdot (w_{NB1} \cdot h_{NB} \cdot i + (w_{NB1,F,2} - w_{NB1,J}) \cdot \frac{B}{2} \cdot \tan(27^\circ) \cdot L)}{2 \cdot B} \left(\frac{kN}{m} \right) \quad \text{Skjuvflöde i gavelvägg.}$$

$$V_{Ed,NB1} = 7.09 \frac{kN}{m} \quad \text{Skjuvflöde NB1.}$$

$$V_{Ed,NB2} = 15.11 \frac{kN}{m} \quad \text{Skjuvflöde NB2.}$$

$$V_{Ed,NB3} = 23.84 \frac{kN}{m} \quad \text{Skjuvflöde NB3.}$$

13.9.4 Dimensionerande skjuvhållfasthet

Förankring med expanderbult av typ Hilti HSA M8 fäst i midja med effektivt förankringsdjup 40mm. Förankring med Hilti HAS-U 5.8 förankringsstång med expandermassa HIT-HY 200 i befintligt betongbjälklag med effektivt förankringsdjup 60mm ger en tvärkraftskapacitet enligt produktblad (Hilti, 2023a) och (Hilti, 2023b):

$$V_{Rd,HSA} = 8.5 \text{ kN/bult}$$

$$V_{Rd,HAS} = 8.8 \text{ kN/ankare}$$

Dock gäller denna kapacitet för lägsta betonghållfasthet C20/25. Erforderligt antal förankringsdon blir därmed:

$$n_{HSA} = \frac{V_{Ed,NB3}}{V_{Rd,HSA}} = 2.80 \text{ st/m} \quad \text{Antal förankringsdon enligt produktblad.}$$

$$n_{HAS} = \frac{V_{Ed,NB3}}{V_{Rd,HSA}} = 2.71 \text{ st/m} \quad \text{Antal förankringsdon enligt produktblad.}$$

Detta verifieras enligt SS-EN 1992-4:2018 (SIS, 2018):

$$V^0_{Rk,HSA,SS-EN} = V^0_{Rk,HAS,SS-EN} = k_6 \cdot A_s \cdot f_{uk,HSA} \text{ (kN)}$$

$$V^0_{Rd,HSA,SS-EN} = \frac{V^0_{Rk,HSA,SS-EN}}{\gamma_{M,fi}} = \frac{0.8 \cdot 0.5 \cdot 560 \cdot 10^3 \cdot 36.6 \cdot 10^{-6}}{1.2} = 6.825 \text{ kN/bult}$$

Antalet förankringsdon blir därmed enligt standard:

$$n = \frac{V_{Ed,NB3}}{V^0_{Rd,HSA,SS-EN}} = 3.49 \text{ st/m} \quad \text{Antal förankringsdon enligt standard.}$$

Kapaciteten kan ökas om förhållandet mellan det effektiva förankringsdjupet och avståndet mellan förankringsdon är mindre än 5:

$$\frac{h_{ef,HSA}}{d} = \frac{40}{\frac{1000}{3.49}} = 0.1397 < 5$$

Tvärkraftskapaciteten kan ökas vid
verifiering!

13.10 Verifiering av robusthet

Nedan presenteras beräkningar för verifiering av robusthet. Beräkningar sker i brottgränstillståndet för exceptionell dimensioneringssituation, okänd olyckslast.

13.10.1 Indata

$$\psi_{2,n} = 0.3$$

13.10.2 Laster

Egentyngder:

$$G_{k,vån} = 4.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Våningsbjälklag av betong, kalkgrus och tretong.

$$G_{k,te,ytter} = 4.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Yttervägg av 1/2-sten fasadtegel och 1-sten månghålstegel.

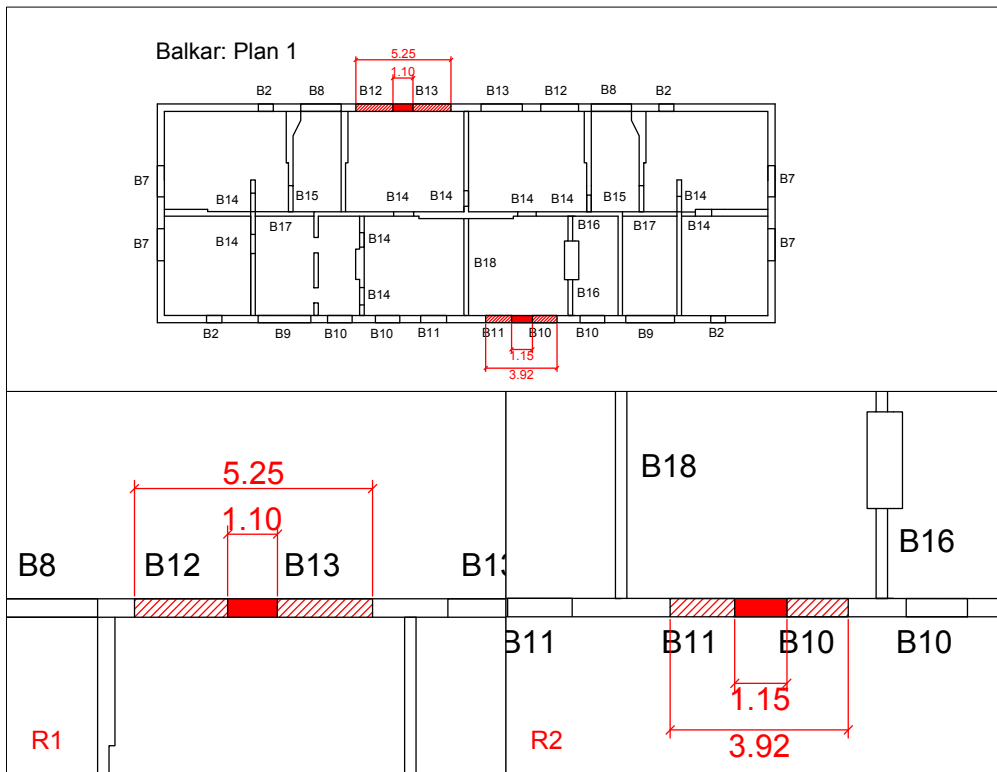
Variabel last:

$$Q_{k,n,bjl} = 2.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nyttig last på bostadsbjälklag enligt EKS12 Tabell C-1.

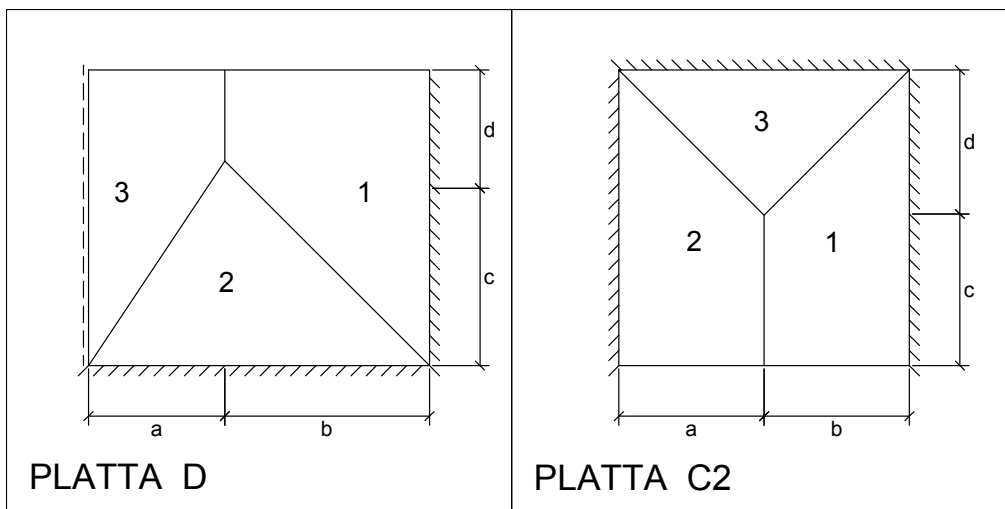
13.10.3 Verifiering

Murpelare plockas bort på två platser i byggnaden, visat i solid röd i Figur 75. På grund av att anslutande balkar mister sin bäring fördelar sig fasadlasterna till var våningsbjälklag.



Figur 75 - Murpelare som plockas bort för kontroll av robusthet.

Efter det att ett av respektive plattas upplag försvunnit blir geometrin enligt Figur 76. Sammanställning av geometri görs i Tabell 70. Vid hantering av den tillkommande linjelasten från ytterväggen som kräver bäring antas plattan verka som en balk med en spännvidd lika lång som den bortfallna vägg längden visad i Figur 75. Lasten antas kunna sprida sig på ett metersnitt av plattan (Hillerborg, 1974).



Figur 76 - Plattgeometrier för verifiering av robusthet.

Tabell 70 - Geometri för plattor vid kontroll av robusthet.

Beteckning	Värde	Enhet
a_{PC2,R}	2.88	m
b_{PC2,R}	2.88	m
c_{PC2,R}	3.03	m
d_{PC2,R}	2.82	m
a_{PD,R}	2.70	m
b_{PD,R}	4.05	m
c_{PD,R}	4.05	m
d_{PD,R}	1.80	m

Den dimensionerande utbredda lasten är enligt lastkombination:

$$Q_{d,R} = G_{k,vån} + \psi_{2,n} \cdot Q_{k,n,bjl} = 5.24 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Ekv. (6.59)}$$

Linjelasten som måste tas av bjälklaget från väggen antas vara jämnt fördelad och är enligt lastkombination:

$$q_{d,PC2,R} = \frac{G_{k,te,ytter} \cdot (x_{PC2} \cdot h_{bef,1} - A_{F1} - A_{F2})}{x_{PC2}} + Q_{d,R} = 14.56 \frac{kN}{m} \quad \text{EKS 12 Ekv. 6.11b.}$$

$$q_{d,PD2,R} = \frac{G_{k,te,ytter} \cdot (x_{PD} \cdot h_{bef} - A_{F1} - A_{F2})}{x_{PD}} + Q_{d,R} = 15.07 \frac{kN}{m} \quad \text{EKS 12 Ekv. 6.11b.}$$

Vid verifiering av plattorna antas plattornas x-riktning ej bidra till bäringen vid bortfall av vägg.

13.10.4 Kontroll av C2

Enligt strimlemetoden blir de dimensionerande momenten i plattans x-riktning kring y-riktningen:

$$m_{fx1} - m_{sx1} = \frac{Q_{d,R} \cdot b_{PC,R}^2 \cdot (c_{PC,R} + d_{PC,R} + 2 \cdot d_{PC,R})}{6 \cdot (c_{PC,R} + d_{PC,R})} = 21.73 \frac{kNm}{m}$$

Med antagandet att stödmomentet är 2 gånger större än fältmomentet ges medelmomenten.

$$2 \cdot m_{fx1} = -m_{sx1}; m_{sx1} = -14.49 \frac{kNm}{m}$$

$$m_{fx1} = 7.24 \frac{kNm}{m}$$

Ekvivalens ger:

$$m_{fx1} = m_{fx3}; m_{sx1} = m_{sx3}$$

Antagandet görs att det maximala momentet i bjälklagsplattan sammanfaller med linjelasten från fasadväggen. Det dimensionerande momentet i plattan blir därmed:

$$m_{sup,fx1} = \frac{m_{fx1}}{1.5} = 4.83 \text{ kNm/m}$$

$$m_{mid,fx1} = \frac{(m_{fx1} \cdot (a_{PC,R} + b_{PC,R}) - m_{sup,fx1} \cdot \frac{(a_{PC,R} + b_{PC,R})}{2})}{\frac{(a_{PC,R} + b_{PC,R})}{2}} = 9.66 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \quad \text{OK enl. Avsnitt 13.5.7.}$$

$$m_{sup,sx1} = \frac{m_{sx1}}{1.5} = -9.66 \text{ kNm/m}$$

$$m_{mid,sx1} = \frac{(m_{sx1} \cdot (a_{PC,R} + b_{PC,R}) - m_{sup,sx1} \cdot \frac{(a_{PC,R} + b_{PC,R})}{2})}{\frac{(a_{PC,R} + b_{PC,R})}{2}} = -19.32 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \quad \text{Ej OK enl. Avsnitt 13.5.7.}$$

Det tillkommande momentet från väggens linjelast antas uppkomma då den yttersta delen av plattan verkar som en fritt upplagd balk med en spännvidd lika lång som den bortfallna vägg längden, 3.92 m. Det tillkommande fält- och stödmomentet blir:

$$m_{f,C,q} = \frac{q_{d,PC2,R} \cdot L^2}{8} = \frac{14.56 \cdot 3.92^2}{8} = 27.97 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \quad \text{Ej OK enl. Avsnitt 13.5.7.}$$

13.10.5 Kontroll av D

$$m_{fx3} = \frac{Q_{d,R} \cdot a_{PD,R}^2 \cdot (c_{PD,R} + d_{PD,R} + 2 \cdot d_{PD,R})}{6 \cdot (c_{PD,R} + d_{PD,R})} = \frac{5.24 \cdot 2.7^2 \cdot (4.05 + 1.8 + 2 \cdot 4.05)}{6 \cdot (4.05 + 1.8)} = 15.18 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Av ekvivalens blir stödmomentet i stöd 1

$$m_{fx1} - m_{sx1} = \frac{Q_{d,R} \cdot b_{PD,R}^2 \cdot (c_{PD,R} + d_{PD,R} + 2 \cdot d_{PD,R})}{6 \cdot (c_{PD,R} + d_{PD,R})} = 34.16 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$m_{fx1} = m_{fx3}; m_{sx1} = -18.98 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Antagandet görs att det maximala momentet i bjälklagsplattan sammanfaller med linjelasten från fasadväggen. Det dimensionerande momentet i plattan blir därmed:

$$m_{sup,fx1} = \frac{m_{fx1}}{1.5} = 10.12 \text{ kNm/m}$$

$$m_{mid,fx1} = \frac{(m_{fx1} \cdot (a_{PD,R} + b_{PD,R}) - m_{sup,fx1} \cdot \frac{(a_{PD,R} + b_{PD,R})}{2})}{\frac{(a_{PD,R} + b_{PD,R})}{2}} = 20.24 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \quad \text{Ej OK enl. Avsnitt 13.5.7.}$$

$$m_{sup,sx1} = \frac{m_{sx1}}{1.5} = -12.65 \text{ kNm/m}$$

$$m_{mid,sx1} = \frac{(m_{sx1} \cdot (a_{PD,R} + b_{PD,R}) - m_{sup,sx1} \cdot \frac{(a_{PD,R} + b_{PD,R})}{2})}{\frac{(a_{PD,R} + b_{PD,R})}{2}} = -25.30 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \quad \text{OK enl. Avsnitt 13.5.7.}$$

Det tillkommande momentet från väggens linjelast antas uppkomma då den yttersta delen av plattan verkar som en fritt upplagd balk med en spännvidd lika lång som den bortfallna vägg längden, 5.25m. Det tillkommande fält- och stödmomentet blir:

$$m_{f,D,q} = \frac{q_{d,PD2,R} \cdot L^2}{8} = \frac{15.07 \cdot 5.25^2}{8} = 51.92 \frac{kNm}{m}$$

Ej OK enl. Avsnitt 13.5.7.